

STUDIUL UNOR METODE DE ATENUARE A ACTIUNII SEISMICE ASUPRA CONSTRUCTIILOR

TEZA DE DOCTORAT
-REZUMAT-

Conducător științific:
Prof. dr. ing. Nicolai ȚOPA

Doctorand:
Asist. ing. Cristian – Lucian GHINDEA



UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI
TECHNICAL UNIVERSITY OF CIVIL ENGINEERING
OF BUCHAREST

Bd. LACUL TEI 124 * Sect. 2 RO-72302 * Bucharest 38 ROMÂNIA
Tel. :+40-1-242.12.08, Tel./Fax:+40-1-242.07.81

Nr. 81/07.01.2009.

Domnului/doamnei,

.....
.....

Vă facem cunoscut că în ziua de **23.01.2009**, ora **12,00**, în **sala I 1** a Facultății de **Căi Ferate, Drumuri și Poduri** a Universității Tehnice de Construcții București, Bdul. Lacul Tei nr.122-124, sector 2, va avea loc susținerea publică a tezei de doctorat cu titlul: **“Studiul unor metode de atenuare a acțiunii seismice asupra construcțiilor”**, elaborată de domnul ing. **GHINDEA I. Cristian-Lucian**, în domeniul fundamental **“Științe inginerești”**, domeniul de doctorat **“Inginerie civilă”**.

Comisia de doctorat este formată din:

Președinte:	Prof.univ.dr.ing. Mihai DICU	Decan - Facultatea de Căi Ferate, Drumuri și Poduri a Universității Tehnice de Construcții București
Conducător științific:	Prof.univ.dr.ing. Nicolai ȚOPA	Facultatea de Căi Ferate, Drumuri și Poduri a Universității Tehnice de Construcții București
Referenți:	Prof.univ.dr.ing. Nicolae POSEA	Universitatea Petrol-Gaze din Ploiești
	Prof.univ.dr.ing. Dan CREȚU	Facultatea de Căi Ferate, Drumuri și Poduri a Universității Tehnice de Construcții București
	Conf.univ.dr.ing. Adrian IORDĂCHESCU	Universitatea de Arhitectură și Urbanism „Ion Mincu” din București

Vă trimitem rezumatul tezei de doctorat, cu rugămintea de a ne comunica în scris, în două exemplare, aprecierile și observațiile dumneavoastră până la data de 16.01.2009, pe adresa Secretariatului Rectoratului al U.T.C.B., din Bdul. Lacul Tei nr. 122 - 124, sector 2, București.

Vă invităm cu acest prilej să participați la susținerea publică a tezei de doctorat.

RECTOR,

Prof.univ.dr.ing. Johan NEUNER

Secretar șef universitate,

Prof.univ.dr.ing. Laurențiu RECE



UNIVERSITATEA TEHNICĂ DE CONSTRUCȚII BUCUREȘTI

STUDIUL UNOR METODE DE ATENUARE A ACTIUNII SEISMICE ASUPRA CONSTRUCTIILOR

TEZA DE DOCTORAT
-REZUMAT-

Domeniul fundamental:
Științe inginerești

Domeniul de doctorat:
Inginerie civilă

Conducător științific:
Prof. dr. ing. Nicolai ȚOPA

Doctorand:
Asist. ing. Cristian - Lucian GHINDEA

*Iubitei mele familii,
Daniel, Victor și Raluca*

MULȚUMIRI

Vreau să-mi exprim sincera recunoștință și apreciere față de domnul profesor dr. ing. Nicolai Țopa, conducătorul științific al tezei de doctorat, atenta sa îndrumare și sfaturile sale ghidându-mă atât la realizarea tezei cât și în activitatea științifică și didactică curentă.

Mulțumesc domnului profesor dr. ing. Dan Crețu, pentru sprijinul acordat la realizarea tezei, dar mai ales, pentru direcția imprimată activității mele de inginer constructor, prin alegerea sa de a mă include în colectivul Catedrei de Rezistența Materialelor.

Mulțumesc domnului conferențiar dr. ing. Ștefan Bețea pentru îndrumarea sa la elaborarea programelor de calcul, cu ajutorul cărora am obținut o parte din rezultatele prezentate în teză.

Atât colegilor de catedră, cât și tuturor prietenilor care mi-au fost aproape, le mulțumesc pentru sprijinul afectiv de care m-am bucurat pe toată perioada elaborării tezei și nu numai.

CUPRINS

Capitolul 1: Introducere	3
Capitolul 2: Proiectarea seismică clasică și dispozitive speciale de atenuare a acțiunii seismice asupra construcțiilor	5
2.1 Proiectarea seismică rațională conform Normativului P100-1/2006	5
2.1.1. Generalități. Norme de proiectare seismică a clădirilor	5
2.1.2. Calculul forței seismice echivalente, conform normativului P100-1/2006	6
2.2 Dispozitive speciale de atenuare a mișcării seismice	9
2.2.1. Generalități și clasificare.....	9
2.2.2. Dispozitive dependente de deplasare	11
2.2.2.1. Dispozitive care folosesc proprietățile de ductilitate ale metalelor	11
2.2.2.2. Dispozitive cu frecare	12
2.2.3. Dispozitive dependente de viteză.....	15
2.2.3.1. Amortizori vâscoși.....	15
2.2.3.2. Amortizori magneto-reologici [MR]	17
2.2.4. Dispozitive dependente de accelerație.....	18
2.2.4.1. Amortizori cu masă acordată.....	18
2.2.5. Dispozitive care modifică acțiunea asupra structurii	21
2.2.5.1. Izolarea bazei	21
Capitolul 3: Aspecte privind modelul de calcul în cazul dispozitivului de atenuare cu masă acordată (TMD)	24
3.1 Elemente introductive. Ideea de bază.....	24
3.2 Elemente generale privind folosirea maselor pendulare.....	25
3.3 Modelul Hartog și Rana (Den Hartog, 1956; Rana R, 1998) (8) (42)	27
3.4 Studiu parametric	29
Capitolul 4: Principii de calcul pentru structurile cu baza izolată.....	31
4.1 Elemente generale. Model de calcul.....	31
4.2 Studiu parametric	33
Capitolul 5: Analize numerice pentru sisteme cu 1 GLD	36
5.1 Caracterizarea mișcării seismice și alegerea sistemelor supuse analizei.....	36
5.1.1. Accelerograme înregistrate	36
5.1.2. Alegerea sistemelor de bază cu 1GLD și prezentarea programelor de calcul pentru sisteme cu amortizori cu masă acordată și sisteme cu baza izolată	37
5.2 Studii pe sisteme cu un GLD prevăzute cu amortizori cu masă acordată	37
5.3 Studii pe sisteme cu un GLD cu baza izolată	40
Capitolul 6: Analize numerice pentru sisteme cu mai multe GLD	43
6.1 Generarea de accelerograme artificiale	43

6.2	Alegerea structurilor pentru analiză și modelarea acestora	45
6.3	Sisteme dotate cu TMD.....	47
6.4	Sisteme cu baza izolată	48
Capitolul 7: Studii experimentale		51
7.1	Studii privind capacitatea sistemelor cu masă adițională de a amortiza vibrațiile libere	51
7.1.1.	Studii pe un sistem cu 1 GLD	51
7.1.2.	Studii pe un sistem cu 3 GLD.....	52
7.1.3.	Concluzii.....	53
7.2	Montaj experimental pentru observarea răspunsului la solicitări armonice întreținute	53
7.2.1.	Descrierea experimentului.....	53
7.2.2.	Sistem cu TMD supus la solicitări armonice	55
7.2.3.	Sistem cu baza izolată supus la solicitări armonice	56
7.2.4.	Compatibilitatea rezultatelor cu calcule numerice	57
7.2.5.	Extrapolarea răspunsului la mișcarea armonică	59
Capitolul 8: Concluzii generale, contribuții și direcții viitoare de studiu.....		61
8.1	Concluzii generale.....	61
8.1.1.	Concluzii privind sistemul TMD	61
8.1.2.	Concluzii privind structurile cu baza izolată.....	62
8.2	Contribuțiile tezei în domeniul de studiu.....	63
8.3	Direcții viitoare de studiu	64
Anexa A: Subrutine programe de calcul.....		65
A.1	Program de calcul structura cu 1 GLD și TMD - <i>TMDsis</i>	65
A.2	Program de calcul structura cu 1 GLD cu baza izolată - <i>IzoBaz.</i>	65
A.3	Subrutină pentru determinarea răspunsului la structuri cu 1 GLD.	65
Anexa B: Echipamente si metode experimentale		65
Anexa C: Rezultate experimentale privind sistemul de bază dotat cu TMD		67
Anexa D: Rezultate experimentale privind sistemul cu baza izolată.....		67
Anexa E: Descrierea ecuațiilor de mișcare pentru sisteme cu 2GLD		67
Bibliografie		68

CAPITOLUL 1: INTRODUCERE

Cutremurele sunt potențiale evenimente naturale care amenință vieți, distrug bunuri materiale și întrerup servicii necesare pentru menținerea vieții și a relațiilor sociale.

În proiectarea seismică convențională, un nivel acceptabil de performanță al clădirii, în timpul unei mișcări seismice, constă în capacitatea structurii de rezistență de a absorbi și disipa energie într-o manieră cât mai stabilă și pentru cât mai multe cicluri de solicitare.

Filosofia actuală a proiectării construcțiilor este bazată pe acceptarea aparițiilor zonelor plastice (în cazul barelor a articulațiilor plastice), dar prin proiectare se cere orientarea locului apariției acestor articulații astfel încât să se evite prăbușirea (colapsul) structurii, ținta fiind salvarea vieților omenești. Aceste articulații plastice contribuie la disiparea energiei induse de seism. De regulă ele sunt plasate, prin proiectare pe rigle, evitându-se apariția lor în stâlpi. În stadiul ultim, de colaps total, evident, ar apărea articulații plastice și la baza stâlpilor creându-se astfel mecanismul de prăbușire. Colapsul structurii fiind evitat prin proiectare, problema se concentrează doar asupra necesității realizării reparațiilor și a consolidării.

Totuși, în ultima perioadă, la nivel mondial, tot mai multe clădiri sunt proiectate să reziste la mișcarea seismică utilizându-se un concept relativ nou, și anume acela de a introduce în structură dispozitive speciale cu rolul de a absorbi și/sau disipa energia indusă în structură de mișcarea seismică. Aceste dispozitive pot fi introduse pentru a îmbunătăți comportarea structurii din punct de vedere al ductilității, conform principiilor prezentate mai sus, sau pentru a prelua în totalitate încărcarea seismică.

Direcția de cercetare impusă și în titlul tezei „*Studiul unor metode de atenuare a acțiunii seismice asupra construcțiilor*” tinde spre o analiză comparativă a celor două metode amintite: cea clasică, bazată pe proprietățile intrinseci ale structurilor de rezistență ale clădirilor – conform condițiilor impuse de codurile în vigoare – și cea bazată pe aportul unor sisteme suplimentare, introduse în structură de la bun început, în cazul structurilor noi, sau în procesul de consolidare, în cazul structurilor existente.

Metodele de calcul analitic, calculele numerice, precum și rezultatele experimentale, care fac obiectul prezentei teze, se concentrează asupra a două tipuri de dispozitive speciale de atenuare a mișcării seismice, sistemul de atenuare cu masă acordată [TMD - Tuned Mass Damper] și sistemul de izolare a bazei structurilor.

Respectând schema logică, prezentată în figura 1, lucrarea de față este structurată în opt capitole. *Capitolul 2, Proiectarea seismică clasică și dispozitive speciale de atenuare a acțiunii seismice asupra construcțiilor*, tratează aspecte teoretice privind stadiul actual al proiectării seismice raționale, cu referințe directe la Codul de proiectare seismică P100-1/2006 (1), făcând, totodată, și o descriere a tipurilor de dispozitive speciale utilizate pentru atenuarea efectelor acțiunii seismice asupra construcțiilor. *Capitolul 3, Aspecte privind modelul de calcul în cazul dispozitivului de atenuare cu masă acordată (TMD)*, respectiv, *capitolul 4, Principii de calcul pentru structurile cu baza izolată*, abordează diverse metode de calcul analitic pentru caracterizarea sistemelor enunțate, precum și o serie de studii parametrice inițiale cu privire la metodele folosite.

În continuare, în mod natural, pentru cele două sisteme avute în vedere, se pornește la dezvoltarea unui studiu parametric, plecând de la *analize numerice pentru sisteme cu 1 GLD*, în *capitolul 5*, continuând cu *analize numerice pentru sisteme cu mai multe grade de libertate dinamice*, în *capitolul 6* și terminând cu *studii experimentale*, în *capitolul 7*.

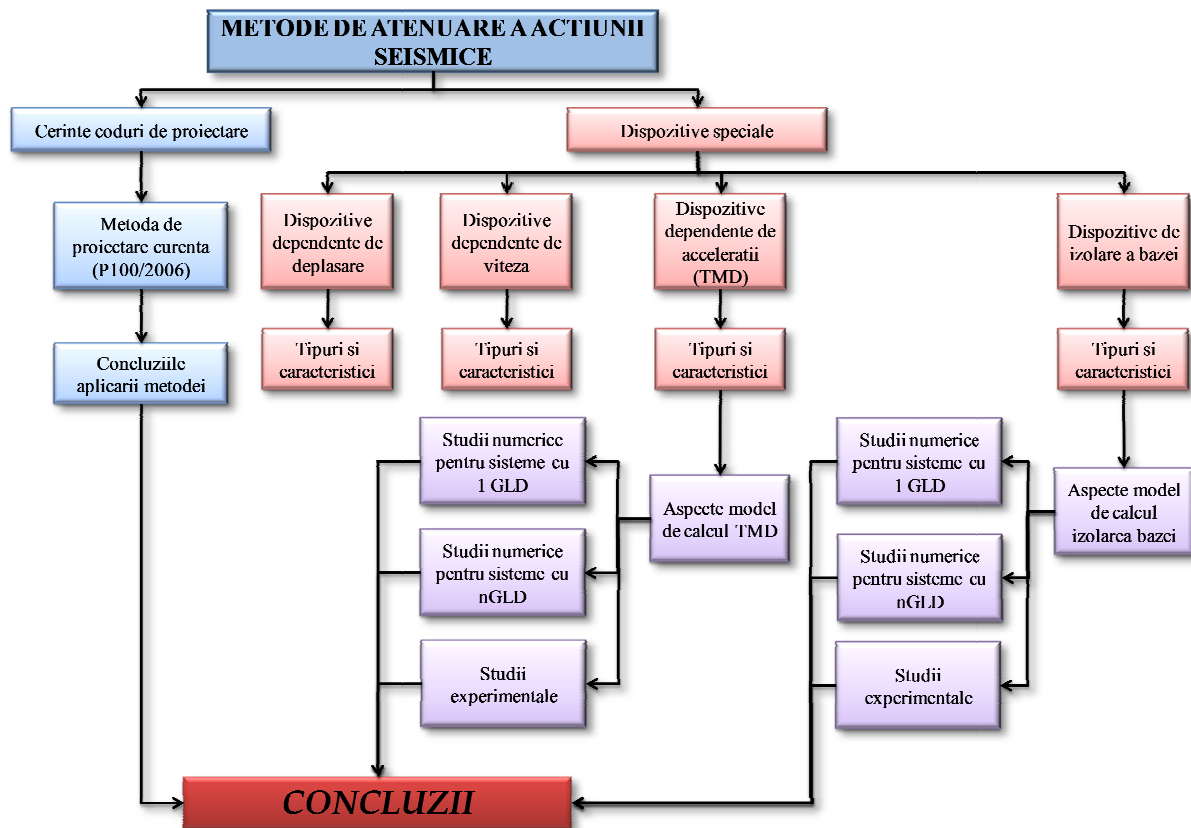


Fig. 1 Schema de principiu a tezei

În ultimul capitol al tezei, *capitolul 8, Concluzii generale*, se assemblează concluziile parțiale rezultate ca urmare a studiilor efectuate, pentru a sublinia modul în care sistemele analizate se comportă atât în general sub acțiuni diverse, cât și în particular, ca urmare a condițiilor speciale impuse de mișcarea seismică, specifică teritoriului României.

Pentru a realiza o analiză corectă și coerentă, mișcarea terenului a fost descrisă prin intermediul unor accelerograme înregistrate ale unor seisme considerate importante pentru teritoriul țării noastre, precum și a unor accelerograme generate artificial, în condițiile impuse și descrise de Codul de proiectare seismică P100-1/2006. În cazul rezolvărilor analitice, precum și în cazul studiilor experimentale, s-a considerat că mișcarea terenului este o mișcare armonică.

Trebuie menționat, că studiile prezentate s-au realizat cu un aport financiar parțial din contractul de cercetare pentru tineri doctoranzi, cod PNII-RU-TD-2, având numărul 67/01.10.2007, finanțat de UEFISCU-CNCSIS.

CAPITOLUL 2: PROIECTAREA SEISMICĂ CLASICĂ ȘI DISPOZITIVE SPECIALE DE ATENUARE A ACTIUNII SEISMICE ASUPRA CONSTRUCTIILOR

2.1 Proiectarea seismică rațională conform Normativului P100-1/2006

2.1.1. Generalități. Norme de proiectare seismică a clădirilor

În timp, proiectarea seismică s-a bazat pe o combinație între rezistență și ductilitate. Pentru evenimente seismice mici, frecvente, este de așteptat ca structura să aibă o comportare elastică, valorile eforturilor fiind mult sub limita de curgere a materialelor.

Totodată, nu este rațional să ne așteptăm ca o structură obișnuită să aibă un răspuns elastic în cazul acțiunii unui cutremur major. De aceea, inginerii proiectanți, pentru a preveni colapsul catastrofic al unei structuri, iau în considerare proprietățile de ductilitate ale acesteia, în același timp cu acceptarea unui anumit nivel al degradărilor elementelor structurale și nestructurale.

Această idee a stat la baza dezvoltării codurilor [normelor] de proiectare de protecție seismică, considerând metoda forțelor laterale și mai recent a spectrelor inelastice de răspuns. Deci, în această ordine de idei, o structură este proiectată să reziste unei forțe „echivalente” aplicată static. Rezultatele au fost încununuate de succes, deoarece chiar și o evaluare aproximativă a forței laterale poate avea un efect benefic pentru prevenirea colapsului.

Luând în considerare natura dinamică a acestor evenimente, la nivelul actual al cunoștințelor s-au realizat și se pot realiza îmbunătățiri esențiale ale conceptelor de proiectare.

Scopul principal al normelor de protecție seismică, cum ar fi P100/2006 (1), EC8-98 (2), UBC-97 (3), FEMA450-2003 (4), este acela de a proteja viețile oamenilor. Ca efect al acțiunii seismice toate normele admit apariția degradărilor structurale, urmărind mai mult sau mai puțin limitarea acestora.

Metodele de analiză statică echivalentă, modală, dinamic neliniară („time-history”) sunt prezente în majoritatea normelor, cu excepția codului japonez AIJL-2004 (5) în care sunt prezentate numai primele două. O altă metodă de analiză folosită mai ales la evaluarea performanțelor structurale pentru unele structuri noi sau pentru unele existente, dar putând fi utilizată și ca o alternativă de proiectare, este metoda statică neliniară („pushover”) descrisă în EC8-98, P100-2006 și FEMA 450-2003.

Alegerea tipului de analiză depinde în general de regularitatea structurii, posibilitatea de a neglija influența modurilor superioare de vibrație, și uneori importanța clădirii. Metoda implicită de analiză este cea statică echivalentă pentru normele UBC-97, FEMA 450-2003 și cea modală pentru EC8-94, P100-2006 și AIJL-2004. Normele americane impun calculul anumitor structuri prin metode dinamice, incluzând aici metoda modală și cea dinamică liniară. În cazul normei AIJL-2004 se enunță posibilitatea efectuării unui calcul de tip „time-history” (metodă care nu este descrisă în cadrul normei) în cazul structurilor care prezintă neregularități în plan sau elevație, cu condiția de a se aplica, de asemenea, și metoda statică echivalentă.

Metoda implicită de analiză în UBC-97 este cea statică echivalentă. În EC8-98, P100-2006, FEMA 450-2003 și AIJL-2004 metoda spectrală este prezentată ca metodă de referință, reducându-se însă ușor la metoda statică echivalentă.

2.1.2. Calculul forței seismice echivalente, conform normativului P100-1/2006

În normativul românesc P100-2006, similar cu normativul european Ec8-98, aplicarea metodei forțelor seismice statice echivalente este condiționată de posibilitatea considerării în calculul structurilor a doua modele plane pe direcții ortogonale al căror răspuns seismic total nu este influențat semnificativ de modurile proprii superioare de vibrație.

Astfel, în P100-2006, relația de calcul pentru forța tăietoare de bază este următoarea:

$$F_b = \gamma_I S_d(T_1) m \lambda \quad (2.1.2.1)$$

în care:

$S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1 ;

T_1 - perioada fundamentală de vibrație a structurii pentru o mișcare laterală în direcția considerată;

m - masa totală a clădirii calculată ca sumă a maselor de nivel m_i ;

γ_I - factorul de importanță (expunere) al construcției;

λ - factor de corecție, care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, egal cu 0.85 dacă $T_1 \leq 2T_C$ și clădirea are mai mult de două etaje, și 1.0 în celelalte cazuri.

Distribuția forțelor seismice de nivel, pentru calculul simplificat, rezultă din relația:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (2.1.2.2)$$

unde:

F_i - forța orizontală care acționează la etajul i ;

s_i, s_j - deplasările maselor m_i și respectiv, m_j , conform deformatei corespunzătoare modului fundamental de vibrație;

m_i, m_j - mase de nivel.

Normativul P100/2006 definește acțiunea seismică prin intermediu unui spectru de răspuns al accelerației, determinat pentru o amortizare vâscoasă de 5% din amortizarea critică. Prin comparație cu normele enunțate mai sus, expresiile analitice folosite pentru definirea spectrului sunt diferite, dar forma curbelor este în mare aceeași.

În normativul românesc, condițiile locale de teren sunt descrise prin valorile perioadei de control (colț) T_C a spectrului de răspuns pentru zona amplasamentului considerat (tabelul 2.1.2.2). Aceste valori caracterizează sintetic compoziția de frecvențe a mișcărilor seismice.

Tabel 2.1.2.2 Perioadele de control (colț) T_B, T_C, T_D ale spectrului de răspuns pentru componente orizontale al mișcării seismice

Interval mediu de recurența a magnitudinii cutremurului	Valori ale perioadelor de control (colț)			
IMR = 100ani Pentru starea limita ultima	T_B (s)	0.07	0.10	0.16
	T_C (s)	0.7	1.0	1.6
	T_D (s)	3	3	2

Spectrul de proiectare pentru accelerații $S_d(T)$, exprimat în m/g^2 , este un spectru de răspuns inelastic care se obține cu relațiile 2.1.2.3 și 2.1.2.4:

$$S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\beta_0 - 1}{T_B} T \right]; \text{ pentru } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.1.2.3)$$

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q}; \text{ pentru } T > T_B \quad (2.1.2.4)$$

unde:

q - este factorul de comportare al structurii (factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic), cu valori în funcție de tipul structurii și capacitatea acesteia de disipare a energiei;

$\beta(T)$ - spectrul normalizat de răspuns elastic.

Formele normalizate ale spectrelor de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale accelerației terenului, $\beta(T)$, pentru fracțiunea din amortizarea critică $v = 0.05$ și în funcție de perioadele de control (colț) T_B , T_C și T_D sunt:

$$\beta(T) = 1 + \frac{\beta_0 - 1}{T_B} T; \text{ pentru } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.1.2.5)$$

$$\beta(T) = \beta_0; \text{ pentru } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.1.2.6)$$

$$\beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T}; \text{ pentru } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.1.2.7)$$

$$\beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2}; \text{ pentru } T > T_D \quad (2.1.2.8)$$

unde β_0 este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură.

Pentru proiectarea construcțiilor la acțiunea seismică, teritoriul României este împărțit în zone de hazard seismic. Nivelul de hazard seismic în fiecare zonă se consideră, simplificat, a fi constant. Pentru centre urbane importante și pentru construcții de importanță specială se recomandă evaluarea locală a hazardului seismic pe baza datelor seismice instrumentale și a studiilor specifice pentru amplasamentul considerat. Nivelul de hazard seismic indicat în prezentul cod este un nivel minim pentru proiectare. Hazardul seismic pentru proiectare este descris de valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului a_g , determinată pentru intervalul mediu de recurență de referință (IMR) corespunzător stării limită ultime.

Toate normele considerate, acceptă răspunsul inelastic al structurilor la acțiunea seismică de calcul, pentru disiparea energiei seismice, prin considerarea factorului de reducere a forțelor seismice (factorul de comportare).

Factorul de reducere propriu-zis este specificat direct în norme în funcție de tipul materialului folosit, tipul structurii, capacitatea de redistribuție a eforturilor și capacitatea de deformare plastică a elementelor. Factorul de reducere poate fi împărțit în trei componente, caracterizând:

- ductilitatea sistemului structural,
- supra-rezistența, și
- redundanța.

Definiția supra-rezistenței este deseori ambiguă, ultimii doi termeni fiind adeseori comasați într-unul singur.

În P100/2006, factorul de comportare q este definit ca un factor utilizat pentru a reduce forțele corespunzătoare răspunsului elastic ținând seama de răspunsul nelinier al structurii.

De exemplu, pentru construcții din beton armat, regulate în plan și în elevație, factorul de comportare q , care ține seama de capacitatea de disipare de energie a structurii pentru fiecare direcție de calcul a clădirii, are valorile din tabelul 2.1.2.3. (1)

Tabelul 2.1.2.3 Valorile factorului de comportare q pentru structuri din beton armat, regulate în elevație (1)

Tipul structural	Clasa de ductilitate medie (M)	Clasa de ductilitate ridicata (H)
Structuri în cadre, structuri duale sau cu pereți cuplați	$3.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Structuri cu pereți	3.0	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Structuri flexibile torsionate	2.0	3.0
Sisteme structurale de tip pendul invers	2.0	3.0

Atunci când raportul α_u/α_1 nu se poate evalua prin calcul, pentru clădiri regulate în plan se pot folosi următoarele valori aproximative ale raportului:

- a. Structuri în cadre sau pentru structuri duale cu cadre preponderente:
 - Clădiri cu un nivel: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$
 - Clădiri cu mai multe etaje, cadre cu o deschidere: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$
 - Clădiri cu mai multe etaje, cadre cu mai multe deschideri sau structuri duale cu cadre echivalente: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.35$
- b. Structuri cu pereți structurali și sisteme duale cu pereți preponderenți:
 - Sisteme de pereți cu maxim doi pereți necuplați pe direcție orizontală : $\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$
 - Structuri cu mai mulți pereți: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$
 - Structuri cu pereți cuplați și structuri duale cu pereți preponderenți: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$

Valoarea raportului α_u/α_1 se limitează superior la 1.6.

Urmărind aceste valori putem constata că factorul de comportare poate atinge o valoare maximă $q = 5 \cdot 1.6 = 8$. De asemenea, din relația 2.1.2.4 se observă că pe zona de amplificare maximă, spectrul de proiectare pentru accelerații, și implicit forța tăietoare de bază (relația 2.1.2.1), este invers proporțional cu factorul de comportare.

Considerând de exemplu, o clădire în cadre de beton armat, regulată în plan și în elevație, concepută și dimensionată în așa fel încât raportul α_u/α_1 să fie maxim, rezultă forța seismică echivalentă:

$$F_b = \frac{1}{q} F_{b_0} = \frac{1}{8} F_{b_0} = 0.125 F_{b_0} \quad (2.1.2.9)$$

unde F_{b_0} este forța tăietoare de bază în cazul în care structura are o comportare elastică (nu disipa energie prin crearea de articulații plastice)

Pentru acest caz limită, rezultă o reducere a încărcărilor în cazul acțiunii seismice de 87.5%.

În cazul unei structuri curente, presupunem că se poate considera un factor de comportare acoperitor $q = 5$.

În acest caz forța tăietoare de bază devine:

$$F_b = \frac{1}{5} F_{b_0} = 0.2 F_{b_0} \quad (2.1.2.10)$$

rezultând o reducere de 80%.

Dacă privim problema și din punctul de vedere al limitei inferioare a factorului de comportare, rezultă:

$$F_b = \frac{1}{2} F_{b_0} = 0.5 F_{b_0} \quad (2.1.2.11)$$

În figura 2.1.2.1 se pot observa spectrele normalizate de accelerații pentru proiectare, corespunzătoare celor trei perioade de colț, pentru cazul în care se consideră $q = 5$.

La reprezentarea spectrului trebuie făcută însă observația că o structură având perioada proprie de vibrație $T = 0 \text{ sec}$, raportat la mișcarea seismică orizontală de translație, are o comportare de solid infinit rigid. Structura nu este ductilă și deci nu disipă energie, iar accelerațiile în structura au o distribuție constantă pe înălțime, fără a se produce amplificări. Rezultă deci că în acest caz, la $T = 0 \text{ sec}$, accelerația spectrală de răspuns pentru proiectare trebuie să fie egală cu accelerația terenului.

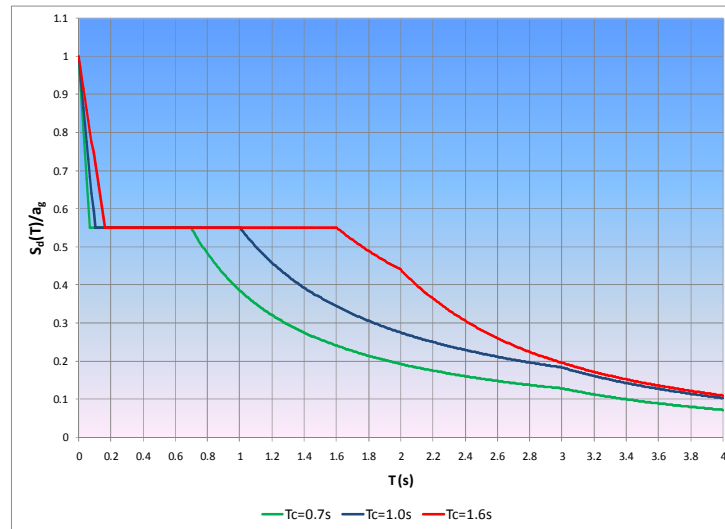


Fig. 2.1.2.1 Spectre de răspuns de calcul, pentru accelerații, pentru componentele orizontale ale mișcării terenului, în zonele caracterizate prin perioadele de (colț): $T_c = 0.7 \text{ sec}$, $T_c = 1.0 \text{ sec}$ și $T_c = 1.6 \text{ sec}$ (factorul de comportare, $q = 5$) (7)

Normativul P100/2006 prevede de asemenea diverse reguli și relații de calcul ale factorului de comportare și pentru structuri realizate și din alte materiale (oțel, lemn etc.), însă construcțiile din beton armat având cea mai mare răspândire a valorilor pentru q .

Putem trage concluzia că dacă dorim să proiectăm o structură respectând ideea clasică a proiectării pe baza considerării capacității ductile a structurii, deci admițând un anumit nivel de degradare al acesteia, putem aplica o reducere a forțelor seismice de calcul cu diverse valori cuprinse între 50% și 87.5%, în funcție de diversele considerente enunțate mai sus.

2.2 Dispozitive speciale de atenuare a mișcării seismice

2.2.1. Generalități și clasificare

În ultima perioadă, la nivel mondial, tot mai multe clădiri sunt proiectate să reziste la mișcarea seismică utilizându-se un concept relativ nou, și anume acela de a introduce în structură dispozitive speciale cu rolul de a absorbi și/sau disipa energia indusă în structură de mișcarea seismică. Aceste dispozitive pot fi introduse pentru a îmbunătăți comportarea structurii din punct de vedere al ductilității, conform principiilor prezentate în paragraful anterior, sau pentru a prelua în totalitate încărcarea seismică.

În literatură, clasificarea acestor dispozitive este diversă. O clasificare deosebită se poate face pornind de la modul cum influențează sau cum sunt influențate aceste dispozitive de termenii corespunzători ecuației de echilibru dinamic pentru un sistem oarecare (8).

Ecuția de echilibru dinamic care caracterizează mișcarea un sistem structural în general este evidențiată de relația (2.2.1.1):

$$Q_I(t) + Q_D(t) + Q_R(t) = -M\ddot{q}_s(t) \quad (2.2.1.1)$$

care poate fi explicitată prin intermediul ecuației (2.2.1.2):

$$M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) + Q_R(q(t)) = -M\ddot{q}_s(t) \quad (2.2.1.2)$$

în cele două relații (2.2.1.1) și (2.2.1.2) termenii se pot defini după cum urmează:

$Q_I(t)$ - Forțe de inerție ale sistemului;

$Q_D(t)$ - Forțe de amortizare ale sistemului;

$Q_R(t)$ - Forțe de revenire ale sistemului (în cazul unui răspuns elastic $Q_R(t) = Kq(t)$);

M - Masa sistemului;

$\ddot{q}_s(t)$ - Accelația terenului;

C - Constanta de amortizare a sistemului;

K - Rigiditatea sistemului;

$q(t)$, $\dot{q}(t)$, $\ddot{q}(t)$ - Răspunsul structural în termeni de deplasări, viteze și, respectiv, accelerații;

Folosirea de dispozitive disipatoare de energie urmărește îmbunătățirea comportării structurii printr-o creștere a amortizării, necesara disipării energiei cinetice care apare în structură ca urmare a mișcării seismice. Răspunsul structural este redus prin modificarea părții din stânga a ecuației. Aceste dispozitive sunt prevăzute cu proprietăți speciale, ușor de aplicat.

O caracterizare generală a acestor dispozitive poate fi făcută din punctul de vedere al mecanismului de amortizare care poate fi dependent de deplasare, de viteză, de accelerație sau al unei combinații dintre acestea, făcând referire la modificarea părții corespunzătoare din ecuația de mișcare.

Atât la construcțiile noi, cât și în reabilitarea seismică a construcțiilor existente aceste dispozitive sau elemente trebuie să fie amplasate în așa fel încât să exploateze comportarea diferită dintre părțile conectate și să îmbunătățească capacitatea de disipare de energie și amortizarea răspunsului.

Utilizarea principiului de izolare a bazei este bazat pe reducerea energiei care intră în structură, reprezentând o modificare a părții din dreapta a ecuației. Controlul daunelor la elementele structurale se poate face prin filtrarea acțiunii cu ajutorul unor dispozitive speciale.

Aceste dispozitive permit deconectarea fundațiilor de suprastructură, modifică caracteristicile dinamice ale sistemului, protejând structura de deplasări excesive și măresc capacitatea de disipare de energie a structurii sub acțiunea încărcărilor seismice (figura 2.2.1.1).

Pe lângă cazurile enunțate, există materiale și tehnologii care nu pot fi clasificate ca respectând criteriile de mai sus cu privire la modificarea uneia din părțile componente ale ecuației de mișcare. De fapt, aceste dispozitive pot accesa diverse părți ale ecuației fără ca modificarea să poată fi limpede determinată.

Considerând ecuația de echilibru dinamic (2.2.1.1) sau (2.2.1.2), este posibil să se realizeze o clasificare a diverselor materiale și tehnologii pe categoriile descrise în tabelul 2.2.1.1.

Tabel 2.2.1.1. Clasificarea dispozitivelor

Dependente de deplasare	Dispozitive liniare (LD)	
	Dispozitive neliniare (NLD) / Histeretice (YD)	Dispozitive cu Metale ductile(YMD) Dispozitive cu frecare (FD)
Dependente de viteza / Amortizori vâscoși (VD)	Dispozitive cu fluid vâscos (FVD)	
	Dispozitive cu resort și fluid (FSD)	
Dependente de accelerații (TMD)		
Modificatoare de Input (Izolarea bazei)		
Combinații		

2.2.2. Dispozitive dependente de deplasare

2.2.2.1. Dispozitive care folosesc proprietățile de ductilitate ale metalelor

Comportarea histeretică a dispozitivelor cu materiale ductile, cunoscute sub numele de dispozitive elasto-plastice, este strâns legată de capacitatea de deformare a materialului constituent. Acestea reprezintă cea mai mare parte a dispozitivului de disipare care absoarbe energia seismică utilizând proprietățile de deformare plastică a metalelor puternic disipative precum otelul, plumbul și câteva aliaje speciale.

Elementele metalice pot avea diverse forme: pivot, semiluna, fluture, șină, placa triunghiulară sau X, scopul comun al acestora fiind acela ca elementele să se plastifice cât mai uniform (figura 2.2.2.1.1).

Amortizorii cu comportare plastică histeretică pot fi configurați pentru a se plastifica la încovoiere, forță tăietoare sau axială. Amortizorii cu comportare plastică la forțe axiale pot fi folosiți ca elemente diagonale sau orizontale.

Amortizorii cu comportare plastică la forță tăietoare sau la încovoiere se pot utiliza drept conectori pentru panouri de pereți în consolă sau pot fi amplasați pe structuri metalice.

Printre avantajele utilizării dispozitivelor cu metale ductile se pot sublinia:

- ✓ Stabilitate și durabilitate ridicată;
- ✓ Cicluri stabile pentru curba histeretică;
- ✓ Sensibilitate limitată la schimbările condițiilor mediului înconjurător;
- ✓ Controlul încărcării maxime transferate structurii ca urmare a unei consolidări scăzute;
- ✓ Capacitate mare de disipare de energie pentru deplasări relativ mici;
- ✓ Ușurința înlocuirii elementelor;
- ✓ Comportare mulți-direcțională.

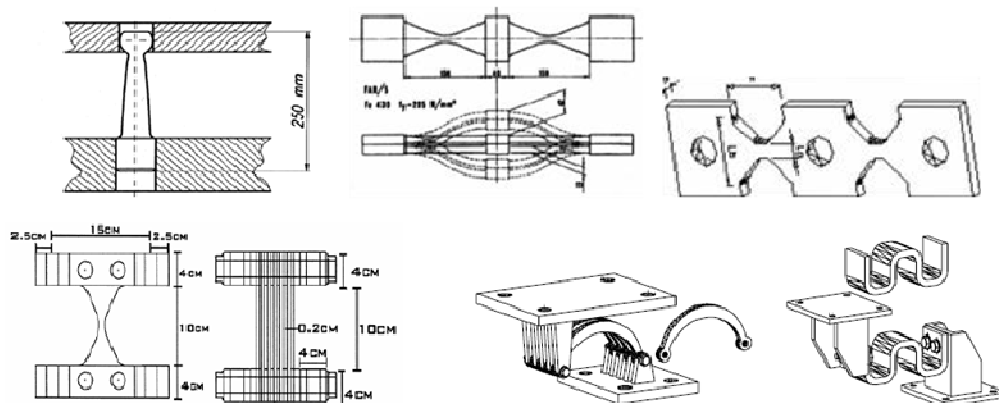


Fig. 2.2.2.1.1 Exemple de amortizori folosind metale ductile (8)

Dezavantajele pot fi:

- În cazul sudurilor, acestea au o comportare casantă;
- Ductilitatea dispozitivului este puternic influențată de forma acestuia (8).

Între dispozitivele ce folosesc metale ductile apar unele diferențe care depind de direcția încărcării (încărcarea se poate face pe o singură direcție sau pe mai multe direcții), cât și de starea de tensiuni care se dezvoltă în elementele dispozitivului.

Exemple de utilizare

Fig. 2.2.2.1.2 Hala industrială în Sarno (Salerno, Italia) cu un caz particular de dispozitiv histeretic (8)

2.2.2.2. Dispozitive cu frecare

Acest tip de dispozitiv poate disipa o mare cantitate de energie prin frecarea dintre două suprafețe glisante. Astfel, introducerea amortizării suplimentare, cu care este înzestrat amortizorul cu frecare, reduce forțele laterale de inerție și amplitudinea vibrațiilor. Aceste dispozitive sunt folosite atât în cazul controlului structural pasiv, cât și cel semi-activ.

Performanțele acestora sunt repetabile și sigure. Majoritatea amortizorilor cu frecare produc o curbă histeretică dreptunghiulară, stabilă, cu o atenuare neglijabilă, deși, câțiva amortizori sunt configurați să producă o forță auto-centrantă și o curbă histeretică diferită de cea dreptunghiulară având alunecarea proporțională cu deplasarea.

Pentru amortizarea interioară a structurii, deplasările sunt datorate deplasărilor relative de nivel aplicate amortizorilor cu frecare.

Aceasta necesită ca amortizorul să facă legătura între două nivele consecutive, conexiunea realizându-se prin intermediul unor elemente structurale cum ar fi diagonale sau panouri de perete cu rigiditate finită, legătura dintre acestea fiind făcută în serie cu amortizorului.

Există o mare varietate de amortizori cu frecare cu diverse materiale folosite pentru suprafețele de frecare, cum ar fi material pentru plăcuțele de frână pe oțel, oțel pe oțel sau oțel pe alamă și alte materiale.

Amortizorii cu frecare sunt utilizați frecvent în cadrul zăbrelelor diagonale, dar pot fi plasați în poziție orizontală între capătul superior al unui perete și grinda de deasupra sa.

Câteva exemple de amortizori cu frecare utilizați ca sisteme de control pasiv sunt:

- Amortizor cu frecare de tip Pall: este realizat dintr-un set de platbande cu găuri, tratate special pentru a produce o foarte bună frecare. Aceste platbande sunt îmbinate între ele în așa fel încât la o anumită valoare a încărcării este permisă glisarea unora peste celelalte, așa cum se poate observa și în figura 2.2.2.2.1.
- Dispozitiv de amortizare cu frecare tip Dampstech: constă în trei plăci metalice și două tampoane de frecare plasate între acestea, ca în figurile 2.2.2.2.2. și 2.2.2.2.3. Un șurub de înaltă rezistență pretensionat în combinație cu discuri resort și șaibe întărite, sunt folosite pentru a menține forța de compresiune pe suprafețele de frecare. Cantitatea de energie disipată este proporțională cu rezistența la frecare rezultată din glisarea și rotirea relativă dintre plăcile amortizorului.

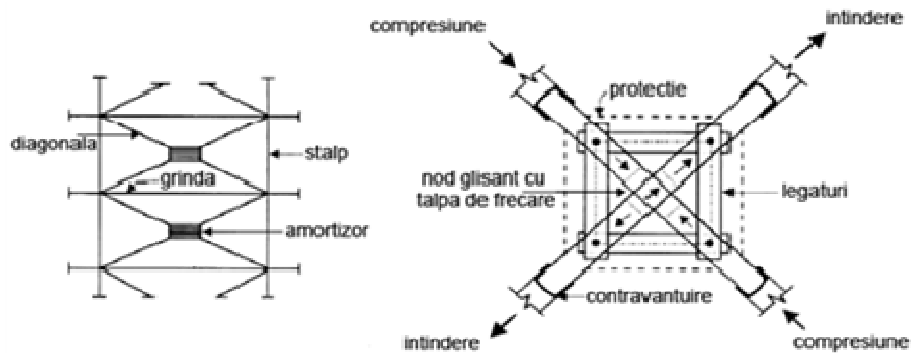


Fig. 2.2.2.2.1 Amortizor cu frecare de tip Pall (9)



Fig. 2.2.2.2.2 Amortizor cu frecare de tip Damptech (10)



Fig. 2.2.2.2.3 Contravântuiri în V împreună cu amortizorul Damptech (10)

- Legătura disipatoare de energie (EDR - Energy Dissipating Restraint): este un mecanism care permite frecarea pe o zona de mișcare, cu blocaje la capetele aceste zone. Dispozitivul, în particular, are doua calități care îl diferențiază de celelalte: capacitatea de auto-centrare ridicată și directa proporționalitate între forța de frecare și deplasare.

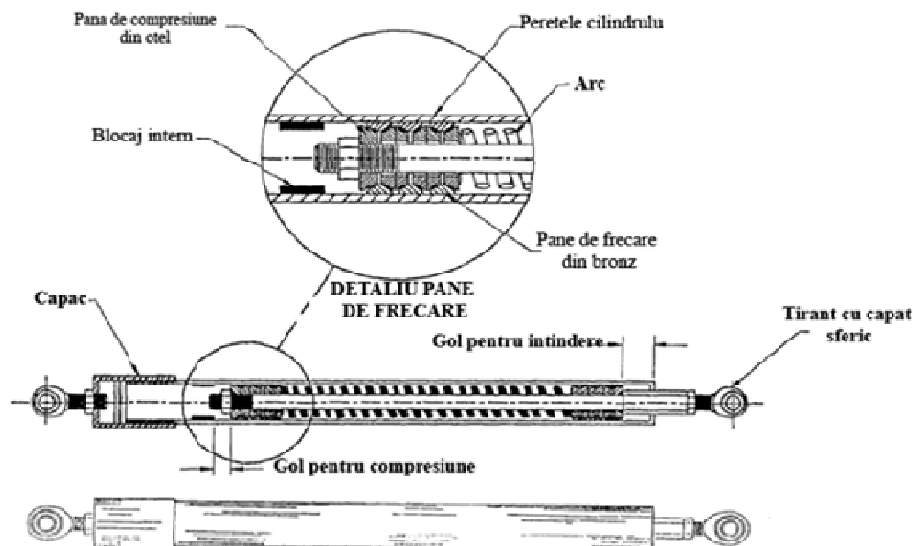


Fig. 2.2.2.2.4 Vedere exterioră și detalii interioare a unei Legături Disipatoare de Energie (EDR) (11)

- Un alt exemplu de amortizor cu frecare poartă denumirea de Amortizor Electromagnetic Semiactiv cu Frecare (SAEMFD - Semi-Active Electromagnetic Friction Damper). Dispozitivul este bazat pe reglarea forței de frecare, care apare în amortizor, folosind un câmp electromagnetic. Acesta constă dintr-un suport de frecare prins între două plăci de oțel. Aceste trei straturi sunt îmbinate cu buloane în așa fel încât frecarea să aibă loc între plăcile metalice și tamponul de frecare.

Forța normală în SAEMFD poate fi variată prin reglarea curentului care străbate bobinele electrice și amortizor în timp real.

Principalele avantaje ale amortizorilor cu frecare sunt:

- ✓ Simplitate din punctul de vedere al materialelor, realizării și implementării;
- ✓ Eficiență în reducerea pagubelor datorate cutremurelor;
- ✓ Economie din punct de vedere al costurilor și timpului de instalare;
- ✓ Flexibilitatea aplicării la structuri din beton, oțel, zidărie și cadre de lemn;
- ✓ În lucru au deplasări limitate;
- ✓ Controlul flambajului în contravântuirile comprimate;
- ✓ Curba histeretică stabilă;
- ✓ Sensibilitate scăzută la schimbări ale condițiilor de mediu;
- ✓ Valori mari ale energiei disipate raportate la valori mici ale deplasărilor;
- ✓ Posibilitate de reutilizare.

Printre dezavantaje se pot enumera:

- Necesitatea unei întrețineri regulate, datorată faptului că prin utilizare, interfața de frecare poate suferii modificări și implicit rezultă modificări în comportarea sistemului;
- Uzura mecanică a suprafețelor de contact după numeroase cicluri de încărcare;
- Dificultăți în identificarea forței de frecare după instalare;
- Imperfecțiuni ale suprafețelor (8).

Exemple de utilizare

Amortizorii cu frecare sunt în general părți componente ale sistemelor de contravântuiri și se pot regăsi în diverse tipuri de contravântuiri, cum ar fi contravântuiri încrucișate, contravântuiri diagonale sau contravântuiri excentrice, așa cum se pot vedea în figurile 2.2.2.2.5 și 2.2.2.2.6 și 2.2.2.2.7

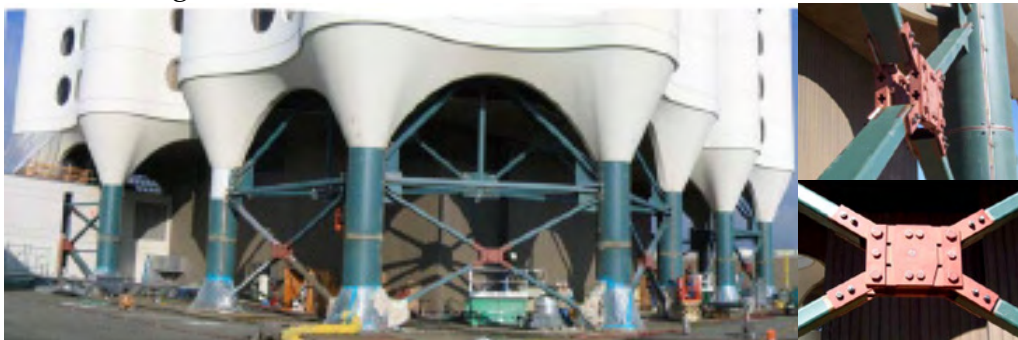


Fig. 2.2.2.2.5 Patient Tower, Seattle, SUA [Contravântuiri încrucișate - amortizor cu frecare tip Pall] (12)



Fig. 2.2.2.2.6 Templul Yaguriji, Japonia (Amortizori cu frecare tip Damptech) (10)



Fig. 2.2.2.2.7 Clădire cu 5 etaje, Japonia (Amortizor Damptech folosit la izolarea bazei) (10)

2.2.3. Dispozitive dependente de viteză

2.2.3.1. Amortizori vâscoși

Amortizorul vâscos, reprezentat în figura 2.2.3.1.1, constă într-un cilindru închis ce conține un fluid vâscos. Fluidul poate fi silicon, ulei sau alt fluid cu vâscozitate controlabilă. Un braț al pistonului este conectat la un element cu orificii. Prin forțarea fluidului prin găurile capului de piston se creează o presiune rezultând o forță de amortizare, disipându-se în acest fel de energie.

Datorită faptului că forța de amortizare variază numai cu viteza de încărcare, amortizorul vâscos poate fi clasificat ca un dispozitiv disipator de energie dependent de viteză.

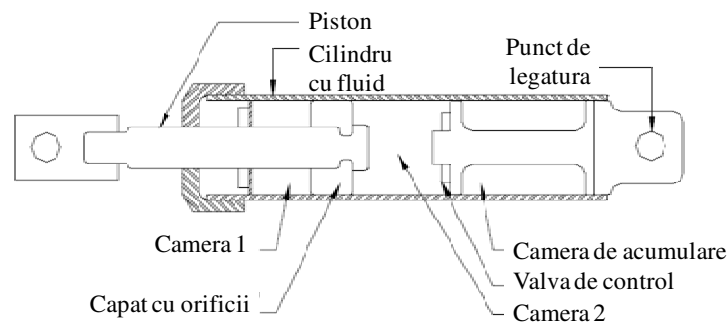


Fig. 2.2.3.1.1 Schema unui amortizor vâscos uzual (14)

În general, amortizorii vâscoși sunt utilizați ca sisteme de control pasiv, dar prin controlul asupra dimensiunilor orificiilor sau a vâscozității fluidului ei pot fi utilizați și în cadrul sistemelor de control semi-active.

Amortizorii vâscoși reprezintă o alternativă la plastificarea sau cedarea unor elemente structurale, ca o cale de a absorbi energia seismică. Aceștia pot disipa aproape întreaga energie seismică, lăsând structura intactă și gata pentru utilizare imediat după eveniment (15).

Forța rezultantă a unui amortizor vâscos depinde de viteza relativă dintre cele două capete ale amortizorului. Relația forță - viteză depinde în special de caracteristicile fluidului și are următoarea formulă generală:

$$F = C|V|^{\alpha} \text{sgn}(V) \quad (2.2.3.1.1)$$

unde: V - viteza relativă între cele două capete ale amortizorului;

C și α - constante de amortizare.

Exponentul α este reprezentativ pentru neliniaritatea amortizorului vâscos.

Curba histeretică pentru un amortizor liniar este o elipsă pură. Cu cât exponentul de amortizare scade, forma curbei histeretice se apropie de o formă dreptunghiulară (figura 2.2.3.1.3).

Parametrul C produce o mărire a ariei din interiorul ciclului histeretic rezultând o creștere a energiei disipate, dar și o creștere a forței în amortizor.

Uzual amortizorii structurali au coeficientul α cu valori între 0.3 și 1.0; orice valoare a lui α peste 1.0 aducând foarte slabe performanțe pentru amortizor. De altfel α este cea mai mică valoare pe care exponentul de amortizare poate să o aibă în mod normal (8).

Bazându-se pe relația $F = CV^{\alpha}$, rezultă că eficacitatea amortizorului este o funcție de gradul de deformație. De aceea, amortizorii vor trebui amplasați între punctele cu deformațiile relative cele mai mari.

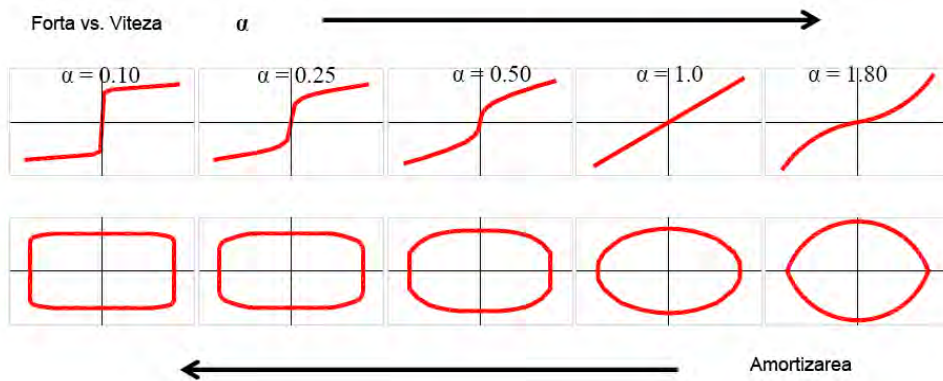


Fig. 2.2.3.1.3 Influența exponentului de amortizare asupra curbei histeretice (16)

Avantaje	Dezavantaje
<ul style="list-style-type: none"> ✓ curbă histeretică stabilă; ✓ funcțiunea de transmitere a șocurilor; ✓ se pot realiza teste experimentale; ✓ stabilitate și durabilitate ridicată; ✓ ușor de implementat; ✓ sensibilitate limitată la schimbarea condițiilor de mediu. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ necesitatea de a se produce deplasări mari pentru o comportare optimă; ➤ fenomenul de uzură și îmbătrânire a fluidului; ➤ necesitatea existenței unei forțe de revenire.

Exemple de utilizare



Fig. 2.2.3.1.4 Torre Mayor Building, Mexico City, SUA (mega-amortizori vâscoși in cadrul sistemelor de contravântuiri excentrice) (18) (19)



Fig. 2.2.3.1.5 Retail Store, Costa Mesa, CA, SUA (amortizori vâscoși in conclucrare cu diagonale tip chevron) (20)

2.2.3.2. Amortizori magneto-reologici [MR]

Amortizorul cu fluid magneto-reologic este un dispozitiv de control semiactiv pe baza unui fluid controlabil care aduce amortizorului câteva caracteristici speciale.

Fluidul, numit magneto-reologic, constă într-o suspensie de micro-particule într-un lichid purtător, cum ar fi uleiul sintetic, apa sau uleiul siliconic. Când este expus unui câmp magnetic, particulele captează un moment bipolar ce este aliniat câmpului extern, rezultând formarea unui lanț de particule paralel cu câmpul (21)

Proprietatea principală a acestui fluid este abilitatea de a se modifica reversibil dintr-un lichid vâscos cu o curgere liberă liniară, într-un semisolid având rezistența la curgere controlabilă, totul realizându-se într-un timp de ordinul milisecundelor. (22)

Amortizorii cu fluid MR sunt clasificați ca dispozitive de control semiactiv. Acestea nu pot introduce energie în sistemul structural și prin urmare nu au potențialul de a destabiliza sistemul.

Forța de amortizare a amortizorului cu fluid MR poate fi schematizată printr-un model având un material plastic în paralel cu un amortizor vâscos (figura 2.2.3.2.1) (23).

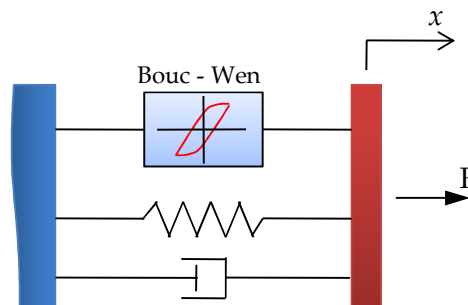


Fig. 2.2.3.2.1 Modelul Bouc - Wen pentru amortizorului MR

Toate dispozitivele care folosesc fluid MR pot fi clasificate ca funcționând astfel (24):

- în modul supapă;
- în modul tangențial direct;
- în modul de strivire;
- combinație a primelor trei moduri.

În aplicațiile din ingineria civilă, deoarece forțele de amortizare și deplasările sunt mari din punct de vedere al amplitudinii, se folosesc de obicei modelele de tip supapă sau combinațiile acestora cu modelele tangențiale. De exemplu în figura 2.2.3.2.2 este reprezentat schematic un amortizor cu fluid MR.

Se pot face următoarele observații:

- La $0 V$, amortizorul MR are o comportare caracteristică unui dispozitiv vâscos (de exemplu: relația forță-deplasare este aproape eliptică, iar relația forță-viteză este aproape liniară)
- La creșterea voltajului, forța necesară curgerii fluidului crește și are o comportare asemănătoare cu comportarea unui material plastic în paralel cu un amortizor vâscos.

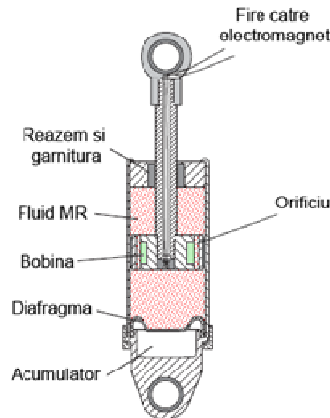


Fig. 2.2.3.2.2 Schema amortizorului MR (25)

Exemple de utilizare



Fig. 2.2.3.2.3 Clădirea Nihon-Kagaku-Miraikan, Tokyo (Muzeul Național al Științei și Inovației) (26)

2.2.4. Dispozitive dependente de accelerație

2.2.4.1. Amortizori cu masă acordată

Un amortizor cu masă acordată [TMD – Tuned Mass Damper] este un dispozitiv compus dintr-o greutate, un resort și un amortizor atașate unei structuri cu rolul de a-i reduce răspunsul dinamic. Frecvența amortizorului este acordată la o anumită frecvență a structurii în așa fel încât atunci când este excitat, amortizorul va vibra defazat cu mișcarea structurii. Energia este disipată de forța de inerție a amortizorului care acționează asupra structurii.

Controlul vibrațiilor cu ajutorul amortizorilor cu masă acordată poate fi pasiv, activ, semi-activ sau hibrid în funcție de existența sau inexistența unui dispozitiv de control activ conectat la masa acordată sau în funcție de strategiile de control ce sunt adoptate pentru dispozitiv.

Dispozitivul se caracterizează prin masă, rigiditate și amortizare. Masa și rigiditatea amortizorului cu masă acordată sunt alese în așa fel încât să apropie frecvența proprie de vibrație a dispozitivului de frecvența de rezonanță a structurii ce trebuie amortizată.

În general, masele sunt realizate din blocuri de beton sau oțel, montate în interiorul clădirilor, și se mișcă în direcție opusă oscilațiilor structurii, în zona de rezonanță, cu ajutorul unor resoarte, fluide sau penduli. Amortizorii folosiți în cadrul sistemului sunt de tip vâcos. În timp ce rigiditatea elementului care face legătura între

masa adițională și structură are un caracter liniar, forța de amortizare vâscoasă produsă de amortizor poate să aibă un caracter neliniar, dacă nu este proporțională cu viteza.

Studii recente arată că sistemul de amortizare vâscos, cu caracter neliniar, se poate înlocui în analiza numerică, cu o bună acuratețe, cu un sistem echivalent liniar. În consecință, efectul optim ce se poate obține cu ajutorul unui amortizor vâscos, cu caracteristici neliniare, poate foarte ușor să fie corelat cu dispozitivul liniar echivalent (27).

Amortizor cu masă acordată de translație

În figura 2.2.4.1.1 este ilustrat un amortizor cu masă acordată de translație unidirecțională. Masa adițională este așezată pe reazeme cu funcția de role, permițând acesteia să aibă o mișcare de translație relativă față de planșeu. Resoartele și amortizorii se introduc între masa și elementele verticale adiacente care transmit forța laterală planșeului, și după aceea întregului sistem structural.

Amortizorul cu masă acordată bidirecțional este realizat cu resoarte și amortizori dispuse pe două direcții ortogonale, ceea ce îi conferă capacitatea de a controla mișcarea structurii pe două planuri ortogonale.

Dacă vorbim în termeni de control structural, TMD-urile pot fi pasive, așa cum este schematizat în figura 2.2.4.1.1, sau active (ATMD). De fapt, eficacitatea unui TMD se poate mări prin atașarea unei mase auxiliare și a unui mecanism de acționare pentru ca răspunsul acesteia să fie defazat față de răspunsul masei acordate (28) (figura 2.2.4.1.2).

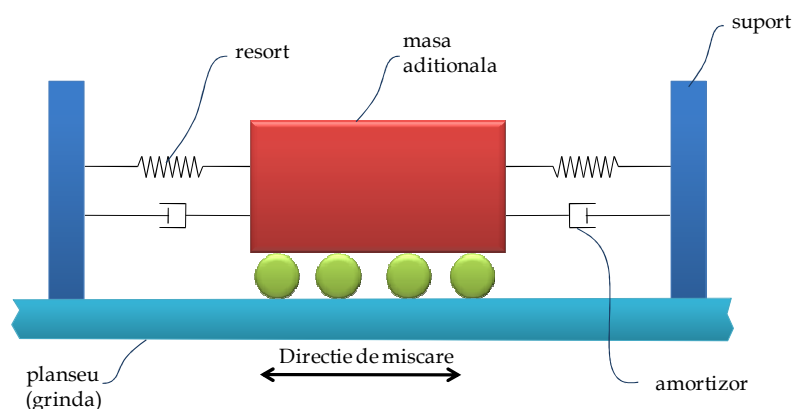


Fig. 2.2.4.1.1 Schemă de principiu a amortizorului pasiv cu masă acordată de translație unidirecțională

Efectul urmărit de acționarea masei adiționale este de a produce o forță adițională care completează forța generată de masa acordată, prin urmare rezultând o creștere a amortizării pentru TMD (se poate obține aceeași comportare prin atașarea unui acuator direct la masa acordată) (28).

Amortizorul cu masă acordată semiactiv (STMD) se poate realiza înlocuind dispozitivul de amortizare pasivă cu un dispozitiv cu amortizarea ajustabilă, cum ar fi un orificiu variabil, un amortizor hidraulic sau un dispozitiv folosind fluid magneto-reologic.

Sistemele de control hibrid (HTMD) se realizează prin asamblarea în serie a amortizorilor activi și pasivi. Masa dispozitivului ATMD este acționată de un acuator în direcția opusă deplasării TMD-ului, măbind efectul amortizării

Amortizor cu masă acordată de tip pendul

Problema asociată reazemelor sistemului de amortizare se poate elimina prin agățarea masei prin intermediul cablurilor, ceea ce permite sistemului să aibă o comportare de pendul. Figura 2.2.4.1.3 prezintă un pendul simplu atașat de un planșeu.

Mișcarea planșeului excită pendulul, iar mișcarea relativă a pendulului produce o forță orizontală care se opune mișcării planșeului.

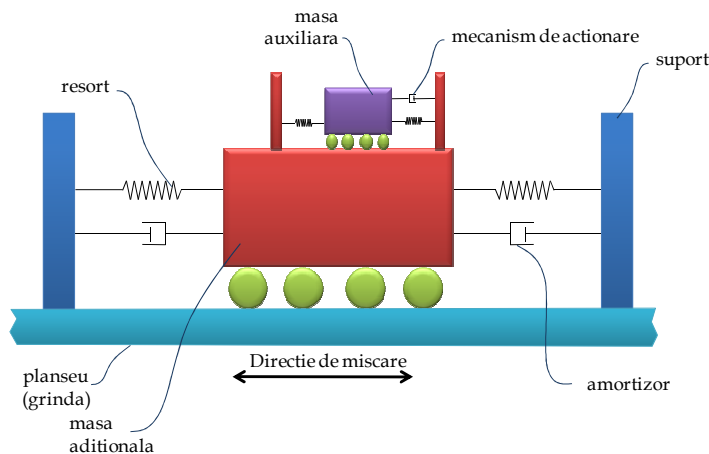


Fig. 2.2.4.1.2 Schemă de principiu a amortizorului cu masă acordată hibrid

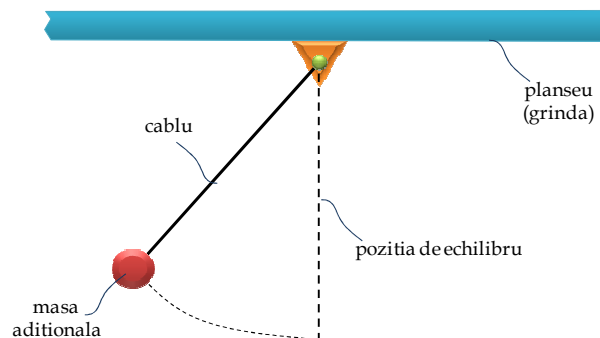


Fig. 2.2.4.1.3 Schemă de principiu a amortizorului cu masă acordată de tip pendul

Modelul de calcul, studii de caz precum și concluzii cu privire la comportarea diverselor sisteme dotate cu amortizori cu masă acordată (TMD) la diverse tipuri de acțiuni se vor detalia în capitolele următoare ale tezei, corespunzător schemei descrisă în capitolul 1.

Exemple de utilizare

Pentru clădirea cu 101 etaje (figura 2.2.4.1.4) din Taipei, Taiwan s-a realizat un sistem de amortizare cu masă acordată, cu o masă totală de 660 tone, situat la etajul 88. Sistemul a fost proiectat pentru stabilizarea turnului la acțiunea seismică, a taifunurilor și a vântului. TMD-ul este de tip pendular, având o serie de 8 amortizori vâscoși, primari, pentru preluarea șocurilor datorate vântului și o altă serie de opt amortizori vâscoși, secundari, pentru șocurile produse de mișcarea seismică.

Clădirea Trump World Tower din New York are 90 de etaje (figura 2.2.4.1.5), fiind cea mai înaltă clădire rezidențială din lume. La ultimul nivel al clădirii se găsește un amortizor cu masă acordată cu o masă de 600 tone. Rolul său fiind reducerea mișcării datorate vânturilor puternice.



Fig. 2.2.4.1.4 Centrul Financiar Internațional Taipei, Taiwan (29)



Fig. 2.2.4.1.5 Trump World Tower, New York, SUA (30)

2.2.5. Dispozitive care modifică acțiunea asupra structurii

2.2.5.1. Izolarea bazei

Principiul fundamental al izolării bazei este acela de modifica răspunsul clădirii în așa fel încât terenul să se miște sub clădire fără a transmite mișcarea acesteia (32). Sistemul ideal ar consta într-o separație totală, dar, în realitate, este necesar să existe câteva zone de contact între structura și teren.

Prin urmare, se poate implementa un anumit control structural prin amplasarea unor dispozitive speciale care permit decuplarea suprastructurii de fundații. Amplasarea izolatorilor seismici duce la o mărire a flexibilității bazei în plan orizontal, în scopul creșterii perioadei de vibrație, în așa fel încât accelerația transmisă structurii sa fie considerabil redusă. Comparând variațiile deplasărilor și ale forțelor ce acționează asupra structurii se constată că odată cu schimbarea perioadei de vibrație, la o creștere a deplasărilor la nivelul bazei corespunde o scădere a forțelor ce acționează asupra structurii (figura 2.2.5.1.1) (33).

Izolarea seismică se poate atinge cu sau fără amortizare adițională. În cazul în care izolatorii sunt fără amortizare adițională, cum ar fi cazul dispozitivelor elastomere sau glisante, aceștia se pot folosi cu scopul creșterii deformabilității urmată de o reducere corespunzătoare a acțiunii seismice asupra structurii. Pe de altă parte, atunci când se consideră o amortizare suplimentară, dispozitivele cu amortizare ridicată sunt folosite pentru a disipa o parte a energiei de intrare cu scopul reducerii amplitudinii deplasărilor sub mișcarea seismică.

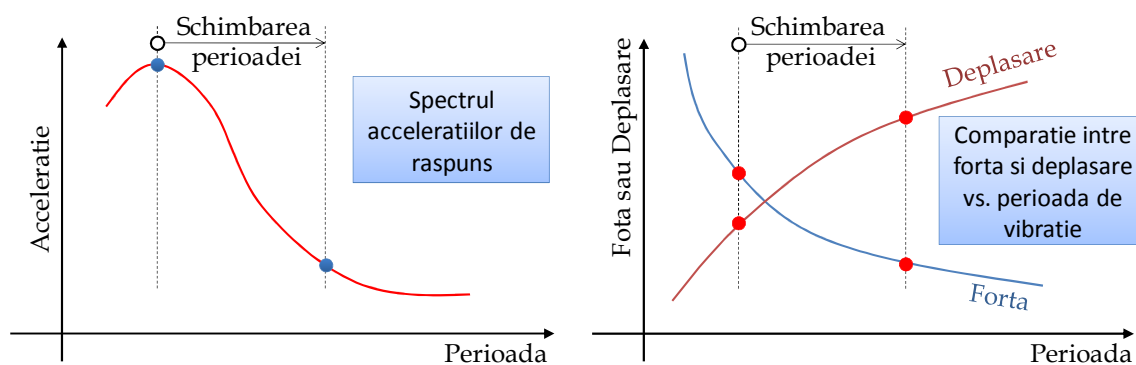


Fig. 2.2.5.1.1 Principiul teoretic al izolării bazei

Izolatorii pot fi clasificați, în funcție de materialele utilizate și modul de realizare, drept dispozitive elastomere, dispozitive glisante (cu frecare), dispozitive elasto-plastice, după cum se poate observa și în tabelului 2.2.5.1.1.

Tabelul 2.2.5.1.1 Dispozitive folosite pentru izolarea bazei structurilor

Tip de dispozitiv	Exemple
Dispozitive elastomere	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Reazeme de cauciuc natural sau neopren [NRB] ➤ Reazeme de cauciuc cu amortizare ridicată [HDRB] ➤ Reazeme de cauciuc cu miez de plumb [LRB] ➤ Reazeme de cauciuc cu amortizare adițională [ADRB] ➤ Reazeme de cauciuc armate cu fibre [FRRB]
Dispozitive glisante (cu frecare)	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Reazeme glisante plate ➤ Reazeme glisante curbate, de tip pendul [FPS]
Dispozitive elasto-plastice	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Reazeme elasto-plastice

Dispozitive elastomere

Reazeme de cauciuc natural sau neopren [NRB - Natural Rubber Bearings]

Sunt reazeme realizate pentru industria construcțiilor, la fabricarea cărora se pot folosi compuși din cauciuc natural sau neopren. Reazemele din cauciuc laminat reprezintă cea mai simplă metodă de izolare, putând fi utilizate în cazul mișcărilor seismice cu frecvențe ridicate.

Reazeme de cauciuc cu amortizare ridicată [HDRB - High Damping Rubber Bearings]

Reazemele sunt realizate prin unirea unor fâșii de neopren de plăci din oțel tratate cu teflon. Legătura dintre cele două materiale se realizează prin vulcanizare. Astfel se combină capacitățile de deformare ale neoprenului cu capacitatea de amortizare a oțelului, realizându-se un sistem de izolare performant.

Reazeme de cauciuc cu miez de plumb [LRB - Lead Rubber Bearings]

Reazemele din cauciuc laminat cu miez de plumb, pe lângă capacitatea de deplasare cerută de un izolator seismic, se mai adaugă și capacitatea de disipare histeretică a energiei, datorită miezului de plumb. Astfel amortizarea necesară sistemului de izolare poate fi incorporată într-o singură componentă compactă.

Dispozitive glisante (cu frecare)

Reazeme de tip pendul cu frecare [FPS - Friction Pendulum System]

Sistemul izolator combină acțiunea de lunecare cu forța de revenire datorată geometriei. Acesta constă dintr-o articulație glisantă peste care este așezată o suprafață concavă din oțel inoxidabil (36).

Fața articulației glisante care este în contact cu suprafața sferică este căptușită cu un material compozit cu un coeficient de frecare mic. Reazemele sunt închise și sigilate cu suprafața glisantă așezată cu fața în jos pentru a evita contaminarea acesteia.

Reazemul acționează ca o siguranță, activată numai în cazul în care forța tăietoare are apare pe suprafața glisantă este mai mare decât forța de frecare statică.

Odată aflată în mișcare, articulația glisantă se mișcă pe suprafața sferică, rezultând o ridicare a masei, mișcare asemănându-se cu cea a unui pendul. Mișcarea cinematică și modul de operare al reazemului este identic, indiferent dacă suprafața este poziționată cu fața în jos sau în sus.

Dispozitive elasto-plastice

Reazeme elasto-plastice

Acest tip de reazem utilizează proprietățile de deformare plastică a metalelor

puternic disipative pentru obținerea efectului de izolare, precum și pentru a atinge amortizarea dorită.

Pe lângă avantajele și dezavantajele enumerate în tabelul 2.2.5.1.2 pentru fiecare tip de dispozitiv de izolare, mai trebuie menționat că aplicarea sistemului de izolare a bazei, în principiu este fezabil la structuri care îndeplinesc următoarele condiții (37) (38):

- Mișcarea predominantă a terenului nu se caracterizează prin perioade de vibrație lungi;
- Structura are două etaje sau mai mult (sau are o masă mare);
- Amplasamentul construcției permite deplasări orizontale mari, cca. 20 cm sau mai mult;
- Structura are centrul de greutate cât mai jos cu putință;
- Încărcările laterale din vânt sau alte surse ne-seismice sunt, cu aproximație, mai mici de 10% din masa structurii.

Tabelul 2.2.5.1.2 Avantaje și dezavantaje ale dispozitivelor de izolare a bazei (8)

Tipul dispozitivului	Avantaje	Dezavantaje
Elastomeric	<ul style="list-style-type: none"> ✓ eficacitate mare în reducerea atât a răspunsului cât și a degradărilor atunci când este utilizat corect (în cazul clădirilor rigide și pe teren tare); ✓ capacitate de deformare orizontală cu capacitate de încărcare pe verticală mare, mai ales în cazul HDRB; ✓ amortizare vâscoasă în cazul ADRB; ✓ costuri și greutate redusă în cazul FRRB. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ probleme de stabilitate atunci când au loc deplasări orizontale mari; ➤ probleme din cauza fenomenului de îmbătrânire în cazul unor tipuri de materiale elastomere ➤ un exces de deformație pentru stadiul de lucru limită
Cu frecare	<ul style="list-style-type: none"> ✓ reducerea deplasărilor în stadiul de lucru limită datorată frecării ✓ curba histeretică stabilă ✓ capacitate de revenire în cazul FPS ✓ costuri scăzute de fabricație 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ probleme în definirea coeficientului de frecare datorate sensibilității la coroziune ➤ sensibilitate ridicată la încărcările de compresiune pe suprafețele de glisare ➤ degradarea suprafețelor de glisare după câteva cicluri de încărcare
Elasto-plactice	<ul style="list-style-type: none"> ✓ curba histeretică stabilă ✓ stabilitate și durabilitate ridicată ✓ costuri reduse de fabricare, instalare și întreținere ✓ valori mari ale energiei disipate ✓ în particular, foarte potrivite pentru poduri 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ proprietățile de ductilitate influențate de geometria reazemului ➤ comparativ, capacitate scăzută la forțe verticale

În capitolul 4, sunt prezentate principiile de calcul precum și câteva observații privind modul de comportare de principiu.

Exemple de utilizare

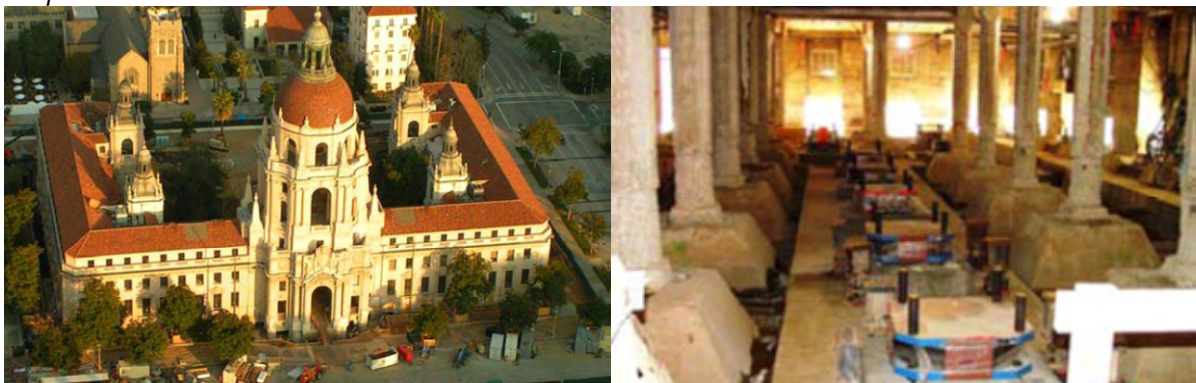


Fig. 2.2.5.1.10 Pasadena City Hall, SUA (pentru realizarea izolării bazei s-au folosit 240 de reazeme izolatoare) (40)

CAPITOLUL 3: ASPECTE PRIVIND MODELUL DE CALCUL ÎN CAZUL DISPOZITIVULUI DE ATENUARE CU MASĂ ACORDATĂ (TMD)

3.1 Elemente introductive. Ideea de bază

Ideea de bază în procedeul atenuării efectelor mișcării seismice este aceea a folosirii proprietății inerțiale a unei mase adiționale, așezate, de regulă, la partea superioară a unei construcții.

Mișcarea seismică a terenului impune bazei unei structuri o deplasare variabilă în timp care poate fi caracterizată printr-o raportare în timp a acesteia, sau a vitezei și în special a accelerației. Aceasta din urmă, accelerograma, este cea mai des folosită în proiectarea structurilor. Baza structurii suferind deplasări, și deci și accelerații, transmite întregii structuri mișcarea terenului care, datorită proprietăților de deformare proprii fiecărei structuri în parte amplifică accelerația de la bază astfel că, de regulă, deformațiile și accelerațiile de la vârf sunt superioare celei de la bază (adică ale terenului).

Putem presupune că la un etaj oarecare (în marea majoritate a cazurilor la ultimul nivel al structurii) se află o masă adițională suportată de structură, dar liberă, sau legată elastic, la mișcări orizontale. La o mișcare a nivelului respectiv, masa adițională tinde să rămână pe loc datorită inerției. Dacă se amenajează un perete solidar cu clădirea, care împiedică deplasarea masei adiționale, atunci între acestea se naște o forță de contact care, datorită proprietăților de inerție este de sens invers mișcării. Este clar că această masă funcționează ca o frână inerțială, care, evident, este variabilă în timp, potrivit legii de variație a nivelului la care este așezată.

Cel mai intuitiv exemplu care ilustrează acest fenomen este acela al unui rezervor de apă, ca în figura 3.1.1(a).

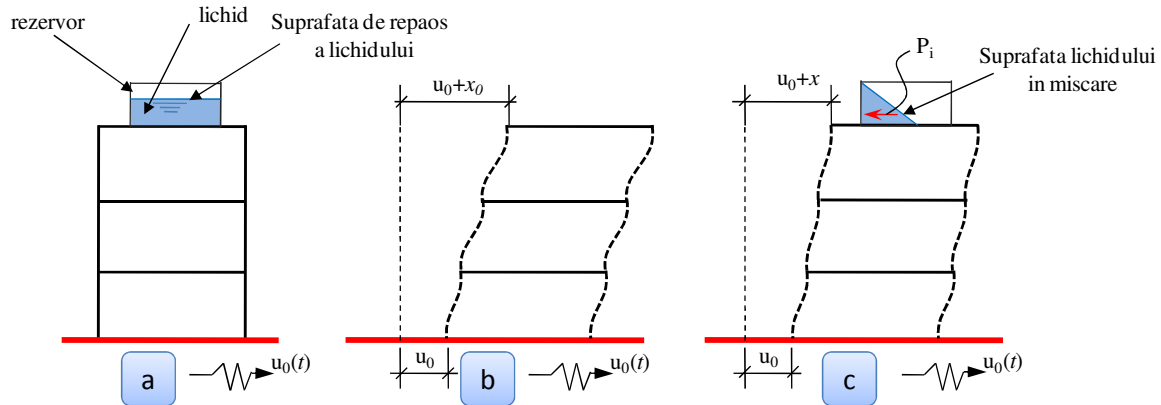


Fig. 3.1.1 Exemplu intuitiv pentru ilustrarea fenomenului de atenuare cu ajutorul masei acordate

La o mișcare a nivelului la care se așează masa adițională, prin proprietățile de inerție ale masei lichidului ia naștere o forță P_i care este opusă mișcării și deci tinde să atenueze deplasarea respectivă. În figura 3.1.1(b) este reprezentată în principiu deplasarea totală a ultimului nivel, $u_0(t) + x_0(t)$, fără considerarea masei adiționale. În figura 3.1.1(c) se indică aceeași deplasare dar cu masă adițională liberă. Datorită forței P_i deplasarea în acest caz, $u_0(t) + x(t)$, este mai mică ceea ce înseamnă:

$$x(t) < x_0(t) \quad (3.1.1)$$

Este evident că pentru a funcționa acest sistem, trebuie să fie asigurată libertatea de manifestare a inerției (în sensul tendinței de păstrarea a locului inițial). În principiu trebuie ca rezervorul să aibă pereți înalți (dacă este deschis la partea superioară) pentru

a evita deversarea. Dacă rezervorul este închis, atunci nivelul lichidului trebuie să fie suficient de scăzut pentru a se asigura producerea fenomenului arătat în principiu în figura 3.1.1(c). Evident dacă rezervorul este închis și plin cu apă, fenomenul nu mai are loc, iar masa adițională se adaugă ultimului nivel, fără a mai avea loc acea frânare inerțială.

Descrierea matematică necesară descrierii acestui fenomen este destul de complicată, dar, deoarece nu va constitui subiectul tezei, am prezentat numai elementele intuitive care să contribuie la explicarea principală a metodei.

3.2 Elemente generale privind folosirea maselor pendulare

Ideea introdusă în paragraful 3.1 poate fi exemplificată și printr-un alt dispozitiv, care să întărească înțelegerea fenomenului de „frânare inerțială”.

Exemplificarea se va face, așa cum se procedează în literatura dedicată acestei probleme, pe o structură cu un singur grad de libertate dinamică (1 GLD). Fie sistemul din figura 3.2.1, având masa principală M și un pendul care susține o masă adițională m . Se intuiește că la o deplasare a masei M într-o direcție, masa m rămâne din motive inerțiale în urmă. Se consideră că tirantul de suspendare poate fi o bară rigidă dublu-articulată. În aceste condiții tirantul (mM) va avea numai forțe axiale.

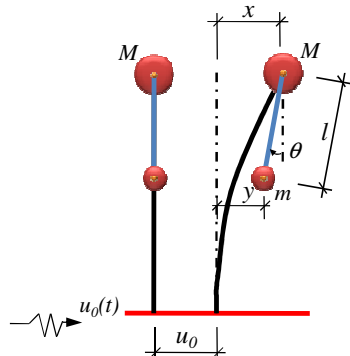


Fig. 3.2.1 Sistem cu un GLD și pendul

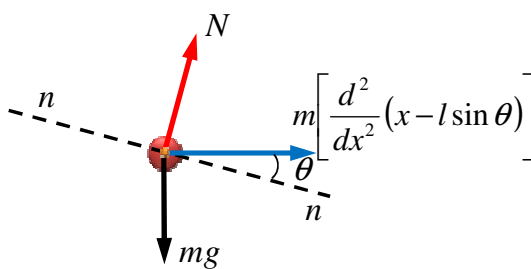


Fig. 3.2.2 Descompunerea forțelor ce acționează asupra masei m

Ecuatia de echilibru dinamic a masei M este:

$$M(\ddot{u}_0 + \ddot{x}) + C\dot{x} + Kx + H = 0 \quad (3.2.1)$$

Vom considera rigiditatea axială a tirantului foarte mare și deci vom neglija variația lungimii acestuia.

Forțele care acționează la un moment dat masa m sunt arătate în figura 3.2.2. O proiecție pe axa n va conduce la:

$$mg \sin \theta + m \left[\ddot{x} - \frac{d^2}{dx^2} (l \sin \theta) \right] \cos \theta = 0 \quad (3.2.2)$$

Notațiile folosite sunt:

$C = 2\nu\omega M$ - coeficientul de amortizare (vâscoasă);

ν - fracțiunea din amortizarea critică;

K - rigiditatea sistemului;

H - forța de reținere adusă de inerția masei m ;

g - accelerația gravitațională;

Plecând de la ecuația geometrică $l \sin \theta + y = x$ (3.2.3), și acceptând o lege armonică pentru mișcarea terenului: $u_0(t) = U_0 \sin(\varphi t)$ (3.2.4), unde U_0 este amplitudinea mișcării, iar φ este pulsația, se ajunge la relația (3.2.5), care depinde de o singură funcție necunoscută, și anume $\theta(t)$, și devine:

$$M(l\theta^{IV} - g\ddot{\theta}) + C(l\dot{\theta} - g\dot{\theta}) + K(l\theta - g\theta) - mg\ddot{\theta} = -MU_0\varphi^{IV} \sin(\varphi t) \quad (3.2.5)$$

Vom considera soluția oscilațiilor forțate, după terminarea perioadei tranzitorii, de forma:

$$\theta(t) = A \sin(\varphi t) + B \cos(\varphi t) \quad (3.2.6)$$

și implicit toate derivatele sale până la ordinul IV.

După introducerea acestor relații în ecuația (3.2.5) și organizarea lor sistematică după funcțiile $\sin(\varphi t)$, $\cos(\varphi t)$ și constantele A și B se obține prin identificare:

$$\begin{aligned} AF_1 + BF_2 &= -MU_0\varphi^4 \\ -AF_2 + BF_1 &= 0 \end{aligned} \quad (3.2.7)$$

Știind că $C = 2v\omega M$ și $\frac{K}{M} = \omega^2$ (3.2.8), rezulta expresiile pentru F_1 și F_2 :

$$\begin{aligned} F_1 &= Ml\omega^4 \bar{F}_1; \bar{F}_1 = f^4 + \left[\frac{g}{l\omega^2} \left(1 + \frac{m}{M} \right) f^2 - 1 \right] - \frac{g}{l\omega^2} \\ F_2 &= Ml\omega^4 \bar{F}_2; \bar{F}_2 = 2vf \left(f^2 + \frac{g}{l\omega^2} \right) \end{aligned} \quad (3.2.9)$$

Expresiile sunt astfel organizate încât variabilele \bar{F}_1 și \bar{F}_2 să fie adimensionale, folosind și notațiile: $f = \frac{\varphi}{\omega}$ (3.2.10)

Rezolvând sistemul (3.2.11) se obține:

$$\begin{aligned} \theta &= -MU_0\varphi^4 \frac{F_1}{F_1^2 + F_2^2} \sin(\varphi t) - MU_0\varphi^4 \frac{F_2}{F_1^2 + F_2^2} \cos(\varphi t) = \\ &= U_0 f^4 \frac{1}{l} \frac{\bar{F}_1}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2} \sin(\varphi t) - U_0 f^4 \frac{1}{l} \frac{\bar{F}_2}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2} \cos(\varphi t) = -D_1 \sin(\varphi t) - D_2 \cos(\varphi t) \end{aligned} \quad (3.2.11)$$

Mărimile D_1 și D_2 se deduc prin identificare.

Mișcarea reprezentată se poate scrie sub forma:

$$\theta = -D \sin(\varphi t + \phi) \quad (3.2.12)$$

unde:

$$D = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}; \quad \text{tg } \phi = \frac{M_2}{M_1} = \frac{\bar{F}_2}{\bar{F}_1} \quad (3.2.13)$$

După dezvoltarea mărimii D , se poate ajunge la forma:

$$\theta = -\frac{U_0}{l} f^4 \frac{1}{\sqrt{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2}} \sin(\varphi t + \phi) \quad (3.2.14)$$

Unghiul ϕ este unghiul de defazare față de mișcarea excitatorie. După cum se constată, raportul $\frac{\bar{F}_2}{\bar{F}_1}$ și unghiul ϕ depind direct de v (fracțiunea din amortizarea critică), care are valori foarte mici ($0.02 \div 0.08$). Din această cauză mai importantă pentru noi este amplitudinea D a mișcării reprezentate.

Refăcând drumul parcurs se poate ajunge la funcția $x(t)$ astfel:

$$\ddot{y} = -g\theta; \quad y = -D_1 \frac{g}{\varphi^2} \sin(\varphi t) - D_2 \frac{g}{\varphi^2} \cos(\varphi t)$$

$$x = l\theta + y = -\left(l + \frac{g}{\varphi^2} \right) [D_1 \sin(\varphi t) + D_2 \cos(\varphi t)]$$

și folosind aceeași compunere a oscilațiilor se ajunge la:

$$x = -U_0 \left(f^4 + \frac{g}{l\varphi^2} \right) \frac{1}{\sqrt{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2}} \sin(\varphi t + \phi) \quad (3.2.15)$$

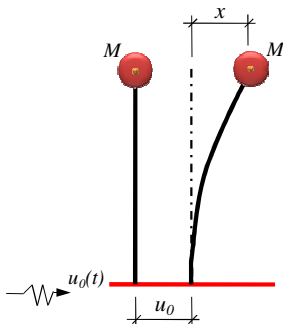


Fig. 3.2.3 Sistem cu un GLD

Pentru a sesiza tendința de variație a mărimii $x(t)$ să reconsiderăm structura primară din figura 3.2.3. Se poate porni de la ecuația de echilibru dinamic:

$$M(\ddot{x} + \ddot{u}_0) + C\dot{x} + Kx = 0$$

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{u}_0 = +MU_0\varphi^2 \sin(\varphi t) \quad (3.2.16)$$

și să considerăm o soluție tot de forma (3.2.6), adică:

$$x(t) = A_0 \sin(\varphi t) + B_0 \cos(\varphi t)$$

Mai simplu este ca în expresia finală a lui x (relația 3.2.15) să considerăm $l \rightarrow \infty$ și $m \rightarrow 0$.

Se obține:

$$x = -U_0 f^4 \frac{1}{\sqrt{(f^4 - 1)^2 + 4v^2 f^2}} \sin(\varphi t + \phi) \quad (3.2.17)$$

Dacă se neglijează amortizarea ($\nu \rightarrow 0$) și frecvența excitației armonice a terenului φ tinde spre valoarea lui ω (deci $f = 1$, vezi (3.2.10)) atunci $x \rightarrow \infty$ (fenomenul de rezonanță).

Dacă se ia în considerare amortizarea, pentru aceeași situație ($\varphi = \omega$) se obține o limitare a amplitudinii mișcării:

$$|x|' = U_0 \frac{1}{2\nu} \quad (3.2.18)$$

În final, dacă se consideră aceleași ipoteze pentru sistemul cu masă adițională m , făcând $\varphi = \omega$ (deci $f = 1$) se ajunge la:

$$|x|'' = U_0 \frac{1}{2\nu} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\frac{g}{l\omega^2} + \frac{m}{M}}{4\nu^2 \left(1 + \frac{g}{l\omega^2}\right)^2}}} \quad (3.2.19)$$

Este evident că dacă se compară cele două expresii (3.2.18) și (3.2.19) se constată că

$$\frac{|x|''}{|x|'} < 1 \quad (3.2.20),$$

așadar se manifestă tendința de „frânare a mișcării”.

Cum s-a arătat mai înainte, această analiză are menirea de a evidenția caracterul atenuator al prezenței masei adiționale, susținută pendular. Soluția (3.2.13) nu este cea reală, deoarece s-a plecat de la o formă aproximativă a exprimărilor în serie trigonometrică. Parcurgând însă această metodologie se constată tendința de atenuare a mișcării și totodată metodologia care trebuie urmată.

Semnul minus pentru x și pentru θ din relațiile (3.2.15) și (3.2.12) arată că pentru $u_0(t)$ pozitiv (spre dreapta ca în figura 3.2.1), x se deplasează în sens contrar (spre stânga) tocmai datorită inerției, iar θ va fi antiorar față de verticala coborâtă din M tot datorită inerției, de data aceasta față de poziția lui M .

3.3 Modelul Hartog și Rana (Den Hartog, 1956; Rana R, 1998) (8) (42)

Majoritatea lucrărilor dedicate acestui subiect iau ca punct de plecare cazul unui sistem elastic cu un singur grad de libertate dinamică (1 GLD), prevăzut cu o masă adițională supus la o excitație armonică.

Modelul Den Hartog și Rana (8) (42) este cel mai adesea folosit pentru a aborda analitic problema respectivă.

Schematic modelul fizic este arătat în figura 3.3.1

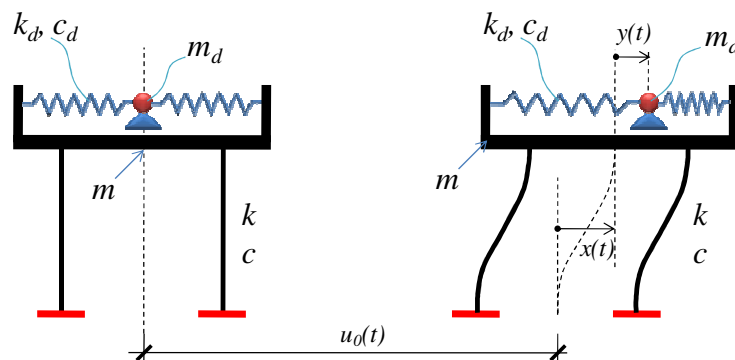


Fig. 3.3.1 Schema modelului fizic pentru un sistem cu 1 GLD și TMD

Păstrând, în principiu, notațiile din literatură (8) (40), s-au folosit următoarele:

m - masa principală a sistemului (1 GLD);

m_d - masa adițională legată se sistemul principal printr-o legătură de tip resort (TMD);

k - rigiditatea sistemului principal;

c - coeficientul de amortizare al sistemului principal, presupunându-se o amortizare vâscoasă de forma:

$$c = 2\nu\omega m \quad (3.3.1)$$

k_d - rigiditatea sistemului de legătură între masa m și masa m_d ;

c_d - coeficientul de amortizare al sistemului adițional

$$c_d = 2\nu_d\omega_d m_d \quad (3.3.2)$$

ω , ω_d - pulsațiile celor două sisteme considerate separat;

ν , ν_d - fracțiunile din amortizarea critică pentru cele două sisteme;

$x(t)$ - deplasarea, la timpul t , a masei principale față de bază;

$y(t)$ - deplasarea, la timpul t , a masei adiționale față de poziția masei m ;

$u_0(t)$ - deplasarea bazei la timpul t .

Autorii citați propun următorul model matematic reprezentând ecuațiile de echilibru dinamic scrise pentru cele două mase, m_d și m :

$$\begin{aligned} m_d(\ddot{y} + \ddot{x}) + c_d\dot{y} + k_d y &= 0 \\ m(\ddot{x} + \ddot{u}_0) + c\dot{x} + kx - c_d\dot{y} - k_d y &= 0 \end{aligned} \quad (3.3.3)$$

În lucrările citate mai sus se presupune că mișcarea terenului se realizează după o lege armonică:

$$u_0(t) = U_0 \sin(\varphi t) \quad (3.3.4)$$

unde φ este pulsația proprie a mișcării terenului.

În literatura citată nu se arată modul de rezolvare a sistemului de ecuații (3.3.3) dar se poate intui următorul traseu de rezolvare.

Se elimină $x(t)$ din ecuațiile (3.3.3) și se ajunge la o ecuație diferențială de ordinul IV în y :

$$m \frac{d^4 y}{dt^4} + m \frac{c_d}{m_d} \frac{d^3 y}{dt^3} + m \frac{k_d}{m_d} \frac{d^2 y}{dt^2} + c \frac{d^3 y}{dt^3} + c \frac{c_d}{m_d} \frac{d^2 y}{dt^2} + c \frac{k_d}{m_d} \frac{dy}{dt} + k \frac{d^2 y}{dt^2} + k \frac{c_d}{m_d} \frac{dy}{dt} + k \frac{k_d}{m_d} y + c_d \frac{d^3 y}{dt^3} + k_d \frac{d^2 y}{dt^2} = m U_0 \varphi^4 \sin(\varphi t) \quad (3.3.5)$$

Prezența derivatelor de ordin impar obligă la alegerea unei soluții (după amortizarea componentelor oscilațiilor proprii) de forma:

$$y(t) = A \sin(\varphi t) + B \cos(\varphi t) \quad (3.3.6)$$

După introducerea soluției (3.3.6) în ecuația (3.3.5), prin separarea după $\sin(\varphi t)$ și $\cos(\varphi t)$ și prin identificare se ajunge la expresiile lui A și B :

$$A = U_0 f^4 \frac{\bar{F}_1}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2}; B = U_0 f^4 \frac{\bar{F}_2}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2} \quad (3.3.7)$$

S-au folosit, în afară de relațiile (3.3.1) și (3.3.2) și expresiile:

$$\frac{k}{m} = \omega^2; \frac{k_d}{m_d} = \omega_d^2; f = \frac{\varphi}{\omega} \quad (3.3.8)$$

Cu aceste notații, expresiile mărimilor adimensionale \bar{F}_1 și \bar{F}_2 sunt:

$$\begin{aligned} \bar{F}_1 &= f^4 - \left[1 + \frac{\omega_d^2}{\omega^2} \left(1 + \frac{m_d}{m} \right) + 4\nu\nu_d \frac{\omega_d}{\omega} \right] f^2 + \frac{\omega_d^2}{\omega^2} \\ \bar{F}_2 &= \left[2\nu + 2\nu_d \frac{\omega_d}{\omega} \left(1 + \frac{m_d}{m} \right) \right] f^3 - \left(2\nu_d \frac{\omega_d}{\omega} + 2\nu \frac{\omega_d^2}{\omega^2} \right) f \end{aligned} \quad (3.3.9)$$

Așadar expresia lui $y(t)$ din relația (3.3.6) se poate rescrie:

$$y(t) = U_0 f^4 \frac{1}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2} [\bar{F}_1 \sin(\varphi t) + \bar{F}_2 \cos(\varphi t)] \quad (3.3.10)$$

După cum se arată în literatura de specialitate (41) relația (3.3.10), interpretată ca o compunere de oscilații (cu vectori perpendiculari) se mai poate scrie:

$$y(t) = U_0 f^4 \frac{1}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2} \sqrt{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2} \sin(\varphi t + \phi_y) = U_0 f^2 \sqrt{\frac{f^4}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2}} \sin(\varphi t + \phi_y); \operatorname{tg} \phi_y = \frac{\bar{F}_2}{\bar{F}_1} \quad (3.3.11)$$

Ultima relație din (3.3.11) reprezintă defazajul față de mișcarea terenului, iar amplitudinea lui $y(t)$ este dată de coeficientul din fața lui $\sin(\varphi t + \phi_y)$.

Se poate observa că \bar{F}_2 este o funcție ce depinde direct de mărimile ν și ν_d (mărimi mici), deci defazajul reprezentat de unghiul ϕ_y este mic.

Deducerea lui $x(t)$ se poate face pornind de exemplu de la prima ecuație din grupul de relații (3.3.3) și procedând exact la fel, se poate obține:

$$x(t) = -U_0 f^2 \sqrt{\frac{\left(f^2 - \frac{\omega_d^2}{\omega^2}\right)^2 + 4\nu_d^2 \frac{\omega_d^2}{\omega^2} f^2}{\bar{F}_1^2 + \bar{F}_2^2}} \sin(\varphi t + \phi_x); \operatorname{tg} \phi_x = \frac{\bar{F}_2 - \bar{F}_1 2\nu_d \frac{\omega_d}{\varphi} - \bar{F}_2 \frac{\omega_d^2}{\varphi^2}}{\bar{F}_1 + \bar{F}_2 2\nu_d \frac{\omega_d}{\varphi} - \bar{F}_1 \frac{\omega_d^2}{\varphi^2}} \quad (3.3.12)$$

Aceleași observații ca și în cazul defazajului ϕ_y se pot face și în cazul lui ϕ_x .

Reținem de aici că importantă este amplitudinea lui $x(t)$.

Pentru ceea ce urmează este necesară și amplitudinea lui $x(t)$ în cazul absenței masei adiționale, m_d .

Notând, pentru diferențiere, cu x_0 în loc de x , pentru acest sistem, ecuația de echilibru dinamic se :

$$m\ddot{x}_0 + c\dot{x}_0 + kx_0 = mU_0\varphi^2 \sin(\varphi t) \quad (3.3.13)$$

Procedând în același mod ca și până acum, rezultă:

$$x_0(t) = -U_0 f^2 \frac{1}{\sqrt{(1-f^2)^2 + 4\nu^2 f^2}} \sin(\varphi t + \phi); \operatorname{tg} \phi = \frac{2\nu f}{f^2 - 1} \quad (3.3.14)$$

Pentru $f \neq 1$ se poate trage concluzia ca diferența de fază este cu atât mai mică cu cât f este mai depărtat de 1.

Dacă se neglijează amortizarea ($\nu = 0$) se ajunge la cunoscuta relație:

$$x_0(t) = -U_0 \frac{f^2}{1-f^2} \quad (3.3.15)$$

care conduce la o valoare infinită pentru $f = 1$.

3.4 Studiu parametric

În vederea efectuării unui studiu parametric, să luăm în considerare o situație particulară, dar recomandată în majoritatea lucrărilor, și anume:

$$\omega = \omega_d \quad (3.3.16)$$

ceea ce înseamnă că masa adițională m_d (cu sistemul ei de legătură cu k_d și c_d) să aibă aceeași frecvență cu masa de bază m . De asemenea se va presupune aceeași valoare pentru fracțiunea din amortizarea critică pentru ambele sisteme considerate izolat:

$$\nu = \nu_d = 0.05 \quad (3.3.17)$$

În aceste condiții, expresiile mărimilor care dorim să le obținem devin funcție numai de f și $\mu = m_d/m$.

$$\xi_{max} = \left| \frac{x_{max}}{U_0} \right| = f^2 \sqrt{\frac{E_0}{E_1 + E_2}}; \xi_{0max} = \left| \frac{x_{0max}}{U_0} \right| = \frac{f^2}{\sqrt{E_0}}$$

$$E_0 = (f^2 - 1)^2 + 0.01f^2; E_1 = [f^4 - (2.01 + \mu)f^2 + 1]^2; E_2 = [(0.2 + 0.1\mu)f^3 - 0.2f]^2$$

$$f = \frac{\varphi}{\omega}; \mu = \frac{m_d}{m} \quad (3.3.18)$$

Masa m_d se va considera ca fiind 1%, 2%, 4%, 5%, 10% și, respectiv 15% din masa m a sistemului principal. Pentru fiecare din aceste valori, se va varia mărimea $f = \varphi/\omega$, pașii fiind suficienți de mici pentru a se obține curbele de variație (figura 3.4.1).

După cum se poate observa în figura 3.4.1, pentru toate cazurile luate în considerare s-a obținut o amortizare a mișcării la nivelul sistemului de bază pentru sistemul cu TMD comparativ cu sistemul fără TMD. Pentru $f = 1$ (momentul în care structura intră în rezonanță cu mișcarea terenului) s-a obținut o reducere a mărimii ξ cuprinsă între 50% pentru $\mu=0.01$ și 94% pentru $\mu = 0.15$. Totodată se mai poate observa faptul că atenuarea mișcării depinde direct de raportul dintre masa adițională și masa structurii de bază.

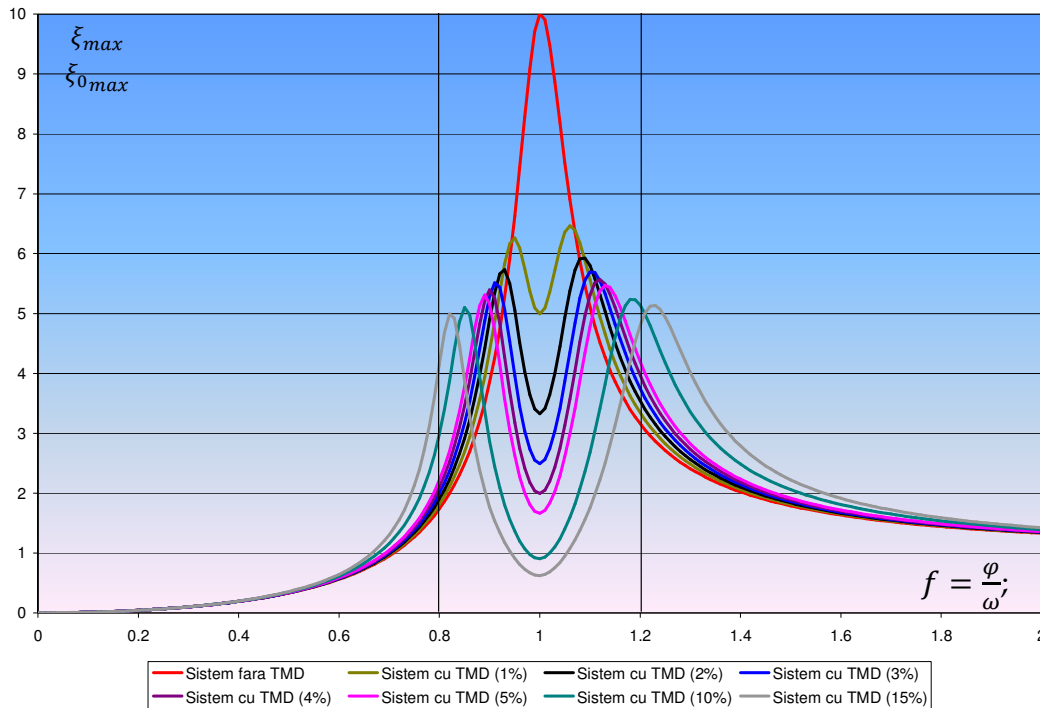


Fig. 3.4.1 Variația valorii $\xi_{0\max}$, comparată cu variația ξ_{\max} pentru diferite valori ale raportului $\mu = m_d/m$.

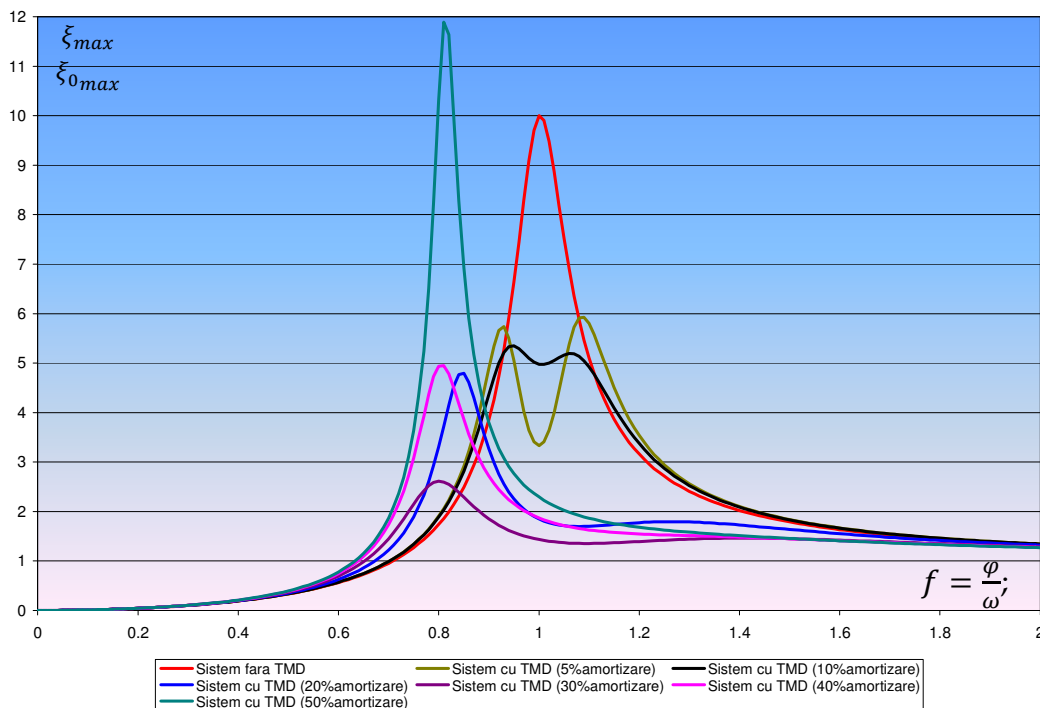


Fig. 3.4.2 Variația valorii $\xi_{0\max}$, comparată cu variația ξ_{\max} pentru diferite valori ale coeficientului v_d

În plus, pentru unul din cazurile analizate mai sus, de exemplu pentru $\mu = 0.02$, se poate face un alt studiu parametric considerând ca variabilă mărimea $\eta = \frac{v_d}{v}$, unde pentru v se păstrează constantă valoarea 0.05, iar pentru v_d se introduc, convențional, următoarele mărimi crescătoare 0.05, 0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, care simulează introducerea unor sisteme speciale de amortizare, atașate masei m_d .

După cum se poate observa din figura 3.4.2, creșterea amortizării nu produce neapărat o descreștere a mărimii analizate. Pentru amortizări mari rezultând chiar amplificări ale răspunsului sistemului principal.

CAPITOLUL 4: PRINCIPII DE CALCUL PENTRU STRUCTURILE CU BAZA IZOLATĂ

4.1 Elemente generale. Model de calcul

Scopul sistemelor de izolare seismică a clădirilor este acela de a separa structura clădirii de mișcarea terenului în eventualitatea unui seism, pentru a împiedica structura de a absorbi energia seismică. Cazul ideal ar fi dacă structura ar fi separată total de teren, ceea ce din punct de vedere fizic nu se poate realiza. De aceea structura se așează pe o serie de reazeme izolatoare ale căror caracteristici dinamice permit decuplarea de mișcarea seismică. De asemenea, sistemul de izolare se poate considera că are și capacitatea de amortizare a mișcării, datorită unor dispozitive speciale sau prin proprietățile intrinseci ale izolatorului.

Deplasările și disiparea de energie se concentrează, în principiu, la nivelul sistemului de izolare, ceea ce duce la o comportare a structurii asemănătoare cu a unui corp rigid.

Pentru un calcul simplificat se poate considera că izolarea are o comportare liniar elastică, rezultatele nefiind cu mult diferite față de considerarea comportării neliniare a sistemului de izolare. (27) (44)

Din punct de vedere teoretic, relațiile teoriei liniare a izolării seismice au fost date de Kelly J.M. (45) Mai departe, pornind de la sistemul de ecuații diferențiale care caracterizează mișcarea unui sistem cu două grade de libertate dinamică (figura 4.1), scris într-o formă caracteristică pentru cazul izolării bazei (44), se va aborda o rezolvare analitică a acestuia considerând că mișcarea terenului are un caracter armonic.

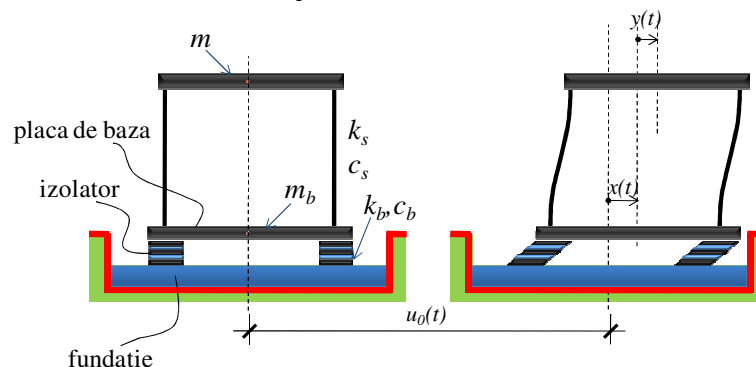


Fig. 4.1.1 Model cu 2 GLD pentru caracterizarea mișcării unui sistem cu bază izolată

Astfel, sistemul de ecuații de bază care guvernează calculul sistemelor cu bază izolată sunt următoarele (44):

$$\begin{aligned} (m + m_b)\ddot{x} + m\ddot{y} + c_b\dot{x} + k_b x &= -(m + m_b)\ddot{u}_0 \\ m\ddot{x} + m\ddot{y} + c_s\dot{y} + k_s y &= -m\ddot{u}_0 \end{aligned} \quad (4.1.1)$$

unde s-au folosit următoarele notații (figura 4.1.1):

m - masa sistemului principal (1 GLD);

m_b - masa plăcii de bază (radierului) pe care reazemă structura;

$$k_s - \text{rigiditatea sistemului principal: } k_s = m\omega_s^2 \quad (4.1.2)$$

$$c_s - \text{coeficientul de amortizare al sistemului principal, presupunându-se o amortizare vâscoasă de forma: } c_s = 2\nu_s\omega_s m \quad (4.1.3)$$

$$k_b - \text{rigiditatea sistemului de izolare, unde: } k_b = (m + m_b)\omega_b^2 \quad (4.1.4)$$

$$c_b - \text{coeficientul de amortizare al sistemului de izolare: } c_b = 2\nu_b\omega_b(m + m_b) \quad (4.1.5)$$

ω_s, ω_b - pulsațiile celor două sisteme considerate separat;

ν_s, ν_b - fracțiunile din amortizarea critică pentru cele două sisteme;

$x(t)$ - deplasarea, la timpul t , a bazei structurii (deasupra sistemului de izolare) față de teren (fundație);

$y(t)$ - deplasarea, la timpul t , a masei sistemului principal în raport cu baza izolată;

$u_0(t)$ – deplasarea terenului (fundatiei) la timpul t .

Aşa cum s-a enunţat mai sus, mişcarea terenului se consideră a fi definită de o lege de tip armonic; deci se va considera:

$$u_0(t) = U_0 \sin(\varphi t) \quad (4.1.6)$$

unde φ este pulsaţia proprie a mişcării terenului.

Respectând principiul de rezolvare folosit în paragraful 3.3, se elimină $x(t)$ din ecuaţiile (4.1.6) şi se ajunge la o ecuaţie diferenţială de ordinul IV în y :

$$\begin{aligned} \frac{m}{k_b} \frac{d^4 y}{dt^4} + \left(\frac{m+m_b}{k_b} \frac{c_s}{m} + \frac{c_b}{k_b} \right) \frac{d^3 y}{dt^3} + \left(\frac{m+m_b}{k_b} \frac{k_s}{m} + \frac{c_b}{k_b} \frac{c_s}{m} + 1 \right) \frac{d^2 y}{dt^2} + \left(\frac{c_b}{k_b} \frac{k_s}{m} + \frac{c_s}{m} \right) \frac{dy}{dt} + \\ + \frac{k_s}{m} y - U_0 \varphi^2 \sin(\varphi t) - \frac{c_s}{k_b} U_0 \varphi^3 \cos(\varphi t) = 0 \end{aligned} \quad (4.1.7)$$

Se poate considera o soluţie de forma:

$$y(t) = A_1 \sin(\varphi t) + B_1 \cos(\varphi t) \quad (4.1.8)$$

După derivări succesive şi introducerea relaţiei (4.1.8) şi a derivatelor sale în ecuaţia (4.1.7), se pot separa termenii corespunzător funcţiilor $\sin(\varphi t)$ şi $\cos(\varphi t)$ şi prin identificare şi simplificări se ajunge la următorul sistem de ecuaţii:

$$\begin{cases} P_1 A_1 + P_2 B_1 = R_1 U_0 \\ P_1 B_1 - P_2 A_1 = R_2 U_0 \end{cases} \quad (4.1.9)$$

Prin rezolvarea sistemului, se obţin expresiile lui A_1 şi B_1 :

$$A_1 = \frac{P_1 R_1 - P_2 R_2}{P_1^2 + P_2^2} U_0; \quad B_1 = \frac{P_2 R_1 + P_1 R_2}{P_1^2 + P_2^2} U_0 \quad (4.1.10)$$

Pentru simplificarea relaţiilor (4.1.9) şi (4.1.10) s-au utilizat următorii parametri:

$$\begin{aligned} P_1 &= \mu f_b^4 - f_b^2 \left(\frac{\omega_s^2}{\omega_b^2} + 4\nu_s \nu_b \frac{\omega_s}{\omega_b} + 1 \right) + \frac{\omega_s^2}{\omega_b^2} \\ P_2 &= f_b^3 \left(2\nu_s \frac{\omega_s}{\omega_b} + 2\nu_b \right) - f_b \left(2\nu_b \frac{\omega_s^2}{\omega_b^2} + 2\nu_s \frac{\omega_s}{\omega_b} \right) \\ R_1 &= f_b^2; \quad R_2 = 2\mu \nu_b \frac{\omega_s}{\omega_b} f_b^3 \end{aligned} \quad (4.1.11)$$

unde $f_b = \varphi/\omega_b$ şi $\mu = m/(m + m_b)$

Fiind vorba de compunerea a două oscilaţii în $\sin(\varphi t)$ şi $\cos(\varphi t)$ cum rezultă din ecuaţia din (4.1.8), se poate scrie rezultanta lor, după cum urmează:

$$y(t) = \sqrt{A_1^2 + B_1^2} \sin(\varphi t + \phi_y); \quad \text{tg } \phi_y = \frac{B_1}{A_1} \quad (4.1.12)$$

Respectând acelaşi procedeu de lucru, dacă se elimină $y(t)$ din relaţiile (4.1.6) şi se obţine următoarea ecuaţie diferenţială de ordinul IV în x :

$$\begin{aligned} \left((m + m_b) - m \right) \frac{d^4 x}{dt^4} + \left(c_b + c_s \frac{m+m_b}{m} \right) \frac{d^3 x}{dt^3} + \left(k_b + \frac{c_s c_b}{m} + k_s \frac{m+m_b}{m} \right) \frac{d^2 x}{dt^2} + \\ + \left(\frac{c_s}{m} k_b + \frac{c_b}{m} k_s \right) \frac{dx}{dt} + \frac{k_s k_b}{m} x = \left((m + m_b) - m \right) U_0 \varphi^4 \sin(\varphi t) + \\ + c_s \frac{m+m_b}{k_b} U_0 \varphi^3 \cos(\varphi t) + k_s \frac{m+m_b}{k_b} U_0 \varphi^2 \sin(\varphi t) \end{aligned} \quad (4.1.13)$$

se poate alege soluţia de forma:

$$x(t) = A_2 \sin(\varphi t) + B_2 \cos(\varphi t) \quad (4.1.14)$$

unde parametrii A_2 şi B_2 rezultă din rezolvarea sistemului de ecuaţii (4.1.15):

$$\begin{cases} P_3 A_2 + P_4 B_2 = R_3 U_0 \\ P_3 B_2 - P_4 A_2 = R_4 U_0 \end{cases} \quad (4.1.15)$$

La fel ca în cazul funcţiei $y(t)$ s-au ales o serie de parametri pentru simplificare, după cum urmează:

$$\begin{aligned} P_3 &= \frac{\mu-1}{\mu} f_b^4 - \frac{1}{\mu} f_b^2 \left(\frac{\omega_s^2}{\omega_b^2} + 4\nu_s \nu_b \frac{\omega_s}{\omega_b} + 1 \right) + \frac{1}{\mu} \frac{\omega_s^2}{\omega_b^2} \\ P_4 &= \frac{1}{\mu} f_b^3 \left(2\nu_s \frac{\omega_s}{\omega_b} + 2\nu_b \right) - \frac{1}{\mu} f_b \left(2\nu_b \frac{\omega_s^2}{\omega_b^2} + 2\nu_s \frac{\omega_s}{\omega_b} \right) \\ R_3 &= \frac{1}{\mu} \frac{\omega_s^2}{\omega_b^2} f_b^2 - \frac{\mu-1}{\mu} f_b^4; \quad R_4 = \frac{2}{\mu} \nu_s \frac{\omega_s}{\omega_b} f_b^3 \end{aligned} \quad (4.1.16)$$

Rezultă:

$$A_2 = \frac{P_3 R_3 - P_4 R_4}{P_3^2 + P_4^2} U_0; \quad B_2 = \frac{P_4 R_3 + P_3 R_4}{P_3^2 + P_4^2} U_0 \quad (4.1.17)$$

iar soluția:

$$x(t) = \sqrt{A_2^2 + B_2^2} \sin(\varphi t + \phi_x); \quad \text{tg } \phi_x = \frac{B_2}{A_2} \quad (4.1.18)$$

Pentru comparațiile ulterioare este nevoie să se cunoască și amplitudinea pe direcția gradului de libertate al structurii în cazul în care structura este fără bază izolată (reazemă direct pe teren).

Determinarea aceste mărimi s-a realizat în paragraful 3.3, în cazul amplitudinii mișcării sistemului cu 1 GLD fără TMD. Mai departe doar se va rescrie relația (3.3.14) conform cu situația descrisă în figura 4.1.2.

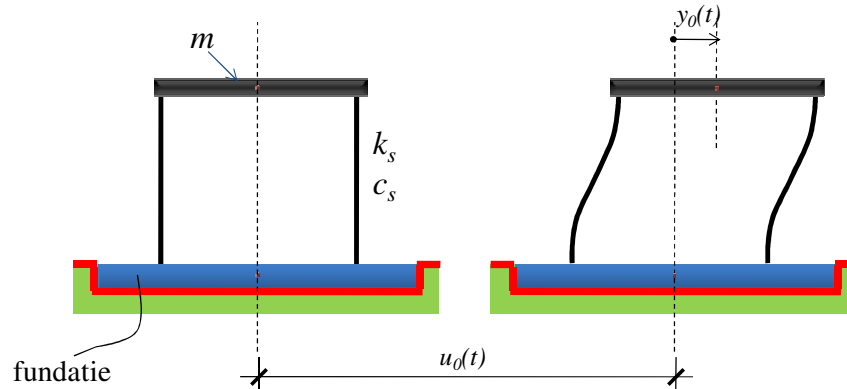


Fig. 4.1.2 Sistem cu 1 GLD rezemat direct pe teren

$$y_0(t) = -U_0 f^2 \frac{1}{\sqrt{(1-f^2)^2 + 4v_s^2 f^2}} \sin(\varphi t + \phi); \quad \text{tg } \phi = \frac{2v_s f}{f^2 - 1} \quad (4.1.19)$$

unde $f = \varphi/\omega_s$.

4.2 Studiu parametric

Pentru realizarea studiului s-au utilizat relațiile (4.1.12) și (4.1.19), la care s-au considerat valorile maxime ale celor două funcții:

$$y_{max}(t) = \sqrt{A_1^2 + B_1^2} \quad (4.2.1)$$

Și

$$y_{0max}(t) = -U_0 f^2 \frac{1}{\sqrt{(1-f^2)^2 + 4v_s^2 f^2}} \quad (4.2.2)$$

În cadrul acestui studiu parametric trebuie avută în vedere complexitatea problemei izolării bazei. De aceea, s-au avut în vedere trei considerente, care au stat la baza stabilirii direcțiilor studiului, și anume:

- comparativ cu sistemul de amortizare cu masă acordată, unde se știe că perioada fundamentală de vibrație a structurii principale trebuie să fie egală sau aproximativ egală cu cea a sistemului de amortizare, în cazul izolării bazei nu este generalizată o anumită relație între perioada proprie de vibrație a structurii și perioada de vibrație proprie a sistemului izolator;
- așa cum s-a mai spus, sistemul de izolare poate avea și diferite grade de amortizare, prin folosirea unor reazeme izolatoare cu amortizare ridicată sau prin introducerea unor dispozitive speciale;
- datorită necesității separării terenului de structură, în cazul sistemului de izolare a bazei, în general, apare necesitatea realizării unui al doilea nivel de fundare, a cărui masă, raportată la masa structurii principale, poate fi sau nu importantă.

Primul studiu realizat ne indică importanța alegerii optime a perioadei proprii de

vibrație a sistemului de izolare. Pentru aceasta, parametrul care s-a variat a fost raportul pulsațiilor $\frac{\omega_s}{\omega_b}$ (implicit al perioadelor de vibrație), considerându-se, pentru început, perioada proprie de vibrație a sistemului de izolare ca fiind egală cu cea a structurii principale (caz care se poate considera ca un sistem TMD așezat la nivelul bazei structurii) și după aceea considerându-se de 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5, și, respectiv, 4 ori mai mare decât perioada proprie fundamentală a structurii de bază.

După cum se poate observa din graficul de variație (figura 4.2.1), există un raport optim între cele două pulsații, $\frac{\omega_s}{\omega_b} = 2.5 \dots 3$. Peste aceste valori, aportul adus de mărirea perioadei de izolare se poate considera neglijabil. Dar, ceea ce este mai important, dacă ne încadrăm sub aceste valori, perioada sistemului de izolare tinzând către perioada sistemului de bază, nu numai ca nu se mai înregistrează atenuări ale amplitudinii, dar se pot observa amplificări ale acesteia.

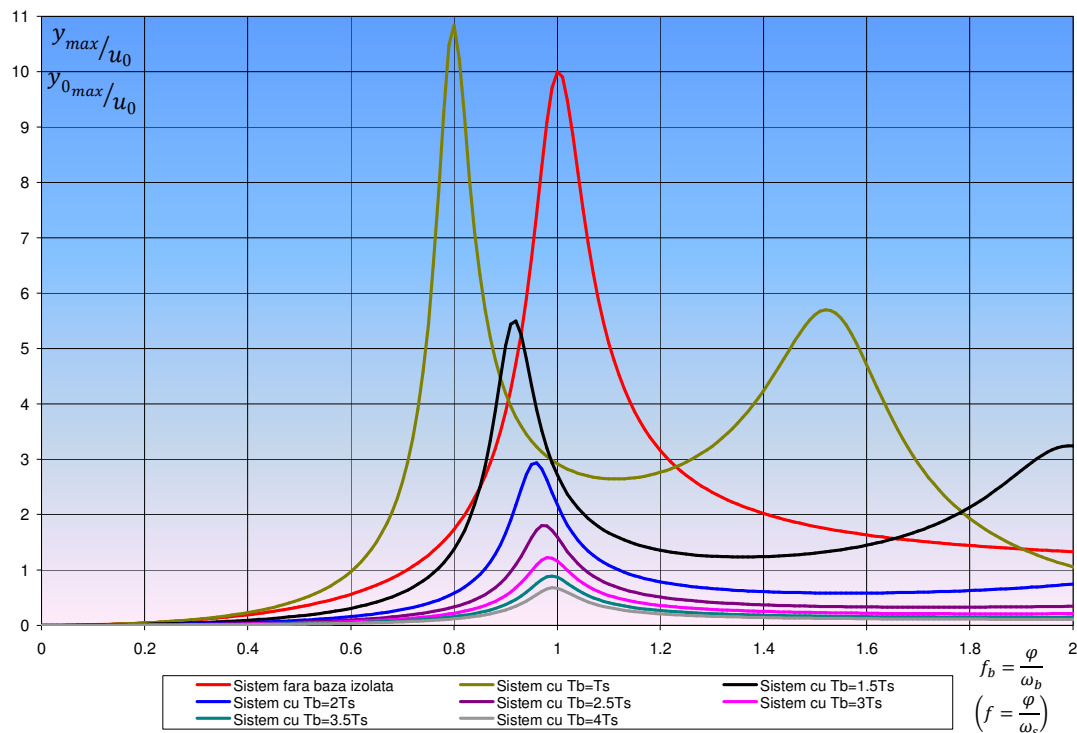


Fig. 3.2.1 Variația amplitudinii deplasării pe direcția GLD-ului sistemului principal la variația raportului pulsațiilor $\omega_s/\omega_b = T_b/T_s$

Pentru observare importanței gradului de amortizare la nivelul izolării s-a considerat că sistemul principal are un coeficient din amortizarea critică constant de 5%, iar pentru sistemul de izolare s-au considerat următorii coeficienți de amortizare: 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30 și respectiv 0.35. De asemenea s-a considerat ca raportul pulsațiilor este unul optim, alegându-se $\omega_s/\omega_b = 3$. Variația amplitudinilor deplasării la nivelul gradului de libertate al sistemului principal se poate vedea în figura 3.2.2.

După cum se poate observa în figura 3.2.2, pentru amortizări aflate între 15% și 35% din amortizarea critică, diferențele între valorile maxime sunt foarte mici, putându-se considera neglijabile. O valoare optimă a amortizării este de 10% din amortizarea critică, valoare care se poate atinge la nivelul sistemului de izolare fără probleme deosebite.

Pentru ultima parte a prezentului studiu, s-a considerat că raportul pulsațiilor este $\omega_s/\omega_b = 3$ și coeficientul din amortizarea critică la nivelul sistemului de izolare $\nu_b = 0.10$. În acest caz a fost variat raportul maselor $\mu = m/(m + m_b)$, considerând diverse valori aflate între două cazuri limită. Cazul în care masa radierului de fundație, care sprijină pe izolatori, este egală cu masa suprastructurii, și cazul în care masa bazei structurii este nulă.

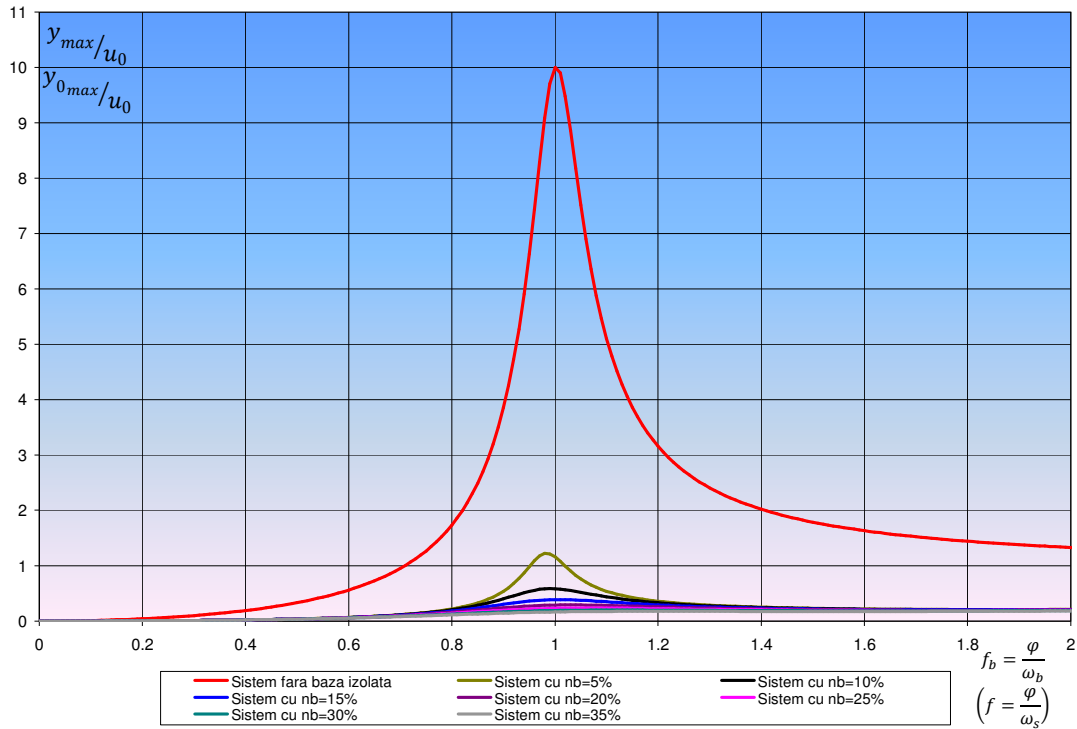


Fig. 3.2.2 Variația amplitudinii deplasării pe direcția GLD-ului sistemului principal ca urmare a variației gradului de amortizare la nivelul sistemului de izolare

În figura 3.2.3 se poate observa graficul de variație al amplitudinii deplasării la nivelul structurii principale. Pentru ca diferențele între cazurile analizate să poată fi observate mai ușor, din grafic, s-a eliminat variația corespunzătoare sistemului fără bază izolată.

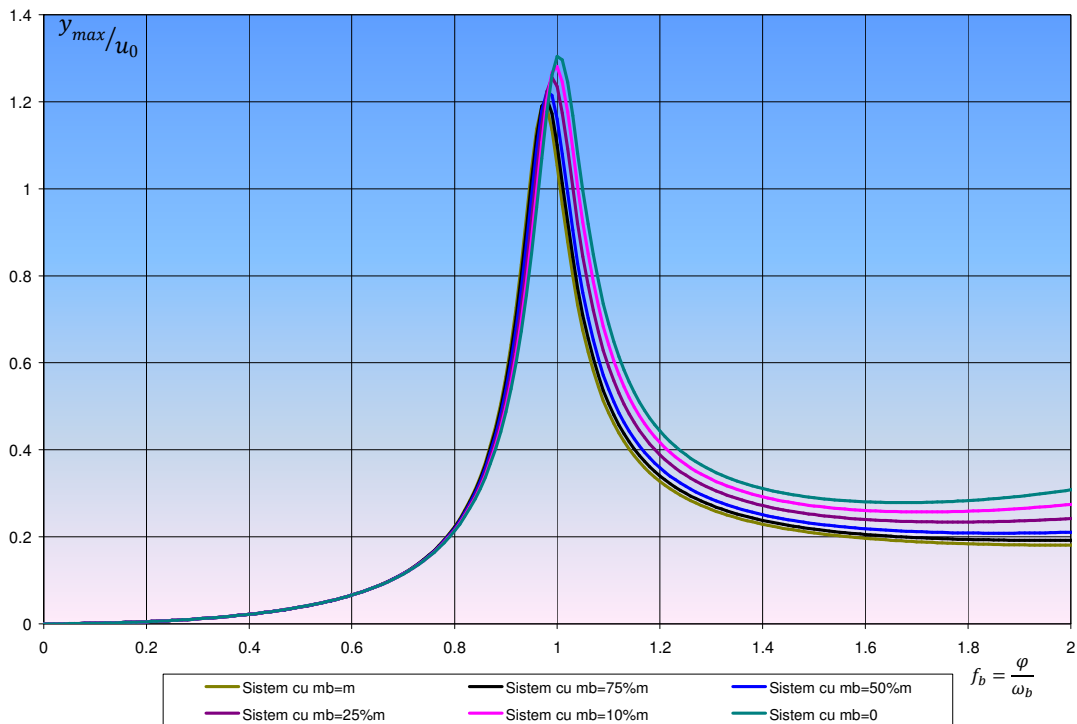


Fig. 3.2.3 Variația amplitudinii deplasării pe direcția GLD-ului sistemului principal ca urmare a variației raportului maselor $\mu = m/(m + m_b)$

După cum se poate observa, modul în care se realizează baza de rezemare a structurii pe izolatori, din punct de vedere al gabariturii și al greutateii, nu influențează modul de comportare al structurii, dimensionarea bazei putându-se face doar din condiții constructive, de rezistență și stabilitate.

CAPITOLUL 5: ANALIZE NUMERICE PENTRU SISTEME CU 1 GLD

5.1 Caracterizarea mișcării seismice și alegerea sistemelor supuse analizei

5.1.1. Accelerograme înregistrate

Pentru stabilirea condițiilor de desfășurare pentru studiul parametric a fost necesară o caracterizare a mișcării seismice specifice teritoriului României, realizată pe baza unor accelerograme înregistrate corespunzătoare a trei seisme importante din sursa Vrancea.

Din punct de vedere teritorial, s-au ales în general înregistrări din amplasamente situate în București sau în împrejurimile acestuia, principala motivație fiind densitatea mare de populație și de construcții din această zonă, precum și riscul seismic ridicat al acesteia.

S-au avut în vedere șase înregistrări ale căror caracteristici, precum și locațiile unde s-au efectuat acestea, se regăsesc în tabelul 5.1.1.1.

Tabelul 5.1.1.1 Înregistrări mișcări seismice

Înregistrare	Locație	Sursa, componenta	Data	Δt	Nr. Valori
Acc. 1	INCERC București	Vrancea, NS	04.03.1977	0.005 s	13074
Acc. 2	INCERC București	Vrancea, NS	30.08.1986	0.01 s	2594
Acc. 3	IMGB București	Vrancea, NS	30.08.1986	0.005 s	8584
Acc. 4	Focșani	Vrancea, NS	30.08.1986	0.01 s	2168
Acc. 5	Măgurele	Vrancea, NS	30.05.1990	0.01 s	5756
Acc. 6	INCERC București	Vrancea, NS	30.05.1990	0.005 s	10497

În scopul determinării perioadelor critice și a conținutului în frecvențe pentru diferite înregistrări ale mișcării seismice este nevoie de reprezentări ale spectrelor de accelerații de răspuns caracteristice mișcării din diverse amplasamente sau pentru un rezultat mai performant de o reprezentare a Spectrelor Fourier sau a Spectrelor de Putere.

Spectrele Fourier s-au determinat cu ajutorul programului *Seismosignal* - program specializat în analiza înregistrărilor mișcărilor seismice - (46), produs de *Seismosoft - Earthquake Engineering Software Solutions*. După analizarea spectrelor obținute s-au putut determina perioadele caracteristice în fiecare caz. În funcție de aceste rezultate s-au ales caracteristicile sistemelor cu un GLD care vor urma să reprezinte sistemele de bază cărora li se vor aplica sistemele de amortizare cu masă acordată (TMD), respectiv sistemele corespunzătoare pentru izolarea bazei.

Tabelul 5.1.1.2 Principalele caracteristici ale accelerogramelor înregistrate considerate

Acc.	Caracteristici principale		Alte perioade importante	Descriere înregistrare
	T [s]	ASF*		
Acc1	1.64	340.70	T=2.41s, ASF=261.8	INCERC București-Vr-NS-77
Acc2	1.36	139.39	T=2.15s, ASF=64.68	INCERC București-Vr-NS-86
Acc3	1.64	119.21	T=1.46 s, ASF=100.2	IMGB București-Vr-NS-86
Acc4	0.43	151.57	T=1.21 s, ASF=141.32	Focșani-Vr-NS-86
			T=0.89 s, ASF=131.26	
Acc 5	1.61	120.90	T=1.34 s, ASF=103.32	Măgurele-Vr-NS-90
Acc 6	2.21	83.09	T=0.99 s, ASF=78.66	INCERC București-Vr-NS-90
			T=1.32 s, ASF= 70.83	

* ASF = Amplitudinea Spectrului Fourier

În tabelul 5.1.1.2 se regăesc sintetizate frecvențele predominante ale mișcărilor analizate, precum și alte caracteristici importante ale acestora.

5.1.2. Alegerea sistemelor de bază cu 1GLD și prezentarea programelor de calcul pentru sisteme cu amortizori cu masă acordată și sisteme cu baza izolată

În urma analizelor prezentate în cadrul paragrafului 5.1.1, s-au ales trei sisteme cu un grad de libertate dinamic ale căror perioade proprii de vibrație să se găsească în vecinătatea perioadelor de răspuns maxim ale mișcărilor seismice analizate. Pentru acestea s-a considerat că masa structurii de bază și coeficientul din amortizarea critică rămân constante, de unde rezultă că pentru atingerea perioadelor țintă termenii care vor varia sunt rigiditatea și amortizarea sistemului cu un GLD. Aceste sisteme sunt descrise în tabelul 5.1.2.1.

Tabelul 5.1.2.1. Sisteme cu un GLD

Sistem	T [s]	M [tone]	v
Cazul A	1.60 s	50 t	0.05
Cazul B	1.35 s	50 t	0.05
Cazul C	1.00 s	50 t	0.05

Pentru analiza sistemului cu 1 GLD dotat cu TMD și, respectiv, a sistemului cu 1 GLD așeza pe un sistem pentru izolarea bazei, în cele trei cazuri luate în discuție s-au realizat două programe distincte, denumite *TMDsis* și, respectiv *IzoBaz*. Programele au fost realizate în Borland Delphi Pascal (47), fiind bazate pe integrarea numerică a ecuațiilor de mișcare care descriu comportarea sistemelor cu TMD și, respectiv, a sistemelor cu masa acordată.

Metoda de rezolvare presupune integrarea pas cu pas a ecuațiilor de mișcare pentru fiecare problemă în parte. Ecuațiile de mișcare în cazul sistemului dotat cu TMD s-au prezentat în paragraful 3.3 (relațiile 3.3.3), iar în cazul sistemului cu baza izolată acestea s-au prezentat în paragraful 4.1. (relațiile 4.1.1).

Pentru rezolvarea ecuațiilor dinamice de echilibru s-a adoptat metoda Newmark, metoda de integrare a ecuațiilor diferențiale pas cu pas (48).

Pentru integrare s-a considerat accelerația liniară, iar parametrii corespunzători, specifici metodei de integrare Newmark, au fost aleși astfel: $\gamma=0.5$ și $\beta=1/6$.

Subrutinele principale necesare pentru rezolvarea sistemelor de ecuații diferențiale în cele două cazuri sunt descrise în Anexa A: Subrutine programe de calcul.

Pentru a putea avea un termen de comparație pentru rezultatele obținute, s-au analizat sistemele cu 1 GLD, considerate independente. Pentru rezolvare, în cadrul celor două programe s-a implementat o subrutina asemănătoare celorlalte două. Aceasta se găsește descrisă, de asemenea, în Anexa A.

5.2 Studii pe sisteme cu un GLD prevăzute cu amortizori cu masă acordată

Schema de principiu a sistemului de bază cu 1 GLD dotat cu sistem de amortizare cu masă acordată se poate observa în figura 5.2.1.

Studiul parametric a cuprins analiza a 26 de cazuri în care variabilele au constat în :

- Mișcarea seismică: cele 6 înregistrări considerate și analizate în paragraful 5.1.1;
- Sistemul structural: cazurile A, B, și C considerate pentru analiză (vezi 5.1.2);

- Sistemul TMD: s-a variat mărimea masei suplimentare cât și coeficientul din amortizarea critică corespunzător sistemului de amortizare.

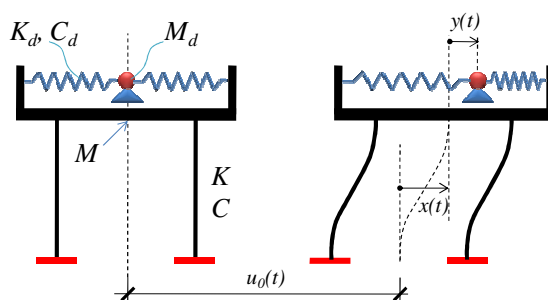


Fig. 5.2.1 Schema unui sistem de bază cu 1 GLD dotat cu TMD

În vederea reducerii numărului foarte mare de combinații posibile, ținând seama de variabilele considerate, studiul s-a realizat în două etape.

Prima etapă a presupus analiza structurii de tip A, respectând toate combinațiile posibile ale variabilelor considerate, urmată de o serie de concluzii parțiale care au dus la reducerea numărului de cazuri studiate.

În tabelul 5.2.1 se enumără cazurile studiate, precum și caracteristicile elementelor care s-au variat în fiecare caz.

Tabelul 5.2.1. Cazuri analizate pentru sistemul cu 1GLD, dotat cu TMD

Caz	Structura 1GLD			TMD			
	M_s (tone)	T_s (s)	ξ	M_d (% M_s)	T_d (s)	ξ	
Înregistrare INCERC București, seism Vrancea 4.03.1977,componenta NS (Acc1)							
1.	A.I.1	50	1.60	0.05	1%	1.60	0.05
2.	A.I.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.05
3.	A.I.3	50	1.60	0.05	5%	1.60	0.05
4.	A.II.1	50	1.60	0.05	1%	1.60	0.1
5.	A.II.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.1
6.	A.II.3	50	1.60	0.05	5%	1.60	0.1
7.	A.III.1	50	1.60	0.05	1%	1.60	0.15
8.	A.III.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.15
9.	A.III.3	50	1.60	0.05	5%	1.60	0.15
10.	B.I.2	50	1.35	0.05	2%	1.35	0.05
11.	C.I.2	50	1.00	0.05	2%	1.00	0.05
Înregistrare INCERC București, seism Vrancea 30.08.1986,componenta NS (Acc2)							
12.	A.I.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.05
13.	B.I.2	50	1.35	0.05	2%	1.35	0.05
14.	C.I.2	50	1.00	0.05	2%	1.00	0.05
Înregistrare IMGB București, seism Vrancea 30.08.1986,componenta NS (Acc3)							
15.	A.I.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.05
16.	B.I.2	50	1.35	0.05	2%	1.35	0.05
17.	C.I.2	50	1.00	0.05	2%	1.00	0.05
Înregistrare Focșani, seism Vrancea 30.08.1986,componenta NS (Acc4)							
18.	A.I.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.05
19.	B.I.2	50	1.35	0.05	2%	1.35	0.05
20.	C.I.2	50	1.00	0.05	2%	1.00	0.05
Înregistrare Măgurele, seism Vrancea 30.05.1990,componenta NS (Acc5)							
21.	A.I.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.05
22.	B.I.2	50	1.35	0.05	2%	1.35	0.05
23.	C.I.2	50	1.00	0.05	2%	1.00	0.05
Înregistrare INCERC București, seism Vrancea 30.05.1990,componenta NS (Acc6)							
24.	A.I.2	50	1.60	0.05	2%	1.60	0.05
25.	B.I.2	50	1.35	0.05	2%	1.35	0.05
26.	C.I.2	50	1.00	0.05	2%	1.00	0.05

La finele primei etape, am ajuns la următoarele concluzii, întâlnite de altfel și în literatură ca fiind caracteristice și altor tipuri de mișcări seismice (49):

- ✓ O mai bună comportare o au sistemele având masa adițională de 2% și, respectiv, de 5%, din masa sistemului de bază. Mărirea masei adiționale de la 2% la 5%, aduce un aport benefic la reducerea amplitudinilor sistemului de bază, dar acest lucru presupune o creștere semnificativă a încărcărilor verticale care acționează asupra structurii (figurile 5.2.2);
- ✓ Creșterea amortizării sistemului TMD nu ajută la micșorarea amplitudinilor maxime, ci doar la o atenuare mai rapidă a mișcării, în anumite limite ale amortizării (figura 5.2.3). Pentru grade de amortizare mai ridicate efectul sesizat anterior se diminuează (50).

În toate cazurile analizate termenul de comparație utilizat este valoarea deplasării relative orizontale pe direcția gradului de libertate dinamic al sistemului de bază.

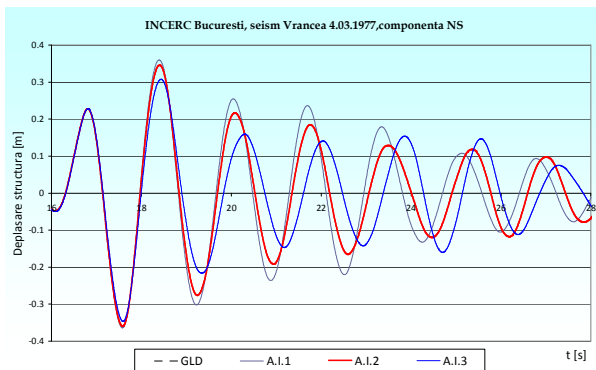


Fig. 5.2.2 Comparație între sistemul fără TMD ($T_s = 1.6\text{ s}$) și sistemul cu TMD ($\xi_d = 5\%$) [A.I.1 ($M_a = 1\%M$), A.I.2 ($M_a = 2\%M$) și A.I.3 ($M_a = 5\%M$)]

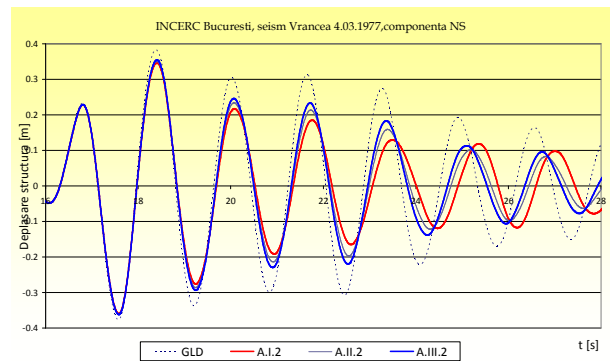


Fig. 5.2.3 Comparație între sistemul fără TMD ($T_s = 1.6\text{ s}$) și sistemul cu TMD ($M_a = 2\%M$) [A.I.2 ($\xi_d = 5\%$), A.II.2 ($\xi_d = 10\%$) și A.III.2 ($\xi_d = 15\%$)]

Datorită observațiilor de mai sus, numărul de cazuri prevăzute pentru analiză a fost restrâns. S-a considerat ca sistemul de amortizare cu cea mai rațională comportare este sistemul cu masă adițională de 2% din masa sistemului principal, având coeficientul din amortizarea critică de 5%.

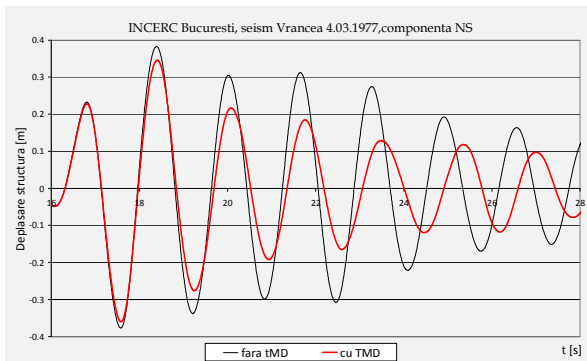


Fig. 5.2.4 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu TMD ($T_s = 1.60\text{ s}$) [caz 2 - A.I.2]

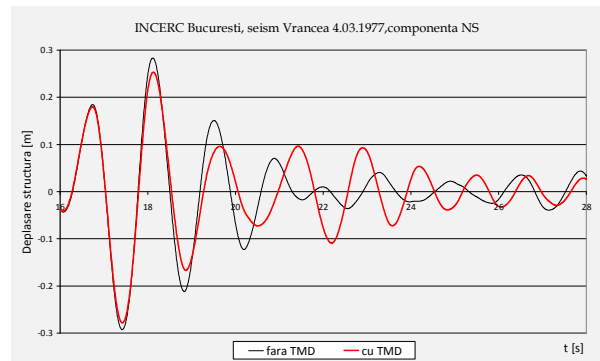


Fig. 5.2.5 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu TMD ($T_s = 1.35\text{ s}$) [caz 10 - B.I.2]

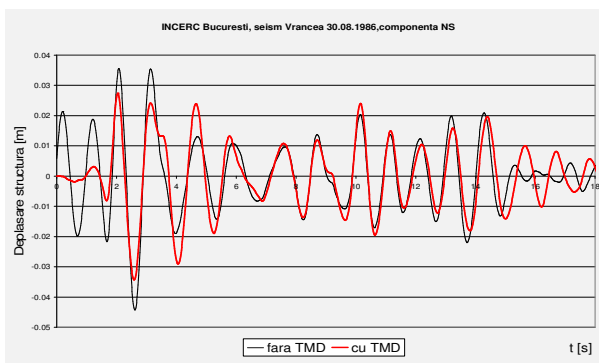


Fig. 5.2.6 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu TMD ($T_s = 1.00\text{ s}$) [caz 14 - C.I.2]

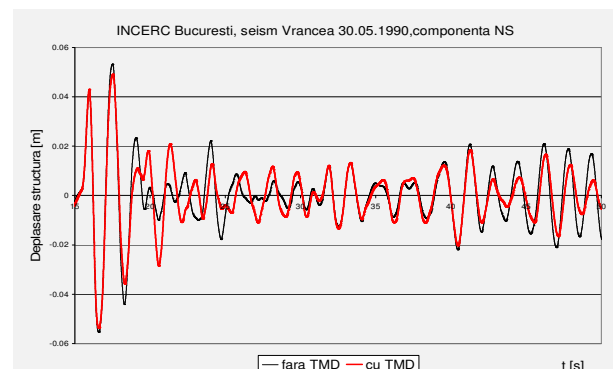


Fig. 5.2.7 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu TMD ($T_s = 1.60\text{ s}$) [caz 24 - A.I.2]

După analiza comparativă a răspunsului structurilor analizate în cazurile expuse, suplimentar față de observațiile făcute anterior se mai pot adăuga următoarele:

- Raportat la răspunsul sistemului fără TMD se observă că sistemul de amortizare nu intră în lucru, în mod semnificativ, decât după șocul maxim al seismului. Reducerea de amplitudine a deplasării în momentul șocului maxim este neglijabilă.
- După șocul inițial, reducerea amplitudinilor mișcării depinde de conținutul de frecvențe al mișcării seismice. Dacă mișcarea seismică are un răspuns important în apropierea perioadei de acordare a sistemului cu TMD atunci reducerea deplasărilor după șocul inițial este considerabilă între (20-50%) (de exemplu: figurile 5.2.4).
- În cazul în care mișcarea seismică nu se acordează la rândul său cu sistemul și cu TMD-ul, răspunsul sistemului cu TMD poate să fie aproximativ același sau mai mare în comparație cu sistemul fără TMD (de exemplu: figura 5.2.7)
- Comparând cazurile analizate mai sus, se mai poate observa banda îngustă de frecvențe în care sistemul cu TMD se poate acorda cu mișcarea seismică (pentru o diferență de aproximativ $0.20s \div 0.30s$ răspunsul se denaturează drastic) (de exemplu așa cum se poate observa în figurile 5.2.5, 5.2.6)

5.3 Studii pe sisteme cu un GLD cu baza izolată

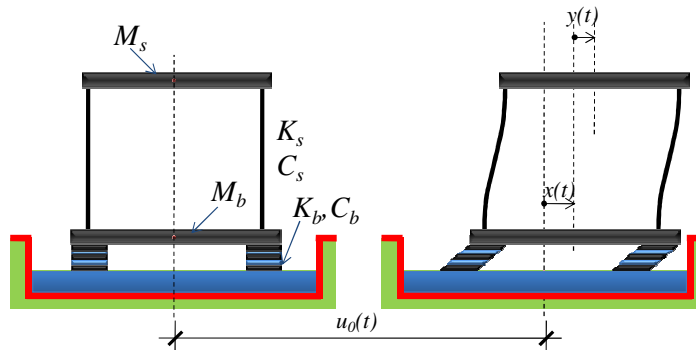


Fig. 5.3.1 Schema unui sistem de bază cu 1 GLD cu baza izolată

Schema de principiu a sistemului de bază cu 1 GLD așezat pe un sistem de izolare a bazei se poate observa în figura 5.3.1.

Studiul parametric a cuprins analiza a 18 cazuri în care variabilele au constat în :

- Mișcarea seismică: cele 6 înregistrări considerate și analizate în paragraful 5.1.1;
- Sistemul structural: cazurile A, B, și C considerate pentru analiză (vezi 5.1.2);
- Sistemul izolare a bazei: prin valoarea perioadei fundamentale de vibrație pentru sistemul de izolare ($T_b = 2.00 s$), considerată o valoare medie pentru sistemele realizate până în prezent (32); amortizarea sistemului de izolare s-a considerat constantă, corespunzând unui sistem de izolare cu reazeme din neopren sau cauciuc natural.

Descrierea variabilelor pentru cazurile studiate este realizată în tabelul 5.3.1.

Tabelul 5.3.1 Cazuri analizate pentru sistemul cu baza izolată

Caz	Structura 1GLD			Baza izolata			
	M_s (tone)	T_s (s)	ξ	M_b (% M_s)	T_b (s)	ξ	
Înregistrare INCERC București, seism Vrancea 4.03.1977, componenta NS (1)							
1.	A.I	50	1.60	0.05	10	2.00	0.05
2.	B.I	50	1.35	0.05	10	2.00	0.05
3.	C.I	50	1.00	0.05	10	2.00	0.05

Înregistrare INCERC București, seism Vrancea 30.08.1986,componenta NS (2)							
4.	A.I	50	1.60	0.05	10	2.00	0.05
5.	B.I	50	1.35	0.05	10	2.00	0.05
6.	C.I	50	1.00	0.05	10	1.00	0.05
Înregistrare IMGB București, seism Vrancea 30.08.1986,componenta NS (3)							
7.	A.I	50	1.60	0.05	10	2.00	0.05
8.	B.I	50	1.35	0.05	10	2.00	0.05
9.	C.I	50	1.00	0.05	10	1.00	0.05
Înregistrare Focșani, seism Vrancea 30.08.1986,componenta NS (4)							
10.	A.I	50	1.60	0.05	10	2.00	0.05
11.	B.I	50	1.35	0.05	10	2.00	0.05
12.	C.I	50	1.00	0.05	10	1.00	0.05
Înregistrare Măgurele, seism Vrancea 30.05.1990,componenta NS (5)							
13.	A.I	50	1.60	0.05	10	2.00	0.05
14.	B.I	50	1.35	0.05	10	2.00	0.05
15.	C.I	50	1.00	0.05	10	1.00	0.05
Înregistrare INCERC București, seism Vrancea 30.05.1990,componenta NS (6)							
16.	A.I	50	1.60	0.05	10	2.00	0.05
17.	B.I	50	1.35	0.05	10	2.00	0.05
18.	C.I	50	1.00	0.05	10	2.00	0.05

La fel ca și în paragraful precedent, în toate cazurile analizate termenul de comparație utilizat este valoarea deplasării relative orizontale pe direcția gradului de libertate dinamic al sistemului de bază.

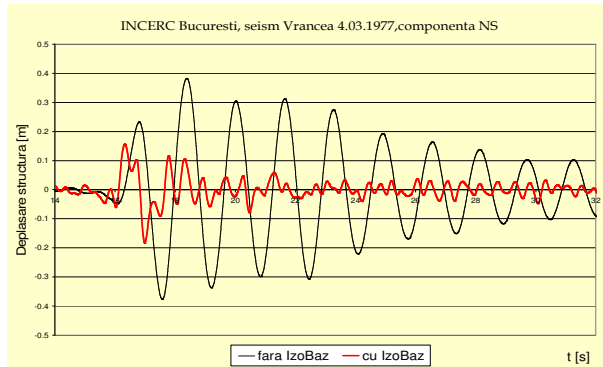


Fig. 5.3.2 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu baza izolată ($T_s = 1.60s$) [caz 1 - A.I]

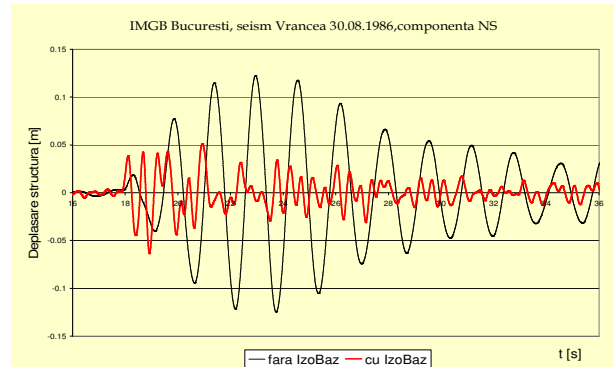


Fig. 5.3.3 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu baza izolată ($T_s = 1.60s$) [caz 7 - A.I]

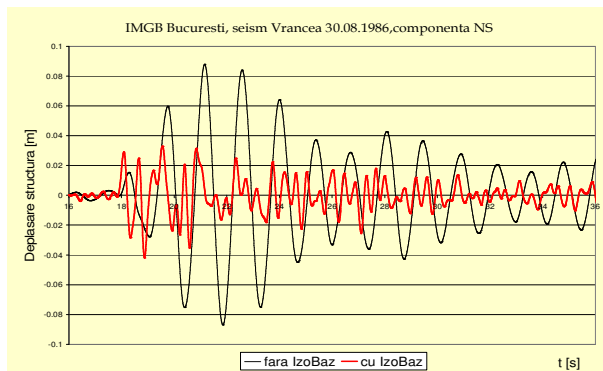


Fig. 5.3.4 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu baza izolată ($T_s = 1.35s$) [caz 8 - B.I]

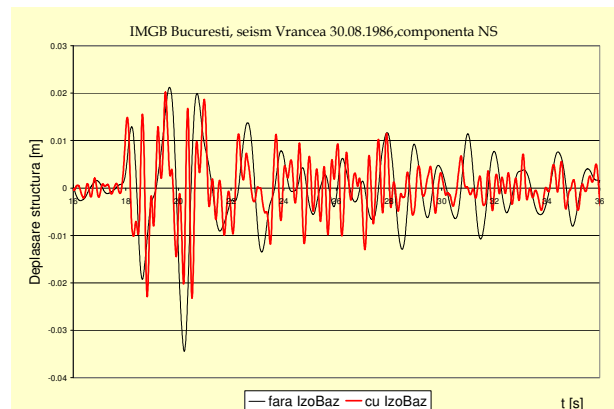


Fig. 5.3.5 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu baza izolată ($T_s = 1.00s$) [caz 9 - C.I]

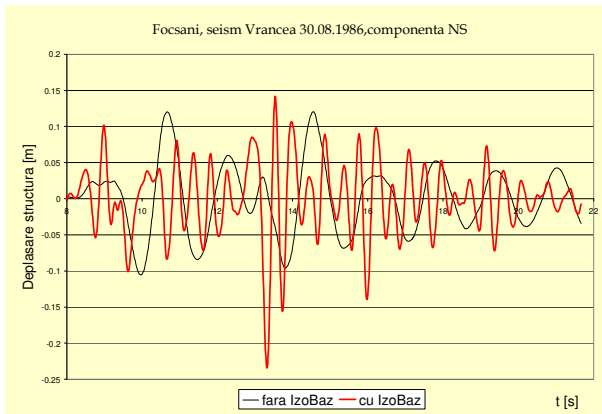


Fig. 5.3.6 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu baza izolată ($T_s = 1.60s$) [caz 10 - A.I]

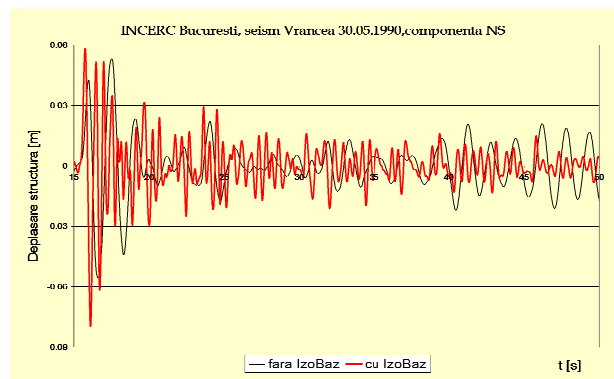


Fig. 5.3.7 Comparație deplasare pentru sistemul fără/cu baza izolată ($T_s = 1.60s$) [caz 16 - A.I]

Urmărind rezultatele obținute în cazul utilizării sistemului de izolare a bazei, putem trage următoarele concluzii:

- În cele mai multe din cazurile studiate sistemul are o comportare bună sau foarte bună. S-a înregistrat o reducere de 40÷60% a amplitudinilor pentru structura cu baza izolată comparativ cu structura fără baza izolată (de exemplu: figurile 5.3.2, 5.3.3, 5.3.4). Comparativ cu sistemul de amortizare cu masă acordată, la sistemele cu bază izolată, reducerea amplitudinilor se realizează chiar și în cazul șocului inițial (de exemplu: figura 5.3.2);
- Exista totuși situații în care sistemul de izolare are o comportare defectuoasă. Dacă mișcarea seismică are un răspuns important în zona perioadelor mari, 2÷2.5 s, (cazul înregistrărilor de la Focșani, 30.08.1986, și INCERC București, 30.05.1990) sistemul cu baza izolată are un răspuns asemănător sau chiar mai mare decât sistemul fără baza izolată (de exemplu: figurile 5.3.6, 5.3.7). Chiar și în aceste cazuri, există zone de dezamplificare, dar nu în zona șocului maxim.
- În cazul înregistrării 3 (IMGB București, seism Vrancea, 30.08.1986, componenta NS) din spectrele Fourier se constată că în apropierea perioadei de 1.00s răspunsul este foarte redus. Această situație este benefică pentru sistemul, fără bază izolată, de tip C, cu $T = 1.0$ s. După cum se poate observa din figura 5.3.5, prin aplicarea sistemului de izolare a bazei, răspunsul se modifică dar fără a se înregistra o reducere a amplitudinilor așa cum s-a înregistrat în cazul celorlalte două tipuri de sisteme de tip A și B (figurile 5.3.3 și 5.3.4).

CAPITOLUL 6: ANALIZE NUMERICE PENTRU SISTEME CU MAI MULTE GLD

6.1 Generarea de accelerograme artificiale

Datorită gradului mare de risipire a valorilor frecvențelor predominante în cazul înregistrărilor din același amplasament a mișcărilor seismice având aceeași sursă, a caracteristicilor terenului din amplasament, care influențează de asemenea mișcarea seismică rezultând înregistrări diferite în diverse amplasamente pentru același seism, precum și a necunoscutelor, inerente, cu privire la mecanismul și momentul producerii unui seism, putem spune ca mișcarea seismică prezintă un grad foarte ridicat de incertitudine.

Pentru a mai elimina din gradul de incertitudine, codurile de proiectare oferă diverse soluții, dintre care una este generarea de accelerograme artificiale compatibile cu spectrul de proiectare.

Conform Codului de proiectare seismică P100-1/2006, accelerogramele artificiale sunt acele accelerograme generate pe baza unui spectru de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament, $S_e(T)$. Spectrul de răspuns elastic al accelerogramelor artificiale trebuie să fie apropiat de spectrul de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament.

Pe baza spectrului de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament $S_e(T)$ trebuie generat un set de accelerograme artificiale care să respecte următoarele condiții (1):

- ✓ Numărul minim de accelerograme sa fie trei;
- ✓ Media aritmetică a valorilor accelerațiilor de vârf ale accelerogramelor generate să nu fie mai mică decât valoarea a_g pentru amplasamentul respectiv;
- ✓ Toate valorile spectrului mediu calculat prin medierea aritmetică a ordonatelor spectrelor elastice de răspuns pentru accelerații corespunzând tuturor accelerogramelor artificiale generate trebuie sa nu fie mai mici cu mai mult de 10% din valoarea corespunzătoare a spectrului elastic de răspuns în amplasament $S_e(T)$.

Așa cum am amintit și în capitolul 5 interesul principal din punctul de vedere al amplasamentului l-a constituit orașul București, zonă caracterizată printr-o perioadă de colț $T_C = 1.60 s$ și o accelerație a terenului $a_g = 0.24g = 0.24 \times 9.81 m/s^2 \cong 2.35 m/s^2$.

Spectrul de răspuns elastic pentru accelerații în amplasamentul considerat, $S_e(T)$, a fost obținut pe baza spectrului de proiectare (vezi relațiile (2.1.2.3) și (2.1.2.4)), unde s-a considerat că factorul de comportare $q = 1$, corespunzător unui sistem cu comportare elastică, care nu disipă energie.

Accelerogramele artificiale au fost generate cu ajutorul programului SimSeisme - program realizat cu subrutine de Matlab, fiind bazat pe binecunoscutul program SIMQKE (51).

Folosind programul menționat anterior s-a generat un set de trei accelerograme, prezentate în figurile 6.1.2÷6.1.4.

Spectrele de răspuns ale accelerațiilor s-au analizat comparativ cu spectrul din P100, încadrându-se în limitele specificate în cod.

Pentru găsirea perioadelor critice pentru cele trei accelerograme artificiale s-au realizat spectre Fourier după cum se pot observa în figurile 6.1.5÷8.1.7.

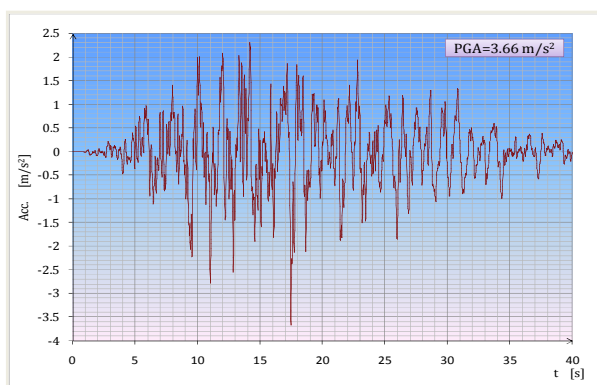


Fig. 6.1.2 Accelerograma artificială 1 (Acc1)
PGA = 3.66 m/s²

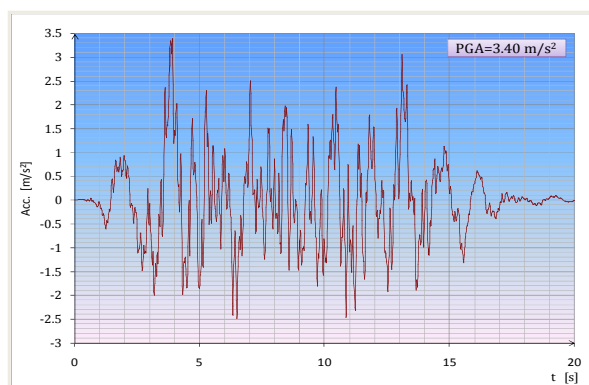


Fig. 6.1.3 Accelerograma artificială 2 (Acc2)
PGA = 3.40 m/s²

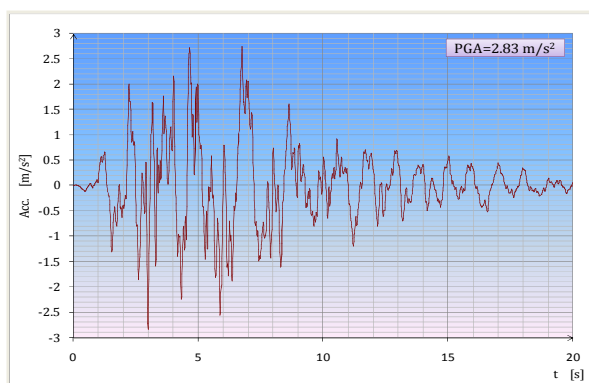


Fig. 6.1.4 Accelerograma artificială 3 (Acc3)
PGA = 2.83 m/s²

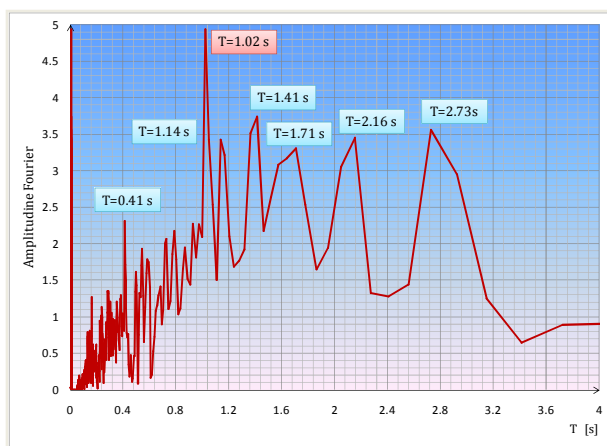


Fig. 6.1.5 Spectrul Fourier pentru accelerograma Acc1

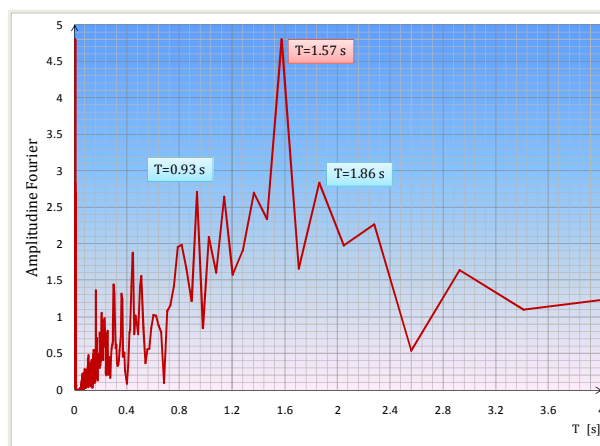


Fig. 6.1.6 Spectrul Fourier pentru accelerograma Acc2

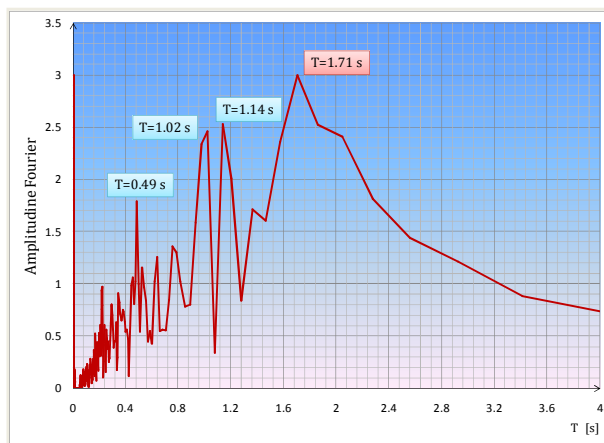


Fig. 6.1.7 Spectrul Fourier pentru accelerograma Acc3

Mai departe, în paragrafele următoare, pentru reducerea cazurilor de analiză ce au trebuit operate în cadrul studiilor parametrice, s-au folosit doar primele două accelerograme artificiale obținute. Acestea sunt accelerograma 1, notată Acc1, și accelerograma 2, notată Acc2.

6.2 Alegerea structurilor pentru analiză și modelarea acestora

Pentru prezentul studiu s-a dorit analizarea a trei modele de structuri, elementul principal care face diferențierea între acestea fiind perioada de vibrație fundamentală.

S-au avut în vedere o distribuție a perioadelor de vibrație astfel încât să se acopere o gamă largă de structuri reale afectate de cutremurele din sursa Vrancea . Astfel perioadele de vibrație țintă sunt $T_1 = 0.5$ s; $T_2 = 0.7$ s și $T_3 = 1.0$ s.

Din punct de vedere structural sistemul ales pentru modele supuse analizei este de structură în cadre de beton armat cu trei deschideri egale atât pe direcție transversală cât și longitudinală, rezultând astfel o simetrie a structurii față de ambele direcții.

Numărul de etaje corespunzător fiecărui model a fost determinat pe baza relației simplificate, din normativul P100-2006, între perioada de vibrație fundamentală a structurii și înălțimea totală a acesteia:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (6.2.1)$$

unde: T_1 - perioada de vibrație fundamentală a structurii;

H - înălțimea totală a structurii;

C_t - coeficient care ține seama de tipul structural ($C_t = 0.075$ în cazul cadrelor spațiale cu noduri rigide din beton armat)

Încărcările considerate în calcul sunt următoarele:

- Încărcări permanente pe planșee (provenind din pardoseală și pereți despărțitori și de închidere): $q_p = 3.7$ kN/m²;
- Încărcări utile, acționând pe planșeele de la nivelele curente (mai puțin pe placa de acoperiș): $q_u = 3.0$ kN/m²;
- Încărcare din zăpada: $q_z = 1.5$ kN/m²

Respectând ideile prezentate anterior au rezultat trei structuri ale căror caracteristici sunt prezentate în tabelul 6.2.1.

Tabelul 6.2.1: Modele structurale alese pentru studiu (52)

Nr.	Modelul	Număr nivele	Înălțimea H [m]
1.	Structura 1 (STR1)	3 nivele	12
2.	Structura 2 (STR2)	5 nivele	20
3.	Structura 3 (STR3)	8 nivele	32

În figurile 6.2.1÷6.2.6 sunt prezentate schemele constructive ale structurilor alese.

Pentru studierea efectelor dispozitivelor de amortizare cu masă acordată (TMD) și, respectiv, a izolării bazei asupra structurilor, alese anterior, în cazul unei acțiuni seismice, s-au realizat modele spațiale bazate pe metoda elementului finit.

S-au avut în vedere următoarele patru cazuri de analiză:

- i. Structură fără dispozitive de atenuare;
- ii. Structură cu TMD;
- iii. Structură cu baza izolată (perioada de vibrație a sistemului de izolare de 2 secunde);
- iv. Structură cu baza izolată (perioada de vibrație a sistemului de izolare de 3 secunde).

Pentru modelarea structurilor și efectuarea calcului dinamic, time-history, s-a utilizat programul de calcul integrat pentru analiza și proiectarea structurilor - ETABS (53).

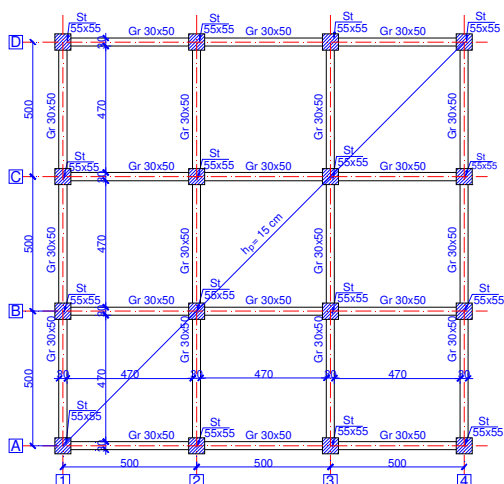


Fig. 6.2.1 Plan etaj curent pentru structura 1

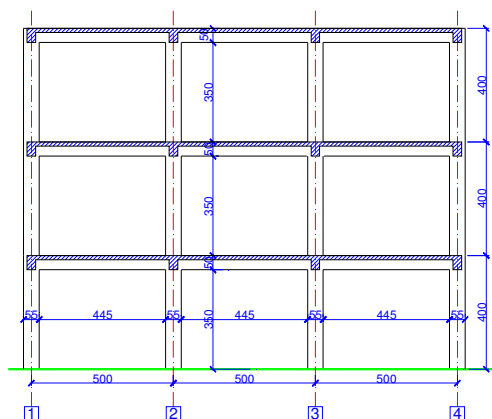


Fig. 6.2.2 Secțiune transversală pentru structura 1

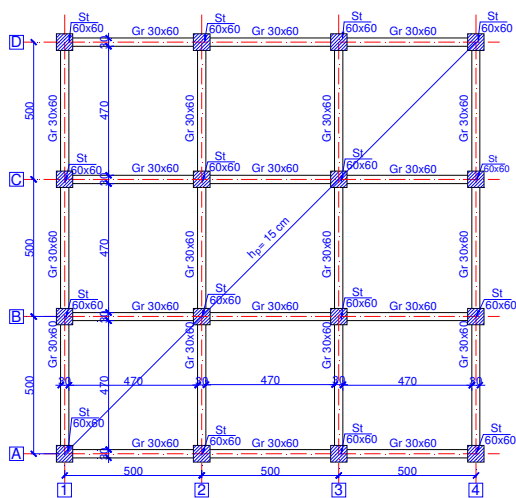


Fig. 6.2.3 Plan etaj curent pentru structura 2

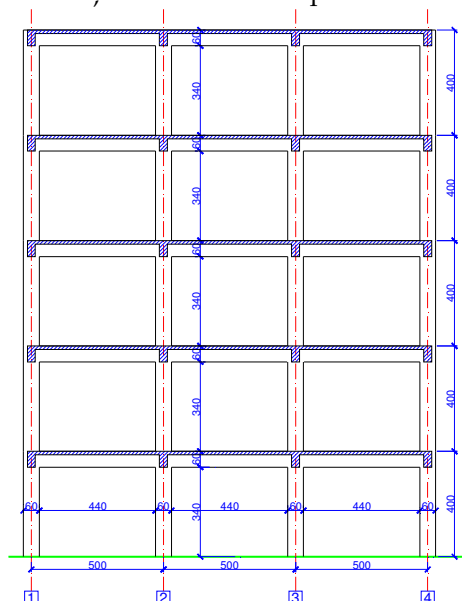


Fig. 6.2.4 Secțiune transversală pentru structura 2

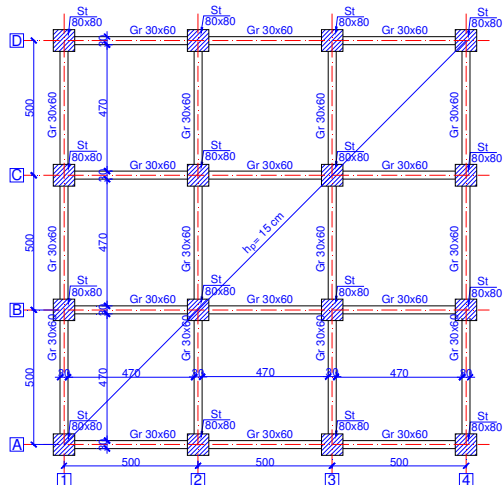


Fig. 6.2.5 Plan etaj curent pentru structura 3

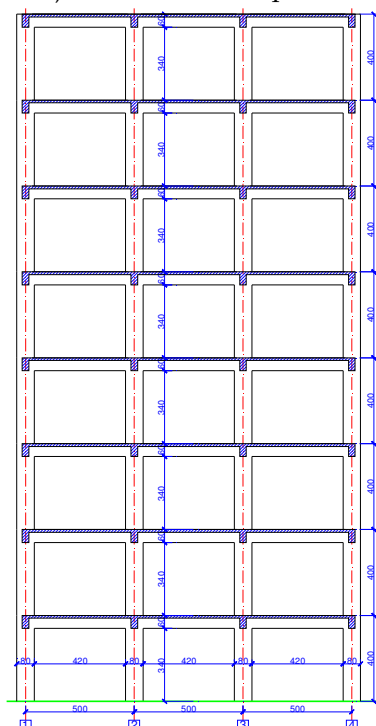


Fig. 6.2.6 Secțiune transversală pentru structura 3

Pentru modelarea dispozitivelor TMD, peste nivelul superior al structurilor, s-a definit o masă adițională (reprezentând 2% din masa totală a structurii (50)), rezemată pe patru elemente de tip „link” ale căror proprietăți se regăsesc în tabelul 6.2.2. Pentru sistemul TMD s-a considerat un coeficient de amortizare $\xi = 5\%$ din amortizarea critică.

Pentru modelarea sistemului de izolare a bazei, în ambele variante, s-a considerat structura așezată pe un radier din beton armat având o grosime de 70 cm, rezultând astfel o masă a bazei $M_b = 393.75 \text{ tone}$. Sistemul de izolare s-a este realizat din 16 izolatori cu amortizare ridicată (HDR), înlocuiți pentru modelare cu 16 elemente de tip „link”, pentru calcul considerându-se un coeficient de amortizare $\xi = 10\%$ din amortizarea critică (54). Proprietățile elementelor tip „link” pentru sistemul de izolare cu $T = 2 \text{ s}$, respectiv cel cu $T = 3 \text{ s}$, se regăsesc în tabelul 6.2.2.

Tabelul 2: Caracteristici pentru modelare

Structura	Caracteristici structură		Caracteristici TMD				Caracteristici Sistem de izolare cu $T = 2 \text{ s}$		Caracteristici Sistem de izolare cu $T = 3 \text{ s}$	
	T_1 [s]	M_s [tone]	M_{TMD} [tone]	T_1^{TMD} [s]	k_{link}^{TMD} [kN/m]	C_{link}^{TMD} [tone/s]	k_{link}^{IsoB2s} [kN/m]	C_{link}^{IsoB2s} [tone/s]	k_{link}^{IsoB3s} [kN/m]	C_{link}^{IsoB3s} [tone/s]
STR1	0.54	825.4	16.5	0.54	580	4.89	752.02	47.875	334.23	31.92
STR2	0.67	1567.6	31.35	0.67	689.3	7.35	1209.9	77.02	537.72	51.35
STR3	1.07	2794.7	55.89	1.07	481.83	8.21	1966.8	125.21	874.13	83.47

Cele trei structuri alese au fost analizate, corespunzător celor patru cazuri de modelare, sub acțiunea unor mișcări seismice, după urmează:

A. Mișcări seismice înregistrate:

- i. Accelerograma INCERC București, sursa Vrancea, 04.03.1977, componenta NS (vezi paragraful 5.1.1);
- ii. Accelerograma INCERC București, sursa Vrancea, 30.08.1986, componenta NS (vezi paragraful 5.1.1);

B. Mișcări seismice artificial generate:

- i. Accelerograma Acc1 (vezi paragraful 6.1);
- ii. Accelerograma Acc2 (vezi paragraful 6.1).

6.3 Sisteme dotate cu TMD

Termenii de comparație pentru fiecare structură analizată, în cadrul acestei analize l-a constituit deplasarea relativă orizontală (raportată la deplasarea bazei) a unui nod de la ultimul nivel al structurii principale, precum și deplasarea relativă de nivel la ultimul etaj al fiecărei clădiri.

Structura 1 (STR1) – structura cu 3 nivele având $T_{1s} = 0.54 \text{ s}$

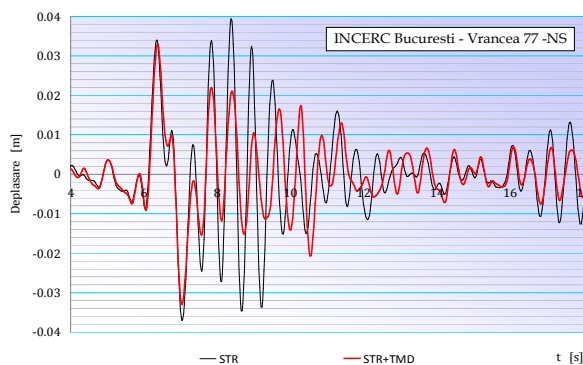


Fig. 6.3.1 Deplasare la vârf pentru STR1 (3 nivele) cu/fără TMD

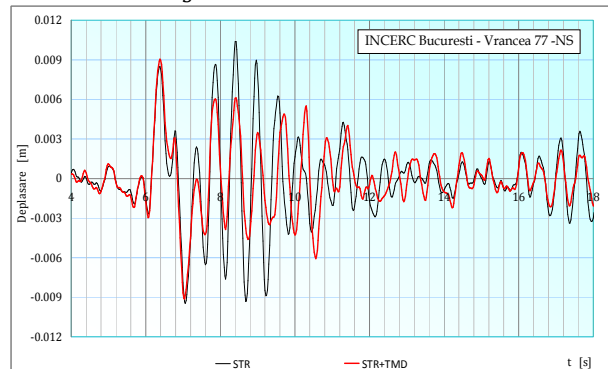


Fig. 6.3.2 Deplasare relativă de nivel pentru STR1 (3 nivele) cu/fără TMD

Structura 2 (STR2) – structura cu 5 nivele având $T_{1s} = 0.67 s$

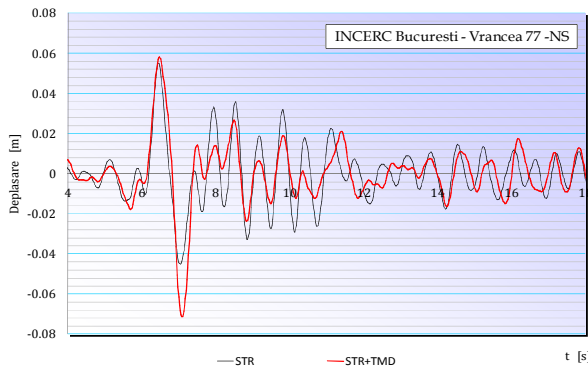


Fig. 6.3.3 Deplasare la vârf pentru STR2 (5 nivele) cu/fără TMD

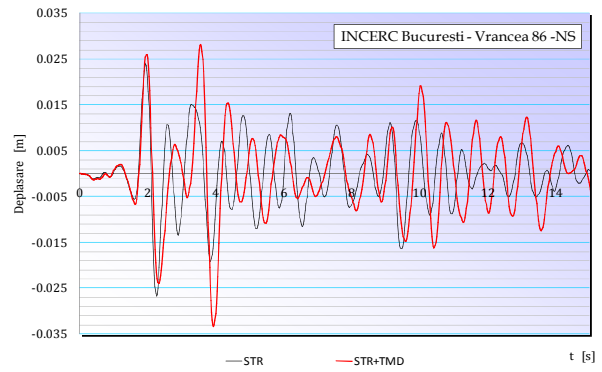


Fig. 6.3.5 Deplasare la vârf pentru STR2 (5 nivele) cu/fără TMD

Structura 3 (STR3) – structura cu 8 nivele având $T_{1s} = 1.07 s$

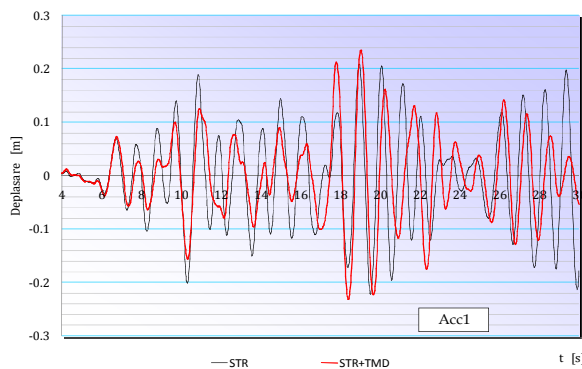


Fig. 6.3.7 Deplasare la vârf pentru STR3 (8 nivele) cu/fără TMD

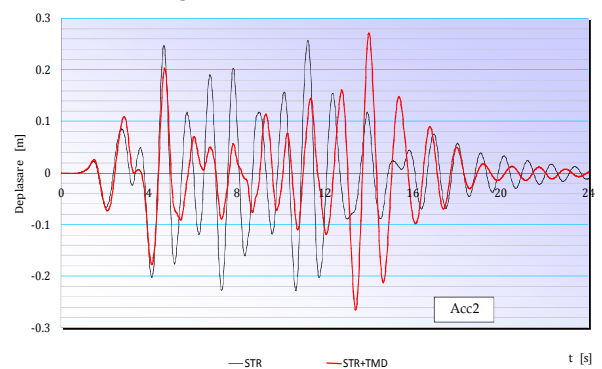


Fig. 6.3.23 Deplasare la vârf pentru STR3 (8 nivele) cu/fără TMD

Tabel 6.3.1: Perioadele fundamentale de vibrație ale structurilor dotate TMD

Tip structura de bază	Structură de bază	Structură cu TMD
	T_1 [s]	T_1 [s]
STR1	0.54	0.60
STR2	0.67	0.78
STR3	1.07	1.25

Sistemul de amortizare cu masă acordată (TMD) a înregistrat, în general, un răspuns slab, din punct de vedere al atenuării efectelor mișcărilor seismice studiate. În cele mai multe cazuri, deplasarea maximă a structurii cu TMD a rezultat mai mare decât cea a structurii fără TMD. O excepție o constituie structura 1, cu 3 nivele, (STR1) la care s-a obținut în cazul acțiunii date de accelerogramele înregistrate INCERC, sursa Vrancea, 04.03.1997 și, respectiv, 30.08.1986, o reducere de aproximativ 50% pentru deplasarea maximă de la vârful structurii (figura 6.3.1) și de aproximativ 40% pentru deplasarea relativă de nivel maximă de la ultimul etaj (figura 6.3.2). Totuși, nici chiar în aceste situații deplasarea produsă de socul inițial al seismului nu a putut fi atenuată; aspect observat și în cazul studiului pe sisteme cu 1 GLD precum și în alte studii din literatura de specialitate (55).

6.4 Sisteme cu baza izolată

Compararea răspunsului structurilor analizate ca urmare a acțiunilor seismice propuse s-a realizat la nivelul deplasărilor relative orizontale ale unui nod situat la ultimul nivel al structurii, relativ la deplasarea bazei structurii.

Structura 1 (STR1) – structura cu 3 nivele având $T_{1s} = 0.54 s$

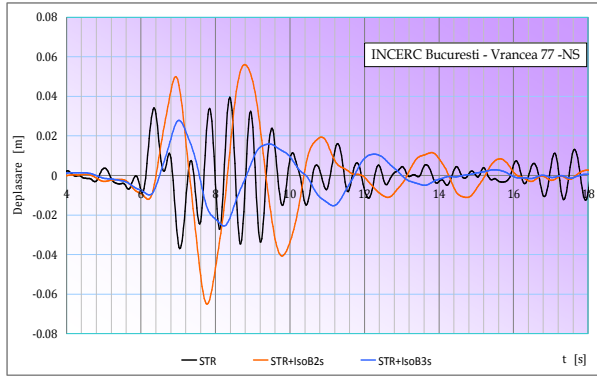


Fig. 6.4.1 Deplasare la vârf pentru STR1 (3 nivele) fără/cu baza izolată ($T_b = 2 s$, respectiv $T_b = 3 s$)

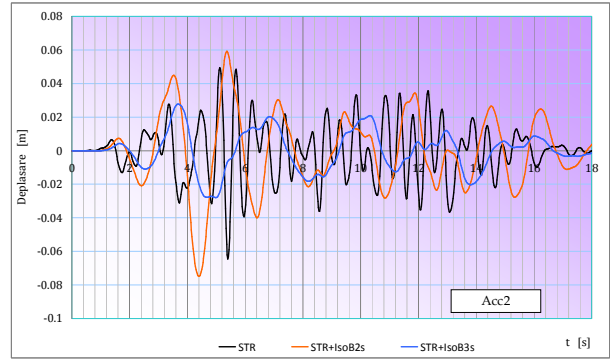


Fig. 6.4.2 Deplasare la vârf pentru STR1 (3 nivele) fără/cu baza izolată ($T_b = 2 s$, respectiv $T_b = 3 s$)

Structura 2 (STR2) – structura cu 5 nivele având $T_{1s} = 0.67 s$

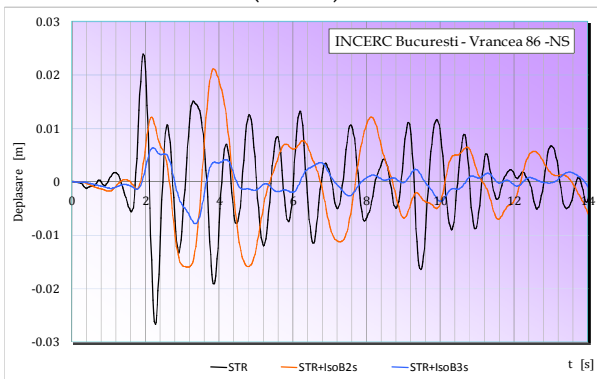


Fig. 6.4.3 Deplasare la vârf pentru STR2 (5 nivele) fără/cu baza izolată ($T_b = 2 s$, respectiv $T_b = 3 s$)

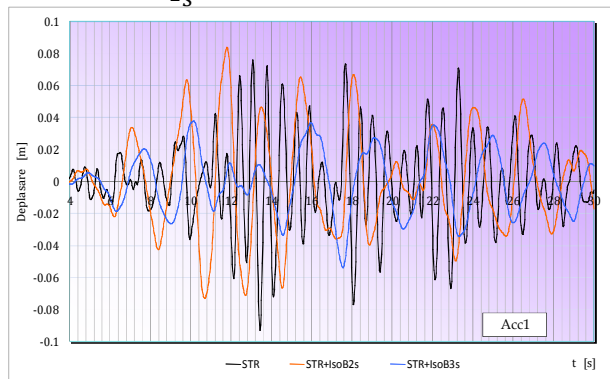


Fig. 6.4.4 Deplasare la vârf pentru STR2 (5 nivele) fără/cu baza izolată ($T_b = 2 s$, respectiv $T_b = 3 s$)

Structura 3 (STR3) – structura cu 8 nivele având $T_{1s} = 1.07 s$

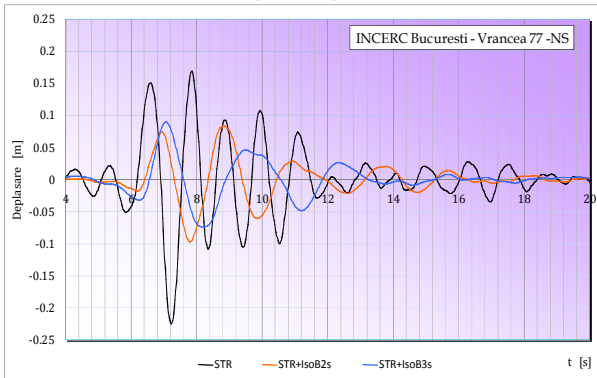


Fig. 6.4.9 Deplasare la vârf pentru STR3 (8 nivele) fără/cu baza izolată ($T_b = 2 s$, respectiv $T_b = 3 s$)

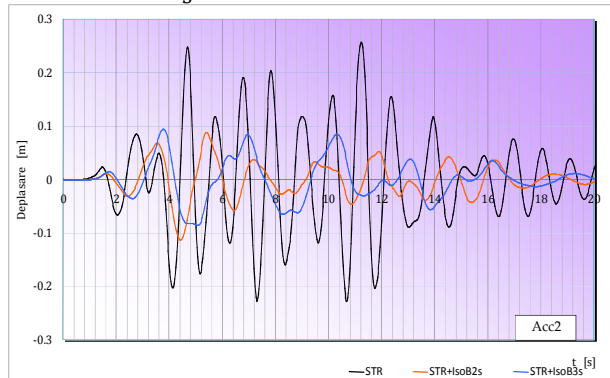


Fig. 6.4.12 Deplasare la vârf pentru STR3 (8 nivele) fără/cu baza izolată ($T_b = 2 s$, respectiv $T_b = 3 s$)

Pentru o mai bună interpretare a răspunsului structurilor analizate trebuie avute în vedere și perioadele fundamentale de vibrație ale structurilor dotate cu dispozitive speciale (tabelul 6.4.1).

Tabel 6.4.1: Perioadele fundamentale de vibrație ale structurilor cu baza izolată (52)

Tip structura de bază	Structură cu baza izolată având $T_b = 2 s$	Structură cu baza izolată având $T_b = 3 s$
	T_1 [s]	T_1 [s]
STR1	2.11	3.09
STR2	2.16	3.10
STR3	3.21	3.23

Sistemul de izolare a bazei, avânt perioada de izolare de *două secunde*, a înregistrat cel mai bun răspuns în cazul structurii 3, cu 8 nivele, (STR3) unde pentru toate cele patru mișcări seismice considerate s-au obținut reduceri considerabile ale deplasărilor maxime și ale deplasărilor relative de nivel, cu aproximație între 50% (accelerograma INCERC, sursa Vrancea, 04.03.1977) și 65% (accelerogramele 1 și 2). În cazul celorlalte structuri se poate observa o dependență de conținutul de frecvențe al mișcării seismice (figurile 6.4.1, 6.4.2). Un exemplu îl poate constitui structura 2 (STR2) în cazul mișcării seismice descrise de accelerograma artificială 1 (figura 6.4.4), unde perioada de vibrație a sistemului cu baza izolată de 2.16 s se suprapune perfect cu perioada de vibrație pentru care seismul are un răspuns important (vezi figura 6.1.5). Cu excepția structurii 3 și a cazurilor observate mai sus sistemul de izolare oferă o reducere a amplitudinilor deplasărilor de aproximativ 25%.

Un răspuns important din punct de vedere al reducerii efectelor mișcării seismice se poate observa în cazul sistemului de izolare a bazei, unde perioada de vibrație proprie a sistemului de izolare este *de trei secunde*. Rezultatele obținute au indicat că sistemul a atenuat mișcarea seismică în cazul celor trei structuri studiate, indiferent de acțiunea la care a fost supusă structura. Acest lucru poate fi motivat faptul că structura cu baza izolată are o perioadă de vibrație fundamentală ce depășește 3 secunde, asigurându-se astfel scoaterea structurilor din zona de amplificare a cutremurelor de tip Vrancea. Reducerea deplasărilor la vârful structurilor analizate se încadrează între 30% și 80%.

CAPITOLUL 7: STUDII EXPERIMENTALE

7.1 Studii privind capacitatea sistemelor cu masă adițională de a amortiza vibrațiile libere

7.1.1. Studii pe un sistem cu 1 GLD

În vederea întăririi concluziei intuitive de amortizare inerțială, a fost conceput un simplu experiment de laborator, având ca punct de plecare ideea de masă adițională în antifază cu sistemul de bază.

În prima fază, s-a dorit observarea răspunsului unui sistem cu 1 GLD la vibrații libere, în două situații:

- sistem de bază fără masă adițională;
- sistem de bază cu o masă adițională (având diverse mărimi) atașată acestuia.

Prezentarea echipamentelor utilizate, precum și câteva noțiuni despre metoda de măsură folosită, se regăsesc în *Anexa B: Echipamente si metode experimentale*.

Schema de principiu a experimentului se poate observa în figura 7.1.1.1.

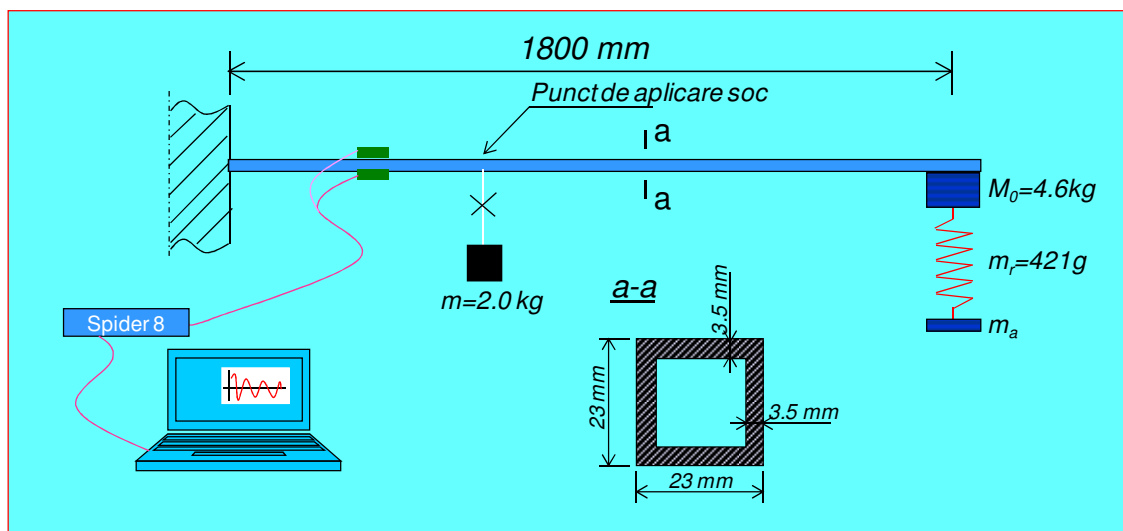


Figura 7.1.1.1 Schema de principiu al experimentului pentru sistem cu 1 GLD (56)

Structura de bază a fost realizată cu ajutorul unui element din țevă pătrată, încastrat la un capăt, iar la celălalt capăt având dispusă o masă $M_0 = 4.6 \text{ kg}$.

Solicitarea a fost de tipul unui impuls urmat de vibrație liberă. Pentru a păstra aceeași solicitare pentru toate cazurile analizate, într-o secțiune a grinzii s-a agățat o greutate, având masa $m = 2 \text{ kg}$, care prin tăierea firului a produs impulsul necesar pentru efectuarea experimentului.

Sistemul adițional a constatat dintr-un resort având masa $m_r = 0.421 \text{ kg}$ și o rigiditate $k_r \approx 0.2 \text{ kg/cm}$ și o masă a cărei greutate a fost variată.

Solicitările generate nu au condus la depășirea limitei elastice de comportare a oțelului, și prin urmare conversia din deformații specifice în deplasări la vârful consolei a avut un caracter liniar, fiind făcută automat în cadrul programului „CATMAN” (vezi Anexa 2) prin aplicarea unei funcții de transformare determinată manual, folosind relații din Rezistența Materialelor (57).

În figurile 7.1.1.2÷7.1.1.3 sunt prezentate rezultatele comparative între grinda fără și cu masă auxiliară pentru două din cele șase valori ale masei adiționale considerate (322.8 g, 460 g, 501.7 g, 873.4 g, 1017.2 și, respectiv, 1399.5 g).

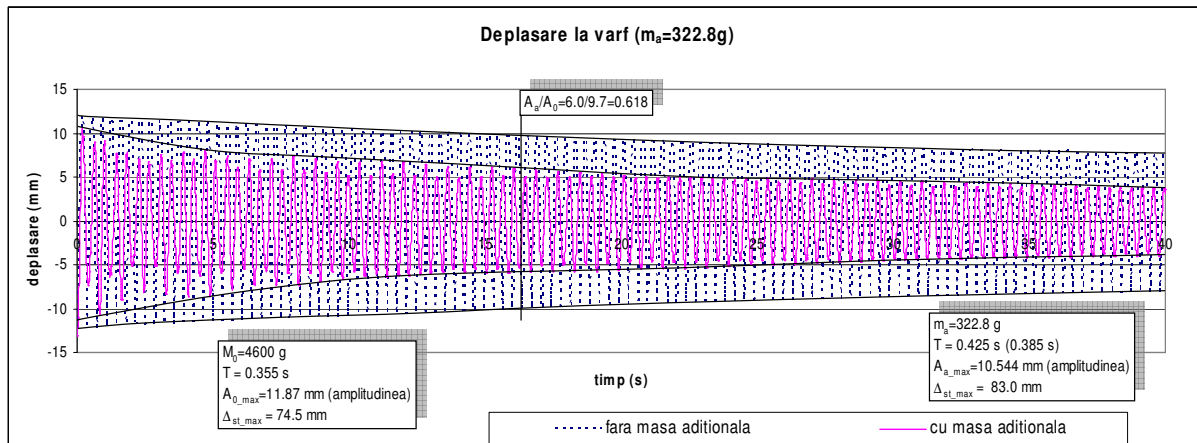


Fig. 7.1.1.2 Amplitudinea deplasării pentru o masă adițională $m_a = 322.8 g$

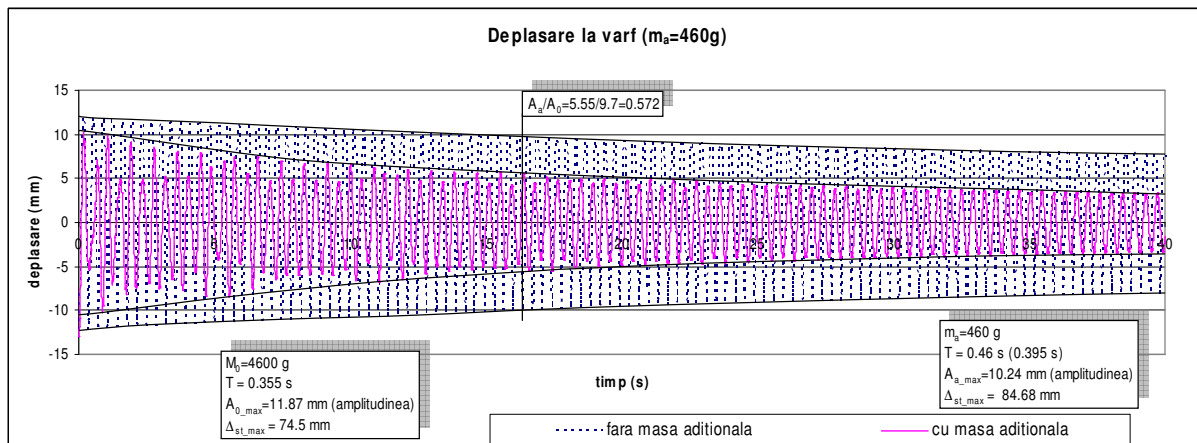


Fig. 7.1.1.3 Amplitudinea deplasării pentru o masă adițională $m_a = 460 g$

7.1.2. Studii pe un sistem cu 3 GLD

Pentru observarea fenomenului de amortizare inerțială în cazul sistemelor cu mai multe grade de libertate s-a dezvoltat montajul precedent prin aplicarea a încă două mase și a încă două puncte de măsură, conform figurii 7.1.2.1

Măsurătorile efectuate au vizat 7 cazuri de studiu. În primul caz s-a determinat experimental răspunsul sistemului cu 3 GLD fără masă adițională. Pentru celelalte cazuri luate în considerare s-au considerat diverse valori ale masei adiționale și s-a măsurat răspunsul sistemului cu masă adițională (56).

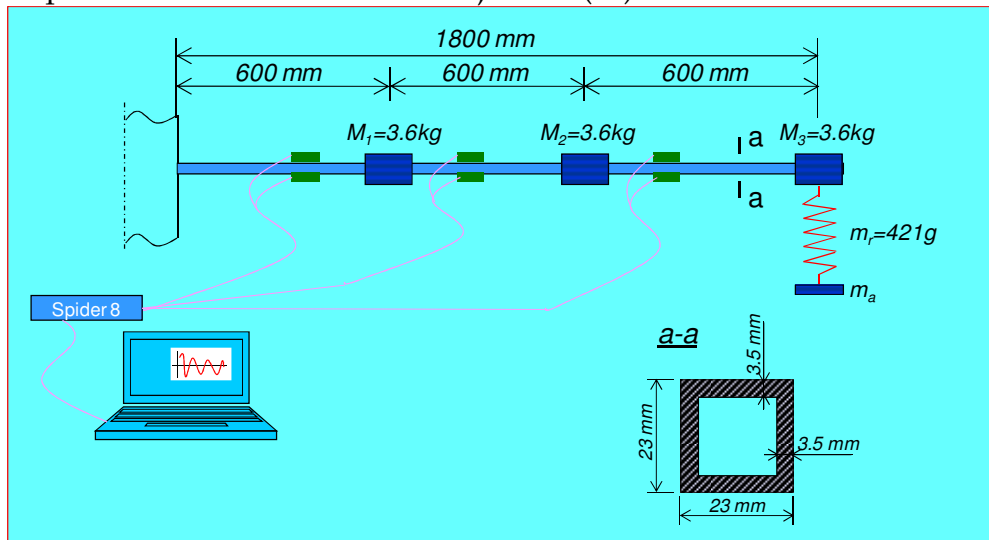


Figura 7.1.2.1 Schema de principiu al experimentului pentru sistem cu 3 GLD

În figurile 7.1.2.2÷7.1.2.3 sunt prezentate rezultatele comparative între grinda fără și cu masă auxiliară pentru doua din cele șase valori ale masei adiționale considerate (213.1 g, 431.4 g, 719.7 g, 1017.1g, 1230.2 și, respectiv 1960.7 g).

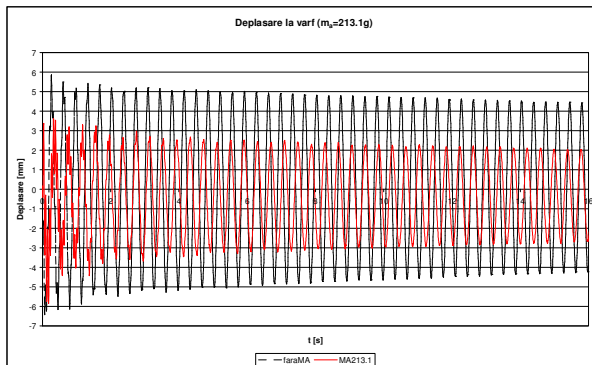


Fig. 7.1.2.2 Comparatie „fără m_a ” și „ $m_a = 213.1g$ ”

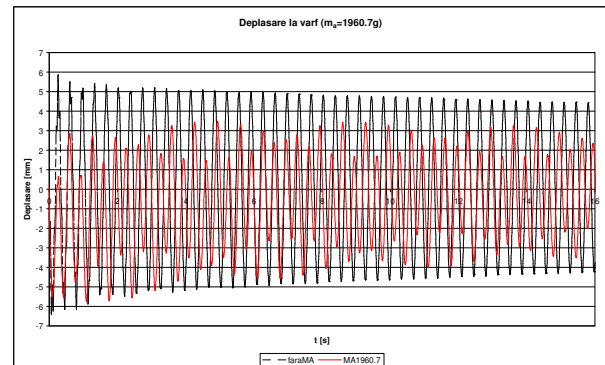


Fig. 7.1.2.3 Comparatie „fără m_a ” și „ $m_a = 1960.7g$ ”

7.1.3. Concluzii

Obiectivul principal al acestui studiu a fost, în primul rând, de natură calitativă: acela de a evidenția existența atenuării adusă de prezența unei mase adiționale situată la partea superioară și aflată într-un raport mic față de masa structurii.

Concluziile cantitative care s-ar putea trage de aici trebuie să țină seama însă de condițiile particulare în care s-au desfășurat experimentele, vibrațiile provocate fiind libere, deci de tip armonic, neîntreținute, în prezența amortizării de material.

Din analiza comparativă a rezultatelor obținute s-a putut constata faptul că în toate cazurile studiate s-a produs o atenuare a amplitudinii deplasării la vârf.

În cazul structurii cu 1 GLD răspunsul cele mai bun s-a obținut pentru o masă adițională de 460 g, reducerea amplitudinilor fiind de aproximativ 42% (figura 7.1.1.3). Sistemul adițional reprezintă în acest caz aproape 10% din masa sistemului de bază.

În cel de al doilea caz studiat, sistemul de bază cu 3 GLD, cea mai evidentă atenuare s-a înregistrat în cazul unei mase adiționale de 213.1 g, împreună cu resortul reprezentând aproximativ 5% din masa sistemului de bază (figura 7.1.2.2). De asemenea, în acest caz se poate observa un răspuns al sistemului cu masă adițională în antifază cu sistemul fără masă adițională.

La sistemele la care s-a crescut masa adițională se poate observa o modificare a răspunsului, dar fără reduceri importante ale amplitudinii odată cu creșterea masei adiționale.

Un caz special se poate observa în figura 7.1.2.3 unde, pentru o creștere destul de mare a masei adiționale se poate observa din nou o reducere a amplitudinilor. În acest caz sistemul adițional reprezintă aproximativ 22% din masa sistemului de bază. În realitate, aplicarea unei mase suplimentare similare la o structură în scopul atenuării efectelor induse de o mișcare seismică sau de altă natură, presupune o supradimensionare a elementelor structurii care nu se justifică.

7.2 Montaj experimental pentru observarea răspunsului la solicitări armonice întreținute

7.2.1. Descrierea experimentului

Pentru întărirea concluziilor ce se pot rezulta în urma diverselor evaluări analitice sau numerice asupra sistemelor speciale analizate, adică amortizorii cu masă acordată, precum și sistemul de izolare a bazei, a fost realizat un experiment pentru

urmărirea răspunsului unui sistem cu două grade de libertate dotat cu un sistem TMD (54) și, respectiv, cu un sistem de izolare a bazei.

Datorită limitărilor experimentale, mișcarea terenului s-a considerat a fi de tip armonic, luându-se în considerare mai diverse valori ale frecvenței de vibrație.

Astfel s-au realizat trei montaje experimentale, pentru modelarea a trei cazuri distincte:

- Sistemul cu două grade de libertate fără TMD sau baza izolată, reprezentând sistemul de bază (figura 7.2.1.1);
- Sistemul de bază cu TMD (figura 7.2.1.2);
- Sistemul de bază cu baza izolată (figura 7.2.1.3).

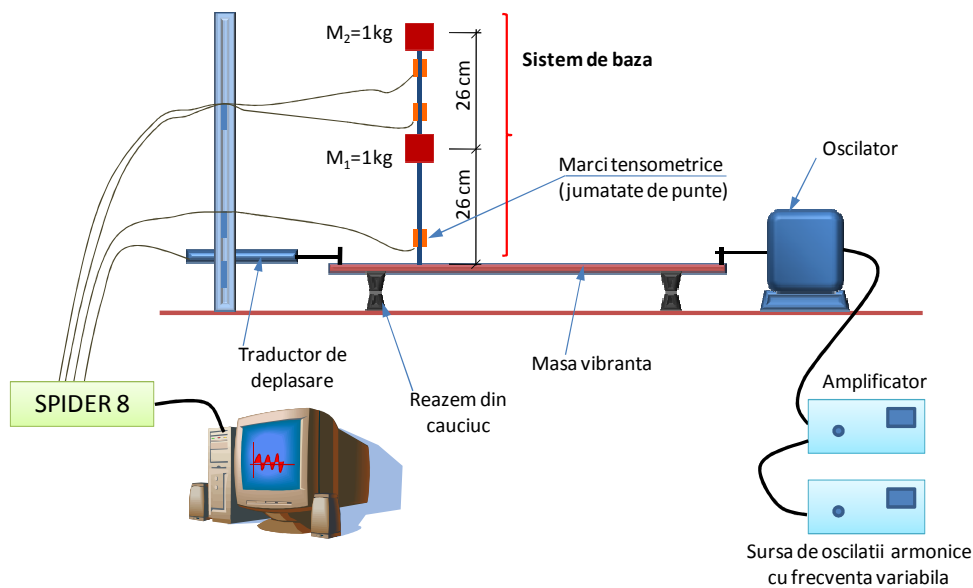


Figura 7.2.1.1 Schema de principiu al montajului experimental pentru sistemul de bază

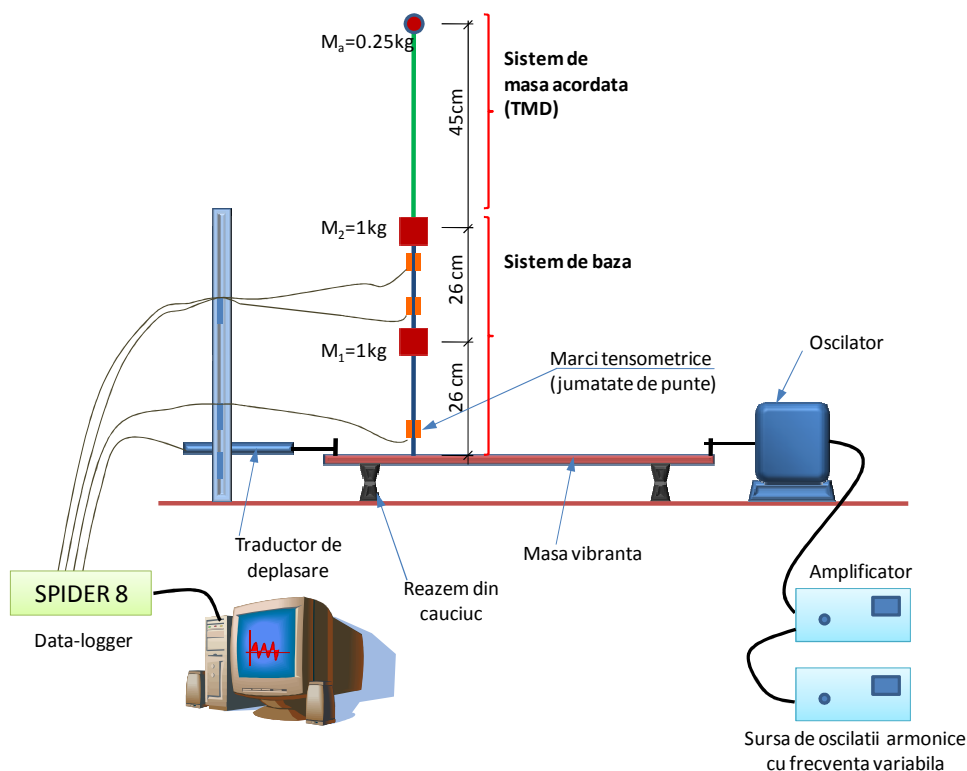


Figura 7.2.1.2 Schema de principiu al montajului experimental pentru sistemul de bază cu TMD

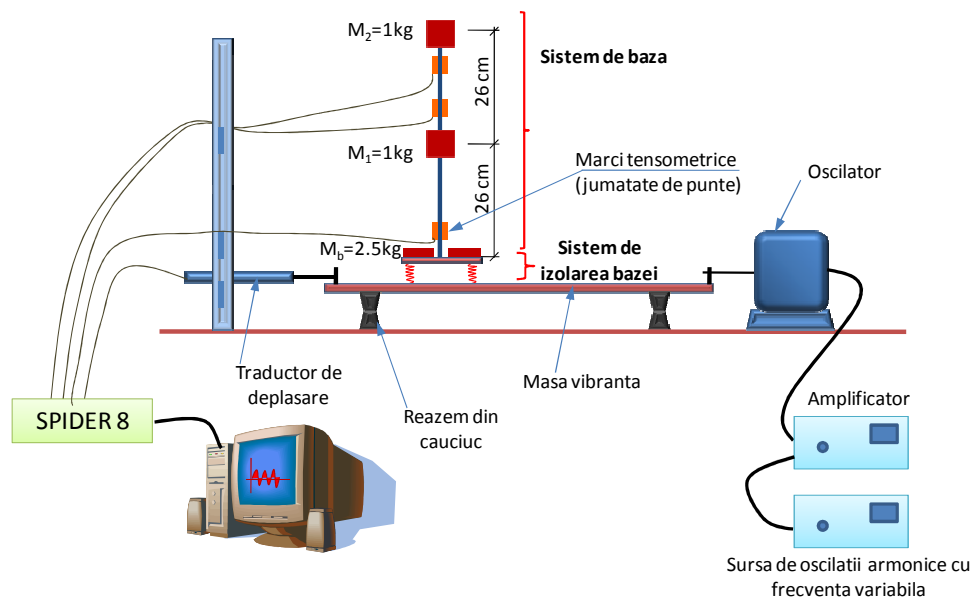


Figura 7.2.1.3 Schema de principiu al montajului experimental pentru sistemul principal cu baza izolată

În urma măsurătorilor repetate pentru pași mici ai frecvenței de vibrație s-a ajuns la concluzia că sistemul de bază are frecvența proprie de vibrație fundamentală $f_s = 4.5 \text{ Hz}$.

Prin urmare, s-a încercat realizarea unui sistem TMD acordat cu sistemul de bază, având o masă cât mai mică raportată la masa sistemului principal. Datorită condițiilor experimentale s-a realizat un sistem TMD având masa aproximativ 10% din masa sistemului principal. Perioada proprie de vibrație a TMD-ului a fost estimată ca fiind aproximativ egală cu cea a sistemului de bază.

Sistemul de izolare a bazei a fost realizat prin așezarea unei plăci de bază pe o serie de lamele metalice, obținându-se o frecvență proprie de vibrație a sistemului izolator de aproximativ 2.5 Hz, având un coeficient din amortizarea critică aproximativ egal cu 5%.

Sistemele descrise mai sus au fost acționate de o serie de mișcări armonice ale mesei vibrante, cu amplitudine și frecvență constantă în timp pe parcursul unei solicitări. Diferența între diversele mișcări a constituit-o valoarea frecvenței de mișcare.

7.2.2. Sistem cu TMD supus la solicitări armonice

Așa cum aminteam în paragraful precedent, s-a realizat comparația între răspunsul unui sistem cu două grade de libertate realizat independent și același sistem dotat cu un amortizor cu masă acordată, pentru diverse solicitări armonice.

Variațiile comparative în timp ale răspunsului celor două sisteme pentru fiecare frecvență a solicitării considerată se regăsesc în *Anexa C: Rezultate experimentale privind sistemul de bază dotat cu TMD*, mai intuitivă fiind realizarea unui spectru de răspuns al structurii cu și fără TMD cu referire la valorile deplasărilor orizontale la vârful sistemului de bază (figura 7.2.2.1). De asemenea în figura 7.2.2.2 s-a făcut o centralizare comparativă a valorilor obținute precum și o caracterizare din punct de vedere al amplificării sau atenuării mișcării la diverse frecvențe de vibrație.

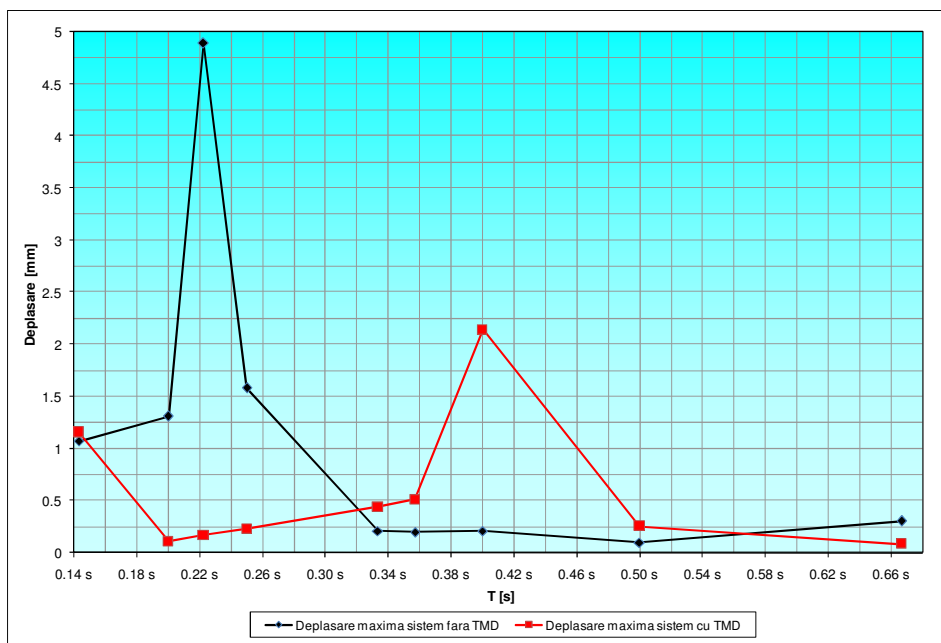


Figura 7.2.2.1 Variația deplasării maxime la vârful structurii de bază fără/cu TMD pentru diverse perioade de vibrație ale mișcării

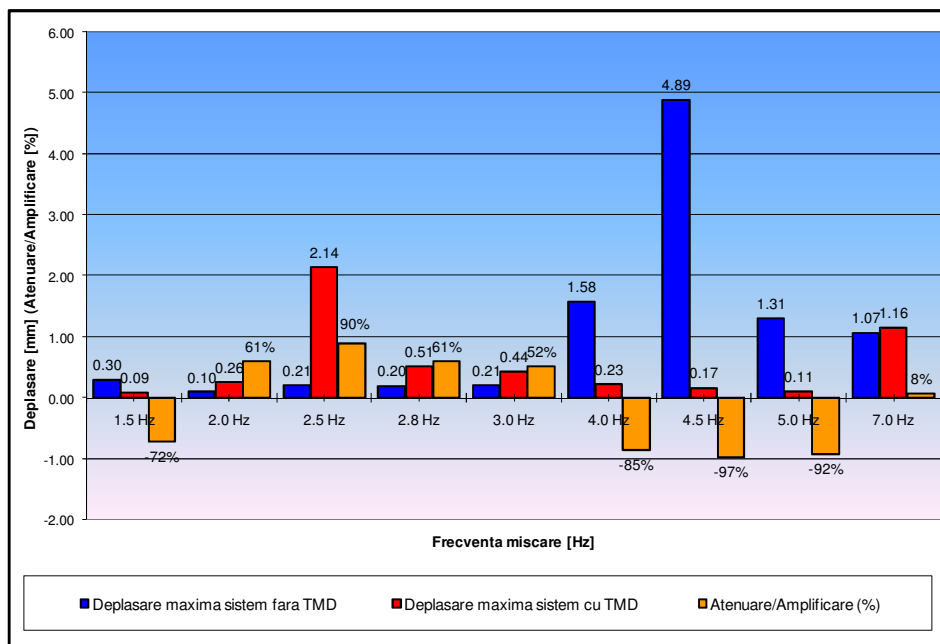


Figura 7.2.2.2 Centralizator pentru răspunsul structurii de bază fără/cu TMD pentru diverse frecvențe de vibrație ale mișcării

7.2.3. Sistem cu baza izolată supus la solicitări armonice

În acest caz s-a realizat comparația între răspunsul unui sistem cu două grade de libertate realizat independent și același sistem dotat așezat pe un sistem de izolare a bazei.

La fel ca în paragraful precedent, variațiile comparative în timp ale răspunsului celor două sisteme pentru fiecare frecvență a solicitării considerată sunt prezentate în anexă (*Anexa D: Rezultate experimentale privind sistemul cu baza izolată*), în paragraful curent fiind realizată o centralizare a rezultatelor obținute, descrise de un spectru de răspuns al structurii cu și fără baza izolată, cu referire la valorile deplasărilor orizontale la vârful sistemului de bază (figura 7.2.3.1). De asemenea, în figura 7.2.3.2 s-a făcut o centralizare comparativă a valorilor obținute precum și o caracterizare din punct de vedere al amplificării sau atenuării mișcării la diverse frecvențe de vibrație.

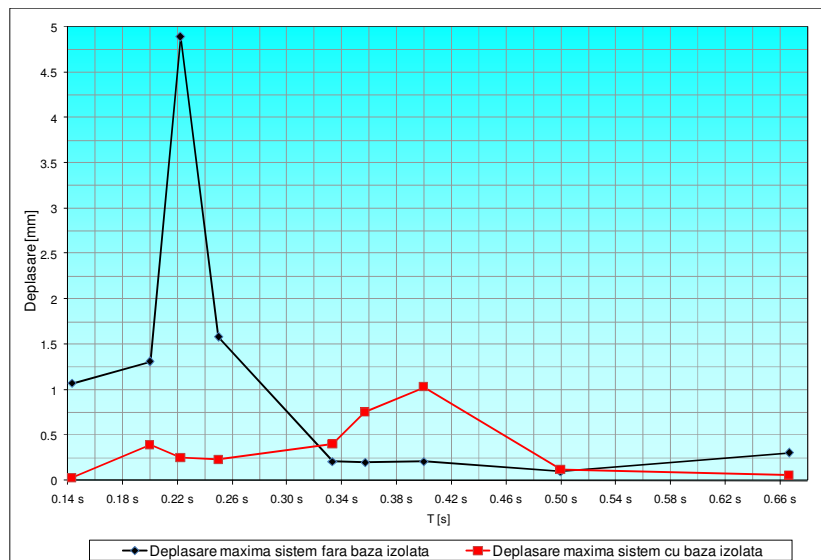


Figura 7.2.3.1 Variația deplasării maxime la vârful structurii de bază fără/cu baza izolată pentru diverse perioade de vibrație ale mișcării

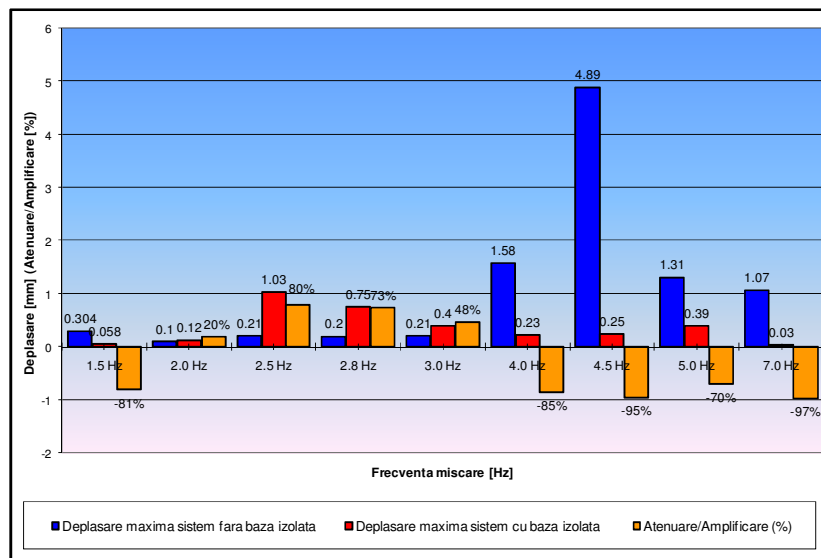


Figura 7.2.3.2 Centralizator pentru răspunsul structurii principale fără/cu baza izolată pentru diverse frecvențe de vibrație ale mișcării

7.2.4. Compatibilitatea rezultatelor cu calcule numerice

Pentru verificarea rezultatelor experimentale s-a trecut la modelarea sistemelor experimentale folosindu-se o modelare cu elemente finite prin utilizarea programului de calcul ETABS (53).

Pentru modelele realizate s-a considerat că mișcarea masei vibrante este reprezentată de accelerația mișcării. Acesta a fost obținută în timpul experimentului prin derivarea succesivă a deplasării și vitezei masei vibrante, operațiuni realizate în timp real prin intermediul software-ului „CATMAN”.

Astfel s-a obținut variația în timp a deplasării la vârful structurii de bază, centralizându-se valorile maxime ale acesteia.

S-au realizat comparații ale valorilor maxime obținute pentru cele trei cazuri studiate:

- ✓ Structura de bază (figura 7.2.4.1)
- ✓ Structura cu TMD (figura 7.2.4.2)
- ✓ Structura cu baza izolată (figura 7.2.4.3)

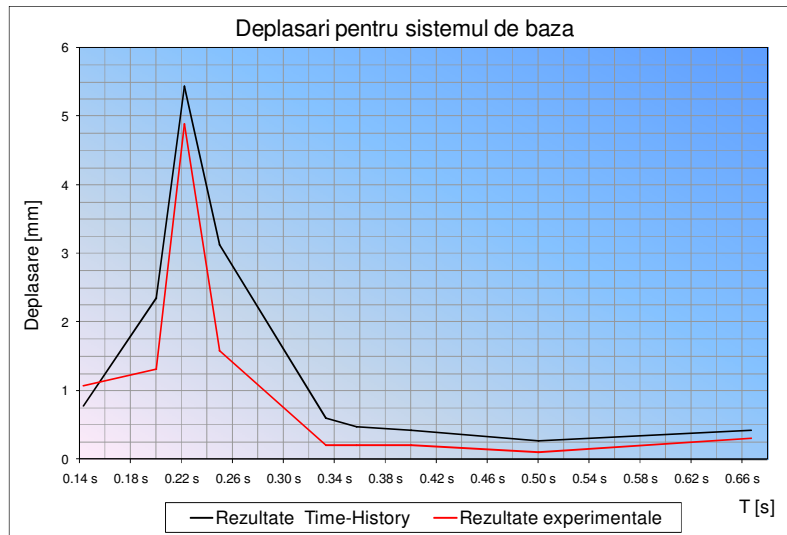


Fig. 7.2.4.1 Comparația variației deplasării maxime a structurii de bază (experiment vs. analiză time-history)

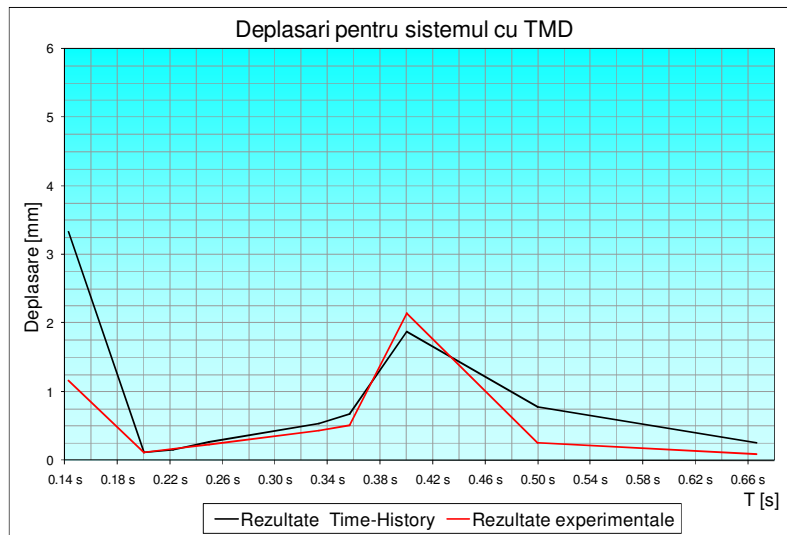


Fig. 7.2.4.2 Comparația variației deplasării maxime la nivelul structurii de bază pentru structura cu TMD (experiment vs. analiză time-history)

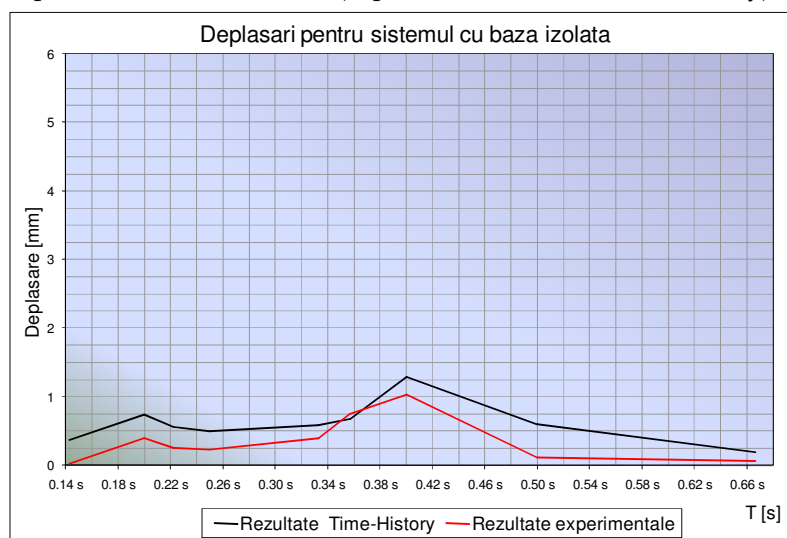


Fig. 7.2.4.3 Comparația variației deplasării maxime la nivelul structurii principale pentru structura cu baza izolată (experiment vs. analiză time-history)

În cazurile prezentate mai sus s-a constatat că între valorile obținute experimental și rezultatele numerice s-au obținut diferențe care se încadrează într-o

eroare medie de 20%, lucru care a permis aprecierea că rezultatele determinate experimental sunt viabile.

În figurile 7.2.4.4 ÷ 7.2.4.7 se prezintă rezultatele numerice comparative pentru cele două sisteme de atenuare analizate sistemul TMD și, respectiv, izolarea bazei.

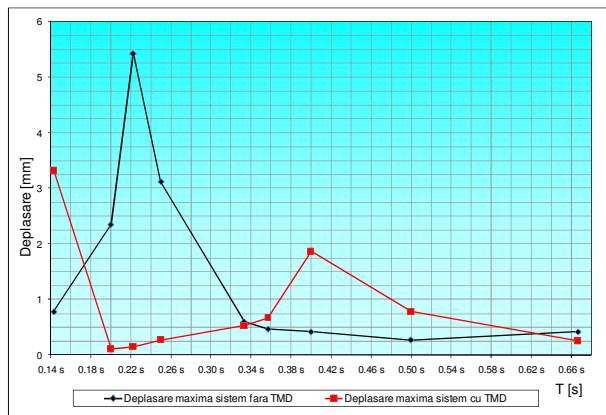


Figura 7.2.4.4 Variația deplasării maxime la vârful structurii de bază fără/cu TMD pentru diverse perioade de vibrație ale mișcării

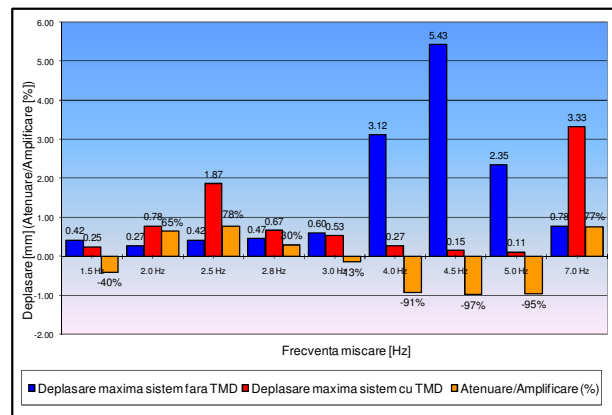
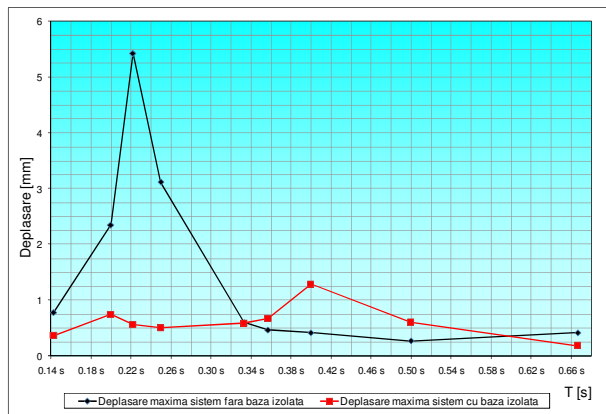


Figura 7.2.4.5 Centralizator pentru răspunsul structurii de bază fără/cu TMD pentru diverse frecvențe de vibrație ale mișcării



7.2.4.6 Variația deplasării maxime la vârful structurii de bază fără/cu baza izolată pentru diverse perioade de vibrație ale mișcării

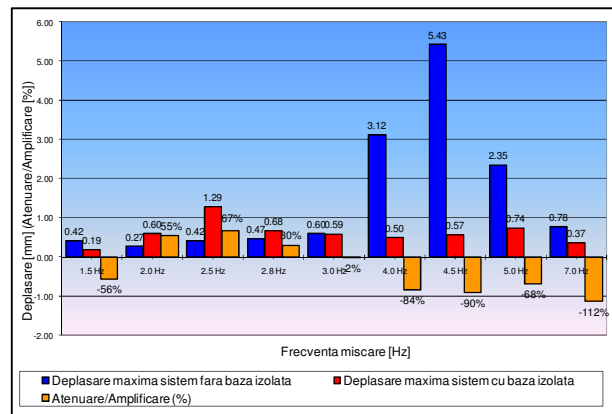


Figura 7.2.4.7 Centralizator pentru răspunsul structurii principale fără/cu baza izolată pentru diverse frecvențe de vibrație ale mișcării

7.2.5. Extrapolarea răspunsului la mișcarea armonică

Datorită condițiilor limitate în care s-au desfășurat experimentele de laborator modelarea celor două sisteme de amortizare nu se încadrează în valorile uzuale pentru diversele mărimi care caracterizează dispozitivele.

Astfel, pentru *sistemul de amortizare cu masă acordată* valoarea rațională a masei suplimentare, așa cum s-a putut observa și în paragrafele anterioare, este în jur de 2% din masa totală a sistemului principal, comparativ cu 10% din masa totală cât s-a putut realiza experimental. Datorită convergenței acceptabile dintre rezultatele experimentale și cele numerice se poate face o extrapolare a răspunsului structurii printr-o analiză numerică de tip time-history. (figurile 7.2.5.1 și 7.2.5.2)

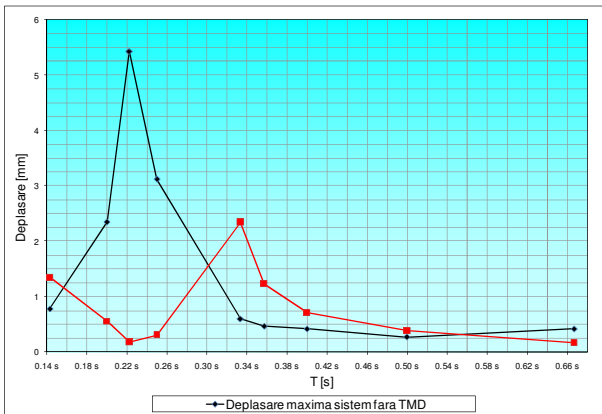


Figura 7.2.5.1 Variația deplasării maxime la vârful structurii de bază fără/cu TMD ($M_{TMD} = 2\%M_s$) pentru diverse perioade de vibrație ale mișcări

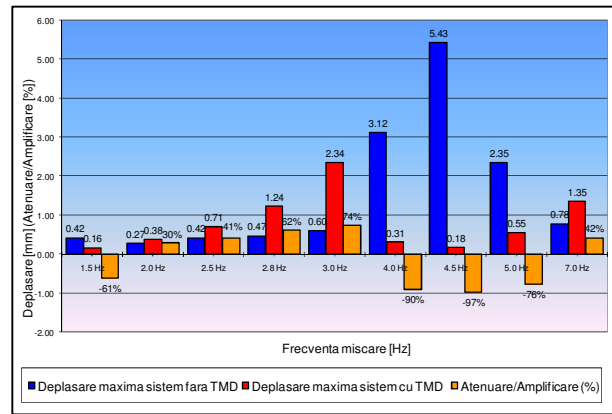


Figura 7.2.5.2 Centralizator pentru răspunsul structurii de bază fără/cu TMD ($M_{TMD} = 2\%M_s$) pentru diverse frecvențe de vibrație ale mișcării

Pentru sistemul de izolare a bazei valoarea rațională a amortizării critice, așa cum s-a putut observa și în paragrafele anterioare, este de minim 10%, comparativ cu aproximativ 5% cât s-a considerat că s-a obținut experimental. De asemenea, se consideră ca raportul dintre perioada proprie de vibrație a sistemului izolator și perioada structurii principale trebuie să fie cât mai mare. Din aceleași considerente ca mai sus, se va face o extrapolare a răspunsului structurii printr-o analiză numerică de tip time-history, considerând amortizarea critică egală cu 10% (corespunzătoare unor reazeme izolatoare HDRB) și frecvența de vibrație a sistemului de izolare de 1.50 Hz, de 3 ori mai mare decât frecvența structurii. (figurile 7.2.5.3 și 7.2.5.4)

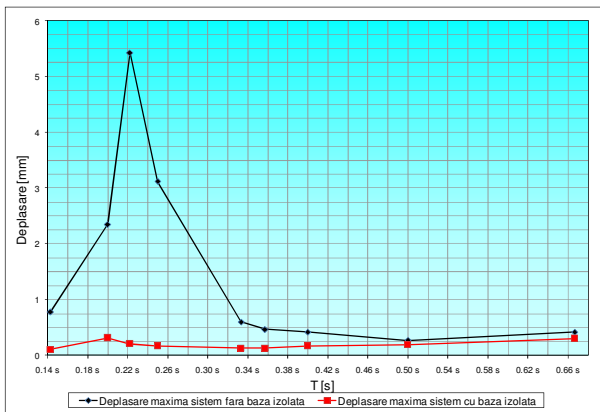


Figura 7.2.5.3 Variația deplasării maxime la vârful structurii de bază fără/cu baza izolată ($v_{izolare} = 10\%$) pentru diverse perioade de vibrație ale mișcării

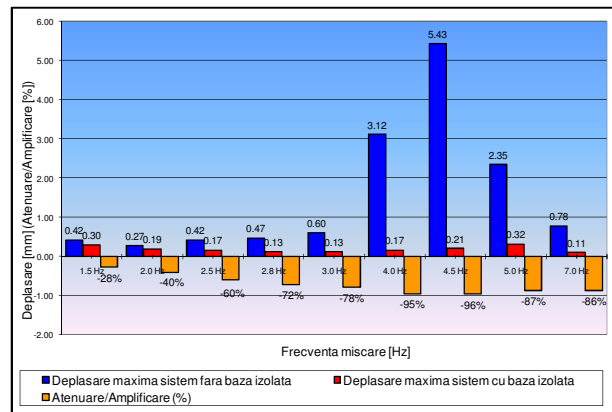


Figura 7.2.5.4 Centralizator pentru răspunsul structurii de bază fără/cu baza izolată ($v_{izolare} = 10\%$) pentru diverse frecvențe de vibrație ale mișcării

Centralizarea rezultatelor obținute, din punctul de vedere al atenuării sau amplificării răspunsului, s-a realizat în graficele din figurile 7.2.5.2 și 7.2.5.4.

CAPITOLUL 8: CONCLUZII GENERALE, CONTRIBUȚII ȘI DIRECȚII VIITOARE DE STUDIU

8.1 Concluzii generale

8.1.1. Concluzii privind sistemul TMD

Una din caracteristicile sistemului de amortizare cu masă acordată, care se poate observa în urma analizelor efectuate în prezenta lucrare, este aceea că sistemul are capacitatea de a reduce efectele unei mișcări atunci când perioada de vibrație a mișcării se află în coincidență cu perioada fundamentală de vibrație a structurii și implicit cu a TMD-ului.

De asemenea, dacă se urmărește principiul analitic de rezolvare propus pentru structurile cu 1 GLD și studiile parametrice aferente se poate observa că atenuarea se produce și pentru perioade ale mișcării aflate în vecinătatea rezonanței (vezi figura 3.4.1).

Rezultatele în urma analizelor numerice pe sisteme cu 1 GLD sau cu mai multe GLD confirmă observațiile făcute. S-au înregistrat reduceri ale răspunsului în cazurile în care mișcarea considerată are perioade de vibrație importante cu o diferență de $0.20s \pm 0.30s$ față de perioada proprie fundamentală a sistemului structural (vezi paragraful 5.2).

Pe de altă parte, mișcarea seismică, în general, are un grad de incertitudine sporit. Apar diferențe între caracteristicile mișcării pentru înregistrări ale aceluiași seism pe amplasamente destul de apropiate, sau în același amplasament considerând mișcări din aceeași sursă dar la perioade de timp diferite. În special, pentru exemplificare, cutremurele Vrancea înregistrate în amplasamente din București sunt caracterizate printr-o bandă largă de frecvențe importante. Spectrul de accelerații de proiectare prevăzut în codul de proiectare seismică P100-1/2006 prezintă un zonă de amplificare a accelerațiilor suficient de dezvoltată; palierul de accelerații maxime cuprinzând perioade între 0.16 s și 1.60 s. Deci, dacă pentru o perioadă importantă de vibrație a mișcării sistemul TMD intră în lucru și duce la o atenuare a răspunsului, există, însă, alte perioade suficient de importante pentru a produce amplificări ale acestuia.

O altă observație care se mai poate face cu privire la analizele efectuate, este aceea că în cazul în care mișcarea este caracterizată de un soc principal care are loc la începutul mișcării, sistemul de atenuare cu TMD nu are capacitatea de a reduce semnificativ răspunsul în această zonă. Acest aspect poate fi observat la accelerogramele înregistrate în București, pe amplasamente cum ar fi INCERC București sau IMGB București. Pe de altă parte acest aspect este depășit în cazul mișcărilor la care șocul important apare cu o oarecare întârziere, cazul înregistrării de la Focșani, sistemul de atenuare intră în lucru și se obțin o serie de rezultate pozitive (paragraful 5.2 și 6.3).

Din punctul de vedere al aplicării sistemului de amortizare cu masă acordată la clădiri în scopul protecției seismice al acestora, se constată că riscul utilizării acestui sistem nu este justificat de rezultatele obținute. În cele mai favorabile cazuri s-au obținut reduceri ale răspunsului structurilor cu procente între 25 și 50% pentru mărimile observate. Comparând cu un calcul sumar realizat în paragraful 2.1.2 pentru cazul structurilor de beton armat, se constată că utilizarea unui concept rațional de proiectare (considerarea capacității de disipare a

energiei prin formarea de articulații plastice) poate duce la o reducere a acțiunii seismice între 50 și 87%.

După cum s-a constatat în cazul rezolvării analitice a sistemului dotat cu TMD, cât și în cazul studiilor experimentale, unde mișcarea a fost de tip armonic, deci o mișcare caracterizată de o singură frecvență importantă, răspunsul sistemului de bază dotat cu TMD s-a dovedit a fi într-adevăr special. S-au obținut reduceri ale mărimilor luate în considerare de până la 97% (figura 7.2.5.2)

Se poate justifica astfel, utilizarea sistemului de atenuare cu masă acordată la structuri la care un efect important îl au mișcările caracterizate de o singură perioadă de vibrație. În această categorie încadrându-se structuri afectate de vibrații produse de diverse mașini sau echipamente. Tot în această categorie se mai pot înscrie și structurile foarte înalte la care se produce o filtrare a perioadelor de vibrație, structuri care în general sunt afectate de acțiunea dinamică a vântului.

8.1.2. Concluzii privind structurile cu baza izolată

Conceptul de atenuare a vibrațiilor prin izolarea bazei structurilor s-a dovedit a fi un concept viabil pentru toate categoriile de acțiuni analizate.

În cazul acțiunii seismice, dacă se respectă câteva concepte de bază la alegerea sistemului de izolare se pot obține rezultate performante.

Din analizele efectuate, se poate constata că la alegerea sistemului de izolare trebuie avute în vedere următoarele:

- Distribuția frecvențelor de vibrație importante pentru o mișcare seismică din amplasamentul dorit. *Perioada proprie de vibrație a sistemului de izolare trebuie aleasă în așa fel încât să depășească perioadele de vibrații importante ale mișcării seismice în amplasament.*
- Relația între perioada proprie de vibrație a structurii și perioada proprie de vibrație a sistemului izolator. *Studiile numerice și experimentale au arătat că perioada proprie a sistemului de izolare trebuie să fie mai mare decât perioada de vibrație a structurii principale. Corelând informațiile obținute cu prima observație se constată că, în cazul seismelor din sursa Vrancea, considerând amplasamentul în București unde perioada de colț (conform P100/2006) este $T_c = 1.60$ s, structurile având perioade de vibrație cuprinse între 1.00 s și 1.60 s (vezi paragraf 5.3) au înregistrat reduceri ale răspunsului structurii pentru un sistem de izolare având perioada de vibrație de 2.00 s. În cazul altor structuri cu perioade proprii de vibrație mai mici de 1.00 s (paragraful 6.4) este necesar ca perioada proprie de vibrație a sistemului de izolare să fie mai mare (de exemplu 3.00 s pentru cazurile analizate).*
- Alegerea unei amortizări corespunzătoare la nivelul sistemului de izolare. *Conform studiilor efectuate (figura 3.2.2), precum și indicațiilor din literatura de specialitate, la structurile cu baza izolată trebuie să se asigure la nivelul sistemului de izolare un coeficient din amortizarea critică minim de aproximativ 10% pentru obținerea unor rezultate convenabile.*

Comparativ cu sistemul de atenuare cu amortizori cu masă acordată, în cazul izolării bazei, pe lângă răspunsul considerabil redus al structurii la acțiunea seismică, dacă s-au respectat condițiile enunțate mai sus, s-a putut observa o comportare relativ constantă a structurii izolate pe parcursul solicitării. Această afirmație se justifică, deoarece se poate observa o reducere a efectelor încă de la primul șoc important.

Din punct de vedere numeric, gradul de reducere al acțiunii seismice variază în funcție de structură, sistemul de izolare și mișcarea seismică considerată.

Dacă pentru exemplificare, considerăm un sistem de izolare având perioada proprie de vibrație de 3 secunde și o amortizare de 10%, sistem care în toate cazurile analizate a reușit să scoată structura din zona de amplificare a accelerațiilor specifică seismelor de tip Vrancea considerate, s-au obținut reduceri ale deplasărilor analizate între 30% și 80%. Dacă, în plus, se consideră unul din principiile pentru care a luat naștere ideea de izolare a bazei și anume acela ca structura trebuie ca pe toată durata acțiunii seismice să își păstreze comportarea elastică, deci să nu aibă degradări ale elementelor structurale, se poate considera că sistemul de izolare a bazei structurilor poate da rezultate foarte bune în condițiile acțiunii seismice.

Comparativ cu sistemul clasic de proiectare unde, așa cum am mai evidențiat, se pot obține reduceri de 50%, până la 87.5%, ale forței seismice de proiectare, cu condiția admiterii unor degradări structurale, care în anumite cazuri pot scoate din uz structura, sistemul de izolare a bazei se poate dovedi mult mai eficient.

Dacă avem în vedere concluzia, din paragraful precedent, privind eficiența sistemului de amortizare cu masă acordată la vibrații caracterizate de o singură perioadă importantă, studiile realizate pe structurile cu baza izolată sub acțiunea unor mișcări armonice a indicat reduceri de până la 95% ale răspunsului structural (vezi figurile 3.2.1, 3.2.2, 7.2.5.4). În acest caz, dacă alegerea sistemului de izolare este optimă, structura cu baza izolată a înregistra reduceri, cu diferite ordine de mărime, ale efectelor vibrațiilor indiferent de frecvența mișcării.

Asemănător sistemului de amortizare cu masă acordată, sistemul de izolare a bazei se poate folosi cu succes la reducerea efectelor vibrațiilor generate de mașini sau echipamente, sau pentru atenuarea efectelor produse alte mișcări care pot fi descrise ca o mișcare armonică.

8.2 Contribuțiile tezei în domeniul de studiu

Pe plan mondial, tendința de asigurare a unei protecții seismice performante a clădirilor prin utilizarea unor dispozitive speciale în conclucrare cu structura este într-o continuă creștere. Chiar dacă soluția de implementare a unor dispozitive speciale la realizarea construcțiilor nu este la fel de des utilizată în raport cu utilizarea soluțiilor clasice de proiectare și construcție a clădirilor, în timp, mai ales ca urmare a dezvoltărilor tehnologice, această tendință este de așteptat să se extindă tot mai mult (59).

Prezenta lucrare se încadrează în acest trend internațional prin studiile realizate pentru două categorii de astfel de dispozitive speciale, sistemul de amortizare cu masă acordată (TMD) și sistemul de izolare a bazei structurilor.

Teza de doctorat aduce contribuții la dezvoltarea cunoștințelor în domeniul abordat atât din punct de vedere informațional, cât și din punct de vedere practic.

- ⇒ În capitolul monografic al lucrării, capitolul 2, se realizează o clasificare a majorității dispozitivelor speciale utilizate, pe plan internațional, în scopul atenuării efectului mișcării seismice asupra construcțiilor. Clasificarea este însoțită de o descriere a detaliilor constructive ale dispozitivelor, a principiilor de funcționare, fiind prezentate și exemple de utilizare ale acestora la diverse construcții din lume, precum și avantajele și dezavantajele utilizării acestora.
- ⇒ Aspectele cu privire la modelele de calcul pentru sistemele cu TMD și, respectiv, cu baza izolată, prezintă o abordare proprie cu privire la rezolvarea analitică a ecuațiilor de mișcare, în condițiile particulare ale considerării unei mișcări de tip armonic a terenului. Acest lucru permite realizarea unor studii parametrice inițiale pentru caracterizarea influenței diverselor mărimi care influențează comportarea dispozitivelor.

- ⇒ Pentru studiile realizate pe sisteme cu 1 GLD dotate cu dispozitive speciale (sisteme cu 1 GLD prevăzute cu TMD, respectiv, sisteme cu 1 GLD cu baza izolată), din capitolul 5, am realizat și utilizat două programe de calcul distincte, pentru determinarea răspunsului sistemelor studiate sub acțiunea mișcării seismice.
- ⇒ Contribuția principală a tezei se reflectă în caracterizarea răspunsului la acțiunea seismică pentru structuri prevăzute cu sisteme de atenuare cu masă acordată, respectiv, cu baza izolată, în condițiile particulare ale mișcării seismice specifice teritoriului României, așa cum se știe datorată în special sursei Vrancea. Variația și numărul studiilor parametrice a permis acoperirea unei game variate de posibile clădiri existente sau ce pot fi construite.
- ⇒ Datorită incertitudinilor inerente cu privire la mișcarea seismică, pentru obținerea unor rezultate cât mai acoperitoare s-au folosit o serie de accelerograme înregistrate, pentru câteva mișcări seismice importante, dar au fost generate și o serie de accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul elastic de proiectare pentru accelerații din normativul curent de proiectare seismică, P100-1/2006 (1), în condițiile impuse de acesta.
- ⇒ De asemenea s-a realizat o caracterizare a răspunsului structurilor prevăzute cu TMD, respectiv, cu baza izolată, ca urmare a unor acțiuni de tip armonic. Aceste acțiuni putând fi datorate vibrațiilor induse de funcționarea unor utilaje, acțiunea vântului etc.
- ⇒ Pentru compararea și verificarea rezultatelor obținute pe cale analitică sau prin analize numerice, am realizat o serie de teste experimentale, pornind de la montaje simple pentru observarea răspunsului unor sisteme în cazul vibrațiilor libere, până la montaje mai complexe pentru urmărirea răspunsului sistemelor la mișcări armonice întreținute.

8.3 Direcții viitoare de studiu

Rezultatele și concluziile obținute permit continuarea și dezvoltarea cercetării științifice realizate în cadrul tezei de doctorat, având următoarele direcții principale:

- Utilizarea rezultatelor favorabile obținute în cazul structurilor cu baza izolată pentru implementarea acestui sistem la structuri reale pe teritoriul țării noastre.
- Dezvoltarea capacității și interfeței programelor de calcul, pentru utilizarea acestora în cercetările viitoare, cât și pentru uz didactic sau pentru etapele inițiale ale proiectării structurilor cu dispozitivele speciale studiate.
- Extinderea testelor experimentale pentru studierea unei game mai largi de sisteme structurale, solicitate de diverse acțiuni variabile în timp, definite de legi armonice sau conforme cu diverse înregistrări ale mișcărilor seismice.
- Dezvoltarea studiilor privind atenuarea acțiunii mișcării seismice, prin urmărirea comportării structurilor prevăzute și cu alte tipuri de dispozitive speciale.

ANEXA A: SUBRUTINE PROGRAME DE CALCUL

Relațiile matematice de calcul care stau la baza realizării programelor au fost descrise în capitolele corespunzătoare fiecărui dispozitiv special utilizat.

A.1 Program de calcul structura cu 1 GLD și TMD - *TMDsis*

Se expune subrutina principală a programului, care printr-o rezolvare pas cu pas a ecuațiilor diferențiale de mișcare duce la obținerea răspunsului structurii principale la acțiunea seismică descrisă prin diverse accelerograme.

A.2 Program de calcul structura cu 1 GLD cu baza izolată - *IzoBaz*.

Se expune subrutina principală a programului, care printr-o rezolvare pas cu pas a ecuațiilor diferențiale de mișcare duce la obținerea răspunsului structurii principale la acțiunea seismică descrisă prin diverse accelerograme.

A.3 Subrutină pentru determinarea răspunsului la structuri cu 1 GLD.

Subrutina utilizată ca solver pentru sistemul cu 1 GLD cu baza fixă este implementată în ambele programe utilizate mai sus, oferind un răspuns simultan pentru ambele structuri (cu și fără dispozitive speciale).

ANEXA B: ECHIPAMENTE SI METODE EXPERIMENTALE

La realizarea experimentelor, una din probleme a constituit-o modul de înregistrare al oscilațiilor în timp real pentru a putea realiza o comparație corectă între cele două cazuri. Problema a fost depășită prin utilizarea tensometriei electrorezistive. Această metodă experimentală nu este tocmai nouă, însă dezvoltarea sistemelor computerizate de prelucrare și analizare a datelor aduce un aport important la utilizarea acestei metode în domenii din ce în ce mai variate precum industria construcțiilor, industria construcțiilor de mașini, aeronautică, chiar și în medicină.

Întregul lanț de măsură s-a realizat cu echipamente produse de Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (Germania).



Figura B.1 Punte de preluare date SPIDER 8 (61)

Avantajul unui astfel de echipament este că fiecare canal de măsură are propriul său sistem amplificator care completează automat montajul experimental până la formarea unei punți Wheatstone complete.

Astfel, pentru efectuarea unei măsurători, montajul se poate realiza în trei moduri: sfert de punte, jumătate de punte sau punte întregă.

În cazul de față s-a apelat la un montaj simplu, folosindu-se doar jumătate de punte. Acest sistem a fost preferat sistemului cu sfert de punte datorită posibilității de corecție automată a erorilor datorate diferențelor de temperatură (figurile B.2 și B.3)

După compensarea automată a punții Wheatstone de către „Spider 8”, valoarea

deformației specifice care se va înregistra este:

$$\varepsilon_{inreg} = (\varepsilon_{sup} + \varepsilon_{\Delta t}) - (\varepsilon_{inf} + \varepsilon_{\Delta t}) = \varepsilon_{sup} - \varepsilon_{inf} \quad (B.1)$$

Dacă se consideră $\varepsilon_{sup} = -\varepsilon_{inf} = \varepsilon$, atunci deformația specifică înregistrată rezultă $\varepsilon_{inreg} = 2\varepsilon$, independentă de variația de temperatură Δt (62).

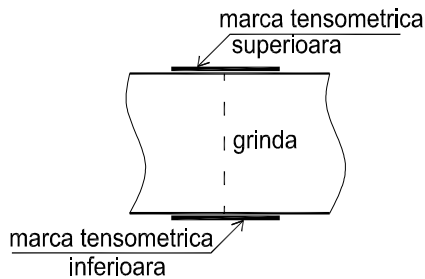


Figura B.2 Schemă montaj mărci tensometrice

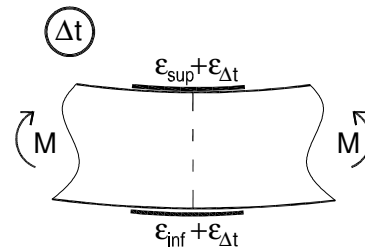


Figura B.3 Schemă compensare temperatură

Prin intermediul programului „CATMAN” datele s-au putut înregistra în timp real, programul având, pe lângă capacitatea de a stoca rezultatele în diferite formate, și posibilitatea prelucrării în timp real a rezultatelor sub formă grafică sau prin aplicarea unor anumite funcții de transformare.

Deoarece solicitările generate nu au condus la depășirea limitei elastice de comportare a oțelului, și prin urmare conversia din deformații specifice în deplasări la vârful consolei a avut un caracter liniar, fiind făcută automat în cadrul programului „CATMAN” prin aplicarea unei funcții de transformare determinată manual, folosind relații din Rezistența Materialelor (57).

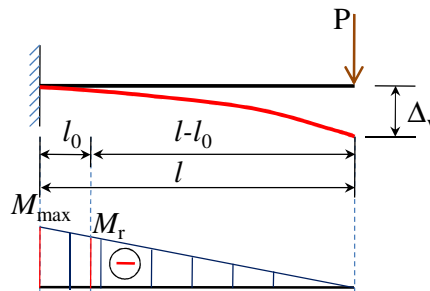


Fig. B.4 Grinda în consolă încărcată cu o forță concentrată la vârf

În figura B.4 este reprezentată schema statică a grinzii încărcată static, corespunzător momentului imediat următor impulsului inițial.

Se pornește de la expresia deplasării la capătul liber al grinzii exprimată în

funcție de forța P :
$$\Delta_v = \frac{Pl^3}{3EI} \quad (B.2)$$

unde:

P - forța concentrată, aplicată static la capătul grinzii;

l - lungimea grinzii ($l = 1800 \text{ mm}$);

l_0 - distanța dintre reazem și punctul de măsură ($l_0 = 400 \text{ mm}$);

E - modulul de elasticitate al oțelului ($E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$);

I - momentul de inerție al secțiunii transversale ($I = 17858.75 \text{ mm}^4$),

și se poate defini funcția de transformare între deformația specifică măsurată (ε_r) și deplasarea verticală a capătului liber:

$$\Delta_v = \frac{W \cdot l^3}{3 \cdot (l - l_0) \cdot I} \cdot \varepsilon_r = \frac{1552.935 \cdot 1800^3}{3 \cdot (1800 - 400) \cdot 17858.75} \cdot \varepsilon_r = 120745.359 \cdot \varepsilon_r \quad (B.3)$$

unde unitatea de măsură pentru deformația specifică înregistrată este $\frac{\text{mm}}{\text{mm}}$.

ANEXA C: REZULTATE EXPERIMENTALE PRIVIND SISTEMUL DE BAZĂ DOTAT CU TMD

Răspunsul structurii cu TMD comparativ cu răspunsul structurii fără TMD pentru diverse mișcări armonice caracterizate de diferite frecvențe de vibrație se regăsesc, selectiv, în figurile următoare:

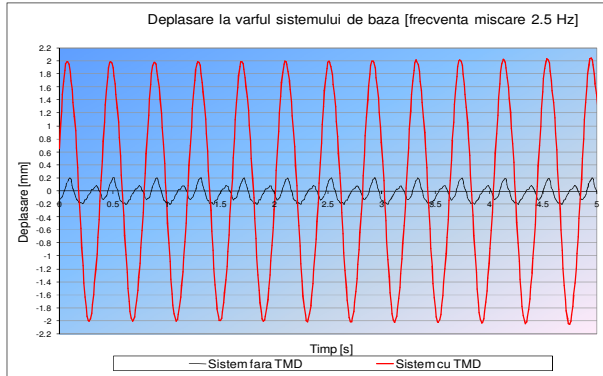


Fig. C.1 Deplasarea la vârful structurii de bază (frecvența de mișcare 2.5 Hz)

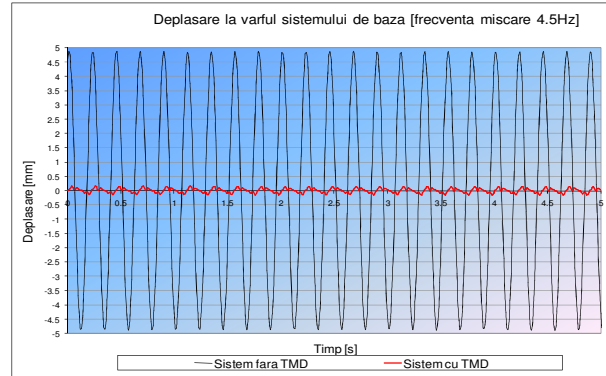


Fig. C.2 Deplasarea la vârful structurii de bază (frecvența de mișcare 4.5 Hz)

ANEXA D: REZULTATE EXPERIMENTALE PRIVIND SISTEMUL CU BAZA IZOLATĂ

Răspunsul structurii cu baza izolată comparativ cu răspunsul structurii cu baza fixă pentru diverse mișcări armonice caracterizate de diferite frecvențe de vibrație se regăsesc, selectiv, în figurile următoare:

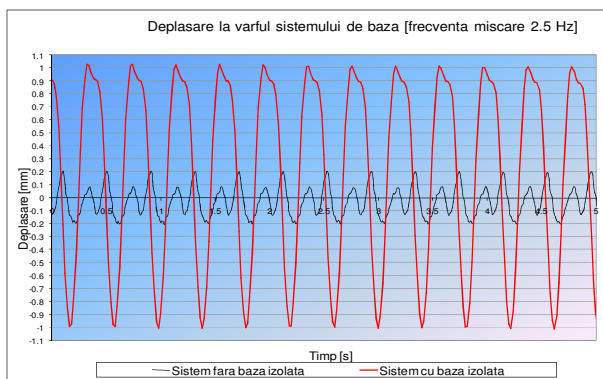


Fig. D1 Deplasarea la vârful structurii de bază (frecvența de mișcare 2.5 Hz)

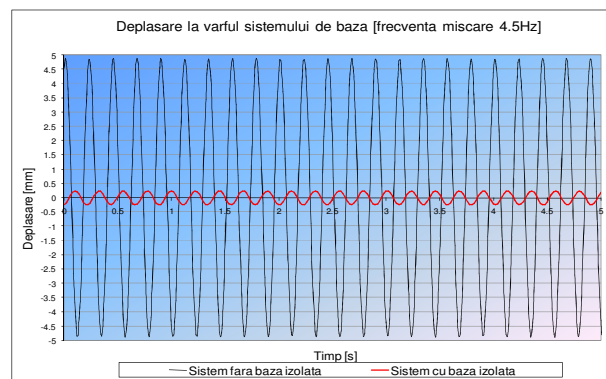


Fig. D.2 Deplasarea la vârful structurii de bază (frecvența de mișcare 4.5 Hz)

ANEXA E: DESCRIEREA ECUAȚIILOR DE MIȘCARE PENTRU SISTEME CU 2GLD

Pornind de la cazul clasic al unui sistem cu 2 GLD, se dovedește valabilitatea relațiilor întâlnite în literatura de specialitate, utilizate pentru caracterizarea comportării sistemelor cu 1 GLD dotate cu sisteme speciale de atenuare, TMD și, respectiv, izolarea bazei, precum și justificarea utilizării acestora în capitolele anterioare, pentru analiza diverselor sisteme luate în considerare.

BIBLIOGRAFIE

1. *****, P100-1-2006.** *Cod de proiectare seismică*. Bucuresti : MTCT, 2006.
2. *****, EC8-98.** *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Brussels : European Committee for Standardization, 2003. EC8_prEN 1998-1_st49_Jan03.
3. *****, UBC-97.** *Uniform Building Code*. USA : International Code Council, 1997.
4. *****, FEMA450-2003.** *NEHRP Recommended Provision For Seismic Regulation For New Buildings And Other Structures*. [ed.] FEMA. Washington, D.C. : National Earthquake Hazard Reduction Program, 2003.
5. *****. AIJ.L-2004: Recommendations for Loads on Buildings**. Tokio : Architectural Institute of Japan, 2004.
6. **Dubina D., Lungu D.** *Constructii amplasate in zone cu miscari seismice puternice*. Timisoara : Ed. Orizonturi universitare, 2003.
7. **Ghindea, C.** *Stadiul actual al proiectarii antiseismice rationale a constructiilor*. Bucuresti : Referat nr. 1, Ciclu studii doctorale, 2007.
8. **Calado L., Proença J.M., Panão A.** *Innovative materials and techniques for seismic protection*. s.l. : PROHITECH, 2004. Vol. Earthquake Protection of Historical Buildings by Reversible Mixed Technologies. WP5_proj.no.INCO-CT-509119.
9. **Pall A.S., Marsh C.** *Response of Friction Damped Braced Frames*. s.l. : ASCE Journal of the Structural Division, 1982.
10. *****. DAMPTECH Earthquake Protection**. s.l. : [web] http://www.dampotech.com/pdf/DAMPTECH%20Tech.%20Presentation%20-%20July2006_compressed.pdf.
11. **Richter P. J., Nims D. K., Kelly J. M. , Kallenbach R. M.** *The EDR - Energy Dissipating Restraint. A New Device for Mitigation of Seismic Effects*. s.l. : Proceedings of the 1990 Structural Engineers Association of California (SEAOC) Convention, 1990.
12. **Shao D., Pall A., Soli B.** *Friction Dampers for Seismic Upgrade of a 14-story Patient Tower With a 36-foot Tall Soft-story*. s.l. : [web] <http://www.palldynamics.com/pdf/Paper00901.pdf>.
13. **Vail C, Hubbell J, O'Connor B., King J., Pall A.** *Seismic Upgrade of the Boeing Commercial Airplane Factory at Everett, WA, USA*. Vancouver, Canada : 13th World Conference on Earthquake Engineering, paper 3207, 2004.
14. **R., John C.** *Analytical and Experimental Investigation of Improving Seismic Performance of Steel Moment Frames Using Synthetic Fiber Ropes*. s.l. : Theses [web] <http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-10282006-094904/unrestricted/03Chapter1.pdf>, 2006.
15. **Chandra, R., Masand, M., Nandi, S., Tripathi, C., Pall, R. and Pall, A.** *Friction-Dampers for Seismic Control of La Gardenia Towers*. Auckland : Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
16. **Guerreiro, L.** *Sistemas de Dissipação de Energia*. Lisabona : Universidade Técnica de Lisboa, 2003. http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/dissipadores_mest.pdf.
17. **Taylor D., Duflo P.** *Fluid Viscous Dampers Used For Seismic Energy Dissipation in Structures*. s.l. : [web] <http://www.taylordevices.eu/pdfs/seismic%20applications.pdf>.
18. *****.** [web] http://commons.wikimedia.org/wiki/Image:Torre_mayor_mexico_city_1.jpg.
19. **Taylor, D.P.** *Mega Brace Seismic Dampers for the Torre Mayor Project at Mexico City*. s.l. : [web] <http://www.taylordevices.eu/pdfs/Mega%20Brace%20Seismic%20Dampers-Taylor.pdf>.
20. **Hussain S.M., Van Benschoten P., Nerurkar A., Al Satari M., Guttema T., Lin S.** *Viscous Fluid Damper Retrofit of Pre-Northridge Steel Moment Frame Structures*. Los Angeles, CA : [web] http://www.coffman.com/documents/news/industry_articles/vdpaperfinal.pdf.
21. **Dyke S.J., Spencer Jr. B.F., Sain M.K., Carlson J.D.** *An Experimental Study of MR Dampers for Seismic Protection*. Bristol, UK : Smart Materials and Structures: Special Issue on Large Civil Structures, Institute of Physics Publishing, 1996.
22. **Yang, G.** *Large-Scale Magnetorheological Fluid Damper for Vibration Mitigation: Modelling, Testing and Control*. Notre Dame, Indiana : University of Notre Dame. Ph.D Dissertation., 2001. http://cee.uiuc.edu/sstl/gyang2/gyang2_thesis.htm.
23. **Spencer Jr. B.F., Dyke S.J., Sain M.K., Carlson J.D.** *Phenomenological Model of a Magnetorheological Damper*. s.l. : Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 123, 1997.

24. **Carlson J.D., Spencer Jr.B.F.** *Magneto-rheological fluid dampers: scalability and design issues for application to dynamic hazard mitigation*. Hong Kong, China : Proc. 2nd Workshop on Structural Control: Next Generation of Intelligent Structures, 1996.
25. **Dyke S.J., Spencer Jr.B.F., Sain M.K., Carlson J.D.** *Modeling and Control of Magnetorheological Dampers for Seismic Response Reduction*. Philadelphia, USA : Smart Materials and Structures, 1996. 5.
26. **Tsouroukdissian, A.R.** *Small-scale MR dampers for vibration mitigation*. s.l. : [web] http://www-ma3.upc.edu/codalab/fitxers/sem/pres_arturo112.pdf.
27. **Lin W.H., Chopra A.K.** *Asymmetric one-storey elastic systems with non-linear viscous and viscoelastic dampers: Earthquake response*. s.l. : Earthquake engineering & structural dynamics, vol. 32, is. 4, 2003. ISSN 0098-8847.
28. **Kourakis, I.** *Structural Systems and Tuned Mass Dampers of Super-Tall Buildings: Case Study of Taipei 101*. Cambridge, SUA : MIT- Thesis, [web] <http://dspace.mit.edu/bitstream/handle/1721.1/38947/166269711.pdf?sequence=1>, 2007.
29. ***. *Taipei 101*. s.l. : [web] http://www.motioneering.ca/User/Doc/pp_taipei101.pdf.
30. —. [web] http://www.motioneering.ca/User/Doc/pp_trump_ny.pdf.
31. **Irvine, T.** *The Citicorp Building Tuned Mass Damper*. s.l. : Vibrationdata.com, January 2002 Newsletter, [web] www.vibrationdata.com.
32. **Kelly, T.E.** *Base Isolation of Structures. Design Guidelines*. Wellington, New Zealand : Holmes Consulting Group Ltd, 2001.
33. **Mayes, R.** *State of the Art Technologies: Base Isolation and Energy Dissipators - Protection of Nonstructural Elements and Contents*. San Francisco, SUA : 100th Anniversary Earthquake Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake, [web] http://www.1906eqconf.org/tutorials/StateoftheArtTechnologies_Mayes1.pdf, 2006.
34. **Hussain S., Al Satari M.,** *Design of a Seismic Isolation System with Supplemental Viscous Damping for a Near-Fault Essential Services Facility*. s.l. : SEAOC 2007 Convention Proceedings, [web] http://www.coffman.com/documents/news/industry_articles/la_2008/2007seaoclartmccoffman.pdf, 2007.
35. **Wang, Yen-Po.** *Fundamentals of Seismic Base Isolation*. s.l. : International Training Programs for Seismic Design of Building Structures, [web] http://www.ncree.gov.tw/itp2002/09_FundamentalsOfSeismicBaseIsolation.pdf, 2002.
36. ***. *Technical Characteristics of Friction Pendulum Bearings*. s.l. : Earthquake Protection Systems, Inc., [web] <http://www.earthquakeprotection.com/TechnicalCharacteristicsofFPBearngs.pdf>, 2003.
37. **Naeim, F.** *The Seismic Design Handbook, Second Edition*. s.l. : Springer Science, 2001.
38. ***. *Seismic Design for Buildings*. s.l. : US Army Corps for Engineers, [web] <http://www.hnd.usace.army.mil/techinfo/ti/809-04/ch8.pdf>, 1998. TI 809-04.
39. **Apostolska, R.** *Building Structures under Earthquake Actions - Nonlinear Response, Evaluation of Seismic Resistance*. s.l. : COST C26 Urban Habitat Construction under Catastrophic Events [web] http://www.civ.uth.gr/cost-c26/documents/Delft/WG2/Apostolska_Delft_pres.pdf, 2006.
40. **Balchunas, K.** *Safeguarding a Civic Icon For Future*. San Antonio, SUA : APWA International Public Works Congress and Exposition, [web] <http://www.apwa.net/documents/meetings/congress/2007/handouts/3839.pdf>, 2007.
41. **Team, Cooper/Roberts Architects.** *Building & Grounds Restoration Master Plan & Historical Structures Report*. Salt Lake City, Utah, SUA : [web] <http://www.utahstatecapitol.utah.gov/hill/historicalstructuresreport/vol6/19%2011%20appendix%20structural/19%2011%20C%20Fo%20rell.pdf>.
42. **Den Hartog, J. P.** *Mechanical Vibrations*. New York, USA : McGraw-Hill Book Company, Inc., 1947.
43. **Ifrim, M.** *Dinamica structurilor si inginerie seismica*. București : Editura Didactică si Pedagogică, 1984.

44. **Naeim F., Kelly J.M.** *Design of Isolated Structures: From Theory to Practice, 2nd ed.* New York : JOHN WILEY & SONS, INC., 1999.
45. **Kelly, J.M.** *Earthquake - Resistant Design with Rubber.* London : Springer - Verlag, 1996.
46. ***. *SEISMOSIGNAL.* s.l. : [web] <http://www.seismosoft.com/en/SeismoSignal.aspx>.
47. **Barrow J., Miller L., Malan K., Gelderblom H.** *Introducing Delphi Programming: Theory through Practice, 4th ed.* . USA : Oxford University Press, 2005. ISBN 0195789113 .
48. **Wilson, E.L.** *Three dimensional static and dynamic analysis of structures: A physical approach with emphasis on earthquake engineering, 3rd Edition.* Berkeley : Computers and Structures , 2002.
49. **Connor, J.** *Introduction to Structural motion control.* s.l. : Prentice Hall, 1999. ISBN 0130091383.
50. **Ghindea, C.** *Răspunsul structurilor cu un nivel dotate cu amortizori cu masă acordată în condițiile seismice din România.* Bucuresti : Buletinul Stiintific al UTCB, nr. 2/2008. ISSN 1224628X.
51. **Lestuzzi, P.** *SimSeisme (Free software for earthquake engineering and structural dynamic).* s.l. : <http://imac.epfl.ch/Team/Lestuzzi/Software/SimSeisme/SimSeisme.htm>.
52. **Ghindea, C.** *Studiu de caz asupra unor structuri cu baza izolată.* s.l. : Lucrările sesiunii științifice CIB 2008, Brașov, 21-22 noiembrie 2008, ISSN 1843-6617.
53. ***. *ETABS.* [web] http://www.csiberkeley.com/products_ETABS.html : s.n.
54. **Chopra, A.K.** *Dynamics of Structures.3rd ed.* s.l. : Prentice Hall, 2006. ISBN 013156174X .
55. **Tulei E., Cretu D., Ghindea C.** *Seismic Rehabilitation of a Reinforced Concrete Framed Structure by The Use of .* Cluj-Napoca, Romania : Acte Technica Napocensis. Section: Civil Engineering - Architecture, Vol. I, 2008. ISSN 12215848.
56. **Ghindea, C.** *Inertial Damping at Systems With Additional Mass Using Electric Extensometry.* Bucuresti : Scientific Bulletin of TUCEB, Series: Mathematical Modelling in Civil Engineering, no. 1/2008. ISSN 18415555.
57. **Mazilu, P.** *Rezistentă Materialelor.* Bucuresti : Institutul de Constructii Bucuresti, 1974.
58. **Moutinho, C., Cunha, A., Caetano, E.,** *Análise Experimental de TMDs para a Atenuação da Resposta Sísmica de Estruturas de Edifícios.* Portugalia : SÍSMICA 2004: 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
59. **Naeim F., Bryev S.** *Advanced Technologies In Housing Construction.* s.l. : [web] http://world-housing.net/uploads/advanced_technology.pdf?pr=Array, 2004.
60. **Roylance, D.** *Experimental Strain Analysis.* s.l. : [web] <http://ocw.mit.edu/NR/rdonlyres/Materials-Science-and-Engineering/3-11Mechanics-of-MaterialsFall1999/3A6322CC-6616-47FC-A17C-9379F4D9507A/0/expt.pdf>, 2001.
61. ***. *Spider 8, Spider 8-30, Spider 8-55 PC-Measurement Electronics. Data Sheet.* s.l. : documentation B0409-5.0 en , Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH.
62. —. *An Introduction to Measurements using Strain Gages.* s.l. : Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, 1-HOFFM.BUCH-E.