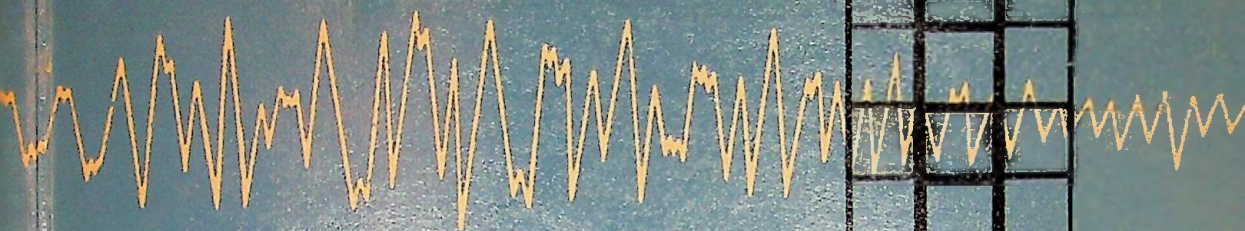


A. BELEȘ * M. IFRIM



ELEMENTE DE

**seismologie
inginerească**

E D I T U R A T E H N I C Ă

Prof. ing. AUREL A. BELEȘ * ing. MIHAIL D. IFRIM
membru corespondent al Academiei R.P.R.

Beleş

ELEMENTE DE
**seismologie
inginerească**



EDITURA TEHNICĂ
București — 1962

10-11-1911
Psychological
Experiments

10-11-1911

PREFAȚA

Cutremurele de pământ au fost considerate ca unul din marile flageluri ale omenirii prin groaza produsă, prin victimele omenești făcute și prin distrugerile materiale mari pricinuite.

Pierderile de vieți omenești se datorau, în special prăbușirii clădirilor și incendiilor care urmau și de aceea, în regiunile bîntuite de cutremure, s-a urmărit să se realizeze construcții capabile să reziste la efectele distrugătoare provocate de seisme.

Alți timp cît nu exista încă o știință a construcțiilor, experiența și intuiția erau singurele elemente capabile să orienteze concepția și alcătuirea construcțiilor în regiunile bîntuite de cutremure.

Dezvoltarea unei științe a construcțiilor, dînd elementele necesare pentru calculul lor la solicitările la care sînt supuse, a permis ca problema alcătuirii și calculului construcțiilor capabile să reziste la cutremur, să poată fi atacată. Problema prezenta însă mari dificultăți fiindcă elementele mecanice care stau la baza solicitărilor pe care cutremurul le exercită asupra construcțiilor, erau greu de stabilit.

Primele încercări, în această direcție, au fost făcute spre sfîrșitul secolului trecut în Japonia de către prof. F. Omori, dar complexitatea fenomenului nu putea fi clarificată deoarece nu există aparatul necesar pentru înregistrări corespunzătoare ale elementelor mecanice care caracterizează cutremurele.

În același timp, metodele de calcul nu permiteau prinderea fenomenelor dinamice în calculul construcțiilor; de aceea la început metodele de calcul atacau și soluționau problema, reducînd solicitarea produsă la o acțiune statică.

Aspectul dinamic și posibilitatea unui calcul dinamic al solicitării au fost ridicate pentru prima dată de savantul sovietic acad. prof. K. S. Zauriev. Ideea a fost dezvoltată apoi de cercetătorii sovietici dintre care menționăm: prof. I. L. Korcinski, prof. S. V. Medvedev, V. A. Bihovski, E. F. Savarenski, A. G. Nazarov, S. B. Poliakov etc. Studiul detaliat a fost dezvoltat la institutele de specialitate din Moscova, Tbilisi, Alma-Ata etc. Rezultatele au fost sintetizate în prescripțiile, de curînd apărute, pentru calculul construcțiilor în regiunile seismice din U.R.S.S.

În S.U.A. aspectul dinamic al solicitărilor produse la cutremure a fost studiat de M. A. Biot, care a ajuns la concepția spectrului cutremurului și la noțiunea de răspuns al construcțiilor la solicitarea cutremurului.

Studiile continuate de cercetătorii americani, în special de prof. L. S. Jacobsen, prof. G. W. Housner și prof. D. E. Hudson, au condus la pres-

cripțiile adoptate în regiunile bîntuite de cutremure din California, publicate în 1960.

În țara noastră, problema acțiunii cutremurelor asupra construcțiilor s-a pus în mod acut cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940.

Cu toate acestea, abia după anul 1944, o dată cu dezvoltarea impetuoașă a întregii economii naționale, cînd industria construcțiilor a luat, în țara noastră, un avînt necunoscut înainte, problema proiectării și alcătuirii construcțiilor, pe baze economice, a devenit o preocupare de prim ordin.

În această direcție, era necesar să se studieze comportarea construcțiilor, situate în zone seismice, la acțiunea dinamică a cutremurelor. De aceea, clarificarea tuturor fenomenelor, care iau naștere în urma acțiunii mișcării seismice asupra construcțiilor, și a măsurilor constructive, care trebuie să fie luate, prezintă o mare importanță practică pentru economia națională. Trebuie să se țină seamă că numeroase construcții civile și industriale sînt amplasate în zone seismice și că majoritatea obiectivelor civile și industriale, care vor fi construite în cursul planului de 6 ani, potrivit Directivelor Congresului al III-lea al P.M.R., vor fi amplasate, de asemenea, în zone cu un regim seismic pronunțat.

Aspectul practic și teoretic, de ansamblu, al problemei proiectării și execuției construcțiilor rezistente la cutremure a fost dezbătut în ultimul deceniu, în lumina ultimelor progrese ale științei în numeroase conferințe internaționale sau naționale, din țările cu seismicitate pronunțată.

Autorii prezentei lucrări au încercat în această carte, ca pe baza experienței acumulate din analiza comportării construcțiilor din țara noastră la acțiunea cutremurului din 10 noiembrie 1940, a studiilor teoretice și experimentale efectuate și a documentației pe care au cercetat-o, să prezinte o vedere de ansamblu a elementelor practice, experimentale și teoretice necesare pentru a putea sesiza fenomenele care intervin în timpul mișcărilor seismice și a se orienta în problemele ridicate de conceperea, proiectarea și executarea construcțiilor în regiuni seismice.

Autorii sînt conștienți de dificultățile ridicate de o asemenea sarcină și ar fi recunoscători tuturor acelorora care le vor semnala eventualele lipsuri pe care le prezintă lucrarea sau le vor da sugestii pentru îmbunătățirea ei.

AUTORII

NOTAȚII GENERALE UTILIZATE ÎN TEXT

- a_{ki} — Coeficient de formă, care precizează intensitatea răspunsului dinamic din punctul k , corespunzător modului normal i , de vibrație;
- B — dimensiunea bazei construcției măsurată pe direcția oscilațiilor considerate;
- C — coeficient seismic unic;
- $C(T_i)$ — coeficient seismic spectral;
- $F_k(i)$ — forța seismică care acționează în punctul k al construcției și care corespunde modului normal i de vibrație;
- $F(i)$ — forța tăietoare de bază, în modul i de vibrație;
- g — accelerația gravitațională;
- i — indice care precizează ordinul frecvențelor circulare, perioadelor proprii și modurilor normale de vibrație;
- j, k — puncte curente care marchează poziția etajelor clădirii, implicit a punctelor de fixare a maselor M_j, M_k sau a sarcinilor Q_j, Q_k ;
- Q_k — sarcina gravitațională (permanent, utilă) aferentă nivelului k al construcției;
- $Q = \sum_{k=1}^n Q_k$ — sarcina gravitațională totală a întregii construcții;
- l_k — distanța măsurată de la baza construcției pînă la nivelul k ;
- L — înălțimea totală a clădirii, măsurată de la baza acesteia pînă la vîrf;
- M_k — masa sarcinei Q_k ;
- M — masa sarcinei totale Q ;
- n — numărul gradelor de libertate a construcției egal cu numărul nivelelor în cazul construcțiilor etajate;
- S_a — spectrul seismic al accelerațiilor;
- S_d — spectrul seismic al deplasărilor;
- S_v — spectrul seismic al vitezelor;
- t — timpul;
- $T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$ — perioada proprie de vibrație a structurii, corespunzătoare modului normal i de vibrație;
- $T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$ — perioada proprie, fundamentală, de vibrație;
- T_φ — perioada de oscilație a sursei excitatoare exterioare;
- $U_0(t)$ — funcția de mișcare care solicează construcția la baza sa datorită perturbațiilor seismice;

- Z_{kt} — deplasarea liberă a punctului k , corespunzătoare modului normal i de vibrație;
- $Z_k(i)$ — deplasarea reală a punctului k corespunzătoare modului normal i de vibrație sub acțiunea perturbațiilor seismice;
- β_i — coeficient dinamic care depinde de perioada naturală de vibrație a structurii;
- δ — decrementul logaritmic al amortizării;
- ν — factor critic de amortizare sau procent din amortizarea critică;
- φ — frecvența de vibrație a sursei excitatoare exterioare;
- ω_i — frecvența proprie circulară de vibrație a structurii, corespunzătoare modului normal i de vibrație;
- ω_1 — frecvența proprie fundamentală de vibrație.

CAPITOLUL I

NOȚIUNI GENERALE DE SEISMOLOGIE

A. INTRODUCERE. SCURT ISTORIC GENERAL.

În decursul întregii istorii a omenirii, cutremurele de pământ au fost considerate printre cele mai mari calamități naturale. Dacă în timpurile preistorice, când omul se adăpostea în peșteri sau în colibe ușoare, pagubele materiale și accidentele mortale datorite cutremurelor erau relativ rare și groaza inspirată de mișcarea pământului era mai mult de natură psihologică, de îndată ce omul a început să-și construiască locuințe durabile, dezastrele provocate de cutremure au căpătat o amploare mai mare. Cele mai vechi informații cu privire la cutremure datează de prin secolul al XVIII-lea î.e.n.

Regiunile Mării Mediterane, au fost bîntuite încă din cele mai vechi timpuri de cutremure distrugătoare și multe din monumentele vechii civilizații au fost nimicite de acțiunea distructivă a cutremurelor.

Vom cita cazul celebrului far din Alexandria, una din cele șapte minuni ale antichității, a cărei distrugere a fost provocată de cutremurele care au bîntuit bazinul Mării Mediterane. Încercările de restaurare făcute după diferitele cutremure, nu au putut să-i asigure rezistența necesară și cutremurul din anul 1182 e.n. l-a retezat de la soclu, pentru ca în anul 1303 un nou cutremur să distrugă partea ce mai rămăsese. În sfîrșit, cutremurul din anul 1375 a prăbușit în mare și ultimele resturi ale acestei construcții, atît de cunoscută în istoria tehnicii construcțiilor.

Cum priveau cei mai vechi această acțiune distrugătoare a cutremurelor se poate vedea din descrierea pe care o dă Seneca (4 î.e.n. — 69 e.n.) în lucrarea sa asupra problemelor naturale [128] :

„Cutremurul de pământ este un rău care se extinde pretutindeni ; el este inevitabil și stricător pentru toți. Căci în afară de distrugerea populației, a caselor și a unor orașe întregi, poate să facă să dispară națiuni și chiar regiuni întinse fără a lăsa vreo urmă de ceea ce a fost vreodată“.

Fără îndoială că multe din templele ridicate în regiunile Mării Mediterane au fost distruse de cutremurele care au bîntuit în această regiune.

Descrieri mai ample ale cutremurelor lipsesc, dar stampele vremurilor trecute arată acțiunea lor distrugătoare asupra construcțiilor.

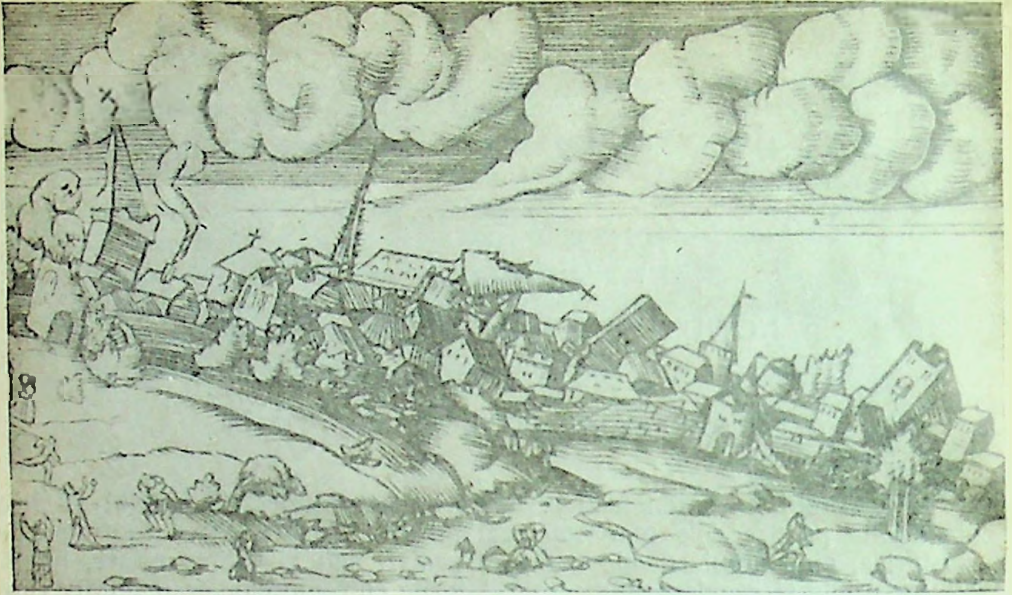


Fig. 1. Stampă din lucrarea Cosmografia de Sebastian Münster.



Fig. 2. Cutremurul din Japonia din 1650.

Figura 1 dă o imagine a efectului cutremurelor văzut de Sebastian Münster, autorul lucrării *Cosmografia* care datează din anul 1550 iar fig. 2 arată după o publicație olandeză efectul cutremurului care a bîntuit în Japonia în anul 1650.

Se pare că unul din cele mai catastrofale cutremure care a rămas în istoriografia cutremurelor și în amintirea popoarelor și care a dat loc la numeroase discuții, a fost cutremurul din 1 noiembrie 1755 de la Lisabona. Jean Jacques Rousseau citează acest cutremur ca argument contra evoluției civilizației, lucru care i-a atras o replică din partea lui Voltaire în *Candide*.

La Lisabona, cutremurul a fost însoțit și de o revărsare a oceanului în forma unor valuri uriașe care au atins pe alocuri 15 m înălțime; aceste valuri cunoscute sub denumirea japoneză de „*tsunami*” au distrus cheiurile pe care se refugiaseră locuitorii de teama surprărilor și incendiilor. Numărul caselor distruse s-a apreciat la circa 15 000, iar al morților la cel puțin 60 000. Figurile 3 și 4 prezintă aspecte ale acestui cutremur puternic. Incendiul a mărit distrugerile cauzate de cutremur și de inundații [164].

Cutremurul acesta a fost resimțit pînă la Hamburg și Aachen [138].

Prin marele număr de morți și prin pagubele produse, acest cutremur figurează în literatura de specialitate în fruntea marilor distrugerii.

Un alt cutremur, care a avut loc la 5 februarie 1783 în Calabria (sudul Italiei), a provocat alunecări de pămînt catastrofale și inundații mari soldindu-se cu circa 30 000 de morți și provocînd în același timp epidemii care au mai făcut aproximativ încă 20 000 de victime. Acest cutremur trebuie menționat deoarece pentru prima dată s-a efectuat cercetarea unui cutremur de către o comisie de oameni de știință [120].

Un cutremur deosebit de important, prin influența pe care a avut-o asupra dezvoltării studiilor seismice, a fost acela care a bîntuit cele două provincii Mino și Owari din insula Honshu, din Japonia, în zorii zilei de 10 octombrie 1891, cutremur cunoscut în Japonia și sub numele de cutremurul din Nobi [138].

Acest cutremur a provocat pagube uriașe. După profesorul B. Koto de la Universitatea din Tokio, acest cutremur a nimerit 197 530 de clădiri. Distrugerile întinzîndu-se pe circa 135 000 km², au murit peste 7 000 de oameni, iar alți 17 000 au fost răniți. Cutremurul a provocat deplasări mari de teren, cu alunecări masive, pe o vale cu lungimea de 100 km (fig. 5).

În figură se reprezintă deplasarea unei șosele în zona Mino și Owari unde nivelul a coborît cu 6 m, iar devierea orizontală a atins 4 m [138].

Acest cutremur s-a produs după ce, sub influența culturii europene, se începuse introducerea concepțiilor arhitecturale apusene în construcțiile din Japonia fără însă să se țină seama de experiența locală în probleme de seismicitate. Ca urmare s-au înregistrat distrugerii importante la aceste clădiri.

Față de pierderile în vieți omenești și de pagubele materiale produse, cercetătorii japonezi au pășit la investigații științifice asupra efectelor cutremurelor. Cu această ocazie profesorul F. Omori, unul dintre primii cercetători în domeniul seismicității, găsește că amplitudinile oscilațiilor ar fi atins 220 mm, iar perioada de vibrație ar fi fost de 1,3 s, accelerația atin-gînd 2 600 mm/s², adică peste 25% din accelerația gravitației [40].



Fig. 3. Cutremurul din Lisabona după o publicație din Augsburg, din 1755.

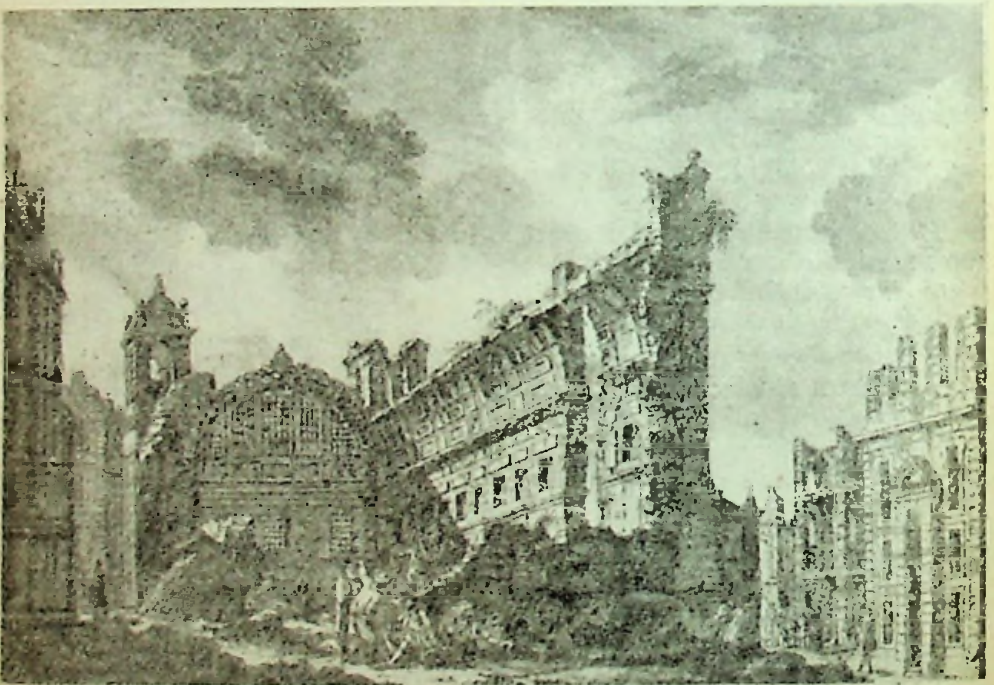


Fig. 4. Efectul cutremurului din Lisabona asupra monumentelor.



Fig. 5. Ruptura de teren cu deplasarea șoselei la cutremurul de la Mino și Owari, din 10 octombrie 1891.

După acest cutremur, în Japonia s-a creat primul institut de cercetări seismice, denumit Imperial Earthquake Investigation Committee, care în decursul timpului a depus o rodnică activitate științifică.

Unul dintre cutremurele care a avut răsunet în lumea întreagă prin dezastrul produs dar și prin învățămintele trase, a fost cel din 18 aprilie 1906 care a nimicit orașul San Francisco din S.U.A. Acest oraș se găsește într-o regiune din California unde, după unii autori, scoarța este supusă unor eforturi interne importante datorite unei deplasări lente de ordinul a 5 cm pe an. Cînd solicitarea produsă de această deplasare atinge o anumită valoare, se produce o deplasare bruscă după una din faliile existente, în cazul de față după faliile denumite San Andreas și Hayward.

Șocul produs la 18 aprilie 1906, deși de durată foarte scurtă (de numai un minut), a provocat distrugerea multor clădiri, iar din cauza deplasărilor orizontale ale terenului, evaluate pe alocuri pînă la 7 m, s-au rupt conductele de apă și de gaze. Din această cauză s-au produs numeroase focare de incendiu care nu au putut fi localizate din lipsa apei, astfel că mare parte din oraș a căzut pradă flăcărilor. Se apreciază că distrugerile produse de cutremur ar reprezenta numai 5% din cele produse de incendiu, totalul pagubelor fiind evaluate la 350 milioane de dolari [40]. Este primul cutremur care a afectat un oraș modern cu clădiri de mare înălțime, cu schelete de rezistență din oțel și beton armat. Clădirile, deși fuseseră calculate numai la presiunea vîntului, au rezistat, în majoritatea lor, la acțiunea cutremurului, cu avarii puțin importante. S-a dovedit însă, cu această ocazie, că în afară de pericolul surprîrilor, pericolul incendiului este uneori cu mult mai mare, mai ales

datorită faptului că prin rupturile de teren conductele de gaze se pot secționa provocând și alimentând incendiile iar distrugerile conductelor de apă împiedică acțiunea de stingere.

Dezastrul provocat de acest cutremur a dat un mare impuls cercetărilor pentru realizarea de construcții rezistente la cutremure. Astfel, în ziua de 5 iulie 1906 a apărut primul cod de construcții pentru statul California, privind proiectarea construcțiilor în regiunile bătute de cutremur.

Impresia dezastrului de la San Francisco era încă vie când, la 28 decembrie 1908, s-a produs în strâmtoarea Messina un puternic cutremur care a distrus cele două orașe principale: Messina de pe coasta Siciliei și Reggio din Calabria de pe coasta Italiei. Din cauza desimii clădirilor și a construcțiilor executate defectuos, prăbușirile au fost foarte întinse, ambele orașe fiind aproape rase de pe suprafața pământului. Un val puternic s-a ridicat ca un zid, atingând circa 8 m înălțime și a măturat orașul la 8 min după producerea primului șoc al cutremurului, mărind astfel dezastrul. După statistica oficială, în acest cataclism ar fi pierit 83.000 de oameni. Catastrofa provocată în felul acesta trece drept una dintre cele mai mari înregistrate în istoria cutremurelor și a condus, în Italia, la elaborarea unor măsuri legislative aplicate la construirea clădirilor în regiunile seismice [120].

Un cutremur de proporții și mai mari, având o acțiune distrugătoare importantă, a fost cel care a bătut Japonia la 1 septembrie 1923 și care este cunoscut în istoria seismică sub denumirea de „marele cutremur japonez”. După provincia care a fost devastată, este denumit cutremurul din Kanto, iar după orașele distruse, cutremurul din Tokio și Yokohama.

O dată cu surparea caselor, produsă de cutremur, au apărut numeroase focare de incendiu la clădirile din lemn, care alcătuiau majoritatea construcțiilor, iar întinderea incendiului a fost favorizată de un vânt foarte puternic.

Iată descrierea oficială a acestei catastrofe:

„La 1 septembrie 1923 în zorii zilei, o ușoară burniță cădea la Tokio, datorită influenței unui tifun care atunci se îndrepta spre nord-vest prin mijlocul insulei principale a Japoniei. Către ora 9 dimineața, vântul își schimbă direcția spre sud și atunci începu o puternică vijelie urmată de ploaie. La ora 11, vântul începu totuși să slăbească și treptat să se lumineze. Mai rămăsese un vânt dinspre sud bătând destul de tare cu o viteză de mai bine de 10 m/s. La orele 11 și 58 de min s-a simțit o slabă zguduitoră seismică. Apoi, dintr-o dată, o săltare care câștiga repede în tărie și violență. Populația metropolei, complet surprinsă, văzu desfășurându-se în fața ochilor scena tragică a furiei neslăpînite și a ravagiului produs de natură: clădirile clătinându-se și surpîndu-se, mortarul căzînd de pe pereți și țiglele zburînd pe străzi. Acesta era spectacolul ce se arăta în fața ochilor oamenilor în orice direcție ar fi privit, aruncînd groază în sufletele tuturor. Într-o clipă, un mare număr de case erau una cu pământul și mii de oameni au pierit din cauza furiei orbe a forțelor naturii. Centrul seismic era situat, după calculul experților, pe fundul mării la 90 km spre sud de Tokio, iar lățimea maximă de acțiune a seismului era de 180 km. Ca un rezultat al cutremurului, izbucniră de îndată, în mai multe puncte ale orașului, incendii produse prin surparea caselor și prin explozia spontană a materialelor inflamabile”.

Numărul de incendii se spune că era de 130. Astfel cea mai mare parte a capitalei, care se mîndrea pînă atunci cu frumusețea sa arhitecturală, deveni o adevărată ruină.

După datele oficiale [199], acest dezastru a pricinuit în Tokio și în împrejurimi 99 331 de morți, 43 476 de dispăruți și 103 733 de răniți; au fost dărâmate complet 128 266 de case, parțial distruse 126 233 și arse 447 128, iar 868 case au fost spălate de valurile mării. Au fost distruse de cutremur și foc 362 de poduri, iar 70 de poduri au fost parțial avariate. Catastrofa cea mai mare a fost produsă de incendiu și s-a întâmplat în suburbia Honjo pe un teren viran ocupat mai înainte de depozitele armatei.

Iată cum descrie profesorul S. Nacamura [199] acest incendiu:

„Tot terenul era, după declarațiile martorilor oculari, alit de îndesat de oameni, de femei, de copii și de bunurile lor încit aproape nu puteau să se miște. Pe la ora 4 după-amiază, în ziua de 1 septembrie, focul s-a apropiat de acest loc din trei părți, lăsînd liberă numai latura dinspre rîu. Fumul sufocant și flăcările îngrozitoare îi amenințau acoperindu-i cu scînteii ce cădeau în pîicuri. Deodată, oamenii auziră un sunet straniu, cerul se întunecă și un ciclon puternic se abătu asupra lor, ridicînd și aprinzînd totul în calea lui. Cînd a trecut peste teren, ciclonul a distrus peste 24 000 de vieți omenești“. Cutremurul și focul care i-a urmat a fost desigur cel mai îngrozitor cataclism desfășurat în cîteva ceasuri pe un teritoriu relativ mic.

În afară de aceste cutremure, impresionante prin distrugerea unor centre foarte populate, s-au mai produs în alte locuri cutremure care, prin intensitatea, prin întinderea și prin efectul totalizat, le-au întrecut pe acestea, însă bîntuînd în regiuni mai îndepărtate și mult mai puțin populate, nu au avut răsunetul lor.

Vom cita trei cutremure și anume:

Cutremurul din Assam (India), care s-a produs în ziua de 12 iulie 1897 și care în analele seismologiei este considerat ca cel mai mare cutremur înregistrat de omenire [189].

Regiunea afectată, regiune întinsă și greu accesibilă, se află la poalele munților Himalaia, în regiunea brăzdată de fluviul Brahmaputra. Shillong — capitala acestei regiuni — a avut foarte mult de suferit. Investigații foarte amănunțite au fost făcute, după cutremur, de către R. D. Oldham care citează următoarea descriere, făcută de un martor ocular [120]:

„Suprafața pămîntului vibra puternic în toate direcțiile ca și cum ar fi fost din gelatină și de-a lungul drumului au apărut deodată mici crăpături... Clădirea școlii din apropiere începu să se clatine și de la primul șoc începură să cadă bucăți mari de mortar. Cîteva clipe mai tîrziu, întreaga clădire era prăbușită la pămînt. Un nor de praf roșietic se ridica deasupra fiecărei case din Shillong... întreaga distrugere s-a produs în primele 10—15 s...“

Toate casele de piatră sau din pămînt au fost nimicite; au rezistat numai cele din scinduri care nu au fost distruse prin prăbușirea caselor de piatră alăturate.

Orașul Shillong a trebuit să fie complet reconstruit. Distrugerile s-au întins pe o zonă de 75 000 km², cutremurul fiind resimțit pe o suprafață cît jumătate din Europa; pe alocuri chiar relieful solului a fost puternic modificat. În regiunea faliei Chendrang, deplasările de teren au fost mari și în multe locuri au apărut izvoare puternice de apă și nisip. Acest lucru este explicabil în valea Brahmaputrei, unde aluviunile au adîncimi foarte mari, iar terenul era atunci puternic îmbibat de apele ploilor și ale revărsărilor rîurilor. Oldham arată că observatorii ar fi putut vedea valuri produse în

pământ de cutremur și citează monumentele din Cherrapunge care au fost deplasate cu aproape 50 cm de pe bazele lor.

Deși nu existau aparate de înregistrare corespunzătoare, Oldham, pe baza observațiilor efectuate, apreciază că accelerațiile maxime produse de cutremur ar fi întrecut accelerația gravitației.

Întinderea mare a regiunii, densitatea foarte redusă a populației și greutatea efectuării cercetărilor în regiunile pustii au făcut ca datele asupra acestui cutremur să fie destul de reduse.

Un al doilea cutremur de intensitate catastrofală a fost acela din regiunea Tien-Shan, la sud de lacul Baikal, în apropiere de Alma-Ata; cutremurul este cunoscut sub denumirea de cutremurul de la Kebin, după numele râului care străbate acea regiune, și a avut loc la 3 ianuarie 1911 [114].

Orașul Alma-Ata a avut mult de suferit, dar, cum acțiunea cea mai puternică s-a manifestat într-o regiune muntoasă nepopulată, efectul cutremurului nu a putut fi stabilit decât după investigații făcute mult mai târziu. Se pare că intensitatea acestui cutremur a fost printre cele mai mari cunoscute, însă lipsa de informații și de înregistrări nu a permis obținerea de date mai precise. Cercetări întreprinse recent (1954) au arătat că s-au produs prăbușiri de amploare colosală, falia provocată de cutremur prezentându-se sub forma unei crăpături de 10 m deschidere.

Al treilea cutremur, care se pare că a întrecut în intensitate chiar și pe cel din Assam, este cel care a bîntuit provincia Kansu din China la 16 decembrie 1920. Fiind situat într-o regiune de deșert, nepopulată, nu s-au putut stabili nici întreaga lui întindere și nici efectele produse. A afectat însă o regiune întinsă, acoperită cu loessuri, care în această parte se prezintă sub forma unor pereți de mai multe zeci de metri înălțime și în care locuitorii își săpaseră adăposturi. Cutremurul s-a soldat cu o prăbușire a loessului, dînd impresia că a fost transformat într-o masă curgătoare. Se apreciază că 200 000 de oameni și-ar fi pierdut viața în acest cataclism. Descrierea altor cutremure de mare amploare, se găsește în lucrările de specialitate.

Dezvoltarea cercetărilor și studiilor pe plan mondial, ca urmare a cutremurului din anul 1923 din Japonia, a condus la studii detaliate și la o foarte bogată literatură tehnică. Cercetările efectuate s-au referit în special la mijloacele prin care se pot combate efectele de distrugere ale cutremurelor. Dacă nu s-au luat măsuri preventive pentru tot ceea ce era construit, s-au putut însă trage o serie de învățăminte pentru viitor și de aceea studierea acestei literaturi este de mare folos. Trebuie să remarcăm însă că omenirea nu a știut să tragă încă toate învățămintele necesare și mai ales să le aplice totdeauna în practică.

B. ISTORICUL CUTREMURELOR DIN ROMANIA

Țara noastră nu era considerată ca o țară cu seismicitate pronunțată pînă acum vreo 20 de ani.

Analele țării menționează unele cutremure cu intensitate mai mare, care au produs pierderi de vieți omenești și însemnate pagube materiale, dar informații precise lipsesc.

În cartea recent apărută a prof. Ion Atanasiu [1], sînt arătate numeroase cutremure care au bîntuit țara, dar multe din ele erau efectul unor cutremure care aveau focarele îndepărtate de țara noastră.

Cele mai importante și mai grave prin acțiunea lor sînt în special cutremurele din regiunea Moldovei, din care au rămas în amintire prin efectele produse: cutremurul din 22 august 1471 (sau 1473) cînd s-ar fi produs stricăciuni la mănăstirea Neamț ridicată de Ștefan cel Mare; cel din 8 noiembrie 1620, caracterizat de Ion Atanasiu ca un cutremur foarte mare; cel din 11 iunie 1738, cînd s-a prăbușit turnul de la Curtea Domnească din Bucureș'ti; cel din 26 noiembrie 1802, denumit și „cutremurul cel mare”, care a provocat prăbușirea foisorului celebrului Turn al Colței din București, pentru a ajunge în sfîrșit la cutremurul, cunoscut de generațiile noastre, din noaptea de 10 noiembrie 1940, apreciat de Ion Atanasiu ca fiind un cutremur dintre cele mai puternice și anume de gradul 10 în zona epicentrală.

Cu toate cutremurele de intensitate apreciabilă care au bîntuit în ultima jumătate de veac, din care cităm după prof. Atanasiu și prof. dr. Gh. Petrescu: cutremurul din 13 septembrie 1903, cel din anul 1912 care a afectat regiunea Focșani, cele din anii 1929 și 1938 bine resimțite și în București, totuși pînă în anul 1940 nu s-au luat măsuri tehnice pentru a se asigura rezistența la cutremur a construcțiilor.

Din punct de vedere al distrugerilor, cutremurul din noaptea de 10 noiembrie 1940 a provocat pierderi de vieți omenești și de bunuri materiale, mult mai mari decît cele cunoscute pînă atunci.

Cutremurul și-a avut originea în munții Vrancei, la cotul Carpaților și efecte de distrugere s-au resimțit spre nord în podișul Moldovei pînă în regiunea Iași, transmițîndu-se și dincolo de Prut, iar spre sud pînă aproape de Dunăre și de riul Olt. Harta macroseismică a acestui cutremur, după prof. dr. Gh. Petrescu se dă în fig. 6.

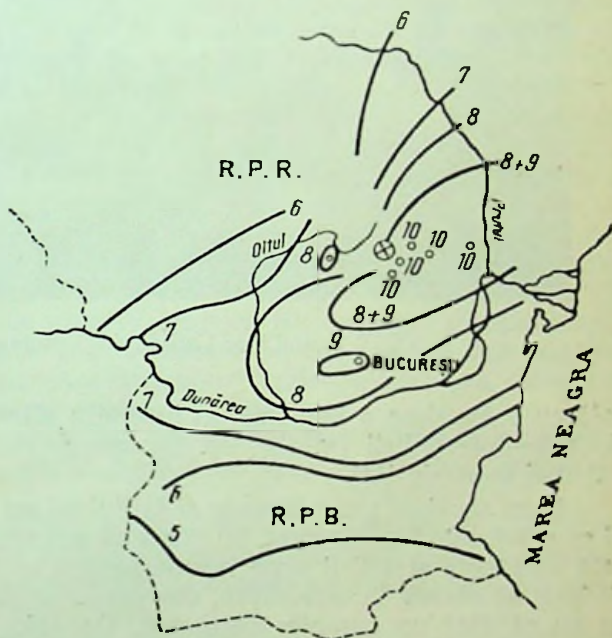


Fig. 6. Harta macroseismică a cutremurului din 10 noiembrie 1940, din România, după prof. dr. G. Petrescu.

Cutremurul a avut loc în zorii zilei, la ora 4 și 39 min (ora locală) și din această cauză a făcut multe victime omenești. Numărul lor nu a putut fi stabilit exact, dar desigur că numărul lor trece cu mult peste o mie. Regiunile din preajma focarului, în special orașele Focșani, Panciu, Mărășești cu satele dinprejur au avut multe case distruse, care au îngropat sub dărîmături parte din locuitorii lor. Dar și orașe mai depărtate ca Birlad,

Galați, Urlați, Cîmpina și în special capitala țării, orașul București, au avut mult de suferit.

În București prăbușirea fostului bloc Carlton a constituit una din cele mai mari distrugerii din istoria betonului armat [7]. În adevăr, construcția aceasta executată cu schelet de beton armat avînd două subsoluri, parter și 12 etaje, s-a prăbușit complet după primele zguduituri ale cutremurului, îngropînd sub dărîmăturile ei aproape pe toți locatarii acestui bloc imens. O

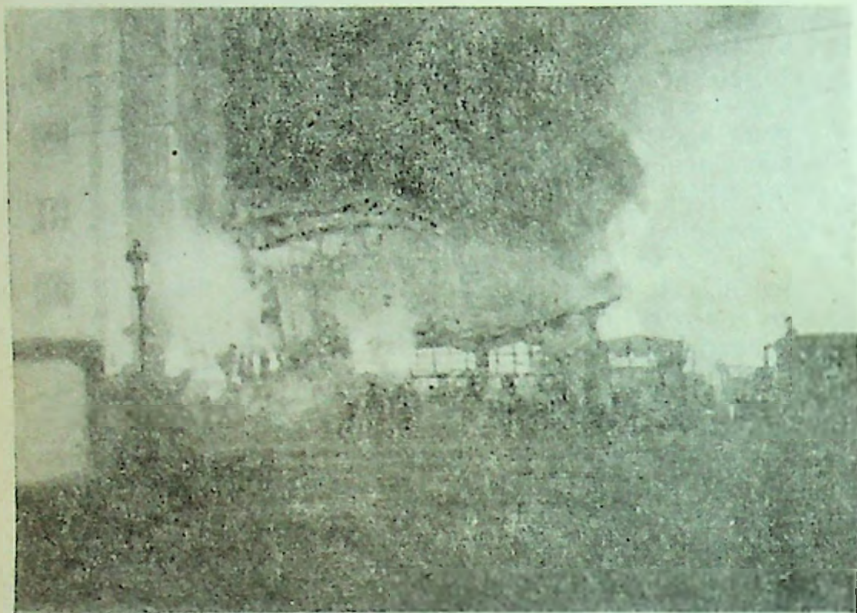


Fig. 7. Fostul bloc Carlton după prăbușire și incendiu.

dată cu prăbușirea a izbucnit un incendiu alimentat de depozitul de păcură din subsolul clădirii (v. fig. 7). Se apreciază că numărul victimelor ar fi fost mai mare de 100.

Acest accident grav precum și faptul că au fost avariate multe construcții cu schelet de beton armat, au făcut ca autoritățile să studieze pentru prima dată problema stabilirii unor norme pentru proiectarea construcțiilor în așa fel încît să reziste la cutremure, dar prescripțiile întocmite cu această ocazie nu au căpătat un caracter obligator. De abia după anul 1947, cînd statul a preluat conducerea lucrărilor de construcții, problema alcătuirii construcțiilor rezistente la cutremur s-a îndreptat spre o soluționare definitivă.

C. ISTORICUL DEZVOLTĂRII SEISMOLOGIEI INGINEREȘTI

Dezvoltarea marilor aglomerații omenești, în care se construiesc clădiri cu numeroase etaje și uzine cu construcții variate și complicate, a ridicat problema realizării unor construcții care să poată rezista în condiții cît

mai bune la acțiunea cutremurelor, iar progresele științei și tehnicii au creat premisele rezolvării acestor probleme.

Deși cutremurele sînt cunoscute din antichitate, construirea clădirilor capabile să reziste la acțiunea cutremurelor nu o găsim nicăieri formulată. Lucrul este explicabil prin faptul că însăși construcțiile obișnuite aveau înălțimi reduse, erau lucrate din lemn și din pămînt, sau din pămînt ars sub formă de cărămizi, sau din piatră cu sau fără mortar de legătură, ceea ce le ridica rezistența la acțiunea forțelor orizontale; iar pagubele suferite de asemenea tipuri de clădiri erau neînsemnate.

Dealtfel nici nu exista o știință a construcțiilor, iar cunoștințele științifice, necesare pentru a se putea ajunge la concepția unor clădiri capabile să reziste la cutremur, lipseau cu desăvîrșire. Menționăm că abia de un secol omenirea are la îndemînă elementele necesare care i-a permis să creeze o știință a construcțiilor.

Sute de veacuri omenirea a construit fără altă bază în alcătuirea construcțiilor decît experiența care permitea cel mult formularea unor legi și metode empirice.

Se pare că arhitecturile greacă și romană, care ne-au lăsat multe construcții ce au rezistat numeroaselor cutremure din regiunile seismice unde erau construite, găsiseră posibilitatea de a crea opere care să reziste la cutremure prin masivitatea construcțiilor ca și prin folosirea pietrelor de talie legate între ele prin ancore de piatră sau de bronz.

La romani, formele de bolți puternice, cu nașterile îngroșate care rezemau pe suporți masivi, constituiau rezultatul concluziilor privind alcătuirea unor construcții monumentale capabile să reziste vicisitudinilor timpului și cutremurelor.

După unii autori, ca de exemplu F. Frech, cutremurele puternice, care au distrus în veacul al V-lea multe din monumentele antice din răsăritul Mediteranei, au condus la realizarea de noi forme constructive, al căror tip caracteristic este reprezentat de muzeul bisericii Sfînta Sofia din Istanbul; el este caracterizat prin zidurile foarte masive pe care se sprijină cupolele ce se contravîntuiesc între ele. Această construcție sintetizează, probabil, experiența construcțiilor din acele vremuri [138].

Se pare că alcătuirea multora din catedralele evului mediu, cu contraforți și ogive, a putut rezista, grație formei lor speciale, chiar la cutremure destul de puternice.

Astfel, pe placa comemorativă a catedralei din Strassburg stă scris: „La 3 august 1728 un cutremur de pămînt zguduî catedrala pînă în creștetul ei ca și întregul oraș și cîmpia învecinată pe o mare suprafață, în toate direcțiile, cu o intensitate din cele mai mari...”

Referindu-se la comportarea unui rezervor de apă, situat pe o platformă, care era destinat stingerii eventualelor incendii, aceeași inscripție continuă:

„... Este îndeosebi de remarcant că apa conținută în acest rezervor a fost ridicată pînă la jumătate de înălțime de om și aruncată în lungime pînă la distanța de 18 picioare”.

După deplasarea căpătată de apă, intensitatea acestui cutremur trebuie să fi fost destul de pronunțată [128].

Este interesant de remarcant că după cutremurul de la Lisabona, din anul 1755, s-a pus pentru prima dată problema construirii unor clădiri care să reziste la cutremur și cum nu exista încă o știință a cutremurelor s-a

recurs la metoda experimentală, folosindu-se o platformă așezată în piața principală a orașului pe care s-au executat modele de construcții. Platforma a fost lovită puternic de soldați, cu ciocane mari, pentru a determina metoda cea mai potrivită de alcătuire a clădirilor capabile să reziste la zguduitorile produse de cutremur. S-a stabilit astfel, că sistemul de construcție din zidărie masivă rezistă mai bine dacă zidăria este prevăzută cu un cadru de lemn cu diagonale în cruce. Sistemul acesta a fost adoptat, ca fiind cel mai bun și mai eficace, și a fost prescris pentru regiunile seismice. El a fost folosit pînă la începutul acestui veac cînd materiale noi de construcție au dat soluții mai corespunzătoare.

În esență, toată experiența acumulată în decursul veacurilor arăta că efectul cutremurelor se traduce printr-o solicitare orizontală a construcțiilor și conducea la ideea rigidizării clădirilor prin introducerea unor legături orizontale și verticale care să reziste la întindere, precum și prin introducerea unor contravîntuiri.

Primele încercări de a lămurii problema cutremurului pe cale științifică și de a aplica aceste cercetări în practica construcțiilor se datoresc lui Robert Mallet, care încă din anul 1848 a prezentat Academiei de Științe din Irlanda un studiu asupra dinamicii construcțiilor, după care au urmat și alte studii asupra acestei probleme.

Primul studiu asupra comportării construcțiilor a fost făcut însă de Mallet după cutremurul din Italia din 16 decembrie 1857, care a afectat sudul Italiei. Studiul a făcut obiectul unei lucrări în două volume în care, între altele, se descrie comportarea construcțiilor și, prin numeroase exemplificări, se atribuie distrugerea clădirilor defectelor de execuție precum și calității inferioare a materialului și a concepției tehnice.

Cercetări sistematizate în acest domeniu s-au întreprins întii în Japonia, țară în care cutremurele erau dese și intense. Inginerul francez Lescasse pare să fie primul care în memoriul său: „Etude sur les constructions Japonaises et sur les constructions en general au point de vue du tremblement de terre, et description d'un système destiné à donner une grande sécurité aux constructions en maçonnerie, Paris 1877” a făcut cunoscute cercetările întreprinse în Japonia și a dat indicații mai precise pentru realizarea de construcții antiseismice [138].

Profesorul englez I. Milne, care s-a ocupat de problema seismicității în general, a fost primul care a cercetat influența terenului asupra efectului cutremurului, a cercetat și a comentat diferitele prescripții și instrucțiuni în materie de construcții în țările cu seismicitate pronunțată și a făcut investigații în domeniul posibilității înregistrării acțiunii cutremurului cu ajutorul aparatelor.

Lucrările lui au fost publicate în Japonia în anul 1880; în această țară exista deja un grup de cercetători care se preocupau de problemele seismicității cum au fost: A. Imamura, F. Omori etc.

La început cercetările erau îndreptate mai mult spre lămurirea fenomenului, așa cum se desfășoară în natură; el a putut fi cercetat pe cale experimentală. Studii de asemenea natură se făceau în special în Japonia, unde s-a executat o primă masă vibrantă pe care se încercau modele de construcții [40].



Pentru a ne putea face o idee despre posibilitățile de a realiza construcțiile capabile să reziste la cutremur, bazate pe elemente științifice, trebuie să remarcăm că de-abia pe la mijlocul veacului al XIX-lea au început să se introducă elementele mecanicii în dimensionarea construcțiilor și aceasta numai pentru anumite elemente și tipuri de construcții. De altfel, abia se formulaseră primele elemente de mecanica construcțiilor care se mărgineau în special la studiul grinzilor drepte și a sistemelor articulate.

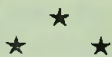
Problema sistemelor static nedeterminate a fost abordată mai târziu, spre anul 1870, dar solicitările considerate se reduceau doar la acțiunea forțelor statice.

Ca materiale de construcție, în afara celor ce se întrebunțau pînă atunci, zidăria și lemnul, s-a introdus metalul. Acesta din urmă se utiliza sub formă de bare de fier avînd rol de tiranți la bolți sau legături la ziduri; pentru coloane se utiliza și fonta.

Odată cu introducerea fierului laminat, apoi a oțelului, utilizat mai întîi la poduri și apoi la clădiri, metodele pentru calculul construcțiilor încep să se generalizeze și să se contureze. Folosirea metalului, sub formă de bare laminate, a permis executarea construcțiilor cu schelete mecanice, capabile să reziste la solicitări laterale. Asemenea construcții au început să apară în ultimele decenii ale secolului trecut și ele au trecut prima probă de mare amploare cu ocazia cutremurului din San Francisco din anul 1906. Tot spre sfîrșitul veacului trecut a început să apară un material nou de construcție, betonul armat, care a însemnat o adevărată revoluție atît în concepția de alcătuire cit și în metodele de calcul. Acest material permitea alcătuirea unor construcții care să formeze un monolit capabil să reziste la solicitări orizontale în condiții cu mult mai bune decît vechile construcții din zidărie cu elemente de construcție separate: grinzi, ferme etc. La construcțiile de beton armat se putea realiza o conlucrare spațială generală a construcției datorită posibilității de monolitizare.

Bineînțeles, era necesar ca metodele de calcul ale staticii și rezistenței materialelor să fie adaptate proprietăților noului material și sistemului de conlucrare a elementelor ce alcătuiau construcțiile. Aceste adaptări s-au făcut în primele decenii ale veacului nostru.

Pe baza acestor elemente s-au putut obține formulări suficient de precise atît ale concepției cit și ale metodelor de calcul la solicitări produse de cutremure. Bineînțeles, mai trebuia cunoscută în amănunt influența fenomenului fizic și mecanic care caracterizează acțiunea cutremurului asupra construcțiilor, dar acest lucru era legat de posibilitatea înregistrării elementelor proprii fenomenului seismic.



În ultimul deceniu, seismologia inginerască a făcut un salt calitativ și cantitativ extrem de important în cercetările teoretice și experimentale.

Principalele obiective au fost dezbătute public cu ocazia diferitelor manifestări de mare amploare, care au avut loc în lume, dintre care vom cita: „Simpozion privind construcțiile rezistente la cutremur” (Los Angeles, 1952). „Prima conferință mondială de seismologie inginerască” (San Francisco, 1956) „Conferința Unională privind construcțiile situate în zone seismice” (Moscova, 1956), „Simpozionul din India” (Roorkee, 1959), „Consfătuirea

de seismologie" (București, 1959) și „A doua conferință mondială de seismologie inginerască" (Tokio, 1960).

Se poate afirma că reuniunea de la Tokio reprezintă cea mai importantă manifestare științifică pe care a cunoscut-o pînă în prezent seismologia inginerască.

De asemenea, studii însemnate, cu caracter practic, s-au efectuat mai ales după cutremurele californiene (1952—1957) și în special după cele din Chile și Agadir (1959).

D. ORIGINEA ȘI CAUZELE CUTREMURELOR

1. Primele concepții asupra cutremurelor

Necesitatea de a găsi o explicație diferitelor fenomene naturale a creat, la început, și pentru cutremure tot felul de legende și explicații mistice, bazate pe ideea forțelor supranaturale capabile să determine toate acțiunile în lume. Nu este, deci, de mirare că și cutremurele au fost considerate în vechime ca acțiuni divine. La popoarele la care religia era politeistă, cutremurele erau atribuite uneia din zeități: Poseidon la vechii greci, Neptun la romani etc. Minia acestora era cauza cutremurelor. La multe popoare, legende atribue mișcările scoarței pămîntești unor fapturi mitologice care ar susține pămîntul și ale căror mișcări ar provoca cutremurele. În folclorul lor, japonezii, a căror țară este supusă unor dese și puternice mișcări seismice, atribuiat cutremurele mișcării unui lup de mare (callish), care s-ar afla în adîncul pămîntului (fig. 8) [114], [191].



Fig. 8. Emblema celei de a II-a Conferințe Mondiale de Seismologie inginerască de la Tokio, reprezentînd lupul de mare cu dungi în zigzag schematizînd undele de cutremur.

În afară de legende și credințe, învățații din vechime au încercat, potrivit cunoștințelor din epoca lor, să dea și explicații științifice acestor fenomene.

Anaximene, care a trăit pe la anul 480 î.e.n., atribuia cutremurele unor stirpări care s-ar produce în interiorul pămîntului, provocate de apele ce pătrund în pămînt și creează goluri în scoarța lui [164].

Alți învățați și filozofi printre care erau și Anaxagoras și Democrit (secolul V î.e.n.), impresionat de erupțiile vulcanice care se manifestau în regiunile mediteraniene, credeau că în interiorul pămîntului se găsește apă, foc și vînt care căutînd o ieșire produc erupțiile vulcanice și cutremurele.

Aristotel, ale cărei idei și concepții științifice și filozofice au dominat pînă în epoca Renașterii, atribuia cutremurele deplasărilor scoarței, provocate de lupta dintre aerul închis în cavernele și porii pămîntului care căuta să iasă și apa care-l împiedica în mișcarea lui.

Filozoful Seneca (1 î.e.n. — 69 e.n.) în „Aspectele naturii" atribuia lui Thales din Milet ideea că pămîntul ar pluti pe o mare întinsă, care dă naștere la cutremure atunci cînd se agită. Aceasta ar explica ivirea izvoarelor de apă care apar odată cu cutremurele, deși Seneca contesta această justifi-

care prin faptul că nu întotdeauna cutremurele erau însoțite de ivirea de noi izvoare [128].

Albertus Magnus (1193—1280), cel mai ilustru filozof al epocii sale, puternic influențat de Aristotel, ale cărui opere le popularizase, considera că producerea cutremurelor se datorește tendinței de evacuare a gazelor și a aburului din pământ, sub influența căldurii produse de soare și de stele.

Astrologii, care vedeau în astre forțele oculte ce dominau viața pe pământ, susțineau că mișcările seismice sînt rezultatul acțiunii lui Saturn cînd acesta ajunge în conjuncție cu Soarele.

Învățătul german Agricola, după numele adevărat Georg Baur (1494—1555), care s-a ocupat cu studiul pămîntului, era de părere că antagonismul dintre aer și apa inclusă în pămînt ar produce cutremurele, antagonismul fiind mărit de prezența focului din interiorul pămîntului.

Aceste idei au circulat în secolul al XVI-lea și al XVII-lea și au fost cristalizate în lucrările lui Atanasius Kircher (1601—1680), care a lăsat și o hartă a vulcanilor cunoscuți în epoca lui [164].

În scrierile învățaților și filozofilor Renașterii care s-au ocupat cu problemele scoarței pămîntești, printre care cităm pe Leibnitz și pe Descartes, se regăsește ideea cutremurelor datorite prăbușirilor cavernelor formate în pămînt sub influența focului care ar forma centrul pămîntului.

2. Dezvoltarea modernă a teoriei seismelor

Pe măsura progresului științei și tehnicii și a dezvoltării mecanicii, fizicii și geologiei, încep să se precizeze și elementele care caracterizează cutremurele.

Cunoscutul naturalist Alexander von Humboldt (1769—1859) cercetează originea cutremurelor, în special în legătură cu acțiunea vulcanilor. De-abia în anul 1873, prin lucrările geologului Eduard Suess, se ajunge la o explicație științifică a producerii cutremurelor. În studiile sale se arată pentru prima dată legătura dintre fenomenele care însoțesc formarea cutelor terestre și cauzele cutremurelor [138].

Studiul cutremurelor, sub aspectul geologic, a fost adîncit de geologul elvețian Albert Heim, de geologul austriac Rudolf Hoernes și alții.

Azi s-a ajuns să se clasifice cutremurele din punct de vedere genetic în patru mari categorii :

Cutremure tectonice, datorite acțiunii deplasărilor interne ale scoarței pămîntești ; ele cuprind majoritatea cutremurelor, în special pe cele catastrofale. Aceste cutremure sînt caracterizate prin localizarea lor în anumite regiuni, în care se poate identifica existența unor falii și rupturi în stratele geologice, precum și prin marea lor răspîndire și frecvență. Ele sînt urmarea eforturilor interne generate de mișcările scoarței, datorită noilor poziții de echilibru spre care tinde scoarța pămîntului.

Cutremure de prăbușire, provocate de surpările scoarței în golurile produse prin acțiunea de dizolvare a sărurilor din pămînt. Ele se produc în regiunile carstice, mai rar în regiunile cu depozite saline și de ghips. Asemenea cutremure sînt localizate pe întinderi relativ mici și au o intensitate în general redusă.

Cutremure de natură vulcanică, provocate de erupțiile de lavă și de prăbușirile care le însoțesc. După Sapper, cantitățile de lavă evacuate cu

oazia unei singure erupții pot întrece 1 km^3 , iar cenușele, mai multe milioane de metri cubi. Astfel, cunoscuta erupție a vulcanului Krakatoa din anul 1883 ar fi evacuat 18 km^3 de cenușă. Asemenea evacuări de materiale au ca urmare scufundarea regiunii din jurul vulcanilor; scufundările pot fi lente însoțite de seisme, sau bruște, când erupțiile sînt însoțite de cutremure. Astfel de cutremure sînt însă în general localizate și de intensitate redusă [138].

Cutremure de mai mică intensitate, provocate în general și de alte cauze naturale. Astfel, unele alunecări mari de teren, cum a fost o enormă alunecare a unui masiv în munții Pamir, în anul 1911, a provocat mișcări ale terenului avînd caracteristicile cutremurelor. Alunecări similare au fost observate în California; ele au declanșat cutremurele din 14 decembrie 1947, 17 noiembrie 1949, 15 august 1951 și 25 ianuarie 1955 [120].

Căderea meteoritilor poate provoca, de asemenea, un cutremur în regiunea învecinată: așa a fost cazul meteoritului căzut în Siberia la 30 iunie 1908. Căderea acestui meteorit a putut fi înregistrată la Jena și la Hamburg. După unele informații mai recente, nu ar fi fost vorba de căderea unui meteorit, ci de o ciocnire cu o cometă.

Explozii puternice, accidentale, cum a fost aceea din 21 septembrie 1921, când a sărît în aer fabrica de azotat de amoniu de la Oppau, sau aceea de la Portchicago lângă San Francisco, din 1944, au fost resimțite pe distanțe pînă la 300 km și au provocat unde de natura celor seismice.

Asemenea cauze pot produce asupra construcțiilor efecte similare cu cele provocate de cutremure [76], [120].

3. Mecanismul producerii cutremurelor

Cauzele și justificările enumerate mai sus pot explica producerea cutremurelor, însă mecanismul fenomenului nu a putut fi studiat suficient de bine spre a fi exprimat într-o formă precisă matematică, capabilă de o interpretare fizică.

Se admite că există un focar în interiorul scoarței pămîntului, care generează o serie de unde elastice ce se propagă în interiorul pămîntului pînă aîung la suprafață, unde provoacă o mișcare a scoarței pămîntului. Centrul focarului constituie hipocentrul, iar punctul de pe suprafața pămîntului determinat de raza ce trece prin hipocentru constituie epicentrul cutremurului.

Imaginea aceasta punctuală a focarului care generează cutremurul constituie o aproximație necesară pentru a putea localiza producerea undelor seismice, însă întinderea focarului poate fi foarte mare. Cutremurul poate fi generat de deplasările relative ale straturilor geologice care se întind de-a lungul unei falii pe sute de kilometri, cum este cazul Afganistanului unde există o ruptură care s-a întins pe 120 de mile. Falia San-Andreas, din California, produce cutremure de-a lungul unei linii ce trece de 400 km [76], [120].

Mișcările scoarței pămîntului constituie seismele. Ele sînt mai intense în jurul focarului și se reduc pe măsura depărtării de focar.

Cutremurele resimțite de oameni și de animale reprezintă macroseismele, iar cele pe care omul nu le mai resimte, dar pe care le pot înregistra aparatele speciale, constituie microseismele. După cum se observă, o limită precisă de separare între macroseisme și microseisme nu există, ea fiind o chestiune arbitrară.

4. Undele seismice

Asupra pământului, cutremurul se manifestă ca o mișcare în spațiu destul de neregulată. Traectoria descrisă de un punct este o curbă spațială și pentru delerminarea ei se recurge la raportarea pe trei direcții caracteristice ale spațiului și anume: direcție verticală și două direcții orizontale normale între ele după cum rezultă din fig. 9.

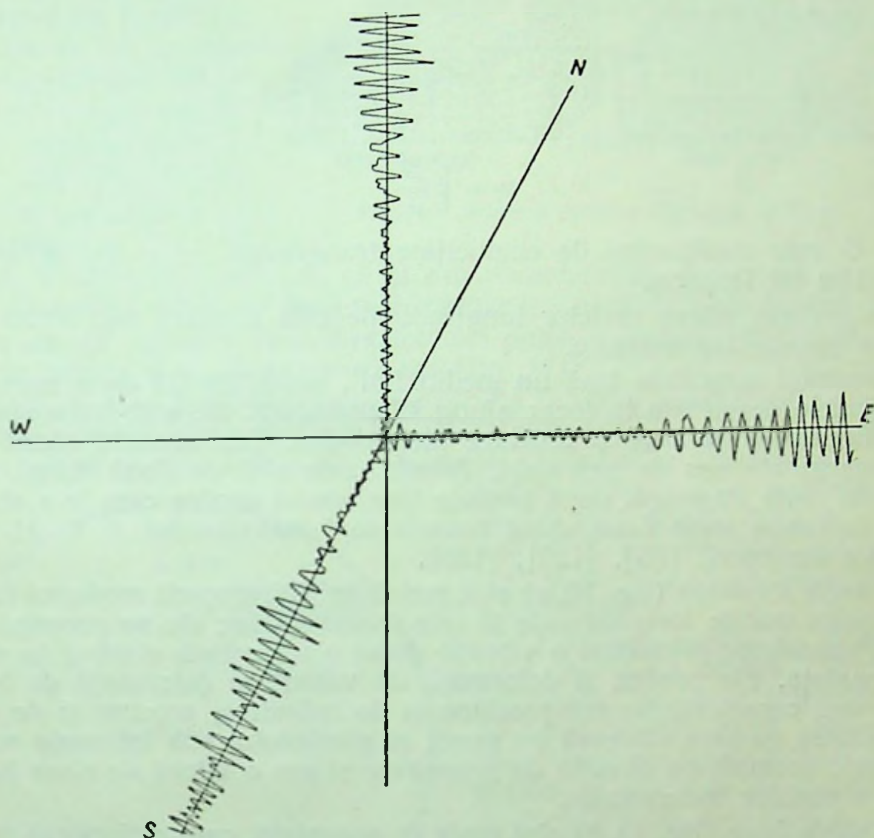


Fig. 9. Inregistrări pe trei direcții ale cutremurului din 4 martie 1924, efectuate la Strassburg.

Mișcarea punctului de pe pământ este rezultatul undelor declanșate în focarul cutremurului.

Dacă se consideră un corp elastic, nelimitat, omogen și izotrop, atunci o perturbare bruscă, locală și interioară a echilibrului, declanșează două feluri de unde: o serie de unde radiale, adică longitudinale în sensul propagării, dând efecte de întindere și de compresiune și care se propagă după sfere cu centrul în punctul de perturbare și o altă serie de unde care dau o mișcare transversală, adică normală pe direcția de propagare a undelor longitudinale. Aceste unde produc numai deformații de forfecare perpendiculare pe raze.

Caracteristic pentru undele longitudinale este că ele produc deformații succesive, variabile, în corpuri și se pot propaga și în corpurile gazoase, unde dau naștere undelor sonore.

Undele transversale, în schimb, prin acțiunea lor de forfecare, afectează numai forma elementului, nu și volumele. Undele transversale nu se pot propaga în mediile gazoase.

Vitezele de propagare ale undelor sînt și ele diferite.

Pentru undele longitudinale viteza este :

$$v_l = \sqrt{\frac{2(m-1)}{m-2} \cdot \frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{m(m-1)}{(m+1)(m-2)} \cdot \frac{E}{\rho}};$$

iar pentru cele transversale :

$$v_t = \sqrt{\frac{G}{\rho}};$$

unde : G este coeficientul de elasticitate transversal, ρ — densitatea, iar m — cifra lui Poisson.

În general viteza undelor longitudinale este sensibil mai mare decît aceea a undelor transversale.

Pămîntul constituie însă un mediu finit, adică limitat de o suprafață. Cînd undele dezvoltate în focar ajung la suprafață, ele sînt influențate de discontinuitatea pe care o prezintă aici mediul. Din această cauză apar unde marginale sau de suprafață. Aceste unde sînt de două tipuri, unele denumite *unde Rayleigh*, după numele fizicianului englez care le-a studiat, altele denumite *unde Love*, după numele matematicianului A. L. H. Love care le-a descoperit [76], [120], [138].

Undele Rayleigh (fig. 10, a) sînt rezultatul întreruperii mediului în care se propagă undele longitudinale și cele transversale; ele se propagă de-a lungul suprafeței, provocînd o vibrație după o traiectorie eliptică în raport cu suprafața. Ele produc și deformații de volum, și deformații de formă, avînd deci caracterul de compresiune și de înlindere, precum și de forfecare. Elipsa pe care vibrează un punct al pămîntului sub influența acestor unde este normală pe direcția de propagare și are o viteză de circa 0,9 din aceea a undelor transversale.

Undele Love (fig. 10, b) sînt unde de suprafață, care acționează în planul tangentei la suprafață, transversal pe direcția de propagare. Ele se produc datorită schimbării de viteză a undelor transversale care iau naștere în zona unde viteza de propagare variază brusc.

În afară de aceste fenomene, produse de discontinuitatea mediului elastic pe suprafața de contur, se produc și reflexii ale undelor pe suprafață. Cu această ocazie, undele longitudinale, care nu sînt normale pe suprafața de contur, produc unde reflectate longitudinale și unde reflectate transversale, lucru explicabil prin faptul că deformațiile de pe axa de propagare se descompun normal și transversal pe noua direcție reflectată.

Pentru cazul mediului neomogen, transmiterea undelor se complică mult. Viteza fiind funcție de densitate și aceasta fiind variabilă cu adîncimea, vitezele undelor variază și ele. Din această cauză, propagarea undelor nu se mai face în linie dreaptă după orice direcție.

Dacă mediul prezintă suprafețe de separație ale unor porțiuni cu densități diferite, undele vor suferi — la întâlnirea cu aceste suprafețe — reflexii și refracții ale căror legi se stabilesc în teoria elasticității. Bineînțeles că atunci când direcția undelor nu este normală iau naștere, cum am arătat, și unde noi de cele două tipuri caracteristice, longitudinale și transversale. Examinarea înregistrării undelor, cu ajutorul seismogramelor, a arătat însă o complicație cu mult mai mare decât aceea care rezultă din cele expuse mai sus, lucru explicabil prin faptul că pământul, în totalitatea lui, nu este nici omogen nici izotrop. Densitatea materialului variază, crescând cu adâncimea; variază, de asemenea, și coeficientul de elasticitate.

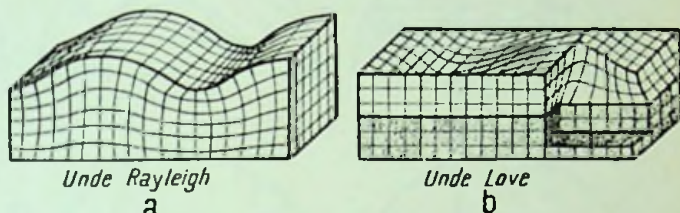


Fig. 10. Schema undelor Rayleigh și Love.

Din studiile de geofizică, ca și din considerațiile de natură seismologică, ar rezulta o alcătuire mult mai complexă a pământului în interiorul său.

În stadiul actual al cunoștințelor, am putea considera că pământul prezintă un nucleu și o pătură exterioară (fig. 11).

Nucleul, care după Gutenberg s-ar afla la circa jumătate din raza pământului, adică la circa 3000 km de la suprafață, ar avea o rigiditate destul de redusă pentru a împiedica transmiterea undelor transversale. După Bullen [120], partea centrală a nucleului ar fi solidă, cu o mare rigiditate și ar constitui subnucleul care ar permite propagarea undelor transversale.

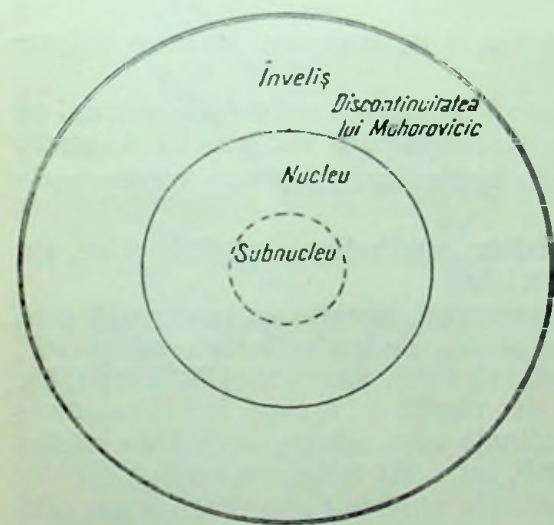


Fig. 11. Secțiune schematică reprezentând constituția internă a pământului.

Deasupra nucleului s-ar afla un strat de circa 3000 km grosime, constituind învelișul sau mantaua. În acest înveliș, după observațiile referitoare la vitezele de transmitere a undelor efectuate de seismologul A. Mohorovicic, s-ar găsi o pătură superficială cu o grosime de 100—150 km, avînd o constituție diferită de restul mantalei. Această coajă superficială ar fi constituită din diferite tipuri de roci caracterizate printr-o anizotropie destul de pronunțată, care se manifestă prin anumite caracteristici imprimate undelor ce se propagă prin acest mediu. Suprafața de separație a acestor două zone ale mantalei este denumită și discontinuitatea lui Mohorovicic, sau uncori Moho, și ar delimita cele două zone de viteze diferite de propagare a undelor seismice: zona superioară în care viteza de propagare este de circa 5,5 km/s și zona inferioară în care viteza de propagare este de circa 8,2 km/s (v. fig. 11).

După Gutenberg și Richter [120], se indică în fig. 12 direcțiile pe care le-ar lua undele, produse într-un focar situat pe fața pământului, cu îndreptarea efectului provocat de prezența nucleului asupra mersului general al undelor, în ipoteza că nu se ține seama de neomogenitățile care ar exista de-a lungul drumului parcurs de unde.

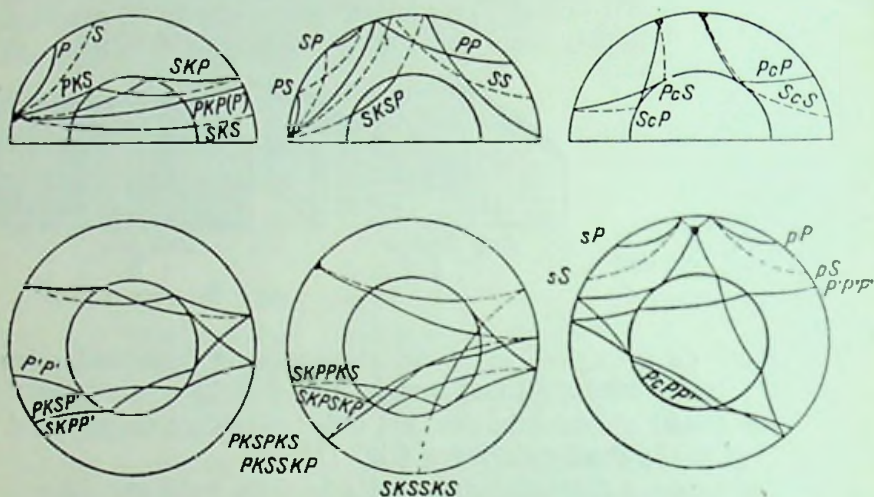


Fig. 12. Scheme privind modul de transmitere a undelor în interiorul pământului.

În seismologie se notează diferite tipuri de unde cu anumite inițiale caracterizând felul acestor unde.

În cele ce urmează se indică sistemul de notații universale admis, cu descrierea sumară a caracteristicilor corespunzătoare fiecărui fel de unde.

Undele longitudinale sînt notate cu simbolul P , iar cele transversale cu simbolul S .

Traectoria se marchează pentru undele longitudinale cu linii pline, iar pentru undele transversale cu linii punctate.

Pentru undele reflectate la fața pământului, notația se realizează prin repetarea simbolului. Astfel, vom avea pentru undele reflectate odată PP , SS , iar pentru undele reflectate de două ori PPP , sau SSS [76, 120, 138]. Dacă undele sînt reflectate de nucleu, dar rămîn de același fel, li se intercalează litera c . Astfel, o undă longitudinală care este reflectată de nucleu tot ca undă longitudinală se notează PcP , iar unda transversală ScS .

Pentru undele transformate prin reflecție, simbolul este alcătuit din cele două simboluri caracteristice. Unda transversală rezultată din reflecția la fața pământului a unei unde longitudinale se notează cu PS , iar dacă rezultă din reflecția pe nucleu se notează cu PcS . Undele care pătrund în nucleu, care după cum s-a arătat se propagă numai ca unde longitudinale, se notează cu semnul K sau I . Astfel, o undă transversală, atingînd nucleul, se propagă ca undă longitudinală și dacă iese ca undă transversală se va nota cu SKS . În același fel poate să apară simbolul PKP notat uneori și cu P' , PKS , SKP . În cazul cînd se produc și reflecții în interiorul nucleului se repetă semnul K . Astfel, apar unde $PKKP$, $PKKS$ (fig. 13).

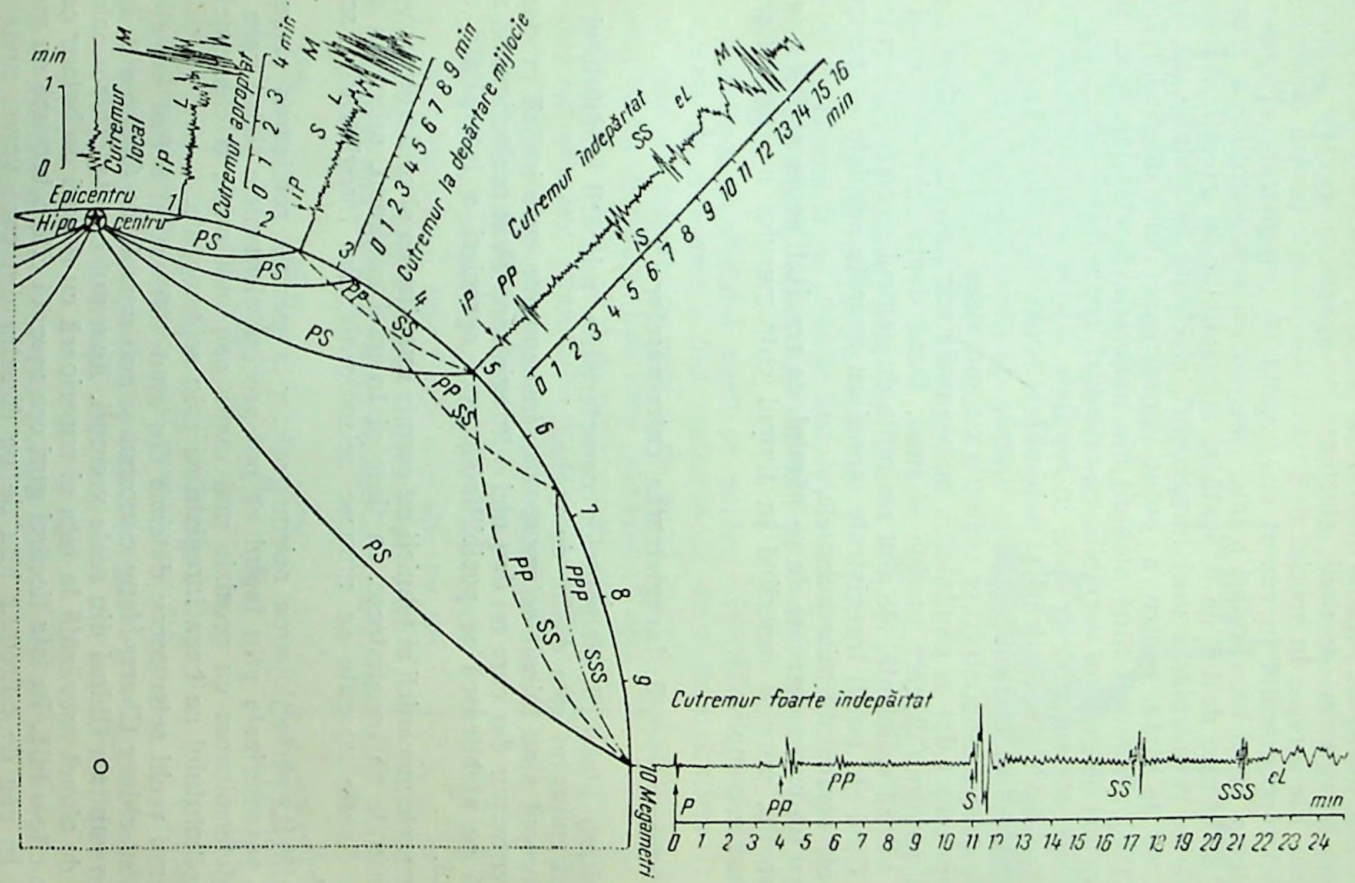


Fig. 13. Răspîndirea undelor produse de cutremur în pămînt.

Undele de suprafață, denumite unde Rayleigh, se notează cu *R*, iar undele Love cu *L*.

Aparatura modernă permite interpretarea, în sensul celor de mai sus, a diferitelor înregistrări de unde, efectuate cu aparatele speciale denumite seismografe. Ele servesc în special în studiul seismologic pentru determinarea poziției hypocentrului în raport cu punctul de înregistrare al undelor.

Problema justei interpretări a unei înregistrări seismografice a acestor tipuri de unde este destul de delicată și susceptibilă de greșeli. Adeseori este nevoie de confruntarea unei înregistrări, efectuată la o stație, cu înregistrările de la stații, pentru a putea lămuri exact felul diferitelor înregistrări [120]. Pământul fiind alcătuit din materiale foarte eterogene, așezate în straturi de grosimi variabile, cu orientări foarte diferite și cu discontinuități mari, mersul undelor este, în realitate, foarte complex. Experiența arată că deși există modificări și schimbări locale în propagarea undelor prin pământ, totuși în linii generale tipurile de unde descrise mai sus pot fi urmărite grație înregistrărilor obținute cu aparatura modernă.

Într-un punct dat al pământului, aceste unde vor provoca deplasări ale suprafeței pământului care produc seismul. Dacă deplasările sînt mari și au loc cu viteză suficientă, ele sînt resimțite de oameni și constituie macroseisme. Cînd ele pot fi înregistrate numai cu aparate speciale — seismografe — ele reprezintă microseisme.

Pentru un punct oarecare de pe pământ, ca rezultat, se va obține o mișcare în spațiu, punctul descriind în timpul cutremurului o traiectorie în general foarte complicată.

5. Înregistrarea cutremurelor

Problema stabilirii elementelor caracteristice mișcării pământului în timpul cutremurului este destul de veche.

La început s-au folosit *seismoscoape*, instrumente care indică producerea unui cutremur dar care nu dau nici o înregistrare. Prin perfecționare, s-a căutat să se stabilească și posibilitatea unei aprecieri a intensității cutremurului.

Progresele mecanicii și tehnicii au permis imaginarea și construirea unor aparate menite să înregistreze, în timp și în mod continuu, mișcarea pământului. Aceste aparate se numesc *seismografe*, iar înregistrările *seismograme*.

În sfîrșit, perfecționarea seismografelor a permis realizarea *seismometrelor*, caracterizate prin faptul că pot preciza elementele fizice care să permită determinarea cu precizie mai mare, sau mai mică, a elementelor mișcării pământului pe baza înregistrării prin seismografe.

Cel mai vechi seismoscop datează din anul 136 e.n. și a fost imaginat de învățatul chinez Chang-Heng cunoscut și sub numele de Chôko și a fost instalat în capitala Chinei din acele vremuri. Aparatul consta dintr-o calotă în formă de clopot prevăzută la fața ei superioară cu 8 guri de balaur care conțineau câte o bilă. În fața fiecărei guri era așezată câte o broască cu gura deschisă. În caz de cutremur bila de pe direcția din care venea unda de cutremur era aruncată căzînd în gura broaștei. Legenda spune că odată a căzut o bilă din gura balaurului fără ca în localitate să se fi resimțit

vreun cutremur. Cîteva zile după aceea a sosit vestea unui puternic cutremur produs într-o localitate îndepărtată, Lung-Si. De atunci, aparatul lui Chang-Heng a căpătat o faimă universală și azi se văd în multe orașe din Extremul Orient, în special în Japonia, reproduceri ale acestui seismoscop (fig. 14).

Ideea de bază a acestui seismoscop a fost reluată și perfecționată în anul 1703 de De Haute-Feuille. Seismoscopul era alcătuit dintr-un vas în formă de calotă, cu capătul de sus tăiat și scobit ca o farfurie, în care se așeza mercur. Opt șanțuri săpate pe fața cupolei permiteau scurgerea mercurului în caz de cutremur în opt vase așezate la partea inferioară. Cantitatea de mercur scursă putea da o idee asupra intensității cutremurului (fig. 15).

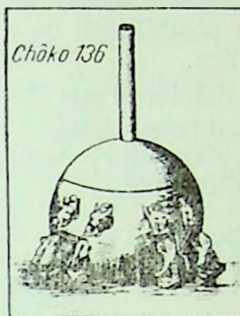


Fig. 14. Seismoscopul chinez Chōko.

Fig. 15. Seismoscopul De Haute-Feuille.

Un aparat analog, care însă folosea apă în loc de mercur, a fost construit de Chandler în 1742 și instalat la Lisabona, dar istoria nu ne spune cum s-a comportat acest instrument la marele cutremur din 1 noiembrie 1755 [138].

Folosirea pendulului vertical pentru stabilirea elementelor mișcării provocate de cutremur a fost realizată de cercetătorii italieni Travacini și Bina, care au folosit un pendul de masă mare atârnat de un fir suficient de lung prevăzută cu un ac care marca pe un strat de nisip amplitudinea și direcția mișcării pămîntului în timpul cutremurului în raport cu masa pendulului presupusă ca fiind imobilă în spațiu (fig. 16).

Ideea masei suspendate a fost cu timpul perfecționată, permițînd înscrierea mișcării pe un cilindru care se rotește; acest lucru a fost realizat pentru prima dată în 1855 de Kreil (fig. 17).

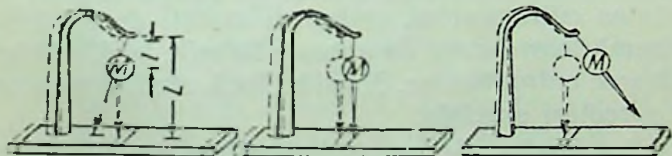


Fig. 16. Schema reprezentînd principiul seismografului cu pendulul vertical.

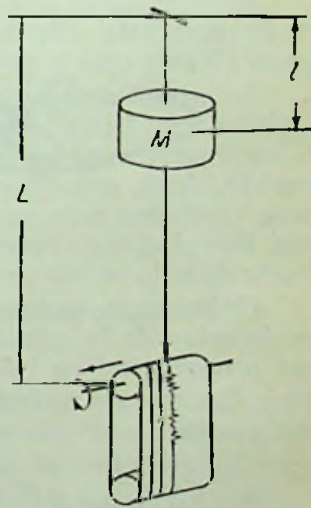


Fig. 17. Schema seismografului cu cilindru deplasabil.

Lungimea mare, necesară pendulului pentru a reduce influența punctului de suspensie asupra stabilității masei pendulului, a dus la ideea pendulului orizontal, imaginat pentru prima dată în anul 1817 de naturalistul Gruihuiscn din München.

În anul 1858, prin folosirea unor pendule de diferite lungimi, Cavalieri din Monza a încercat să determine perioada diferitelor unde resimțite la un cutremur.

În anul 1898, geofizicianul Emil Wiechert din Göttingen a precizat legile matematice ale teoriei seismometrelor, ceea ce a permis perfecționarea lor și introducerea posibilității de a stabili elementele mecanice ale înregistrărilor seismografice.

În anul 1904, fizicianul rus Boris Galitzin din Pulkovo a imaginat posibilitatea înregistrării seismografice folosind metodele electrice (fig. 18) [76]. Pendulii seismici concepuți de Galitzin sînt și astăzi utilizați în majoritatea stațiilor seismice din lume.

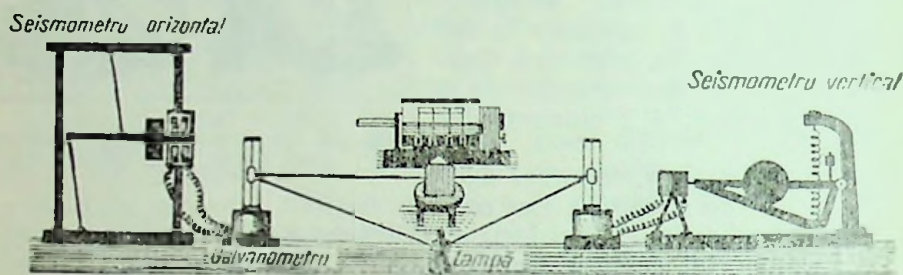


Fig. 18. Instalația seismografului vertical și orizontal după Boris Galitzin.

Perfecționarea aparatelor de înregistrare a făcut progrese rapide o dată cu interpretarea diferitelor metode de înregistrare; în calea acestor progrese stăteau însă o serie întreagă de greutăți.

În primul rînd se impunea ca aparatele să dea posibilitatea de a se înregistra mișcări de mărimi foarte variate, de la fracțiuni de microni pînă la centimetri, ceea ce necesita aparate foarte diferite ca sensibilitate și robustețe. Apoi, cutremurele nefiind previzibile, aparatele urmau să funcționeze continuu, ceea ce antrena cheltuieli de întreținere foarte costisitoare, mai ales cînd erau necesare aparate variate care să poată înregistra mișcări foarte diferite ca mărime.

Cutremurele puternice fiind resimțite ca mișcări bruște, multe aparate se dereglau de la prima mișcare. De asemenea, efectul de inerție se accentua proporțional cu intensitatea cutremurului, creînd dificultăți de înregistrare. De aceea a apărut o gamă foarte mare de aparate folosite la diferitele observatoare pentru înregistrarea cutremurelor. Și astăzi încă, studiul acestor aparate face obiectul unor cercelări speciale.

Pentru înregistrarea cutremurelor de mare intensitate se folosește astăzi un aparat denumit „S.M.A.C.” după inițialele denumirii proiectantului și executantului (Strong Motion Acceleration Committee).

Aparatul este un accelerometru pendular care pornește automat de îndată ce se declanșează o mișcare a pămîntului cu o accelerație orizontală mai mare decît 10 cm/s^2 și înregistrează accelerații de la circa $1/100$ din accelerația gravitației, pînă la accelerația orizontală de mărimea accelerației gravitației.

6. Principiul seismografelor

Pentru a putea determina elementele mecanice caracteristice unui cutremur este necesar să se înregistreze :

— traiectoria mișcării unui punct de pe teren, care este o curbă oarecare în spațiu :

— viteza în fiecare punct al traiectoriei.

Aceste elemente permit să se determine apoi celelalte mărimi ale mișcării care ne interesează și în special accelerația.

Pentru a putea înregistra mișcarea, ar trebui să avem un punct fix în spațiu, față de care să se reprezinte traiectoria spațială. Pînă azi nu există nici un dispozitiv care să permită o înregistrare directă în spațiu. Înregistrarea se face prin proiectarea traiectoriei pe două plane, de exemplu pe un plan orizontal și pe un plan vertical. Prin compunerea celor două proiecții se poate stabili traiectoria în spațiu a undelor.

Primul care a căutat să prezinte traiectoria unui cutremur a fost seismologul japonez Sekiya care încă din anul 1887 a prezentat o serie de modele din sîrmă care ar reprezenta mișcările pămîntului în timpul unor cutremure, mișcări reconstituite pe baza înregistrărilor seismografice înregistrate la Tokio (fig. 19).

S-a constatat însă valoarea acestei reprezentări, întrucît datele inițiale, care s-au luat ca bază, nu prezentau o garanție suficientă pentru a putea obține o reconstituire fidelă.

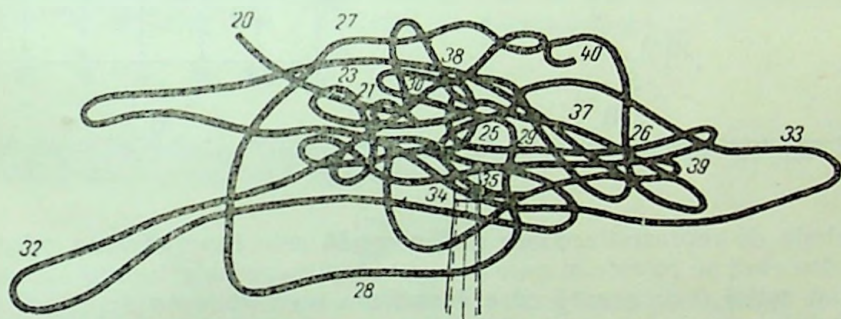


Fig. 19. Reconstituirea mișcării unui punct în timpul cutremurului din 15 ianuarie 1887.

Înregistrări directe ale mișcării în proiecție pe un plan, de exemplu pe planul orizontal, se pot obține mai ușor, așa cum se arată în fig. 20, *a* și *b*.

În principiu, o asemenea reprezentare plană se poate obține realizînd un punct relativ fix în spațiu față de care se deplasează o placă pe care se înscrie deplasarea în raport cu punctul fix. În mod practic, un sistem care ar putea fi considerat ca un dispozitiv cu punct fix ar trebui să fie constituit dintr-un pendul vertical de lungime suficientă și cu o masă mare avînd la partea inferioară un ac care trasează pe o sticlă, acoperită cu negru de fum, deplasarea plăcii în raport cu acul legat de pendul [40]. Înregistrările obținute sînt date în fig. 21. Cu cît lungimea pendulului va fi mai mare, cu atît efectul legăturii cu pămîntului, în mișcarea punctului de suspensie a pendulului, va fi mai redusă. De aceea s-au construit la început penduli cu lun-

gime mare și cu masă foarte mare, așa încît inerția sistemului să fie mai pronunțată și deplasarea punctului de suspensie al pendulului să fie mai puțin resimțită de acesta.

O astfel de înregistrare a deplasării unui punct de pe pămînt în timpul unui cutremur nu permite însă să se determine elementele mecanice ale mișcării care interesează și anume, viteza punctului și în special variația ei, adică accelerația. Pentru a stabili aceste elemente se recurge la înregistrarea mișcării relative a punctului pe o suprafață care se deplasează cu o mișcare uniformă cunoscută.

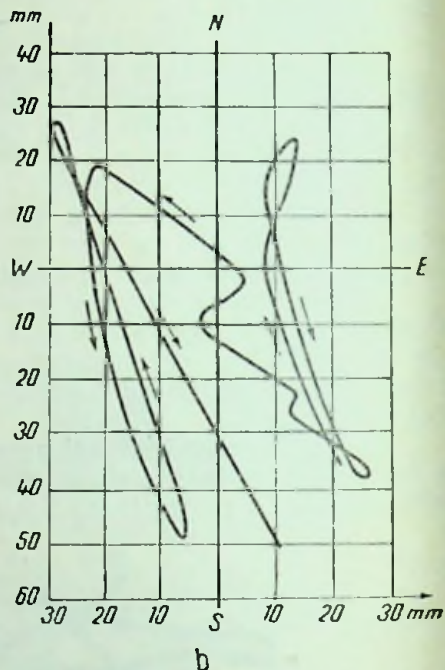
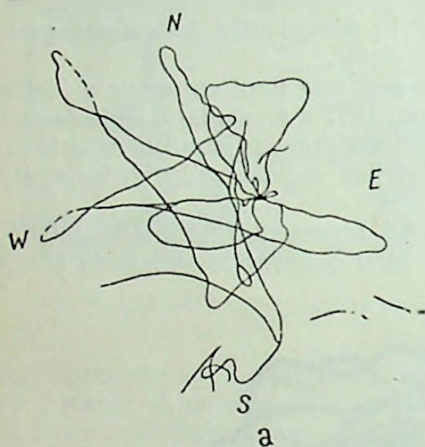


Fig. 20. Înregistrările pe masa fixă a cutremurelor de la San-Francisco, din 1906 (a) și de la Tokio din 1923 (b).

Metoda de reprezentare cea mai comodă este înregistrarea mișcării pe un cilindru care se rotește și care are și o deplasare longitudinală cunoscută. Se obține astfel o diagramă care constituie seismograma deplasării.

Pendulul vertical permite înregistrarea deplasărilor unui punct de pe un plan orizontal.

Se pot imagina însă dispozitive care să permită și înregistrările deplasărilor pe plan vertical folosind o masă cu inerție mare a cărei deplasare pe verticală să fie cât mai puțin influențată de deplasarea punctului de fixare [76, 114].

În acest mod s-ar putea obține înregistrări ale mișcării atât în plan orizontal, cât și în plan vertical. În plan orizontal se alege două direcții normale de deplasare a cilindrului înregistrator, care împreună cu înregistrarea deplasării verticale dau mișcarea în spațiu. Din punct de vedere practic, însă, realizarea acestor înregistrări este legată de dificultăți mari. O asemenea reconstituire a fost încercată în ultimul timp de serviciul geodezic american din Statele Unite.

Pentru a putea sesiza ideile care stau la baza înregistrării mișcării pămîntului se expune în cele ce urmează, foarte sumar, aspectul matematic și fizic al problemei.

Se pornește de la principiul stabilit în matematică că o mișcare oscilatorie poate fi descompusă într-o sumă de mișcări oscilatorii elementare de formă sinusoidală [165].

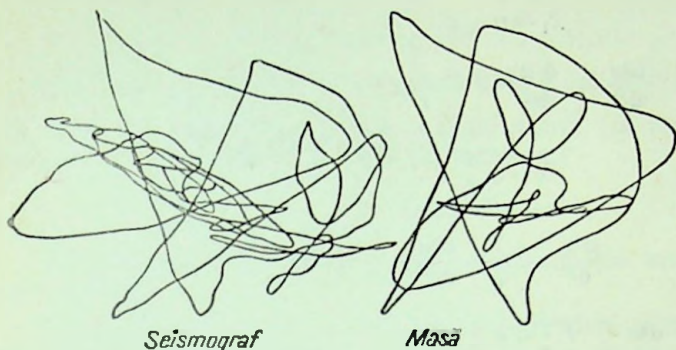


Fig. 21. Inregistrarea deplasării date de seismograf comparată cu deplasarea efectivă a masei pe care se face înregistrarea.

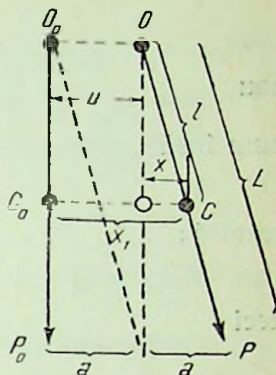


Fig. 22. Pendul seismic.

Se consideră un pendul de masă M suspendat de un fir de lungime l și avînd un braț OP de lungime totală L , care înscrie în P deplasările seismice (fig. 22). Înscirerea se face pe un cilindru care se deplasează pe direcția unei axe, perpendicular pe planul în care se deplasează pendulul.

Rezultă că lungimea a înscrisă pe seismogramă va fi :

$$a = x \frac{L}{l},$$

poziția de echilibru a pendulului fiind O_0, C_0, P_0 . Pentru această poziție a pendulului ecuația mișcării va fi :

$$M \frac{d^2x}{dt^2} + M \frac{g}{l} x = 0.$$

Dacă A este amplitudinea maximă, l lungimea pendulului și g accelerația gravitației vom avea ecuația mișcării :

$$x = A \sin \omega t$$

unde :

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{l}}$$

și perioada proprie a pendulului va fi

$$T_0 = \frac{2\pi}{\omega},$$

sau

$$\omega = \frac{2\pi}{T_0}.$$

Dacă acum punctul de suspensie capătă o deplasare u , vom avea pentru pendul o deplasare

$$x_1 = u + x$$

și mișcarea pendulului va fi dată de ecuația :

$$M \frac{d^2 x_1}{dt^2} + M_l \frac{g}{l} x = 0$$

unde

$$x_1 = u + x,$$

sau

$$\frac{d^2 u}{dt^2} + \frac{d x}{dt^2} = - \frac{g}{l} x ;$$

cum însă

$$x = a \frac{l}{L},$$

rezultă :

$$\frac{d^2 x}{dt^2} = \frac{l}{L} \cdot \frac{d^2 a}{dt^2}$$

deci

$$\frac{d^2 u}{dt^2} + \frac{l}{L} \cdot \frac{d^2 a}{dt^2} = - \frac{g}{l} x,$$

care se mai poate scrie sub forma

$$\frac{d^2 a}{dt^2} = - \frac{g}{l} a - \frac{L}{l} \cdot \frac{d^2 u}{dt^2}.$$

Intrucît

$$\frac{g}{l} = \omega^2$$

rezultă :

$$\frac{d^2 a}{dt^2} = - \left[\frac{2\pi}{T_0} \right]^2 a - \frac{L}{l} \cdot \frac{d^2 u}{dt^2},$$

ceea ce dă relația între deplasarea acului indicator a și mișcarea pămîntului u .

Dacă mișcarea pămîntului ar fi o sinusoidă de amplitudine A și de perioadă T_φ , atunci :

$$u = A \sin \varphi t,$$

unde

$$\varphi = \frac{2\pi}{T_\varphi};$$

înlocuind în ecuația de mai sus se obține :

$$\frac{d^2 u}{dt^2} = - A \varphi^2 \sin \varphi t ;$$

deci

$$\frac{d^2 a}{dt^2} = - \left[\frac{2\pi}{T_0} \right]^2 a + \frac{L}{l} A \varphi^2 \sin \varphi t.$$

Soluția generală a acestei ecuații diferențiale, notînd

$$\omega^2 = \frac{2\pi}{T_0} \text{ și } \frac{d^2 a}{dt^2} + \omega^2 a = \frac{L}{l} A \varphi^2 \sin \varphi t,$$

va fi :

$$a = C_1 \cdot \cos \omega t + C_2 \cdot \sin \omega t + \frac{L}{l} A \frac{\varphi^2}{\omega^2 - \varphi^2} \sin \varphi t,$$

sau

$$a = \frac{L}{l} A \frac{\varphi^2}{\omega^2 - \varphi^2} \sin \varphi t + C \sin (\omega t + \Phi);$$

unde C și Φ se determină pe baza condițiilor inițiale.

Pendulul va descrie deci oscilația pământului de amplitudine A mărită cu raportul brațelor L/l și cu coeficientul de amplitudine $\frac{\varphi^2}{\omega^2 - \varphi^2}$, care este funcție și de perioada proprie a pendulului. La aceasta se adaugă și oscilația proprie a pendulului dată de termenul

$$C \sin (\omega t + \Phi).$$

Acest din urmă termen produce perturbația înregistrării și se caută eliminarea lui.

Dacă facem abstracție de ultimul termen, atunci mișcarea pământului este dată de primul termen

$$\frac{L}{l} A \cdot \frac{\varphi^2}{\omega^2 - \varphi^2} \sin \varphi t.$$

Pentru ca valoarea să se apropie cât mai mult de aceea reală, mărită în raportul constant L/l , trebuie ca termenul

$$\frac{\varphi^2}{\omega^2 - \varphi^2}$$

să se apropie de unitate.

Dacă se înlocuiesc valorile lui φ și ω , expresia devine :

$$\frac{T_0^2}{T_\varphi^2 - T_0^2}.$$

Dacă T_0 , perioada proprie a pendulului, este foarte mare față de T_φ , se obține deplasarea terenului multiplicată cu raportul L/l .

Trebuie deci, ca pendulul să aibă o lungime cât mai mare pentru ca frecvența să fie cât mai mică ; în același timp trebuie să se reducă efectul oscilației proprii, ceea ce se poate realiza prin amortizare.

Dacă T_φ este mai mare decât T_0 , atunci se poate neglija T_0^2 față de T_φ^2 ; expresia de mai sus devenind proporțională cu

$$\frac{L}{l} \cdot A \cdot \frac{T_0^2}{T_\varphi^2}.$$

Cum însă accelerația pământului este proporțională cu $\frac{1}{T_\varphi^2}$, înseamnă că putem înregistra o valoare proporțională cu accelerația pământului. Pe acest principiu se bazează accelerometrul.

Așa dar, după cum se vede, în funcție de lungimea pendulului putem înregistra cu seismografele fie mișcarea, adică deplasarea, fie accelerația seismică mărită în proporție L/l și anume :

— dacă perioada proprie a pendulului este mult mai mare decât aceea a terenului, se înregistrează deplasările terenului ;

— dacă perioada proprie a oscilației terenului este mult mai mare decât aceea a pendulului, se înregistrează accelerațiile terenului [120].

Bineînțeles, în ambele cazuri intervine (după cum se vede din formulă) efectul mișcării pendulului, care produce distorsiuni în înregistrare. Acest efect poate fi redus în măsura în care se elimină mișcarea proprie a pendulului, lucru care se realizează prin introducerea amortizării.

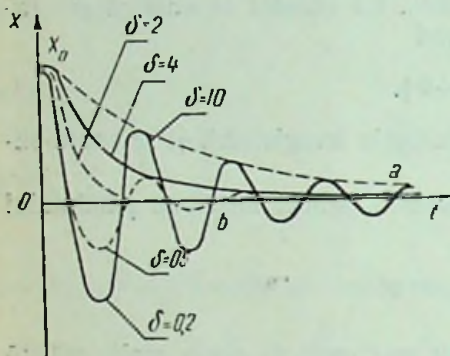


Fig. 23. Efectul amortizării mișcării oscilatorii pentru diferite grade de amortizare.

Se știe că efectul amortizării în mișcarea oscilatorie conduce la o reducere a amplitudinilor oscilației la fiecare perioadă. Viteza de reducere a oscilației depinde de gradul de amortizare.

Dacă amortizarea are o valoare suficient de mare, oscilația nu se mai produce și pendulul revine la loc după un anumit timp. Valoarea amortizării care produce trecerea de la forma *a* la forma *b* constituie amortizarea critică. Acest lucru reiese din fig. 23.

Menționăm, de asemenea, că efectul de amortizare se manifestă prin

faptul că reduce și efectul de rezonanță într-o măsură cu atât mai mare cu cât amortizarea este mai pronunțată.

Amortizarea mai are însă ca efect și reducerea mișcării pendulului, făcând prin aceasta ca aparatul să-și piardă din sensibilitate ; de aceea mult timp s-a evitat introducerea amortizării, ceea ce era însă în detrimentul înregistrărilor.

Perfecționarea aparatului și introducerea metodelor electrice de înregistrare au permis înregistrări mai lidele, însă acestea sînt legate și de alte dificultăți. Seismografele se construiesc în general pentru înregistrarea mișcărilor mici ale scoarței pămîntului și sensibilitatea lor este destul de mare pentru înregistrarea cutremurelor îndepărtate. Pentru oscilații mai mari, aparatele obișnuite se dereglează ușor, chiar de la primele șocuri produse de cutremur, ceea ce constituie o greutate în înregistrarea cutremurelor puternice, adică tocmai a acelor care prezintă cel mai mare interes. Azi, există o mare varietate de tipuri seismografe și pentru un studiu mai amănunțit trebuie să se cerceteze lucrările de specialitate [114].

7. Interpretarea seismogramelor

Problema justei interpretări a seismogramelor este încă un obiect de discuție [5, 6, 7, 76, 120, 138].

Drumul străbătut de undele seismice și natura terenului prin care trec, caracteristicile locale ale terenului pe care se află instalat seismometrul, precum și tipul și calitatea seismometrului influențează mult înregistrarea. Se

întimplă ca stații seismice apropiate să dea pentru același cutremur seismograme foarte diferite, dar s-a putut constata că și seismogramele înregistrate la o anumită stațiune, pentru cutremure foarte diferite, să prezinte asemănări marcante [76]. Aceasta face ca interpretarea lor să fie foarte delicată și sînt posibile erori de interpretare chiar la specialiști [120].

Înregistrările deplasărilor terenului se pot obține în general numai cu o aproximație nesatisfăcătoare, mai ales cînd este vorba de șocuri bruște și puternice [138]. De asemenea, determinarea accelerațiilor este tot atît de dificilă, deoarece în toate aceste înregistrări intervin: tipul aparatului, elementele lui caracteristice menționate mai sus, inerția pieselor puse în mișcare pentru înregistrare, frecarea etc. [3, 40, 138].

În fig. 24 sînt reproduse diagramele mișcării înregistrate cu ajutorul seismometrelor în comparație cu mișcarea reală a terenului, stabilită experimental cu ajutorul unei mese vibrante cu program.

Determinarea deplasărilor și a vitezelor se poate obține și cu ajutorul accelerogramelor. În adevăr, derivata deplasării reprezintă viteza, iar derivata vitezei reprezintă accelerația. Prin urmare, integrarea seismogramei accelerației poate da diagrama vitezelor și printr-o nouă integrare se obține deplasarea.

Folosirea directă a înregistrării pentru efectuarea integrării pe cale grafică nu dă însă rezultate satisfăcătoare din cauza impreciziei atît a înregistrării, cît și a operațiilor grafice. În ultimul timp s-a recurs la operația integrării cu ajutorul mașinilor digitale electronice [194]. În fig. 25 se arată o astfel de integrare pentru deplasarea și viteza cutremurului din Olympia din 13 aprilie 1949, corespunzînd celor trei direcții (fig. 25, a, b, c).

Pentru verificare s-a calculat, prin integrare electronică, deplasarea corespunzătoare cutremurului din Pasadena de la 21 iulie 1952 folosind accelerograma înregistrată la Institutul tehnologic din California și s-a comparat cu înregistrarea deplasării efectuată cu un seismometru. Rezultatul este dat în fig. 26. După cum se vede, nepotrivirile dintre cele două curbe sînt destul de inarcante și apar datorită caracteristicilor mecanice diferite ale aparatului de înregistrare. Aceasta arată clar rolul pe care-l joacă elementele perturbatoare ale instrumentelor de înregistrare.

Deși există, după cum se observă, nepotriviri între realitatea fenomenului și posibilitățile practice de înregistrare, metodele de apreciere a intensității cutremurelor folosesc din ce în ce mai mult datele obținute cu ajutorul seismogramelor și în special a accelerogramelor. Folosirea acestor date este justificată, deoarece fenomenele seismice sînt fenomene aleatorii, care se produc și se desfășoară sub un aspect înlîmplător, variabil de la caz la caz

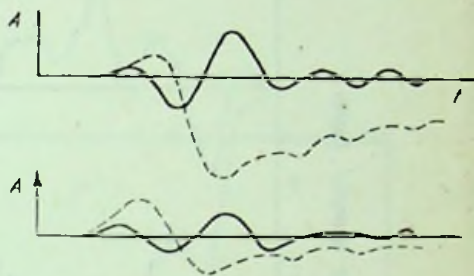


Fig. 24. Seismogramă înregistrată (linie plină) în comparație cu mișcarea reală (linie punctată) efectuate experimental cu ajutorul mesei vibrante cu program, după H. Arnold.

și de la loc la loc, dar care este susceptibil de o interpretare statistică. Acest aspect statistic, determinat pe baza diferitelor înregistrări făcute pînă în prezent, prezintă o serie de elemente caracteristice din care se pot deduce

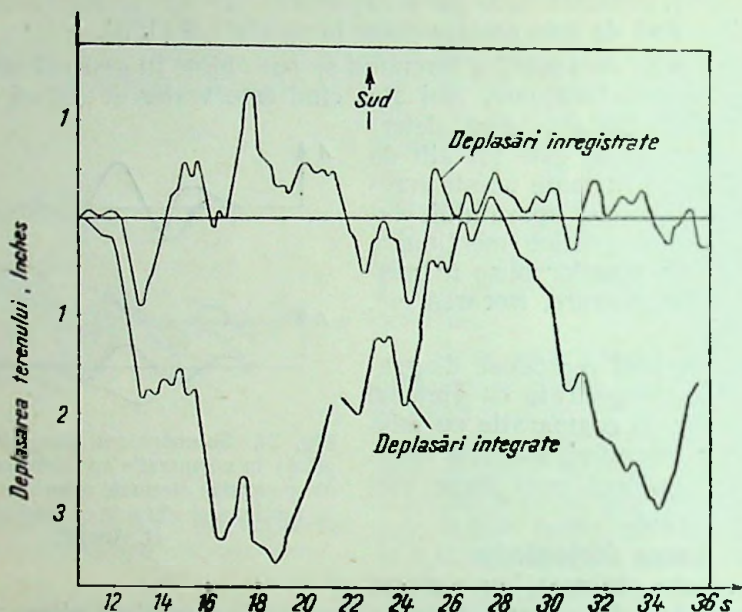


Fig. 26. Deplasare obținută prin înregistrare, comparată, cu cea obținută prin integrare pentru cutremurul din 21 iulie 1952 la Pasadena. Componenta N-S — după G. W. Housner.

anumite posibilități de a încadra fenomenul pentru a-l face accesibil unei interpretări științifice folosind metodele matematice ale calculului probabilităților [6, 25, 26, 124].

E. EFECTELE PRODUSE DE CUTREMURE

1. Istoric

O măsurare a efectului distructiv al cutremurului a fost încercată încă de multă vreme. În literatura de specialitate se vorbește adeseori de intensitatea cutremurului, dar trebuie să recunoaștem că sub acest cuvînt se ascunde o serie întregă de considerații greu de precizat și de lămurit.

Începînd de la senzațiile omului, de la acțiunea asupra animalelor și a obiectelor, de la efectele de deteriorare a construcțiilor pînă la surparea lor și pînă la acțiunile de natură orogenă, toate aceste elemente intră în noțiunea foarte largă de intensitate a cutremurului și de aceea nu numai că este aproape imposibil de a se da o definiție a intensității, dar chiar gradul de intensitate este foarte diferit apreciat în decursul timpului în aceeași regiune și în diferitele regiuni în același timp.

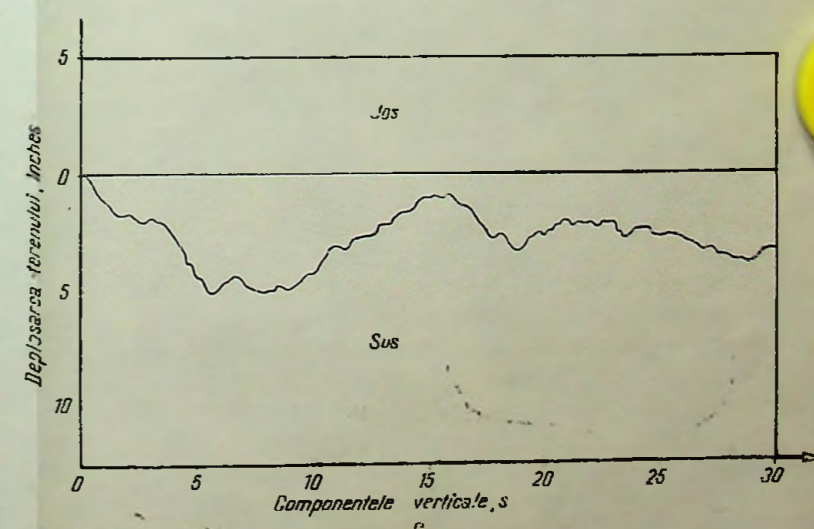
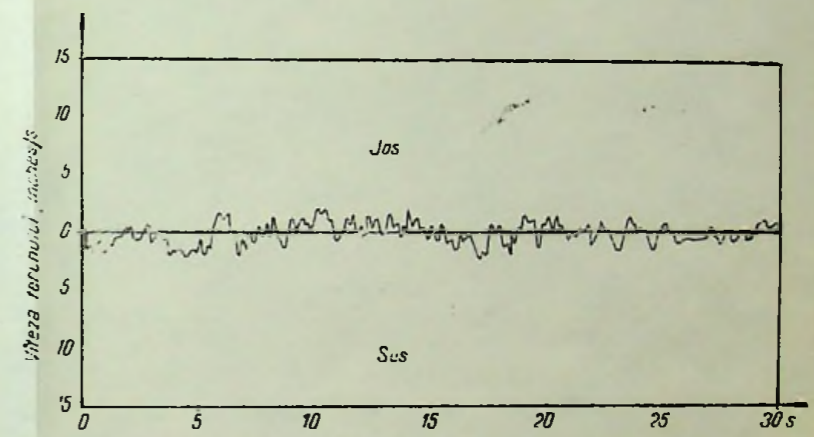
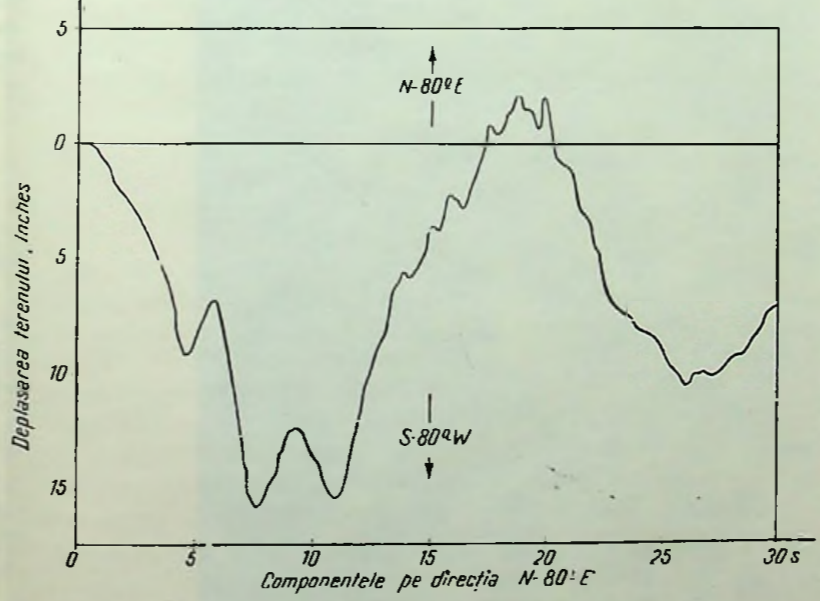
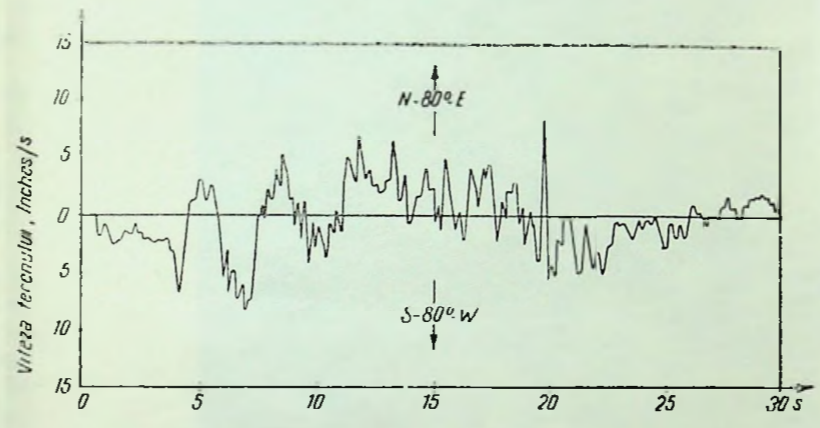
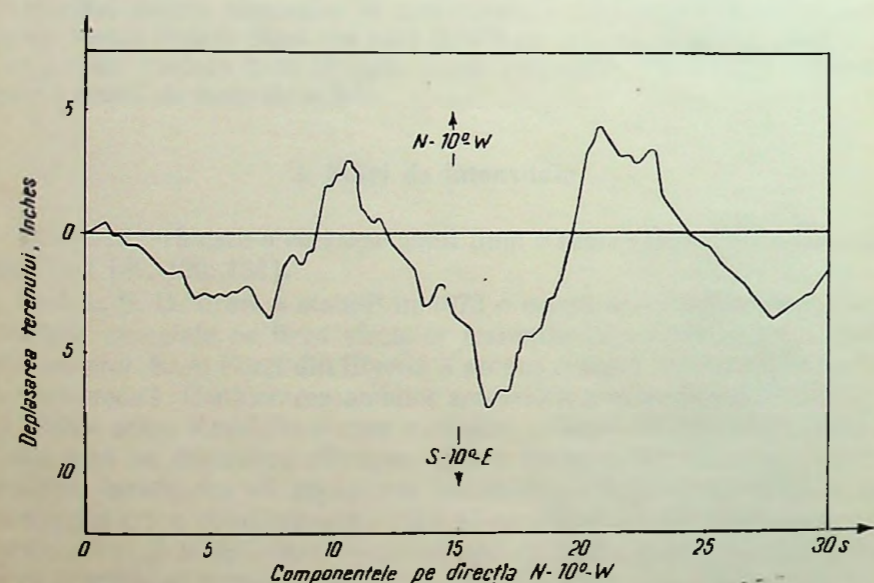
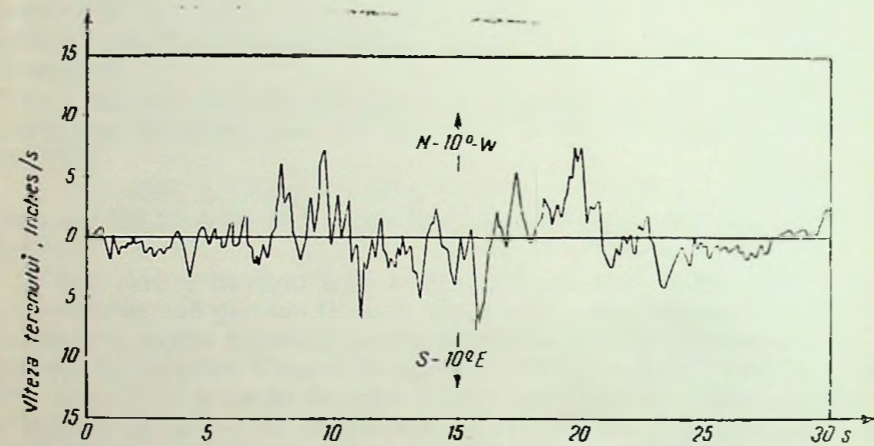


Fig. 25. Deplasările și vitezele terenului pentru cutremurul din 13 aprilie 1949 de la Olympia, obținute prin integrarea accelerogramelor înregistrate (după G. W. Housner) pe trei direcții (a, b, c).

Într-un fel va fi apreciată intensitatea unui cutremur într-un sat cu case de piatră lipite cu lut și în alt fel acolo unde casele sînt din lemn; într-un fel va fi apreciat același cutremur într-un oraș cu clădiri joase din cărămidă și în alt fel în orașe cu clădiri mari, cu schelele metalice și din beton armat. De asemenea, într-un fel se va aprecia un cutremur într-o regiune de cîmpie și în alt fel într-o regiune de munte cu terenuri lunecătoare.

Nu este deci de mirare dacă vom observa că în decursul timpului au apărut numeroase metode pentru aprecierea intensității cutremurului. Astfel se explică și năzuința permanentă de a găsi o modalitate de exprimare a intensității cutremurelor într-o formă independentă de impresii subiective, sau de fenomene.

Încă în anul 1561, Jacopo Castaldi a încercat să întocmească o hartă cu indicarea efectelor unui cutremur resimțit în acel an, la 20 iulie la Nisa [138].

În anul 1627, italianul Poardi a încercat să reprezinte intensitatea cutremurului din 30 iulie 1627, resimțit în sudul Italiei, folosind 4 grade de intensitate.

Primul care a încercat însă o sistematizare a aprecierii intensității a fost matematicianul german P. N. P. Egen care a stabilit o scară cu 5 grade de intensitate pentru a aprecia efectul distructiv al unui cutremur resimțit în Germania, în regiunea Rinului, în februarie 1828. De atunci s-au propus de diverși cercetători peste 30 de scări diferite prin care se încerca clasificarea cutremurelor pe grade de intensitate. În majoritatea lor, aceste grade de intensitate erau stabilite pe aprecieri subiective ale impresiilor și acțiunilor cutremurului asupra oamenilor și construcțiilor. Descrierea efectelor caracteristice pentru fiecare clasă era însă lipsită de precizie și din această cauză nu se puteau contura bine limitele clasei respective. Acest fapt explică și numărul destul de mare de scări.

2. Scări de intensitate

Tipul de scară care a cunoscut mult timp o mare răspîndire a fost scara Rossi-Forel [40, 120, 138].

Prof. L. S. D. Rossi a stabilit în 1873 o primă scară avînd 10 grade de intensitate, apreciate pe baza efectelor resimțite la cutremurele din Italia. Simultan, prof. S. A. Forel din Elveția a propus o scară tot cu 10 grade, însă ceva mai precisă. Conlucrarea ambilor specialiști a condus la formularea în anul 1883 a scării Rossi-Forel care a căpătat o largă răspîndire în lume. Ea se bazează însă pe descrierea efectelor asupra persoanelor, obiectelor și construcțiilor. Bineînțeles că aprecierea intensității cutremurului după o asemenea scară era o chestiune subiectivă și nu putea da nici un element care să-i poată servi la stabilirea vreunei metode de calcul pentru a realiza construcții capabile să reziste la acțiunea unui cutremur.

Unele încercări de a da elemente mecanice, necesare inginerilor în proiectarea construcțiilor menite să reziste la cutremur, se datoresc prof. E. S. Holden (S.U.A.), care a publicat o scară de intensitate seismică în anul 1888. El a stabilit o scară cu 9 grade de intensitate cărora le-a atribuit accelerații

începînd cu 20 mm/s² și terminînd cu 1500 mm/s². În aceeași vreme prof. F. Omori (Japonia) a încercat prin experiențe să fundamenteze intensitatea cutremurelor pe bază de măsurători ale accelerațiilor produse atât de cutremure cit și prin experiențe [40].

Dintre scările care au căpătat o utilizare mai mare a fost scara propusă de Mercalli formulată pentru prima dată în anul 1883, modificată în anul 1902 cînd a fost adoptată de Institutul de seismologie din Roma. O scară similară inspirată de F. Omori și care a folosit împărțirea lui Mercalli a fost aceea propusă în anul 1903 de dr. A. Cancani care a mărit scara la 12 grade, introducînd și accelerațiile corespunzătoare fiecărui grad.

Această scară a fost perfecționată de dr. A. Sieberg și propusă în anul 1923. Fiecărui grad i s-a afeclat o limită inferioară și una superioară accelerației atribuite cutremurului. Descrierea efectelor corespunzătoare fiecărui grad este mult mai precisă și mult mai amplă în propunerile lui Sieberg [138].

Această scară a corectat scara Mercalli, fiind prelucrată de H. O. Wood și Frank Neumann, și este cunoscută sub denumirea scara M. M. (scara Mercalli modificată). Această scară este adoptată în mai multe țări și are avantajul că precizează mai clar fenomenele caracteristice fiecărui grad.

În Uniunea Sovietică seismologul prof. S. V. Medvedev a propus o scară care ține seama de efectul cutremurelor asupra construcțiilor dar el face o legătură și cu înregistrările unui seismometru special construit, capabil să înregistreze deplasări relative, măsurate cu aparatul propus de el [94].

În general, toate aceste scări au dezavantajul că intensitatea diferitelor grade este determinată pe baza senzațiilor simțite de oameni, a efectelor și pagubelor produse asupra bunurilor și asupra construcțiilor. Asemenea elemente sînt pe de o parte subiective și supuse aprecierii personale ale observatorilor, pe de altă parte depind de o serie întregă de particularități ale construcțiilor care sînt funcție de materialele de construcție, de sistemele constructive, de modul de execuție etc. și care variază de la o țară la alta, de la o localitate la alta, de la o perioadă de execuție la alta.

Trebuie accentuat că aprecierea accelerației s-a făcut pe bază de exprimări personale, autorii folosind în special studiile făcute de Omori încă din anul 1891 cînd s-au determinat accelerațiile care au produs răsturnarea unor obiecte caracteristice în urma cutremurului de la Mino-Owari. Studiile conduse apoi în laborator de către Omori pînă în anul 1910 au permis să se determine și rupturile provocate în diferite tipuri de zidării și de construcții (pe masa vibrantă) din care s-au putut deduce accelerațiile necesare pentru producerea acestor deteriorări [40].

Deși aceste aprecieri cuprind un mare grad de incertitudine, totuși scările de intensitate au fost și sînt încă folosite în lumea întregă pentru următoarele motive :

— Nu există posibilitatea de a prevedea toate localitățile bîntuite de cutremure, pentru a se instala aparatele sau instrumentele necesare pentru evaluări ale unor mărimi care să redea intensitatea cutremurului. Instrumentele pentru stabilirea acestor elemente reprezintă nu numai un cost apreciabil, dar implică și existența unui colectiv de specialiști pentru întreținerea și deservirea lor.

— Scările, așa cum sînt întocmite, permit și o evaluare a efectului cutremurelor ținînd seama de caracteristicile locale ale construcțiilor și ale regiunii.

— Scările, deși sînt mai imprecise decît măsurătorile directe, au o elasticitate mai mare în aprecierea efectului cutremurului. Cu ajutorul lor se pot determina solicitările care se situează în domeniul de comportare reală a construcțiilor, independent de ipotezele și de restricțiile care sînt funcție de legătura dintre elementele mecanice înregistrate de instrumente și realitatea fenomenului privind solicitarea construcției.

Dacă aprecierea efectului unui cutremur, pentru a stabili gradul lui de intensitate, cu ajutorul scărilor este oarecum comod, are însă dezavantajul subiectivității și al lipsei unor elemente mecanice legate de efectele produse cu ocazia cutremurului.

3. Scări bazate pe înregistrări

Pentru suplinirea acestor lipsuri, s-au propus alte metode mai științifice, considerate că ar asigura o corelație mai reală între cauza și efectul distrugerilor provocate de cutremur. Aceste metode au condus, pînă acum, la trei tipuri de scări care se bazează pe înregistrări directe ale cutremurelor și pe care le vom descrie succint în continuare. Aceste scări sînt următoarele: scara magnitudinilor (Gutenberg-Richter); scara intensității spectrale (Housner); scara acțiunii spectrale (Medvedev).

a) **Scara magnitudinilor (Gutenberg-Richter).** Ideea măsurării intensității unui cutremur, bazată numai pe înregistrarea instrumentală, s-a dezvoltat pe măsura posibilității înregistrării cutremurului cu aparate din ce în ce mai precise și pe baza concepției că există posibilitatea determinării unor elemente mecanice caracteristice cutremurului, indiferent de efectul manifestat la suprafață. În adevăr un cutremur relativ slab, produs într-o regiune populată, va avea un răsunet mult mai mare decît unul puternic produs într-o regiune deșartă.

Ideea determinării unei scări a magnitudinilor se datorește lui Charles F. Richter, care a făcut încă din anul 1935 primele încercări de a stabili o metodă bazată exclusiv pe înregistrarea instrumentală [120]. Scara magnitudinilor caracterizează un cutremur prin energia dezvoltată de cutremur într-un anumit punct de pe scoarța pămîntului.

La început s-au folosit seismogramele înregistrate la o anumită depărtare de hipocentru și care reprezentau undele de suprafață a căror intensitate este însă limitată la o distanță relativ redusă (600 km de la punctul unde s-a produs cutremurul). Această metodă avea însă dezavantajul că se referea la o anumită regiune și scara de magnitudine trebuia stabilită pentru diferite regiuni seismice în funcție de caracteristicile locale. Mai tîrziu, cercetări întreprinse împreună cu Dr. Beno Gutenberg au dus la ideea folosirii seismogramelor date de undele de adîncime. Aceasta a condus la o formulare nouă a magnitudinii precizată în lucrarea lui Gutenberg „Seismicity of the Earth“.

Pornind de la ideea că din două cutremure, avînd același hypocentru, dar intensități diferite înregistrate în același loc, cel mai puternic va da seismograme de amplitudini mai mari, a rezultat ideea că se poate deduce un element care să caracterizeze energia cutremurului în focar (magnitudinea). Pentru aceasta există posibilitatea de a determina poziția focarului, ținînd seama de distanța la care se face înregistrarea față de această poziție, din însăși dimensiunile seismogramelor.

Pentru ca rezultatele să fie comparabile, aparatele de înregistrare trebuie să fie identice în toate punctele unde se fac înregistrările. Pentru a stabili raportul intensităților, s-a luat o intensitate ca valoare de bază și anume o înregistrare reprezentînd $\frac{1}{1000}$ mm la o distanță de 100 km de la epicentru. Pentru a lega magnitudinea de un element mecanic specific cutremurului, s-a ales energia dezvoltată de focar. Legătura s-a făcut considerînd energia din înregistrările pe seismograme efectuate pe un mare număr de cutremure.

În studiile întreprinse, s-au dat sub formă de tabele valorile magnitudinii în funcție de logaritmul amplitudinii (măsurate pe un seismometru de forsiune) și de distanța la epicentru. Relația între energia dezvoltată în focar și magnitudine este dată în ultima lucrare a lui Richter [120], sub forma :

$$\lg E = 9,9 + 1,9 M - 0,024 M^2,$$

valorile lui M fiind stabilite după înregistrări făcute în California.

În această formulă, E este energia exprimată în ergi în focar și M magnitudinea stabilită pe baza considerentelor indicate mai sus.

Formula magnitudinii este încă în curs de verificare și supusă unor modificări pentru îmbunătățirea ei.

Cercetătorii prof. D. E. Hudson și prof. G. W. Housner plecînd de la formula apropiată, dată de Gutenberg și C. F. Richter într-o lucrare publicată în anul 1956 [55], au căutat să stabilească energia dezvoltată în focar în funcție de spectrul vitezelor S_1 , determinat într-un loc la o distanță oarecare de epicentru.

Notînd cu D distanța epicentrală, cu H adîncimea hypocentrului, valoarea spectrului epicentral S_{10} este dată în funcție de spectrul vitezelor S_1 , de relația :

$$S_{10} = S_1 \left[1 + \frac{D}{H} \right]^2,$$

iar energia dezvoltată în focar este dată de

$$E = C S_{10}^2,$$

unde coeficientul C se determină pe bază de valori experimentale caracteristice regiunii seismice considerate.

Pentru cutremurul din 2 octombrie 1933, din înregistrările efectuate cu acceleratorul la stația seismică Vernon din California, s-a ajuns pentru C la valoarea :

$$C = \frac{10^{19,24}}{9,12},$$

cu care se poate calcula magnitudinea folosind ecuația :

$$0,054 M^2 - 2,14 M + (8,88 + 2 \lg S_{10}) = 0$$

în care S_{10} este determinat pe baza considerentelor de mai sus.

În forma propusă, determinarea magnitudinii s-ar face pe bază de valori înregistrabile și deci ar prezenta o apreciere mai fidelă a intensității cutremurului. Trebuie observat că se admite că o limită superioară a magnitudinii cutremurelor ar avea valoarea 8,9.

Pentru corectarea nepotrivirilor constatate în stabilirea magnitudinii, după înregistrările făcute în diferite stații înregistratoare, s-zu dat și alte forme ecuațiilor care dau magnitudinea, dar pînă acum nu s-a ajuns la un acord general.

În U.R.S.S., N. V. Șebalin de la Institutul de geofizică din Moscova, a stabilit pe bază de măsurători (a 56 de cutremure) următoarele formule pentru aprecierea magnitudinii :

$$0,9 \lg E - I = 3,8 \lg h - 3,3 \quad (\text{pentru hipocentru pînă la } 70 \text{ km}).$$

$$0,9 \lg E - I = 3,1 \lg h - 4,4 \quad (\text{pentru hipocentru peste } 70 \text{ km}).$$

unde

E este energia în undele de suprafață măsurată în megajouli ;

g — adîncimea hipocentrului, în km ;

I — intensitatea maximă apreciată pe scara Mercalli-Cancani modificată [120].

Cercetătorul V. I. Bune din U.R.S.S. deduce din înregistrările cutremurului de la Dușanbe din 27 februarie 1952 următoarea formulă :

$$\lg E = 8,8 + 2 \lg h + 1,8 M$$

în care E este dat în ergi. Din punct de vedere al aplicațiilor practice, magnitudinea încă nu și-a găsit o aplicare în seismologia inginerescă și în special în problema dimensionării construcțiilor.

b) **Scara intensității spectrale** (Housner). Această metodă a fost propusă de prof. G. W. Housner pentru stabilirea intensității cutremurului în acțiunea lui asupra construcțiilor pornind de la o sugestie dată de M. A. Biol.

Pornind de la ideea că există posibilitatea de a înregistra o caracteristică a cutremurului cu ajutorul seismografelor și de la faptul că s-a putut găsi pe cale experimentală, folosind modelele dinamice, o relație între caracteristicile accelerogramelor și deteriorările produse construcțiilor, prof. G. W. Housner a preconizat o metodă de folosire a elementelor obținute din înregistrările seismografice pentru stabilirea acțiunii lor distructive.

Faptul că structurile suferă mișcări oscilatorii în timpul cutremurului, a condus la o metodă de calcul care să țină seama într-o formă oarecare și de caracteristicile elastice ale construcțiilor [171, 181].

În schemă generală metoda este următoarea :

Pe o masă vibrantă se așează un șir de penduli avînd perioade proprii de oscilații, care variază între 0,1 și 2,5 s. Se imprimă mesei vibrante o mișcare avînd caracteristicile seismogramei înregistrate la cutremur. Ca urmare,

pendulii vor începe să oscileze avind fiecare amplitudini diferite. Înregistrându-se amplitudinile maxime, corespunzătoare fiecărui pendul, se va obține o diagramă care indică modul în care a răspuns fiecare pendul (ca urmare a vibrațiilor proprii) la solicitarea oscilatorie. Diagrama obținută va fi identică cu aceea înregistrată la cutremur. Această diagramă constituie spectrul de răspuns al cutremurului.

Dacă diagrama se referă la deplasările maxime ale pendulilor se obține spectrul deplasărilor. Dacă se înregistrează vitezele maxime ale pendulilor, se obține spectrul vitezelor corespunzătoare cutremurului. Întrucît oscilațiile construcțiilor sînt provocate de mișcările terenului, rezultă că există o corelație între spectrele de răspuns, determinate pe baza considerentelor de mai sus, și solicitările construcțiilor. În consecință oscilațiile clădirilor, avind perioade proprii determinate, vor depinde în mod direct de intensitatea mișcării cutremurului, concretizată prin spectru.

Această idee de bază a fost dezvoltată mult în timpul din urmă și stă la baza metodei de calcul dinamic al construcțiilor la acțiunea seismică. La alcătuirea pendulilor de înregistrare a spectrelor se poate introduce și efectul amortizării sistemului elastic, putînd stabili astfel o apropiere de fenomenul real, întrucît amortizarea joacă un rol însemnat.

Se consideră că intensitatea cutremurului poate fi caracterizată prin suprafața dintre axa perioadelor și spectrul vitezelor luat între anumite perioade. Întrucît se admite că perioadele construcțiilor obișnuite pot varia între limitele de 0,1 și 2,5 s, Housner propune ca măsură a intensității cutremurului, suprafața limitată de spectrul vitezelor cuprinse între perioadele de 0,1 și 2,5 s.

Deoarece energia unui corp în mișcare este funcție de viteză, spectrul vitezelor ne dă o imagine a energiei dezvoltate în timpul cutremurului.

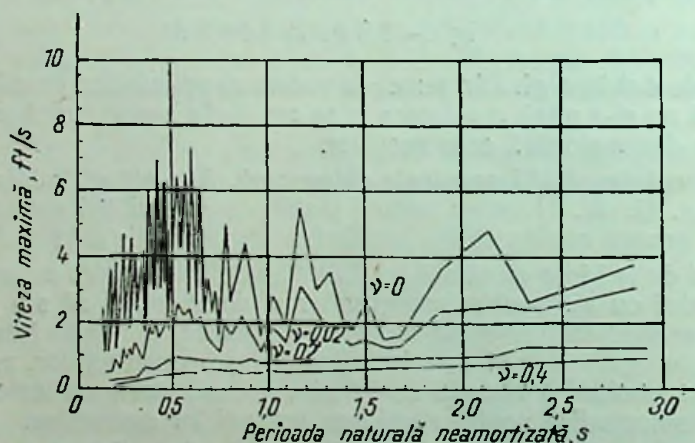


Fig. 27. Spectrul vitezelor pentru cutremurul din 18 mai 1940 de la El-Centro (California) :

γ - factor de amortizare.

Metoda astfel definită, pentru aprecierea intensității cutremurului, are o valoare științifică pozitivă întrucît se bazează pe înregistrări reale. Bineînțeles că ea depinde de gradul de exactitate cu care se face înregistrarea.

Metoda poate fi folosită și pentru aprecierea efectului pe care un cutremur, a cărui seismogramă este cunoscută, îl poate avea asupra unei structuri a cărei perioadă proprie este determinată și care are un anumit grad de amortizare.

Problema determinării spectrelor de răspuns și a caracteristicilor dinamice ale structurilor sînt analizate în cap. III și IV.

În fig. 27 se prezintă un spectru tipic al vitezelor pentru diferiți factori de amortizare.

c) **Scara acțiunii spectrale (Medvedev).** Pentru aprecierea intensității unui cutremur prof. S. V. Medvedev din U.R.S.S. a propus încă din anul 1953 introducerea noțiunii de „spectru al acțiunii” care este definit cu ajutorul următoarelor elemente :

x_0 este un element care caracterizează intensitatea seismică măsurată de amplitudinea deplasării unui pendul avînd o perioadă proprie $T_0=0,25$ s și o amortizare a cărei decrement logaritmice este $\delta=0,50$. Corelația între x_0 și gradele de intensitate seismică, după scara Mercalli modificată, este dată în cap. VI ;

$\psi(T)$ — o funcție spectrală care depinde de perioada proprie de oscilație a sistemului constructiv ;

$\varepsilon(\delta)$ — o funcție care reprezintă amortizarea structurii.

Spectrul acțiunii este definit de relația :

$$x(t) = x_0 \psi(T) \varepsilon(\delta).$$

Scara Medvedev are avantajul că poate fi corelată cu scara Mercalli-Cancani.

4. Relații între scările de intensitate seismică

După cum s-a arătat, necesitatea de a găsi o posibilitate de apreciere a intensității cutremurelor a condus la stabilirea diferitelor scări. Bineînțeles că s-a căutat să se găsească și o corelație între scări pentru a putea compara efectele diferitelor cutremure între ele atunci cînd sînt înregistrate pe scări diferite și pentru a se putea stabili măsuri în vederea evitării sau cel puțin a reducerii acțiunii distructive a cutremurelor. Compararea diferitelor grade ale scărilor uzuale și a măsurătorilor efectuate cu ajutorul indicațiilor date de înregistrările seismografice se prezintă în tabela 1*). Este vorba de legătura dintre scările Rossi-Forel, Mercalli modificată și a magnitudinii Gutenberg-Richter.

S-a încercat să se stabilească și o formulă care să exprime accelerația în funcție de intensitatea exprimată prin scara *MM* și anume :

$$\lg a = \frac{I}{3} - \frac{1}{2}$$

*) Descrierea gradelor de intensitate seismică este dată în anexă.

în care a este accelerația, exprimată în cm/s^2 , iar I intensitatea, reprezentată prin numărul corespunzător al scării MMI. Cu această formulă se pot da și valori pentru eventuale subdiviziuni ale scării MMI [120].

TABELA 1

Scări de intensitate și magnitudine

Scara Rossi-forel 1883	Scara Mercalli modificată Ch. F. Richter 1956	Accelerații cm/s^2 fracți din gravit.	Magnitudine	Energia sismică în erg
	1		2	10^{14}
I	2			10^{15}
II	3		3	10^{16}
III	4	10 0,01g		10^{17}
IV	5	20	4	10^{18}
V		30		10^{19}
VI	6	40 50 0,05g	5	10^{20}
VII	7	60 70 80 0,1g	6	10^{21}
VIII	8	100	7	10^{22}
IX	9	200	8	10^{23}
X	10	300	9	10^{24}
	11	400 500 600 0,5g	10	10^{25}
		700 800	11	10^{26}
	12	900 1000 1,0g	12	10^{27}

Este evident că toate valorile determinate pe baza metodelor enumerate se referă la cutremurele trecute, dar aceste aprecieri pot servi ca indicații și pentru eventualele cutremure viitoare.

Pentru o cât mai simplă documentare s-a căutat să se stabilească și alte elemente de apreciere în afară de cele indicate; în multe cazuri însă, nu s-a putut ajunge la rezultate destul de concludente pentru a se putea trage concluzii ferme. Este evident că natura terenului, precum și distanța între poziția focarului și locul de înregistrare au efect asupra transmiterii și intensității undelor. În general, se admite că în efectul lor total terenurile moi, neconsolidate, produc efecte mai accentuate decât cele tari și cu ocazia diferitelor cutremure s-a căutat să se stabilească relații între aceste elemente pe baza înregistrărilor efectuate.

În fig. 28 s-au reprezentat curbele intensităților apreciate pe baza scării *MM* după cercetările lui Frank Neuman [171], pentru cutremurul din Pungel Sound (S.U.A.) din 13 aprilie 1949. În această figură sînt reprezentate valorile în scara *MM* în funcție de natura terenului și de distanța epicentrală.

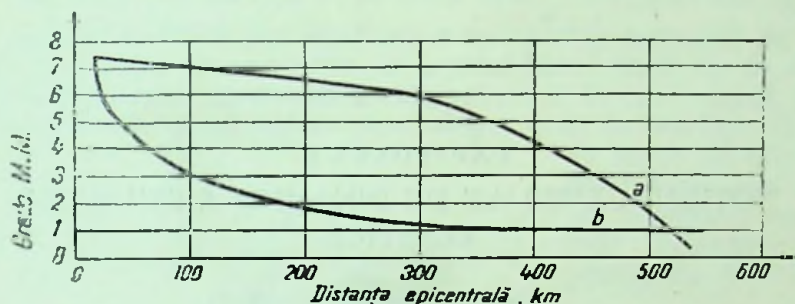


Fig. 28. Variația intensității în grade *MM* în funcție de distanța de la epicentru, pentru cutremurul de la Pungel-Sound din 13 aprilie 1949:
a – teren moale ; *b* – rocă de granit.

Gradele de intensitate seismică și caracteristicile lor corespunzătoare teritoriului R.P.R., sînt date în STAS 3684-61.

CAPITOLUL II

NOȚIUNI GENERALE DE DINAMICA SISTEMELOR ELASTICE

Pentru a ușura urmărirea metodelor de calcul ale structurilor la acțiunea cutremurelor de pământ, bazate pe efectele dinamice ale acestora, vom expune succint, în cele ce urmează, unele aspecte teoretice ale oscilațiilor sistemelor elastice.

Orice sistem elastic poate oscila liber (în urma unui impuls inițial) sau forțat (sub acțiunea unor forțe perturbatoare periodice sau neperiodice). La analiza mișcării acestor sisteme se poate, sau nu, ține seama de efectul amortizării.

Elementele principale care caracterizează un sistem oscilant sînt :

— *frecvența* de oscilație (sau vibrație), care reprezintă numărul oscilațiilor produse de sistem în unitatea de timp :

— *amplitudinea*, adică depărtarea maximă a punctelor sistemului de la poziția de echilibru static al acestuia.

În studiul dinamic al structurilor elastice mai apare noțiunea de *grad de libertate dinamic*. Se numește grad de libertate al unui sistem oscilant numărul de legături simple (parametri) ce pot caracteriza poziția acestui sistem elastic.

În cele ce urmează vom trata, în mod rezumativ, chestiunile de dinamica sistemelor elastice limitîndu-ne la calculul liniar și neliniar al acestora, precum și la unele aspecte ale problemei șocului.

A. SISTEME CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE

Cea mai simplă formă de vibrație, formă la care căutăm să reducem, în limita posibilităților, toate fenomenele de vibrație, este vibrația armonică. De aceea, acest tip de vibrație îl vom lua în considerare în cele ce urmează.

În general, pentru calcul, se obișnuiește să se reducă sistemele elastice, oricît de complicate ar fi, la studiul unui sistem cu un singur grad de libertate. Însăși teoria sistemelor cu mai multe grade de libertate se bazează pe concluziile obținute din studiul sistemelor cu un singur grad de libertate (v. cap. III). Rezultă, deci, că analiza acestui tip elementar de sistem este de mare importanță practică mai ales în dinamica inginerescă.

În fig. 29, 30 și 31 se prezintă câteva sisteme cu un singur grad de libertate.

Sistemul oscilant din fig. 29 este un resort (de rigiditate cunoscută) acționat la capăt de o sarcină G , de masă $M = \frac{G}{g}$. Sistemul din fig. 30 reprezintă o consolă flexibilă (de rigiditate k cunoscută) acționată de o greutate de masă M situată, de asemenea, la capătul liber. Acest tip de sistem este clasic în seismologia inginerască, denumindu-se în mod curent, pendul. În fig. 31 se prezintă tot un sistem cu un singur grad de libertate. Greutatea G

de masă M acționează în deschiderea unei grinzi simplu rezemate, amplitudinile sale măsurându-se de la poziția de echilibru static.

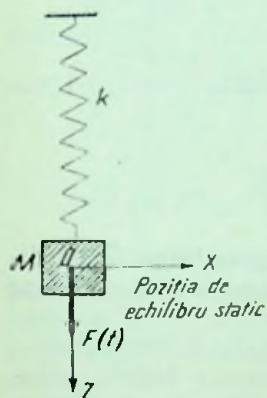


Fig. 29. Sistem cu un singur grad de libertate, tip resort.

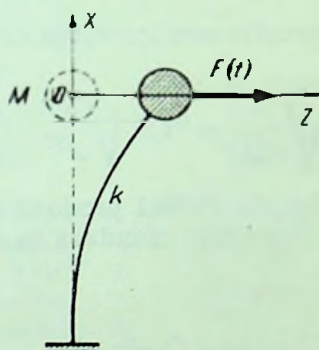


Fig. 30. Sistem cu un singur grad de libertate, tip pendul.

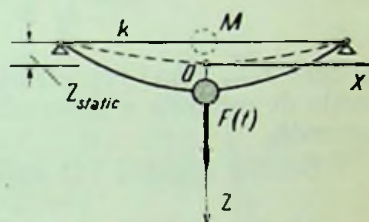


Fig. 31. Sistem cu un singur grad de libertate avînd o masă M care acționează în deschiderea unei grinzi simplu rezemate, cu masă proprie neglijabilă.

Menționăm că la aceste sisteme, masa proprie a suportului elastic este neglijabilă în raport cu masa M . Subliniem încă o dată, că originea sistemului de axe ZOX , în raport cu care se reprezintă oscilațiile sistemului, se află în centrul de greutate al masei M , aflate în poziție de echilibru static.

Referindu-ne la un sistem elastic cu un singur grad de libertate, de tipul celor din fig. 29, 30 și 31, supus unei excitații exterioare și ținînd seama de forțele rezistente (de frecare), pe baza principiului lui d'Alembert se poate scrie următoarea ecuație generală de mișcare :

$$M \frac{d^2Z}{dt^2} + R + kZ = F(t) \quad (1)$$

în care :

$M = \frac{G}{g}$ este masa sarcinii G , în $\text{kgf} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$;

g — accelerația gravitației, în cm/s^2 ;

R — forța rezistentă datorită forțelor de frecare interioară, în kgf ;

k — constanta elastică sau rigiditatea sistemului, în kgf/cm^2 , care se definește ca fiind forța necesară pentru a produce o deplasare unitară ;

$F(t)$ — forța perturbatoare exterioară, variabilă numai în funcție de timp, sau constantă și deci independentă de Z (de deplasarea masei).

1. Vibrații libere, fără amortizare

Se numește vibrație liberă sau proprie, vibrația pe care o are un sistem elastic în urma unui impuls inițial.

Ecuția mișcării decurge din (1) și are expresia :

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + k Z = 0, \quad (2)$$

sau

$$\frac{d^2 Z}{dt^2} + \omega^2 Z = 0,$$

în care s-a notat cu ω pulsația proprie sau frecvența circulară naturală (proprie) de oscilație, adică :

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{M}} = \sqrt{\frac{g}{Z_{max}^{ST}}} \approx 1,4 \sqrt{\frac{1}{Z^{ST}}} \quad [1/s],$$

în care Z_{max}^{ST} [cm] reprezintă săgeata statică produsă de greutatea G pe direcția de oscilație a sistemului. Frecvența circulară se măsoară în radiani pe secundă.

Soluția ecuației (2) este :

$$Z = C_1 \cos \omega t + C_2 \sin \omega t.$$

Considerînd următoarele condiții inițiale :

$$\text{la } t=0 \quad \begin{cases} Z = Z_0 \\ \frac{dZ}{dt} = v_0 \end{cases}$$

rezultă

$$Z = Z_0 \cos \omega t + \frac{v_0}{\omega} \sin \omega t, \quad (3)$$

sau

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi), \quad (4)$$

unde :

$$A = \sqrt{Z_0^2 + \left(\frac{v_0}{\omega}\right)^2} \quad \text{reprezintă deplasarea maximă sau amplitudinea oscilației ;}$$

$$\text{tg } \Phi = \frac{v_0}{Z_0 \omega} \quad \text{— faza oscilației, } \left(\Phi = \text{arctg } \frac{v_0}{Z_0 \omega} \right).$$

În aceste condiții, ecuația (3) se mai poate scrie și astfel :

$$Z = \sqrt{Z_0^2 + \left(\frac{v_0}{\omega}\right)^2} \cos \left(\omega t - \text{arctg } \frac{v_0}{Z_0 \omega} \right). \quad (5)$$

Elementele mișcării corespunzătoare ecuației (3) pot fi reprezentate grafic ca în fig. 32.

La calculele obișnuite mai apar noțiunile de frecvență a mișcării f și perioada mișcării T .

Frecvența f are valoarea :

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \left[\frac{\text{Hz}}{\text{s}} \right].$$

Vom numi perioada T , timpul în care masa M efectuează o oscilație completă. Ea are forma :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} = \frac{1}{f} [\text{s}].$$

Perioada mai poate fi dedusă direct și din relația :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Z_{\max}^{ST}}{g}} \approx$$

$$\approx 0,2 \sqrt{Z_{\max}^{ST}} [\text{cm}].$$

Urmărind relația (5) se poate observa că atât amplitudinea A cât și faza (Φ) a oscilațiilor depind de impulsul inițial și de poziția inițială. Frecvența proprie, implicit perioada, depind numai de elementele sistemului (rigiditatea k), fiind caracteristici fizice ale acestuia.

O reprezentare a mișcării masei M (relația 5) se poate obține considerând că această masă s-ar mișca pe un cerc de rază $A = \sqrt{Z_0^2 + \left(\frac{v_0}{\omega}\right)^2}$ cu o viteză unghiulară, uniformă ω (fig. 33).

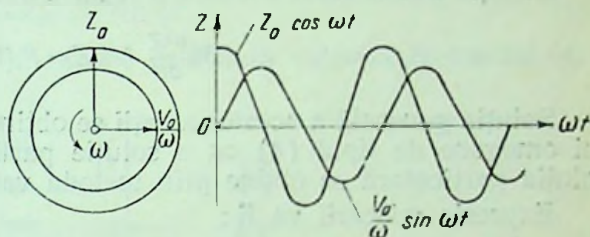


Fig. 32. Representarea grafică a ecuației (3).

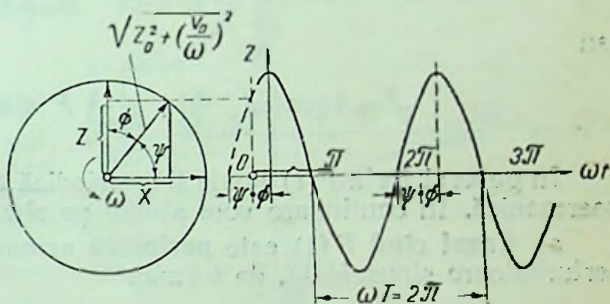


Fig. 33. Representarea grafică a ecuației (5).

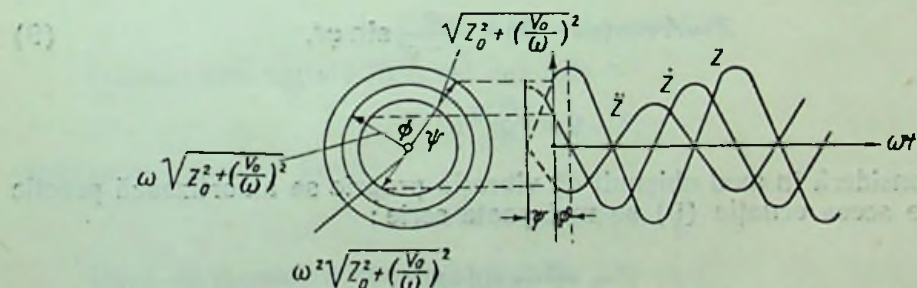


Fig. 34. Variațiile proiecțiilor deplasărilor, vitezelor și accelerațiilor pe diametrul vertical corespunzătoare ecuației (5).

Variația proiecției deplasării masei M pe diametrul vertical conduce la ecuația mișcării date în relația (5). Timpul necesar pentru ca masa M să parcurgă un cerc întreg se numește perioadă.

În fig. 34 sînt reprezentate variațiile proiecțiilor deplasărilor, vitezelor și accelerațiilor pe diametrul vertical.

2. Vibrații forțate, fără amortizare

În acest caz se consideră că asupra sistemului acționează o forță perturbatoare $F(t)$, independentă de caracteristicile structurii (fig. 29, 30 și 31).

Ecuatia diferențială a mișcării rezultă din (1) și are forma :

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + kZ = F(t). \quad (6)$$

Soluția generală a acestei ecuații se obține prin însumarea soluției ecuației omogene de tipul (4) cu o soluție particulară a ecuației neomogene. Soluția particulară se obține prin metoda variației constantelor.

Expresia mișcării va fi :

$$Z = C_1 \cos \omega t + C_2 \sin \omega t + \frac{1}{M\omega} \int_{t_0}^t F(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau,$$

sau

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) + \frac{1}{M\omega} \int_{t_0}^t F(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau. \quad (7)$$

În general forța $F(t)$ poate fi : periodică armonică, constantă, periodică nearmonică. În continuare vom studia pe rând aceste cazuri.

a) **Cazul când $F(t)$ este periodică armonică.** Se va considera o forță perturbatoare sinusoidală, de forma :

$$F(t) = F \sin \varphi t,$$

în care F reprezintă amplitudinea forței, iar φ pulsația forței perturbatoare.

Ecuatia (6) devine :

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + kZ = F \sin \varphi t, \quad (8)$$

iar soluția generală va fi :

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) + \frac{q}{\omega^2 - \varphi^2} \sin \varphi t, \quad (9)$$

în care :

$$q = \frac{F}{M}.$$

Se consideră în mod obișnuit că vibrația proprie se amortizează practic repede, de aceea ecuația (9) se mai poate scrie :

$$Z = \frac{q}{\omega^2 - \varphi^2} \sin \varphi t,$$

sau

$$Z = \frac{F}{k} \frac{1}{1 - \frac{\varphi^2}{\omega^2}} \sin \varphi t. \quad (10)$$

Se observă că $\frac{F}{k} = \bar{Z}_{ST}$ reprezintă săgeata statică a sistemului sub acțiunea forței F constante.

Următoarea expresie poartă denumirea de *factor de amplitudine* (A_0)

$$A_0 = \frac{1}{1 - \frac{\varphi^2}{\omega^2}} \quad (11)$$

încît ecuația (10) devine :

$$Z = Z_{ST} A_0 \sin \varphi t. \quad (12)$$

Funcție de raportul φ/ω , în fig. 35 este dată variația factorului A_0 în valoare absolută.

Observații: Dacă φ are valori mici ($\frac{\varphi}{\omega} \approx 0$), $A_0=1$ și prin urmare amplitudinea vibrațiilor este egală cu Z_{ST} .

Dacă $\frac{\varphi}{\omega} > 1$, $A_0 \rightarrow 0$, amplitudinea vibrațiilor tinde către zero.

Dacă $\varphi = \omega$ adică $\frac{\varphi}{\omega} = 1$, amplitudinea vibrațiilor este infinită. Se produce, în acest caz, așa numitul fenomen de rezonanță (pulsăția proprie a sistemului coincide cu pulsăția forței perturbatoare armonice).

Stadiul vibrațiilor în apropierea zonei de rezonanță conduce la fenomenul de bătăi.

b) **Cazul cînd $F(t)$ este constantă.** Forța F (constantă) se aplică instantaneu în conformitate cu următoarele condiții inițiale :

$$\text{la } t < 0 \quad F(t) = 0;$$

$$\text{la } t \geq 0 \quad F(t) = F = \text{constant}.$$

Ecuația diferențială în acest caz este :

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + kZ = F, \quad (13)$$

soluția ei generală fiind :

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) + \frac{F}{k}. \quad (14)$$

Dacă se consideră condițiile inițiale

$$t=0 \quad \begin{cases} Z=0 \\ \frac{dZ}{dt}=0 \end{cases}$$

obținem ecuația :

$$Z = \frac{F}{k} (1 - \cos \omega t) = \bar{Z}_{ST} (1 - \cos \omega t). \quad (15)$$

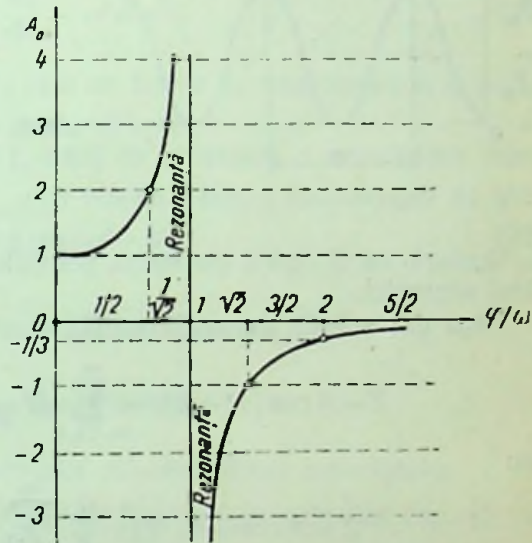


Fig. 35. Variația factorului de amplitudine A_0 , corespunzător ecuației (11), funcție de raportul frecvențelor φ/ω , în cazul vibrațiilor forțate, fără amortizare.

Această ecuație este reprezentată în fig. 36. Se observă că se produce o oscilație armonică în jurul valorii Z_{ST} .

c) Cazul când $F(t)$ este periodică, nearmonică. Acesta este cazul des întâlnit în practică. Forța $F(t)$ se poate exprima, de exemplu, printr-o serie de sinus, tip Fourier.

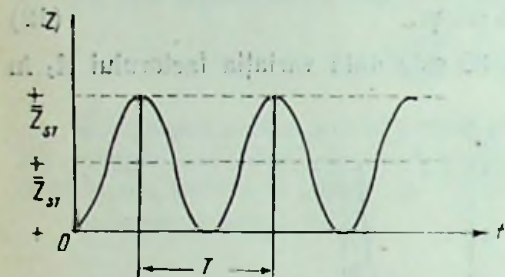


Fig. 36. Representarea grafică a ecuației (15).

$$F(t) = F_0 + F_1 \sin(\varphi t + \psi_1) + F_2 \sin(2\varphi t + \psi_2) + \dots$$

sau

$$F(t) = \sum_{i=0,1,2} F_i \sin(i\varphi t + \psi_i). \quad (16)$$

Fiecărei armonici în parte îi corespunde o mișcare de tipul celei din relația (10) încît soluția particulară va fi egală cu suma soluțiilor particulare corespunzătoare fiecărei armonici.

Așa dar soluția generală va fi :

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) + \sum_{i=0,1,2} M \frac{F_i}{M[\omega^2 - (i\varphi)^2]} \sin(i\varphi t + \psi_i), \quad (17)$$

sau

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) + \frac{1}{k} \sum_{i=0,1,2} \frac{F_i}{1 - \frac{(i\varphi)^2}{\omega^2}} \sin(i\varphi t + \psi_i). \quad (18)$$

Posibilitatea de rezonanță există de cîteori frecvența proprie circulară ω este egală cu frecvența armonicilor forței perturbatoare ($\varphi = \omega$, $2\varphi = \omega$, \dots , $i\varphi = \omega$).

3. Vibrații libere amortizate

În acest caz intervin forțele rezistente (R) încît ecuația diferențială a mișcării va fi :

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + R + kZ = 0. \quad (19)$$

unde R este forța rezistentă datorită amortizării sistemului elastic.

Se disting următoarele cazuri de amortizare: amortizare viscoasă, amortizare uscată și amortizare variind după diferite legi (cazul mecanismelor speciale, în aerodinamică sau termotehnică etc.). Ultimul caz de amortizare nu va fi abordat întrucît nu intervine în problemele ce se tratează în această lucrare.

a) **Amortizare viscoasă.** În acest caz se consideră forța de amortizare proporțională cu viteza, conform ipotezei lui Voigt.

Valoarea forței de amortizare va fi egală cu

$$R = \beta \frac{dZ}{dt} \quad (\beta \text{ fiind un coeficient de proporționalitate}).$$

Ecuția (19) va lua forma

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + \beta \frac{dZ}{dt} + kZ = 0, \quad (20)$$

sau

$$\frac{d^2 Z}{dt^2} + 2\varepsilon \frac{dZ}{dt} + \omega^2 Z = 0, \quad (21)$$

unde s-a introdus notația $\varepsilon = \frac{\beta}{2M}$ care este un factor de amortizare și al cărui mod de determinare practică se va arăta ulterior.

Soluția generală a ecuației (21), dacă se consideră o amortizare mică ($\omega > \varepsilon$), va fi:

$$Z = e^{-\varepsilon t} \cdot A \cos(\bar{\omega}t - \Phi), \quad (22)$$

în care:

$$A = \sqrt{Z_0^2 + \left| \frac{v_0 + \varepsilon Z_0}{\bar{\omega}} \right|^2} \text{ este amplitudinea mișcării;}$$

$$\text{tg } \Phi = \frac{v_0 + \varepsilon Z_0}{Z_0 \bar{\omega}} \text{ — faza oscilației;}$$

$$\bar{\omega} = \sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2} \text{ — frecvența mișcării libere amortizate.}$$

Și aici s-au considerat condiții inițiale identice cu cele din cap. II, A. Perioada mișcării amortizate este:

$$\bar{T} = \frac{2\pi}{\bar{\omega}} = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}}.$$

Soluția (22) mai poate fi scrisă și astfel:

$$Z = e^{-\varepsilon t} \sqrt{Z_0^2 + \left| \frac{v_0 + \varepsilon Z_0}{\bar{\omega}} \right|^2} \cos(\bar{\omega}t - \Phi). \quad (23)$$

Reprezentarea grafică a acestei formule este dată în fig. 37.

După cum se poate observa, amortizarea produce o scădere a frecvenței proprii, respectiv o creștere a perioadei.

Amortizarea poate fi pusă în evidență făcând raportul a două amplitudini succesive din graficul din fig. 37:

$$\frac{Z_1}{Z_2} = \frac{Ae^{-\varepsilon t}}{Ae^{-\varepsilon(t+\bar{T})}} = e^{\varepsilon \bar{T}}.$$

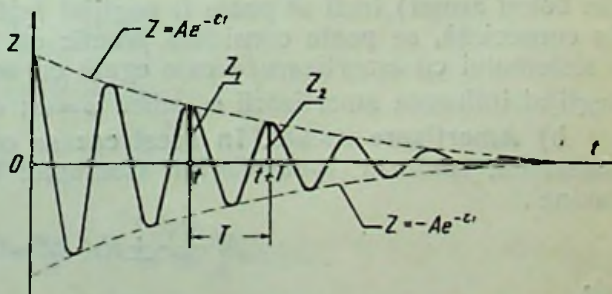


Fig. 37. Reprezentarea grafică a vibrațiilor libere amortizate (ecuația 23),

Acest raport fiind constant, rezultă că amplitudinile mișcării descreșc în progresie geometrică.

Făcînd logaritmul raportului $\frac{Z_1}{Z_2}$, vom obține decrementul logaritmic (δ) al amortizării :

$$\delta = \ln \frac{Z_1}{Z_2} = \varepsilon \bar{T}. \quad (24)$$

Prin urmare, decrementul logaritmic al amortizării se poate determina pe cale experimentală din înregistrări ale mișcării reale, prin măsurarea a două amplitudini succesive.

De obicei în seismologia inginerescă se lucrează cu factorul critic de amortizare ν care este egal cu raportul dintre factorul de amortizare ε și frecvența circulară ω :

$$\nu = \frac{\varepsilon}{\omega} = \frac{\varepsilon \bar{T}}{2\pi} \approx \frac{\delta}{2\pi}. \quad (25)$$

Factorul critic al amortizării ν pune în evidență, direct, momentul cînd mișcarea își pierde caracterul vibrator ($\nu=1$). În general $\nu < 1$ și are pentru structurile curente valori $\nu < 0,3$.

Dacă se lucrează cu factorul critic de amortizare, expresiile stabilite mai sus pot fi scrise și sub forma :

$$\varepsilon = \nu \omega ;$$

$$\bar{\omega} = \omega \sqrt{1 - \nu^2} ; \quad \bar{T} = \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \nu^2}} ;$$

$$A = \sqrt{Z_0^2 + \left[\frac{u_0 + \nu \omega Z_0}{\omega \sqrt{1 - \nu^2}} \right]^2} ;$$

$$\operatorname{tg} \Phi = \frac{u_0 + \nu \omega Z_0}{Z_0 \omega \sqrt{1 - \nu^2}} .$$

Ecuția mișcării (23) devine :

$$Z = e^{-\nu \omega t} \sqrt{Z_0^2 + \left[\frac{u_0 + \nu \omega Z_0}{\omega \sqrt{1 - \nu^2}} \right]^2} \cos (\omega \sqrt{1 - \nu^2} \cdot t - \Phi). \quad (26)$$

Menționăm că în seismologia inginerescă $\nu \approx 0,1$ (cazul construcțiilor din beton armat) încît ν^2 poate fi neglijat față de unitate, adică $\sqrt{1 - \nu^2} \approx 1$. În consecință, se poate considera practic că frecvența proprie de vibrație a sistemului cu amortizare ω este egală cu aceea a sistemului la care s-a neglijat influența amortizării ω , adică $\bar{\omega} = \omega$; de asemenea $\bar{T} = T$.

b) Amortizare uscată. În acest caz se consideră forța de amortizare constantă, conform ipotezei lui Coulomb. În consecință ecuația (19) devine :

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} \pm R + kZ = 0, \quad (27)$$

sau

$$\frac{d^2 Z}{dt^2} + \omega^2 Z = \mp \frac{R}{M}. \quad (28)$$

Relația generală este :

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) \pm \frac{R}{k} \quad (29)$$

Intrucît $\frac{R}{k} = \bar{Z}_{ST}$ este săgeata statică produsă de forța R pe direcția oscilațiilor, ecuația (29) se mai poate scrie sub forma :

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) \pm \bar{Z}_{ST}. \quad (30)$$

4. Vibrații forțate, cu amortizare

Se va studia numai cazul amortizării viscoase cînd $R = \beta \frac{dZ}{dt}$.
Ecuația diferențială a mișcării va fi :

$$M = \frac{d^2Z}{dt^2} + \beta \frac{dZ}{dt} + kZ = F(t), \quad (31)$$

sau

$$\frac{d^2Z}{dt^2} + 2\varepsilon \frac{dZ}{dt} + \omega^2 Z = F(t). \quad (32)$$

Soluția ecuației (32) se obține prin generalizarea rezultatului obținut în formula (7) ținînd seama însă de efectul amortizării. Se ajunge la expresia :

$$Z = e^{-\varepsilon t} A \cos(\bar{\omega} t - \Phi) + \frac{1}{M\omega} \int_{t_0}^t F(\tau) e^{-\varepsilon(t-\tau)} \sin \bar{\omega}(t-\tau) d\tau, \text{ cînd } \omega > \varepsilon. \quad (33)$$

Dacă se lucrează cu factorul critic al amortizării ν , se obține :

$$Z = e^{-\varepsilon t} A \cos(\bar{\omega} t - \Phi) + \frac{1}{M\omega\sqrt{1-\nu^2}} \int_{t_0}^t F(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega\sqrt{1-\nu^2}(t-\tau) d\tau. \quad (34)$$

Rezolvarea integralei se face după explicitarea funcției $F(\tau)$.

Interesant, pentru concluziile care se pot trage, este *cazul vibrațiilor forțate produse de o forță sinusoidală prin considerarea amortizării*,

$$F(t) = F \sin \varphi t.$$

Ecuația diferențială a mișcării devine :

$$M \frac{d^2Z}{dt^2} + \beta \frac{dZ}{dt} + kZ = F \sin \varphi t, \quad (35)$$

sau

$$\frac{d^2Z}{dt^2} + 2\varepsilon \frac{dZ}{dt} + \omega^2 Z = \frac{F}{M} \sin \varphi t. \quad (36)$$

Soluția acestei ecuații se obține prin însumarea soluției ecuației omogene (21) cu o soluție particulară a ecuației neomogene.

Intrucît vibrațiile proprii se amortizează foarte repede, vom examina numai vibrațiile forțate, adică soluția particulară :

$$Z = \frac{F}{M} \frac{1}{\sqrt{(\omega^2 - \varphi^2)^2 + 4\varepsilon^2\varphi^2}} \sin(\varphi t - \psi) \quad (37)$$

sau

$$Z = A \sin(\varphi t - \psi) \quad (38)$$

în care A reprezintă amplitudinea oscilației.

Ținînd seama că $M = \frac{k}{\omega^2}$ din relația $\omega = \sqrt{\frac{k}{M}}$ se obține următoarea expresie a amplitudinii :

$$A = \frac{F}{k} \frac{1}{\sqrt{\left|1 - \frac{\varphi^2}{\omega^2}\right|^2 + \left|\frac{2\varepsilon}{\omega}\right|^2 \cdot \left|\frac{\varphi}{\omega}\right|^2}}$$

iar faza

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\left(2 \frac{\varepsilon}{\omega}\right) \cdot \frac{\varphi}{\omega}}{1 - \left(\frac{\varphi}{\omega}\right)^2}$$

Nolînd $\frac{F}{k} = \bar{Z}_{ST}$ și ținînd seama că $\frac{\varepsilon}{\omega}$ reprezintă factorul critic de amortizare ν , se definește ca fiind *factor de amplitudine*, similar cu cel din (11) următoarea expresie :

$$A_0 = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\varphi^2}{\omega^2}\right)^2 + 4\nu^2 \cdot \frac{\varphi^2}{\omega^2}}} \quad (39)$$

Prin urmare, amplitudinea vibrațiilor forțate (considerînd și amortizarea) va fi :

$$A = \bar{Z}_{ST} A_0 \quad (40)$$

Dacă în expresia (39) facem $\nu = 0$ (adică neglijăm amortizarea), se obține relația (11), cum era și de așteptat.

În fig. 38 este reprezentată variația factorului de amplitudine A_0 funcție de raportul φ/ω , pentru diverse valori ale coeficientului de amortizare viscoasă ν .

Din examinarea fig. 38 rezultă concluziile următoare :

— Amortizarea atenuează substanțial efectul rezonanței, cu atît mai mult cu cît ν are valori mai ridicate, deoarece în cazul cînd $\varphi = \omega$, adică $\frac{\varphi}{\omega} = 1$, factorul de amplificare este

$$A_0 = \frac{1}{2\nu}$$

— Efectul amortizării este mai pronunțat în apropierea rezonanței, practic în intervalul $0,7\omega < \varphi < 1,3\omega$. În restul intervalului, influența amortizării asupra amplitudinii poate fi neglijată.

— Amplitudinea maximă se obține cind $\varphi = \omega$ la (rezonanță). In acest caz,

$$A_{max} = \bar{Z}_{ST} A_{0max} = \bar{Z}_{ST} \frac{1}{2\nu}.$$

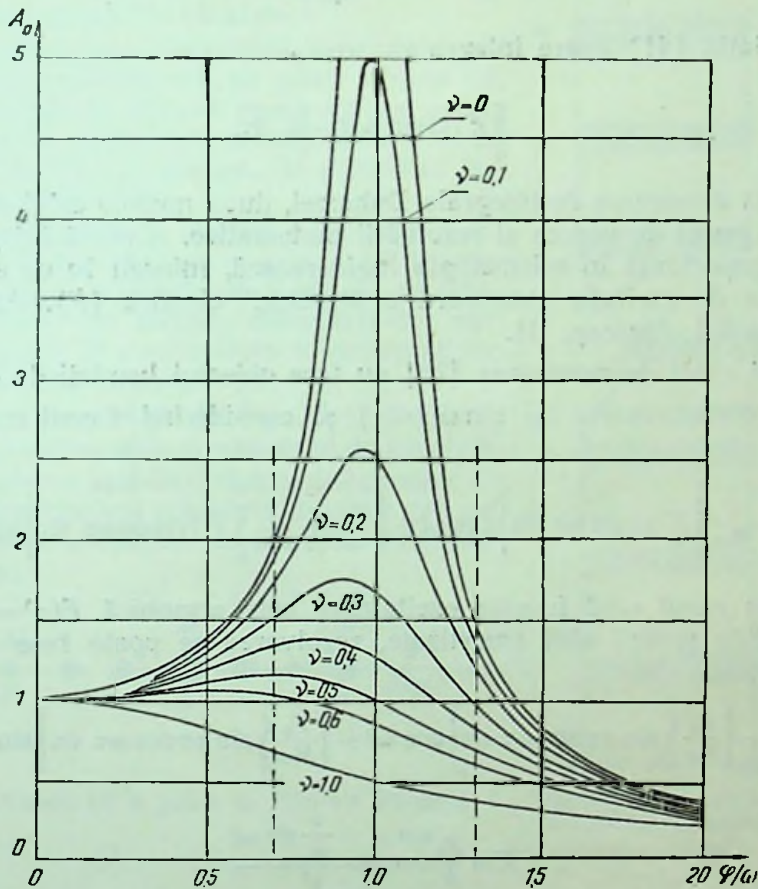


Fig. 38. Variația factorului de amplitudine A_0 corespunzător ecuației (39) funcție de raportul φ/ω , în cazul vibrațiilor forțate, cu amortizare.

In cazul rezonanței ($\varphi = \omega$), oscilațiile sînt defazate, în urmă față de forța excitatoare cu $\pi/2$ ($\text{tg } \psi = 0$ și deci $\psi = \pi/2$).

5. Integrala Duhamel

In studiul vibrațiilor forțate s-a obținut următoarea expresie pentru deplasarea Z :

$$Z = A \cos(\omega t - \Phi) + \frac{1}{M\omega} \int_{t_0}^t F(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau.$$

Ținând seama de relația (3) și de faptul că $t_0=0$, această expresie devine:

$$Z = Z_0 \cos \omega t + \frac{v_0}{\omega} \sin \omega t + \frac{1}{M\omega} \int_0^t F(\tau) \sin \omega(t-\tau) d\tau. \quad (41)$$

În relația (41) apare integrala

$$\int_0^t F(\tau) \sin \omega(t-\tau) d\tau,$$

care poartă denumirea de integrala Duhamel, după numele celui care a studiat-o din punct de vedere al rezolvării matematice. Această integrală este de mare importanță în seismologia inginerescă, întrucît în ea este conținută sursa de excitație exterioară a structurii elastice (F). Acest lucru reiese de altfel, din cap. III.

Modul exact de rezolvarea [78] nu face obiectul lucrării de față.

Prin transformarea lui $\sin \omega(t-\tau)$ și considerînd t egal constant se obține:

$$Z = \left[Z_0 - \frac{1}{M\omega} \int_0^t F(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right] \cos \omega t + \left[\frac{v_0}{\omega} + \frac{1}{M\omega} \int_0^t F(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right] \sin \omega t. \quad (42)$$

Pentru cazul cînd funcția excitatoare este armonică $F(\tau) = F_0 \sin \varphi \tau$, iar oscilațiile proprii sînt amortizate, rezolvarea se poate face direct. În consecință,

$$Z = - \left[\frac{F_0}{M\omega} \int_0^t \sin \varphi \tau \sin \omega \tau d\tau \right] \cos \omega t + \left[\frac{F_0}{M\omega} \int_0^t \sin \varphi \tau \cos \omega \tau d\tau \right] \sin \omega t,$$

sau

$$Z = \frac{F_0}{k} \frac{\sin \varphi t - \frac{\varphi}{\omega} \sin \omega t}{1 - \frac{\varphi^2}{\omega^2}}$$

întrucît

$$k = M\omega^2$$

B. SISTEME CU MAI MULTE GRADE DE LIBERTATE

În acest paragraf se vor studia numai vibrațiile libere ale structurilor (sistemelor) elastice cu mai multe grade de libertate dinamică care intervin în mod practic pentru determinarea spectrului de frecvențe proprii (naturale) precum și pentru stabilirea întregii game de forme proprii de oscilație. Se știe că la calculul frecvențelor (perioadelor), precum și a formelor proprii se poate neglija influența amortizării, întrucît, așa cum s-a mai arătat, se poate neglija v^2 în raport cu unitatea.

Problema comportării sistemelor cu n grade de libertate la vibrațiile forțate datorită excitațiilor seismice, ținând seama și de amortizarea interioară a structurii, este tratată în cap. III, C.

În fig. 39 și 40 sînt prezentate două sisteme avînd n grade de libertate.

Sistemul canonic de ecuații, care caracterizează mișcarea structurii, se poate obține fie aplicînd metodele staticii construcțiilor adaptate calculului dinamic, fie principiul lui d'Alembert, fie ecuațiile Lagrange, fie principiul lucrului mecanic virtual.

Aplicarea metodei staticii construcțiilor înseamnă în ultimă analiză, a scrie, după direcția fiecărui grad de libertate cite o ecuație de echilibru dinamic (în metoda deformațiilor) sau cite o ecuație de continuitate a deformațiilor (în metoda eforturilor).

Pentru structurile din fig. 39 și 40, fiecărei mase îi corespunde cite un grad de libertate.

În vederea stabilirii sistemului canonic de ecuații care exprimă echilibrul dinamic general al sistemelor oscilante, se introduc următoarele notații :

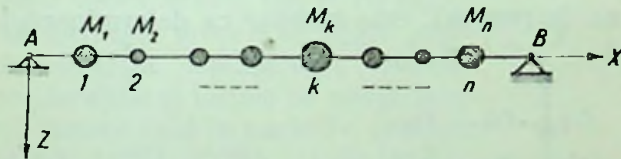


Fig. 39. Sistem cu n grade de libertate dinamică.

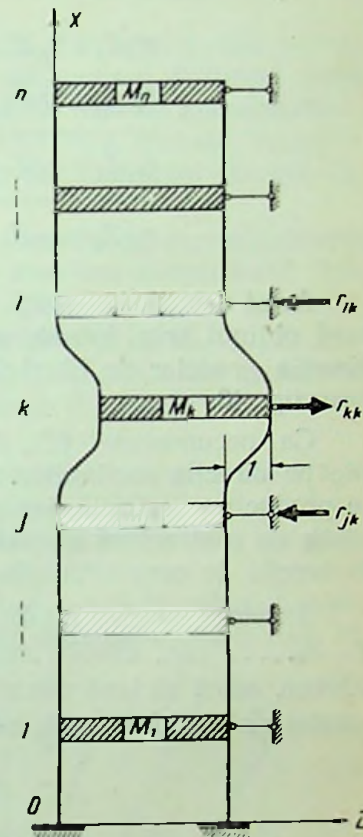


Fig. 40. Sistem etajat cu n grade de libertate dinamică (forma de bază).

r_{jk} — reacțiunea dinamică care ia naștere în legătura j cînd legăturii k , i s-a imprimat o deplasare pulsatorie unitară (v. fig. 40), toate celelalte legături ale sistemului rămînînd blocate ;

r_{kk} — reacțiunea dinamică care ia naștere în legătura k , cînd această legătură s-a deplasat cu o unitate, celelalte legături ale sistemului rămînînd blocate ;

$$r_{kk}^* = \gamma_{kk} - M_k \omega^2 ;$$

M_k — masa concentrată care se aplică în punctul k ;
 ω — frecvența proprie, circulară, de vibrație a structurii ;

$Z_1, Z_2, \dots, Z_k, \dots, Z_n$ — deplasările pe direcția oscilațiilor care reprezintă necunoscutele mișcării. Aceste deplasări se iau la valorile lor de amplitudine (maxime).

Aplicând metoda deformațiilor pentru stabilirea ecuațiilor de echilibru dinamic, se obține următorul sistem canonic de ecuații :

$$\left. \begin{aligned} r_{11}Z_1 + r_{12}Z_2 + \dots + r_{1k}Z_k + \dots + r_{1n}Z_n &= 0 \\ r_{21}Z_1 + r_{22}Z_2 + \dots + r_{2k}Z_k + \dots + r_{2n}Z_n &= 0 \\ \dots &\dots \\ r_{k1}Z_1 + r_{k2}Z_2 + \dots + r_{kk}Z_k + \dots + r_{kn}Z_n &= 0 \\ \dots &\dots \\ r_{n1}Z_1 + r_{n2}Z_2 + \dots + r_{nk}Z_k + \dots + r_{nn}Z_n &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (42)$$

Acest sistem de ecuații a rezultat în urma considerării unui sistem de bază obținut prin introducerea unor legături (penduli) suplimentare pe direcția gradelor de libertate dinamică, egale cu numărul maselor n conform fig. 40.

Ca necunoscute ($Z_1, Z_2, \dots, Z_k, \dots, Z_n$) s-au considerat deplasările pe direcția oscilațiilor. Astfel, pentru sistemul din fig. 39 deplasările se produc pe verticală, iar pentru sistemul din fig. 40, pe orizontală, fiind vorba de o structură etajată. Coeficienții de tipul r_{jk} și r_{kk} se calculează în funcție de caracteristicile elastice și geometrice ale structurilor.

Sistemul de ecuații (42) este liniar și omogen. Pentru a admite soluții Z_1, Z_2, \dots etc., diferite de zero (condiție necesară pentru ca sistemul să vibreze, adică să iasă din starea de repaos), este necesar ca determinantul acestui sistem să fie nul, adică :

$$\begin{vmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1k} & \dots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} & \dots & r_{2k} & \dots & r_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{k1} & r_{k2} & \dots & r_{kk} & \dots & r_{kn} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{n1} & r_{n2} & \dots & r_{nk} & \dots & r_{nn} \end{vmatrix} = 0. \quad (43)$$

Prin explicarea condiției (43) se obține o ecuație gradul n , necunoscuta fiind frecvența proprie ω , deoarece toate celelalte elemente ale structurii sînt cunoscute. Rădăcinile acestei ecuații (în număr de n), $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ sînt pătratele frecvențelor proprii de vibrație ale sistemului. Se demonstrează că aceste rădăcini sînt totdeauna reale și pozitive.

Rezultă deci că numărul frecvențelor este egal cu numărul gradelor de libertate ale sistemului. Sistemelor cu o infinitate de grade de libertate (sisteme cu masă continuă) le corespund o infinitate de valori pentru frecvențe.

Ecuația (43) mai poartă numele de *ecuație seculară*, deoarece intervine în aceeași formă în mișcările astrelor. În urma rezolvării ei se obține întregul spectru de frecvențe.

Se remarcă faptul că problema rezolvării unei asemenea ecuații, mai ales când numărul gradelor de libertate ale sistemului este ridicat, devine extrem de dificilă.

De aceea, din punct de vedere tehnic, obținerea frecvențelor, sau perioadelor, se face fie introducând anumite ipoteze simplificatoare de calcul (care să faciliteze rezolvarea ecuației), fie aplicând anumite metode aproximative: metoda energetică (Rayleigh, Ritz, Galerkin, Dunkerley), metoda Vianello-Stodola, metoda Bernstein, metoda masei reduse etc., așa cum rezultă din cap. IV.

Alteori se stabilesc, pentru anumite tipuri de construcții, expresii directe pentru calculul practic al perioadelor pe bază teoretică simplificată, sau empirică.

Legea de variație a amplitudinilor oscilațiilor proprii $Z_1, Z_2, \dots, Z_r, \dots, Z_n$, corespunzătoare fiecărei frecvențe proprii ω_i , poartă numele de *funcții proprii* sau *forme proprii* de oscilație, uneori *forme principale* sau *moduri normale* de vibrație a sistemului.

Formele proprii de oscilație se pot determina pentru fiecare valoare a frecvenței ω_i în parte. Prin urmare, numărul formelor proprii este egal cu numărul frecvențelor structurii, adică cu numărul gradelor de libertate dinamică.

Formele proprii de vibrație au o însemnătate deosebită în calculul dinamic al sistemelor elastice supuse unor perturbații exterioare. După cum se poate vedea în cap. III. B, cu ajutorul formelor proprii se poate aprecia variația deplasărilor, vitezele, accelerațiile și forțele de inerție pentru fiecare mod în parte [v. relațiile (126), (127), (128), (129), (130), și (131) din cap. III. B].

Formele proprii se obțin prin rezolvarea sistemului canonic de ecuații (42) după ce în prealabil s-a calculat toată gama de frecvențe. Întrucât acest sistem de ecuații este omogen se pot calcula rapoartele amplitudinilor Z_{ki} față de una dintre ele aleasă arbitrar, deoarece practic alura formei proprii nu se modifică, încât variația tuturor modurilor normale se trasează la aceeași scară. Prin Z_{ki} s-a notat amplitudinea punctului k corespunzătoare modului i de vibrație. De obicei se ia $Z_{1i} = 1$ și față de această valoare se raportează toate celelalte amplitudini Z_{ki} (fig. 41).

Rezolvând sistemul de ecuații (42), introducând pe rînd frecvențele $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_i, \dots, \omega_n$ deja determinate, se obține variația formelor proprii pe înălțimea consolei, conform fig. 41.

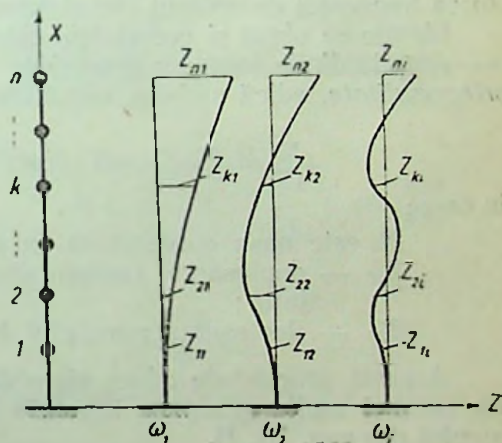


Fig. 41. Modurile de oscilație a unui sistem cu n grade de libertate.

Pentru frecvența i de oscilație (ω_i), ordonatele formei proprii corespunzătoare, vor fi :

$$\begin{aligned} Z_{1i} &= \frac{Z_1(\omega_i)}{Z_1(\omega_i)} \\ Z_{2i} &= \frac{Z_2(\omega_i)}{Z_1(\omega_i)} \\ &\vdots \\ Z_{ki} &= \frac{Z_k(\omega_i)}{Z_1(\omega_i)} \\ &\vdots \\ Z_{ni} &= \frac{Z_n(\omega_i)}{Z_1(\omega_i)} \end{aligned} \quad (44)$$

Dacă se ia arbitrar $Z_1(\omega_i) = 1$, rezultă :

$$\begin{aligned} Z_{1i} &= Z_1(\omega_i) \\ Z_{2i} &= Z_2(\omega_i) \\ &\vdots \\ Z_{ki} &= Z_k(\omega_i) \\ &\vdots \\ Z_{ni} &= Z_n(\omega_i) \end{aligned} \quad (45)$$

S-a notat cu $Z_k(\omega_i)$ deplasarea punctului k care a rezultat prin înlocuirea frecvenței de ordinul i în sistemul de ecuații (42).

Identic se obțin și ordonatele celorlalte forme.

Amplitudinile formelor proprii de oscilație se bucură de *proprietatea de ortogonalitate*, adică satisfac următoarele condiții :

$$\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki} Z_{kj} = 0 \quad (i \neq j; i, j = 1, 2 \dots n) \quad (46)$$

în care :

M_k este masa concentrată în punctul k ;

Z_{ki} — deplasarea (amplitudinea) punctului k în modul i de oscilație ;

Z_{kj} — deplasarea punctului k în modul j de oscilație.

Această proprietate aduce simplificări remarcabile la tratarea sistemelor cu mai multe grade de libertate supuse vibrațiilor forțate, așa cum rezultă din cap. III, B.

De aceea, formele proprii se mai numesc forme normale sau moduri normale de oscilație.

C. SISTEME CU O INFINITATE DE GRADE DE LIBERTATE

Sistemele oscilante cu o infinitate de grade de libertate ce intervin în construcții se prezintă sub formă de bare drepte, sau curbe și sub formă de sisteme de bare, la care se consideră continuitatea masei proprii. Ne vom ocupa în acest paragraf numai de grinda dreaptă.

1. Vibrațiile transversale, libere, ale barei drepte

Tratarea analitică a mișcării libere a barelor cu masă continuă se face prin scrierea echilibrului dinamic a unui element de masă, infinitezimal, solicitat de forțele de legătură interioară precum și de forțele de inerție (fig. 42).

Considerînd mai întii cazul general, cînd bara este omogenă dar cu secțiunea variabilă, se introduc următoarele notații :

$\rho(x)$ este greutatea barei pe unitate de lungime :

$$m(x) = \frac{\rho(x)}{g} = \rho A_x \quad \text{— masa barei pe unitate de lungime ;}$$

A_x — secțiunea curentă a barei ;

I_x — momentul de inerție curent ;

E — modulul de elasticitate longitudinal al lui Young ;

ρ — densitatea materialului din care este făcută bara.

Scriînd echilibrul dinamic al elementului dx , prin aplicarea principiului lui d'Alembert se obține ecuația oscilațiilor libere, sau proprii, ale barei.

Neglijînd înfiniții mici de ordin superior, în baza ecuațiilor de echilibru se obține :

— din ecuația de proiecție pe verticală

$$\frac{\partial T}{\partial x} + m(x) \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} = 0, \quad (45)$$

— din ecuația de momente

$$\frac{\partial M}{\partial x} - T = 0. \quad (46)$$

Derivînd ecuația (46) în raport cu x și ținînd seama de ecuația (45), rezultă :

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + m(x) \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} = 0. \quad (47)$$

Întrucît

$$M = EI_x \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2},$$

ecuația (47) devine :

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI_x \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} \right] + m(x) \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} = 0. \quad (48)$$

În cele ce urmează se analizează vibrațiile libere ale barei drepte omogene și de secțiune constantă, $m = \text{constant} = \rho A$.

Ecuația (48) se va exprima sub următoarea formă :

$$EI \frac{\partial^4 Z}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} = 0. \quad (49)$$

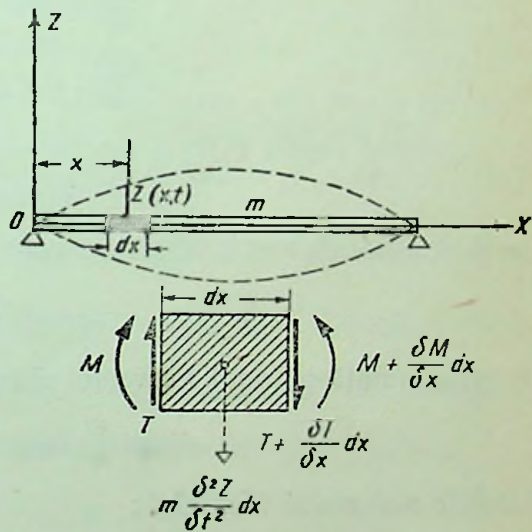


Fig. 42. Oscilațiile libere ale unui sistem cu masă continuă.

Pentru simplificare notăm

$$a^2 = \frac{EI}{m}$$

și obținem ecuația

$$a^2 \frac{\partial^4 Z}{\partial x^4} + \frac{\partial^2 Z}{\partial t^2} = 0. \quad (50)$$

Intrucât fiecărei frecvențe proprii de vibrație îi corespunde o undă staționară (adică o formă proprie) (v. fig. 42), forma axei deformată nu depinde de timp și de aceea se poate propune o soluție prin metoda separării variabilelor :

$$Z(x, t) = Z(x) \cdot T(t). \quad (51)$$

Soluția (51) conduce la următoarea exprimare a ecuației (50):

$$a^2 \frac{Z^{IV}}{Z} + \frac{\ddot{T}}{T} = 0,$$

pe baza căreia rezultă o separare a ecuației în două ecuații independente, funcție numai de timp și de spațiu, adică :

$$\frac{d^2 T}{dt^2} + a^2 \alpha^4 T = 0; \quad (52)$$

$$\frac{d^4 Z(x)}{dx^4} - \alpha^4 Z(x) = 0.$$

Admițind pentru $T(t)$ o soluție armonică soluția (51) devine

$$Z(x, t) = Z(x) \sin(\omega t + \Phi), \quad (53)$$

iar pentru parametrul α obținem valoarea următoare :

$$\alpha^4 = \omega^2 \frac{m}{EI},$$

de unde rezultă pătratul frecvenței circulare de vibrație :

$$\omega^2 = \alpha^4 \frac{EI}{m} \text{ sau } \omega = \alpha^2 \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (54)$$

Soluțiile sistemului (52) sînt :

$$T = A \cos a\alpha^2 t + B \sin a\alpha^2 t, \quad (55)$$

și

$$Z(x) = A \operatorname{ch} \alpha x + B \operatorname{sh} \alpha x + C \cos \alpha x + D \sin \alpha x. \quad (56)$$

În ecuația mișcării (56), care ne interesează pentru calculul formelor proprii și frecvențelor de vibrație, cu scopul de a ușura calculul, introducem următoarele constante noi :

$$A = \frac{1}{2} (C_1 + C_2); \quad C = \frac{1}{2} (C_1 - C_2);$$

$$B = \frac{1}{2} (C_2 + C_4); \quad D = \frac{1}{2} (C_2 - C_4).$$

Substituind aceste valori în relația (56) se obține :

$$Z(x) = C_1 F_1(\alpha x) + C_2 F_2(\alpha x) + C_3 F_3(\alpha x) + C_4 F_4(\alpha x), \quad (57)$$

în care :

$$\begin{aligned} F_1(\alpha x) &= \frac{1}{2} (\operatorname{ch} \alpha x + \cos \alpha x); \\ F_2(\alpha x) &= \frac{1}{2} (\operatorname{sh} \alpha x + \sin \alpha x); \\ F_3(\alpha x) &= \frac{1}{2} (\operatorname{ch} \alpha x - \cos \alpha x); \\ F_4(\alpha x) &= \frac{1}{2} (\operatorname{sh} \alpha x - \sin \alpha x). \end{aligned} \quad (58)$$

Valorile acestor funcții se găsesc întabulate în diferite manuale de dinamică. Între ele există următoarea relație diferențială :

$$\begin{aligned} F_1'(\alpha x) &= \alpha F_4(\alpha x); \\ F_2'(\alpha x) &= \alpha F_1(\alpha x); \\ F_3'(\alpha x) &= \alpha F_2(\alpha x); \\ F_4'(\alpha x) &= \alpha F_3(\alpha x); \end{aligned}$$

În baza soluției (57) se pot obține expresiile generale pentru calculul rotirilor θ_x , ale momentelor încovoietoare M_x și a forței tăietoare (Q_x).

$$Z'(x) = \theta_x = \alpha [C_1 F_4(\alpha x) + C_2 F_1(\alpha x) + C_3 F_2(\alpha x) + C_4 F_3(\alpha x)], \quad (59)$$

$$Z''(x) = \frac{M_x}{EI} = \alpha^2 [C_1 F_3(\alpha x) + C_2 F_4(\alpha x) + C_3 F_1(\alpha x) + C_4 F_2(\alpha x)], \quad (60)$$

$$Z'''(x) = \frac{Q_x}{EI} = \alpha^3 [C_1 F_2(\alpha x) + C_2 F_3(\alpha x) + C_3 F_4(\alpha x) + C_4 F_1(\alpha x)]. \quad (61)$$

Constantele de integrare C_1 , C_2 , C_3 și C_4 se determină din condițiile inițiale ale tipului de bară studiat.

Astfel, pentru $x=0$ avem următoarele condiții inițiale :

$$Z(x) = Z_0; \quad Z''(x) = \frac{M_0}{EI};$$

$$Z'(x) = \theta_0; \quad Z'''(x) = \frac{Q_0}{EI};$$

unde Z_0 , θ_0 , M_0 și Q_0 reprezintă caracteristicile inițiale ale capătului barei.

Făcînd $x=0$ în ecuațiile (57), (59), (60) și (61) rezultă următoarele expresii pentru constante, funcție de condițiile inițiale ale tipului de bară studiat.

$$C_1 = Z_0; \quad C_3 = \frac{1}{\alpha^2} \frac{M_0}{EI};$$

$$C_2 = \frac{1}{\alpha} Z_0; \quad C_4 = \frac{1}{\alpha^3} \frac{Q_0}{EI}.$$

Prin substituirea acestor valori în relațiile (57), (59), (60), (61), se obține o formulare generală a mișcării în funcție de parametrii inițiali:

$$EI Z(x) = EI Z_0 F_1(\alpha x) + EI \theta_0 \frac{1}{\alpha} F_2(\alpha x) + M_0 \frac{1}{\alpha^2} F_3(\alpha x) + Q_0 \frac{1}{\alpha^3} F_4(\alpha x);$$

$$EI \theta(x) = EI Z_0 \alpha F_4(\alpha x) + EI \theta_0 F_1(\alpha x) + M_0 \frac{1}{\alpha} F_2(\alpha x) + Q_0 \frac{1}{\alpha^2} F_3(\alpha x);$$

$$M(x) = EI Z_0 \alpha^2 F_3(\alpha x) + EI \theta_0 \alpha F_4(\alpha x) + M_0 F_1(\alpha x) + Q_0 \frac{1}{\alpha} F_2(\alpha x); \quad (62)$$

$$Q(x) = EI Z_0 \alpha^3 F_2(\alpha x) + EI \theta_0 \alpha^2 F_3(\alpha x) + M_0 \alpha F_4(\alpha x) + Q_0 F_1(\alpha x).$$

Prin folosirea ecuațiilor (62) se poate alcătui, pe baza condițiilor inițiale de la capetele barei, un sistem de ecuații transcendente din care se calculează valoarea parametrului α , care caracterizează frecvența de vibrație conform relației (54). De obicei rezolvarea acestui sistem se face prin încercări succesive.

Această metodă de rezolvare, a fost introdusă în dinamica construcțiilor de prof. N. K. Snitko [140] extinzând procedeul propus de Acad. A. N. Krilov la calculul deformațiilor statice ale barelor drepte.

2. Vibrații transversale, forțate, ale barei drepte

Ne vom ocupa în continuare, mai mult informativ, cu modul în care se poate soluționa problema vibrațiilor transversale forțate ale barelor drepte, omogene și izotrope, de secțiune constantă. În dezvoltarea calculelor, ne vom limita la studiul grinzii simplu rezemate (cu masă continuă),

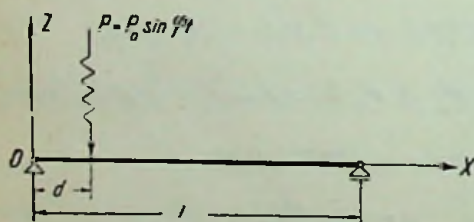


Fig. 43. Bară cu masă continuă, acționată de o forță periodică, concentrată.

asupra căreia acționează o forță periodică concentrată $P = P_0 \sin \varphi t$, situată la distanța d față de primul rezem (fig. 43).

Pentru ecuația librei medii deformate a grinzii adoptăm următoarea ecuație, care satisface condițiile de rezemare:

$$Z = \sum_{\alpha=1}^{\infty} T_{\alpha} \sin \frac{\alpha \pi x}{l}. \quad (63)$$

Dacă se consideră valorile T_{α} drept coordonate generalizate de tip Lagrange, se pot aprecia, cu ajutorul lor, expresiile energiilor potențiale (E_p) și cinetice (E_c):

$$E_p = \frac{1}{2} EI \int_0^l \sum_{\alpha=1}^{\infty} T_{\alpha}^2 \frac{\alpha^4 \pi^4}{l^4} \sin^2 \frac{\alpha \pi x}{l} dx = \frac{\pi^4 EI}{4l^3} \sum_{\alpha=1}^{\infty} \alpha^4 T_{\alpha}^2; \quad (64)$$

$$E_c = \frac{1}{2} m \int_0^l \sum_{\alpha=1}^{\infty} \dot{T}_{\alpha}^2 \sin^2 \frac{\alpha \pi x}{l} dx = \frac{ml}{\alpha^4} \sum_{\alpha=1}^{\infty} \dot{T}_{\alpha}^2.$$

Aplicând ecuațiile lui Lagrange de speța a doua

$$Q_a = \frac{d}{dt} \left[\frac{\partial E_c}{\partial \dot{T}_a} \right] - \frac{\partial E_c}{\partial T_a}, \quad (65)$$

se obține :

$$Q_c = \frac{1}{2} ml \ddot{T}_a + \frac{\alpha^2 \pi^2 EI}{2l^3} T_a, \quad (66)$$

unde Q_a reprezintă, în acest caz, componenta forțelor generalizate exterioare corespunzătoare variabilei T_a .

Soluția generală a ecuației (66) este următoarea :

$$T = A_a \cos \frac{\alpha^2 \pi^2}{l^2} at + B_a \sin \frac{\alpha^2 \pi^2}{l^2} at + \frac{2l}{\alpha^2 \pi^2 am} \int_0^t Q_a \sin \frac{\alpha^2 \pi^2 a}{l^2} (t - \tau) d\tau. \quad (67)$$

Primii doi termeni ai expresiei (67) reprezintă oscilațiile proprii ale grinzii și depind de condițiile inițiale. De aceea vom trata numai ultimul termen, care reprezintă aportul vibrațiilor forțate produse de sarcina concentrată periodică $P = P_0 \sin \varphi t$.

Să stabilim mai întâi valoarea componentei Q_a . Pentru aceasta vom da coordonatei generalizate T_a o variație mică încît deformația punctului de coordonată x , va avea, de asemenea, o variație, adică :

$$\delta Z = \delta T_a \sin \frac{\alpha \pi x}{l}.$$

În punctul de aplicație a forței perturbatoare ($x=d$) vom avea :

$$\delta Z_d = \delta T_a \sin \frac{\alpha \pi d}{l}.$$

Lucrul mecanic virtual produs de forța P .

$$\delta L = P \delta T_a \sin \frac{\alpha \pi d}{l},$$

trebuie să fie identic cu lucrul mecanic virtual produs de forța generalizată Q :

$$\delta L = Q_a \delta T_a.$$

Rezultă :

$$Q_a = P \sin \frac{\alpha \pi d}{l} = P_0 \sin \frac{\alpha \pi d}{l} \sin \varphi t. \quad (68)$$

În aceste condiții, ultimul termen al expresiei (67) va fi :

$$T_a = \frac{2l}{\alpha^2 \pi^2 am} \int_0^t Q_a \sin \frac{\alpha^2 \pi^2 a}{l^2} (t - \tau) d\tau,$$

sau ținînd seama de (68) :

$$T_a = \frac{2l}{\alpha^2 \pi^2 am} \int_0^t P_0 \sin \frac{\alpha \pi d}{l} \sin \varphi \tau \sin \frac{\alpha^2 \pi^2 a}{l^2} (t - \tau) d\tau.$$

Prin integrare avem :

$$\bar{T}_a = \frac{2P_0 l^3 \sin \frac{\alpha \pi d}{l}}{m} \left[\frac{\sin \varphi t}{\alpha^4 \pi^4 a^2 - \varphi^2 l^4} - \frac{\varphi l^2}{\alpha^2 \pi^2 a (2^4 \pi^4 a^2 - \varphi^2 l^4)} \cdot \sin \frac{\alpha^2 \pi^2 a t}{l^2} \right] \quad (69)$$

Ținând seama de relația (69) soluția particulară va fi :

$$Z = \frac{2P_0 l^3}{m} \sum_{\alpha=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{\alpha \pi d}{l} \sin \frac{\alpha \pi x}{l}}{\alpha^4 \pi^4 a^2 - \varphi^2 l^4} \sin \varphi t - \frac{2P_0 \varphi l^3}{\pi^2 a m} \sum_{\alpha=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{\alpha \pi d}{l} \sin \frac{\alpha \pi x}{l}}{\alpha^2 (\alpha^4 \pi^4 a^2 - \varphi^2 l^4)} \sin \frac{\alpha^2 \pi^2 a t}{l^2} \quad (70)$$

În expresia (70) prima serie, de aceeași frecvență cu forța exterioară, exprimă chiar perturbația propriu-zisă, iar a doua serie reprezintă influența forței excitatoare (exterioare) asupra vibrațiilor proprii ale grinzii.

Intrucît, în general, vibrațiile proprii se amortizează într-un interval de timp limitat, deplasările Z vor fi produse numai de vibrațiile întretinute :

$$Z = \frac{2P_0 l^3}{m} \sum_{\alpha=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{\alpha \pi d}{l} \sin \frac{\alpha \pi x}{l}}{\alpha^4 \pi^4 a^2 - \varphi^2 l^4} \sin \varphi t. \quad (71)$$

Se constată că această serie are o convergență extrem de rapidă indiferent de valorile lui φ și l , datorită prezenței lui α^4 la numitor.

Cazul grinzilor cu secțiune variabilă nu va fi tratat intrucît necesită calcule laborioase și nu interesează în dezvoltările care urmează.

D. SOLICITĂRI DINAMICE PROVENITE DIN ȘOC

Șocul este o solicitare extrem de complexă datorită fenomenelor care iau naștere în timpul producerii lui. De aceea, studiarea șocului transversal sau axial al barelor devine destul de complicat, iar tratarea lui pe baza ipotezelor curențe din mecanica corpului deformabil conduce la formulări aproximative. În timpul fenomenului de șoc, în zona de contact apar deformații plastice locale, care absorb o bună parte din energia dezvoltată de șoc, energie care nu poate fi evaluată încă prin mijloacele actuale de investigare. De aceea teoriile actuale privind acțiunea șocului au un caracter aproximativ, chiar dacă sînt completate sau corectate cu anumiți coeficienți stabiliți experimental.

Vom prezenta, foarte succint, numai o metodă elementară de a trata această chestiune, referindu-ne la șocurile transversale ale barelor drepte.

1. Șocuri transversale la bara dreaptă, prin metoda directă (elementară)

Presupunînd neglijabilă masa barei asupra căreia se aplică șocul, urmăm să determinăm o sarcină fictivă, care acționînd static, să producă aceleași eforturi unitare în corp ca și sarcina reală, care acționează dinamic datorită șocului. Notînd cu F forța reală care se aplică prin șoc și F_D forța

care acționînd static asupra corpului are un efect echivalent, totdeauna $F_D > F$, încît putem introduce notația :

$$F_D = \psi F, \quad (72)$$

unde ψ este un coeficient adimensional, totdeauna supraunitar, denumit *multiplicator de impact*.

Problema se reduce deci la determinarea valorii multiplicatorului de impact (ψ), deoarece, odată stabilit, se determină valoarea forței F , iar calculul se conduce ca și cînd aceasta ar acționa static în punctul de șoc.

Multiplicatorul de impact poate fi determinat și prin intermediul deformațiilor barei elastice. Astfel, dacă se montează cu Z săgeata în punctul în care acționează dinamic forța F , iar cu Z săgeata pe care ar produce-o aceeași forță acționînd static, putem scrie relația :

$$Z_D = Z_{ST} + \Delta Z, \quad (73)$$

în care ΔZ reprezintă surplusul de săgeată datorită faptului că forța acționează dinamic.

Relația (73) se mai poate scrie :

$$Z_D = Z_{ST} \left(1 + \frac{\Delta Z}{Z_{ST}} \right) = Z_{ST} (1 + \eta) = Z_{ST} \psi. \quad (74)$$

În expresia (74) s-au introdus notațiile :

$$\eta = \frac{\Delta Z}{Z_{ST}} \quad (\text{numit uneori impactul forței})$$

și

$$\psi = 1 + \eta \quad (\text{multiplicatorul de impact}).$$

Valoarea multiplicatorului de impact se stabilește pe bază energetică. Astfel dacă se notează cu E_0 energia cinetică a corpului care produce șocul, în momentul contactului, și cu E energia potențială de deformație, înmagazinată de bară, în cazul cînd forța F ar acționa static, se obține :

$$E_P = \frac{1}{2} F Z_{ST}. \quad (75)$$

Prin E_D vom nota energia potențială de deformație înmagazinată de bară, în cazul cînd sarcina fictivă F_D ar acționa static. E_D are expresia :

$$E_D = \frac{1}{2} F_D Z_D. \quad (76)$$

Ținînd seama de multiplicatorul de impact ψ putem scrie relațiile :

$$F_D = \psi F \quad \text{și} \quad Z_D = \psi Z_{ST},$$

de unde rezultă :

$$E_D = \psi^2 \frac{1}{2} F Z_{ST} = \psi^2 E_P. \quad (77)$$

Neglijînd masa proprie a barei lovite și presupunînd că prin ciocnire nu se pierde energie sub formă de căldură, sau prin deformații permanente, teorema energiei cinetice se va scrie :

$$E_2 - E_1 = L, \quad (78)$$

unde E_2 reprezintă energia cinetică finală, E_1 — energia cinetică inițială, iar L — lucrul mecanic al tuturor forțelor (exterioare și interioare).

Considerăm că starea inițială este aceea în care cele două corpuri vin în contact, adică $E_1 = E_0$. Se introduce ipoteza că în toate punctele barci lovite, deformațiile maxime au loc în același timp, iar starea finală ar corespunde acestui moment. Vitezele tuturor punctelor fiind nule, rezultă $E_2 = 0$.

Lucrul mecanic L este produs de :

— forța exterioară F care parcurge cu întreaga ei intensitate deplasarea $Z_D = \psi Z_{ST}$, deci :

$$L_{ext} = FZ_D = \psi FZ_{ST} = 2\psi E_P; \quad (79)$$

— forțele interioare pentru care lucrul mecanic este egal cu energia potențială de deformație luată cu semnul minus, adică :

$$L_{int} = -E_D = -\psi^2 E_P, \quad (80)$$

conform relației (77).

Lucrul mecanic al tuturor forțelor va fi :

$$L = 2\psi E_P - \psi^2 E_P. \quad (81)$$

Substituind această valoare în ecuația (78) obținem :

$$-E_0 = 2\psi E_P - \psi^2 E_P,$$

sau

$$\psi^2 - 2\psi - \frac{E_0}{E_P} = 0. \quad (82)$$

Din relația (82) rezultă valoarea multiplicatorului de impact :

$$\psi = 1 \pm \sqrt{1 + \frac{E_0}{E_P}}. \quad (83)$$

După cum se vede, pentru ψ se obțin două valori. În calcule vom considera valoarea cea mai mare, adică :

$$\psi = 1 + \sqrt{1 + \frac{E_0}{E_P}}. \quad (84)$$

Această expresie este generală pentru cazul șocului, când masa corpului lovit este neglijată. Presupunând că șocul se produce prin căderea unui corp greu de la înălțimea Z_0 , atunci $E_0 = FZ_0$, $E_P = \frac{1}{2} FZ_{ST}$, iar relația (84) capătă forma (85), cunoscută și sub denumirea de formula lui Cox.

$$\psi = 1 + \sqrt{1 + \frac{2Z_0}{Z_{ST}}}. \quad (85)$$

Se observă că în cazul când sarcina se aplică brusc, fără a avea o viteză inițială, $E_0 = 0$, iar $\psi = 2$. Când energia E_0 este mare, în raport cu energia potențială de deformație E_P , se poate neglija unitatea de sub radical iar formula (84) se transformă în

$$\psi = 1 + \sqrt{\frac{E_0}{E_P}}. \quad (85)$$

Cind E_0 este foarte mare față de E_p , se poate neglija și unitatea dinaintea radicalului, adică :

$$\psi = \sqrt{\frac{E_0}{E_p}} \quad (86)$$

*Dacă ținem seama de masa barei lovite, vom căuta să simplificăm oarecum calculele. În loc să lucrăm cu masa distribuită, vom lua în considerație masa redusă a acesteia M_r *).*

În cazul unei grinzi simplu rezemate, aceasta are valoarea

$$M_r = \frac{17}{35} M$$

în care $M = ml$ reprezintă masa totală a barei, m fiind masa pe unitatea de lungime.

Aplicînd principiul conservării cantității de mișcare acestui caz obținem :

$$M_1 v_1 = (M_1 + M_r) v_2, \quad (87)$$

unde s-a notat cu M_1 masa corpului care produce șocul.

Din expresia (87), v_2 are valoarea

$$v_2 = \frac{M_1}{M_1 + M_r} v_1,$$

iar energia cinetică va fi :

$$\frac{M_1 + M_r}{2} v_2^2 = \frac{M_1 v_1^2}{2} \frac{1}{1 + \frac{M_r}{M_1}} = \frac{M_1 g Z_0}{1 + \frac{M_r}{M_1}} = M_1 g \bar{Z}_0, \quad (88)$$

Z_0 fiind înălțimea de cădere a corpului care produce șocul.

Pentru a ține seama de masa proprie m prin intermediul lui M_r va trebui să înlocuim pe Z_0 din formula (85) cu \bar{Z}_0 care rezultă din relația (88) :

$$\bar{Z}_0 = \frac{1}{1 + \frac{M_r}{M_1}} Z_0, \quad (89)$$

iar valoarea multiplicatorului de impact devine :

$$\psi = 1 + \sqrt{1 + \frac{2Z_0}{Z_{ST}}}, \quad (90)$$

sau

$$\psi = 1 + \sqrt{1 + 2 \frac{Z_0}{Z_{ST}} \frac{1}{1 + \frac{M_r}{M_1}}}. \quad (91)$$

Pentru cazul grinzii simplu rezemate, prin înlocuirea masei reduse prin $M_r = \frac{17}{35} M$ obținem :

$$\psi = 1 + \sqrt{1 + 2 \frac{Z_0}{Z_{ST}} \frac{1}{1 + \frac{17}{35} \frac{M}{M_1}}}. \quad (92)$$

*) Se poate urmări modul de calcul al masei reduse în cap. III, D.

2. Noțiuni de calcul neliniar

Vibrațiile studiate în paragrafele anterioare se refereau la sistemele elastice, pentru care mișcarea era reprezentată printr-o ecuație diferențială liniară. În cazul oscilațiilor sistemelor elastice neliniare, ecuației mișcării îi corespunde o ecuație diferențială neliniară. Modul de rezolvare a acestor ecuații este extrem de dificil, iar metodele de calcul care se aplică diferă de la caz la caz.

În sistemele neliniare, legătura dintre forța elastică și deformație este neliniară. După cum se știe, legea proporționalității dintre eforturi și deformații — legea lui Hooke — este valabilă numai în cazul deformațiilor mici.

Când deformațiile unui sistem cresc, legea lui Hooke începe să nu mai fie valabilă, întrucît se constată că forța crește mai încet decît deformația. Uneori este posibil ca în timpul oscilațiilor unor structuri, odată cu variația deformațiilor, să influențeze asupra mișcării și anumite elemente elastice noi, sau să dispară unele care au intervenit deja. Toate aceste fenomene fac ca mișcarea corespunzătoare să aibă un caracter neliniar.

De exemplu, ecuația vibrațiilor proprii ale unui sistem cu un singur grad de libertate (cu o singură masă M), avînd caracteristică neliniară, are următoarea formă :

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + f(z) = 0, \quad (93)$$

unde $f(z)$ reprezintă forța elastică a resortului. Această ecuație și-a păstrat în principiu forma ecuației (2).

Rezolvarea unei asemenea ecuații se poate face bazîndu-ne pe criterii energetice, întrucît sistemul elastic fiind conservativ, energia rămîne constantă [146].

Ecuația generală a vibrațiilor neliniare, pentru sistemele cu un singur grad de libertate, are o formă asemănătoare cu ecuația (1), adică :

$$M(z, t) \frac{d^2 Z}{dt^2} + f_1 \left(Z, \frac{dZ}{dt}, t \right) \frac{dZ}{dt} + f_2 \left(Z, \frac{dZ}{dt}, t \right) Z = P \left(Z, \frac{dZ}{dt}, t \right). \quad (94)$$

Asupra modului de rezolvare nu vom insista, întrucît asemenea tipuri de probleme sînt studiate în tratatele de specialitate și ele nu intră în obiectivele lucrării de față.

De obicei, la rezolvarea unor asemenea ecuații se introduc ipoteze simplificatoare, care ajută într-o oarecare măsură la simplificarea modului de rezolvare.

CAPITOLUL III

ACȚIUNEA MIȘCĂRII SEISMICE ASUPRA STRUCTURILOR

Mișcarea pământului (terenului) provocată de perturbațiile seismice este extrem de complicată. Ea are un caracter violent și acționează sub o formă arbitrară. Deplasările, vitezele și accelerațiile acestei mișcări sînt foarte neregulate ca direcție, mărime și durată.

Perturbațiile seismice din teren dau naștere în elementele de rezistență ale unei construcții la o serie de eforturi suplimentare de care inginerul proiectant trebuie să țină seama. Din punct de vedere tehnic, acțiunea cutremurelor de pământ se caracterizează prin acele forțe horizontale care în mod curent se consideră că solicită o construcție la nivelul fiecărui etaj.

Datele privitoare la comportarea construcțiilor atunci cînd acționează mișcarea seismică pot fi obținute, în general, prin :

— cercetări critice și statistice asupra distrugerilor provocate de cutremure la construcțiile existente de orice tip ;

— cercetări experimentale efectuate pe structuri reale, sau în laborator pe modele de structuri ;

— cercetări cu caracter teoretic privind comportarea structurilor elastice, din punct de vedere static și dinamic, la perturbațiile produse de mișcarea seismică.

Este de la sine înțeles că prin combinarea acestor mijloace de investigație a influenței cutremurelor asupra construcțiilor se pot obține cele mai complete rezultate practice.

Vom menționa și cu acest prilej că dintre toate aceste posibilități de obținere a informațiilor științifice, observațiile făcute direct pe teren sînt de cea mai mare însemnătate. Toate cercetările experimentale, cît și dezvoltările teoretice care se efectuează, trebuie să se încadreze cît mai bine posibil în fenomenul fizic real. Introducerea ipotezelor simplificatoare de calcul se va face cu mult discernămint, întrucît există pericolul ca acestea să ne îndepărteze cu mult de realitate, sau chiar să falsifice fenomenele.

Referindu-ne la aspectele teoretice ale calculului antiseismic al structurilor, se va căuta să se urmărească modul în care undele seismice se transmit la structură, iar de la baza sa, celorlalte elemente de rezistență din suprastructură. Aprecierea calitativă și cantitativă a mișcării terenului, produse de unele seismice, se face ținînd seamă de stadiul actual de cunoaștere a legilor care caracterizează aceste fenomene extrem de complexe.

Mișcarea seismică, care acționează o construcție la baza sa, se manifestă ca o mișcare oscilatorie de tip tranzitoriu, care produce în restul construcției perturbații dinamice, ceea ce face ca elementele acesteia să sufere de deformări variabile în timp. În urma acestor deformații apar așa-numitele „eforturi suplimentare” la care structura trebuie să reziste.

În timpul perturbațiilor seismice, structurile elastice se deformează după modurile normale de vibrație. De obicei, din punct de vedere tehnic, interesează deplasările și accelerațiile maxime care se produc pe înălțimea construcției, atunci când la baza ei s-a produs perturbația datorită cutremurului.

O suprafață de teren antrenată de mișcarea seismică se consideră că are numai o *mișcare de translație*, care se poate descompune după un sistem de trei axe ortogonale. În general, oscilațiile de rotație ori nu există, sau dacă există se pot neglija într-o primă aproximație.

Felul deplasărilor, cât și valorile lor, depind în mare măsură de poziția construcției față de epicentru. În realitate, unda seismică imprimă construcției oscilații atât longitudinale cât și transversale. Undele transversale au valori importante în apropierea epicentrului, dar ele suferă o mișcare rapidă pe măsură ce crește depărtarea față de acesta. Se presupune că variația intensității undelor transversale, în funcție de distanța de la epicentru, este de forma clopotului lui Gauss, având un maximum în dreptul epicentrului (fig. 44). De la o anumită depărtare de epicentru, construcției i se imprimă de către unda seismică o deplasare din ce în ce mai mare în

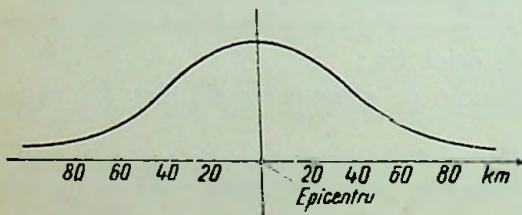


Fig. 44. Variația undelor seismice, transversale în raport cu epicentru

sens longitudinal (orizontal). De aceea, pentru construcțiile situate în afara zonei imediate a epicentrului se consideră absolut dominante numai deplasările laterale.

În privința modului de producere a oscilațiilor, datorită undelor seismice, vom arăta că din analiza unei seismograme (v. fig. 13) se pot distinge următoarele trei faze de succesiune a acestor unde:

- faza primară *P*, care cuprinde unde cu perioade și amplitudini foarte mici; ele sînt slabe și extrem de rapide;
- faza secundară *S*, care cuprinde unde cu perioade mai mari și cu amplitudini variabile (cînd mici, cînd mari). Aceste unde urmează undelor *P*, și variază brusc;
- faza finală *L*, care cuprinde unde lungi, sau superficiale, care au o alură apropiată de o variație sinusoidală; ele sînt unde lente, cu amplitudini foarte variabile și perioade ridicate. Undele corespunzătoare acestei faze nu au un efect distrugător.

Fazelor primare *P* și secundare *S* le corespunde un grup de trei unde, și anume:

- unde longitudinale, care se transmit în sensul direcției de propagare a mișcării; deplasările se transmit cu variație de volum a mediului, prin

comprimări și dilatări succesive, iar viteza de propagare a acestor unde este ridicată (circa 8 km/s);

— *unde transversale* (sau unde de forfecare), care sînt normale pe direcția de propagare și se transmit fără variație de volum; viteza de propagare este ceva mai mică decît a celor longitudinale (circa 4 km/s);

— *unde superficiale*, care se manifestă la nivelul terenului. Aceste unde sînt extrem de complexe și au amplitudini mai mari în comparație cu undele de adîncime. Acțiunea acestor unde asupra construcțiilor are un pronunțat efect distrugător.

Undele superficiale au prezentat un important interes în cercetările de seismologie datorită caracterului lor complicat. Studii amănunțite au arătat că aceste unde sînt de două tipuri și anume: unde Rayleigh (v. fig. 10, *a*) și unde Love (v. fig. 10, *b*), denumiri intrate în terminologia curentă a seismologiei, după numele savanților care le-au studiat.

Undele Rayleigh sînt unde secundare care rezultă din polarizarea undelor transversale și longitudinale. În aceste unde, de constituție complexă, se produc și fenomene de compresiuni și dilatații, împreună cu fenomene de deplasări tangențiale care se produc în plan vertical. Un punct al unei astfel de unde descrie o elipsă în planul de propagare a undei. Undele Love sînt unde transversale, de asemenea, de formă complexă. Forma lor deosebită este explicată de rezistențele din ce în ce mai mari pe care le opune mediul pe măsură ce crește adîncimea.

Din punct de vedere al acțiunii mișcării seismice asupra construcțiilor, majoritatea studiilor admit că, în totalitatea lor, punctele terenului pe care se fundează construcția au deplasări identice (A. G. Nazarov [107]). Așadar, se presupune că fundația construcției se comportă ca o platformă infimil rigidă, avînd deplasări orizontale și verticale, plane și paralele. Această ipoteză de calcul dă erori cu atît mai mici cu cît mișcarea seismică are o lungime de undă mai mare, sau o viteză de propagare mai ridicată.

Primul element de construcție pe care-l solicită unda seismică, în urma transmiterii mișcării la baza structurii, este fundația. Vom expune în continuare un mod aproximativ de evaluare a eforturilor care se nasc într-o fundație datorită vitezei de propagare a undei seismice longitudinale de tip armonic, propagarea făcîndu-se paralel cu direcția axului fundației.

În sistemul de axe ZOX , notînd cu v viteza de propagare în lungul axei Z , deplasarea $X_0(t)$ a fiecărui punct de pe suprafața solului va fi:

$$X_0(t) = A_0 \sin \frac{2\pi}{L} (Z - vt), \quad (95)$$

în care: A_0 reprezintă amplitudinea oscilațiilor;

L — lungimea undei seismice.

Perioada fiecărui punct curent $Z_t = Z$ va fi:

$$T = \frac{L}{v}.$$

Alungirea specifică a unei fișii elementare de-a lungul axei Z rezultă:

$$\epsilon = \frac{\partial X_0(t)}{\partial Z} = A_0 \frac{2\pi}{L} \cos \frac{2\pi}{L} (Z - vt), \quad (96)$$

iar alungirea specifică maximă :

$$\epsilon_{max} = A_0 \frac{2\pi}{L}. \quad (97)$$

Considerînd accelerația maximă a terenului

$$a_{max} = [X_0''(t)]_{max} = A_0 \left| \frac{2\pi\nu}{L} \right|^2 = A_0 \left| \frac{2\pi}{T} \right|^2, \quad (98)$$

se poate determina alungirea specifică maximă și astfel :

$$\epsilon_{max} = \frac{a_{max} T}{2\pi\nu}. \quad (99)$$

Dacă se admite ipoteza că deformațiile longitudinale ale fundației sînt egale cu cele ale terenului, efortul longitudinal maxim din fundație va avea valoarea :

$$\sigma_{max} = \epsilon_{max} \cdot E = \frac{a_{max} \cdot T}{2\pi\nu} E, \quad (100)$$

E fiind modulul de elasticitate al materialului din care este făcută fundația construcției.

Acest efort este cu atît mai mare cu cît terenul este mai moale, necoeziv, puînd atinge valorile 10—15 kgf/cm². În terenurile stîlcoase, eforturile unitare care apar în fundație sînt aproape de 10 ori mai mici.

În consecință, se constată că eforturile longitudinale care se dezvoltă în fundația unei clădiri în timpul unui cutremur, datorită vitezei de propagare a undelor seismice, sînt foarte mici. Acest lucru este dovedit în mod practic de distrugerile provocate de cutremure, care confirmă faptul că infrastructura construcțiilor suferă mult mai puțin decît elementele din suprastructură.

Deplasarea fundației clădirii, ca un tot rigid, produce în suprastructură forțe de inerție (în urma deplasărilor și accelerațiilor) care dau naștere la sollicitări de lunecare și de încovoiere. De aceea, în continuare, vom analiza influența pe care o au perturbațiile seismice asupra structurilor elastice.

B EFECTUL MIȘCĂRII SEISMICE ASUPRA SISTEMELOR CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE, SPECTRE DE RĂSPUNS

În acest capitol se va expune modul în care poate fi tratată problema vibrațiilor unui sistem elastic cu un singur grad de libertate, în cazul cînd este sollicitat de forțe excitatoare neperiodice (de tip seismic). Analiza sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică (cu o singură masă sau „pendul”) este de mare importanță în seismologia inginerescă întrucît orice sistem cu mai multe mase, poate fi redus la un pendul și tratat în consecință.

Vom considera, în cele ce urmează, că forța excitatoare neperiodică este produsă de o serie de impulsuri rapid variabile în timp. Sistemului de care ne ocupăm (fig. 45, *a*), fără amortizare, îi vom aplica mai întîi un singur impuls elementar (fig. 45, *b*).

Impulsul elementar de tipul $F_0 \cdot \Delta t$ produce o viteză inițială \dot{Z}_0 , care se poate determina din ecuația de impuls :

$$F_0 \Delta \tau = M \cdot \dot{Z}_0, \quad (101)$$

M fiind masa corpului pus în mișcare de impuls.

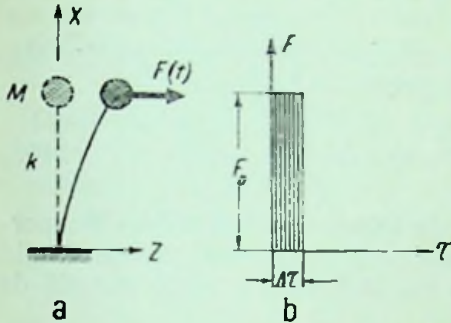


Fig. 45. Sistem cu un singur grad de libertate, supus unui impuls elementar.

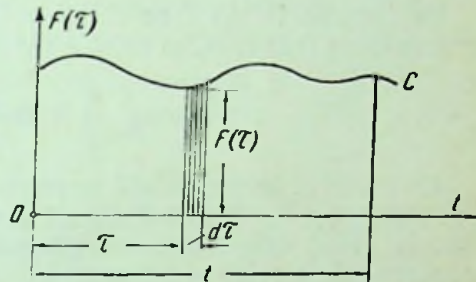


Fig. 46. Reprezentarea grafică a unei forțe variabile arbitrare $F(\tau)$.

Expresia deplasărilor Z pentru un sistem neamortizat, supus vibrațiilor libere este :

$$Z = \frac{\dot{Z}_0}{\omega} \sin \omega t + Z_0 \cos \omega t : \quad (102)$$

unde :

Z_0 este deplasarea inițială datorită impulsului ;

\dot{Z}_0 — viteza inițială datorită impulsului ;

$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$ — frecvența proprie circulară de vibrație a sistemului din fig. 45, a ;

K — rigiditatea sistemului [kgf/cm].

Dacă timpul se măsoară la punctul de săgeată nulă, avem :

$$Z_0 = 0 ;$$

$$\dot{Z}_0 = \frac{F_0 \Delta \tau}{M} ; \quad (103)$$

iar expresia deplasărilor devine :

$$Z = \frac{F_0 \Delta \tau}{M \omega} \sin \omega \tau. \quad (104)$$

Mișcarea sistemului elastic sub acțiunea unui singur impuls, fiind astfel cunoscută, putem găsi, cu ajutorul suprapunerii efectelor, mișcarea sub acțiunea unei succesiuni de impulsuri produse de o forță variabilă arbitrar $F(\tau)$ (fig. 46).

Curba C din fig. 46 reprezintă variația forței excitatoare pe durata de timp τ începând cu momentul $t=0$, urmînd să determinăm deplasarea care se produce la timpul t .

Pentru aceasta, împărțim funcția $F(\tau)$ într-un număr mare de impulsuri de tipul celui reprezentat în fig. 46 : $F(\tau) \cdot d\tau$.

Deplasarea Z la timpul t poate fi determinată din ecuația (104). În această ecuație, t reprezintă timpul care se scurge din momentul aplicării impulsului până la atingerea deplasării Z . Astfel, la timpul t , adică la $(t-\tau)$, după aplicarea impulsului, se poate scrie relația :

$$dZ = \frac{F(\tau) d\tau}{M\omega} \sin \omega(t-\tau).$$

Deplasarea totală Z se obține prin însumarea tuturor impulsurilor elementare de la 0 la t , adică prin integrarea expresiei lui dZ :

$$Z = \frac{1}{M\omega} \int_0^t F(\tau) \sin \omega(t-\tau) d\tau. \quad (105)$$

Cu ajutorul acestei relații se poate calcula mișcarea unui sistem neamortizat care are altă viteză inițială cît și deplasarea inițială, nulă. Integrala din expresia (105) este cunoscută integrală a lui Duhamel a cărei metodă de integrare este clasică și cunoscută.

Dacă funcția perturbatoare $F(\tau)$ este dată sub forma unui grafic (cazul seismogramei unui cutremur), sau prin valori numerice în locul formei analitice, atunci integrarea poate fi efectuată prin metode grafice sau numerice.

Aceeași ecuație (105) a mișcării s-a obținut pornind de la ecuația diferențială a mișcării pentru sistemul cu o singură masă, neamortizat, sollicitat de o forță excitatoare $F(\tau)$, așa cum s-a arătat anterior (cap. II).

În mod curent, în seismologia inginerască, funcția $F(\tau)$ rezultă direct din curba de înregistrare a accelerațiilor care se produc la baza unei construcții în timpul unui cutremur. Întrucît funcția $F(\tau)$ nu poate fi pusă sub formă analitică, pentru determinarea ecuațiilor de mișcare a unui sistem elastic, supus unei asemenea excitații exterioare, se aplică metode speciale de calcul (diferențe finite, analogii electrice etc.).

Variația deplasărilor în timp $Z(t)$, a vitezelor $\dot{Z}(t)$ și a accelerațiilor $\ddot{Z}(t)$, definesc *spectrele deplasărilor, ale vitezelor și respectiv ale accelerațiilor* mișcării, corespunzătoare funcției excitatoare $F(t)$ cunoscute. Prin *răspuns dinamic al structurii* se înțelege în general modul în care o structură reacționează (răspunde) la șocul imprimat de unda seismică bazei sale.

Efectuarea integralelor care intră în aceste expresii se face de obicei pe bază de analogii electrice cu ajutorul *calculatorului electronic analog* [47, 54, 99].

În cazul unui sistem cu masă unică, la care se ține seama de amortizare, expresia deplasărilor este următoarea :

$$Z = \frac{1}{M\sqrt{\omega^2 - \epsilon^2}} \int_0^t F(\tau) e^{-\epsilon(t-\tau)} \sin \sqrt{\omega^2 - \epsilon^2} (t-\tau) d\tau, \quad (106)$$

unde ϵ reprezintă coeficientul de amortizare al structurii.

Modul în care spectrele sînt utilizate practic în seismologia inginerască, este arătat în subcap. E.

Menționăm totuși că metoda *analizei spectrale*, introdusă pentru prima dată în seismologia inginerască de către M. A. Biot, se bazează pe o serie întreagă de înregistrări de la diverse cutremure, avînd diferite hipocentre și distanțe epicentrale.

Intrucît aceste înregistrări se fac cu ajutorul unor aparate speciale, amplasate în anumite puncte pe teren, la interpretarea rezultatelor se ține seama de proprietățile fizico-mecanice ale terenului prin care se propagă undele seismice.

Unul dintre cele mai mari avantaje pe care le au spectrele seismice este acela că pot caracteriza puterea distructivă a cutremurelor, independent de calitatea construcției, pe baza energiei de absorbție a undelor seismice.

Pentru a pune în concordanță funcția perturbatoare $F(\tau)$ cu variația accelerațiilor cutremurului $\ddot{U}_0(\tau)$ (elementul esențial care caracterizează mișcarea seismică), se vor transforma în consecință relațiile care dau expresiile deplasărilor.

Din expresia (101) rezultă că

$$\ddot{U}_0(\tau) = \frac{F(\tau)}{M}.$$

Înlocuind în expresiile (105) și (106) funcția $F(\tau)$ și introducînd în locul coeficientului de amortizare ϵ , factorul critic de amortizare $\nu = \frac{\epsilon}{\omega}$, obținem:

— pentru sistemul în care se neglijează amortizarea interioară

$$Z = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau;$$

— pentru sistemul la care se ține cont de amortizare

$$Z = \frac{1}{\omega \sqrt{1 - \nu^2}} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega \sqrt{1 - \nu^2}(t - \tau) d\tau.$$

Intrucît factorul critic de amortizare pentru structurile obișnuite are valori în jur de 0,1, se poate neglija ν^2 în raport cu unitatea, încît expresia de mai sus, care poate fi folosită pentru scopuri practice, devine:

$$Z = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega(t - \tau) d\tau. \quad (107)$$

Variația valorii integralei, din expresia (108) poartă denumirea de *spectrul vitezelor* [47] și se notează cu S_v ;

$$S_v = \int_0^t \dot{U}_0(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega(t - \tau) d\tau. \quad (108)$$

Cunoscînd spectrul vitezelor, care este de fapt cel mai important în studiile de seismologie inginerescă, se pot deduce spectrele deplasărilor S_d și ale accelerațiilor S_a așa cum se arată în subcap. E.

Ținînd seama de relația (108), relația (107) devine:

$$Z = \frac{1}{\omega} S_v. \quad (109)$$

C. EFECTUL MIȘCĂRII SEISMICE ASUPRA SISTEMELOR CU MAI MULTE GRADE DE LIBERTATE

În cele ce urmează vom presupune că asupra unei structuri cu n grade de libertate se exercită perturbații de tip seismic. Se consideră că mișcarea seismică se manifestă la baza construcției sub forma unei perturbații caracterizate prin funcția deplasărilor $U_0(t)$.

Presupunându-se funcția $U_0(t)$ precizată matematic, este necesar să se determine răspunsul dinamic al structurii cu n grade de libertate dinamică la această perturbație. Practic interesează distribuția deplasărilor, vitezelor, accelerațiilor, sau a forțelor de inerție care se dezvoltă pe înălțimea construcției.

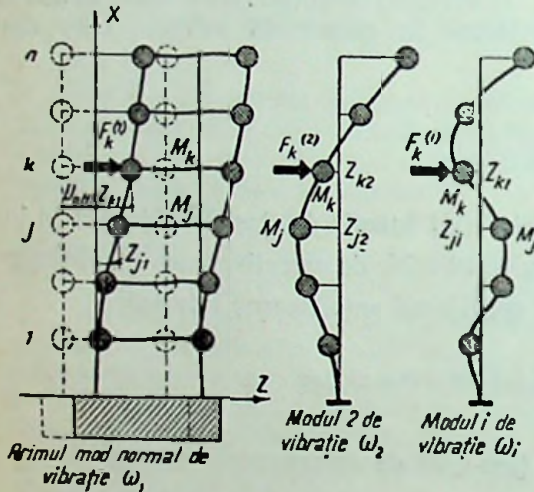


Fig. 47. Structură elastică cu n grade de libertate supusă oscilațiilor forțate, datorită mișcării seismice.

În dezvoltările care urmează, se tratează această problemă, care se reduce la studiul oscilațiilor forțate ale unei structuri elastice de tipul celei din fig. 47, cu n grade de libertate dinamice (luând în considerare și amortizarea), când baza sa este supusă unei deplasări arbitrare $U_0(t)$ care caracterizează mișcarea seismică [66, 67, 69, 70]. Se consideră că masele sînt concentrate în nodurile structurii.

Referindu-ne la structura din fig. 47, ecuația mișcării de tip d'Alembert, care corespunde punctului k , se poate scrie sub forma :

$$M_k \frac{d^2 [Z_k(t) + U_0(t)]}{dt^2} + \beta_k \frac{dZ_k(t)}{dt} + \sum_{j=1}^n K_{kj} Z_j(t) = 0, \quad (110)$$

unde :

M_k este masa sarcinii gravitaționale Q_k aferentă nivelului k ($M_k = \frac{Q_k}{g}$);

$Z_j(t), Z_k(t)$ — deplasarea reală a punctelor j respectiv k , pe direcția oscilațiilor, în urma perturbației seismice $U_0(t)$;

β_k — coeficientul de amortizare, proporțional cu viteza, conform ipotezei lui Voigt;

K_{kj} — rigiditatea în punctul k al sistemului; se definește ca fiind forța ce trebuie aplicată în punctul k astfel încît punctul j să se deplaseze cu o unitate ($Z = 1$).

Ecuația (110) se mai poate transforma astfel :

$$M_k \ddot{Z}_k(t) + \beta_k \dot{Z}_k(t) + \sum_{j=1}^n K_{kj} Z_j(t) = -M_k \ddot{U}_0(t). \quad (111)$$

Dacă se scriu asemenea ecuații pentru toate masele structurii elastice, se obține un sistem de ecuații de ordinul n , identic celui din cazul oscilațiilor forțate datorită sarcinilor perturbatoare de tipul $M \ddot{U}_0(t)$.

Soluționarea ecuației (111) se poate face prin metoda separării variabilelor în raport cu funcțiile proprii ale sistemului.

$$Z_k(t) = \sum_{i=1}^n Z_{ki} \Phi_i(t), \quad (112)$$

în care $\Phi_i(t)$ este o funcție de timp corespunzătoare fiecărei forme proprii i de vibrație, de tipul unei coordonate generalizate. Această funcție precizează deformarea structurii elastice în timp.

Ecuațiile de mișcare de tipul ecuației (111) se pot reduce la un sistem de n ecuații independente, funcție de fiecare mod normal de vibrație în parte. Pentru a arăta acest lucru, vom face în continuare unele transformări preliminare.

Din studiul vibrațiilor libere ale aceleiași structuri în modul i , fără amortizare, reiese:

$$M_k \frac{d^2 Z_{ki}(t)}{dt^2} + S_{ki}(t) = 0, \quad (113)$$

unde forța elastică ce corespunde punctului k , este:

$$S_{ki}(t) = \sum_{j=1}^n K_{kj} Z_{ji}(t).$$

Considerînd pentru $Z_{ki}(t)$ și $Z_{ji}(t)$ o soluție armonică, identică cu (112),

$$Z_{ki}(t) = Z_{ki} \cos(\omega_i t + \gamma_i) \text{ și}$$

$$Z_{ji}(t) = Z_{ji} \cos(\omega_i t + \gamma_i),$$

rezultă ecuația:

$$-M_k \omega_i^2 Z_{ki} + \sum_{j=1}^n K_{kj} Z_{ji} = 0; \quad (114)$$

de unde:

$$\sum_{j=1}^n K_{kj} Z_{ji} = M_k \omega_i^2 Z_{ki}. \quad (115)$$

Ținînd seama că:

$$\dot{Z}_k(t) = \sum_{i=1}^n Z_{ki} \dot{\Phi}_i(t);$$

$$\ddot{Z}_k(t) = \sum_{i=1}^n Z_{ki} \ddot{\Phi}_i(t);$$

și

$$Z_j(t) = \sum_{i=1}^n Z_{ji} \Phi_i(t),$$

precum și de ecuația (115), ecuația (111) devine:

$$M_k \sum_{i=1}^n Z_{ki} \ddot{\Phi}_i(t) + \beta_k \sum_{i=1}^n Z_{ki} \dot{\Phi}_i(t) + \sum_{i=1}^n M_k \omega_i^2 \Phi_i(t) = -M_k \ddot{U}_0(t). \quad (116)$$

Vom dezvolta această ecuație grupînd termenii ei în modul următor :

$$M_k Z_{k1} \left[\ddot{\Phi}_1(t) + \frac{p_k}{M_k} \dot{\Phi}_1(t) + \omega_1^2 \Phi_1(t) \right] + M_k Z_{k2} \left[\ddot{\Phi}_2(t) + \frac{p_k}{M_k} \dot{\Phi}_2(t) + \omega_2^2 \Phi_2(t) \right] + \dots + M_k Z_{ki} \left[\ddot{\Phi}_i(t) + \frac{p_k}{M_k} \dot{\Phi}_i(t) + \omega_i^2 \Phi_i(t) \right] + \dots = -M_k \ddot{U}_0(t).$$

Înmulțind această ecuație cu Z_{k1} , dezvoltînd întreg sistemul corespunzător tuturor maseilor $k=1, 2, \dots, n$ și introducînd notația :

$$2\varepsilon_k = \frac{p_k}{M_k},$$

se obține :

$k=1$

$$M_1 Z_{11}^2 [\ddot{\Phi}_1(t) + 2\varepsilon_1 \dot{\Phi}_1(t) + \omega_1^2 \Phi_1(t)] + M_1 Z_{11} Z_{12} [\ddot{\Phi}_2(t) + 2\varepsilon_1 \dot{\Phi}_2(t) + \omega_2^2 \Phi_2(t)] + \dots = -M_1 \ddot{U}_0(t) Z_{11};$$

$k=2$

$$M_2 Z_{21}^2 [\ddot{\Phi}_1(t) + 2\varepsilon_2 \dot{\Phi}_1(t) + \omega_1^2 \Phi_1(t)] + M_2 Z_{21} Z_{22} [\ddot{\Phi}_2(t) + 2\varepsilon_2 \dot{\Phi}_2(t) + \omega_2^2 \Phi_2(t)] + \dots = -M_2 \ddot{U}_0(t) Z_{21}; \quad (117)$$

$k=k$

$$M_k Z_{k1}^2 [\ddot{\Phi}_1(t) + 2\varepsilon_k \dot{\Phi}_1(t) + \omega_1^2 \Phi_1(t)] + M_k Z_{k1} Z_{k2} [\ddot{\Phi}_2(t) + 2\varepsilon_k \dot{\Phi}_2(t) + \omega_2^2 \Phi_2(t)] + \dots = -M_k \ddot{U}_0(t) Z_{k1};$$

$k=n$

$$M_n Z_{n1}^2 [\ddot{\Phi}_1(t) + 2\varepsilon_n \dot{\Phi}_1(t) + \omega_1^2 \Phi_1(t)] + M_n Z_{n1} Z_{n2} [\ddot{\Phi}_2(t) + 2\varepsilon_n \dot{\Phi}_2(t) + \omega_2^2 \Phi_2(t)] + \dots = -M_n \ddot{U}_0(t) Z_{n1}.$$

Adunînd toate ecuațiile (117), ținînd seama de condiția de ortogonalitate a formelor proprii,

$$\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki} Z_{kj} = 0 \quad (i \neq j; i, j = 1, 2, \dots, n)$$

și presupunînd că :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \dots = \varepsilon_k = \dots = \varepsilon_n = \varepsilon \text{ (constant)}$$

rezultă :

$$\sum_{k=1}^n M_k Z_{k1}^2 [\ddot{\Phi}_1(t) + 2\varepsilon \dot{\Phi}_1(t) + \omega_1^2 \Phi_1(t)] = - \sum_{k=1}^n M_k \ddot{U}_0(t) Z_{k1}. \quad (118)$$

În continuare, înmulțind același sistem (117) cu $Z_{k2}, Z_{k3}, \dots, Z_{kj}, \dots, Z_{kn}$, se obțin de asemenea o serie de ecuații de forma de mai sus, care, după cum se observă, se referă numai la primul mod de oscilație.

Pentru modul i , avem :

$$\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2 [\ddot{\Phi}_i(t) + 2\varepsilon \dot{\Phi}_i(t) + \omega_i^2 \Phi_i(t)] = - \sum_{k=1}^n M_k \ddot{U}_0(t) Z_{ki}. \quad (119)$$

Prin urmare, sistemul inițial s-a transformat în alt sistem tot cu n ecuații, dar independente, în funcție de fiecare mod normal de oscilație (117):

Ecuția (111) poate fi scrisă sub forma :

$$\ddot{\Phi}_i(t) + 2\epsilon\dot{\Phi}_i(t) + \omega_i^2\Phi_i(t) = - \frac{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2} \ddot{U}_0(t).$$

Notînd

$$c_i = \frac{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2} = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2}, \text{ în care } M_k = \frac{Q_k}{g}$$

și

$$A_i(t) = -c_i \ddot{U}_0(t), \quad (120)$$

se obține o ecuație identică celei corespunzătoare oscilațiilor forțate ale unui sistem cu un singur grad de libertate cu amortizare, care poate fi integrată direct :

$$\ddot{\Phi}_i(t) + 2\epsilon\dot{\Phi}_i(t) + \omega_i^2\Phi_i(t) = A_i(t).$$

Făcînd abstracție de soluția corespunzătoare oscilațiilor libere care se amortizează rapid, rezultă :

$$\Phi_i(t) = \frac{1}{\sqrt{\omega_i^2 - \epsilon^2}} \int_0^t A_i(\tau) e^{-\epsilon(t-\tau)} \sin \sqrt{\omega_i^2 - \epsilon^2}(t-\tau) d\tau. \quad (121)$$

Și în acest caz, în locul mărimii ϵ se introduce valoarea factorului critic de amortizare ν_i care decurge din decrementul logaritmic δ_i al amortizării (v. cap. II, A, 3) :

$$\delta_i = 2\pi\nu_i = \epsilon T_i = \epsilon \frac{2\pi}{\omega_i},$$

de unde :

$$\epsilon = \nu_i \cdot \omega_i \quad (122)$$

Se menționează că factorul critic al amortizării este variabil pentru fiecare mod normal i . El reprezintă un procent din valoarea critică de amortizare la care mișcarea își pierde caracterul vibrator.

Inlocuind în relația (121) expresia (122), se obține :

$$\Phi_i(t) = \frac{1}{\omega_i \sqrt{1 - \nu_i^2}} \int_0^t A_i(\tau) e^{-\nu_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i \sqrt{1 - \nu_i^2} (t-\tau) d\tau \quad (123)$$

Decrementul logaritmic are valori subunitare, de obicei destul de mici. Cu atît mai mic va fi, deci, factorul critic al amortizării. Pentru cazurile practice ν fiind mai mic decît 0,30 (în cazul construcțiilor din beton armat $\nu \approx 0,10$), se poate neglija ν^2 față de unitate.

Aşa dar, considerind $\sqrt{1-v_i^2} \simeq 1$ și înlocuind valorile din relația (120) în relația (123), rezultă :

$$\Phi_i(t) = - \frac{c_i}{\omega_i} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \cdot \sin \omega_i (t-\tau) d\tau. \quad (124)$$

Revenind la relația (112), se poate deduce expresia generală a deplasărilor corespunzătoare punctului k , la timpul $t > 0$:

$$Z_k = - \sum_{i=1}^n \frac{c_i}{\omega_i} Z_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \cdot \sin \omega_i (t-\tau) d\tau. \quad (125)$$

Întrucît mișcarea seismică are o direcție de propagare arbitrara, care se poate manifesta în orice sens, se va face abstracție în calculele următoare de semnul minus din fața expresiei (125).

Pentru simplificare, se introduce o ultimă notație, denumind *coeficient de formă* expresia :

$$a_{ki} = C_i Z_{ki} = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2} Z_{ki}. \quad (126)$$

În general este mai comod să se calculeze separat deplasările, vitezele, accelerațiile, forțele de inerție, sau forța tăietoare de bază, corespunzătoare fiecărui mod de vibrație în parte. Cunoașterea acestor expresii este extrem de importantă întrucît în calculele practice nu se ține seama de totalitatea formelor proprii. După cum se știe, în cazuri speciale, luarea în considerare a primelor trei forme este suficientă pentru a stabili comportarea construcției.

Expresiile corespunzătoare modului i de vibrație, deduse pe baza relațiilor (112) și (124) sînt următoarele :

— deplasările :

$$Z_k(i) = \frac{a_{ki}}{\omega_i} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \cdot \sin \omega_i (t-\tau) d\tau; \quad (127)$$

— vitezele :

$$\dot{Z}_k(i) = a_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \cdot \cos \omega_i (t-\tau) d\tau; \quad (128)$$

— accelerațiile :

$$\ddot{Z}_k(i) = \omega_i a_{ki} \int_0^t \dot{U}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \cdot \sin \omega_i (t-\tau) d\tau; \quad (129)$$

— forțele de inerție :

$$F_k(i) = M_k \omega_i a_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \cdot \sin \omega_i (t-\tau) d\tau; \quad (130)$$

— forța tăietoare de bază :

$$F(i) = \sum_{k=1}^n F_k(i) = \sum_{k=1}^n M_k \omega_i a_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \cdot \sin \omega_i (t-\tau) d\tau. \quad (131)$$

Valorile totale ale deplasărilor, vitezelor, accelerațiilor, ale forțelor de inerție, sau a forței tăietoare de bază în punctele k se obțin prin însumarea expresiilor (127), (128), (129), (130) și (131) în raport cu i ($i=1, 2, \dots, n$), unde n reprezintă numărul gradelor de libertate dinamică ale structurii, egal cu numărul etajelor.

Precizăm că în aceste relații, coeficientul de formă a_i precizează răspunsul dinamic din punctul k , corespunzător modului normal i de vibrație. După cum se poate observa, prin coeficientul a_i se ține seama de fapt că structura are mai multe grade de libertate, fiind în același timp un coeficient care corectează răspunsul dinamic al sistemului cu o singură masă. De altfel pentru $n=1$, $a_{ki} = 1$.

Forma expresiilor de mai sus ne permite să punem în evidență separarea analitică a caracteristicilor statico-dinamice ale structurii de proprietățile dinamice ale mișcării seismice [47, 63, 67].

Principial poate fi scrisă următoarea relație generală :

$$R_k(t) = R_{kI} R_{kII}, \quad (132)$$

în care :

$R_k(t)$ este răspunsul dinamic al structurii (variația deplasărilor și vitezelor relative față de teren, a accelerațiilor absolute, sau a forțelor de inerție) corespunzător punctului k , datorită perturbațiilor de tip seismic ;

R_{kI} — influența caracteristicilor statico-dinamice, specifice fiecărui tip de structură, asupra comportării structurii ;

R_{kII} — influența proprietăților dinamice ale undei seismice, precum și a mediului prin care aceasta se propagă, asupra comportării construcției.

Este evident că deoarece mișcarea seismică este neperiodică, avînd un caracter tranzitoriu, răspunsul maxim nu se va obține prin însumarea răspunsurilor corespunzătoare fiecărui mod, ceea ce ar conduce la o supraevaluare a acestuia. Se poate stabili valoarea sa, considerînd că răspunsul maxim se obține prin media pătratelor [123], adică :

$$R_k(t) = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_k^2(i)}. \quad (133)$$

Urmărind expresiile (127) ... (131), se poate constata că în funcție de modul în care este asimilată mișcarea terenului, pot rezulta diverse formulări ale acestei probleme. În esență, aprecierea influenței proprietăților dinamice ale undelor seismice separă diversele metode dinamice de calcul ale forțelor seismice.

Utilizînd și aici noțiunea de spectru al vitezelor S_v (108), expresia (127) devine :

$$Z_k(i) = \frac{a_{ki}}{\omega_i} S_v. \quad (134)$$

Comparînd relația (134) cu relația (109) apare și mai evident coeficientul de corecție a_{ik} .

În mod practic, interesează variația forțelor de inerție pe înălțimea construcției, precum și forța tăietoare de bază. În comparație cu sistemul cu un singur grad de libertate, avem :

Sistemul cu un singur grad de libertate

$$\text{Forța de inerție} \quad F = M\omega S_0$$

$$\text{Forța tăietoare de bază} \quad F = M\omega S_0$$

Sistemul cu n grade de libertate

$$F_k(i) = M_k \omega_i a_{ki} S_0 \quad (135)$$

$$F(i) = \sum F_k(i) = \sum M_k \omega_i a_{ki} S_0$$

În toate aceste expresii masele M , frecvențele ω_i precum și coeficienții de formă a_{ki} depind de caracteristicile statico-dinamice ale structurii, iar spectrul vitezelor S_0 depinde de proprietățile dinamice ale undelor seismice caracterizate prin variația accelerațiilor $[U_0(t)]$.

Vom arăta, în continuare, că efectul produs de cutremur asupra structurilor cu n grade de libertate poate fi tratat prin intermediul sistemului cu masă unică. Cu alte cuvinte orice sistem avînd n mase, poate fi modelat ca un sistem cu o singură masă pe baza principiului echivalenței energiei și a perioadelor (sau frecvențelor). Astfel se poate obține așa numita masă redusă M_r a pendulului (sistemul cu masă unică) care reprezintă, din punct de vedere dinamic, structura reală cu n mase.

D. REDUCEREA SISTEMELOR CU MAI MULTE GRADE DE LIBERTATE LA UN SISTEM CU O SINGURĂ MASĂ. IMPORTANȚA PRACTICĂ ÎN CALCULUL ANTISEISMIC

Din punct de vedere al calculului antiseismic, metoda masei reduse are o mare importanță practică. Reducînd structurile cu n grade de libertate dinamică la un sistem cu un singur grad se poate calcula direct răspunsul maxim, în esență forța tăietoare de bază, care apoi urmează să fie distribuită tuturor maselor structurii. Urmînd acest procedeu se poate utiliza direct spectrul vitezelor S_0 , iar valoarea forței tăietoare de bază, pentru modul i , se obține cu formula (135) :

$$F(i) = M_r \omega_i S_0, \quad (136)$$

unde s-a notat cu M_r valoarea masei reduse.

Problema constă în a stabili expresia de calcul a masei reduse pentru calculul forței tăietoare de bază pentru orice mod normal de vibrație.

După cum se poate observa, prin metoda masei reduse, sau a masei echivalente, cum se mai numește, se poate înlocui calculul vibrațiilor unui sistem cu mai multe grade de libertate prin calculul unui sistem cu un singur grad de libertate.

Masa redusă (echivalentă) se obține din condiția ca energiile și frecvențele (sau perioadele) proprii de vibrație a celor două sisteme (real cu n grade și cel modelat cu un singur grad de libertate) să fie egale între ele.

Dacă ne referim la fig. 48 și 49 putem scrie următoarele egalități :

$$P_r = P_l \quad (137)$$

și

$$\omega_r = \omega_l, \quad (138)$$

în care :

P_r este energia potențială a sistemului cu masă redusă, unică ;

P_l — energia potențială a structurii cu n mase (grade de libertate dinamică) ;

$\omega_r = \frac{2\pi}{T_r}$ — frecvența proprie circulară de vibrație a sistemului cu masă redusă ;

$\omega_l = \frac{2\pi}{T_l}$ — frecvența proprie circulară pe vibrație a sistemului cu n mase.

Explicitînd relațiile (137) și (138) se obține, după cum vom vedea, M_r . Vom sublinia că frecvența proprie de vibrație pentru sistemul cu n grade de libertate se va calcula, pe baza principiului conservării energiei, cu expresia stabilită de Rayleigh [118]. Modul în care se stabilește această relație se poate vedea în cap. IV.

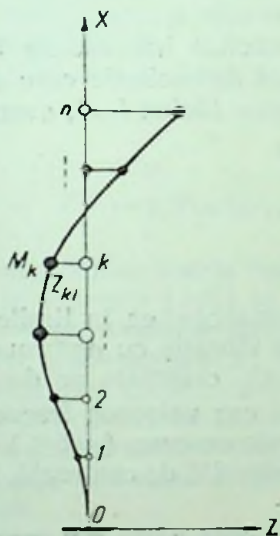


Fig. 48. Sistem cu n grade de libertate.

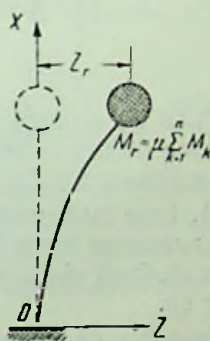


Fig. 49. Sistem echivalent celui din fig. 48, cu un singur grad de libertate.

Relația (137) devine :

$$\frac{1}{2} M_r Z_r = \frac{1}{2} \sum M_k Z_{ki}, \quad (139)$$

iar relația (138), prin egalarea pătratelor frecvențelor proprii, devine :

$$\frac{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2} = \frac{g}{Z_r}. \quad (140)$$

Eliminînd din cele două egalități parametrul neidentificat Z_r se obține direct M_r .

Din relația (139),

$$Z_r = \frac{\sum M_k Z_{ki}}{M_r},$$

iar prin înlocuire în relația (140),

$$M_r = \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k Z_{ki} \right|^2}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2}. \quad (141)$$

Se știe că formula lui Rayleigh pentru calculul frecvențelor dă totdeauna rezultate exacte în cazul cînd deplasările Z_i corespund formelor proprii de vibrații. Așadar, în cazul de față, deși s-a folosit formula Rayleigh, întrucît se lucrează cu modurile normale reale de vibrație, expresia masei reduse este exactă.

Trebuie totuși amintit că în calculele practice interesează în general răspunsul dinamic corespunzător primului mod de oscilație care de fapt, în cele mai multe cazuri, este hotărîtor. Prin urmare, făcînd $i=1$, avem :

$$M_r = \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k Z_{k1} \right|^2}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{k1}^2}.$$

În legătură cu această observație, mai remarcăm că în limitele aproximațiilor tehnice putem asimila primul mod de vibrație cu deformata statică produsă de acțiunea sarcinilor gravitaționale Q_k orientate pe direcția oscilațiilor (OZ). Este cunoscut faptul că în acest caz valoarea frecvenței, care rezultă prin aplicarea formulei lui Rayleigh, este cu ceva (5%) mai mare decît cea exactă, încît și M_r va avea o valoare diferită de cea reală, dar foarte apropiată de ea.

Se poate arăta că masa redusă M_r este o cotă parte din masa întregii construcții :

$$M_r = \mu M, \quad (142)$$

în care : $M = \sum_{k=1}^n M_k$ și reprezintă masa întregii construcții :

$$M = \frac{Q}{g}, \quad Q = \sum_{k=1}^n Q_k.$$

Din relațiile (140) și (142) rezultă :

$$\mu = \frac{M_r}{M} = \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k Z_{k1} \right|^2}{\left| \sum_{k=1}^n M_k \right| \sum_{k=1}^n M_k Z_{k1}^2}. \quad (143)$$

Întrucît în calculele ingineresti se lucrează cu forțe și nu cu mase, expresiile de calcul devin :

Forța redusă

$$Q_r = \mu Q = g M_r = g \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k Z_{ki} \right|^2}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2}, \quad (144)$$

iar

$$\mu = \frac{\left| \sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki} \right|^2}{\left| \sum_{k=1}^n Q_k \right| \left| \sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki} \right|} = \mu' g. \quad (145)$$

Coeficientul μ din relația (143) sau (145) poartă denumirea de *coeficient de echivalență*. Totdeauna, $\mu < 1$.

La limită, cînd sistemul are un singur grad de libertate, $\mu = 1$; coeficientul de echivalență μ este cu atît mai mic cu cît sistemul are mai multe grade de libertate.

Forța tăietoare de bază se calculează direct :

$$F(i) = M_r \omega_i S_v,$$

sau

$$F(i) = \mu M \omega_i S_v = \mu \left[\sum_{k=1}^n M_k \right] \omega_i S_v = \mu' \left[\sum Q_k \right] \omega_i S_v. \quad (146)$$

calculul reducîndu-se foarte mult.

Dacă în expresia (146) se înlocuiește μ cu relația (143) este evident că se obține relația stabilită anterior (131). De altfel, coeficientul de echivalență se mai poate scrie și în funcție de a .

μ se numește coeficient de echivalență, deoarece echivalează comportarea structurii cu n mase cu una cu o singură masă. Acest coeficient de echivalență este acela care modifică spectrul $\mu' S_v$, sau μS , sau coeficienții seismici $\mu' C$ și μC , cînd aceștia sînt determinați, precum se știe deja, cu ajutorul unor penduli.

După stabilirea forței tăietoare de bază $F(i)$ urmează distribuția forțelor de inerție la toate nivelele k în așa fel încît să corespundă cu realitatea, adică să se identifice cu expresia (130).

Se obține astfel :

$$F_k(i) = F(i) \frac{M_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}} = F(i) \frac{Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}. \quad (147)$$

Intr-adevăr, dacă se înlocuiește în formula (147) $F(i)$ din formulele (146) și ținînd seama de μ sau de μ' , se obține formula (130).

Acest mod de lucru, folosit în seismologia inginerescă, de a calcula mai întii forța tăietoare de bază pe sistemul echivalent și de a o distribui apoi pe înălțimea construcției, a fost adoptat în codurile de cutremure din S.U.A., Mexic etc., el dovedindu-se foarte eficace.

Același procedeu de calcul se poate aplica și în cazul structurilor cu masă distribuită după o anumită lege de variație. Expresiile stabilite, ca formă rămîn aceleași, numai că toate sumele se schimbă în integrale.

În continuare vom arăta cum se obține expresia masei reduse (echivalente) pentru un sistem cu o infinitate de grade de libertate, de data aceasta prin echivalarea energiilor cinetice pentru primul mod de vibrație.

Expresia deplasărilor unui sistem oscilant se va lua de tip Fourier, prin separarea variabilelor de spațiu și timp :

$$Z(x, t) = Z(x) \cdot T(t). \quad (148)$$

Pe baza acestei soluții, pot fi calculate energiile cinetice ale celor două sisteme.

Presupunând, mai întâi, că avem un sistem cu masă continuă $m(x)$, conform fig. 50, energia cinetică E va fi :

$$E = \frac{1}{2} \int_0^L m(x) v^2 dx.$$

Viteza v se poate scrie sub forma :

$$v = \frac{dZ(x, t)}{dt} = Z(x) \frac{dT(t)}{dt},$$

încît expresia energiei cinetice pentru sistemul cu o infinitate de grade de libertate devine :

$$E = \frac{1}{2} \left| \frac{dT(t)}{dt} \right|^2 \int_0^L m(x) \cdot Z^2(x) dx. \quad (149)$$

Analizînd sistemul cu un singur grad de libertate, acționat de masa

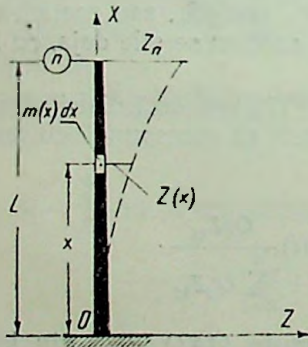


Fig. 50. Sistem cu o infinitate de grade de libertate (cu masă continuă).

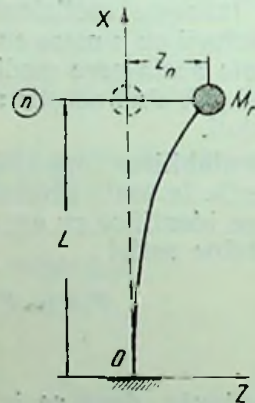


Fig. 51. Sistem echivalent celui din fig. 50, cu un singur grad de libertate.

echivalentă (redușă) M_r , în punctul de deformație maximă a sistemului din fig. 50 și 51, adică la $X = X_n = L$, ecuația deplasărilor va fi :

$$\bar{Z}(x, t) = Z_n \cdot T(t),$$

iar viteza de vibrație \bar{v} a punctului n în care se aplică masa M_r este :

$$\bar{v} = \frac{dZ(x, t)}{dt} = Z_n \frac{dT(t)}{dt}.$$

În același caz energia cinetică (\bar{E}) are valoarea :

$$\bar{E} = \frac{1}{2} M_r \cdot \bar{v}^2 = \frac{1}{2} M_r Z_n^2 \left[\frac{dT(t)}{dt} \right]^2. \quad (150)$$

Prin egalarea expresiilor (149) și (150), adică $E = \bar{E}$, rezultă valoarea masei reduse :

$$M_r = \frac{\int_0^L m(x) \cdot Z^2(x) dx}{Z_n^2}. \quad (151)$$

În cazul sistemului cu mase concentrate, prin egalarea energiilor cinetice se obține următoarea expresie a masei reduse :

$$M_r = \frac{\sum M_k Z_k^2}{Z_n^2}. \quad (152)$$

După cum se poate observa, pentru a determina masa redusă M_r este necesar a cunoaște expresia axei deformație $Z(x)$. Pentru primul mod normal de vibrație se recomandă, în limita aproximațiilor tehnice, să se considere axa medie deformată a aceluiași sistem, solicitat de masele $m(x)$ sau M_k static, pe direcția de oscilație a sistemului. În acest caz, Z_n va reprezenta tocmai săgeata maximă statică a consolei Z_n^{ST} .

E. SPECTRE SEISMICE ȘI UTILIZAREA LOR ÎN SEISMOLOGIA INGINEREASCĂ

I. Prezentarea problemei

În seismologia inginerescă se definește ca *spectru seismic*, reprezentarea grafică a variației deplasărilor relative, vitezelor relative (față de teren), accelerațiilor absolute sau a forței de inerție pe care le are sistemul cu un singur grad de libertate (pendul), în funcție de perioada proprie de vibrație a acestuia, când baza sa este supusă unor excitații de tip seismic.

Spectrul seismic mai poartă denumirea de *spectru de răspuns* întrucât el arată modul în care construcția (în cazul de față sistemul cu o singură masă) răspunde (reacționează) la perturbațiile seismice.

După cum se constată, spectrul seismic sau spectrul de răspuns se stabilește numai pentru modele de construcție, adică pentru sisteme tip pendul (monomase). Trecerea de la răspunsul sistemului cu un singur grad de libertate la cel cu mai multe grade se face utilizând fie relațiile (127) ... (131), fie coeficientul de echivalență μ stabilit în subcap. D. Cu alte cuvinte, prin utilizarea lui μ se stabilește de fapt un nou spectru redus, sau echivalent, pentru structura cu mai multe mase.

Spectrul de răspuns poate fi stabilit pentru orice funcție periodică, sau neperiodică, cum este cazul excitațiilor seismice. Spectrul se poate deduce fie direct pe cale experimentală, fie prin integrare, fie pe baza analogiilor electrice cu ajutorul calculatorului electronic analog.

Avantajul utilizării curbelor spectrale constă în faptul că oferă, independent de perioada de oscilație a sursei de mișcare (perturbației), valorile directe ale deplasărilor, vitezelor sau accelerațiilor sistemului manomasic pentru perioade T arbitrare ale acestuia. În calculul practic firește că ne interesează efectul maxim pe care îl produc cutremurele asupra acestor sisteme elastice simple, care de fapt modelează construcțiile reale prin caracteristicile lor de frecvență și amortizare.

Subliniem totuși, că metoda de calcul a structurilor rezistente la cutremur cu ajutorul curbelor spectrale se bazează pe numeroase date experimentale referitoare la efectele seismice asupra unui număr mare de modele (penduli) sub acțiunea unei serii întregi de cutremure. Desigur că acest lucru nu este posibil în toate țările unde frecvența cutremurelor de pământ nu este ridicată.

Totuși, prin adaptarea unor date din alte regiuni ale lumii, se pot stabili spectre seismice și pentru acele țări în care mișcările seismice sînt mai rare.

Vom arăta în cele ce urmează unele aspecte teoretice ale spectrelor funcțiilor perturbatoare $F(t)$.

După cum se știe, orice funcție periodică $F(t)$, avînd perioada T poate fi descompusă într-o serie Fourier, de forma :

$$F(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos \omega_n t + b_n \sin \omega_n t), \quad (153)$$

în care :

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{+T/2} F(t) \cos \omega_n t dt;$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{+T/2} F(t) \sin \omega_n t dt; \quad (154)$$

$$\omega_n = n\omega = n \frac{2\pi}{T}.$$

Expresia (153) mai poate fi scrisă și astfel :

$$F(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} F_n(t) \cos(\omega_n t + \varphi_n), \quad (155)$$

în care :

$$F_n(t) = \sqrt{a_n^2 + b_n^2};$$

$$\varphi_n = \arctg \left(-\frac{b_n}{a_n} \right). \quad (156)$$

După cum se poate observa, orice oscilație armonică (periodică) $F(t)$, complexă, de perioadă T , se poate descompune, în mod practic, totdeauna, într-o sumă infinită de oscilații simple de perioade T/n ($n=1, 2, \dots$), avînd amplitudinile $F_n(t)$ și fazele φ_n (fig. 52).

Chiar dacă funcția $F(t)$ nu este periodică (cazul mișcării seismice); descompunerea în serie de tipul (153) sau (155) rămâne valabilă. Dintre toate valorile pe care le poate avea această funcție, interesează numai acelea pentru care t este cuprins într-un interval T . Descompunerea în serie Fourier va fi valabilă în cazul acesta, numai pentru acest interval.

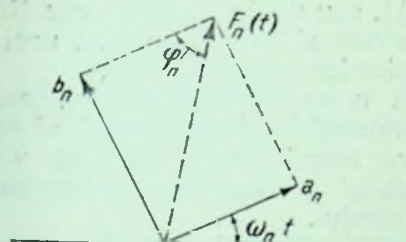


Fig. 52. Descompunerea unei oscilații simple.

De exemplu, pentru $-T/2 < t < T/2$ se pot aplica formulele (154).

Dacă $t_0 < t < t_0 + T$, limitele de integrare ale formulelor (154) se schimbă în t_0 și $t_0 + T$.

Totalitatea valorilor $F_n(t)$ reprezintă *spectrul discret* al funcției periodice $F(t)$ (fig. 53 și 54).

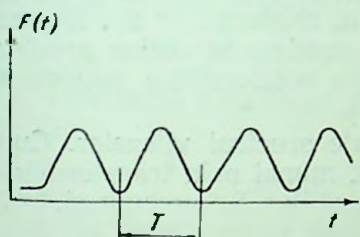


Fig. 53. Variația funcției periodice $F(t)$.

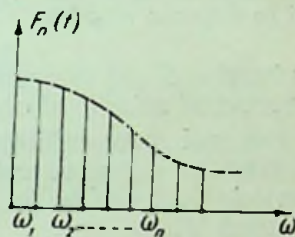


Fig. 54. Spectrul discret al funcției periodice $F_n(t)$.

În fig. 53 este reprezentată funcția periodică $F(t)$ de perioadă T , iar în fig. 54 spectrul discontinuu al acestei funcții, $\omega_n = n\omega_1 = n \frac{2\pi}{T}$.

În același mod se tratează și funcțiile neperiodice $F(t)$ pentru toate valorile, chiar dacă nu sînt cuprinse într-un interval finit T .

În continuare vom expune cîteva procedee prin care se pot stabili spectrele seismice și anume: *procedeul experimental* cu ajutorul modelelor dinamice (penduli), *procedeul prin integrare* directă și *procedeul prin analogii electrice*.

2. Obținerea spectrelor pe cale experimentală cu ajutorul modelelor dinamice

Vom arăta mai întîi în ce constă metoda experimentală de stabilire a curbelor spectrale.

Pe o masă vibrantă (platformă seismică) se montează o serie de penduli (sisteme cu masă unică) (fig. 55), care au perioade de vibrație cuprinse între 0,1 și 3 s, la intervale de 0,01 s. Se presupune că intensitatea amortizării vibrațiilor libere ale pendulilor este astfel aleasă încît corespunde amortizării unei construcții reale de tip dat.

Alegerea tipurilor de penduli se bazează pe observația că în general perioada fundamentală de vibrație a diverselor construcții (obișnuite)

variază între 0,1–3 s, iar felul amortizării acestor construcții variază în funcție de tipul constructiv și de materialele din care sînt executate.

Acestei platforme i se imprimă, printr-un sistem de comandă special, mișcarea terenului pe timpul unui cutremur conform unei seismograme

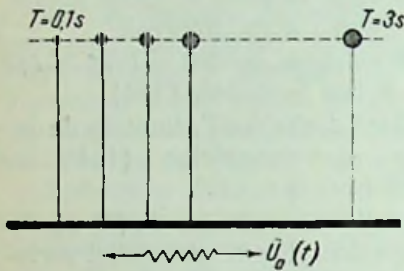


Fig. 55. Penduli cu diferite perioade, montați pe platforma seismică.

$[U_0(t)]$, sau unei accelerograme $[\ddot{U}_0(t)]$ înregistrate și care corespund unei mișcări seismice reale (fig. 56).

În urma acestei mișcări, aplicată bazei ansamblului de penduli, ei pot înregistra amplitudinile maxime, vitezele maxime și accelerațiile maxime ale fiecărui pendul.

Dacă se reprezintă grafic pentru fiecare perioadă a pendulilor amplitudinile (deplasările) maxime, se obține *spectrul seismic al deplasărilor* S_d . Reprezentînd vitezele maxime se obține *spectrul seismic al vitezelor* S_v și în același fel pe baza accelerațiilor maxime se construiește *spectrul seismic al accelerațiilor* S_a .

De cea mai mare utilitate practică este spectrul vitezelor. Cunoșcînd spectrul vitezelor putem să calculăm direct, numai prin transformări analitice, spectrele deplasărilor S_d și ale accelerațiilor S_a precum și forța tăietoare de bază F .

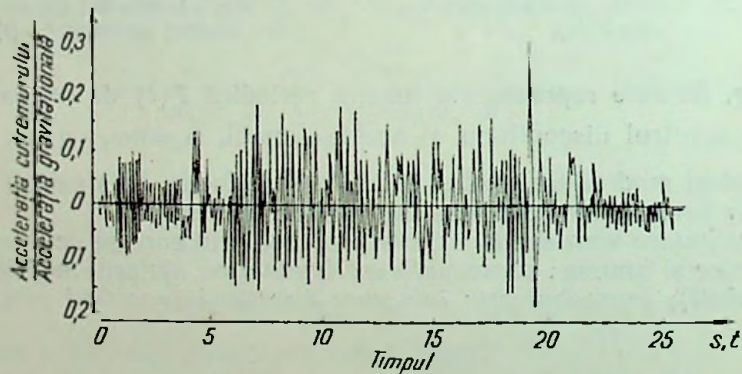


Fig. 56. Accelerogramă tipică.

Spectrul S_v neamortizat are următoarea expresie analitică pentru oscilațiile de perioadă T_i :

$$S_v = \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \quad (157)$$

iar în cazul cînd se ține seama de amortizarea structurii, are forma:

$$S_v = \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\gamma_i \omega_i(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \quad (158)$$

Între S_d , S_a și S_v se pot scrie următoarele relații în cazul sistemelor cu o singură masă :

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{T}{2\pi} S_v; \quad (159)$$

$$S_a = \omega S_v = \frac{2\pi}{T} S_v.$$

Este mai convenabil să se introducă în calcul spectrul vitezelor deoarece el caracterizează energia maximă aliinsă de sistem în timpul cutremurilor :

$$E = \frac{1}{2} M S_v^2.$$

S_d și S_a nu prezintă o prea mare exactitate întrucît sînt obținuți prin intermediul perioadei T .

Forța tăietoare de bază va avea valoarea :

$$F_{max} = K Z_{max}, \quad (160)$$

unde K reprezintă rigiditatea pendulului.

Dacă :

$$Z_{max} = \frac{1}{\omega} S_v = \frac{T}{2\pi} S_v,$$

înlocuind în relația (160), obținem :

$$F_{max} = K \frac{T}{2\pi} S_v. \quad (161)$$

Forța tăietoare de bază se mai poate obține prin intermediul accelerațiilor, în care caz rezultă o expresie mai ușor de aplicat, întrucît exclude rigiditatea K a pendulului.

$$F_{max} = M \ddot{Z}_{max} = M S_a; \quad (162)$$

$$F_{max} = M \frac{2\pi}{T} S_v. \quad (163)$$

Expresia (163) are o aplicație largă și în cazul sistemelor cu mai multe grade de libertate în care M se înlocuiește cu M_r , adică :

$$F_{max} = M_r \frac{2\pi}{T} S_v = \mu \left[\sum_{k=1}^n M_k \right] \frac{2\pi}{T} S_v = \left[\sum_{k=1}^n M_{k1} \right] \frac{2\pi}{T} \mu S_v.$$

Valorile μS_v (unde $\mu < 1$) reprezintă spectrul redus sau echivalent al vitezelor, care ține seama de faptul că sistemul real are n grade de libertate.

Distribuția forței F_{max} pe înălțimea structurii se face conform formulei (147).

Ca exemplificare a succesiunii în care se obțin spectrele de calcul se prezintă mai jos câteva grafice. În fig. 56 se arată principial o accelerogramă, care este sursa de excitație a platformei cu penduli. În fig. 57 este reprezentat spectrul vitezelor aceleiași surse, în funcție de diverși factori critici de amortizare ν , iar în fig. 58 se reprezintă spectrele medii stabilite statistic din pre-

lucrarea datelor de la diferite cutremure. Aceste spectre medii se stabilesc pentru fiecare stație seismică în parte.

Se constată, urmărind fig. 57 și 58 că cu cât crește amortizarea unei structuri ν , cu atât scade intensitatea spectrală S .

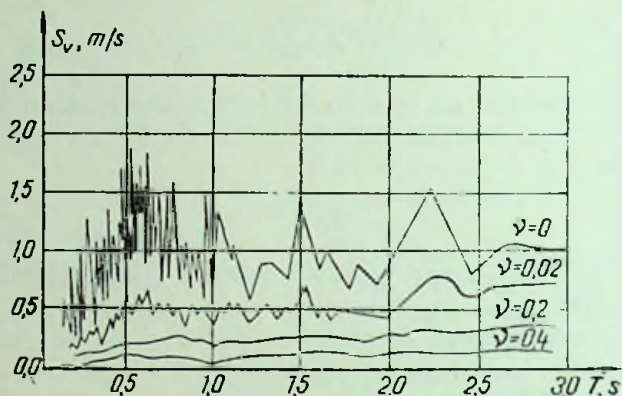


Fig. 57. Variația spectrului vitezelor S_v pentru diverși factori de amortizare ν .

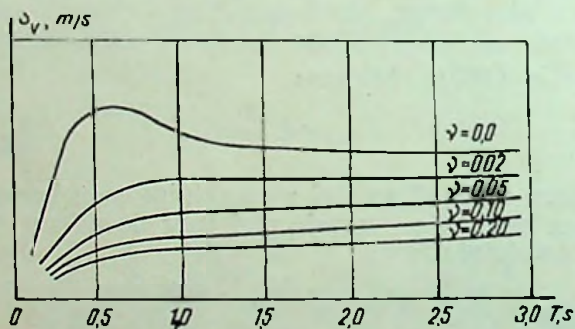


Fig. 58. Variația spectrelor medii (standard).

Utilizarea practică a spectrelor seismice, sau a spectrelor de răspuns, este arătată în cap. VI.

3. Obținerea spectrelor prin integrare directă (analitic)

Tratarea analitică a aceleiași probleme, prin integrare directă a spectrului este ceva mai greoaie și nu totdeauna precisă. Integrala de tip Duhamel (157), are o rezolvare clasică [78] dar nu ne vom ocupa aici de această rezolvare.

Cînd nu se dispune de înregistrări suficiente și semnificative, se poate adopta, pentru mișcarea solului, o lege care să exprime acțiunea globală a unei serii de curbe armonice amortizate $U_0(t)$ a căror exprimare se încadrează în aspectul seismogramelor înregistrate.

Acest mod de exprimare a mișcării terenului a fost propus în principiu de H. P. Berlage [14, 83] și adoptat cu simplificări de I. L. Korcinski [82,

83, 84] în studiile sale referitoare la problemele de seismologie inginerască din U.R.S.S. :

$$U_0(t) = \sum_1^n a_0 e^{-\epsilon_0 t} \sin(\varphi t + \gamma),$$

în care :

- a_0 este amplitudinea inițială ;
- φ — frecvența circulară a oscilațiilor proprii ale unei seismice ;
- ϵ_0 — coeficient de amortizare a oscilațiilor solului ;
- γ — unghiul care definește momentul de intrare în acțiune a componentei i ;
- t — timpul.

Conform acestei relații, mișcarea solului capătă o viteză instantanee.

Din relația de mai sus, se poate obține accelerația care ne interesează la integrarea expresiilor (157) sau (158):

$$\ddot{U}_0(t) = - \sum_1^n a_0 \varphi^2 e^{-\epsilon_0 t} \sin(\varphi t + \gamma). \quad (164)$$

După cum s-a arătat, acest mod de calcul s-a adoptat în U.R.S.S. întrucât obținerea directă a spectrelor seismice n-a fost posibilă din lipsă de date (înregistrări) mai numeroase și reprezentative.

Pentru utilizarea mai departe a expresiei (164) este necesară cunoașterea parametrilor care intră în componența sa. Din prelucrarea unui mare număr de seismograme în U.R.S.S., au rezultat următoarele concluzii :

— perioadele oscilațiilor suprafeței terenului, care corespund accelerațiilor maxime, au variat astfel :

$$T_0 = \frac{2\pi}{\varphi} = 0,25 \dots 0,75 \text{ s ;}$$

— valorile medii ale decrementului amortizării au fost egale cu $\delta_0 = \epsilon_0 T_0 \approx 0,1$.

În baza acestor constatări se poate admite că mișcarea terenului se produce după legea experimentală (164) în care valorile $\frac{2\pi\epsilon_0}{\varphi}$ sînt constante în toți termenii seriei, iar valorile lui φ pot fi arbitrare, între limitele φ_1 și φ_2 .

Este evident că și în aceste condiții calculul rămîne în continuare foarte complicat și prea puțin precis, deoarece sumele din relația (164) se compun dintr-un număr nedeterminat de termeni. Așadar, pentru aplicarea practică a acestui procedeu sînt necesare și alte simplificări. Este evident că efectul a cel mai mare asupra sistemului cu un grad de libertate îl va avea cea componentă din seria (164) care va avea o frecvență φ_1 egală sau în imediata apropiere a frecvenței proprii de oscilație a acestui pendul (ω). De aceea, pentru calculul practic se poate lua în considerare numai o singură componentă a seriei și anume acțiunea unei singure sinusoidă amortizate, a cărei frecvență φ poate avea valori diferite (între limitele φ_1 — φ_2) :

$$U_0(t) = a_0 e^{-\epsilon_0 t} \sin \varphi t. \quad (165)$$

Pentru sistemele cu mai multe grade de libertate, sub acțiunea deplasării terenului de fundație cu o accelerație care poate fi exprimată prin ecuația :

$$\ddot{U}_0(t) = -a_0 \varphi^2 e^{-\varepsilon_0 t} \sin \varphi t, \quad (166)$$

prof. I. L. Korcinski [82] a stabilit următoarea expresie pentru calculul forței de inerție care ia naștere în punctul k al construcției în modul i de vibrație :

$$F_k(i) = \frac{a_0 \varphi^2}{g} \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2} Z_{ki} \cdot \frac{1}{B_i} [e^{-\varepsilon_0 t} \sin(\varphi t + \alpha_{0i}) - C_i e^{-\frac{\psi}{4\pi} \bar{\omega}_i t} \cdot \sin(\bar{\omega}_i t + \bar{\alpha}_{0i})] Q_k.$$

Dacă se introduce și aici coeficientul de formă a_{ki} se obține expresia :

$$F_k(i) = \frac{a_0 \varphi^2}{g} \cdot a_{ki} \frac{1}{B_i} [e^{-\varepsilon_0 t} \sin(\varphi t + \alpha_{0i}) - C_i e^{-\frac{\psi}{4\pi} \bar{\omega}_i t} \cdot \sin(\bar{\omega}_i t + \bar{\alpha}_{0i})] Q_k, \quad (167)$$

în care apar următoarele notații noi :

$B_i, C_i, \alpha_{0i}, \bar{\alpha}_{0i}$ sînt niște coeficienți care depind de caracteristicile structurii și ale cutremurului ;

$\bar{\omega}_i = \sqrt{\omega_i^2 - \varepsilon^2}$ — frecvența circulară a oscilațiilor libere amortizate (practic $\bar{\omega}_i \simeq \omega_i$) ;

$$\frac{\psi}{4\pi} = \frac{\varepsilon \varphi}{\omega^2}.$$

Se observă că $a_0 \varphi^2$ reprezintă accelerația mișcării seismice, încît raportul :

$$K_s = \frac{a_0 \varphi^2}{g}, \quad (168)$$

care reprezintă cota parte din accelerația gravitațională ce revine cutremurului, se numește coeficient seismic și el caracterizează gradul de seismicitate al regiunii.

Vom nota cu β_i factorul :

$$\beta_i = \frac{1}{B_i} e^{-\varepsilon_0 t} \sin(\varphi t + \alpha_{0i}) - C_i e^{-\frac{\psi}{4\pi} \bar{\omega}_i t} \sin(\bar{\omega}_i t + \bar{\alpha}_{0i}). \quad (169)$$

Acest factor variază cu timpul t și depinde de raportul $\frac{\varepsilon}{\omega}$, precum și de caracteristicile de amortizare a oscilațiilor construcției ε și terenului ε_0 . Acest factor β_i se numește coeficient dinamic și este de tipul unei funcții spectrale (fig. 59).

Așadar, ținînd seama de relațiile (168), (169), formula (167) devine :

$$F_k(i) = K_s a_{ki} \beta_i Q_k. \quad (170)$$

Formula (170) stă la baza calculului forțelor seismice în normele sovietice.

Forța totală se obține prin însumarea tuturor forțelor de inerție din fiecare mod de vibrație :

$$F_k = \sum_{i=1}^n F_k(i) = K_s \sum_{i=1}^n a_{ki} \beta_i Q_k. \quad (171)$$

Practic interesează cel mult primii trei termeni și numai în cazuri cu totul speciale, primii cinci termeni.

Variația spectrului seismic al coeficientului dinamic este asemănătoare cu variația clasică a coeficienților seismici, stabiliți de M. A. Biot și E. C. Robison. În cap. VI se prezintă comparativ variația acestor coeficienți pentru diverse țări și pentru diferite coduri de cutremure.

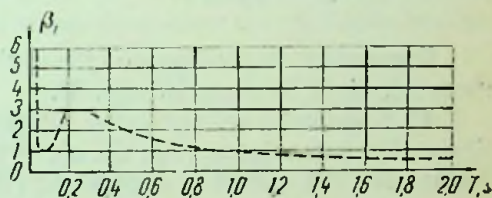


Fig. 59. Variația coeficientului dinamic β_i .

1. Obținerea spectrelor prin analogii electrice

Analogia dintre ecuația diferențială a mișcării (20) și ecuația unui circuit electric oscilant format dintr-o rezistență, o inductanță și o capacitate rezultă din :

— *ecuația mișcării vibrațiilor mecanice*

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + \beta \frac{dZ}{dt} + kZ = 0;$$

— *ecuația circuitului oscilant*

(172)

$$L \frac{d^2 q}{dt^2} + R \frac{dq}{dt} + \frac{1}{C} q = 0.$$

Dacă se înlocuiește deplasarea Z prin viteza corespunzătoare $v = \frac{dZ}{dt}$, iar sarcina electrică q prin intensitatea curentului $I = \frac{dq}{dt}$ se poate transforma sistemul (172) într-un sistem de ecuații diferențiale de ordinul I :

— *ecuația mișcării vibrațiilor mecanice*

$$M \frac{dv}{dt} + \beta v + k \int v dt = 0;$$

— *ecuația circuitului oscilant*

(173)

$$L \frac{dI}{dt} + RI + \frac{1}{C} \int Idt = 0.$$

După cum se observă, există o asemănare evidentă între fenomenele de vibrație mecanică și fenomenele de oscilație electrică în condițiile următoarelor analogii :

Vibrații mecanice	Oscilații electrice
M — masa	L — inductanța
β — caracteristica rezistenței viscoase	R — rezistența ohmică
k — constanta elastică	$\frac{1}{C}$ — inversul capacității
Z — deplasarea	q — sarcina condensatorului
v — viteza	I — intensitatea curentului

Prezentăm în continuare câteva circuite corespunzătoare unor fenomene mecanice deja studiate în cap. II.

1) Sistemul oscilant cu o singură masă, căruia, în cazul vibrațiilor libere fără amortizare (fig. 60, *a*), îi corespunde un circuit oscilant analog, format din inductanță și capacitate (fig. 60, *b*). Ecuațiile oscilațiilor vor fi :

— ecuația sistemului mecanic

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + kZ = 0;$$

— ecuația circuitului oscilant analog

(174)

$$L \frac{d^2 q}{dt^2} + \frac{1}{C} q = 0.$$

2) În cazul vibrațiilor libere ale aceluiași sistem, ținând seama de amortizare, intervine caracteristica amortizării viscoase β , iar sistemul electric rezistența ohmică R . Schemele analoge se dau în fig. 61, *a* și 61, *b*, iar ecuațiile caracteristice sînt cele din sistemul (173).

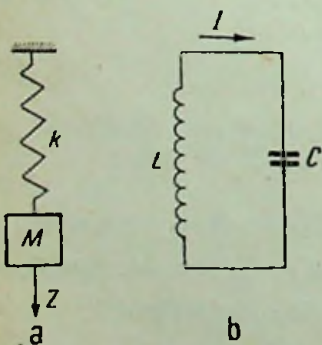


Fig. 60. Sistemul mecanic (*a*) și circuitul electric analog (*b*) corespunzător vibrațiilor libere, fără amortizare.

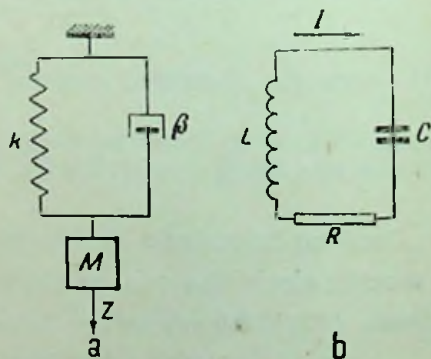


Fig. 61. Sistemul mecanic (*a*) și circuitul electric analog (*b*) corespunzător vibrațiilor libere, cu amortizare.

3) În cazul vibrațiilor întreținute ale sistemului mecanic corespunde un circuit electric analog cu un generator de oscilații, conform fig. 62, *a* și 62, *b*.

Ecuatiile oscilațiilor vor fi :

— ecuația sistemului mecanic

$$M \frac{d^2 Z}{dt^2} + \frac{dZ}{dt} + kZ = F(t);$$

— ecuația circuitului oscilant analog

(175)

$$L \frac{d^2 q}{dt^2} + R \frac{dq}{dt} + \frac{1}{C} q = E(t),$$

$E(t)$ fiind tensiunea generatorului de oscilații.

Intrucit în circuitele electrice, din schemele prezentate mai sus, elementele L, R, C sînt montate în serie și parcurse de același curent I este necesar ca și în schemele mecanice, elementele M, k, β să aibă aceeași viteză v .

Analogiile dintre fenomenele mecanice și cele electrice, descrise mai sus, pun în evidență posibilitatea de a modela sisteme mecanice cu structură complicată cu elemente electrice simple. Cu toate acestea, modelarea electrică prezintă anumite dificultăți de care este obligatoriu să se țină seama în experiențe. Ele au fost descrise de E. Lehr (189).

Se constată că mărimea cea mai ușor de determinat în sistemul mecanic este deplasarea Z , în timp ce în circuitul electric, mărimea analogă este sarcina q . Această sarcină q este foarte dificil de măsurat, față de posibilitățile de măsurare a curentului, tensiunii sau puterii.

De asemenea, funcționarea generatorului electric monofazat nu corespunde modului real de variație a forței periodice care acționează sistemele mecanice.

Aceste deficiențe pot fi înlăturate dacă se folosesc generatoarele monofazate, de frecvențe medii (200—1000 Hz), avînd tensiunea de 150—200 V, iar curentul maxim de 10—15 A. Se utilizează bobine de inducție cu miez de fier, condensatoare tip radio și rezistențe reglabile. Pentru a se putea măsura faza dintre forța electromotoare și curent se montează un al doilea generator monofazat.

Frecvența proprie de oscilație a circuitului oscilant are expresia :

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{LC}}$$

iar perioada este :

(176)

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{LC}.$$

În tabela 2 se prezintă analogia dintre mărimile sistemului mecanic și mărimile sistemului electric oscilant.

Modelarea electrică a sistemului mecanic cu un singur grad de libertate (tip pendul) supus perturbațiilor seismice se face cu ajutorul calculatorului electronic analog.

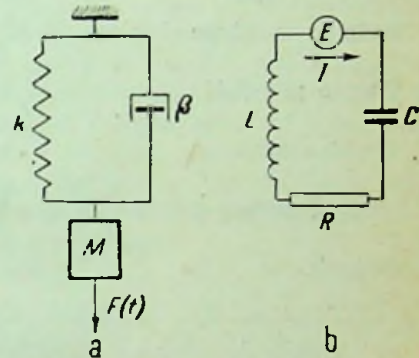


Fig. 62. Sistemul mecanic (a) și circuitul electric analog (b) corespunzător vibrațiilor întreținute, luînd în considerare și amortizarea.

Mărimi analoge între sistemul mecanic și sistemul electric oscilant

Mărimi mecanice	Simbol	Mărimi electrice analoge	Simbol
Masa	M	Inducția proprie	L
Coefficientul de amortizare viscoasă	ε	Rezistența ohmică	R
Constanta elastică	k	Inversul capacității	$\frac{1}{C}$
Deplasarea	Z	Sarcina condensatorului	q
Viteza	$v = \frac{dZ}{dt}$	Intensitatea curentului	$I = \frac{dq}{dt}$
Forța elastică	kZ	Tensiunea pe condensator	$E_c = \frac{L}{C} q$
Forța de inerție	$M\ddot{Z}$		
Forța de amortizare viscoasă	$\varepsilon \frac{dZ}{dt}$	Forța electromotoare indusă	$L \frac{dI}{dt}$
Energia potențială	$\frac{1}{2} kZ^2$	Căderea de tensiune	$R I$
Energia cinetică	$\frac{1}{2} Mv^2$	Energia în condensator	$\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{C} q^2$
Frecvența proprie circulară	$\omega = \sqrt{\frac{k}{M}}$	Energia electrică	$\frac{1}{2} LI^2$
Perioada	$T = \frac{2\pi}{\omega}$	Pulsația circuitului oscilant	$\omega = \sqrt{\frac{1}{CL}}$
		Perioada	$T = 2\pi \sqrt{CL}$

Ecuția de mișcare a oscilațiilor mecanice ale unui pendul supus unor perturbații seismice, caracterizate prin accelerațiile terenului $\ddot{U}_0(t)$, este următoarea (ecuația 32) :

$$\frac{d^2Z}{dt^2} + 2\varepsilon \frac{dZ}{dt} + \omega^2 Z = \ddot{U}_0(t), \quad (177)$$

în care ε se poate exprima prin factorul critic al amortizării :

$$\varepsilon = v\omega \text{ (v. ecuația 25).}$$

În acest caz ecuația (177) devine :

$$\frac{d^2Z}{dt^2} + 2v\omega \frac{dZ}{dt} + \omega^2 Z = \ddot{U}_0(t). \quad (178)$$

În general variabilele prin care se caracterizează un calculator electronic analog sînt reprezentate prin tensiuni ale căror valori maxime admisiibile se recomandă să fie de circa 100 V [29]. Dacă $\frac{dZ}{dt}$ are un maxim așteptat $\frac{dZ}{dt} = v$ [m/s], ecuația mecanică, la scară, este de forma :

$$\frac{100\ddot{Z}}{v\omega} + 2v \left| \frac{100\dot{Z}}{v} \right| + \left| \frac{100mZ}{v} \right| = \frac{100}{v\omega} [\ddot{U}_0(t)]. \quad (179)$$

În ecuația (179) s-au utilizat notații prescurtate pentru viteze $\left(\dot{Z} = \frac{dZ}{dt} \right)$ și pentru accelerații $\left(\ddot{Z} = \frac{d^2Z}{dt^2} \right)$. Parantezele drepte din această ecuație reprezintă tensiunile calculatorului.

Dacă se notează cu $V(t)$ tensiunea efectivă în sursa calculatorului și cu ξ variabila în volți a calculatorului corespunzătoare lui Z , se poate scrie ecuația :

$$\frac{d^2\xi}{dt^2} + 2\frac{d\xi}{dt} + \xi = \frac{100k}{v\omega} V(t), \quad (180)$$

în care factorul k trebuie astfel ales încît produsul $kV(t)$ în volți să fie din punct de vedere numeric egal cu accelerațiile reprezentative ale terenului, măsurate în m/s^2 . Viteza efectivă \dot{Z} (în m/s) este dată de tensiunea calculatorului ξ , fiind însă multiplicată cu $v/100$; accelerația se obține din $\ddot{\xi}v\omega/100$, iar deplasarea din $v/100 a$ (conform relației 170).

În vederea modelării mișcării seismice și a obținerii unor date precise cu ajutorul calculatorului analog, în mod ideal ar trebui să se cunoască distribuția probabilă a mărimii și duratei cutremurelor, precum și configurația acestora. Se știe însă, că din informațiile care se cunosc asupra mișcărilor de teren, nu se pot obține aceste caracteristici în mod satisfăcător. De obicei, în calcul se utilizează o serie întreagă de înregistrări, obținute la o stație seismică, pe baza cărora se pot trasa așa numitele *spectre medii*.

Pentru cutremurele puternice, durata este în general de 20—30 s. De aceea, la modelarea cutremurului, se poate considera o perioadă dominantă de 25 s care ar reprezenta perioada marilor cutremure.

În fig. 63 se prezintă o serie de spectre, obținute prin media a 20 de experimentări, de către G. N. Bycroft [29], trasate în funcție de diverse valori ale perioadei T și ale factorului de amortizare ν . Durata acestor cutremure s-a luat, în medie, de 25 s. Spectrele obținute sînt asemănătoare cu spectrul mediu calculat de G. W. Housner.

Metoda analogiilor electrice a fost extinsă pentru determinarea spectrelor de răspuns asupra stabilirii spectrelor accelerațiilor absolute, vitezelor și deplasărilor relative față de teren.

După cum se constată, un asemenea calcul se bazează pe analogia dintre sistemul oscilant, format din circuite electrice constituite din inducțanțe, capacități și rezistențe și sistemul mecanic cu un singur grad de libertate caracterizat de ecuația diferențială (178).

În circuitul oscilant al calculatorului electronic analog, diagrama accelerațiilor terenului (obținută prin înregistrări directe) este reprodusă ca un semnal electric cu ajutorul unui dispozitiv de comandă constituit dintr-un film, sau dintr-o celulă fotoelectrică. Caracteristicile răspunsului sînt măsurate ca tensiuni în diferite puncte ale circuitului.

Avantajele obținerii spectrelor de răspuns cu ajutorul modelelor electrice constau în următoarele :

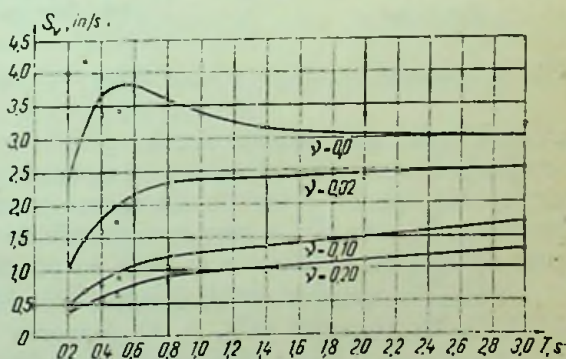


Fig. 63. Variația spectrelor medii ale vitezelor obținute experimental de către G. N. Bycroft.

— parametrii caracteristici mișcării pot fi schimbați ușor fără investiții însemnate ;

— datorită vitezei mari cu care se fac operațiile în calculatorul electronic analog, spectrele se pot determina într-un timp foarte scurt ;

— se poate obține amortizarea zero (în vederea stabilirii spectrului neamortizat pentru care $\nu=0$), utilizând aparate cu rezistență negativă. Orice altă valoare a amortizării poate fi introdusă și măsurată ;

— cu aceeași schemă se pot obține diverse tipuri de spectre, care pot constitui baza unui calcul statistic pentru stabilirea spectrului standard.

În fig. 64 se prezintă schema de principiu a unui calculator electronic analog (analizator de spectru) cu destinație specială pentru determinarea

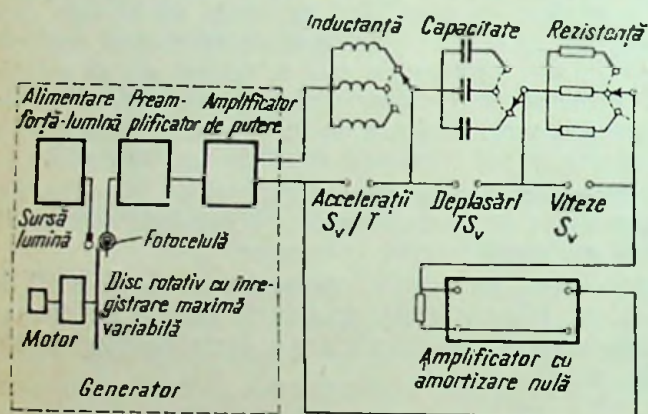


Fig. 64. Schema de principiu a unui calculator electronic analog.

spectrelor de răspuns ale mișcării seismice [54].

Spectrele cutremurelor folosesc nu numai la calculul structurilor ci și ca mijloc eficace de cercetare a caracteristicilor mișcărilor seismice precum și la stabilirea intensității acestora [53] (v. cap. I).

Problema de cea mai mare importanță în asemenea studii, o constituie obținerea de

cît mai multe date asupra accelerogramelor corespunzătoare celor mai puternice cutremure. Se știe doar că spectrul de calcul reprezintă o medie a numeroase spectre calculate. De aceea, metoda spectrală s-a dezvoltat cu precădere în acele țări în care cutremurele de pămînt au o frecvență mai mare, cum sînt S.U.A. și Japonia și unde se pot face înregistrări mai numeroase.

Studii importante asupra spectrelor de răspuns se datoresc lui M. A. Biot [19], G. W. Housner [47], A. G. Nazarov [107] etc.

După cum s-a mai arătat în subcap. E, 3 din acest capitol, în U.R.S.S., datorită lipsei unor date semnificative și cantitative privind cutremurele puternice și datorită faptului că mișcările seismice nu au caracter permanent, metoda obținerii spectrelor de calcul nu se bazează pe prelucrarea înregistrărilor prin analogii electrice, ci prin asimilarea mișcării produse de cutremure printr-o funcție $U_0(t)$, pusă în concordanță cu seismogramele înregistrate.

Pentru țara noastră, problema spectrului se încadrează deocamdată în aceeași situație în care se găsește U.R.S.S. Pentru obținerea spectrului s-ar putea lua ca bază o funcție la care să se adapteze spectre de răspuns standard, valabile în alte țări, extrapolîndu-se condițiilor și regimului seismic de la noi.

CAPITOLUL IV

DETERMINAREA CARACTERISTICILOR DINAMICE ALE STRUCTURILOR

După cum a reieșit din cap. III, intensitatea răspunsului dinamic al unei structuri depinde în egală măsură atât de caracteristicile dinamice ale structurii și de proprietățile dinamice ale unei seismice și ale mediului prin care aceasta se propagă.

Tratarea analitică a răspunsului dinamic făcută (v. cap. III, C) a condus la concluzia că în expresiile generale ale acestuia, pot fi separate, din punct de vedere matematic, caracteristicile dinamice ale structurii, de proprietățile dinamice ale mișcării seismice (v. relația 132).

Elementele esențiale care definesc caracteristicile dinamice ale unei structuri sînt următoarele :

- gama frecvențelor ω_i sau perioadelor T_i proprii (naturale) de vibrație ;
- totalitatea formelor proprii (modurilor normale) de vibrație Z_{ki} ;
- factorii critici de amortizare a diverselor tipuri de structuri ν_i .

Aceste mărimi depind în special de tipul construcției, de alcătuirea structurii de rezistență din punct de vedere static și dinamic precum și de materialele din care sînt executate.

În general construcțiile pot fi grupate în două mari categorii și anume :

— *construcții masive* alcătuite din zidărie (piatră, cărămidă, blocuri mici), panouri mari, diafragme orizontale și verticale etc., avînd în general raportul dintre înălțime h și bază b mai mic decît 5, adică $h/b \leq 5$;

— *construcții zvelte* sînt construcțiile cu schelet de rezistență (cadre din beton armat sau oțel), turnuri, rezervoare, castele de apă, coșuri de fum, antene pentru radio-televiziune etc., la care în general $h/b > 5$.

Din punct de vedere al comportării dinamice, construcțiile se pot clasifica, după specificul deformațiilor care se produc la acțiunea forțelor orizontale produse de mișcarea seismică (fig. 65), în :

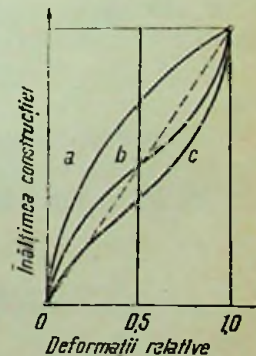


Fig. 65. Variația deformațiilor relative, funcție de efectul eforturilor dominante.

— construcții flexibile, la care deformațiile sînt rezultatul efectului dominant al momentelor încovoietoare (fig. 65, curba a);

— construcții semirigide, la care deformațiile sînt rezultatul efectului combinat provocat de momentele încovoietoare și de forțele tăietoare (fig. 65, curba b);

— construcții rigide, la care deformațiile sînt rezultatul numai al efectului dominant produs de forțele tăietoare (fig. 65, curba c).

În fig. 65 s-a făcut o reprezentare principială a variației deformațiilor în funcție de înălțimea construcției considerîndu-se că deplasarea maximă, pentru cele trei tipuri de structuri, este aceeași.

Spre deosebire de calculul static, în cazul acțiunii forțelor laterale, provenite din cutremure de pămînt, apare noțiunea de rigiditate dinamică a structurii. Rigiditatea dinamică a structurii este precizată de perioada fundamentală a oscilațiilor proprii și ea caracterizează răspunsul dinamic al unei construcții.

În general, perioadele construcțiilor obișnuite variază între 0 și 3 s. Fragmentarea acestui interval conduce la caracterizarea tipurilor de construcții și anume:

construcții flexibile $T > (0,80 \dots 1,00)$ [s];

construcții semirigide $(0,80 \dots 1,00) \geq T > (0,25 \dots 0,50)$ [s];

construcții rigide $(0,25 \dots 0,50) \geq T > 0$ [s].

Aceste valori limită ale perioadelor reprezintă niște date informative, întrucît această problemă se află și acum în discuția specialiștilor. Perioada $T=0$ corespunde unui caz limită, cînd construcția ar avea rigiditate infinită, ceea ce practic nu se poate realiza.

Limitarea perioadelor de oscilație și deci precizia rigidității construcției în ansamblu, conduce implicit la o delimitare a deformațiilor structurii și poate constitui un criteriu de calcul antiseismic.

Pentru construcțiile curente din beton armat, factorul critic al amortizării are valori $\nu \approx 0,1$.

În continuare vom expune unele metode privind calculul frecvențelor sau perioadelor proprii de vibrație, precum și al formelor proprii și al factorilor critici ai amortizării.

A. CALCULUL FRECVENȚELOR SAU PERIOADELOR PROPRII DE VIBRAȚIE ALE STRUCTURILOR

1. Metode exacte de calcul

a) **Sisteme cu un singur grad de libertate.** După cum a rezultat din cap. II, frecvența circulară proprie de vibrație are următoarea expresie:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{M}} = \sqrt{\frac{g}{Z_{ST}}} \approx 31,4 \sqrt{\frac{1}{Z_{ST}}}$$

Acest sistem omogen de n ecuații liniare cu necunoscutele $a_1, a_2, \dots, a_{n-1}, a_n$ admite alte soluții, în afara celor banale $a_1=0, a_2=0, \dots, a_{n-1}=0, a_n=0$ (cazul echilibrului static), numai dacă determinantul coeficienților este nul (cazul oscilațiilor):

$$\begin{vmatrix} (M_1\omega^2\delta_{11} - 1) & M_2\omega^2\delta_{12} & \dots & M_k\omega^2\delta_{1k} & \dots & M_n\omega^2\delta_{1n} \\ M_1\omega^2\delta_{21} & (M_2\omega^2\delta_{22} - 1) & \dots & M_k\omega^2\delta_{2k} & \dots & M_n\omega^2\delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ M_1\omega^2\delta_{k1} & M_2\omega^2\delta_{k2} & \dots & (M_k\omega^2\delta_{kk} - 1) & \dots & M_n\omega^2\delta_{kn} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ M_1\omega^2\delta_{n1} & M_2\omega^2\delta_{n2} & \dots & M_k\omega^2\delta_{nk} & \dots & (M_n\omega^2\delta_{nn} - 1) \end{vmatrix} = 0. \quad (185)$$

Prin împărțirea tuturor termenilor determinantului (185) cu ω^2 și notînd $\lambda = \frac{1}{\omega^2}$, rezultă:

$$\begin{vmatrix} (M_1\delta_{11} - \lambda) & M_2\delta_{12} & \dots & M_k\delta_{1k} & \dots & M_n\delta_{1n} \\ M_1\delta_{21} & (M_2\delta_{22} - \lambda) & \dots & M_k\delta_{2k} & \dots & M_n\delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ M_1\delta_{k1} & M_2\delta_{k2} & \dots & (M_k\delta_{kk} - \lambda) & \dots & M_n\delta_{kn} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ M_1\delta_{n1} & M_2\delta_{n2} & \dots & M_k\delta_{nk} & \dots & (M_n\delta_{nn} - \lambda) \end{vmatrix} = 0. \quad (186)$$

Prin rezolvarea determinantului (186) se obține o ecuație de gradul n în raport cu λ , din care rezultă n rădăcini distincte și anume $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_l, \lambda_{l+1}, \dots, \lambda_n$. Fiecareia din aceste rădăcini îi corespunde o frecvență proprie $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_l, \omega_{l+1}, \dots, \omega_n$.

Ecuația (186), așa cum s-a mai amintit în cap. II, poartă denumirea de „ecuație seculară”.

Prin înlocuirea succesivă a fiecărei frecvențe astfel obținute în sistemul (184) de ecuații, rezultă rapoartele amplitudinilor $a_2/a_1, a_3/a_1, \dots, a_k/a_1, \dots, a_n/a_1$ care caracterizează modurile normale de vibrație. Acest lucru face obiectul subcap. B așa că nu vom insista asupra lui.

Este evident, că rezolvarea în acest mod a unui sistem cu mai multe grade de libertate devine extrem de laborioasă, încît aplicarea unor metode aproximative este cu mult mai convenabilă.

c) **Sisteme cu o infinitate de grade de libertate.** Pentru stabilirea ecuației care caracterizează spectrul de frecvență, se pornește de la sistemul de ecuații (62) din cap. II.

În baza condițiilor limită de la capetele grinzii se stabilește o ecuație transcendentă, funcție de parametrul de frecvență α :

$$\alpha = \sqrt[4]{\omega^2 \frac{m}{EI}}.$$

Rezolvarea acestor ecuații transcendente este extrem de laborioasă și se face prin încercări succesive. După stabilirea parametrilor de tip α (există teoretic o infinitate de valori), calculul frecvenței circulare de vibrație de ordinul i se obține din expresia:

$$\omega_i = \alpha_i^2 \sqrt{\frac{EI}{m}} = \frac{k_i^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}. \quad (187)$$

În această formulă k_i are diverse valori în funcție de modul de legare a grinzii cu terenul (tipul rezemărilor).

Pentru calculul frecvenței proprii de vibrații ale structurilor, la care se ține seama de masa proprie (cum ar fi grinzile continue, cadrele etc.), calculul devine foarte greu. Frecvențele circulare rezultă prin același procedeu, din formula:

$$\omega_i = \frac{k_i^2}{l_0^2} \sqrt{\frac{EI_0}{m_0}}, \quad (188)$$

în care k_i ține seama de data aceasta de rapoartele dintre lungimile barelor, momentele de inerție și masa proprie. Cu l_0 , I_0 și m_0 s-au notat lungimea, momentul de inerție și masa față de care s-au raportat celelalte mărimi.

2. Metode aproximative de calcul

După cum s-a putut constata anterior, pentru a se obține valoarea exactă a frecvențelor proprii de vibrație la sistemele cu mai multe grade de libertate, sînt necesare o serie de calcule deosebit de complicate. La calculul frecvențelor sau perioadelor proprii de vibrație ale structurilor supuse acțiunii mișcării seismice, se introduce ipoteza concentrării maselor la nivelul fiecărui etaj, încît problema sistemelor cu masă continuă nu interesează.

Așadar bazîndu-ne pe această ipoteză simplificatoare și ținînd seama de schematizările care se fac în calculul elastic precum și de toate celelalte ipoteze privind caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor, ajungem la concluzia că așa numita frecvență exactă pe care o obținem este de fapt foarte aproximativă. Este evident că în acest caz cuvîntul *exact* se referă numai la rezolvarea ecuației de frecvențe, ecuație care se stabilește plecînd de la premise aproximative.

De aceea, utilizarea metodelor aproximative, sau a unor formulări directe la stabilirea frecvențelor, sau perioadelor proprii de oscilație, este justificată cu atît mai mult cu cît aplicarea lor reduce cu mult timpul de lucru și în același timp ne scutește de surpriza unor greșeli pe parcursul calculului. În continuare vom descrie cîteva metode mai accesibile și care se referă la oscilațiile sistemelor elastice încărcate cu mase concentrate.

a) **Metoda Geiger.** Această metodă este cea mai simplă. Ea se referă la calculul frecvențelor structurilor cu mai multe grade de libertate, cu formulele stabilite pentru sistemele cu un singur grad de libertate. În felul acesta, se poate calcula numai prima frecvență (fundamentală, sau principală) de vibrație.

Frecvența și perioada fundamentală se obțin cu ajutorul formulelor (181), (182), adică :

$$\omega_1 = \frac{31,4}{\sqrt{Z_{max}^{ST}}} \left[\frac{1}{s} \right]; \quad (189)$$

$$T_1 = 0,2 \sqrt{Z_{max}^{ST}} \text{ [s]}.$$

În aceste formule, Z_{max}^{ST} reprezintă săgeata maximă produsă de acțiunea sarcinilor aplicate static pe direcția de vibrație. Astfel, pentru cazul unei clădiri înalte, sarcinile se orientează orizontal, iar săgeata maximă se va produce, evident, în vârful clădirii (schema de încărcare este de tip consolă).

Aplicarea metodei lui Geiger, în cazul general al sistemelor cu mai multe grade de libertate, nu dă totdeauna rezultate acceptabile.

Uneori, erorile pot fi foarte mari și aplicarea ei trebuie făcută cu multă precauție. De aceea, metoda Geiger trebuie considerată ca cea mai aproximativă metodă, rezultatele obținute putând constitui fie baza de plecare în calculele prin încercări, fie valori orientative într-o primă treaptă de aproximație.

b) **Metoda Bernstein.** După cum se știe, în calculul practic al structurilor interesează în cea mai mare măsură valoarea primei frecvențe proprii de vibrație, adică a frecvenței fundamentale.

Dacă ne referim la ecuația (184), este evident că pentru a obține pe ω_{min} va trebui să determinăm valoarea rădăcinii maxime λ_{max} . În vederea obținerii acestei valori, vom expune concluziile metodei elaborate de prof. S. A. Bernstein [116].

Cercetînd proprietățile spectrale ale determinantului deplasărilor (185), a fost stabilită o „funcție spectrală” ai cărei coeficienți dau posibilitatea să se determine două valori, între care se găsește rădăcina cea mai mare a ecuației (186), adică λ_{max} . Aceste două numere între care se situează λ_{max} se numesc *aprecieri bilaterale* ale valorii căutate, λ_{max} . S. A. Bernstein a stabilit inegalitatea :

$$\sqrt{\frac{B_k}{2} \left[1 + \sqrt{2 \frac{B_{2k}}{B_k^2} - 1} \right]} < \lambda_{max} < \sqrt[2k]{B_{2k}}. \quad (190)$$

Pentru sistemele cu n grade de libertate, B_k are expresia :

$$B_k = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^n \dots \sum_{p=1}^n \sum_{t=1}^n M_i M_k M_l \dots M_p M_t \delta_{ik} \delta_{kl} \delta_{lp} \dots \delta_{it}.$$

Dacă facem succesiv $k=1, 2$ se obțin formulele :

$$B_1 = \sum_{i=1}^n M_i \delta_{ii}; \quad (191)$$

$$B_2 = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n M_i M_k \delta_{ik} \delta_{ki}.$$

Pentru sistemul cu n grade de libertate, formulele (191) devin:

$$B_1 = M_1 \delta_{11} + M_2 \delta_{22} + \dots + M_k \delta_{kk} + \dots + M_n \delta_{nn};$$

$$B_2 = M_1^2 \delta_{11}^2 + M_2^2 \delta_{22}^2 + \dots + M_k^2 \delta_{kk}^2 + \dots + M_n^2 \delta_{nn}^2 +$$

$$+ 2 [M_1 (M_2 + M_3 + \dots + M_k + \dots + M_n) \delta_{1n}^2 +$$

$$+ M_2 (M_3 + M_4 + \dots + M_k + \dots + M_n) \delta_{2n}^2 + \dots + M_{n-1} M_n \delta_{n-1, n}^2].$$

În cele mai multe cazuri aproximația $k=2$ dă o precizie suficient de bună, fiind necesar în consecință să se calculeze numai coeficienții B_1 și B_2 dispensându-se de ceilalți coeficienți B_k suplimentari.

Pentru stabilirea intervalului în care se găsește λ_{max} se pot utiliza și următoarele inegalități ceva mai simple:

$$\sqrt[k]{\frac{B_{2k}}{B_k}} < \lambda_{max} < \sqrt[2k]{B_{2k}}. \quad (192)$$

Trebuie remarcat însă că inegalitățile (190) dau „aprecieri” mult mai apropiate decât inegalitățile (192).

Metoda Bernstein poate fi aplicată cu succes la calculul cadrelor și în special în cazul în care pentru determinarea coeficienților de influență de tipul δ_{ik} există deja formule aproximative funcție de rigiditățile stîlpilor și ale riglelor cadrului.

c) **Metoda Rayleigh.** Metoda elaborată de Rayleigh, este una dintre cele mai consacrate metode aproximative, bazate pe principiul conservării energiei. Ea se aplică cu multă eficacitate pentru determinarea frecvenței fundamentale de vibrație ω_1 .

În timpul oscilațiilor sistemelor elastice, se produce o transformare neîntreruptă a energiei cinetice în energie potențială și invers, astfel încît cantitatea totală de energie rămîne constantă.

Să considerăm că avem o structură cu masă proprie neglijabilă, solicitată numai de mase concentrate $M_1 = \frac{Q_1}{g}$, $M_2 = \frac{Q_2}{g}, \dots, M_k = \frac{Q_k}{g}, \dots, M_n = \frac{Q_n}{g}$ (fig. 67).

Presupunind că deformata dinamică, corespunzătoare primului mod normal de vibrație, coincide cu deformata statică a structurii solicitate de sarcinile $Q_1, Q_2, \dots, Q_k, \dots, Q_n$ (în direcția oscilațiilor), vom nota cu $Z_1, Z_2, \dots, Z_k, \dots, Z_n$ deplasările punctelor de aplicație a sarcinilor.

Energia elastică maximă (egală cu cea potențială) a structurii, în momentul în care deplasările devin maxime (viteza fiind zero), se calculează cu ajutorul teoremei lui Clapeyron (a lucrului mecanic exterior):

$$L_{max} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k Z_k. \quad (193)$$

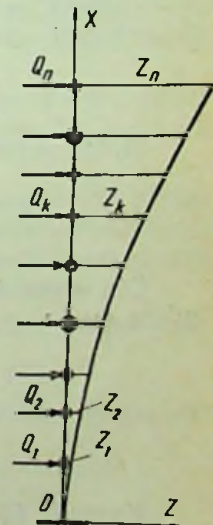


Fig. 67. Deformația statică a unui sistem elastic cu n grade de libertate.

În momentul în care structura trece prin poziția inițială (rectilinie) vitezele devin maxime (deplasările fiind nule); energia cinetică maximă W a maselor $M_1, M_2, \dots, M_k, \dots, M_n$ se determină din expresia :

$$W_{max} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n M_k v_{max, k}^2.$$

Intrucît $v_{max, k} = \dot{Z}_{max, k} = \omega_1 Z_k$ și $M_k = \frac{Q_k}{g}$, expresia energiei cinetice se transformă în :

$$W_{max} = \frac{1}{2} \frac{\omega_1^2}{g} \sum_{k=1}^n Q_k Z_k^2. \quad (194)$$

În timpul oscilațiilor, cele două energii L și W variază necontenit, transformându-se din una în alta, astfel încît suma lor rămîne mereu constantă în virtutea principiului conservării energiei (neglijînd disipațiile de orice natură).

În momentul cînd energia potențială este maximă, energia cinetică este nulă (întrucît viteza se anulează), iar în momentul în care energia cinetică este maximă, energia potențială este nulă (întrucît deformațiile sînt zero). Rezultă deci, conform principiului conservării, că :

$$L_{max} = W_{max}. \quad (195)$$

Ținînd seama de relațiile (193) și (194) rezultă :

$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k Z_k = \frac{1}{2} \frac{\omega_1^2}{g} \sum_{k=1}^n Q_k Z_k^2. \quad (196)$$

Din această egalitate se obține pătratul frecvenței fundamentale circulare (ω_1) :

$$\omega_1^2 = g \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_k}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_k^2}. \quad (197)$$

Formula (197) poartă denumirea de formula lui Rayleigh.

Deplasările Z_k , produse de acțiunea statică a sarcinilor $Q_1, Q_2, \dots, Q_k, \dots, Q_n$, se determină prin calcule statice obișnuite.

Dacă în formula (197) se introduc deplasările Z_{k1} , corespunzătoare primului mod normal de vibrație, rezultatul obținut devine exact, adică $\omega_1 = \omega_{ex}$.

Intrucît deformața statică (produsă de acțiunea statică a sarcinilor Q_k) este diferită de deformața dinamică (corespunzătoare modului fundamental), înseamnă că structura se comportă ca și cînd ar avea o legătură în plus și deci o rigiditate mai ridicată. În consecință, frecvența circulară fundamentală, dedusă prin metoda Rayleigh, are o valoare ceva mai mare decît cea exactă. Ea stabilește astfel o limită superioară ω_{sup} a frecvenței, adică :

$$\omega_1 > \omega_{ex}, \quad \omega_1 = \omega_{sup}.$$

Diferențele între ω_1 și ω_{ex} sînt de ordinul 2—5% ; pentru cazurile practice și în limita ipotezelor generale simplificatoare, aceste diferențe sînt satisfăcătoare.

Se poate observa că pentru sistemele cu o singură masă, formula (197) conduce la valoarea exactă a frecvenței (181).

În cazul unei bare solicitate de mase uniform distribuite $m(x)$, frecvența fundamentală se calculează, pe baza aceleiași metode, cu formula :

$$\omega_1^2 = g \frac{\int_0^l m(x) Z(x) dx}{\int_0^l m(x) [Z(x)]^2 dx} \quad (198)$$

În formula (198), $Z(x)$, reprezintă variația coordonatelor fibrei medii deformată sub acțiunea greutateii proprii $p(x) = m(x)g$.

Revenind la cazul sarcinilor concentrate, se constată că rezultatele care se obțin cu formula (197) sînt suficient de precise, chiar dacă se ia în considerare deformația statică produsă de o sarcină concentrată care acționează în punctul de amplitudine maximă și pe direcția oscilațiilor. Această deformată, ca ori care alta luată în considerare, trebuie să satisfacă condițiile de rezemare ale structurii.

Simplificări ale aplicării acestei metode, pentru obținerea unor expresii directe de calcul prin explicitarea deplasărilor, se găsesc în lucrările [22, 57, 59].

d) **Metoda Dunkerley.** Prin aplicarea metodei lui Dunkerley se obține o formulă aproximativă pentru calculul primei frecvențe proprii de oscilație (fundamentale). Valorile frecvențelor care se deduc cu această formulă sînt inferioare celor exacte.

Vom lua în considerare numai cazul unei structuri solicitate de mase concentrate $\left[M_k = \frac{Q_k}{g} \right]$, masa proprie neglijîndu-se (v. fig. 67).

Notînd cu $W_1, W_2, \dots, W_k, \dots, W_n$ energiile cinetice produse de masele $M_1, M_2, \dots, M_k, \dots, M_n$ cînd $\omega = 1$;

$W = \sum_{k=1}^n W_k$ energia totală pentru $\omega = 1$;

L_l energia elastică totală,
frecvența exactă ω a întregii structuri se obține cu formula :

$$\bar{\omega}^2 = \frac{L_l}{\sum_{k=1}^n W_k} = \frac{L_l}{W_1 + W_2 + \dots + W_k + \dots + W_n}$$

sau

$$\frac{1}{\bar{\omega}^2} = \frac{W_1}{L_l} + \frac{W_2}{L_l} + \dots + \frac{W_k}{L_l} + \dots + \frac{W_n}{L_l} \quad (199)$$

Intrucît la calculul lui W_1 se ia deformată dinamică produsă de acțiunea masei M_1 , iar la calculul lui L_l deformată produsă de toate masele M_k , în-

seamnă că rapoartele de tipul $\frac{L_l}{W_k}$ dau valori ale frecvenței mai mari decît cele exacte ω_l (conform metodei Rayleigh), adică :

$$\frac{L_1}{W_1} > \bar{\omega}_1^2, \quad \frac{L_2}{W_2} > \bar{\omega}_2^2, \quad \dots, \quad \frac{L_l}{W_k} > \bar{\omega}_k^2, \quad \dots, \quad \frac{L_l}{W_n} > \bar{\omega}_n^2;$$

sau

$$\frac{W_1}{L_l} < \frac{1}{\bar{\omega}_1^2}, \quad \frac{W_2}{L_l} < \frac{1}{\bar{\omega}_2^2}, \quad \dots, \quad \frac{W_k}{L_l} < \frac{1}{\bar{\omega}_k^2}, \quad \dots, \quad \frac{W_n}{L_l} < \frac{1}{\bar{\omega}_n^2};$$

în care $\bar{\omega}_1, \bar{\omega}_2, \dots, \bar{\omega}_k, \dots, \bar{\omega}_n$ reprezintă frecvențele circulare exacte, corespunzătoare acțiunii separate a fiecărei mase, ca și cînd structura ar fi fost transformată în n structuri cu cîte un singur grad de libertate.

Înlocuind în relația (199) se obține :

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{1}{\omega_{ex}^2} < \frac{1}{\bar{\omega}_1^2} + \frac{1}{\bar{\omega}_2^2} + \dots + \frac{1}{\bar{\omega}_k^2} + \dots + \frac{1}{\bar{\omega}_n^2}.$$

Cunoscînd deci valorile exacte $\bar{\omega}_1, \bar{\omega}_2, \dots, \bar{\omega}_k, \dots, \bar{\omega}_n$, pentru cazul cînd structura ar fi acționată numai de cîte o masă, valoarea aproximativă a lui ω se poate calcula cu formula :

$$\frac{1}{\omega^2} = \frac{1}{\bar{\omega}_1^2} + \frac{1}{\bar{\omega}_2^2} + \dots + \frac{1}{\bar{\omega}_k^2} + \dots + \frac{1}{\bar{\omega}_n^2}. \quad (200)$$

Formula (200) poartă în dinamică denumirea de formula lui Dunkerley, după numele celui care a stabilit-o pe cale experimentală.

După cum se constată :

$$\frac{1}{\omega^2} > \frac{1}{\omega_{ex}^2}, \quad \text{adică} \quad \omega < \omega_{ex}. \quad (201)$$

În consecință, expresia frecvenței obținute cu formula lui Dunkerley dă rezultate mai mici decît cele exacte, stabilind astfel, spre deosebire de formula lui Rayleigh, limita inferioară a frecvenței.

Diferența dintre aceste frecvențe poate fi destul de mare, în general între 10 și 15%.

Se observă, și aici, că pentru sistemul cu un singur grad de libertate se obține formula exactă.

Frecvențele $\bar{\omega}_1, \bar{\omega}_2, \dots, \bar{\omega}_k, \dots, \bar{\omega}_n$ se pot obține cu formula frecvenței, pentru sistemele cu o singură masă (181).

Perioada se poate calcula cu formula :

$$T^2 = \bar{T}_1^2 + \bar{T}_2^2 + \dots + \bar{T}_k^2 + \dots + \bar{T}_n^2, \quad (202)$$

din care rezultă $T > T_{ex}$.

Așadar, limitarea superioară și inferioară a frecvenței exacte permite să se stabilească intervalul în care se găsește aceasta.

Anumite simplificări ale formulelor Rayleigh și Dunkerley au fost făcute de Morley și Kull.

Studiul intervalului de existență a frecvenței fundamentale de vibrație ω_{ex} , bazat pe limitarea inferioară și superioară a acestuia, a fost făcut de

M. Irim [61, 63, 67] pentru structurile etajate (clădiri înalte). Formula de calcul, stabilită pentru frecvență, se expune în paragraful 3.

În lucrarea [61] se demonstrează că formula lui Dunkerley, care stabilește limita inferioară a frecvenței, este identică cu formula lui Geiger, adică :

$$\omega_{inf} = \omega_{Dunkerley} = \omega_{Geiger} = \sqrt{\frac{g}{Z_n^{max}}}$$

e) **Metoda Vianello-Stodola** (metoda aproximațiilor succesive). Metoda Vianello-Stodola este cunoscută și sub denumirea de metoda aproximațiilor succesive. Această metodă are un larg domeniu de utilizare pentru determinarea frecvenței fundamentale de oscilație, alții în cazul structurilor de clădiri cît și în cazul sistemelor mecanice. Generalizarea ei a fost făcută de Acad. prof. K. S. Zavriev [162].

În fig. 68 se prezintă un sistem cu mai multe grade de libertate, care se găsește în poziția maximă la deformație, corespunzător modului fundamental de oscilație.

Forța de inerție, corespunzătoare poziției maxime (extreme), are valoarea :

$$F_k^{(1)} = \frac{Q_k}{g} Z_k^{(1)} \omega^2$$

Aceste forțe de inerție $F_k^{(1)}$, dacă s-ar aplica static pe sistem, ar produce tocmai deplasările $Z_k^{(1)}$ corespunzătoare deformației dinamice.

Dacă același sistem se încarcă, de data aceasta în punctele de aplicație ale sarcinilor Q_k , cu forțe convenționale egale cu produsul dintre masele sarcinilor și deplasările punctelor k corespunzătoare (fig. 68) se obține o nouă deformată (fig. 69).

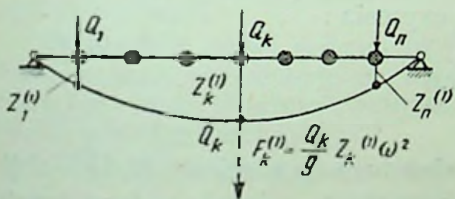


Fig. 68. Deformația dinamică corespunzătoare modului fundamental de oscilație.

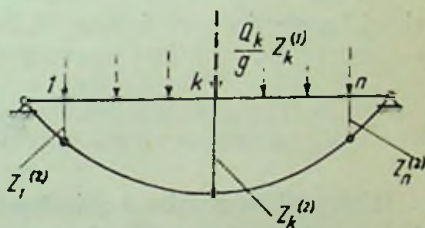


Fig. 69. Deformația statică, corespunzătoare unor încărcări proporționale cu deformațiile sistemului din fig. 68.

Prin compararea fig. 68 și 69 se poate constata că alura deformatelor este identică, cu singura deosebire că toate deplasările sistemului din fig. 68 sînt de ω^2 ori mai mari decît deplasările sistemului din fig. 69 (dacă sistemul al doilea se încarcă cu forțele $F_k^{(1)}$, se obțin săgețile $Z_k^{(1)}$).

În baza acestei concluzii rezultă valoarea frecvenței fundamentale :

$$\omega^2 = \frac{Z_k^{(1)}}{Z_k^{(2)}} \quad (203)$$

În cazul cînd deformată corespunzătoare sistemului din fig. 68 corespunde cu deformată dinamică corespunzătoare primului mod normal de osci-

lație, atunci rezultatul obținut prin aplicarea formulei (203) este exact. Totodată relația (203) se aplică tuturilor punctelor de aplicare a sarcinilor, adică :

$$\omega^2 = \frac{Z_1^{(1)}}{Z_1^{(2)}} = \frac{Z_2^{(1)}}{Z_2^{(2)}} = \dots = \frac{Z_k^{(1)}}{Z_k^{(2)}} = \dots = \frac{Z_n^{(1)}}{Z_n^{(2)}}.$$

În calculele practice nu se cunoaște deformată dinamică reală, de aceea se pornește totdeauna cu o formă cât mai apropiată de cea reală. Cu cât deformată propusă se apropie mai mult de deformată dinamică, cu atât rezultatul obținut este mai apropiat de cel exact. Se recomandă ca deformată admisă în prealabil să fie fibra medie deformată produsă de acțiunea statică a sarcinilor Q_k pe direcția oscilațiilor. Această deformată este suficient de apropiată de primul mod normal de vibrație. Ca plecare se poate considera chiar că deplasările tuturilor punctelor sînt egale între ele.

Utilizînd această metodă, prin calcule succesive se poate determina valoarea exactă a frecvenței fundamentale, pornind inițial de la orice curbă deformată.

Pentru stabilirea frecvenței, în calculul aproximativ se face comparația săgeților maxime.

Dacă procedeul expus se aplică succesiv (pornindu-se, așa cum s-a arătat, cu o curbă inițială) se poate stabili valoarea frecvenței în fiecare treaptă de aproximare și, în același timp, eroarea de calcul a frecvenței de la o treaptă la alta.

Procedeul de calcul prin aproximații succesive constă în următoarele : se pleacă de la o deformată arbitrară (de obicei cea statică) calculîndu-se săgețile din dreptul punctelor de aplicare a sarcinilor $Z_k^{(1)}$. Se încarcă apoi același sistem cu sarcinile obținute din produsele dintre mase și deplasările primei trepte de aproximare $M_k Z_k^{(1)}$, calculîndu-se deplasările $Z_k^{(2)}$.

Frecvența, în prima aproximație, are expresia :

$$\omega_{(1)}^2 = \frac{Z_k^{(1)}}{Z_k^{(2)}}.$$

Calculul se continuă prin încărcarea structurii cu sarcinile $M_k Z_k^{(2)}$ obținîndu-se deplasările $Z_k^{(3)}$. Frecvența corespunzătoare celei de-a doua trepte de aproximație va fi :

$$\omega_{(2)}^2 = \frac{Z_k^{(2)}}{Z_k^{(3)}}.$$

Valoarea frecvenței $\omega_{(j)}^2$ este mai apropiată de cea exactă decît $\omega_{(1)}^2$. Calculul poate fi continuat astfel, încît în treapta j de aproximare se obține pentru frecvența fundamentală $\omega_{(j)}^2$ valoarea :

$$\omega_{(j)}^2 = \frac{Z_k^{(j)}}{Z_k^{(j+1)}}. \quad (204)$$

În această expresie, $Z_k^{(j)}$ se obține din încărcarea structurii cu sarcinile $M_k Z_k^{(j-1)}$, iar $Z_k^{(j+1)}$ din sarcinile $M_k Z_k^{(j)}$. Cînd diferența de la o treaptă la

alta tinde către zero înseamnă că ne-am apropiat foarte mult de frecvența exactă. Când diferența este practic nulă, adică :

$$\omega_{(j)}^2 - \omega_{(j-1)}^2 \simeq 0,$$

rezultă

$$\omega_{(j)}^2 \simeq \omega_{ex}^2.$$

Deformată obținută în treapta j de aproximare reprezintă chiar deformată dinamică reală, iar raportul dintre deplasări (204) se poate face în orice punct al sistemului, rezultatul fiind același.

Când nu se conduce calculul pînă la valoarea exactă (nefiind totdeauna necesar, deoarece la o diferență de 3—5% dintre două trepte de aproximare calculul se poate opri), compararea deplasărilor se face în punctul unde acestea ating valoarea maximă. În cazul unei structuri etajate se compară săgețile din vîrf. Pentru o structură etajată, se recomandă ca prima formă a curbei deformată să se ia liniară (distribuție triunghiulară). Frecvența obținută în treapta a doua de oscilație este suficient de exactă pentru scopurile ingineresti.

În aplicarea metodei aproximațiilor succesive (Vianello-Stodola), operația cea mai laborioasă o constituie determinarea săgeților punctelor de aplicare a sarcinilor. În unele cazuri este bine să se stabilească ordonatele liniei de influență a deplasărilor în punctele de fixare a sarcinilor.

Pentru cazurile în care structura se reduce la un sistem static simplu (cazul coșurilor de fum, turnurilor, grinzii pe două reazeme etc.) se poate folosi, pentru calculul deplasărilor, metoda grafo-analitică (metoda grinzii conjugate).

Menționăm că metoda aproximațiilor succesive ajută numai la determinarea frecvenței fundamentale de vibrație și implicit a primului mod normal de oscilație.

f) Metoda masei reduse. În principiu, această metodă constă în înlocuirea calculului frecvențelor proprii de vibrație ale sistemelor cu mai multe mase (grade de libertate), prin calculul unui sistem cu o singură masă (un singur grad de libertate).

Sistemul cu un singur grad de libertate, numit și sistem echivalent, este încărcat cu așa-numita masă redusă, care produce în acest sistem aceeași frecvență pe care o produce întregul ansamblu de mase în sistemul real.

Odată găsită această masă, calculul frecvențelor și perioadelor se face cu formulele stabilite la sisteme cu o singură masă (v. cap. II).

În cap. III s-a stabilit expresia de calcul a masei reduse (141) corespunzătoare modului i de vibrație

$$M_r^{(i)} = \frac{\left[\sum_{k=1}^n \bar{m}_k Z_{ki} \right]^2}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2}. \quad (205)$$

În această formulă, M_k reprezintă masele tuturor sarcinilor aplicate în punctele k , iar Z_{ki} deplasările punctelor de aplicație ale sarcinilor corespunzătoare modului i de vibrație.

Conform cap. II, A, frecvența proprie circulară în modul i , corespunzătoare sistemului cu un grad de libertate, solicitat de data aceasta de masa redusă, va rezulta din formula :

$$\omega_i = \sqrt{\frac{K}{M_r^{(i)}}}, \quad (206)$$

unde K reprezintă rigiditatea sistemului echivalent.

Cum în practică interesează în special prima frecvență (frecvența fundamentală), care corespunde primului mod normal de vibrație (modul fundamental), ne vom ocupa mai în detaliu de determinarea acesteia.

Masa redusă în modul fundamental $i=1$ are expresia :

$$M_r^{(1)} = \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k Z_{k1} \right|^2}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{k1}^2}, \quad (207)$$

în care Z_{k1} sînt ordonatele primului mod normal de vibrație.

Pentru simplificarea scrierii în continuare a expresiilor de calcul, formula (207) se poate folosi și sub forma :

$$M_r = \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k Z_k \right|^2}{\sum_{k=1}^n M_k Z_k^2}. \quad (208)$$

Frecvența fundamentală ω_1 se obține din relația (206) :

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K}{M_r}}. \quad (209)$$

Pentru scopurile practice, formula (209) se poate folosi și astfel :

$$\omega_1 \cong \frac{31.4}{\sqrt{Z_r^{ST} (max)}}, \quad (210)$$

în care $Z_r^{ST} (max)$ reprezintă săgeata maximă, statică, produsă de sarcina redusă $Q_r = gM_r$, pe direcția oscilațiilor, aplicată în punctul în care deformația sistemului este maximă. De exemplu, la o grindă rezemată la capete, la mijlocul deschiderii, — la o consolă, în vârful acesteia.

Perioada se obține din :

$$T_1 \approx 0,2 \sqrt{Z_r^{ST} (max)}. \quad (211)$$

Este evident că dacă nu se folosește masa redusă, ci se lucrează cu săgeata maximă, statică, produsă din acțiunea tuturor sarcinilor pe direcția oscilațiilor, se regăsesc formulele lui Geiger (189).

Pentru stabilirea valorii masei reduse se pot folosi mai multe procedee în privința calculării deplasărilor Z_k și anume :

— se poate lua pentru Z_k variația săgeților statice produse de acțiunea sarcinilor Q_k pe direcția oscilațiilor ;

— se poate admite pentru Z_k , variația săgeților în punctele k , produse de o forță unitară aplicată în punctul în care deformația este maximă; în cazul structurilor etajate această forță se aplică la nivelul ultimului etaj și pe orizontală;

— în cazul clădirilor etajate se poate admite cu suficientă aproximație, că primul mod de vibrație are o variație liniară, zero la bază și maximum în vîrf (distribuție triunghiulară a săgeților) (v. fig. 72, 73, 74).

După cum se aproximează deformată dinamică, așa rezultă și precizia masei reduse. În orice caz, utilizînd asimilările deformată indicate mai sus, alit valoarea masei reduse cît și aceea a frecvenței, sau perioadei, sînt satisfacătoare din punct de vedere al utilizării practice. După cum s-a arătat și cu alt prilej, este inutil să se exagereze precizia în calculul anumitor parametri, care intră în calculul antiseismic, întrucît însași ipotezele sînt simplificatoare, iar aprecierea intensității distructive a mișcării seismice se face, deocamdată, încă destul de subiectiv.

Obținerea masei reduse se poate face direct din masa totală a încărcărilor întregii structuri, $M = \sum M_k$.

Acest lucru a fost demonstrat în cap. III ajungîndu-se la expresia :

$$M_r = \mu M, \quad (212)$$

în care

$$M = \sum_{k=1}^n M_k.$$

Coefficientul μ se calculează în funcție de ordonatele deformată dinamice, approximate în felul expus anterior :

$$\mu = \frac{\left[\sum_{k=1}^n M_k Z_k \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^n M_k \right] \left[\sum_{k=1}^n M_k Z_k^2 \right]} \quad (\mu \leq 1).$$

Sarcina statică cu care se încarcă construcția, sarcina redusă, se obține din relația (212) și anume :

$$Q_r = \mu Q, \quad (213)$$

în care $Q = \sum_{k=1}^n Q_k$ reprezintă sarcina totală care încarcă întreaga construcție.

g) **Alte metode.** În afara metodelor de calcul expuse există și alte metode care derivă fie din metoda exactă, prin introducerea unor anumite simplificări, fie din principiul conservării energiei în timpul oscilațiilor.

Nu insistăm asupra acestor metode, întrucît considerăm că pentru calculele specifice seismologice ingineresti, metodele expuse precum și formulările directe date în subcap. A, 3 din acest capitol sînt suficiente.

Vom cita unele din metodele mai cunoscute, de pildă metodele Ritz și Galiorkin care au la bază un calcul variațional, generalizînd de fapt metoda energetică. O extindere a metodei Galiorkin a fost făcută de Grammel și Biezeno. Alte metode care se pretează specificului calculului seismic sînt cele elaborate de Holzer, Sigalov, Goldberg etc. În lucrările [58, 60, 62, 67] sînt prezentate, de asemenea, o serie de studii în legătură cu calculul frecvențelor proprii de oscilații ale clădirilor înalte.

3. Exprimări directe ale frecvențelor și perioadelor proprii

Cum am arătat, uneori calculul așa numit „exact” poate fi destul de departe de realitate, ținând seama de complexitatea fenomenelor care se produc în timpul cutremurelor de pământ. De aceea, pentru a economisi timpul de lucru în vederea rezolvării problemelor principale de calcul și anume dimensionarea antiseismică în baza aprecierii forțelor seismice, numeroși cercetători au propus diverse exprimări directe privind calculul frecvențelor, sau perioadelor proprii.

Aceste formulări au la bază, fie un studiu experimental, fie unul teoretic.

În cazurile în care se urmărește totuși să se stabilească o valoare „exactă” prin calcul al frecvenței, expresiile pe care le prezentăm mai jos pot servi pentru o primă treaptă de aproximație.

În expresiile de calcul, care se dau în continuare, se utilizează sistemul M.K.S.

T. Taniguchi [149], cercetător japonez, a prezentat încă din anul 1925 o expresie extrem de simplă pentru calculul perioadei fundamentale T_1 , bazat pe o serie de măsurători pe clădiri.

$$T_1 = (0,07 \dots 0,09)n. \quad (214)$$

În formula (214), n reprezintă numărul de etaje ale clădirii. Se recomandă ca pentru clădirile joase și cu un procent mare de ziduri (în general cu o rigiditate mai ridicată) să se utilizeze coeficientul 0,07, iar pentru cele înalte (mai elastice), coeficientul 0,09.

Expresia (214) a fost stabilită experimental de T. Taniguchi după cutremurul din Kanto (1923) în urma cercetărilor efectuate asupra unui mare număr de clădiri din Tokio și Yokohama.

În comunicarea prezentată la a II-a Conferință mondială de seismologie inginerescă (Tokio-Kioto, 1960), T. Taniguchi a reluat studiul privind perioadele naturale ale clădirilor, stabilind formulele [151]:

$$T_1 = Z(n+0,5), \quad [s] \quad (215)$$

pentru clădirile cu înălțime nu prea mare, și

$$T_1 = Zn, \quad [s] \quad (216)$$

pentru clădirile cu înălțime mare, deoarece în acest caz poate fi neglijat 0,5 în raport cu n .

Coeficientul Z , denumit de Taniguchi *caracteristica de rigiditate a clădirii*, este o funcție de proprietățile fizice ale structurii și în special de mărimea suprafeței zidurilor. Cu cât suprafața zidurilor este mai mare, cu atât descrește Z .

Pentru Z s-a stabilit o expresie analitică complicată, având în general valorile:

$$Z = 0,06 \dots 0,10.$$

Pentru construcțiile obișnuite:

$$Z = 0,07 \dots 0,09,$$

adică tocmai coeficienții formulei (214).

Comitetul de supraveghere geodezică a coastei S.U.A. *) [166] recomandă următoarea formulă empirică :

$$T_1 = 0,1 n. \quad [s] \quad (218)$$

Această formulă a fost stabilită în urma măsurării perioadelor la 212 clădiri situate în statul California și a fost propusă pentru calculul perioadei fundamentale a clădirilor din zona respectivă.

Comitetul unit ASCE-SEA **) [170] prevede în recomandările californiene din anul 1951, privind calculul antiseismic al clădirilor, formula :

$$T_1 = 0,091 \frac{L}{\sqrt{B}}, \quad (219)$$

în care :

L este înălțimea totală a clădirii :

B -- lățimea bazei clădirii măsurată în direcția oscilațiilor considerate.

Atât L cât și B se măsoară în metri.

Formula (219) care are o largă circulație, a fost stabilită experimental în urma măsurărilor efectuate la un număr de peste 3000 clădiri. Această formulă este cunoscută în literatura de specialitate sub denumirea de *formula San Francisco*.

Formula (219) poate avea următoarele variante [103]:

— în cazul clădirilor flexibile (cu un procent redus de ziduri):

$$T_1 = 0,130 \frac{L}{\sqrt{B}};$$

— în cazul clădirilor semirigide-obișnuite (cu un procent moderat de ziduri):

$$T_1 = 0,091 \frac{L}{\sqrt{B}};$$

— în cazul clădirilor rigide (cu un procent ridicat de ziduri) :

$$T_1 = 0,070 \frac{L}{\sqrt{B}}.$$

F. P. Ulrich și D. S. Carder [159] au stabilit empiric, prin măsurători directe la peste 400 clădiri, următoarea formulă pentru perioada fundamentală, în funcție de înălțimea totală a clădirii, L (în metri):

$$T_1 = 0,019 L. \quad (220)$$

Dacă înălțimea dintre etaje se ia 3—4 m, rezultă $L = (3 \dots 4)n$ și prin înlocuire în relația (220) se obține formula Taniguchi.

I. L. Korcinski [81] propune următoarea formulă, pentru clădirile înalte, flexibile :

$$T_1 = \frac{L}{150f}, \quad (221)$$

*) U. S. Coast and Geodetic Survey.

**) Joint Committee ASCE-SEA.

unde cu indicele i s-a notat perioada de vibrație de ordinul i . Formula (221) are o bază teoretică, fiind simplificată și corectată în urma încercărilor care au fost făcute la clădirile înalte din Moscova.

I. L. Korcinski propune această formulă pentru un calcul informativ, recomandând pentru calculele de proiectare metodele curente ale dinamicii construcțiilor [85].

M. G. Salvadori [133] a stabilit o formulă de calcul al perioadelor naturale de orice ordin de oscilație pentru clădirile etajate. Au fost introduse ipotezele cele mai importante de calcul: concentrarea maselor la nivelul fiecărui etaj, considerarea riglelor înfinit rigide și producerea oscilațiilor numai datorită deformabilității stâlpilor. Prin aplicarea teoriei generale a oscilațiilor, utilizând principiul lui d'Alembert și în baza anumitor simplificări M. G. Salvadori propune următoarea formulă pentru calculul perioadelor de ordinul i :

$$T_i = \frac{4}{2i-1} \sqrt{\frac{n \sum_{k=1}^n M_k}{\bar{K}}}$$

în care

$\bar{K} = \frac{1}{L} \sum_{k=1}^n K_k l_k$ este valoarea medie a constantei elastice, K_k între două etaje, care în cadrul ipotezelor enunțate, se calculează ușor;

M_k — masa sarcinii aferentă etajului k ;

n — numărul etajelor clădirii;

L — înălțimea totală a clădirii;

l_k — înălțimea dintre etajele k și $k-1$.

Formula lui M. G. Salvadori a fost dedusă analitic, cu simplificarea considerării rigidității uniforme K (coeficientul forfecării uniforme), ipoteză admisă și de M. A. Biot, în general pentru acele clădiri la care raportul $\frac{L}{B} \leq 5$. Structurile pentru care $\frac{L}{B} \leq 5$ se numesc „clădiri forfecate”¹⁾, iar studiul lor permite introducerea ipotezelor mai sus enunțate.

R. G. Merritt și G. W. Housner [95] în cadrul aceluiași ipoteze de calcul, luate în considerare de Salvadori (clădiri cu rigle înfinit rigide și forfecare uniformă), au stabilit formula:

$$T = \frac{\pi}{\sin\left(\frac{\pi}{4n+2}\right)} \sqrt{\frac{n \sum_{k=1}^n M_k}{n\bar{K}}}, \quad (223)$$

unde \bar{K} reprezintă rigiditatea uniformă a clădirii, avind aceeași semnificație ca în formula lui Salvadori (222).

Formula (223) a fost stabilită tot pentru clădiri forfecate, în ipoteza riglelor de rigiditate înfinită.

Em. Rosenblueth [123] propune expresia:

$$T_1 = (0,09-0,10) [n+1]. \quad (224)$$

1) H. V. Spurr, Wind Bracing Mc. Graw-Hill Book Co. New-York. 1930.

Formula (224) este recomandată la determinarea perioadelor construcțiilor civile, de locuit (coeficient 0,09) și birourilor (coeficient 0,10). Cu n s-a notat, de asemenea, numărul etajelor clădirii.

M. Ifrim [57, 59, 63, 64, 67], în urma unor serii de cercetări teoretice, a stabilit o expresie directă și sulicient de precisă pentru calculul frecvențelor proprii ale clădirilor etajate cu schelet de rezistență. Această formulă a fost dedusă utilizând principiul conservării energiei și ipoteza că din punct de vedere practic, riglele cadrelor se pot considera de rigiditate infinită (fig. 70).

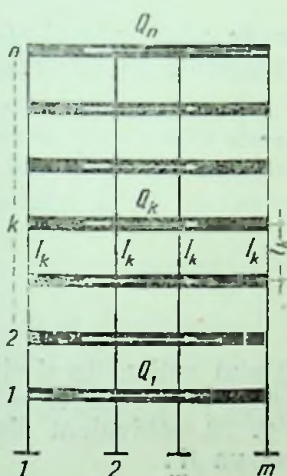


Fig. 70. Cadru cu n nivele.

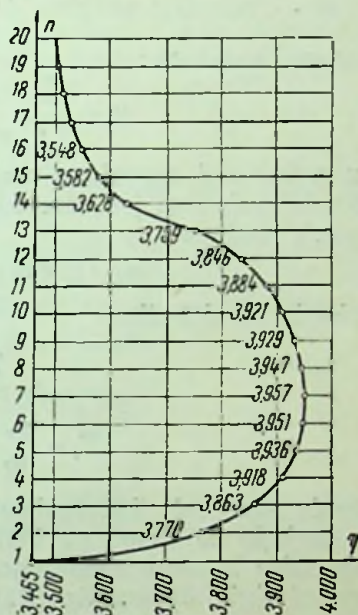


Fig. 71. Variația coeficientului ψ (formula 226), funcție de numărul etajelor n .

Pe baza studiului intervalului de variație a frecvenței fundamentale de vibrație, prin limitare inferioară și superioară a acestuia, precum și pe baza unei serii de calcule numerice, s-a propus formula :

$$\omega_1 = \xi_1 \sqrt{\frac{EI_0}{M_0 l_0^3}}, \quad (225)$$

în care ξ_1 este un coeficient care depinde de datele structurii, avînd expresia :

$$\xi_1 = \psi \sqrt{\frac{m}{\alpha_1 q_1 + \alpha_2 (q_1 + q_2) + \dots + \alpha_n (q_1 + q_2 + \dots + q_n)}}, \quad (226)$$

iar ψ este un coeficient numeric a cărui variație este dată în fig. 71 și care are valori $\sqrt{12} \leq \psi \leq \sqrt{16}$.

Notațiile utilizate sînt :

$I_k = \lambda_k l_0$ — înălțimea planșeului k față de planșeul $k-1$;

$I_k = K_k I_0$ — momentul de inerție al stîlpilor între etajele k și $k-1$;

- $Q_k = \alpha_k Q_0$ — sarcina concentrată la nivelul etajului k , provenită din încărcarea utilă și permanentă a construcției ;
 I_0, I_k, Q_0 — cantități arbitrare, constante, față de care se raportează valorile I_k, I_k, Q_k , prin coeficienții λ_k, K_k, α_k corespunzători ;
 n — numărul etajelor, egal cu numărul gradelor de libertate a structurii ;
 m — numărul stîlpilor de la parter ;

S-au mai notat cu :

$$q_k = \frac{\lambda_k^3}{K_k}; \quad M_k = \frac{Q_k}{g} = \alpha_k M_0.$$

Pentru calculul aproximativ al frecvențelor de ordin superior (ω_i), se propune relația de mai jos care dă valori mai apropiate de cele reale decît alte expresii similare :

$$\omega_i = 1,3i\omega_1 \quad (i=2, 3, 4 \dots). \quad (227)$$

Perioada rezultă din :

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

și

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = \frac{4,8}{i\omega_1} = \frac{T_1}{1,3i}. \quad (228)$$

Este de remarcat că formulele (225), (227) sînt aplicabile și clădirilor care au variație de formă pe înălțime (retragere), prin reducerea acestor tipuri de cadre la unul asemănător celui din fig. 70, echivalent din punct de vedere al rigidităților. Rigiditatea echivalentă va fi :

$$K_k = \frac{1}{m} \sum_j^m K_{jk},$$

unde

$$K_{jk} = \frac{I_{jk}}{I_0},$$

iar I_{jk} reprezintă momentul de inerție al stîlpului situat pe linia j și pe coloana k .

Aceleași formule (225) și (227) sînt aplicabile și cadrelor cu zăbrele.

În cazul cadrelor, la care nu se mai aplică ipoteza riglelor înfinit rigide, calculul expus poate fi ușor adaptat. Acest lucru se obține prin transformarea unei structuri oarecare într-o structură identică cu aceea care are, riglele înfinit rigide și printr-un calcul de identificare, sau echivalare, a rigidităților celor două structuri [63].

Metoda expusă aici, în cadrul ipotezelor enunțate, conduce la o precizie destul de bună. Aproximația dată este în jur de 1% în raport cu rezultatele obținute prin aplicarea unor metode exacte din punct de vedere matematic.

Menționăm că ipoteza riglelor înfinit rigide este aproape unanim admisă în majoritatea studiilor privind oscilațiile clădirilor înalte. Această ipoteză conduce la o micșorare a perioadelor proprii față de cazul considerării riglelor elastice (întrucît se majorează rigiditatea clădirii, ceea ce apropie cal-

culul mai bine de realitate), ținând seama că s-a făcut abstracție de contribuția zidăriei la majorarea rigidității construcției.

Comitetul seismologic SEAOC *) [193], în ultimele recomandări cu privire la calculul antisismic al construcțiilor situate în California, propune pentru clădirile obișnuite formula :

$$T_1 = 0,091 \frac{L}{\sqrt{B}} \quad (229)$$

Pentru clădirile la care sistemul de rezistență lateral constă dintr-un cadru spațial, care preia 100% din forțele laterale, perioada fundamentală se calculează direct în funcție de numărul n al etajelor :

$$T_1 = 0,10 n \quad (230)$$

Cum se poate observa, aceste formule au apărut și în alte exprimări anterioare.

Kyoji Nakagawa [103], în urma experimentărilor efectuate asupra a 53 de clădiri moderne construite după anul 1953, al căror schelet de rezistență era din beton armat cu armătură flexibilă sau rigidă, a stabilit următoarea legătură între L/\sqrt{B} și numărul n al etajelor clădirii :

$$\frac{L}{\sqrt{B}} = (1,1 + 0,31 n) \dots (2,2 + 0,7 n) \quad (231)$$

L și B exprimându-se în metri.

Punând relația (231) în concordanță cu formula *San Francisco* (229), se obține pentru perioada fundamentală următoarea expresie simplificată, în funcție numai de numărul etajelor :

$$T_1 = (0,1 + 0,028 n) \dots (0,2 + 0,64 n) \quad (232)$$

Această formulă acoperă domeniul de utilizare a formulei lui Tani-guchi (214).

Morio Takeuchi [147], în cadrul stabilirii caracteristicilor dinamice ale structurilor rezistente la cutremure, a studiat experimental, perioadele naturale de vibrație a clădirilor, întrucît acestea caracterizează rigiditatea unei construcții.

Încercările făcute s-au referit la circa 60 de clădiri situate la Tokyo, Osaka și împrejurimi.

La încercări s-au folosit vibratoare cu amplitudini mici, perioadele fiind determinate prin sincronizare. În aceste experimentări s-a ținut seama de influența zidurilor despărțitoare, clădirile încercate fiind din beton armat, cu armătură flexibilă sau rigidă.

S-a constatat experimental, că între perioada fundamentală T_1 și înălțimea construcției L , în metri, există o relație liniară și anume :

$$T_1 = \left(\frac{1}{50} \dots \frac{1}{80} \right) [4 + L(1 - 4\gamma)] \quad (233)$$

În relația (233), γ este un coeficient care ține seama de proporția zidurilor despărțitoare existente în clădire. Coeficientul γ este egal cu raportul

*) Seismology committee SEAOC.

dintre lungimea totală a zidurilor existente în întreaga clădire [m] și suma suprafețelor de la toate etajele clădirii [m²]; γ rezultă în $\frac{1}{m}$.

Coeficientul γ este totdeauna subunitar având, în general, o valoare în jur de 0,1 și chiar mai mică.

Aplicarea formulei (233) a dat rezultate excelente pentru clădirile din Japonia.

M. Takeuchi propune și următoarea formulă simplificată pentru clădirile analizate experimental :

$$T_1 = \frac{1}{60} L. \quad (234)$$

Dacă înălțimea dintre etaje se consideră între 3 și 4 m, se constată că expresia (234) se încadrează perfect în formula *clasică a lui T. Taniguchi*.

B. DETERMINAREA MODURILOR NORMALE SAU FORMELOR PROPRII DE VIBRAȚIE

Se știe că o structură cu n grade de libertate poate vibra în n moduri sau forme de vibrație. Fiecărei forme i de vibrație îi corespunde atât o frecvență proprie cit și o deformată dinamică. Cunoscând forma proprie și frecvența de oscilație, se poate calcula, pe baza spectrelor seismice, răspunsul dinamic corespunzător. Răspunsul dinamic total va fi egal cu suma răspunsurilor fiecărui mod de vibrație. Pentru scopuri practice nu este necesară cunoașterea tuturor frecvențelor și modurilor normale de vibrație. Așa de pildă, pentru construcțiile rigide și semirigide, pentru precizarea solicitărilor celor mai defavorabile, datorite mișcării seismice, este suficientă cunoașterea primei frecvențe și deci a primului mod de vibrație. În cazul structurilor flexibile, uneori este necesar să se determine primele trei frecvențe și moduri de vibrație, deoarece în cazul structurilor rigide și semirigide influența amortizării fiind mai pronunțată, efectul formelor superioare este practic neglijabil.

Practic, cu ajutorul formelor proprii de vibrație se poate preciza valoarea coeficientului de formă a_{ki} , care precizează intensitatea răspunsului dinamic la nivelul k , corespunzător modului normal i de vibrație.

După cum se știe, coeficientul a_{ki} are expresia :

$$a_{ki} = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2} Z_{ki}, \quad (235)$$

în care :

Q_k este sarcina aferentă nivelului k ;

Z_{ki} — deplasarea punctului k , corespunzătoare modului normal i de vibrație.

Formele proprii se mai numesc și forme normale sau moduri normale de vibrație, întrucît ordonatele lor respectă legea ortogonalității, adică satisfac condițiile :

$$\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki} Z_{kj} = 0 \quad (i \neq j; \quad i, j = 1, 2, \dots, n). \quad (236)$$

În relația (236), indicii i și j reprezintă ordinul formei de oscilație corespunzătoare frecvențelor ω_i și ω_j .

Se numește *mod normal fundamental*, sau *formă fundamentală de oscilație*, acel mod care corespunde frecvenței fundamentale.

Modurile normale, sau formele proprii, mai poartă denumirea de *tonuri*. Ele corespund fiecărei frecvențe proprii ale sistemului și se determină în funcție de caracteristicile elastice ale structurii.

Modurile normale, sau formele proprii, se pot stabili fie pe baza teoriei exacte, fie aproximativ. Ultima cale prezintă cel mai mare interes practic întrucît, așa cum s-a mai spus anterior, în metodele exacte, exactitatea se referă numai la aparatul matematic utilizat și la precizia de calcul.

1. Metode exacte pentru stabilirea modurilor normale de vibrație

În cele ce urmează, ne vom referi numai la structurile cu mase concentrate, deoarece acestea interesează în calculul antiseismic.

După cum s-a arătat în subcap. A, din condiția ca determinantul sistemului (185) de ecuații să fie nul, rezultau toate frecvențele proprii de vibrație. Numărul frecvențelor este egal cu numărul gradelor de libertate dinamică. Pentru fiecare frecvență în parte se obține un mod de vibrație.

Determinarea ordonatelor tuturor modurilor se obține prin înlocuirea succesivă a frecvențelor proprii (calculate prin rezolvarea ecuației seculare), în sistemul (184). Acest sistem este liniar și omogen, de aceea se poate rezolva numai în raport cu una din amplitudini. Întrucît, pentru scopuri practice interesează alura deformatelor dinamice, acestea se pot exprima sub forma unor rapoarte față de una din amplitudini luată arbitrar.

De obicei, se ia pentru amplitudinea nivelului l , sau a nivelului n , o valoare unitară, în toate modurile, față de care se raportează celelalte amplitudini. Astfel, prin înlocuirea frecvenței de ordinul i (ω_i) se obțin ordonatele Z_{ki} , corespunzătoare modului i de vibrație, adică deplasările punctelor k ($k=1, 2, \dots, n$).

În figurile 41 și 47 sînt arătate variațiile modurilor normale pentru un sistem cu mase concentrate.

Stabilirea variației tuturor modurilor normale devine o problemă extrem de dificilă cu cît numărul gradelor de libertate este mai ridicat. De aceea, pentru calculele ingineresti sînt preferate metodele aproximative.

Vom menționa faptul că prin unele din metodele denumite aproximative se pot obține rezultate exacte, alții pentru frecvențe cît și pentru formele de vibrație. Astfel, prin metoda aproximațiilor succesive (Vianello-Stodola), descrisă anterior, dacă se conduce calculul pînă cînd diferența dintre două valori succesive ale frecvenței devine practic zero, se obține frecvența de oscilații în valoare practic exactă, iar deformata corespunzătoare reprezintă

suficient de exact forma proprie. După cum se știe, prin metoda aproximațiilor succesive se determină numai prima frecvență proprie de oscilație, implicit modul fundamental.

O altă metodă prin care se poate obține frecvența, prin aproximații succesive pînă la o valoare practic exactă, precum și deformată dinamică, corespunzătoare oricărui mod normal de vibrație, este metoda Holzer. În general, metoda Holzer, ca și metoda Vianello-Stodola, este considerată o metodă aproximativă, ceea ce este valabil numai în cazurile cînd aproximația nu este împinsă pînă la o valoare suficient de mică; în caz contrar, aceste metode devin exacte.

Metoda Holzer dă posibilitate să se calculeze orice frecvențe, sau forme proprii, de orice ordin de vibrație. De asemenea, dacă sînt deja cunoscute frecvențele, se pot stabili deformatăle dinamice care caracterizează formele proprii de oscilație. Vom arăta succint, în cele ce urmează, în ce constă această metodă.

Pentru calculul deformațiilor produse de oscilațiile libere ale unui sistem cu n grade de libertate, de tipul structurilor etajate, se poate scrie relația de recurență:

$$Z_k = Z_{k+1} - \frac{m^2}{K_{k,k+1}} \sum_{l=k+1}^n M_l Z_l; \quad (237)$$

în care:

Z_k, Z_{k+1}, Z_l sînt deplasările punctelor $k, k+1$ și l , corespunzătoare modului de vibrație în care se găsește ω ;

M_l — masa aferentă nivelului l ;

$K_{k,k+1}$ — rigiditatea relativă dintre nivelele k și $k+1$ (forța necesară care produce o deplasare relativă unitară);

ω — frecvența naturală de vibrații.

Propunîndu-se diferite valori pentru ω , prin calcule succesive și pornind cu o deplasare inițială $Z_n = 1$ (arbitrară), se stabilește deformată dinamică pentru care $Z_0 = 0$ (în încastrare). Cînd această condiție limită s-a realizat, frecvența ω , propusă, are o valoare exactă. După cum se observă, calculul se face prin tatonări. Totuși, pentru o anumită frecvență sau mod de vibrație pe care dorim să-l aflăm, aceste tatonări nu se fac cu valori luate la întîmplare și nici chiar calculele nu se conduc pînă la sfîrșit. Aceste simplificări se bazează pe observația că deformatăle dinamice superioare schimbă de semn, avînd un număr de noduri (puncte nule) egal cu $i-1$, i fiind ordinul frecvenței, sau al modului de vibrație. Astfel, pentru modul fundamental, deplasările nu schimbă de semn. Dacă dorim să calculăm frecvența fundamentală ω_1 , și dacă prin aplicarea relației (237) obținem la un moment dat o valoare negativă înseamnă că ω propus corespunde unui mod superior, adică $\omega > \omega_1$. În consecință, calculul se oprește și se reîncepe cu o valoare a frecvenței mai mică decît valoarea inițială.

Pentru forma proprie de ordinul 2 avem un punct nodal și deci deformată dinamică are o singură schimbare de semn. Și aici raționamentul pentru alegerea lui ω , în treapta a doua de aproximație, este analog cu cel expus anterior.

O problemă destul de dificilă este stabilirea rigidității K , corespunzătoare fiecărui nivel. În cazul ipotezei curente a clădirilor forfecate (rigle

de rigiditate infinită), K se calculează foarte simplu. În general, această rigiditate se poate calcula prin metodele staticii construcțiilor [91], pe schema reală, sau pe alte scheme simplificate, sau echivalente.

2 Metode aproximative pentru stabilirea modurilor normale de vibrație

Rapiditatea calculului crește simțitor dacă se folosesc metodele aproximative (aproximative din punct de vedere ingineresc). Pentru stabilirea deformatelor modului fundamental se pot lua în considerare următoarele posibilități:

— deformată statică care corespunde acțiunii statice a sarcinilor Q_k îndreptate în direcția oscilațiilor (orizontală), (fig. 72);

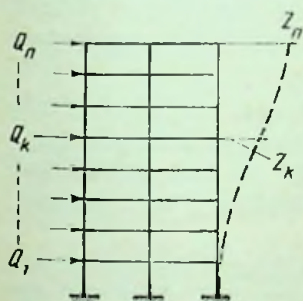


Fig. 72. Deformată statică datorită acțiunii sarcinilor Q_k , lateral.

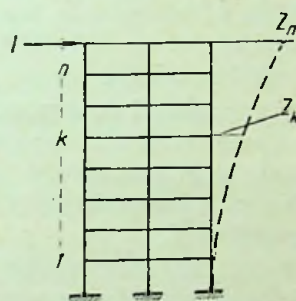


Fig. 73. Deformată statică corespunzătoare acțiunii unei sarcini unitare aplicată pe orizontală, la nivelul n .

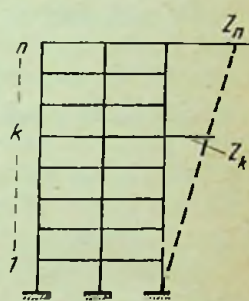


Fig. 74. Variația liniară a primului mod normal de vibrație.

— deformată statică corespunzătoare acțiunii statice a unei forțe unitare aplicate în vîrf (pe orizontală) (fig. 73);

— asimilarea deformatelor dinamice fundamentale, cu o variație liniară care este zero la bază și maximă la vîrf (distribuție triunghiulară) (fig. 74).

În orice treaptă de aproximare ne-am opri cu calculul, în metoda Vianello-Stedola se obține o deformată aproximativă care corespunde primului mod normal de vibrație.

În metoda Holzer, pentru o valoare a frecvenței ω , se poate obține o deformată al cărei ordin i se poate stabili prin numărul modurilor, dar care nu se închide la zero în încăstrare ($Z_0 \neq 0$). Alura formei se poate păstra, făcînd o translație a axei verticale de referință cu Z_0 . Bineînțeles că această deformată este aproximativă, deoarece frecvența propusă, nu este egală cu cea exactă. Totuși, pentru scopurile practice, aproximația este satisfăcătoare.

C. FACTORI DE AMORTIZARE

Amortizarea are o importanță deosebită în calculul antiseismic întrucît are o influență directă asupra modificării răspunsului dinamic al structurii și deci al efectului produs de cutremur. Din punct de vedere analitic, efectul

produs de amortizare se reflectă în spectrul vitezelor care caracterizează atât intensitatea cutremurului cât și coeficienții seismici de calcul (standard) (v. cap. VI).

În baza spectrului vitezelor

$$S_v = \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\nu_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau,$$

se poate trage concluzia că cu cât factorul de amortizare ν_i (definit în cap. II) este mai mare, spectrul vitezelor S_v prezintă reduceri mai însemnate și invers.

Acest lucru se reflectă chiar în diagramele spectrelor vitezelor S_v cât și a spectrelor accelerațiilor S_a date în fig. 87 și 88.

De aici, tragem concluzia că structurile cu grad de amortizare ridicat, adică acelea care au o capacitate mare de a disipa energia, au o comportare favorabilă la acțiunea mișcării seismice.

Stabilirea gradului sau capacității de amortizare a unei structuri constituie o chestiune extrem de complicată, atât teoretic cât și experimental, întrucât intervin numeroși factori. Prin numeroase cercetări pe cale experimentală, s-a căutat să se stabilească factorii critici de amortizare care caracterizează diverse tipuri de construcții.

În seismologia inginerască nu se lucrează cu coeficienți de amortizare absoluți ϵ ci cu factori critici de amortizare ν care reprezintă proporția din amortizarea critică, la care mișcarea își pierde caracterul oscilant.

Valoarea factorului de amortizare ν_i în modul i de vibrație a fost stabilită în cap. II și anume:

$$\nu_i = \frac{\epsilon}{\omega_i} = \frac{\epsilon T_i}{2\pi} = \frac{\delta_i}{2\pi}, \quad (238)$$

în care:

- ϵ este coeficientul de amortizare;
- ω_i — frecvența oscilațiilor libere, neamortizate, de ordinul i ;
- T_i — perioada oscilațiilor libere, neamortizate, de ordinul i ;
- δ_i — decrementul logaritm al amortizării, care se deduce direct din înregistrări.

Factorul critic al amortizării este totdeauna subunitar ($\nu < 1$). În momentul când $\nu = 1$, sistemul nu mai oscilează. Avem de-a face cu o frînare totală a oscilațiilor (inecare).

Din punct de vedere practic, problema constă în a determina pe cale experimentală, prin înregistrări directe, factorii critici de amortizare ν , care pot caracteriza diversele tipuri de structuri, atât din punct de vedere al alcătuirii statice cât și în funcție de natura materialului.

Este evident că amortizarea unei clădiri, considerate în ansamblu, este funcție de tipul structurii și, în același timp, de modul de legare a acesteia cu terenul. Cu alte cuvinte, terenul de fundație, datorită deformabilității sale mai mult sau mai puțin pronunțate, joacă un rol important asupra amortizării globale.

Revenind la amortizarea structurii, aceasta se consideră, din punct de vedere analitic, că variază direct proporțional cu viteza, conform ipotezei lui Voigt. Această ipoteză este valabilă în domeniul elastic.

Dacă un sistem oscilant ar fi pus în mișcare și nu ar avea amortizare, el ar continua să oscileze, din punct de vedere teoretic, la infinit. Într-o vibrație forțată, de tipul celei produse de mișcarea seismică, efectul amortizării conduce la o descreștere puternică a mărimii răspunsului structurii.

În structurile existente, natura amortizării nu este chiar atât de simplă, întrucât în cazul cutremurelor puternice, distructive, nu au loc numai fenomene elastice.

Pentru stabilirea practică a factorilor critici de amortizare trebuie să se țină seama de toate elementele care consumă energia. În această ordine de idei, se impune considerarea :

— energiei introduse în structură de efectul mișcării pământului (energia cinetică);

— energiei elastice de deformație ;

— energiei pierdute (capacitatea de lucru care produce deformații mari, avarii, sau pagube);

— pierderilor interioare de energie, prin transformarea în căldură, fără avarieri :

— energiei „restituite”, sau redade de structură, terenului, datorită fenomenului de interacțiune.

În cazul solicitărilor maxime, trebuie să existe un echilibru al energiilor conform principiului conservării. Cu alte cuvinte, energia cinetică introdusă de seism, mai puțin energia restituită, trebuie să fie egală cu energia de deformație inclusiv energia interioară pierdută și energia pierdută prin avarii.

Amortizarea are un efect cu atât mai important asupra reducerii răspunsului dinamic, cu cât construcția are perioade mai joase și este mai apropiată de epicentru [21].

Cercetări teoretice și experimentale, de mare valoare practică, au fost făcute de prof. dr. Lydie S. Jacobsen [74] în cadrul laboratoarelor Universității Stanford din California. Contribuții importante la calculul practic al influenței amortizării asupra structurilor au fost aduse de J. A. Blume [23], G. W. Housner [53], D. E. Hudson [54], I. L. Kocinski [84], S. G. Napetvaridze [105], A. G. Nazarov [106], Em. Rosenblueth [123], E. S. Sorokin [141], R. Tanabashi [148], E. Y. W. Tsui [156] și alți cercetători.

În tabela 3 sînt sintetizate valorile propuse de diferiți autori pentru factorii critici de amortizare ν . Remarcăm că majoritatea cercetătorilor sînt de acord în a considera pentru structurile din beton armat $\nu=0,1$. J. A. Blume arată că la construcțiile existente factorul de amortizare ν are valori cuprinse între 0,05 și 0,10. De aceea, pentru scopuri inginerești se recomandă o valoare $\nu=0,05$ care ar plafona inferior toate tipurile de structuri. În felul acesta ar fi exclusă o evaluare subiectivă a lui ν care, în anumite cazuri, ar putea aduce prejudicii bunei comportări a construcției în timpul cutremurelor.

Valori pentru coeficienții de amortizare v , propuse de diferiți autori

Nr. crt.	Numele autorilor		L. S. Jacobsen	R. G. Merritt	S. G. Napelvaridze	E. Rosenblueth	F. Y. W. Tsui	T. Hisada D. F. Hudson K. Kanai F. Karamzumi I. L. Korciński K. Nakamura A. O. Nuzarov R. O. Tanihashi M. P. White și alții
	Tipul construcției	J. A. Blume						
1	Structuri monolite, construcții masive	—	0,05—0,10	—	—	—	—	—
2	Construcții metalice	—	—	—	0,03	0,01—0,04	0,03—0,06	—
3	Construcții din beton armat, monolit	0,05—0,10	0,10—0,16	0,07—0,10	0,09	0,05—0,08	0,07—0,14	0,10
4	Construcții din lemn	—	0,10—0,20	—	0,06	—	—	—
5	Construcții din zidărie (blocuri, cărămidă) sau din prefabricate	—	0,10—0,18	—	0,06	—	0,14	—
6	Imbinări nituite	—	0,08—0,30	—	—	—	—	—
7	Imbinări sudate	—	0,04—0,12	—	—	—	—	—
8	Imbinări în cuie	—	0,15—0,50	—	—	—	—	—

În amplitudinea sa studiul despre influența amortizării asupra structurilor, L. S. Jacobsen ajunge la unele concluzii interesante, dintre care rezumăm următoarele :

1) Efectele de frecare în structurile compuse prezintă un aspect extrem de complicat, deoarece componentele frecării sînt guvernate de legi foarte diferite, dintre care cele mai multe sînt încă necunoscute.

2) Proporția de lucru mecanic disipat dW , din lucrul mecanic total W produs într-o jumătate de ciclu (încărcare-descărcare), este o cantitate care se poate obține pe cale experimentală și care caracterizează proprietățile generale de disipare ale unei structuri compuse, indiferent dacă ne situăm într-un stadiu liniar, sau neliniar.

3) Prin cunoașterea raportului dW/W , poate fi apreciată comportarea dinamică a unei structuri.

4) Singura cale posibilă de a lua în considerare în practică forțele de frecare se bazează pe considerarea unei amortizări viscoase (proporțională cu viteza). Această aproximație este satisfăcătoare în stadiul liniar de comportare a structurii, devenind inacceptabilă în cazuri de mare neliniaritate.

5) Gradul de amortizare a tuturilor structurilor, în general, poate fi pus în evidență prin factorul critic al amortizării viscoase ν , care se determină experimental în funcție de raportul dW/W .

6) Valorile dW/W și ν cresc cu amplitudinile mișcării.

7) Încercările dinamice bruște pot mări ν pînă la 0,3.

8) Îmbinările compuse se comportă ca niște mecanisme locale de disipare a energiei (îmbinările în cuie, îmbinările nituite, bulonate, sudate etc.). Aceste îmbinări pot fi, în structurile reale, neintenționate (rezultînd din motive constructive) sau intenționate (pentru a crea puncte de disipare a energiei).

R. G. Merritt și G. W. Housner [95], în urma experimentărilor efectuate pe clădiri reale, au stabilit că amortizarea are un efect însemnat asupra răspunsului unei structuri la mișcarea provenită din cutremur. S-a constatat că factorii amortizării critice (ν) sînt cuprinși între 0,07 și 0,40. Încercarea dinamică asupra unei magazii din beton armat monolit, cu patru etaje, a condus la o amortizare $\nu=0,07$. S-a stabilit, cu acest prilej, că amortizarea este independentă de frecvența primelor două moduri de vibrație. Cu cît construcția este mai monolită cu atît amortizarea va fi mai mică. Este probabil că amortizarea $\nu=0,07$ este cea mai mică valoare a amortizării care se poate anticipa, iar clădirile obișnuite vor avea o amortizare ceva mai mare.

De fapt, orice expresie privind valcarea amortizării nu reprezintă decît o informare generală, întrucît sînt numeroși factori care o determină și o modifică în timp. Aceștia pot fi : frecarea la îmbinări, degajarea de căldură, deformații plastice ale terenului și ale construcției etc., toți contribuind la disiparea energiei. Rezultă deci că problema stabilirii apriori a gradului de amortizare pentru o clădire, rămîne mai departe una din cele mai importante și mai dificile probleme de cercetare.

Pentru construcțiile situate în regiuni seismice, se recomandă ca acestea să fie proiectate de așa manieră, încît să aibă o capacitate mare de a consuma energie, deoarece în felul acesta, se micșorează efectul dinamic.

D. IMPORTANȚA CARACTERISTICILOR DINAMICE ALE STRUCTURILOR

Caracteristicile dinamice ale structurilor : perioadele, modurile de vibrație și factorii de amortizare, de care s-a vorbit în paragrafele precedente, sînt de mare importanță practică, întrucît în funcție de acestea se poate stabili intensitatea răspunsului unei structuri la mișcarea produsă de cutremur. Efectul mișcării seismice asupra structurii va fi, de asemenea, modificat de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundație.

Perioadele proprii de vibrație ale unei structuri caracterizează rigiditatea dinamică a acesteia, care generează modul ei de comportare la solicitările provenite din cutremur. Dintre toate perioadele naturale pe care le poate avea o structură, se consideră că perioada fundamentală joacă rolul cel mai important. Totuși, pentru construcțiile flexibile, o influență sensibilă o pot avea și următoarele două perioade, inclusiv formele proprii corespunzătoare.

Fenomenul de rezonanță nu este propriu structurilor solicitate de mișcări seismice. Se știe că undele seismice au o mare variație în timp în ceea ce privește perioada, accelerația și direcția. Fenomenul de rezonanță, chiar dacă ar fi posibil, este tranzitoriu, însă chiar și în acest caz influența amortizării fiind importantă, acest fenomen este apreciabil diminuat. Se poate constata totuși, că în momentul cînd perioada undelor seismice coincide cu frecvența fundamentală a structurii, în aceasta se produc deformații maxime, implicînd eforturi maxime ; de aceea, în zona frecvențelor predominante ale accelerațiilor scoarței pămîntului se adoptă pentru spectrele seismice, valorile maxime.

În privința posibilității apariției fenomenului de rezonanță, acad. prof. K. S. Zavriev [162] spune :

„Construcțiile flexibile au o perioadă naturală fundamentală apropiată de perioada undelor seismice. De aceea, se pune problema necesității de a le verifica la rezonanță. Mulți cercetători își exprimă însă îndoiala în ceea ce privește rezonanța la cutremur. Într-adevăr, fenomenul de rezonanță se rezumă la o creștere treptată a amplitudinilor, în cazul unor oscilații regulate și neuniforme, produse în urma unor forțe excitatoare periodice cu o amplitudine constantă. Deranjările regularității, care au loc în oscilațiile scoarței pămîntului și variațiile în amplitudinea lor, exclud premizele pentru producerea rezonanței. De asemenea observațiile făcute cu ocazia diferitelor cutremure nu dau motive pentru a se aștepta să se producă acest fenomen. De aceea, verificarea la rezonanță este socotită de prisos” . . .

Totuși, limitarea deplasărilor orizontale, sau a perioadei fundamentale, au drept scop :

- evitarea dezavantajelor produse de interacțiunea dintre construcție și terenul de fundație, în cazul terenurilor moi ;
- evitarea șocurilor dintre construcțiile vecine, care pot produce importante avarii ;
- evitarea panicii ce s-ar putea produce în rîndul persoanelor care locuiesc la ultimele etaje ;
- reducerea pagubelor la elementele arhitectonice, vitrine, ziduri despărțitoare, instalații de apă, gaze, lumină etc.

Aceste deplasări maxime sînt limitate prin standarde, sau prescripții.

Formele proprii de vibrație dau posibilitatea evaluării intensității forțelor seismice care acționează la nivelul fiecărui etaj, precum și stabilirii deformației reale a structurii pe timpul cutremurelor, pentru fiecare mod de vibrație.

După cum s-a arătat, amortizarea joacă un rol de bază în reducerea intensității răspunsului dinamic. De aceea, se urmărește să se execute construcții cu capacitate mare de disipare a energiei produse de mișcarea seismică. Influența factorilor critici de amortizare se reflectă în spectrele seismice.

Trebuie menționat că pe măsură ce construcțiile deviază mai mult de la simetrie și de la uniformitate, aprecierea caracteristicilor dinamice ale structurii este mai puțin precisă, iar, în cazul unor deviații mai mari, inginerul proiectant trebuie să procedeze cu foarte multă grijă în aplicarea formulelor.

CAPITOLUL V

INFLUENȚA PROPRIETĂȚILOR FIZICO-MECANICE ALE TERENURILOR ASUPRA EFECTULUI SEISMIC

A. IMPORTANȚA NATURII TERENULUI DE FUNDAȚIE ÎN COMPORTAREA CONSTRUCȚIILOR LA CUTREMURE

Natura terenului în care este amplasată o construcție are o mare influență asupra comportării în ansamblu a acesteia. Modul în care un anumit teren favorizează, sau nu, avarierea unei clădiri, depinde în mod esențial și de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundație.

Cercetările în legătură cu problema influenței terenului de fundație asupra efectelor de distrugere ale cutremurelor datează de aproape trei secole. Aceste cercetări s-au axat în special asupra următoarelor trei aspecte mai importante :

- înregistrarea pe bază statistică a corelațiilor dintre natura terenului de fundație și avariile, sau distrugerile, provocate de mișcarea seismică ;
- experimentări de laborator, sau la scară naturală, privind efectul produs de cutremur asupra structurilor, în funcție de diverse tipuri de terenuri ;
- cercetări pur teoretice despre influența rigidității dinamice a solului asupra răspunsului dinamic al structurii și, în special, asupra interacțiunii dintre sol și structură.

Observațiile legate de influența terenului de fundație asupra efectului seismic datează de secole. Astfel, în timpul marelui cutremur din Jamaica (1692) s-a constatat că majoritatea construcțiilor situate pe un teren aluvionar (nisip și pietriș) au fost distruse, pe când cele fondate pe calcare compacte au suferit numai ușoare avarii. Se semnalează, de asemenea, faptul că în urma catastrofalului cutremur de la Lisabona, din anul 1755, efectele distructive cele mai importante au afectat construcțiile fondate în straturi terțiare, prezentînd violența maximă în cazul argilei vinete, pe care era fundată zona inferioară a orașului. Construcțiile fondate pe calcar, sau pe bazalt, nu au avut aproape nimic de suferit.

Se știe că în timpul cutremurului de la Messina (Sicilia) au fost distruse mai ales clădirile amplasate pe terenurile aluvionare din apropierea mării, pe când cele fondate pe granit au avut foarte puțin de suferit. Efecte asemănătoare s-au constatat în regiunea Calabria, unde s-au produs surpări masive în zonele nisipoase, argiloase, sau aluvionare, pe când zonele

de ardezie și de granit nu au suferit modificări. Fenomene asemănătoare s-au semnalat la cutremurele mai recente din San Francisco (1906) și din Chile (1929).

Este de remarcat că propagarea undelor seismice suferă modificări importante la trecerea prin diferite tipuri de stratificații. Astfel, la cutremurul din Calabria (1783), undele seismice s-au intensificat brusc la trecerea din straturile recente, moi și umede, în straturile de granit ca și când s-ar fi produs un șoc violent în urma opririi bruște a mișcării ondulatorii de către roca tare. Cu acest prilej, masele deluvionare de nisip și de argilă, de pe versanții munților Apenini, s-au desprins în special în cazurile în care nu aveau o bază suficientă de susținere. La cutremurul din anul 1857, din regiunea orașului Neapole, unele din localitățile aflate pe masive de calcar solid au fost dărâmate parțial, sau au fost avariate, iar cele situate pe argile slabe au fost complet distruse. Toluși, cu ocazia aceluiași cutremur, s-au putut semnala cazuri în care clădiri fondate pe straturi groase de argilă, sau pe calcare, nu au avut decât unele avarii. După cum se vede, rezultatele sînt uneori contradictorii. Aceste observații trebuie puse în concordanță și cu rigiditatea dinamică a structurii însăși, cu capacitatea de amortizare a acesteia și cu modul ei de execuție.

Fenomene de asemenea contradictorii, identice cu cele arătate anterior, s-au constatat la cutremurele din Noua Zeelandă și de la Tokio, din anul 1855, cu care ocazie undele seismice au fost uneori mai puternice în regiunile cu relief mai înalt (unde domină roca tare), iar în alte regiuni s-au manifestat mai violent în zonele de șes (zone aluvionare).

Date mai precise despre influența terenului de fundație asupra efectelor produse de mișcarea seismică sînt furnizate în special de cutremurele de la San Francisco (1906), de la Tokio și Yokohama (1923), de la Fukui (1918), de la México-City (1957), din Chile (1959) etc.

Prin măsurarea accelerațiilor seismice din timpul cutremurelor de intensitate ridicată, s-a putut clarifica, într-o măsură anumită, influența terenului de fundație. Accelerațiile măsurate sînt modificate atît de mediul prin care se propagă unda seismică, de la epicentru la stația seismică, cît și de natura locală a terenului în care este fundată structura. În consecință, se modifică și spectrele de răspuns, care în ultimă analiză caracterizează intensitatea forțelor seismice.

B. INFLUENȚA NATURII TERENULUI DE FUNDAȚIE ASUPRA SOLICITĂRILOR PRODUSE DE CUTREMURE

Pe baza statisticilor efectuate în diverse țări, s-a stabilit că proporția de clădiri distruse și avariate depinde de rezistența terenului de fundație. Se constată că în terenurile slabe proporția distrugerilor și avariilor întrece cu mult pe cele înregistrate în terenurile tari.

Acest fapt se explică prin faptul că în cazul terenurilor slabe un rol esențial asupra distrugerilor îl joacă *tasările inegale (diferite)*, în timp ce în terenurile tari cauza esențială a avariilor și a distrugerilor rezidă în forțele dinamice.

Din cercetările efectuate de o serie întreagă de cercetători, în special de cei japonezi, rezultă că cea mai mare importanță asupra efectului seismic are, în special, gradul de rezistență a terenului și mai puțin adâncimea stratului aluvionar [34].

Se observă că numărul avariilor și distrugerilor, în cazul terenurilor de umplură, depinde, pe lângă rezistența acestora și de vârsta terenului. În fig. 75 se prezintă corelația dintre raportul avariilor și vârsta terenului pentru clădirile din Nagoya, pe baza cutremurului din anul 1944. Reprezentarea grafică urmărește dispersia maximă a datelor.

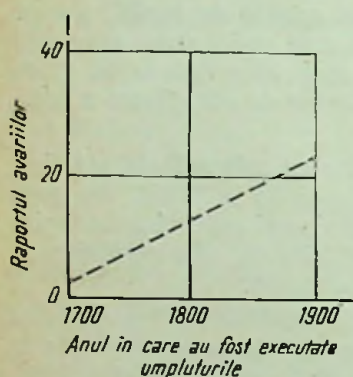


Fig. 75. Variația raportului de avarii cu virsta terenului (cutremurul din Nagoya, din anul 1944).

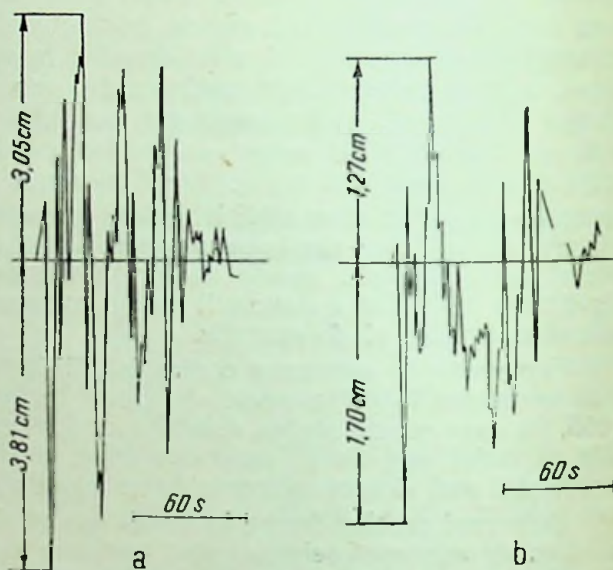


Fig. 76. Seismograme înregistrate cu ocazia cutremurului din Arvin-Tehachapi (1952), în teren aluvionar (a) și în teren stîncos (b).

În fig. 76, *a* și 76, *b* sînt prezentate două înregistrări efectuate cu ocazia cutremurului de la Arvin—Tehachapi (California) din anul 1952, din care rezultă diferențele dintre deplasările maxime înregistrate în teren aluvionar (fig. 76, *a*) și cele înregistrate în teren tare (fig. 76, *b*).

De asemenea, în terenurile umede undele seismice sînt amplificate și intensitatea cutremurului sporește. Oscilogrammele înregistrate confirmă acest fapt. F. J. Rogers [40], a efectuat în anul 1907 o serie de încercări (fig. 77) asupra nisipurilor în stare uscată și în stare umedă demonstrînd astfel și pe cale experimentală influența pe care o are umiditatea în ceea ce privește sporirea efectului seismic. Este interesant de observat că la nisipurile umede accelerația are o variație rapidă (curba 1) avînd deci ca urmare o acțiune mai distrugătoare decît în cazul unei variații mai lente, cum se produce în nisipurile uscate (curba 2).

S-au întîlnit și aici unele cazuri contradictorii, în care mișcările înregistrate în terenuri tari și uscate erau apreciabil mai mari decît în terenurile moi și umede. Vom cita un cutremur recent, și anume din Seattle (S.U.A. — 1949) care a confirmat aceste excepții.

Flexibilitatea, sau rigiditatea, terenului de fundație reprezintă factori esențiali în modificarea forțelor de inerție la care este supusă o construcție în timpul cutremurelor.

Flexibilitatea terenului produce o deformabilitate a acestuia de două tipuri, orizontală și de rotație (de balansare) în jurul unui ax orizontal. Deformabilitatea terenului este funcție de constantele elastice ale acestuia.

Influența flexibilității terenului de fundație asupra efectului seismic a fost analizată de către prof. A. G. Nazarov încă din anul 1939, într-o lucrare publicată la Tbilisi. Concluziile acestui studiu sînt următoarele:

1) Flexibilitatea terenului de fundație exercită o influență esențială, atât asupra mărimii perioadei naturale a construcției și asupra repartizării forțelor seismice.

2) Flexibilitatea terenului de fundație are cea mai mare importanță în cazul terenurilor slabe, precum și în cazurile în care centrul de greutate al construcției se află spre vîrf (mărește efectul „balansării”).

3) Flexibilitatea terenului mărește efectul seismic în cazul construcțiilor rigide și îl micșorează în cazul construcțiilor elastice.

Von remarcă faptul că aceste concluzii, ca și altele, lămuresc calitativ fenomenul, într-o anumită măsură, dar latura cantitativă rămîne încă neclară, întrucît nu se poate aprecia decît destul de aproximativ felul în care natura terenului afectează valorile coeficienților seismici.

La concluzii similare a ajuns și prof. ing. Aurel A. Beleş în urma studierii distrugerilor și avariilor produse de cutremurul din anul 1940 din România, propunînd măsuri constructive care să micșoreze efectul produs de natura terenului de fundație [7].

Se constată însă că uneori, pentru construcțiile de tip rigid (la care perioada fundamentală $T_1 \leq 0,30$ s), deformabilitatea terenului de fundație (mai ales cînd este uniformă) conduce la o mișcare a sarcinilor seismice. S. G. Napetvaridze [104] arată că în aceste situații ne putem aștepta la reduceri ale coeficientului seismic cu 30—50%. În acest sens, se poate da ca exemplu cazul clădirilor masive din Tokio, care au fost fondate în terenuri moi și care în timpul cutremurului din anul 1923 au suferit avarii și distrugereri mai puțin însemnate decît alte clădiri asemănătoare care au fost însă amplasate în terenuri tari. Specialiștii, care s-au ocupat cu cercetarea acestor cazuri, au tras concluzia că terenul moale a avut un efect de amortizare a efectului seismic întrucît, datorită diferenței de rigiditate dintre structură și teren, clădirea a putut avea o deplasare liberă care a diminuat

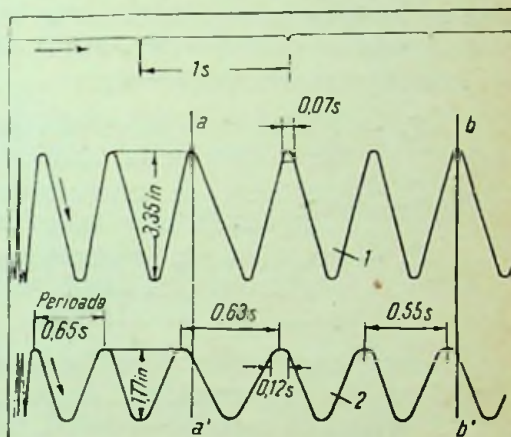


Fig. 77. Incercări efectuate asupra nisipurilor umede (1) și uscate (2).

efectul de șoc, efect extrem de periculos în cazul construcțiilor rigide. Aceiași fenomen a fost sesizat și de prof. Aurel A. Beleş în cazul construcțiilor situate în București, pe cheiul Dîmboviței, pe un teren aluvionar, recent.

Bazați pe această constatare, unii autori propun, ca o măsură de protecție antiseismică, intercalarea unui pat (saltea) de nisip între fundația clădirii și teren.

În general, evaluarea cantitativă mai exactă a influenței cedării terenului de fundație întâmpină dificultăți datorită lipsei de date precise referitoare la valorile constantelor elastice ale terenului.

Aceste constante elastice sînt :

- C_x — coeficient de alunecare elastică uniformă a terenului (kgf/cm^2), care intervine la translația orizontală a clădirii ;
- C_z — coeficient de compresiune elastică uniformă a terenului (kgf/cm^2), care intervine la translația verticală a clădirii ;
- C_ϕ — coeficient de compresiune elastică neuniformă a terenului (kgf/cm^2), care intervine la rotația sau balansarea clădirii în jurul unui ax orizontal.

În cazul construcțiilor flexibile (elastice), efectul produs de cedarea terenului nu este, în general, atît de periculos pe cît este de periculos efectul dinamic produs de oscilațiile clădirii. După R. G. Merritt și G. W. Housner [95], cedarea terenului, pentru construcțiile cu peste 5 etaje, contribuie la o sporire a perioadei fundamentale de vibrație cu circa 10%. Studiind efectul produs de diverse grade de deformabilitate ale terenului asupra perioadelor fundamentale de oscilație ale clădirilor, aceiași autori ajung la concluziile reprezentate în fig. 78.

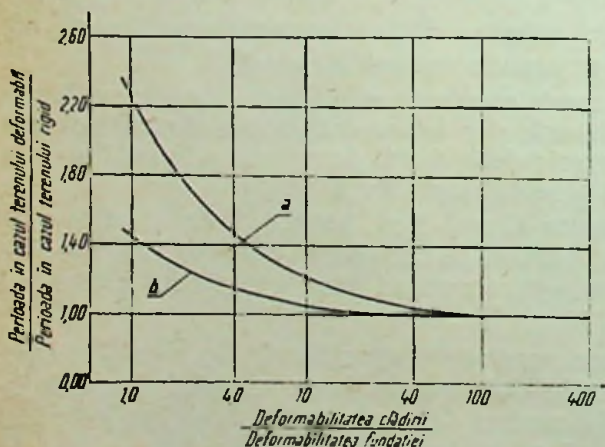


Fig. 78. Influența deformabilității terenului de fundație asupra perioadei fundamentale a clădirii.

Curba *a* din fig. 78 se referă la modele de construcții cu 5, 10 și 15 etaje analizate experimental, iar curba *b* din aceeași figură se referă la modelul de construcție cu un nivel, tratat pe cale analitică (calculat).

Efectul deformabilității terenului de fundație asupra forței tăietoare de bază, maximă, a unui model de construcție cu 15 nivele este prezentat în fig. 79.

Curbele trasate în această figură se referă la acțiunea cutremurelor din localitățile : El Centro, 1934 (curba *a*), El Centro, 1940 (curba *b*), Olympia, 1949 (curba *c*) și Taft, 1952 (curba *d*), situate pe coasta de vest a S.U.A. Calculele au fost efectuate cu ajutorul calculatorului electronic analog. În toate aceste calcule s-a ținut seama și de efectul amortizării structurii. În

cercelările efectuate s-a luat factorul critic al amortizării $\nu=0,1$, corespunzător construcțiilor din beton armat.

Concluziile la care se poate ajunge pentru clădirile cu cinci sau mai multe etaje și a căror rigiditate este aproximativ neuniformă de la etaj la etaj sînt următoarele :

1) Forța tăietoare de bază maximă, la clădirile înalte, obișnuite, supuse mișcării seismice, nu va fi esențial afectată de orice grad al deformabilității terenului de fundație la care ne putem aștepta în practică.

2) Raportul dintre deformabilitatea clădirii și deformabilitatea terenului de fundație este proporțional cu constanta elastică C_z a terenului, cu numărul de etaje și cu pătratul lățimii clădirii, și este invers proporțional cu presiunea admisibilă pe teren. Lățimea clădirii are efectul cel mai critic asupra acestui raport.

3) Perioada fundamentală a clădirilor obișnuite crește cu mai puțin de 10% atunci cînd raportul dintre deformabilitatea clădirii și deformabilitatea terenului de fundație atinge limita maximă.

4) Orice cutremur specific poate avea efecte diferite asupra clădirilor cu înălțimi diferite chiar în cazul cînd avem același raport al deformabilităților.

Comitetul Unificat ASCE din California a stabilit că rotația unei clădiri, față de terenul pe care este fundată, poate avea un efect considerabil în majorarea perioadelor naturale ale clădirii, rezultînd în consecință o descrescere a forțelor seismice și a momentelor încovoietoare din structură. La construcțiile flexibile, oscilațiile orizontale ale bazei, după cum rezultă din înregistrări, sînt neînsemnate. Această micșorare a efectului seismic se datorește efectului de atenuare a șocului seismic. Problema care rămîne deschisă constă în a stabili pînă la ce grad de deformabilitate a terenului efectul său rămîne favorabil. Studiul lui Merritt și Housner dă un răspuns cantitativ la această problemă, pe baza experimentărilor efectuate pe modele de construcții, care au condus la concluziile arătate.

Înregistrarea accelerațiilor, care se efectuează în prezent în S.U.A. și în Japonia, în stații seismice speciale, în subsolurile sau la etajele superioare ale clădirilor, pune în evidență influența condițiilor de fundare diferite.

Pe baza înregistrării accelerațiilor, se trasează spectrele de viteză (v , cap. III) și spectrele de accelerație pentru diferiți factori de amortizare. Spectrul vitezelor se obține independent de perioadele undelor seismice, care sînt afectate substanțial de mediul prin care se propagă acestea pînă la construc-

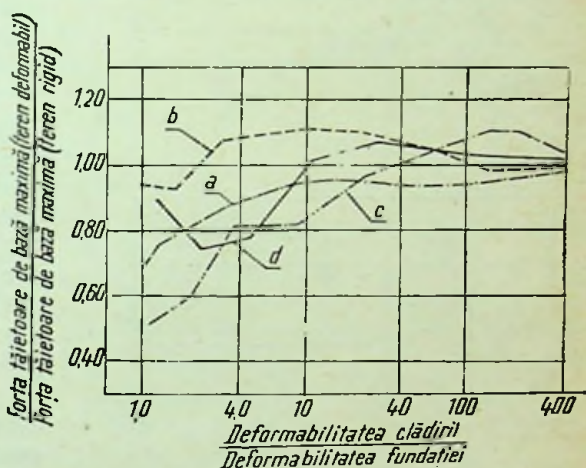


Fig. 79. Influența deformabilității terenului de fundație asupra forței tăietoare de bază.

ție. De aceea, este mai greu de sesizat direct influența condițiilor de fundare și aceasta se face numai comparativ.

Spectrele accelerațiilor, obținute în statul California, au arătat o predominare a undelor de perioadă scurtă de circa 0,2 s într-o regiune stîlcoasă, iar într-o zonă cu teren de umplură, saturat cu apă, s-a putut pune în evidență o perioadă dominantă de 0,9 s. În aceste cazuri, un efect considerabil asupra spectrelor de răspuns îl au perioadele dominante de vibrație ale terenului.

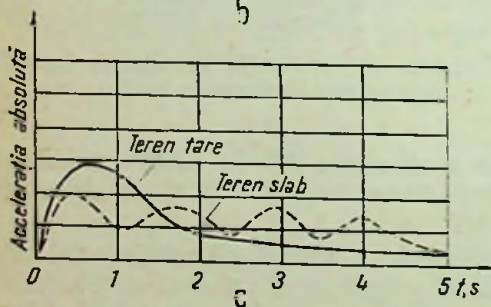
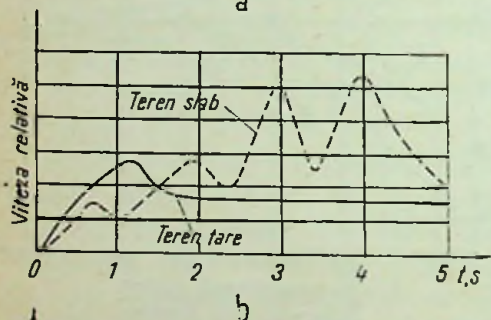
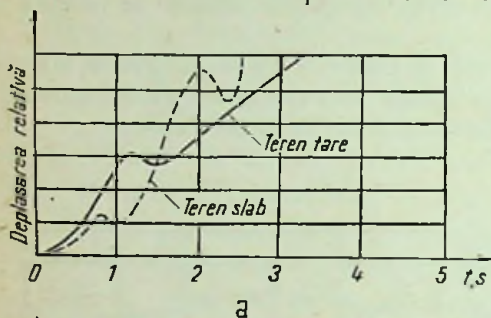


Fig. 80. Variația spectrelor de răspuns funcție de natura terenului de fundație :

a - spectrul deplasărilor ; b - spectrul vitezelor ; c - spectrul accelerațiilor.

Maximele care apar, atât în înregistrările directe cât și în spectrele de răspuns, se datoresc perioadelor terenului, care sînt funcție de perioada dominantă. Datorită amortizării interne, aceste maxime diminuează, ca și perioadele scurte de altfel, încît spectrele medii nu mai prezintă salturi bruște.

Efectul perioadei dominante mai mari a unui strat va fi, în general, mai accentuat decît efectul din perioada dominantă mai scurtă.

Modul în care sînt modificate spectrele de răspuns, în funcție de natura terenului, rezultă și din figurile 80, a, 80, b, și 80, c.

Curbele trasate pe aceste figuri reprezintă spectrele medii obținute din prelucrarea unui număr de 20 spectre efectuate pe baza unor înregistrări de la o serie de cutremure intensive înregistrate pe coasta occidentală a

Statelor Unite. Ele se referă la terenuri tari și slabe. Sînt trasate spectrele deplasărilor (fig. 80, a), vitezelor (fig. 80, b) și accelerațiilor (fig. 80, c).

C. INTERACȚIUNEA DINTRE CONSTRUCȚIE ȘI TEREN ÎN TIMPUL CUTREMURULUI

Problema interacțiunii construcțiilor cu terenul în care sînt amplasate constituie o problemă inginerescă de mare importanță. Această chestiune prezintă mai multe aspecte care pot influența asupra eforturilor unitare ce se produc într-o construcție pe timpul cutremurului.

Mai întâi, trebuie avută în vedere influența pe care o are construcția asupra mișcării înregistrate a terenului. Se știe că majoritatea stațiilor seismice sînt instalate de obicei în subsolurile clădirilor și prin urmare accelerogramele obținute măsoară de fapt mișcarea fundației clădirii. Problema care se pune, în acest caz, constă în înregistrarea mișcării reale a terenului în acel loc, ca și cînd n-ar fi existat clădirea, ceea ce ar da posibilitatea de a proiecta de așa manieră structura încît să se reducă la minimum mișcarea bazei, imprimată de unda seismică.

O altă problemă se referă la conlucrarea dintre clădirea care oscilează și teren. În timpul vibrațiilor, clădirea solicită terenul pe care este fundată, din care cauză capătă anumite mișcări. Această mișcare a bazei clădirii are un efect important asupra eforturilor care iau naștere pe timpul cutremurului.

Conlucrarea dintre sol și structură comportă două aspecte semnificative putînd da naștere la o *rotire* (balansare) și la o *deplasare orizontală* a bazei clădirii.

Rotirea bazei, așa cum s-a arătat în paragraful anterior, poate produce efecte mai importante numai în cazul unui teren extrem de slab. Deplasarea orizontală, rezultată din analiza accelerogramelor, nu conduce la o conlucrare însemnată cu terenul.

Interacțiunea dintre sol și structură a fost studiată în mod amănunțit de G. W. Housner [48, 50], atît teoretic cît și experimental, cu prilejul cutremurului de pămînt de la Arvin-Tehachapi (California) din iulie 1952. Cu acest prilej, a fost studiată interacțiunea dintre teren și o clădire avînd fundația pe piloți executați într-un teren aluvionar, relativ slab. Accelerometrele de înregistrare a mișcării au fost montate atît pe platforma fundației cît și pe teren, în apropierea clădirii (la circa 35 m).

Se constată că rigiditatea structurii joacă un rol foarte important în privința conlucrării orizontale. La o clădire cu rigiditate ridicată, conlucrarea orizontală dintre clădire și teren este mai pronunțată. Dacă se consideră clădirea infinit rigidă, întreaga masă a acesteia se mișcă împreună cu baza sa. În schimb, dacă clădirea este flexibilă, baza ei va putea fi mișcată apreciabil în orice direcție, dar nu același lucru se întîmplă cu centrul masei clădirii.

Așa dar, pe timpul manifestării unui cutremur, va exista o mare diferență între intensitatea forței necesare pentru a mișca baza unei clădiri rigide și intensitatea forței necesare pentru a mișca baza unei clădiri flexibile. Dacă terenul din jurul clădirii este relativ slab, vor apărea deformații mai mari ale terenului, în cazul unei clădiri rigide, decît în cazul unei clădiri flexibile.

Dimensiunile în plan ale clădirii pot aduce modificări însemnate asupra conlucrării. Dacă una din dimensiunile clădirii este apropiată (comparabilă) cu lungimea semiunde corespunzătoare acestei direcții (clădirea fiind practic inextensibilă), va avea loc o diminuare radicală a amplitudinii unde. În cazul în care dimensiunea bazei clădirii este relativ mică, în comparație cu lungimea semiunde, amplitudinea nu va fi afectată în mod apreciabil.

În studiul său referitor la clădirea Hollywood Storage, G. W. Housner arată că, pe baza studierii înregistrărilor cutremurului din Tehachapi (1952), se constată că nu a existat o conlucrare importantă cu terenul, cu toate că această clădire relativ mare și rigidă era situată pe un teren aluvionar. Ca să fi existat totuși o conlucrare mai sesizabilă ar fi trebuit să existe un teren mai slab decît terenul aluvionar în cauză. Este evident că structurile mai

ușoare și mai flexibile decât clădirea menționată ar avea o concluzare și mai mică cu terenul.

Rezultă deci că pe un teren foarte slab, o clădire joasă, rigidă, este avantajată dacă are dimensiuni mari în plan și dacă structura fundației este suficient de rezistentă.

Această concluzie vine în contradicție cu rezultatele care sînt date numai calitativ, dacă nu se ține seama de rigiditatea și geometria structurii. Rezultă deci că problema influenței terenului asupra eforturilor care iau naștere într-o structură pe timpul cutremurelor este extrem de complexă, iar elucidarea ei generală mai necesită încă studii serioase.

D. COMPORTAREA UNOR TIPURI DE CLĂDIRI ÎN FUNCȚIE DE NATURA TERENULUI

Modul în care se comportă o construcție pe timpul unui cutremur de pământ constituie o problemă încă insuficient clarificată. Distrugerea sau avarierea construcțiilor depind atât de caracteristicile dinamice ale structurii de rezistență, cît și de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundație, fără să mai amintim de intensitatea mișcării seismice care joacă un rol capital.

În legătură cu influența diferitelor tipuri de terenuri asupra comportării în ansamblu a construcțiilor s-au făcut numeroase cercetări, atât teoretice cît și experimentale. Excepțiile care s-au observat, și frecvența lor destul de mare, au făcut ca această problemă să nu fie nici pînă astăzi complet elucidată. Totuși, pot fi trase unele concluzii și de aceea, în continuare, ne vom mărgini la acele păreri care sînt valabile într-o măsură mai mare.

Clădirile de zidărie executate din piatră, sau din cărămidă arsă, cu mortar de argilă, sau cu mortar slab de var și casele executate numai din chirpici sînt printre cele mai răspîndite în regiunile cu grad de seismicitate ridicat.

Pe baza observațiilor existente, se constată că, în general, clădirile din zidărie, cu înălțimi pînă la două etaje, au o comportare mai satisfăcătoare în cazul unor terenuri de fundație slabe, rezistente. Experiența arată, și acest lucru s-a mai menționat, că aceleași tipuri de clădiri pot rezista în condiții bune și în terenuri mai puțin tari, mai ales cînd dimensiunile în plan sînt suficient de mari, iar fundația este rezistentă.

În urma cutremurului de la Arvin-Tehachapi, din anul 1952, s-a constatat că avariile sînt cu atât mai importante, cu cît adîncimea stratului aluvionar este mai mare.

Clădirile rigide din beton armat, sau din zidărie de cărămidă, executate din materiale corespunzătoare și în condiții bune de lucru, au avut o comportare satisfăcătoare cînd au fost amplasate chiar pe terenuri slabe. Avariile suferite de aceste clădiri au fost mult mai reduse decât avariile clădirilor executate în zone cu terenuri de fundație rezistente. Acest lucru a fost constatat, în special, cu prilejul cutremurelor de la San Francisco (1906) și de la Tokio (1923). S-a constatat, chiar, că raportul avariilor scade o dată cu creșterea adîncimii stratului slab cu teren aluvionar (v. fig. 81).

Rezultate asemănătoare au fost obținute și după cutremurul din California (1933), cu care ocazie au fost studiate 1261 clădiri avînd între unul

și patru etaje. Datele experimentale au stabilit că avariile au fost mai însemnate pe terenurile rezistente decât pe terenurile slabe și pe plajele oceanului. Aceleași concluzii s-au tras și asupra comportării construcțiilor din beton armat, cu observația că scăderea numărului de avarii, în funcție de creșterea adâncimii stratului aluvionar, nu este chiar atât de pronunțată ca în cazul clădirilor de cărămidă.

Observații interesante au putut fi făcute în Japonia, în legătură cu comportarea unor clădiri rigide, cu dimensiuni mici. S-a constatat, de pildă, că în cazul clădirilor amplasate pe terenuri slabe, avariile însemnate s-au produs în treimea superioară a înălțimii, iar în cazul clădirilor situate pe terenuri tari, rezistente, avariile s-au produs în treimea inferioară a înălțimii clădirii.

Trebuie subliniat, în mod special, că în cazul structurilor rigide, cu o perioadă fundamentală foarte mică ($T \leq 0,3$ s) mișcarea seismică se manifestă sub formă de șoc. Efectul de șoc este cel care predomină (fenomenele de oscilație proprie a clădirii fiind extrem de reduse, uneori neînsemnate), datorită rigidității mari a construcției și influenței pronunțate a amortizării.

Clădirile flexibile se comportă mai bine când au fundațiile amplasate într-un teren rezistent. S-a putut constata că în majoritatea cazurilor, construcțiile de tip elastic (cu perioade proprii lungi), situate în apropierea epicentrului cutremurului și fondate pe terenuri rezistente, s-au comportat mai bine decât construcțiile depărtate de epicentru, dar fondate pe terenuri slabe. Observațiile făcute cu ocazia cutremurelor de la Tokio (septembrie 1923) și de la México-City (iulie 1957), asupra unor clădiri înalte cu schelet metalic, au confirmat aceste aprecieri.

În general, în cazul construcțiilor flexibile, efectul de șoc nu mai constituie factorul hotărâtor în ceea ce privește solicitarea structurii. Aici domină mai ales efectul dinamic, produs de oscilațiile forțate și de oscilațiile libere ale construcției. La aceste tipuri de construcții poate să apară în anumite cazuri, un efect de creștere a deformațiilor și implicit a eforturilor, atunci când perioada dominantă a terenului este foarte apropiată de perioada fundamentală a structurii. Acest lucru este posibil și datorită faptului că amortizarea nu mai joacă același rol esențial ca în cazul clădirilor cu rigiditate ridicată.

Datorită rigidităților diferite ale unor elemente ale structurii, sau prezenței unor ziduri, efectul torsiunii, care contribuie, de asemenea, la majorarea eforturilor unitare ce iau naștere în structură pe timpul cutremurelor, poate apărea destul de pregnant.

Flexibilitatea excesivă a unor construcții conduce la apariția unor deformații mari care pot produce ruperea zidurilor, fisurarea stîlpilor și a grinzilor, precum și deteriorarea instalațiilor electrice și termice.

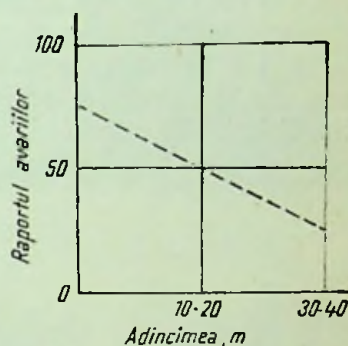


Fig. 81. Variația raportului avariilor funcție de adâncimea stratului aluvionar.

Sînt semnalate multe cazuri în care avariile, sau distrugerile, se datoresc unor defecte de construcție (cazul unei clădiri cu schelet metalic din Mexic), sau calității slabe a materialelor (agregate, cărămizi, lemn). Unele defecte de execuție, sau unele neglijențe în proiectare, controlul defectuos de laborator al beloanelor și mortarelor, conlucrarea imperfectă dintre oțel și beton în cazul construcțiilor din beton armat, asamblări necorespunzătoare a pieselor metalice în cazul structurilor din oțel etc., au dat naștere la numeroase accidente.

Un rol important în cauza distrugerilor îl au terenurile neconsolidate. În aceste terenuri se produc tasări mari, care dau naștere la numeroase accidente. Un exemplu clasic, în ceea ce privește influența structurii, cîl și a terenului, asupra distrugerii unei construcții, îl constituie cazul clădirii Daiwa din Fukui. Această clădire a fost complet distrusă la cutremurul de la



Fig. 82. Clădirea Daiwa după cutremurul din Fukui (1948).

Fukui din anul 1948. Clădirea fusese construită în anul 1937 și era situată pe un teren moale, aluvionar, de mare adîncime. Pinza de apă freatică era foarte aproape de nivelul terenului. Fundația clădirii fusese executată pe o serie de piloți din lemn. Clădirea avea destinația de magazin-depozit, fiind constituită din trei corpuri, fiecare avînd cîte un tip deosebit de fundație. Astfel, corpul 1 avea fundația de tălpi izolate, legate cu grinzi; corpul 2 (corpul central) avea o fundație mai puțin rigidă, pe tălpi continue, iar corpul 3 se sprijinea pe un radier general. Între corpurile 2 și 3 exista o discontinuitate în fundație și în acest loc s-a produs „scufundarea” clădirii. Trebuie menționat că însăși clădirea, în urma verificărilor, prezenta un coeficient de siguranță foarte scăzut, chiar și la sarcini verticale, atît din cauza proiectării și execuției necorespunzătoare, cît mai ales datorită incendiului care s-a produs în timpul războiului. Aspectul distrugerii clădirii Daiwa din Fukui se poate vedea în fig. 82.

Tot datorită unor tasări inegale și pronunțate s-au semnalat distrugerii importante cu prilejul cutremurelor de la Arvin-Tehachapi (1952), Așhabad

(1948), Mexico-City (1957), Chile (1960), Agadir (1960) etc. S-au produs pagube în special la conductele de canalizare și de gaze, la tunele, la baraje etc.

Se evită amplasarea construcțiilor în regiuni cu falii, sau expuse falilor, deoarece în caz de cutremur, distrugerile sînt extrem de mari.

În fig. 83 se pot vedea urmările tasării inegale asupra unei construcții, în urma cutremurului de la San Francisco (1906).

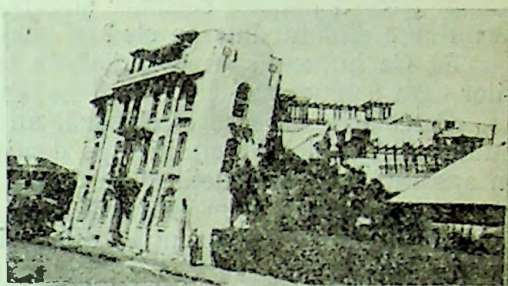


Fig. 83. Efectul tasării la o clădire din San Francisco după cutremurul din 1906.

E. CONCLUZII

Înregistrările mișcărilor seismice arată că, în funcție de natura terenului de fundație, au loc modificări importante, atât ca alură cît și ca intensitate. Comportarea construcțiilor la cutremure depinde în mare măsură de natura terenului, dar este funcție și de caracteristicile dinamice ale acestuia (rigiditate, grad de amortizare). Acest fapt a fost sesizat prin observațiile efectuate la cele mai mari cutremure înregistrate, mai ales în secolul nostru.

Accelerograma unui cutremur poate prezenta anumite vîrfuri și schimbări bruște (variații), care se manifestă asupra construcțiilor sub forma unor șocuri mai mult sau mai puțin puternice. Lode-Brown arată că accelerogramele cutremurului de la Long-Beach (S.U.A.), din anul 1933, au prezentat vîrfuri de căroră le corespundeau accelerații care depășesc chiar accelerația gravitației. Acțiunea acestor vîrfuri de accelerație are un efect deosebit în funcție de rigiditatea structurii și de natura terenului. Ele se manifestau sub formă de șoc, cu un efect distrugător, mai ales asupra construcțiilor foarte rigide. Construcțiile flexibile, așezate pe terenuri de rigiditate moderată, nu suferă de pe urma acestor șocuri, care pot da naștere numai unui efect oscilant.

Modificările produse de natura terenului asupra efectului unei seismice au făcut să se introducă în calculul practic al forțelor seismice anumiți coeficienți de corecție, care majorează, sau reduc, forța seismică standard. Acești coeficienți se stabilesc în funcție de natura terenului, pe baza unor cercetări statistice, aproximative. Se întocmesc, astfel, unele hărți cu regiunile căroră le corespund anumiți coeficienți de corecție. Împărțirea se face pe regiuni mari (hărți macroseismice), sau pe zone restrînsse (hărți microseismice). La întocmirea hărților se ține seama de tectonica generală a regiunii, cît și de condițiile geologice locale.

Cînd se alege locul unde urmează să fie amplasată o construcție, este necesar să se evite zonele necorespunzătoare, din punct de vedere seismic, cum sînt: locurile expuse surpărilor și alunecărilor, terenurile care prezintă deformații geotectonice produse în timpul unor cutremure de pămînt, terenurile acoperite cu mlaștini sau lacuri mlaștinoase, terenuri de umplutură (afînate) îmbibate cu apă, malurile râpelor, bazele versanților lungi etc.

Investigațiile care se fac în legătură cu comportarea construcțiilor în timpul cutremurelor, în funcție de natura terenului de fundație, se referă la următoarele trei probleme:

1) În ce măsură influențează proprietățile fizico-mecanice ale solului intensitatea locală a mișcării terenului, produse de cutremur?

2) Care sînt terenurile supuse în permanență la transformări fizice în timpul trecerii undelor seismice și cum afectează aceste transformări structurile care sînt fondate pe ele?

3) Ce influență au proprietățile terenului asupra comportării structurilor care conlucrează cu terenul în timpul unui cutremur?

Cercetările care se efectuează, atât teoretic cît și experimental, nu au putut, pînă astăzi, să clarifice pe deplin problemele legate de comportarea, în ansamblu, a construcțiilor pe timpul mișcărilor seismice.

În continuare, vom prezenta unele propuneri privind modificările (sau corecțiile) aduse coeficienților seismici standard, în funcție de natura terenului de fundație.

În urma cutremurelor de la San Francisco (1906) și de la Fukui (1948), s-a putut stabili modul cum variază forța orizontală statică echivalentă (forța tăietoare de bază, implicînd coeficientul seismic) în funcție de tipul terenului de fundație. Studiul avariilor constatate a condus la următorii coeficienți de corecție (coeficienți seismici relativi):

În cazul cutremurului de la San Francisco — 1906

— teren stîncos	1,0 :
— teren aluvionar	1,5 :
— teren de umplutură	5,0.

În cazul cutremurului de la Fukui — 1948

— teren terțiar	0,4 :
— teren deluvionar	0,7 :
— teren aluvionar	1,0 :
— teren mlăștinos	1,5.

În general, modificările coeficienților seismici se fac în funcție atât de natura terenului de fundație cît și de rigiditatea construcției. Prezentăm în continuare coeficienții seismici ai forței orizontale, modificați datorită naturii terenului și tipului de structură, în diverse țări (etichetele 4, 5, 6 și 7). Acești coeficienți se exprimă ca fracțiuni din accelerația gravitației și se aplică sarcinilor permanente și unei părți din sarcina utilă.

TABELA 4

Coeficienți seismici în funcție de natura terenului de fundație, conform prescripțiilor japoneze [174]

Natura terenului	Natura construcției		
	Construcții din țărni	Construcții cu schelet metalic	Construcții din beton armat
Terțiar	0,12	0,12	0,16
Deluvian	0,16	0,16	0,18
Aluviuni de 5—30 m grosime	0,20	0,20	0,20
Aluviuni de peste 30 m grosime, sau terenuri de umplutură	0,30	0,20	0,20

Prescripțiile din Germania prevăd coeficienți seismici variind între 0,05 și 0,10, cele din Grecia între 0,01 și 0,16, iar recomandările din districtul federal Mexic prevăd coeficienți cuprinși între 0,07 și 0,20, în funcție de natura terenului de fundație. Valorile detaliate ale acestor coeficienți se dau în cap. VII.

TABELA 5

Coeficienți seismici în funcție de natura terenului de fundație, conform prescripțiilor din Chile [15]

Natura terenului \ Titlul construcției	Construcții înalte cu perioada $T \leq 0,1$ s	Construcții scurte cu perioada $T = 0,2, \dots, 1,5$ s
Stîncă	0,09	0,05
Conglomerate, sau terenuri foarte compacte	0,12	0,10
Nisip, sau teren de umplură cu saltele	0,10	0,12
Nisip, sau teren de umplură fără saltele	0,12	0,15

TABELA 6

Coeficienți seismici în funcție de natura terenului de fundație, conform prescripțiilor din Turcia

Zona seismică \ Titlul terenului	Cele mai bune terenuri de fundație	Cele mai slabe terenuri de fundație
Zona de mare seismicitate	0,02	0,04
Zona de mică seismicitate	0,01	0,03

TABELA 7

Coeficienți seismici în funcție de natura terenului de fundație, conform prescripțiilor din California pentru construcția școlilor

Categoria	Rezistența admisibilă a terenului kgf/cm^2	Coefficientul seismic
1	4,30 sau mai mult	0,06
2	2,15—4,30	0,08
3	sub 2,15	0,10

CAPITOLUL VI

METODE MODERNE PRIVIND CALCULUL FORTELOR SEISMICE

Scopul seismologiei inginerești constă, în ultimă analiză, în stabilirea eforturilor suplimentare care iau naștere într-o construcție pe timpul unui cutremur de o anumită intensitate. Pe baza unui asemenea studiu se pot concepe și dimensiona construcții în condiții optime din punct de vedere al rezistenței și economiei de materiale.

Cunoștințele actuale de seismologie inginerească nu permit încă efectuarea unui calcul dinamic propriu-zis, suficient de exact, întrucât datele despre caracteristicile fizice ale structurilor, despre natura terenului de fundație și despre puterea distructivă a unei seismice nu sînt cunoscute cu suficientă precizie. Totuși, în acest domeniu s-a realizat un salt calitativ și cantitativ extrem de important. Față de metodele elementare, elaborate cu decenii în urmă, așa-numitele metode statice, actualmente se pot stabili valorile *forțelor seismice* care acționează static o structură, dar care au la bază elemente dinamice legate atât de tipul structurii, cît și de caracteristicile seismului.

Se constată practic, că acest ultim mod de a calcula construcțiile cu ajutorul sarcinilor seismice aplicate static, sau al *sarcinilor statice echivalente* — cum se mai numesc — este satisfăcător. Trebuie subliniat că utilizarea sarcinilor statice echivalente, evaluate pe considerente dinamice, reprezintă stadiul cel mai avansat de calcul și el se reflectă în recente prescripții de calcul antiseismic din diferite țări.

În cele ce urmează se va arăta modul în care au evoluat concepțiile asupra calculului antiseismic, insistîndu-se, în special, asupra metodelor moderne de calcul care și-au găsit o utilitate practică.

A. EVOLUȚIA METODELOR DE CALCUL ANTISEISMIC

Efectul cutremurului asupra construcțiilor reprezintă un fenomen foarte complicat care necesită studii laborioase și îndelungate, atât teoretice cît mai ales experimentale, sau pe bază statistică.

Cercetarea acestui fenomen a început prin elaborarea unei teorii de calcul simple și ușor de aplicat pentru scopuri practice. În acest scop, s-a căutat ca fenomenele să fie separate după importanță, astfel încît fenomenele cu pondere secundară să poată fi neglijate într-o primă aproximație.

Primul care a elaborat o teorie — publicată în anul 1900 — asupra calculului construcțiilor la cutremure a fost profesorul japonez *F. Omori* [111]. *F. Omori* a presupus că orice construcție este un corp absolut rigid, care în timpul cutremurului efectuează oscilații orizontale. Pe baza acestei ipoteze, toate punctele construcției suportă în orice moment, accelerații egale și deci forțele de inerție (forțele seismice) se repartizează pe înălțimea construcției proporțional cu masele corespunzătoare fiecărei părți ale acesteia. Dacă construcția este cu masă uniformă pe înălțime, atunci distribuția forțelor de inerție este constantă.

Notînd cu α_0 accelerația maximă transmisă fundației de unda seismică, forța de inerție (seismică), care solicită un element al construcției de greutate Q , va fi :

$$F = \frac{\alpha_0}{g} Q, \quad (239)$$

g fiind accelerația gravitației, iar α_0 , accelerația convențională atribuită cutremurului și care se obține din scările de intensitate seismică.

Raportul $C = \frac{\alpha_0}{g}$ se numește *coeficient seismic*, care în cazul teoriei lui *F. Omori* are valori unice pentru anumite intensități ale cutremurelor.

Pe baza formulei (239), forța seismică aferentă nivelului k al unei construcții, în care este concentrată greutatea Q_k , va avea valoarea :

$$F_k = C Q_k. \quad (240)$$

Expresia (240), de apreciere a forțelor seismice, neglijează caracteristicile elastice ale structurii (cum ar fi flexibilitatea, sau rigiditatea) ceea ce face ca metoda *Omori* să fie cu totul subiectivă și neștiințifică. Totuși *Omori* are marele merit de a fi primul om de știință care a evaluat cantitativ efectul cutremurelor de pământ.

Pentru a-și justifica ipoteza, prof. *F. Omori* a efectuat o serie de experiențe asupra unor stâlpi din zidărie de cărămidă, încastrați la partea inferioară într-o platformă mobilă, care putea să oscileze armonic în plan orizontal. În momentul ruperii stîlpului, se înregistra accelerația platformei cu ajutorul unui seismograf. După aceasta, se determină sarcina statică orizontală de distrugere a stîlpului (rupere din încovoiere).

Sarcina dinamică, care producea distrugerea unui stîlp, avea expresia :

$$F = \mu \frac{\alpha_0}{g} Q,$$

în care μ era un coeficient dinamic stabilit prin experiențe.

Din experimentările prof. *F. Omori*, a rezultat că valoarea medie a coeficientului dinamic μ este egală cu 0,8, putîndu-se lua cu anumite rezerve $\mu = 1$. Luînd de bun acest rezultat, el deduce că avem de-a face cu o acțiune statică a forțelor seismice. Profesorul sovietic acad. prof. *K. S. Zavriev*, care a adus contribuții fundamentale în seismologia inginerescă, a arătat că concluziile trase de *Omori* nu sînt concludente, deoarece valoarea medie $\mu = 0,8$ a fost dedusă din mărimi care variau de la 0,2 pînă la 1,6.

Mai tîrziu, profesorul japonez *N. Mononobe* [97] a stabilit o expresie teoretică pentru calculul forțelor seismice, considerînd că oscilațiile con-

strucțiilor orizontale sînt armonice. Față de teoria anterioară a lui Omori, el consideră construcția ca un corp elastic și nu înclinat rigid.

N. Mononobe se bazează pe teoria oscilațiilor forțate ale sarcinii Q , aplicate în virful unei console, cînd baza sa este supusă unor oscilații armonice orizontale de perioadă T_0 și accelerație maximă α_0 . Valoarea forței seismice obținute, aplicate sarcinii Q , este următoarea :

$$F = \mu \frac{\alpha_0}{g} Q. \quad (241)$$

În formula (241), μ este coeficientul dinamic al oscilațiilor forțate, care depinde de perioada proprie de vibrație a consolei T și de perioada undei seismice, considerată armonică, T_0 . Valoarea lui μ va fi :

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{T^2}{T_0^2}}. \quad (242)$$

Formula (241), propusă de N. Mononobe este de asemenea elementară și departe de realitate. Ea are calitatea că introduce unele elemente caracteristice structurii și anume perioada.

Pentru construcțiile suficient de rigide (cu anumite excepții), perioada proprie de vibrație fiind foarte mică în raport cu perioada undei seismice, raportul T/T_0 tinde către zero, încît μ tinde către 1. În felul acesta, Mononobe a justificat teoretic formula lui Omori (239).

Teoriile expuse de savanții japonezi sînt cunoscute în literatura de specialitate sub denumirile de „teorii statice” (deoarece coeficientul dinamic μ este unitar), sau „metoda procentului din g ”.

Fără a minimaliza contribuția adusă de cercetătorii japonezi în seismologia inginerescă, oamenii de știință sovietici, în frunte cu acad. prof. K. S. Zavriev, au arătat în ce constau greșelile „teoriei statice”, elaborînd pentru prima oară o teorie dinamică a calculului construcțiilor rezistente la cutremur. S-a arătat, cu acest prilej, că prof. Mononobe, luînd în considerare numai oscilațiile forțate, neglijează complet oscilațiile libere a căror influență trebuie luată, și ea, în considerare. În vederea fundamentării argumentelor aduse în sprijinul teoriei sale, prof. K. S. Zavriev a efectuat unele experimentări în diverse situații apropiate de cele reale din timpul cutremurelor. Ținînd seama de oscilațiile libere și de cele forțate, el a propus următoarea formulă pentru calculul forțelor seismice [163]:

$$F = \mu CQ, \quad (243)$$

în care μ este coeficientul dinamic al oscilațiilor forțate, avînd, în general, valori $\mu > 1$.

Ținînd seama că o serie de factori, care pot influența asupra mărimii coeficientului dinamic, cum ar fi: natura terenului de fundație, amortizarea interioară a structurii, perioada oscilațiilor scoarței terenului etc., n-au fost luați în seamă, stabilirea riguroasă a coeficientului μ este foarte complicată. De aceea, calculul construcțiilor se poate face astfel :

În cazul construcțiilor rigide, adică al clădirilor la care raportul dintre înălțime și dimensiunea cea mai mică în plan este cel mult egal cu 5, adică

$\frac{L}{H} \leq 5$, se ia $\mu = 1$. Deci forțele seismice, în construcțiile rigide, se calculează cu formula :

$$F_k = CQ_k.$$

În cazul construcțiilor flexibile, cum ar fi clădirile cu raportul $\frac{L}{H} > 5$, coșurile înalte, casele de apă, antenele de radio-televiziune etc., se ia $1 \leq \mu \leq 2$. În vârful construcției se admite $\mu = 2$ iar la bază, $\mu = 1$. La nivelele intermediare se interpeleză liniar. Forța seismică la nivelul k va fi :

$$F_k = \mu_k CQ_k, \quad (244)$$

unde μ_k rezultă prin interpolare (fig. 84).

Rezultă, conform figurii 84 :

$$\mu_k = \frac{l_k + L}{L}.$$

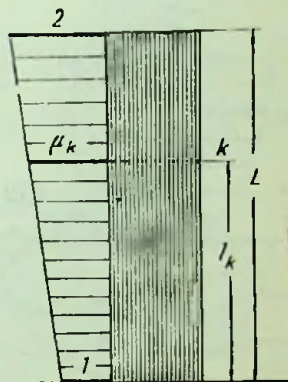


Fig. 84. Variația coeficientului dinamic μ , după standardul sovietic PSP 101-51.

Această metodă a stat la baza normelor sovietice pentru calculul construcțiilor situate în regiuni seismice, publicate în anul 1943 și în anul 1951.

În aceste formule, coeficientul seismic C se apreciază conform scării Mercalli-Sieberg-Cancani.

Contribuții însemnate la dezvoltarea teoriei dinamice a calculului antiseismic au fost aduse și de prof. A. G. Nazarov.

Metodele moderne de calcul antiseismic, adoptate în special în ultimul deceniu, țin seamă mai precis de caracteristicile elastice ale structurii. Ele se bazează pe o analiză științifică a efectului produs de mișcarea seismică, utilizând așa-numitele „spectre seismice” sau „spectre de răspuns”. Vom arăta, în cele ce urmează, în ce constau aceste metode.

B. METODE ACTUALE DE CALCUL AL STRUCTURILOR SITUATE ÎN REGIUNI SEISMICE. UTILIZAREA SPECTRELOR SEISMICE

Neglijarea caracteristicilor elastice ale structurilor conduce la o evaluare subiectivă și neștiințifică a forțelor seismice. În funcție de flexibilitatea, sau de rigiditatea unei construcții, variază sensibil intensitatea sarcinilor seismice. Se poate afirma că rigiditatea în ansamblu a unei construcții caracterizează comportarea ei la solicitările provenite din cutremure, aducând modificări esențiale răspunsului dinamic al structurii la acțiunea seismică, așa cum s-a arătat în cap. III.

Prin *răspuns dinamic*, sau *spectru de răspuns*, se înțelege reprezentarea variației deplasărilor relative, a vitezelor absolute, sau a accelerațiilor relative, în funcție de perioada proprie de vibrație neamortizată a structurii și de factorul critic de amortizare ν , când fundația este supusă unor perturbații seismice. Pe baza variației curbelor spectrale se stabilesc *coeficienții seismici spectrali*, care caracterizează intensitatea forțelor seismice. Cunoșcând variația coeficienților seismici spectrali, adică a legăturii dintre coe-

ficienții seismici și rigiditatea dinamică a construcției, exprimată prin perioadă, calculul forțelor seismice capătă o fundamentare științifică față de metodele arbitrare ale coeficienților seismici unici care fac abstracție de caracteristicile elastice ale structurii.

În anii din urmă, o preocupare de cea mai mare importanță pentru seismologi, a constituit-o aprecierea puterii distructive a cutremurelor, pe bază de fenomene obiective. În general, s-a căutat să se pună în evidență energia de absorbție a undelor seismice. Așa au apărut noțiunile de: magnitudine *Richter-Gutenberg*, intensitate spectrală *Housner*, spectrul acțiunii *Medvedev* etc. Cu toate acestea în calculul practic al forțelor seismice, puterea distructivă este apreciată prin intermediul scării de intensitate *M. M.* Scările de magnitudine și de intensitate au fost descrise amănunțit în cap. I.

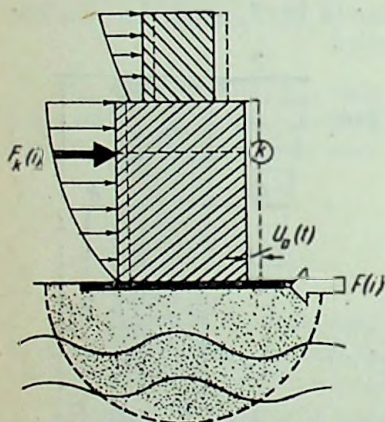


Fig. 85. Răspunsul unei construcții la efectul seismic.

Trebuie menționat că însăși metoda spectrelor seismice, cu toate aspectele sale științifice, realiste, rămâne totuși aproximativă, întrucât înregistrările pe care se bazează și rigiditatea dinamică a construcțiilor, care intervin în calcule, nu pot fi considerate precise.

Cercelările de seismologie inginerască s-au axat pe utilizarea spectrelor seismice, în special după importante studii efectuate de *M. A. Biot* [18]. Modul în care pot fi obținute spectrele, este descris în cap. III.

Problema care se pune din punct de vedere practic constă în a stabili distribuția forțelor seismice $F_k(i)$ care corespund modului normal i de vibrație (fig. 85) pe înălțimea construcției.

Calculul se începe cu studiul vibrațiilor forțate ale unei structuri elastice, având n grade de libertate (luînd în considerație și amortizarea), cînd baza sa este supusă deplasării arbitrare $U_0(t)$ corespunzătoare mișcării seismice. Acest calcul a fost dezvoltat în cap. III, obținîndu-se următoarele formule pentru modul i de vibrație :

— variația deplasărilor

$$Z_k(i) = \frac{a_{ki}}{\omega_i} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\gamma_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau; \quad (245)$$

— variația vitezelor

$$\dot{Z}_k(i) = a_{ki} \int_0^t \dot{U}_0(\tau) e^{-\gamma_i \omega_i (t-\tau)} \cos \omega_i (t-\tau) d\tau; \quad (246)$$

— variația accelerațiilor

$$\ddot{Z}_k(i) = \omega_i a_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\gamma_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau; \quad (247)$$

— variația forțelor de inerție (seismice)

$$F_k(i) = M_k \ddot{Z}_k(i) = M_k \omega_l a_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\nu_l \omega_l (t-\tau)} \sin \omega_l (t-\tau) d\tau; \quad (248)$$

— forța tăietoare de bază

$$F(i) = \sum_{k=1}^n F_k(i) = \sum_{k=1}^n M_k \omega_l a_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\nu_l \omega_l (t-\tau)} \sin \omega_l (t-\tau) d\tau. \quad (249)$$

Semnificația detaliată a notațiilor care intervin în formulele (245), (246), (247), (248), (249) este cunoscută din cap III. Vom reaminti, totuși, că:

ω_l este frecvența proprie a structurii în modul i de vibrație;

ν_l — factorul critic al amortizării;

Z_{ki} — ordonatele modurilor normale i de vibrație;

Q_k — sarcina aferentă etajului k ; $M_k = Q_k/g$;

a_{ki} — coeficientul de formă care are valoarea:

$$a_{ki} = \frac{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k Z_{ki}^2} \quad Z_{ki} = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2}. \quad (250)$$

De cea mai mare importanță practică, pentru stabilirea comportării unei structuri, sînt deplasările, accelerațiile și forțele seismice. Urmărind expresiile analitice ale acestora, se observă că intervine o aceeași integrală care, de fapt, caracterizează efectul seismic prin introducerea variației accelerațiilor $\ddot{U}_0(\tau)$. Alît ω_l cît și a_{ki} sînt elemente care depind de caracteristicile dinamice ale structurii și ele se calculează inițial, independent de mișcarea seismică. Obținerea caracteristicilor dinamice ale structurii este arătată în cap. IV.

Această integrală, care introduce în calcul influența cutremurului, se numește *spectrul vitezelor* și se notează cu S_v :

$$S_v = \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\nu_l \omega_l (t-\tau)} \sin \omega_l (t-\tau) d\tau. \quad (251)$$

Spectrul vitezelor se referă la sistemele cu un singur grad de libertate (cu o singură masă), de aceea el se mai numește uneori *spectru de răspuns modificat*. În acest caz masa care intervine este masa redusă, sau echivalentă, corespunzătoare sistemului cu n grade de libertate.

Se pot stabili, de asemenea, curbe spectrale pentru deplasări (spectrul deplasărilor S_d) și pentru accelerații (spectrul accelerațiilor S_a). Între S_d , S_v și S_a există relațiile:

$$S_d = \frac{T}{2\pi} S_v; \quad (252)$$

$$S_a = \frac{2\pi}{T} S_v.$$

Reprezentarea grafică a spectrului vitezelor S_v se poate face prin diverse metode, dintre care cea mai eficace este aceea a utilizării calculatorului electronic analog, bazat pe analogii electrice (v. cap. III).

Specetrele seismice au o largă utilizare în ceea ce privește aprecierea intensității seismice. În studiile americane se utilizează spectrul vitezelor S_v , așa cum a fost elaborat de M. A. Biot și perfecționat de G. W. Housner.

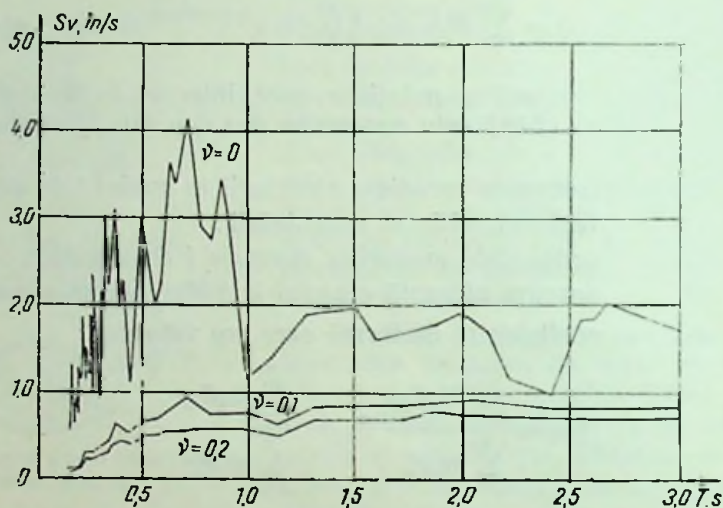


Fig. 86. Spectrul vitezelor (Taft, California, 21 iulie 1952).

D. E. Hudson și alții [52, 54]. Mai recent oamenii de știință sovietici au introdus noțiunile de *spectru dinamic* β_i (I. L. Korcinski) și *spectrul acțiunii* χ (S. V. Medvedev).

În calculele practice se utilizează *specetrele medii* sau *specetrele standard*, care reprezintă media spectrelor corespunzătoare unui număr mare

de cutremure înregistrate într-o anumită regiune.

În fig. 86 este reprezentat spectrul vitezelor corespunzătoare șocului de la Tehachiapi din anul 1952 și înregistrat la Taft (California), la circa 55 km de epicentru.

Formele acestor curbe sînt tipice pentru mișcări ale terenului, măsurate destul de aproape de epicentru.

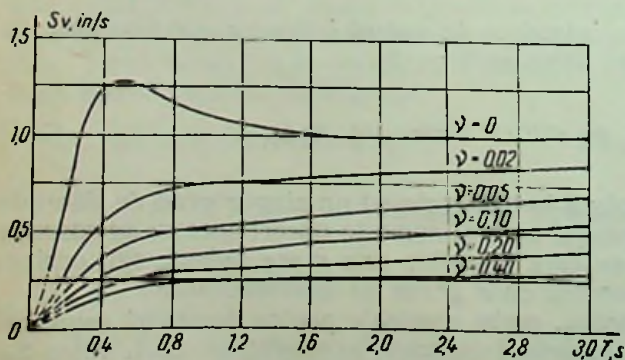


Fig. 87. Spectrul mediu al vitezelor.

Specetrele medii, care se stabilesc pe baza mai multor cutremure, se aplatizează obținînd niște curbe continui. În fig. 87 este dat spectrul mediu al vitezelor corespunzătoare celor mai puternice mișcări de teren înregistrate cu ocazia șocurilor de la El Centro (1934), El Centro (1940), Olympia (1949)

și Tehachapi (1952), localități situate pe coasta vestică a S.U.A. În fig. 88 se prezintă spectrul mediu al accelerațiilor, rezultat din media aceluiași cutremure. Se poate observa că aceste spectre au fost trasate în funcție de un număr mare de perioade și de factori critici de amortizare.

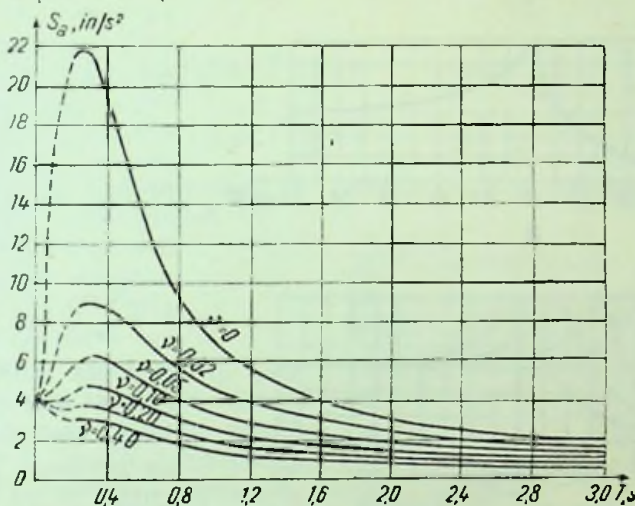


Fig. 88. Spectrul mediu al accelerațiilor (v reprezintă factorul de amortizare).

Cu ajutorul reprezentării grafice a curbelor spectrale S_D și S_a , se pot calcula direct forțele seismice $F_k(t)$, în baza formulelor (248) și (252), adică :

$$F_k(t) = M_k \omega_i a_{ki} S_D, \quad (253)$$

sau

$$F_k(t) = M_k a_{ki} S_a. \quad (254)$$

Prof. dr. I. L. Korcinski [82, 84], asimilînd mișcarea seismică cu suma unei serii de curbe armonice convergente (v. cap. III), a dedus următoarea formulă pentru calculul forțelor seismice :

$$F_k(t) = K_s a_{ki} \tilde{F}_t Q_k. \quad (255)$$

În această formulă K_s reprezintă gradul cutremurului, iar β_t coeficientul dinamic, sau spectrul dinamic al cutremurului. Expresia analitică a acestui coeficient, precum și bazele teoretice ale formulei (255) sînt date în cap. III, subcap. E, 3.

Considerînd valoarea medie a amortizării unei seismice și a structurii egală cu 0,1, variația coeficientului β_t pentru diferite rapoarte dintre frecvențele proprii ale structurii ω și frecvențele oscilațiilor forțate φ se prezintă în fig. 89, a.

Diagrama din fig. 89, a are aparent aspectul unei curbe de rezonanță corespunzătoare oscilațiilor forțate cînd variază frecvența sarcinii, însă ordonatele diagramei β_t diferă mult de aceasta, întrucît pentru $\omega = \varphi$ ele reprezintă aproximativ 0,6 din valoarea care corespunde regimului staționar. Această diagramă este valabilă numai pentru amortizările luate în considerație ; pentru alte valori, variația coeficientului β_t va diferi foarte mult.

Intrucit în timpul unui cutremur oscilațiile solului nu se produc cu o singură frecvență, ținând seamă de efectul global al componentelor (chiar dacă o singură componentă ar acționa cu un efect dinamic maxim), rezultă

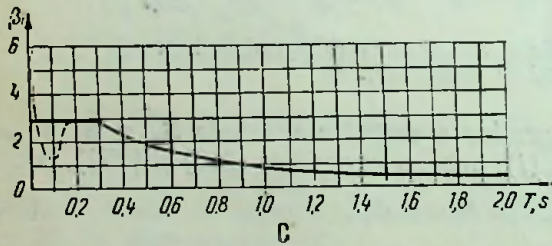
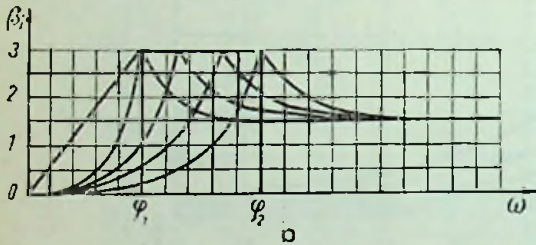
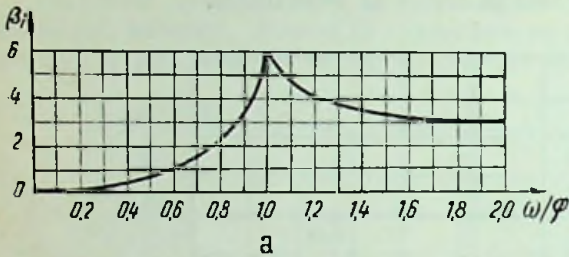


Fig. 89. Variația coeficientului dinamic β_1 , funcție de ω/φ (a), de frecvența proprie a clădirii ω (b), și perioada proprie T (c).

că variația coeficientului β va trebui să sufere o micșorare, pe care I. L. Kocinski o apreciază la 0,5. Valorile maxime ale lui β_1 se vor înregistra, în general, pentru acele frecvențe proprii ω ale construcției cuprinse între perioadele dominante ale frecvenței mișcării solului φ_1 și φ_2 (fig. 89, b).

Pentru scopuri practice, se propune utilizarea curbei din fig. 89, c care leagă coeficientul β_1 direct de perioada T a structurii, curba fiind corectată în zona perioadelor joase (construcții rigide $T \leq 0,3$ s).

Profesorul sovietic S. V. Medvedev [92] introduce noțiunea de *spectrul acțiunii* χ , care se referă la spectrul deplasărilor S^e/ω . Expresia analitică a valorii χ a fost dată sub forma :

$$\chi = x_0 \psi(T) \cdot \varepsilon(\delta). \quad (256)$$

Pe baza formulei (256) se pot calcula deplasările conform relației (245) :

$$Z_k(i) = a_{ki} \chi, \quad (257)$$

unde : x_0 este intensitatea cutremurului (gradul), care se evaluează prin intermediul deplasărilor maxime, produse de un pendul sferic care are o perioadă a oscilațiilor proprii $T_0 = 0,25$ s și decrementul logaritm al amortizării $\delta_0 = 0,50$. Valorile lui x_0 pentru calculele curente se iau din graficul din fig. 90, conform scării de intensitate elaborate de S. V. Medvedev. Amplitudinea x_0 reprezintă parametrul spectrului ;

$\psi(T)$ — un coeficient spectral, care introduce influența perioadei naturale a structurii. Variația acestui coeficient este dată în fig. 91 ;

$\varepsilon(\delta)$ — coeficientul de amortizare, care definește dependența spectrului acțiunii de amortizarea structurii (fig. 92).

Coefficientul spectral $\psi(T)$ se exprimă diferit pentru anumite intervale ale perioadelor T , și anume:

$$\text{pentru } 0,1 \text{ s} < T < 0,5 \text{ s} \quad \psi = \frac{T^2}{T_0^2};$$

$$\text{pentru } 0,5 \text{ s} < T < 1,5 \text{ s} \quad \psi = 2 \frac{T}{T_0};$$

$$\text{pentru } 1,5 \text{ s} < T < 2,5 \text{ s} \quad \psi = 12.$$

Legătura dintre coeficientul de amortizare ϵ și valoarea decrementului δ se exprimă prin relația:

$$\epsilon(\delta) = \frac{1}{\sqrt{28}};$$

pentru $0,25 \leq \delta \leq 2,00$.

Coefficienții spectrali ψ sînt foarte inconstanți la diferite cutremure, de unde rezultă că nu există două cutremure identice din punct de vedere al compoziției spectrale. Valorile obținute de Medvedev sînt medii, și ele au fost deduse în urma prelucrării a 80 de înregistrări de oscilații seismice. Abaterile medii

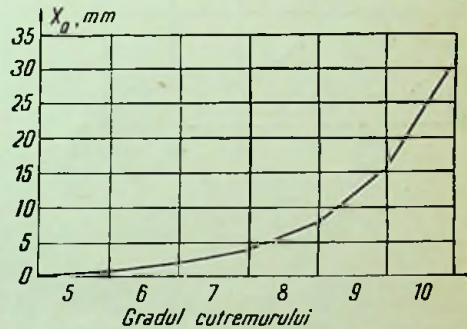


Fig. 90. Variația deplasării x_0 , funcție de diversele grade de intensitate seismică.

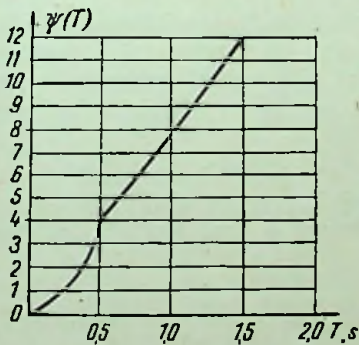


Fig. 91. Variația coeficientului spectral $\psi(T)$.

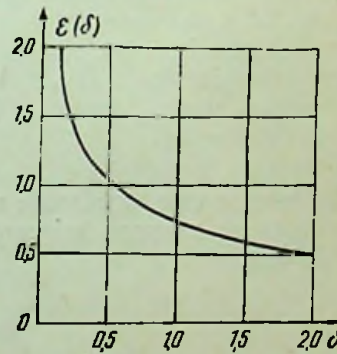


Fig. 92. Variația coeficientului de amortizare $\epsilon(\delta)$.

pătratică, față de curba coeficientului spectral ψ , au fost în anumite porțiuni de 100%. Acest fapt depinde în mare măsură de proprietățile fizice ale terenului și de mediul prin care se transmite unda seismică.

* * *

Revenind la *spectrul standard* sau *spectrul de calcul*, se constată că acesta poate prezenta variații sensibile, atât ca mod de reprezentare cât și ca intensitate, în funcție de distanța epicentrală. Astfel, dacă ne referim la spectrul accelerațiilor S_a , observăm că valorile sale cresc în apropiere de

epicentru și se atenuează pe măsură ce ne depărtăm de epicentru. Acest lucru rezultă din fig. 93 și 94. De asemenea, se constată că ordonatele spectrului accelerațiilor corespunzând unor distanțe epicentrale mici, la valori reduse ale perioadei (cazul construcțiilor rigide și semirigide) sunt mai mari decât în zona perioadelor ridicate (construcții flexibile) (v. fig. 93).

Cu cât înregistrările se fac la o distanță epicentrală mai mare, se observă o creștere a valorilor spectrului în zona construcțiilor flexibile (v. fig. 94). Exemplul dat în fig. 93 se referă la datele prelucrate în urma cutremurului

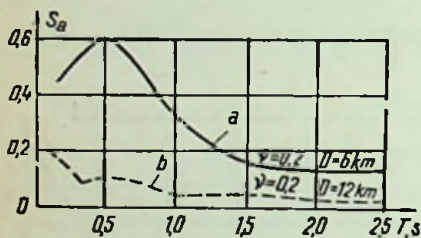


Fig. 93. Representarea spectrului mediu al accelerațiilor (S_a) pentru distanțe epicentrale mici.

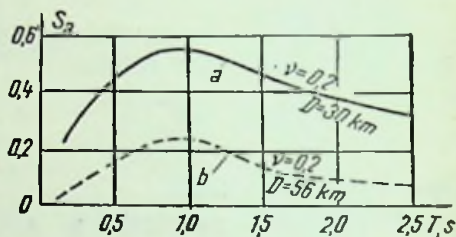


Fig. 94. Representarea spectrului mediu al accelerațiilor (S_a) pentru distanțe epicentrale mari.

înregistrat în localitatea Helena (statul Montana) la 31 octombrie 1935 (gradul 7) cu distanța epicentrală $D=6$ km (curba a) și în urma cutremurului din El Centro (California) din 18 mai 1940 (gradul 8) avînd distanța epicentrală $D=12$ km (curba b).

În fig. 94 s-au reprezentat spectrele corespunzătoare înregistrărilor din Los Angeles (California) ale cutremurului din 10 martie 1933 (gradul 8) cu o distanță epicentrală $D=30$ km (curba a) și spectrul aceluiasi cutremur înregistrat la stația Vernon (California) pentru o distanță epicentrală $D=58$ km (curba b).

Se înțelege că valorile ordonatelor curbelor spectrale depind și de natura terenului în care este amplasată stația seismică, precum și de natura mediului prin care se propagă mișcarea. Acest lucru a fost arătat în cap. V., fig. 80 a, b, c .

După cum se poate observa, anumite înregistrări și constatări practice ne fac să mai avem încă o serie de rezerve în ceea ce privește repartitia reală a forțelor seismice pentru diferite tipuri de structuri.

Din punct de vedere al calculului, spectrul accelerațiilor relative se referă la sistemul cu un singur grad de libertate. De aceea, pentru o structură complexă, trebuie calculat sistemul echivalent cu o masă unică, redusă așa cum s-a arătat în cap. III.

Folosind relația (248), pentru calculul forțelor seismice, se observă că spectrul nu suferă alterări, întrucît coeficientul de formă a_i ține seamă de faptul că structura are mai multe grade de libertate. Un asemenea mod de calcul s-a adoptat în U.R.S.S. [184]. În lucrarea [65] s-a propus un mod de calcul dinamic analog pentru aprecierea forțelor seismice.

În S.U.A., calculul se face prin stabilirea inițială a forței tăietoare de bază, corespunzătoare primului mod, aceasta reprezentând produsul dintre întreaga sarcină a clădirii (neredusă) multiplicată cu un *coeficient seismic spectral redus* în consecință [193]. Coeficientul seismic spectral redus, sau coeficientul seismic echivalent, decurge din spectrul accelerațiilor, care corespunde sistemului cu masă unică și care este ulterior micșorat (reduș) ținându-se seamă de faptul că în realitate structura are mai multe grade de libertate. Se obține astfel *spectrul de calcul* sau *spectrul standard*.

Trăgînd o concluzie generală asupra problemei utilizării spectrelor de răspuns în seismologia inginerescă, rezultă că acestea pot caracteriza, din punct de vedere ingineresc, proprietățile dinamice ale celor mai puternice cutremure. Este de la sine înțeles că înregistrările efectuate la cutremurele cele mai intensive stau la baza stabilirii spectrelor.

Rezultatele cercetărilor arată că amortizarea este un parametru foarte important în reprezentarea curbelor de răspuns. Schimbări relativ mici în amortizare pot produce schimbări importante ale răspunsului dinamic. Această observație conduce la necesitatea stabilirii cât mai precise a factorilor critici de amortizare ai clădirilor rezistente la cutremure și, de asemenea, la necesitatea determinării spectrelor de răspuns, menținîndu-se în permanență controlul asupra influenței amortizării.

Intrucît amortizarea reduce forțele seismice și solicitările rezultate din cutremure, devine foarte importantă precizarea gradului de amortizare a fiecărui tip de construcție (v. cap. IV).

Curbele spectrale pun în evidență efectul produs de cutremure asupra diverselor categorii de structuri, în funcție de distanța față de epicentru. Astfel, în apropierea epicentrului răspunsul dinamic atinge valori maxime în zona perioadelor joase, periclitînd astfel clădirile rigide, în timp ce construcțiile flexibile sînt mai puțin solicitate. În legătură cu aceasta, poate fi citat cutremurul din México-City, care a confirmat concluzia expusă aici.

În același timp, spectrul ne oferă o metodă realistă de măsurare a intensității mișcărilor de pămînt pentru o anumită zonă locală. Acest lucru este arătat în cap. I, unde se descrie scara intensității spectrale introdusă în seismologie de către prof. dr. G. W. Housner.

C. UTILIZAREA SPECTRELOR DE RĂSPUNS ÎN CALCULUL ANTISEISMIC. COEFICIENȚI SEISMICI SPECTRALI

Recomandări, privind utilizarea reprezentărilor spectrale în calculul forțelor seismice, s-au făcut pentru prima oară în anul 1951, o dată cu apariția lucrării *Lateral Forces of Earthquake and Wind* [170], elaborate de specialiștii din California. În anii 1956, 1959 și 1960 au apărut unele modificări ale acestor recomandări.

În U.R.S.S. s-a adoptat, de asemenea, un calcul dinamic pentru evaluarea sarcinilor seismice, bazat pe variația coeficientului dinamic β_1 . Acest

mod de calcul a fost oficializat prin normele apărute în 1957, CH8-57 [184] și modificate parțial în anul 1960 [192]. În aceste recomandări și norme apare influența caracteristicilor dinamice ale construcției, prin intermediul perioadei proprii de vibrație.

Au existat și tendințe anterioare de a se introduce în calcul caracteristicile elastice ale structurilor, prin variația coeficientului seismic în funcție de înălțime, sau de numărul de etaje ale construcției. Așa, de exemplu, pot fi citate instrucțiunile sovietice din anul 1951, precum și cele americane Uniform Building Code (ediție veche), care variau coeficientul seismic cu înălțimea sau cu numărul de etaje. Recomandările în vigoare în Japonia și în Algeria prevăd coeficienți seismici în funcție de înălțimea clădirii.

Pe scurt, se va arăta cum se reflectă în diverse prescripții de calcul utilizarea spectrelor seismice.

1. Normele sovietice

Prescripțiile sovietice prevăd evaluarea forțelor seismice cu formula (255), elaborată pe baza studiilor efectuate de prof. dr. I. L. Korcinski.

Variația coeficientului β_t , care intervine în această formulă, este prezentată în fig. 89, c.

Coeficientul dinamic β_t se calculează direct; el depinde de tipul construcțiilor și de perioadă și are expresiile:

— pentru construcțiile obișnuite (rigide și semirigide):

$$\beta_t = \frac{0,9}{T_t}; \quad (258)$$

— pentru construcțiile speciale (flexibile, la care amortizarea are un rol mai puțin important):

$$\beta_t = \frac{1,5}{T_t}. \quad (259)$$

Detalii privind calculul perioadelor și aplicarea practică a acestor norme sint expuse în cap. VII.

2. Prescripțiile californiene

Recomandările californiene se bazează pe variația spectrelor de răspuns, care decurg din spectrul vitezelor S_v . Spre deosebire de normele sovietice, se calculează mai întâi forța tăietoare de bază corespunzătoare primului

mod de vibrație $F = \sum_{k=1}^n F_k$, care este direct proporțională cu sarcina totală a structurii $Q = \sum_{k=1}^n Q_k$. După determinarea prealabilă a forței tăietoare de bază, urmează distribuția ei la elementele suprastructurii (v. cap. VII).

Calculul forței tăietoare de bază se face cu formula:

$$F = CQ, \quad (260)$$

în care C este coeficientul *seismic spectral echivalent*, care ține seamă de faptul că sistemul are mai multe grade de libertate. El se stabilește, de fapt, pe baza masei reduse a sistemului, ca și la sistemul cu un singur grad de libertate.

Expresia lui C este următoarea :

$$C = \frac{1}{T} \frac{2\pi}{g} \cdot S_v = \frac{K}{T} \quad (261)$$

În recomandările din anul 1951, coeficientul C are expresiile :

— pentru construcții obișnuite

$$C = \frac{0,015}{T} \quad (0,02 \leq C \leq 0,06); \quad (262)$$

— pentru construcții flexibile

$$C = \frac{0,025}{T} \quad (0,03 \leq C \leq 0,10). \quad (263)$$

Perioada T se calculează cu formula (219) (v. cap. IV).

Distribuția forței tăietoare de bază pe înălțimea construcției se face conform formulei (277), care se dă mai departe. Justificarea teoretică a acestei formule se face în cap. III.

În fig. 95 sînt trasate, pentru un sistem cu o singură masă, variațiile produsului $K_s \beta_i$ (pentru $K_s = 0,025$, corespunzător gradului 7) din normele sovietice (curba A) și variațiile coeficientului seismic $C = \frac{0,015}{T}$ (curba B) din recomandările californiene (1951).

Vom sublinia că primul spectru seismic a fost efectuat de E. C. Robinson pentru cutremurul din El Centro (California), înregistrat la 18 mai 1940.

3. Coeficienți seismici spectrali, standard, elaborați pînă în prezent

Pentru a avea o privire de ansamblu asupra variației coeficienților seismici, propuși de diverse instrucțiuni, sau de diverși cercetători, în cele ce urmează se vor prezenta unele curbe spectrale corespunzătoare construcțiilor obișnuite.

În fig. 96 sînt reprezentate curbele spectrale date de :

— Regulamentul din San Francisco, 1956 [180] (curba A)

$$C = \frac{0,02}{T} \quad (0,035 \leq C \leq 0,075); \quad (264)$$

— Regulamentul din California, 1959 și 1960 [193] (curba B)

$$C = \frac{0,05}{\sqrt{T}} \quad (T \geq 0,1 \text{ s}); \quad (265)$$

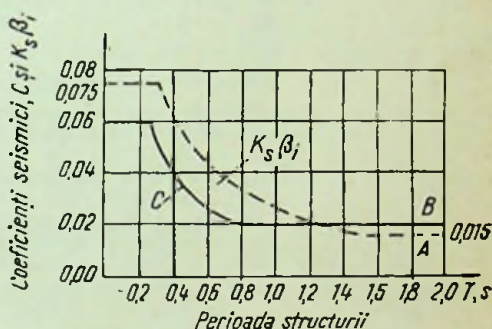


Fig. 95. Variațiile produsului $K_s \beta_i$ din normele sovietice (1957) și ale coeficientului seismic C din recomandările californiene (1951).

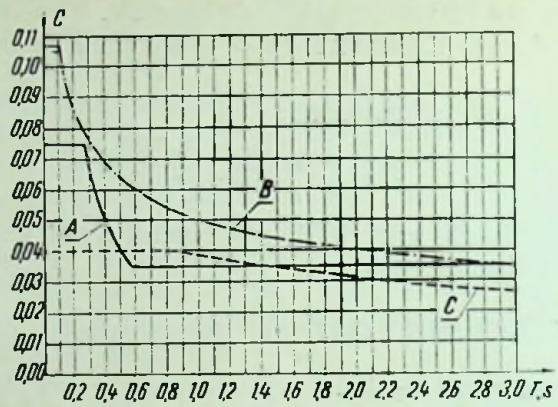


Fig. 96. Variatia coeficientilor seismici spectrali adaptati in: Regulamentul din San Francisco (1956), curba A; Regulamentul din California (1959), curba B; Regulamentul din Mexico (1959), curba C.

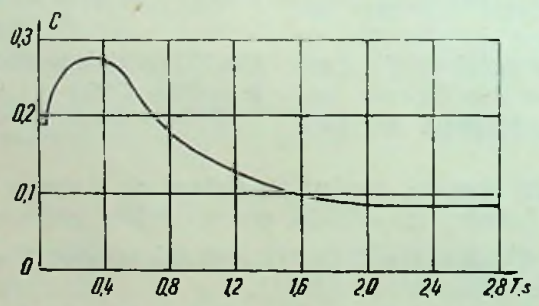


Fig. 97. Spectrul seismic standard pentru statul Assam (India).

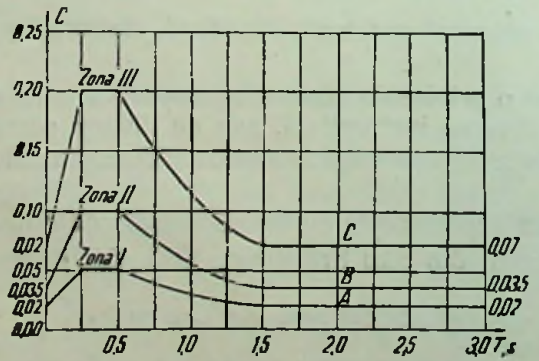


Fig. 98. Coeficientii seismici spectrali propusi de Ed. W. Y. Tsui pentru teritoriul S.U.A.

— Regulamentul propus pentru districtul federal din México-City, 1959 [127] (curba C)

$$C = 0,04 \sqrt{\frac{3T}{1+2,25T^2}} \quad (T \geq \frac{2}{3} \text{ s}); \quad (266)$$

cind

$$T \leq \frac{2}{3} \text{ s} \text{ se ia } C = 0,04.$$

În fig. 97 se prezintă spectrul de calcul pentru statul Assam (India), stabilit de specialiștii indieni de la Universitatea din Roorkee, cu ocazia construirii rafinării de la Gauhati, realizate cu concursul tehnic, alăt în proiectare cât și în execuție dat de Republica Populară Română *). Proiectarea antiseismică a acestei rafinării a fost făcută complet de către colectivul condus de conf. ing. Al. Cișmigiu și ing. Em. Țîțaru [158].

În fig. 98 sînt reproduse variațiile coeficienților seismici spectrali, standard, propuși de Edward W. Y. Tsui [156] pentru teritoriul S.U.A. Ei corespund celor trei zone de intensitate seismică ale Statelor Unite (curbele A, B, C).

Discuții importante asupra spectrelor de răspuns se găsesc în lucrările lui G. W. Housner, R. R. Martel, J. L. Alford [46, 47, 53], A. G. Nazarov, B. K. Karapetian [106, 107], D. E. Hudson [54], S. G. Napetvaridze [105], E. W. Y. Tsui [156] etc.

La noi în țară prezentarea și discutarea spectrelor de răspuns a fost făcută de prof. ing. A. A. Beleş [10, 12], Al. Cișmigiu, Em. Țîțaru [157] și M. Irim [65, 68, 69].

Trebuie subliniat că, în general, spectrele coeficienților seismici au o variație hiperbolică, conform analizei efectuate de M. A. Biot.

D. CONCLUZII ASUPRA CALCULULUI FORTELOR SEISMICE

Pentru a stabili diversele formulări privind aprecierea forțelor seismice, formulări bazate pe un calcul dinamic, se pornește de la expresia generală (248), adică :

$$F_k(i) = M_k \omega_l a_{ki} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-\nu_l \omega_l (t-\tau)} \sin \omega_l (t-\tau) d\tau,$$

sau

$$F_k(i) = M_k \omega_l a_{ki} S_v. \quad (267)$$

Formula (267) mai poate fi scrisă și astfel :

$$F_k(i) = \frac{Q_k}{g} \cdot \frac{2\pi}{T_l} a_{ki} \cdot S_v = \left| \frac{1}{T_l} \frac{2\pi}{g} S_v \right| a_{ki} Q_k. \quad (268)$$

Notînd cu :

$$C(T_l) = \frac{1}{T_l} \frac{2\pi}{g} S_v = \frac{\alpha}{T_l} \quad (269)$$

*) Variația coeficienților seismici spectrali dată în fig. 97 a fost stabilită în 1959, și a fost obținută prin bunăvoința prof. dr. Jai Krishnan de către prof. ing. Aurel A. Beleş, cu prilejul deplasării sale în India (1959).

coeficientul seismic spectral pentru sistemul cu o singură masă, formula (267) devine :

$$F_k(i) = C(T_i) a_{ki} Q_k. \quad (270)$$

Formula (270) stă la baza propunerilor făcute în lucrările [65, 66, 68] privind evaluarea forțelor seismice pentru teritoriul R.P.R. În expresia coeficientului seismic spectral, α ține seamă de intensitatea mișcării seismice pentru diversele zone de egală magnitudine.

Dacă în formula (268) notăm :

$$\frac{1}{T_i} \frac{2\pi}{g} S_v = K_s \cdot \left[\frac{\alpha_1}{T_i} \right] = K_s \beta_i \quad (271)$$

obținem :

$$F_k(i) = K_s \beta_i a_{ki} Q_k, \quad (272)$$

adică formula de calcul care stă la baza normelor sovietice.

Exprimînd forța seismică în funcție de spectrul deplasărilor, obținem :

$$F_k(i) = M_k \omega_i a_{ki} [\omega_i S_d] = M_k \omega_i^2 a_{ki} S_d.$$

Ținînd seamă de *spectrul acțiunii* χ al lui Medvedev ($S_d = \chi$), calculul forțelor seismice se poate face cu formula :

$$F_k(i) = M_k \omega_i^2 a_{ki} \chi. \quad (273)$$

Calculul forței tăietoare de bază se poate face cu ajutorul masei reduse, reducînd structura cu n grade la una cu un singur grad de libertate :

$$F(i) = Q_r(i) C(T_i), \quad (274)$$

unde

$$Q_r(i) = \mu(i) \sum_{k=1}^n Q_k = \mu(i) Q,$$

$$\mu(i) = \frac{\left[\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki} \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^n Q_k \right] \cdot \left[\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2 \right]} \quad (\mu(i) \leq 1).$$

Aici $\mu(i)$ reprezintă *coeficientul de echivalență* corespunzător modului i de vibrație ; Q —sarcina totală a construcției. Deducerea acestei formule s-a făcut în cap. III.

În aceste condiții, formula (274) capătă aspectul :

$$F(i) = \mu(i) C(T_i) Q. \quad (275)$$

Această expresie reprezintă forma generală a forței tăietoare de bază în modul i de vibrație, utilizînd spectrul seismic $C(T_i)$ corespunzător sistemului cu un singur grad de libertate.

Dacă spectrul seismic corespunzător sistemului cu un grad de libertate se înmulțește cu $\mu(i)$ se obține *spectrul seismic redus* sau *coeficientul seismic echivalent*, care corespunde structurilor cu n grade de libertate. Acest coeficient seismic echivalent este utilizat în prescripțiile americane și mexicane.

Dacă se notează coeficientul seismic echivalent cu

$$\bar{C}(i, = \mu(i) C(T_i),$$

formula (275) se scrie astfel :

$$F(i) = \bar{C}(i) Q, \quad (276)$$

care corespunde, așa cum s-a mai arătat, recomandărilor californiene (v. formula 260).

Cunoscînd forța tăietoare de bază, distribuția forțelor seismice pe înălțimea construcției se face cu ajutorul formulei (147) demonstrate în cap. III :

$$F_k(i) = F(i) \frac{Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}. \quad (277)$$

Expresia (277) s-a dedus prin identificarea formulelor (249) și (275). În adevăr, ținînd seamă de $\mu(i)$ și de formulele (269), (277), obținem :

$$F_k(i) = \mu(i) C(T_i) Q \frac{Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}} = \frac{\left[\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki} \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^n Q_k \right] \cdot \left[\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2 \right]} \cdot \frac{\omega_i}{g} \times$$

$$\times S_v \left[\sum_{k=1}^n Q_k \right] \frac{Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}} = \frac{Q_k}{g} \omega_i \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2} Z_{ki} \cdot S_v = M_k \omega_i \cdot a_{ki} \cdot S_v.$$

Am obținut, astfel, expresia generală a forțelor seismice (267).

Considerînd, pentru construcțiile obișnuite, că primul mod normal de vibrație are o variație liniară, zero la bază și maximă la vîrf, formula (277) se transformă astfel :

$$F_k^{(1)} = F(1) \frac{Q_k l_k}{\sum_{k=1}^n Q_k l_k}, \quad (278)$$

unde l_k reprezintă înălțimea etajului k față de baza clădirii.

CAPITOLUL VII

ANALIZA PRESCRIPTIILOR PENTRU CALCULUL CONSTRUCȚIILOR SITUATE ÎN ZONE SEISMICE

În vederea aprecierii forțelor seismice, care acționează asupra construcțiilor în timpul unui cutremur de pământ, prescripțiile și recomandările din diferite țări au adoptat diverse metode de calcul.

Cele mai recente metode au la bază un calcul dinamic (normele sovietice și californiene) care se bazează pe studiul oscilațiilor produse de excitația seismică asupra sistemelor elastice cu n grade de libertate. Prin aplicarea acestor metode de calcul, se ține seamă de caracteristicile dinamice ale structurilor, de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundație și de intensitatea cutremurului. Deși în ultimă analiză și aceste metode se reduc la introducerea în calcul a unor forțe statice, echivalente, ele se ridică, totuși, la un nivel superior datorită faptului că se bazează pe o serie întreagă de elemente dinamice.

Există, totuși, oficializată încă în multe țări metoda „procentului din accelerația gravitațională” care consideră coeficienți unici pentru orice punct situat pe înălțimea structurii (așa-numita metodă statică expusă în cap. VI).

În cele ce urmează, vom examina principalele prescripții și unele recomandări elaborate pînă în prezent, în acele țări în care influența mișcării seismice constituie o solicitare majoră în ceea ce privește dimensionarea construcțiilor.

Baza teoretică a normelor sau a prescripțiilor expuse mai jos a fost dată în capitolele anterioare și în special în cap. VI.

A. PREZENTAREA NORMELOR ȘI PRESCRIPTIILOR DE CALCUL AL FORTELOR SEISMICE, OFICIALIZATE ÎN DIFERITE ȚĂRI

1. Algeria

Recomandările franceze pentru Algeria (AS-55) au fost elaborate în anul 1955, după cutremurul de la Orléansville [175].

Din punct de vedere seismic, teritoriul Algeriei este împărțit în două zone :

- zona A, de seismicitate slabă ;
- zona B, de seismicitate puternică.

Calculul structurilor antiseismice se face la forțele de inerție provenite din mișcarea terenului pe timpul cutremurelor de pământ, care pot avea orice direcție în spațiu. Totuși, se consideră satisfăcător să se țină seamă simultan, sau succesiv, de efectele unei componente orizontale și ale unei componente verticale, așa cum se va arăta în continuare.

Componenta orizontală. Pentru un anumit element al unei construcții, această componentă de direcție orizontală, oarecare, aplicată în centrul de greutate al acestui element, va fi egală cu :

$$F_k = CQ_k,$$

În această formulă s-a notat cu F_k forța seismică care acționează asupra elementului k (la clădiri obișnuite la etajul k), cu Q_k — sarcina aferentă acestui element (sarcina permanentă și o parte din sarcina utilă) și cu C coeficientul seismic global, care este egal cu produsul :

$$C = C_1 C_2 C_3.$$

Fiecare factor, care face parte din acest coeficient seismic global C , are următoarea semnificație :

- C_1 reprezintă *coeficientul de zonă*, care ține seamă de gradul de seismicitate al fiecăreia dintre cele două zone.

Astfel, pînă la 10 m înălțime deasupra solului, acest coeficient se va lua :

- pentru zona A $C_1 = 0,035$;
- pentru zona B $C_1 = 0,070$.

Peste 10 m înălțime deasupra terenului, valorile coeficienților C_1 , de mai sus, vor fi majorate cu 2% pentru fiecare metru de înălțime, adică :

- pentru zona A $C_1 = 0,035 [1 + 0,02 (l_k - 10)]$;
- pentru zona B $C_1 = 0,070 [1 + 0,02 (l_k - 10)]$;

s-a notat cu l_k înălțimea măsurată de la nivelul terenului pînă la etajul k .

- C_2 este *coeficientul de teren* care depinde de condițiile de fundare. Acest coeficient se va lua astfel :

- pentru construcțiile fondate pe rocă $C_2 = 0,75$;
- pentru terenurile de fundație obișnuite $C_2 = 1,0$;
- pentru construcțiile fondate pe terenuri moi și imbibate cu apă $C_2 = 1,25$.

- C_3 — reprezintă *coeficientul de adîncime a fundației*, care va fi luat în felul următor :

- în cazul construcțiilor cu radier general, sau cu fundații profunde, masive sau armate $C_3 = 1$;
- în celelalte cazuri $C_3 = 1,25$.

Componenta verticală. Această componentă, aplicată în centrul de greutate al nivelului k , are expresia :

$$V_k = \pm 2CQ_k.$$

Aici coeficientul C are aceeași semnificație ca și în cazul componente orizontale, calculîndu-se similar. Trebuie menționat însă, că pentru coeficientul C_1 se consideră numai valorile pentru înălțimi pînă la 10 m, fără a se mai aplica majorări în celelalte cazuri.

Observații

1) Coeficienții C_1 , de mai sus, corespund valorilor coeficienților seismicii consacrați: 0,05 (zona A) și 0,10 (zona B) care au fost reduși cu 0,7 ținând seamă de faptul că efectele seismice, a căror intensitate variază foarte rapid în timp, se asimilează în calcule cu forțe statice.

2) În cazul construcțiilor cu următoarele rapoarte dintre înălțimea L și cea mai mică latură a bazei B :

$$\frac{L}{B} > 2,5 \text{ pentru zona A:}$$

$$\frac{L}{B} > 2 \text{ pentru zona B:}$$

vor trebui date justificări speciale.

În tabela 8 se dau coeficienții seismici admiși în calculul static al construcțiilor situate în zona A de intensitate seismică. Pentru zona B, acești coeficienți se dublează.

TABELA 8:

Coeficientul seismic adoptat în Algeria

Înălțimea deasupra solului		Terenul de consistență mijlocie		Terenuri stincoase		Terenuri moi, îmbibate cu apă	
		Fundații adânci	Fundații superficiale	Fundații adânci	Fundații superficiale	Fundații adânci	Fundații superficiale
Componenta orizontală	până la 10 m	0,0350	0,0437	0,0262	0,0328	0,0437	0,0547
	20 m	0,0420	0,0525	0,0315	0,0394	0,0525	0,0656
	30 m	0,0490	0,0612	0,0367	0,0459	0,0612	0,0765
	40 m	0,0560	0,0700	0,0420	0,0525	0,0700	0,0875
Componenta verticală	orice înălțime	0,0700	0,0875	0,0525	0,0656	0,0875	0,1094

2. Austria

Se verifică la acțiunea cutremurelor de pământ numai construcțiile situate în zone seismice cu un grad de intensitate seismică egal sau mai mare decât 5. Se ține seama de efectul cutremurului, independent de acțiunea vântului, în cazul când anumite părți grele ale structurii sînt izolate, nefiind supuse acțiunii vântului (castele de apă, turnuri, coșuri de fum etc.) [197].

Proiectarea antiseismică a acestor structuri se face cu un coeficient seismic $C = \frac{g}{200}$. La clădirile cu ziduri despărțitoare de minimum 12 cm și rigidizate prin planșee masive, nu se face verificarea nici la vînt, nici la

cutremur. În calcul se iau sarcinile cele mai defavorabile. În general, în cazul coșurilor se consideră acțiunea simultană.

Se menționează că mișcarea seismică are efectul cel mai defavorabil asupra construcțiilor în cazul când perioada acesteia este cuprinsă între 1 și 10 s. Trebuie subliniat că mișcarea seismică nu este considerată armonică, ci o acțiune de tipul unui șoc, reprezentată prin maximum două lovituri energice.

3. Canada

Teritoriul Canadei este împărțit, din punct de vedere seismic, în patru zone [73]:

- zona 0, efectul cutremurului asupra construcțiilor este neînsemnat (nu produce pagube);
- zona I, se produc pagube minore;
- zona II, efecte și pagube moderate;
- zona III, se produc distrugerii însemnate.

În zona 0 construcțiile nu se calculează la acțiunea seismică. Pentru zonele I, II și III, forța seismică corespunzătoare nivelului k se calculează cu expresia:

$$F_k = CQ_k,$$

Q_k fiind sarcina aferentă nivelului k .

Coeficientul seismic C se calculează, pentru clădiri, în funcție de numărul de etaje, iar pentru alte tipuri de structuri se dau direct coeficienți numerici.

Astfel:

$$\text{— pentru zona I} \quad C = \frac{0,15}{N+4,5};$$

$$\text{— pentru zona II} \quad C = \frac{0,30}{N+4,5};$$

$$\text{— pentru zona III} \quad C = \frac{0,60}{N+4,5}.$$

În aceste formule N reprezintă numărul de etaje deasupra nivelului considerat ($N = n - k$).

4. Chile

Forțele seismice, care solicită fiecare element al unei construcții, se obțin prin intermediul coeficientului seismic unic C , care înmulțește sarcina gravitațională.

Acest coeficient este funcție de natura terenului în care este fundată construcția și de rigiditatea dinamică a acesteia [15]. Se consideră că rigiditatea construcției este caracterizată prin perioada fundamentală de vibra-

ție T . Se recomandă să se evite amplasarea construcțiilor (a căror perioadă proprie este cuprinsă între 1—2 s) în regiunile seismice.

În tabela 9 se dau valorile coeficienților seismici C .

TABELA 9

Coeficienți seismici adoptați în Chile

Natura terenului de fundație	Coeficienți seismici C	
	Construcții rigide $T \leq 1,5$ s	Construcții semi-rigide $0,10 \text{ s} < T < 1,5$ s
Nisip și teren de umplură	0,10—0,12	0,12—0,15
Teren conglomerat, sau foarte compact	0,12	0,10
Stîncă	0,08	0,05

5. Columbia

În Columbia nu s-a definitivat încă proiectul de norme pentru calculul antiseismic al construcțiilor. Cu toate acestea, la calculul structurilor se ține seamă de influența efectului seismic pentru regiunile bîntuite de cutremure [117].

Se recomandă să se ia pentru coeficientul seismic C valoarea unică $C=0,05$. Acest coeficient este utilizat atât de întreprinderile oficiale cît și de cele particulare.

6. Filipine

Normele de calcul, care se referă la construcțiile din orașul Manila, permit construirea clădirilor cu înălțimea pînă la 45 m. Pentru aceste construcții, calculul antiseismic se face conform standardelor în vigoare. Înălțimea clădirilor este limitată în funcție de lățimea străzilor [198].

Clădirile la care înălțimea este mai mare decît 30 m, sau la care raportul dintre înălțime și cea mai mică dimensiune a bazei depășește 1,5, vor fi proiectate și construite astfel încît să reziste la forțele laterale.

Se presupune că forțele seismice acționează orizontal la fiecare etaj și la acoperiș, deasupra fundației, în orice direcție; ele se determină cu formula:

$$F_k = CQ_k,$$

în care,

F_k este forța seismică ce acționează la nivelul k ;

Q_k — sarcina verticală (permanentă și utilă) aferentă etajului k ;

C — coeficient seismic numeric, constant, care se ia din tabela 10.

Forțele seismice se distribuie pe elementele de rezistență de la fiecare etaj, proporțional cu rigiditatea acestora, cu excepția acelor elemente mai deformabile, care pot modifica această distribuție.

Valorile coeficientului seismic C , adoptate în Filipine

Partea sau porțiunea din construcție	Valoarea coeficientului	Direcția forței
Clădiri, în general	0,10	în orice direcție orizontală
Ziduri portante, ziduri despărțitoare, panouri din zidărie etc.	0,20	normal pe suprafața zidului
Parapele în consolă sau alte ziduri în consolă, exceptând zidurile de sprijin	1,0	normal pe suprafața zidului
Ornamentații exterioare și interioare, sau alte anexe	1,0	în orice direcție orizontală
Turnuri, castele de apă cu conținut, coșuri de fum etc.	0,2	în orice direcție orizontală

7. R.F.G.

Calculul construcțiilor la acțiunea cutremurelor de pământ, după normele germane DIN-4149 [177] se face în baza unor forțe orizontale care se obțin din cele gravitaționale, prin înmulțirea cu un coeficient seismic:

$$C = \frac{a}{g},$$

unde

a este accelerația orizontală a construcției, care se dă funcție de natura terenului de fundație și de zona în care este amplasată construcția;

g — accelerația gravitațională.

Din punct de vedere seismic, teritoriul R.F.G. este împărțit în două zone de intensitate seismică și anume: zona I (de mare seismicitate) și zona II (de seismicitate moderată).

Valorile coeficienților seismici C pentru construcțiile obișnuite situate în zona I, cu excepția celor cu mai mult de cinci etaje și a construcțiilor tip turn, sînt date în tabela 11.

Se menționează că în terenurile de umplură, rambleurii etc., nu se recomandă să se execute construcții.

Pentru calculul construcțiilor din zona II se iau coeficienții corespunzători zonei I, reduși cu 50%.

În zona II, construcțiile situate pe terenuri de tip a nu se mai calculează la cutremur.

Pentru proiectarea clădirilor cu șase sau mai multe etaje, precum și pentru construcțiile turn, se dublează valorile coeficienților seismici cuprinși

în tabela 11, dacă acestea se găsesc în zona I. În zona II valoarea minimă a coeficientului seismic este 0,05.

TABELA 11

Coeficienți seismici adoptați în R.F.G.

Tipul	Natura terenului de fundație	Coeficientul seismic C
a	Sfincă, pietriș, nisip de mare, terenuri coezive tari	0,05
b	Nisip mijlociu, nisip fin, terenuri coezive semi-tari	0,075
c	Terenuri coezive, rigide, construcții pe piloți	0,10

8. Grecia

Valorile forțelor seismice se obțin prin intermediul unui coeficient seismic C , constant pe înălțimea construcției, care reprezintă raportul dintre accelerația undei seismice și accelerația gravitațională.

Forța seismică F_k , care soliciță structura la nivelul k , se calculează din sarcina gravitațională Q_k astfel :

$$F_k = C Q_k.$$

Coeficientul C variază în funcție de zona seismică (raionare seismică) și de natura terenului de fundație [129, 178].

În tabela 12 se dau valorile coeficientului seismic C pentru cele cinci zone de intensitate seismică.

TABELA 12

Coeficienți seismici adoptați în Grecia

Zona seismică	Coeficienți seismici C		
	Terenuri slabe	Terenuri mijlocii	Terenuri tari
I	$C \leq 0,01$	$C < 0,01$	$C < 0,01$
II	0,04	$C \leq 0,01$	$C < 0,01$
III	0,08	0,04	$C \leq 0,01$
IV	0,12	0,08	0,04
V	0,16	0,12	0,08

9. India

India este una dintre țările cele mai bîntuite de cutremure puternice de pămînt. De aceea, problema asigurării construcțiilor civile și industriale la acțiunea seismică este de cea mai mare importanță în această țară. Vom

reaminti că în anul 1887, în statul Assam (India), s-au produs cele mai puternice frământări ale scoarței din câte se cunosc pînă în prezent. În anul 1950 s-a înregistrat un nou mare cutremur care se consideră a fi al cincilea cutremur, ca putere distructivă, din câte a cunoscut omenirea.

Totuși, calamitățile produse de aceste adevărate cataclisme nu au produs victime omenești și nici pierderi însemnate de bunuri materiale, datorită faptului că acele regiuni sînt slab populate și înapoiate din punct de vedere economic.

O dată cu dezvoltarea economiei naționale a statului Indian, în toate sectoarele de activitate și în special în industrie, problema protejării anti-seismice a construcțiilor a devenit de mare importanță. Este suficient să amintim că prima ralinărie din India, proiectată și executată în întregime de Republica Populară Romîna, este situată chiar în statul Assam. Este evident că în acele regiuni care suferă frământări excepționale se evită amplasarea construcțiilor.

Ca urmare a avîntului pe care l-au luat cercetările de seismologie, seismologie tectonică și seismologie inginerescă, în anul 1959 s-a organizat la Universitatea din Roorkee un simpozion cu participarea unor specialiști din diferite țări, iar oamenii de știință indieni participă la cele mai importante manifestări internaționale în această privință.

Prescripțiile oficiale existente prevăd metoda deja cunoscută a coeficienților seismici, a căror valoare este de 0,05 și 0,10 și care se aplică sarcinilor gravitaționale, în funcție de zona în care sînt amplasate construcțiile.

Pentru construcțiile de mare importanță, amplasate în regiuni cu seismicitate ridicată, normele de proiectare se fixează pe baza studiilor care se fac actualmente la Institutul de Cercetări de pe lângă Universitatea din Roorkee sub conducerea prof. dr. Jai Krishnan [87, 88]. De exemplu, pentru regiunea din statul Assam, în care a fost amplasată rafinăria petrolieră, Jai Krishnan a stabilit curba spectrală pentru coeficientul seismic C , dată în fig. 97.

Cu ajutorul acestui coeficient se calculează forța tăietoare de bază :

$$F=CQ,$$

în care Q reprezintă întreaga greutate a construcției.

Repartizarea forței tăietoare de bază pe înălțimea construcției se face conform recomandărilor americane.

10. Italia

Normele tehnice în vigoare în Italia încă din anul 1938 [167] prevăd calculul forțelor seismice prin intermediul coeficientului seismic C , constant pe înălțimea construcției.

Acest coeficient se dă în funcție de cele două zone de intensitate seismică, în care este împărțit teritoriul Italiei, și anume :

- pentru zona I . . . $C=0,10$;
- pentru zona II . . . $C=0,05$.

Normativul italian introduce o serie întreagă de măsuri constructive privind proiectarea și executarea construcțiilor de diverse categorii, în regiuni seismice.

Astfel, înălțimea construcțiilor este limitată, pentru cele din zona I la maximum 16 m (excepțional 17,5 m), iar pentru cele din zona II la maximum 20 m (excepțional 21,50). De asemenea, lățimea străzilor este înțusă; în cazul executării unor artere noi, lățimea va fi de 10 m, iar în cazul prelungirilor de 8 m. În mod excepțional, în localități mai puțin populate se poate lua lățimea de 6 m sau chiar de 4 m.

Calculul structurilor, la sarcini orizontale, se face după metodele staticii construcțiilor.

11. Japonia

Regulamentul japonez cu privire la aprecierea forțelor seismice propus în august 1955 [112, 174], se referă la determinarea forței tăietoare care acționează la baza construcției.

Această forță este o fracțiune din greutatea Q a construcției și se obține prin intermediul coeficientului seismic C , denumit *coeficient de proiectare al structurii*:

$$F = CQ.$$

Coeficientul de proiectare al structurii depinde de înălțimea clădirii, de tipul structurii, de natura terenului de fundare și de frecvența probabilă a cutremurelor celor mai puternice în diferite regiuni, stabilit în urma raionării seismice a Japoniei.

Coeficientul C are expresia :

$$C = C_0 C_1 C_2,$$

în care :

- C_0 este coeficientul de bază al forței seismice, dat în funcție de înălțimea construcției. Variația lui este dată în fig. 99;
- C_1 — un coeficient, care depinde de tipul structurii și de natura terenului de fundație, ale cărui valori se dau în tabela 13;
- C_2 — coeficientul de frecvență probabilă a cutremurelor distructive dat în tabela 14, pentru diverse regiuni ale Japoniei.

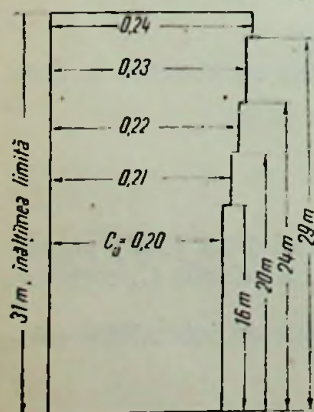


Fig. 99. Reprezentarea grafică a coeficientului seismic de bază C_0 , funcție de înălțimea construcției, conform normelor din Japonia.

TABELA 13

Valorile coeficientului C_1 din normele japoneze

Natura terenului	Tipul structurii			
	Lemn	Oțel	Beton armat	Zidărie
Terțiar sau mai vechi	0,6	0,6	0,8	1,0
Deluvionar sau pietriș aluvionar	0,8	0,8	0,9	1,0
Aluvionar sau formații recente	1,0	1,0	1,0	1,0
Pământ foarte moale sau saturat	1,5	1,0	1,0	1,0

Valorile coeficientului C_2 din normele japoneze

Regiunile	Coeficientul C_2
Kanto, Chubu Kinki, în care se includ orașele Yokohama, Kyoto, Osaka, Nagoia și Tokio	1
Regiunea nord-estică, regiunea centrală, insula Shikoku și partea sudică a regiunii Hokkaido	0,9
Kiushu și partea nordică a regiunii Hokkaido	0,8

12. México

Normele privind calculul construcțiilor la acțiunea cutremurelor de pământ au fost modificate în urma puternicului cutremur din 28 iulie 1957 care a provocat mari distrugerii, mai ales în México-City [182, 183].

Calculul este asemănător cu cel cuprins în recomandările americane, deosebindu-se doar modul în care se calculează coeficienții seismici C . În timp ce în codul american coeficienții se determină în funcție de perioadă, în regulamentul din México ei se dau direct sub formă numerică.

Forța tăietoare de bază se calculează prin intermediul coeficientului seismic C și greutateii construcției Q , astfel :

$$F = C Q.$$

Coeficientul seismic C se dă direct (tabela 15) în funcție de :

- natura terenului de fundație ;
- importanța construcției ;
- caracteristicile structurii.

Regulamentul se referă la districtul federal al orașului México, care se consideră la aceeași intensitate seismică.

Din punct de vedere al naturii terenului de fundație, solurile se împart în trei tipuri principale :

- tipul *A*, terenuri slabe (argile compresibile, cu capacitate portantă redusă) ;
- tipul *B*, terenuri mijlocii (formații argiloase, de compresibilitate medie) ;
- tipul *C*, terenuri tari (terenuri cu cea mai mică compresibilitate și cu cea mai mare capacitate portantă).

După importanța construcțiile se împart astfel :

- a* — construcții de mare importanță, la care nu se admit decît foarte mici avarii ;
- b* — construcții importante, la care se admit anumite avarii, dar care să nu împiedice funcționarea lor normală ;
- c* — construcții provizorii.

Caracteristicile structurii sînt :

- 1) construcții din beton armat, sau din oțel, cu ziduri de umplutură, care contribuie la rigidizarea acestora ;

2) aceleași tipuri de construcții, la care zidurile nu participă la creșterea rigidității;

3) construcții al căror schelet de rezistență îl constituie numai zidurile.

Valorile numerice minime ale coeficientului seismic C sînt date în tabela 15.

TABELA 15

Coeficienți seismici adoptați în Mexico

Importanța construcției	Caracteristicile structurii	Tipul terenului de fundație		
		A	B	C
a	1	0,15	0,13	0,12
	2	0,20	0,18	0,15
	3	0,15	0,18	0,20
b	1	0,07	0,06	0,05
	2	0,10	0,09	0,07
	3	0,07	0,09	0,10
c	1,2,3	0	0	0

Distribuția forței tăietoare de bază pe înălțimea construcției se face presupunînd o variație liniară a accelerațiilor, maximă la vîrf și zero la bază, conform formulei (278) din cap. VI, adică în mod identic cu recomandările americane.

Această distribuție corespunde modului fundamental de oscilație.

O cerință deosebit de importantă constă în limitarea deplasărilor orizontale ale construcțiilor în scopul evitării șocurilor dintre construcțiile vecine, pentru a se evita deteriorarea instalației de lumină, apă și gaze, pentru reducerea pagubelor la elementele arhitectonice, vitrine și ziduri, precum și pentru evitarea panicii în rîndul persoanelor care locuiesc la ultimele etaje.

În anul 1959, Emilio Rosenblueth a propus un coeficient seismic, spectral, în funcție de perioadă [v. formula (266) cap. VI].

13. Pakistan

Deși cercelările de seismologie inginerescă sînt la început în această țară, totuși, a fost stabilită o hartă de izoaccelerații seismice, prin aplicarea formulei magnitudinii Gulonberg-Richter [80].

Această hartă conține următoarele patru zone:

1. Golful Arabic de nord-est;
2. Belucistanul central;
3. Hindu Kush;
4. Teritoriul Kangra.

Pentru cutremurele medii, se consideră, în general, un coeficient seismic unic $C=0,125$.

Ca sarcini gravitaționale, care se iau în calcul, menționăm: greutatea permanentă și întreaga sarcină utilă.

14. Portugalia

Recomandările portugheze [186] consideră că forța seismică este proporțională cu masa fiecărui element de construcție, având intensitatea egală cu produsul dintre greutatea acestor elemente și coeficientul seismic C . Această forță va fi aplicată în centrul de greutate respectiv.

Teritoriul Portugaliei este împărțit în trei regiuni seismice. Prima regiune A , cuprinde zonele cu cutremurele cele mai puternice, a doua regiune B , se consideră de seismicitate medie, iar regiunea C , de seismicitate redusă.

Se prevede că numai construcțiile situate în zonele A și B se vor calcula la acțiunea forțelor seismice.

Valorile minime ale coeficientului seismic C sînt date în tabela 16, în funcție de tipul construcției și de zona seismică.

Se specifică, cu caracter de obligativitate, că valorile coeficientului C trebuie adaptate în funcție de caracteristicile fiecărei construcții, ținîndu-se seamă de natura terenului de fundație, de destinația și de importanța clădirii etc. Coeficienții seismici C din tabela 16 sînt cei minimi admiși în calcul.

TABELA 16

Coeficienți seismici adoptați în Portugalia

Tipul construcției		Coeficienți seismici C	
		Zona A	Zona B
Construcții propriu-zise	Construcții sau clădiri curente	0,10	0,05
	Construcții în formă de turn (coșuri de fum izolate, rezervoare etc.)	0,20	0,10
Elemente de construcție	Pereți și alte elemente	0,20	0,10
	Balcoane, coșuri și alte elemente	0,30	0,15

15. S.U.A.

Cele mai recente recomandări din S.U.A. și în special cele elaborate pentru statul California, consideră, din punct de vedere al calculului antisismic, că orice structură complexă, cu mai multe mase, supusă mișcării pământului datorită cutremurelor, are o vibrație complexă rezultată din compunerea mai multor moduri normale de oscilație.

Principiile care stau la baza evaluării forțelor seismice, pentru scopuri de proiectare, sînt următoarele :

1) influența fiecărui mod de vibrație poate fi tratat independent, iar efectele modale, adunate, pot determina răspunsul total al structurii în orice moment pe durata cutremurului :

2) fiecare mod poate fi reprezentat printr-un sistem echivalent cu o singură masă, avînd aceeași perioadă de vibrație. Forța tăietoare de bază, la un sistem cu o singură masă, este egală cu forfecarea de bază corespunzătoare unui sistem cu mase multiple, care vibrează în același mod ;

3) masele din structurile echivalente (cu o singură masă) sînt caracteristici ale structurii reale cu mase multiple. Masa totală a structurii se distribuie sistemelor cu o singură masă (penduli) corespunzător numărului de moduri în care poate vibra structura reală ;

4) mai important decît răspunsul dinamic instantaneu al sistemului echivalent (cu o singură masă) este răspunsul maxim, care este reprezentat în funcție de spectrul seismic. Printr-un calcul statistic, pe baza spectrelor obținute la diverse cutremure, se poate stabili un spectru de proiectare (spectru mediu sau standard), care este acoperitor și pentru cutremurele viitoare, probabile ;

5) se consideră că în marea majoritate a structurilor, de cea mai mare importanță este primul mod de vibrație sau modul fundamental. Numai la clădiri înalte sau, în general, la structurile flexibile, efectul celui de al doilea mod devine apreciabil, în timp ce modul al treilea și cele superioare pot fi neglijate aproape totdeauna pentru scopuri practice ;

6) întrucît orice structură poate fi reprezentată prin sisteme echivalente, pentru care se cunoaște răspunsul maxim produs din mișcarea seismică, calculul forțelor din cutremure se face în două faze, și anume :

- se calculează înții forța tăietoare de bază $F(i)$ a sistemului echivalent;
- se distribuie forța tăietoare de bază la masele k ale structurii reale, prin transformarea acesteia în forțe laterale (forțe de inerție sau forțe seismice) F_{ki} .

Calculul practic, cu ajutorul spectrelor seismice, se bazează pe studiile efectuate de prof. M. A. Biot [18, 19], I. L. Alford, G. W. Housner și R. R. Martel [47], E. C. Robinson și J. E. Rinne [119], J. A. Blume etc.

În cele ce urmează, vom prezenta pe scurt cele mai recente prescripții sau recomandări privind calculul forțelor seismice pentru construcțiile situate pe teritoriul S.U.A.

1. Codul pentru clădiri din San Francisco *) (1956) [180]

Forța tăietoare de bază F se calculează cu formula :

$$F=CQ,$$

în care :

C este coeficientul seismic al sistemului echivalent, cu o singură masă (redușă) ;

Q — greutatea întregii construcții (sarcina permanentă și un procent din sarcina utilă).

Coeficientul seismic C are următoarele expresii de calcul și limite :

— pentru construcții obișnuite

$$C = \frac{0,02}{T} (0,035 \leq C \leq 0,075) ;$$

*) San Francisco Building Code.

— pentru construcții flexibile

$$C = \frac{0,035}{T}, (0,4 \leq C \leq 1,0).$$

Calculul perioadei se face cu formula :

$$T = 0,09 \sqrt{\frac{L}{B}},$$

în care :

L este înălțimea totală a clădirii ;

B — lățimea pe direcția oscilațiilor considerate.

Alăt L cât și B se măsoară în metri.

Distribuția forței tăietoare de bază pe înălțimea construcției se face în ipoteza că primul mod de vibrație (fundamental) are o variație liniară (zero la bază și maximă la vîrf) (fig. 100).

Expresia de calcul a forțelor seismice (laterale) F_k — justificată în cap. IV — este următoarea :

$$F_k = F \frac{Q_k l_k}{\sum_{k=1}^n Q_k l_k}.$$

Cu indicele k s-a notat nivelul în care acționează forța seismică F_k , Q_k fiind greutatea aferentă acestui nivel, iar l_k cota sa față de nivelul fundației.

Pentru calculul forțelor seismice, care acționează părți din construcție (ziduri exterioare sau interioare, parapeti, ornamentații etc.), se folosește formula :

$$F_p = C_p Q_p.$$

Aici s-a notat cu F_p forța care acționează asupra părții calculate, cu Q_p greutatea acesteia, iar cu C_p coeficientul seismic care este întabelat, funcție de tipul elementului de construcție la care ne referim.

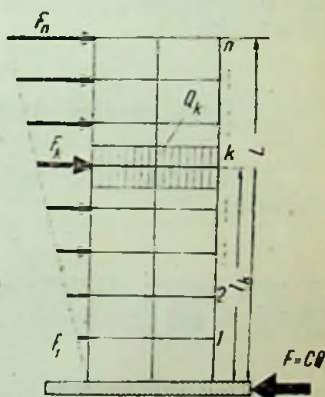


Fig. 100. Distribuția forței tăietoare de bază în recomandările din California.

2. Codul uniform pentru clădiri (1958) [184] *)

Calculul forței seismice, care acționează la nivelul k al construcției, se face cu formula :

$$F_k = C Q_k.$$

Coeficientul seismic C ține seamă de flexibilitatea structurii, prin numărul etajelor N și de zona seismică corespunzătoare teritoriului S.U.A. În acest sens, sînt demarcate patru zone de intensitate seismică, omologate în anul 1952, și anume :

*) Uniform Building Code.

- zona 0 fără pericol de pagube :
- zona 1 pagube reduse ;
- zona 2 pagube moderate ;
- zona 3 pagube importante.

Valorile coeficienților seismici sînt :

$$\text{— pentru zona 1} \quad C = \frac{0,15}{N+4,5};$$

$$\text{— pentru zona 2} \quad C = \frac{0,30}{N+4,5};$$

$$\text{— pentru zona 3} \quad C = \frac{0,60}{N+4,5}.$$

Cu N s-a notat numărul de etaje situate deasupra nivelului k pentru care se calculează forța seismică F_k . Pentru părți de construcție, sau pentru structuri speciale, sînt prevăzute valori numerice ale coeficienților seismici ($N=n-k$).

3. Codul pentru clădiri din orașul Los Angeles (1959) [191] *)

Intensitatea forței seismice, care acționează la nivelul etajului k , are expresia :

$$F_k = C Q_k,$$

în care, pentru clădirile situate pe coasta de est a Pacificului, coeficientul seismic C are următoarea expresie :

$$C = \frac{4,6S}{N+0,9(S-8)} \cdot \left(\frac{1}{100} \right) = \frac{0,046S}{N+0,9(S-8)},$$

în care :

N este numărul de etaje situate deasupra nivelului k , pentru care se calculează forța seismică F_k ;

S — numărul total de etaje al clădirii. Pentru construcții cu mai puțin de 13 etaje se ia $S=13$ ($13 \leq S=n$).

Această expresie a coeficientului seismic a fost introdusă o dată cu anularea limitei de înălțime, care era de 13 etaje pentru orașul Los Angeles. Se poate constata că pentru $S=13$ se obține $C = \frac{0,60}{N+4,5}$, adică coeficientul seismic din Codul unificat pentru clădiri, ediția 1943, reeditat în 1959.

4. Recomandările pentru calculul forțelor laterale, elaborate de Comitetul seismologic (SEAOC 1959/1960) [193] **)

Recomandările privind calculul forțelor laterale, elaborate de Comitetul seismologic al inginerilor de structuri din California, reprezintă redactarea cea mai avansată, corespunzătoare statului California.

*) Los Angeles City Building Code.

**) Recommended Lateral Force Requirements seismology Committee.

Calculul se face pornind de la forța tăietoare de bază, în funcție de perioada fundamentală de oscilație T și de tipul structurii, caracterizat printr-un coeficient numeric K . Formularea acestor prescripții se bazează pe numeroase cercetări teoretice și experimentale, precum și pe studierea avariilor și distrugerilor produse de cutremurele de pământ pe teritoriul S.U.A.

Forța tăietoare de bază F se calculează cu formula :

$$F = KCQ \quad \left(Q = \sum_{k=1}^n Q_k \right)$$

Valoarea coeficientului K , care depinde de tipul sistemului structural, este cuprinsă, în general, între 0,67 și 1,33. În tabela 17 se prezintă valorile numerice pentru principalele tipuri de structuri.

Coeficientul seismic C se determină cu formula :

$$C = \frac{0,05}{\sqrt[3]{T}}, \quad T \geq 0,1 \text{ s.}$$

Pentru clădirile cu unul sau cu două etaje se ia $C=0,10$.

În această formulă, T este perioada fundamentală de vibrație a structurii, exprimată în secunde. În lipsa unor date precise, perioada se determină cu formula următoare :

$$T = 0,091 \frac{L}{\sqrt{B}},$$

în care L și B au semnificația cunoscută (v. pct. a).

Se ia $T=0,1 n$ (n fiind numărul etajelor) la toate clădirile în care sistemul de rezistență lateral constă dintr-un cadru spațial capabil să preia 100% din forțele laterale. În general, $T \geq 0,1$ s.

Forța laterală totală (forța tăietoare de bază) F , se distribuie pe toată înălțimea clădirii, conform formulei cunoscute (v. cap. VI) :

$$F_k = F \frac{Q_k I_k}{\sum_{k=1}^n Q_k I_k}$$

Trebuie semnalat faptul că pentru construcțiile cu unul sau cu două etaje se consideră o distribuție uniformă a forțelor seismice.

La construcțiile cu raportul $\frac{L}{B} \geq 5$, se concentrează la ultimul etaj 10% din F , iar restul de 90% se distribuie conform formulei de mai sus.

Forțele F_k , corespunzătoare fiecărui etaj, se distribuie pe elemente de rezistență proporțional cu rigiditatea acestora (v. tabela 17).

Pentru verificarea anumitor părți sau porțiuni de construcții, ancoraje etc., forța seismică se calculează cu formula :

$$F_p = C_p Q_p,$$

în care :

Q_p este greutatea aferentă părții de construcție ;

F_p — coeficienți seismici numerici întabelați, funcție de tipul elementului (în general, $C_p = 0,10 \dots 1,0$).

Valorile coeficientului K din normele americane [193]

Tipul structurii	K
Toate sistemele de cadre, cu excepția celor indicate mai jos	1
Construcții sistem lagune (cu diafragme antiseismice)	1,33
Construcții cu sistem de contravînturiri orizontale, complete, capabil să reziste la forțe laterale și care include un cadru capabil să reziste, cînd lucrează independent, la minimum 25% din forța laterală totală	0,80
Construcții cu un cadru spațial care acționează independent de orice alt element rigid, capabil să reziste la 100% din forța laterală totală	0,67
Alte structuri decît cele indicate în această tabelă	1,5

Momentul de răsturnare M , la care trebuie verificată structura, se determină la baza clădirii cu formula :

$$M = J \sum_{k=1}^n Q_k l_k;$$

în care :

$$J = \frac{0,5}{\sqrt[3]{T^2}}; \quad 0,33 \leq J \leq 1,0.$$

Momentul de răsturnare M_k , la orice nivel k , se determină cu formula următoare :

$$M_k = \frac{L - l_k}{L} M.$$

La orice nivel, momentele de răsturnare vor fi distribuite la diferite elemente de rezistență în aceeași proporție ca și distribuția forțelor tăietoare în sistemul de rezistență.

În privința verificării stîlpilor structurii, solicitați de forțe axiale și de momente încovoietoare, se prevede următoarea condiție (la capetele stîlpilor):

$$\frac{\sigma_a^N}{\sigma_a^N} + \frac{\sigma_a^M}{\sigma_a^M} \leq 1,$$

unde :

σ_a^N este efortul din sarcini axiale, calculat ;

σ_a^M — efortul din momentul încovoietor, calculat ;

σ_a^N și σ_a^M — eforturile admisibile.

Recomandările californiene din anul 1951 (*Lateral Forces of Earthquake and Wind*) n-au mai fost prezentate, întrucît ele au fost înlocuite.

Principial, modul de calcul este cel expus în Codul de clădiri din San Francisco (1956). Deosebirea constă în expresia coeficienților seismici, care în acest caz sînt :

— pentru construcțiile obișnuite

$$C = \frac{0,015}{T} \quad (0,02 \leq C \leq 0,05);$$

— pentru construcțiile flexibile (speciale)

$$C = \frac{0,025}{T} \quad (0,03 \leq C \leq 0,10).$$

16. Turcia

Calculul forțelor seismice se face pe baza coeficientului seismic unic C , care variază în funcție de natura terenului de fundație și de zona seismică [115, 172].

Teritoriul Turciei este împărțit în două zone de intensitate macroseismică, la care se ține seamă în proiectare de efectul cutremurelor.

Coeficienții seismici au valorile următoare :

- pentru zona I $C = 0,02 \dots 0,04$;
- pentru zona II $C = 0,01 \dots 0,03$.

Coeficientul C poate varia, între limitele fixate pentru aceeași zonă, în funcție de natura terenului.

Se observă că acești coeficienți sînt destul de mici în comparație cu coeficienții seismici adoptați în alte țări din bazinul mediteranean, cum ar fi : Algeria, Grecia și Italia.

17. U.R.S.S.

Calculul structurilor în regiunile bintuite de cutremure se face în ipoteza acțiunii statice a forțelor seismice, a căror distribuție se face în funcție de poziția maselor în construcție. Din punct de vedere al acționării, forțele seismice pot avea orice orientare în spațiu. În calculul construcțiilor la sarcini seismice (clădiri din zidărie, sau pe schelet, turnuri, coșuri de fum, piloni, ziduri de sprijin, sonde etc.), sau în calculul elementelor lor componente mari (șpaleți, ziduri de umplutură etc.), se consideră că forțele seismice acționează în plan orizontal, deoarece acest mod de încărcare produce solicitări maxime în construcție.

Totuși, la calculul îmbinărilor rigide dintre diversele elemente ale clădirii (buloane de ancorare ale stîlpilor, fermelor, arcelor etc.), precum și la calculul elementelor de ancorare (a caslelor de apă, turnurilor, balcoanelor, copertinelor, parapeților etc.) este necesară o verificare și pentru alte orientări ale forțelor seismice, care să producă forfecări sau întinderi maxime, ale acestor îmbinări sau ancoraje.

Forțele seismice fac parte din categoria sarcinilor extraordinare și de aceea calculul se face la acțiunea simultană a forțelor seismice, a greutateților

propriii și a sarcinilor utile. În acest caz, sarcinile produse de vânt nu se iau în considerație. Când se ține seamă de forțele seismice, valorile sarcinilor utile se înmulțesc cu coeficientul 0,8. Se neglijează, în calculul antisismic, acțiunea de descărcare a forței de frînare, acțiunea dinamică a utilajului, forțele de frînare și forțele laterale produse de podurile rulante, forțele de inerție din sarcinile suspendate cu cabluri flexibile etc.

Normele sovietice, elaborate în anul 1957 (C. H. 8--57) [184], au la bază expresia forței de inerție dedusă de I. L. Korcinski [83], așa cum s-a arătat în cap. III. E. 3 care, pentru modul T de vibrație, este :

$$F_k(i) = K_s \beta_i a_{ki} Q_k,$$

în care :

K_s este coeficientul seismic, care caracterizează intensitatea cutremurului. Acest coeficient se găsește în tabela 18.

TABELA 18

Valorile coeficientului de intensitate seismică din normele sovietice (CH. 8--57)

Seismicitatea de calcul, în grade	7	8	9
Valoarea coeficientului seismic, K_s	0,025	0,05	0,10

Q_k -- sarcina totală la nivelul k (greutatea proprie a elementelor clădirii, sarcina utilă de pe planșee, sarcina din zăpadă, greutatea proprie a podurilor rulante, a utilajelor etc.). Valoarea sarcinii Q_k , care intră în calculul forțelor seismice, se determină pe baza sarcinilor normate, fără să se țină seamă de coeficientul de supraîncărcare, în cazul greutateților proprii, și introducându-se coeficientul 0,8 la sarcinile utile normate. Fac excepție depozitele, silozurile etc., la care sarcinile utile se iau în întregime ;

β_i -- coeficientul dinamic (spectral), care depinde de perioada proprie de oscilație a construcției T . Acest coeficient are, pentru construcțiile obișnuite, expresia :

$$\beta_i = \frac{0,9}{T_i}.$$

Variația acestui coeficient este dată în fig. 89, c.

Coeficientul dinamic β_i este cuprins în intervalul :

$$0,6 \leq \beta_i \leq 3.$$

În cazul construcțiilor flexibile, de tipul coșurilor de fum, turnurilor, pilonilor etc., coeficientul β_i se majorează cu 67% (deoarece aceste tipuri de construcție au o amortizare slabă). adică :

$$\beta_i = \frac{1,5}{T_i}.$$

a_{ki} — coeficientul de formă definit în cap. III. El depinde de modurile normale de vibrație (deformatele dinamice corespunzătoare oscilațiilor libere) și de poziția sarcinilor Q_k (fig. 101). Expresia coeficientului a_{ki} , deja cunoscută, este următoarea :

$$a_{ki} = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k Z_{ki}^2} Z_{ki}.$$

În cazurile cînd schema constructivă a construcțiilor este complicată și îngreuiază alegerea unei scheme raționale de calcul care ar permite efectuarea unui calcul dinamic cu exactitatea necesară pentru nevoile practice, normele prevăd să se ia :

$$\beta_t = 3,$$

și

$$a_{ki} = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k l_k}{\sum_{k=1}^n Q_k l_k^2} l_k.$$

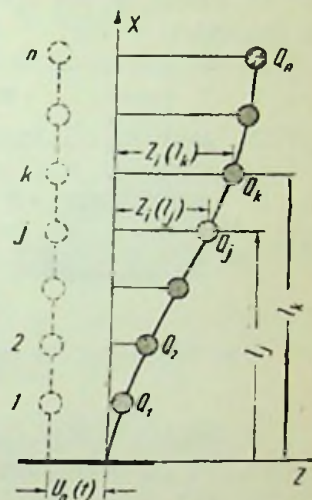


Fig. 101. Schema dinamică a unei clădiri cu n etaje, conform normelor sovietice.

ca și cînd construcția ar fi rigidă ; în acest caz se ține seamă numai de primul mod de vibrație, iar variația modului fundamental se consideră liniară (zero la bază și maximă la vîrf).

Se recomandă ca la construcțiile obișnuite (rigide și semirigide) să țină seamă numai de modul fundamental, iar la calculul construcțiilor flexibile, de cel mult primele trei forme de oscilație.

Deformabilitatea terenului de fundație introduce modificări sensibile asupra perioadelor proprii de vibrații și implicit asupra coeficientului β_t .

Problema cea mai importantă și în același timp cea mai dificilă o constituie determinarea perioadelor naturale și a modurilor normale de vibrație. Noile definiții aduse normelor sovietice se ocupă tocmai de această problemă [192]. Vom face o succintă expunere a acestor precizări cuprinse în noul proiect de instrucțiuni.

Astfel, din punct de vedere al comportării dinamice, construcțiile civile și industriale sînt analizate pe următoarele categorii: construcții masive, construcții de zidărie portantă, construcții industriale neclajate, construcții etajate pe schelet de rezistență.

Pentru toate aceste tipuri de structuri, sînt date expresii directe pentru calculul perioadelor naturale de vibrație și al formelor proprii, ținînd seamă de specificul deformațiilor care pot avea loc datorită șocului seismic. Prevederile acestor instrucțiuni sînt, în rezumat, următoarele.

a) **Construcții masive.** La acest tip de construcții, deformațiile sînt cu mult mai mici decît deplasările datorită terenului de fundație. Fiind construcții foarte rigide, se poate considera că mișcarea se datorește numai cedării terenului de fundație.

Deplasările produse de cedarea terenului de fundație la o construcție pot fi de alunecare, sau de rotație în jurul unui ax orizontal, care trece prin centrul de greutate al ariei tălpii de fundație (fig. 102).

În calcul se vor trata separat oscilațiile produse de cele două tipuri de deplasări.

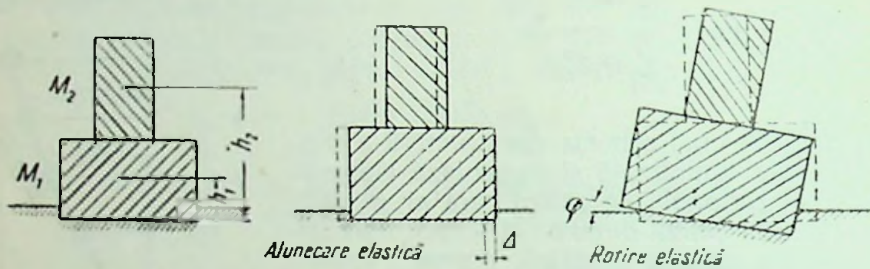


Fig. 102. Deplasările produse de cedarea terenului de fundație la o construcție masivă.

Perioadele fundamentale T_1 și formele proprii fundamentale $Z(x)$ se calculează cu următoarele formule, a căror deducere teoretică este destul de simplă :

— la alunecare elastică (translație)

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_1 + M_2}{C_x A_f}} \quad \text{și} \quad Z(x) = C = \text{const.};$$

— la rotație elastică

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_1 h_1^2 + M_2 h_2^2}{C_\phi I_f}} \quad \text{și} \quad Z(x) = Cx.$$

În aceste formule :

- M_1 este masa construcției propriu-zise, în $\frac{\text{kgf} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$;
- M_2 — masa construcției care reazemă pe construcția propriu-zisă ;
- h_1 — înălțimea centrului de greutate a construcției de masă M_1 măsurată de la nivelul tălpii fundației, în cm ;
- h_2 — înălțimea centrului de greutate a masei M_2 , măsurată de la nivelul tălpii fundației, în cm ;
- C — constantă care se poate lua egală cu unitatea, $C=1$;
- C_x — coeficient de alunecare elastică a terenului (v. cap. V), în kgf/cm^3 ;
- C_ϕ — coeficient de compresiune elastică neuniformă a terenului (v. cap. V), în kgf/cm^3 ;
- A_f — aria tălpii fundației construcției, în cm^2 ;
- I_f — momentul de inerție al ariei fundației, în raport cu axele principale, în cm^4 ;
- Z — distanța pe verticală, măsurată de la baza construcției, în cm.

b) **Construcții din zidărie portantă.** În formulele care se vor expune în acest paragraf s-au utilizat următoarele notații :

- E — modulul de elasticitate la compresiune, în kgf/cm^2 ;
- G — modulul de elasticitate transversal, în kgf/cm^2 ;
- H — înălțimea totală a clădirii, măsurată de la nivelul tălpii fundației pînă la planșeul ultim, în cm ;
- A — aria în plan a zidurilor clădirii, în cm^2 . La calculul clădirilor cu pereți de grosime variabilă, se ia A_1 aria corespunzătoare nivelului de la mijlocul înălțimii clădirii ;
- I — momentul de inerție a ariei A , față de axele care trec prin centrul de greutate al ariei, în cm^4 ;
- M — masa unui metru pe înălțimea clădirii, ținînd seamă de greutatea planșeelor, repartizată pe înălțime, în $\frac{\text{kgf} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$;
- γ_g — coeficient prin care se ține seamă de cantitatea medie de goluri din pereți ;
- K_1 — coeficient de formă al secțiunii, $K_1=1,2$;
- λ — coeficient de frecvență, care pentru modul fundamental se ia $\lambda = \frac{1,8}{H}$, iar pentru al doilea mod de vibrație, $\lambda = \frac{4,6}{H}$;
- C — este o constantă care se poate lua egală cu unitatea, $C=1$.

Ținîndu-se seamă de deformațiile de lunecare din pereți și de cedarea terenului de fundație, pentru construcțiile avînd pînă la cinci nivele se obțin următoarele valori pentru perioadele și formele proprii de oscilație :

$$T = \frac{2 \cdot H}{\alpha} \sqrt{\frac{MK_1}{AG\gamma_g}} ;$$

$$Z(x) = \sin \frac{\alpha}{H} x + B \cos \frac{\alpha}{H} x ;$$

unde coeficienții α și β se determină dintr-o serie de grafice în funcție de datele problemei, inclusiv cedarea terenului de fundație. În această privință poate fi consultată lucrarea [85] sub redacția prof. dr. I. L. Korcinski, pp. 184—185.

La calculul clădirilor nu prea înalte (cu înălțimea pînă la cinci nivele), pe terenuri de fundație foarte compacte, se pot folosi formulele de mai jos. Ele sînt mai simple, întrucît s-a neglijat influența terenului de fundație :

$$T = 4H \sqrt{\frac{MK_1}{AG\gamma_g}} ,$$

$$Z(x) = C \sin \frac{\alpha}{2H} x .$$

La construcțiile cu schemă constructivă rigidă (cu peste cinci etaje), se va ține seamă de deformațiile de lunecare din încovoierea pereților. În acest caz se recomandă formulele :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M(1 + \alpha_1 \lambda^2)}{EI\lambda^4}};$$

$$Z(x) = \sin \lambda x + B(\cos \lambda x - \operatorname{ch} \lambda' x) + D \operatorname{sh} \lambda' x;$$

$$\alpha_1 = \frac{EIK_1}{FGI_g} \quad \text{și} \quad \lambda' = \sqrt{\frac{\lambda^2}{1 + \alpha_1 \lambda^2}}.$$

Valorile coeficienților B și D se determină din grafice în funcție de datele problemei (v. lucrarea [85], p. 186).

La determinarea sarcinii pentru clădirile de zidărie din blocuri de formă regulată, cu înălțimea pînă la cinci nivele, la care zidurile transversale se află la distanța de minimum 12 m, fără a calcula perioadele și formele oscilațiilor proprii, se pot lua valorile aproximative ale produsului βa_k , din

TABELA 19

Valorile produsului βa_k , pentru construcții din zidărie portantă, din normele sovietice (CH. 8—57)

Nivelul	Numărul de niveluri ale clădirii				
	1	2	3	4	5
I	3,8	2,7	1,9	1,3	1,0
II	—	3,8	3,3	2,4	1,8
III	—	—	3,8	3,2	2,5
IV	—	—	—	3,4	2,9
V	—	—	—	—	3,0

la tabelă 19, în conformitate cu formula :

$$F_k = K_{s_i} \beta a_k Q_k.$$

La aceste tipuri de clădiri perioada proprie de vibrație fiind sub 0,4 s, formele superioare de oscilație nu prezintă importanță practică.

c) **Construcții industriale neetajate.** Perioadele și formele proprii de vibrație ale construcțiilor neetajate, pe schelet de rezistență, cu sau fără ziduri interioare, se pot calcula ca pentru sistemele cu unul sau cu două grade de libertate.

Cînd sistemul are un singur grad de libertate, perioada se determină cu formula cunoscută :

$$T = 2\pi \sqrt{M\delta},$$

în care :

M este masa concentrată la nivelul planșeului, provenită din greutatea construcțiilor și a sarcinilor care se găsesc deasupra planului orizontal ce trece prin mijlocul înălțimii halei, în $\frac{\text{kgf} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}}$;

δ — deplasarea pe orizontală a punctului de aplicație a masei M , datorită acțiunii unei forțe unitare în acel punct, pe direcția orizontală; este funcție de rigiditatea totală a construcției, în cm/kgf .

În locul formulei de mai sus se poate folosi prin transformare și următoarea formulă :

$$T = 0,2 \sqrt{Z^{ST}},$$

în care Z^{ST} reprezintă săgeata produsă de acțiunea sarcinii $Q = \frac{M}{g}$ pe direcția orizontală.

Coefficientul de formă al oscilațiilor sistemului cu un singur grad de libertate este unitar, adică $a_{k1} = 1$.

Cînd șarpanta halei se găsește la două niveluri, schema care se ia în calcul este aceea a sistemului cu două grade de libertate. Calculul perioadelor și formelor oscilațiilor proprii se face în conformitate cu teoria dinamică cunoscută (v. cap. IV).

Calculul cadrelor transversale ale halelor industriale, care conțin deschideri cu pod rulant, se face ca pentru sistemele cu două grade de libertate, considerînd că podurile rulante se găsesc în planul cadrului.

La calculul halelor cu ziduri interioare, forța seismică, care acționează asupra zidurilor pe fiecare direcție, se poate determina cu formula :

$$F = 3K_s Q,$$

în care s-a notat cu Q greutatea elementelor de construcție și a sarcinii utile care se află deasupra planului orizontal ce trece la jumătatea înălțimii halei.

d) **Construcții etajate pe schelet de rezistență.** În ipoteza concentrării maselor la nivelul fiecărui etaj, calculul perioadelor și formelor proprii de oscilație se poate efectua exact aplicîndu-se teoria dinamică corespunzătoare sistemelor cu mai multe grade de libertate, așa cum s-a expus în cap. IV.

Pentru calculul perioadei fundamentale se recomandă să se folosească metoda energetică, adică :

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{C}{P}},$$

în care C este energia cinetică a sistemului, corespunzătoare frecvenței proprii unitare $\omega = 1$, iar P energia potențială a sistemului. Acestea au expresiile cunoscute (v. cap. IV) :

$$C = \frac{1}{2g} \sum_{k=1}^n Q_k Z_k^2,$$

și

$$P = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k Z_k,$$

în care Q_k reprezintă greutatea aferentă etajului k , iar Z_k deplasarea laterală a etajului k , cînd structura este încărcată static, pe orizontală, cu sarcinile Q_k .

Prin înlocuire se obține :

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k Z_k^2}{g \sum_{k=1}^n Q_k Z_k}}.$$

Forma fundamentală de oscilație va corespunde, în acest caz, deformației statice $Z_k(x)$.

Calculul deplasărilor Z se face pe o schemă statică, simplificată, ținând seamă și de rigiditatea zidăriei.

Se dau, de asemenea, expresii pentru calculul perioadelor și modurilor de vibrație superioare.

Instrucțiunile sovietice dau detalii de calcul pentru forțele seismice în cazul castelelor de apă și al coșurilor de fum. La ȚNIISK sînt în curs de definiție instrucțiunile pentru calculul podurilor, precum și al lucrărilor hidrotehnice la acțiunea seismică.

În noua formă, normativul sovietic, împreună cu instrucțiunile privind calculul construcțiilor în zone seismice, se prezintă ca unul dintre cele mai complete și mai amănunțit studiate, dintre toate recomandările, sau circularele, publicate pînă în prezent în lume.

18. Venezuela

Din punct de vedere seismic, teritoriul Venezuelei este împărțit în trei zone, după cum urmează :

- zona I, fără seismicitate periculoasă ;
- zona II, cu intensitate seismică moderată ;
- zona III, cu intensitate seismică mare.

Numai construcțiile situate în zonele II și III se proiectează și se execută pentru a rezista la efectul produs de mișcarea seismică.

Cu suficientă aproximație, se consideră că efectul cutremurelor de pămînt se poate introduce în calcul ținînd seamă de forțele statice orizontale de direcții oarecare, aplicate la nivelul fiecărui etaj.

Valoarea forțelor orizontale, care solicită structura la nivelul k , se calculează cu formula :

$$F_k = CQ_k,$$

în care :

F_k este valoarea forței orizontale ;

C — coeficientul seismic, în funcție de numărul etajelor, pentru clădiri, sau are valori numerice pentru alte structuri sau părți componente ale construcției ;

Q_k — mărimea sarcinii aferente etajului k (compusă din sarcina permanentă, integrală, și un procent din sarcina utilă).

Pentru calculul structurilor edificiilor, expresiile de calcul ale coeficientului C , în funcție de zonele seismice, sînt următoarele :

— pentru zona I $C=0$;

— pentru zona II $C = \frac{0,30}{N+4,5}$;

— pentru zona III $C = \frac{0,60}{N+4,5}$.

În aceste formule, N reprezintă numărul de etaje situate deasupra nivelului pentru care se apreciază forța seismică F_k ($N=n-k$).

Aceste norme au intrat în vigoare, în Venezuela, în cursul anului 1959 [90].

19. Noua Zeelandă

Recomandările neo-zeelandeze [176] prevăd două căi pentru calculul forțelor seismice și anume:

1) Se poate considera coeficientul seismic constant pe toată înălțimea construcției, avînd valoarea $C=0,08$.

2) Se poate lua o variație liniară a coeficientului seismic, avînd valoarea:

- la bază $C=0$;
- la vîrf $C=0,12$.

Acești coeficienți reprezintă valorile minime care urmează să fie introduse în calculul construcțiilor obișnuite. În cazul adoptării distribuției liniare (triunghiulare) a coeficientului seismic, valorile acestui coeficient în orice alt punct se obțin prin interpolare.

Pentru zidărie, parapetei, ornamentații etc., coeficientul seismic are valoarea $C=0,50$.

Pentru turnuri, coșuri și rezervoare (inclusiv conținutul), coeficientul seismic C se ia după cum urmează:

— cînd aceste tipuri de structuri sînt legate de alte construcții, sau fac parte dintr-o clădire $C=0,2$;

— cînd aceste tipuri de structuri sînt independente $C=0,1$.

B. UNELE COMENTARII ASUPRA PRESCRIPTIILOR DE CALCUL ANTISEISMIC

Analiza prescripțiilor de calcul, expuse în mod rezumativ în paragraful precedent, scoate în evidență, în special, normele din U.R.S.S. și recomandările din S.U.A., datorită concepțiilor avansate pe care se bazează.

Trebuie subliniat că numai aceste prescripții au la bază un calcul dinamic și stabilesc rigiditatea dinamică a structurii, cu ajutorul perioadelor fundamentale de vibrație. În calculul forțelor seismice se utilizează spectrele seismice sau spectrele de răspuns. Aceste norme dau posibilitatea să se țină seamă și de modurile superioare de vibrație, care au un rol însemnat, mai ales în cazul structurilor flexibile (zvelte).

Deosebirea dintre normele sovietice și cele americane constă în aceea, că primele calculează direct forțele seismice aferente fiecărui nivel, pe cînd celelalte calculează mai întîi forța tăietoare de bază, care apoi se distribuie pe înălțimea construcției.

Vom prezenta, în continuare, principalele etape de calcul pentru forțele seismice în cele două normative.

1. Etape principale în calculul forțelor seismice, în normele sovietice

1) Se determină perioadele naturale de vibrație T_i , al cărui număr se stabilește în funcție de tipul structurii;

2) se stabilesc modurile normale de vibrație corespunzătoare perioadelor calculate Z_{ki} ;

- 3) se calculează coeficientul dinamic β_i ;
 - 4) se calculează coeficientul de formă a_{ki} ;
 - 5) se determină coeficientul K_s în funcție de harta raionării seismice, a teritoriului U.R.S.S.;
- b) se calculează direct forțele seismice $F_k(i)$, corespunzătoare modului de vibrație respectiv.

2. Etape principale în calculul forțelor seismice, în recomandările americane

Ne vom referi numai la ultima redactare a recomandărilor elaborate de SEAOC [193] (Recommended Lateral Force Requirements Seismology Committée) (1959—1960), descrise anterior.

1) Se determină perioada T_i a structurii echivalente (cu un singur grad de libertate), pentru modul fundamental, conform formulelor aproximative, fie în funcție de înălțimea L și dimensiunea bazei B , fie în funcție de numărul etajelor n ;

2) se determină coeficientul seismic C ;

3) se stabilește valoarea coeficientului K în funcție de tipul structurii de rezistență;

4) se calculează forța tăietoare de bază F ;

5) se distribuie forța tăietoare de bază pe înălțimea structurii, obținându-se forțele seismice de calcul F_k .

Toate aceste calcule se fac în tabele care sistematizează și simplifică operațiile.

Vom menționa că în recomandările americane, la stabilirea spectrelor seismice, s-a ținut seamă de masele reduse sau echivalente ale structurilor cu n mase. De aceea, spectrele sînt date sub formă redusă (spectre echivalente) încît în calcul se consideră greutatea totală, neredusă. În [170] sînt prezentate valorile maselor reduse corespunzătoare primelor trei perioade, în funcție de tipul structurii, din punct de vedere al elasticității. Această trecere de la sistemul inițial (real) la sistemele cu masă redusă a fost propusă de Asociația Inginerilor din California, ASCE.

Pentru a putea urmări în paralel variația coeficienților seismici elaborați în U.R.S.S., S.U.A., și Japonia, în fig. 103 s-au reprezentat spectrele seismice pentru normele sovietice CH8-57, pentru recomandările californiene SEAOC-1959 și pentru standardul japonez din anul 1955.

Se poate observa că valorile maxime ale coeficienților seismici pentru gradul 9 depășesc chiar coeficienții seismici din Japonia.

Se constată că unele norme introduc, totuși, caracteristicile elastice ale structurii (fără a calcula perioada), fie prin calcularea coeficienților seismici în funcție de numărul etajelor sau de înălțime, fie distribuind forța tăietoare de bază, calculată prin intermediul unor coeficienți unici, admițînd pentru primul mod de vibrație o variație liniară. Astfel:

— la aprecierea coeficienților seismici în seamă de numărul etajelor normele din : Canada, Venezuela și unele recomandări din S.U.A. ;

— calculul coeficienților seismici, prin intermediul înălțimii structurii, se face în Algeria și în Japonia ;

— se calculează mai întâi forța lăietoare de bază, cu ajutorul unor coeficienți unici, și apoi se distribuie pe înălțime, conform recomandărilor californiene, în : India, Mexic și Noua Zeelandă.

Studii în legătură cu standardizarea spectrelor de răspuns, pentru calculul coeficienților seismici prin intermediul perioadei, se fac în : Chile, India și Mexic.

În unele prescripții se ține seamă de influența proprietăților fizico-mecanice ale terenului de fundație. Deși se cunoaște, în general, aspectul practic al acestei probleme, totuși, asupra părții cantitative multe prescripții au o rezervă, indicând numai măsuri constructive și de execuție. Totuși, s-au propus micșorări, sau majorări, ale coeficienților seismici, în funcție de natura terenului de fundație, în : Algeria, Chile, Germania, Grecia, Japonia, Mexic și Turcia.

În general, toate prescripțiile și recomandările atrag atenția că formulele propuse se referă la structuri simetrice și uniforme. Pentru alte tipuri de structuri, inginerul trebuie să se orienteze de așa manieră, încât aplicarea formulelor prevăzute să nu conducă la dimensionări eronate și la risipă de materiale.

Latura economică este de cea mai mare importanță în dimensionarea antisismică a structurii, de aceea se urmărește ca printr-o concepție tehnică și o justă distribuire a elementelor de rezistență, capacitatea scheletului dimensionat la sarcini gravitaționale să prezinte o capacitate de rezistență maximă la forțe laterale.

Pentru a nu supradimensiona structurile se admit, în unele cazuri, mai ales la construcțiile de importanță mijlocie sau redusă, ca în timpul cutremurului să apară anumite avarii, dar care să nu pericliteze viețile omenești, să nu producă pierderi de bunuri materiale, iar activitatea socială să nu sufere.

O altă problemă importantă, care se pune la proiectarea antisismică, o constituie distribuția forțelor de inerție la elementele de rezistență, în special când centrul de greutate nu corespunde cu centrul de rigiditate, în care caz apare fenomenul de torsiune. De acest fenomen se va ține seamă în calcul, distribuindu-se forța totală de la un nivel F_k elementelor de rezistență proporțional cu rigiditatea acestora, ținând cont de momentul de torsiune [90].

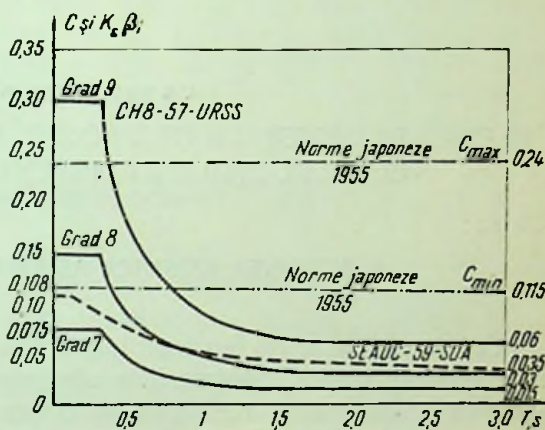


Fig. 103. Variația coeficienților seismici prescriși în U.R.S.S. (1957), Japonia (1955) și S.U.A. (1959).

CAPITOLUL VIII

ELEMENTE GENERALE DE PROIECTARE ȘI EXECUȚIE PENTRU CONSTRUCȚIILE REZISTENTE LA CUTREMUR

A. ACȚIUNEA SEISMICĂ ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

Cutremurul fiind un fenomen foarte complex, ale cărui legi de producere și de acțiune asupra construcțiilor sînt stabilite cu aproximație, problema alcătuirii construcțiilor rezistente la cutremure nu poate avea decît tot o soluție aproximativă. Două elemente fundamentale pot fi luate în considerare :

- concepția cuprinzînd alcătuirea construcției și
- dimensionarea și execuția construcției.

Complexitatea fenomenului derivă din faptul că el este de natură dinamică și anume de formă tranzitorie, adică cu schimbări bruște, rapide și dezordonate. Pînă în prezent, nu se poate stabili precis care sînt elementele mecanice determinante în acțiunea distrugătoare a cutremurului și nici nu se pot determina cu exactitate diferitele elemente ale mișcării provocate de cutremur precum sînt : deplasarea, viteza, accelerația, forțele de inerție, sau alte elemente mecanice.

Elementele care intervin în acțiunea distrugătoare și care trebuie cunoscute pentru a se putea realiza construcții care să poată rezista la acțiunea seismică se pot grupa astfel :

1. Mișcarea pămîntului în timpul cutremurului

Cu ajutorul seismometrelor se pot înregistra, într-un punct dat, deplasările, vitezele, sau accelerațiile aceluși punct. Dar aparatele nu redau fidel aceste elemente și de aceea erorile inerente sînt destul de importante (v. cap. I).

Trebuie remarcat și faptul că aceste înregistrări sînt legate de un anumit loc, de natura și de caracteristicile proprii ale elementului de construcție pe care se fixează aparatul. În fine, și problema interpretării înregistrărilor (cum rezultă din compararea diferitelor înregistrări ale aceluiași cutremur) ridică dificultăți apreciabile [120].

2. Transmiterea mișcării terenului la construcții

Problema modalității transmiterii mișcării terenului la construcție nu este încă complet clarificată. Propagarea undelor în medii cu densități diferite dă loc la fenomene destul de complicate, care depind de natura și de felul fundațiilor [48].

Experiențe, printre care și cele ale lui Rogers [40], au arătat că un teren nisipos, îmbibat cu apă, așezat pe o masă vibrantă care oscilează după o sinusoidă, imprimă unui corp așezat pe fața lui superioară o mișcare oscilatorie cu variații de accelerații bruște și cu amplitudini și perioade diferite de cele ale mișcării sinusoidale (v. cap. V).

3. Reacțiunea construcției asupra fundației

Construcția, pusă în mișcare în timpul cutremurelor, are la rîndul ei o reacțiune asupra terenului. Acest fenomen a fost observat la multe construcții [36, 48, 50, 97], dar nu s-au putut face înregistrări efective. S-au încercat și studii teoretice [152], dar multe dintre ele se limitează la speculații de ordin matematic [134], sau folosesc ipoteze simplificatoare care caută să prindă fenomenul sub o formă aproximativă [113, 134].

4. Acțiunea mișcării seismice asupra construcției

Sub acțiunea mișcării terenului, construcția capătă deplasări, deoarece terenul este alcătuit din materiale care prezintă elasticități diferite. Mișcarea clădirii este oscilatorie. Trebuie să observăm, însă, că sub acțiunea excitației produse de mișcarea terenului, care este și ea oscilatorie însă neregulată, diferitele elemente ale clădirii vor căpăta și ele vibrații proprii care, bineînțeles, se adaugă vibrației generale a clădirii. Mișcarea rezultată va putea fi înregistrată de seismograme, fie sub formă de seismograme, fie sub formă de acclerograme. Ele vor cuprinde însă, pe lângă rezultanta mișcării generale a clădirii, și pe aceea a mișcării proprii, caracteristică elementului. Înregistrarea va fi afectată, bineînțeles, și de caracteristicile fizice ale aparatului de înregistrare. De lucrul acesta trebuie să ținem seama cînd comparăm măsurătorile făcute pe aceeași clădire și cu atît mai mult cînd comparăm înregistrările făcute pe clădiri diferite cu aparate diferite.

În afară de aceasta, trebuie să ținem seama și de următoarele fenomene :

- perturbațiile transmise de undele seismice sînt de natură tranzitorie, variînd ca direcție, viteză și intensitate în fiecare moment ;
- reacțiunea clădirii modifică efectul acțiunii terenului pus în mișcare prin cutremur ;
- vibrația proprie a fiecărui element are influență asupra vibrației proprii a celorlalte elemente pe care se face măsurătoarea.

Toate aceste efecte și interacțiuni ne arată că măsurătorile făcute ne dau numai o imagine aproximativă a efectului cutremurului și explică cauza pentru care, la același cutremur, construcțiile se comportă diferit [5, 6, 30, 48, 120, 138, 144].

B. ELEMENTE DE BAZA PENTRU CALCUL

Deși efectul cutremurului se manifestă ca o mișcare a construcției, pentru introducerea în calcul a acestei acțiuni, în toate metodele de calcul, efectul dinamic se asimilează cu o sarcină care acționează static asupra construcției. Deosebirile dintre diferitele metode constau în evaluarea acestei sarcini statice numită și sarcină echivalentă. În afară de această simplificare, se mai fac încă o serie de ipoteze a căror cunoaștere este necesară.

1. Caracteristicile geometrice ale structurii

Există o axă a clădirii care nu este o linie dreaptă pe înălțimea întregii construcții. Ea poate fi o linie frântă corespunzând mărimii și poziției masei elementelor de construcție în diferitele secțiuni orizontale considerate.

Dacă urmărim, într-o secțiune orizontală, mișcarea întregii secțiuni, se observă că, neglijând deplasarea verticală, apare o deplasare orizontală, accentuată, care se poate descompune într-o translație și o rotație. Acest fenomen a fost observat, cu ocazia diferitelor cutremure, la multe construcții. El prezintă și rotații, pe lângă translațiile părții superioare în raport cu partea inferioară (fig. 104 și 105) [120, 138].

Aceste rotații se produc, în cazul simplei rezemări, în jurul centrului forțelor de frecare, care nu coincide întotdeauna cu centrul de greutate al

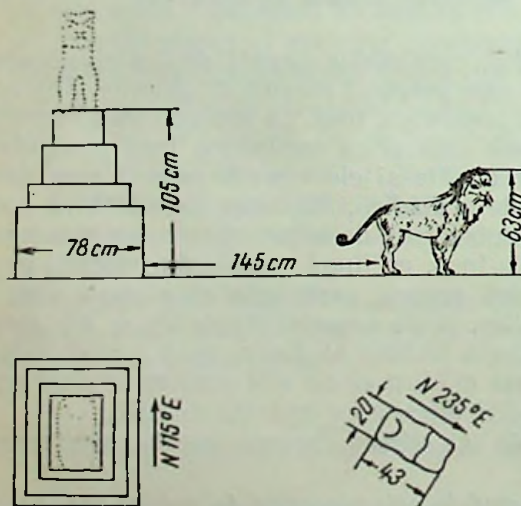


Fig. 104. Deplasarea unei statui în urma cutremurului din anul 1943, de la Totkori, Japonia, după Maluzawa.

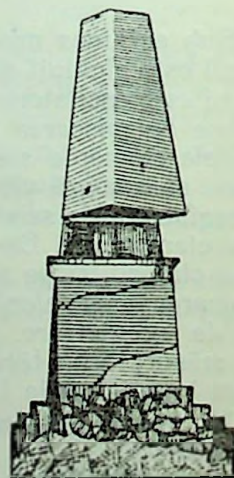


Fig. 105. Rotație caracteristică a unui monument.

secțiunii, iar în cazul rezemării elastice, rotațiile se produc în jurul centrului de torsiune (sau de rigiditate). Fenomenul global fiind prea complicat, mișcarea se descompune într-o mișcare oscilatorie a axei construcției, presupusă rectilinie, și o mișcare de rotație în jurul centrului de torsiune corespunzător fiecărui nivel orizontal considerat.

2. Comportarea elastică

Pentru stabilirea elementelor de calcul, se admite că sistemul lucrează în domeniul linear, adică elastic. De fapt, la cutremurele puternice, solicitările pot întrece cu mult domeniul elastic, intrând, pe alocuri, în zonele plastice și trecând chiar în zone de rupere. S-au studiat și metode de calcul în domeniul plastic, [49, 122, 148], dar lipsa de măsurători, de valori numerice, ca și dificultățile de calcul, împiedică încă un studiu complet al solicitărilor, mai ales în domeniul nelinier. Totuși, o utilizare practică a proprietăților elasto-plastice a construcției, luată în totalitatea ei, poate conduce la o proiectare economică și avantajoasă a construcției, așa cum se va arăta mai departe.

3. Legătura dintre construcție și teren

În privința modului de legare a construcțiilor cu terenul, se pot face, în general, două ipoteze: încastrare perfectă a construcției în teren și încastrare elastică a construcției.

a) *Incastrarea perfectă* (fig. 106) face abstracție de deformația terenului din jurul construcției, de deformația fundațiilor, precum și de interacțiunea dintre teren și construcție. Această ipoteză are avantajul simplificării metodelor de calcul și corespunde, cu suficientă aproximație, pentru marea majoritate a construcțiilor. Ea implică o adâncime de fundare suficientă și este compatibilă, în special, cu terenurile rezistente și consolidate. În terenurile îmbibate cu apă, în terenurile cu nisipuri fine, alinate, nu se poate conta, în general, pe o încastrare perfectă.

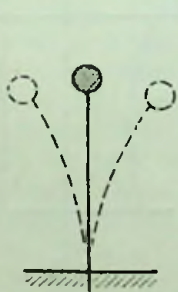


Fig. 106. Schemă de încastrare perfectă.

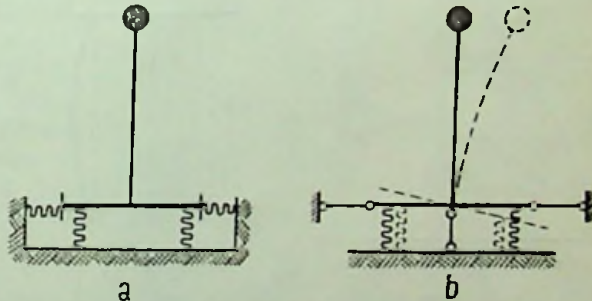


Fig. 107. Schemă de încastrare elastică:
a - încastrare imperfectă; b - încastrare parțială.

b) *Incastrarea elastică*, din punct de vedere mecanic, are schema generală reprezentată printr-un pendul, așa cum rezultă din figura 107. a. Acest sistem, considerat în ansamblu (având o încastrare imperfectă), are două grade de libertate dinamice. Dacă se blochează deplasările orizontale și verticale, realizând schema din figura 107. b (având deci o încastrare parțială), sistemul se reduce la un singur grad de libertate. Prin aceasta calculul se complică mult față de cazul încastrării perfecte, mai ales că trebuie să avem în vedere că acțiunea cutremurului se produce prin impulsuri de mărime și

frecvență destul de neregulată. Totuși, după unele evaluări făcute [97], sporul de solicitare dintre ipoteza simplă a încăstrării perfecte și cea a încăstrării parțiale ar fi de ordinul a 10%.

4. Modalitatea de acțiune

Acțiunea unei seismice asupra construcției, fiind funcție de viteza de propagare, capătă caracteristici de șoc dacă mișcarea se transmite construcției într-un timp foarte scurt. Apariția deformațiilor, respectiv a solicitărilor în construcție, capătă și ea caracteristicile acțiunii șocului. Față de modul de solicitare considerat de obicei în proiectarea construcțiilor, acest mod de acțiune se caracterizează prin două efecte diferite și anume:

1) Comportarea materialului la solicitări bruște este puțin studiată pentru materialele obișnuite de construcție, cu excepția oțelului a cărui comportare a fost mai amplu cercetată [109]. La oțel, limita elastică, ca și limita de curgere, sînt mai ridicate [142]; în schimb, oboseala materialului crește, mai ales dacă se trece de limita de curgere. Pentru beton și beton armat cercetările și studiile sînt mult mai reduse. Din experiențele efectuate pînă acum [109, 134], rezultă că betonul și betonul armat prezintă o curbă caracteristică, care indică o comportare mai avantajoasă în cazul solicitărilor bruște (fig. 108).

2) În elementele de construcție, modul în care se face repartiția eforturilor și deci răspunsul elementului de construcție la solicitări este foarte diferit.

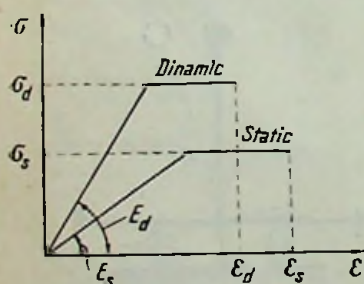


Fig. 108. Curbă caracteristică ideală pentru beton, la solicitări statice și dinamice.

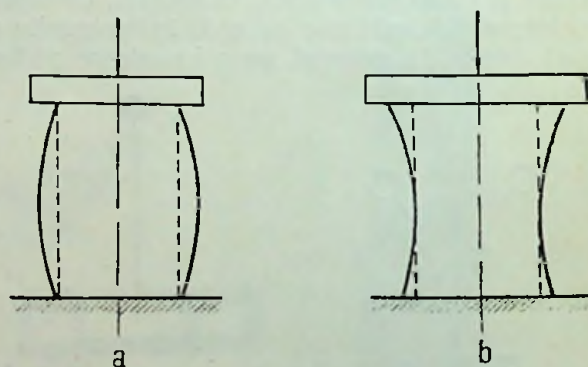


Fig. 109. Deformație sub sarcina statica (a) și sub șoc (b) a unui cilindru de oțel.

În adevăr, în mod experimental, se poate arăta că un cilindru de fier, supus la compresiune în timp, se deformează (fig. 109, a), luînd forma unui butoi, iar dacă este lovit brusc, suficient de puternic ca să capete o deformație permanentă, el ia forma unui hiperboloid de revoluție cu un diametru mai mare în partea unde s-a produs lovitură și cu un diametru ceva mai mic la capătul opus (fig. 109, b). Această diferență este explicabilă prin faptul că lucrul mecanic de deformație, în care se transformă energia cinetică introdusă prin lovire, este absorbit mai puternic la cele două extremități și în special la extremitatea unde s-a produs lovitură.

Într-o piesă supusă la compresiune axială bruscă, solicitarea este mult mai dezavantajoasă dacă secțiunea piesei variază brusc și, anume, este mai mare decât atunci când piesa ar avea secțiunea uniformă, dar egală cu cea mai mică secțiune a piesei de formă variabilă.

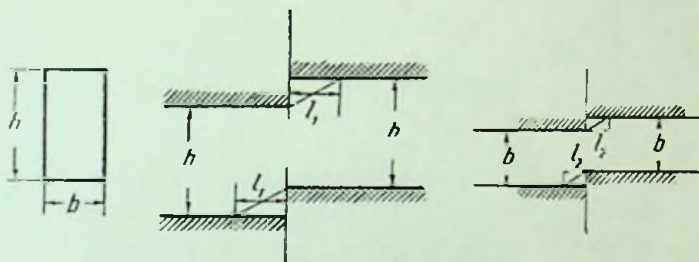


Fig. 110. Schemă comparativă a rupturii prin forfecare a unei bare de secțiune dreptunghiulară, după latura de tăiere.

La piesele supuse la forfecare, lucrul mecanic necesar pentru a deforma o piesă de secțiune dată este funcție de grosimea de tăiere. Pentru o secțiune dreptunghiulară, energia de deformație pe care o poate absorbi piesa de secțiune $b \times h$ este mult mai mare dacă forfecarea se face pe direcția laturii mici (fig. 110).

Un asemenea caz s-a produs la prăbușirea blocului Carlton cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940 din București, când unii din stâlpii de la parter, care aveau doar 22 cm lățime, au fost retezați la baza lor și deplasați pe placa alăturată [7] pe care au străpuns-o străbătând pînă în subsolul doi (fig. 111).



Fig. 111. Stîlpul de la parterul fostei clădiri Carlton găsit în subsolul II, forfecat la bază.

5. Problema concentrării eforturilor

În transmiterea solicitării, ca urmare a șocului seismic, eforturile se vor scurge în clădire după liniile de eforturi care ar trebui să fie cît mai uniforme în întreaga clădire. Concentrările de eforturi, care iau naștere în dreptul schimbărilor bruște de secțiune, produc în acele zone acumulări de energie care duc la distrugerea materialului (fig. 112). Asemenea defecțiuni s-au observat la foarte multe



Fig. 113. Stîlp cu armături flambate la cutremurul din 10 noiembrie 1940, de la București.

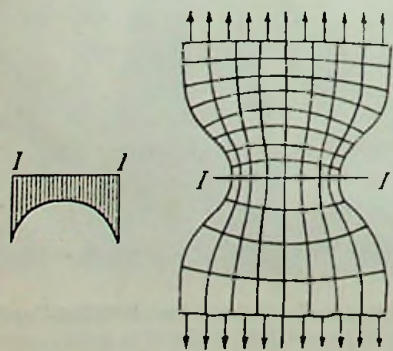


Fig. 112. Schema concentrării eforturilor în secțiunile cu variație bruscă.

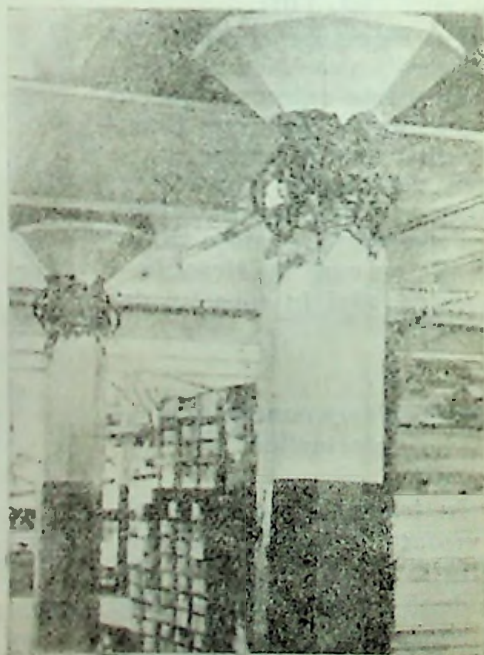


Fig. 114. Stîlp cu armături flambate la schimbarea secțiunii.

construcții [7, 33], în special la cele de beton armat, la care capetele stîlpilor au fost distruse sub plăcile groase, betonul fiind măcinat, iar armăturile flambate (fig. 113 și 114).

Și la construcțiile metalice dispoziția judicioasă a îmbinărilor poate reduce solicitările locale și permite unui element să reziste în condiții mult mai bune la solicitările bruște, repetate, cum se întâmplă în cazul cutremurelor. Astfel, o îmbinare care reduce solicitările locale [131], poate suporta, pentru aceeași sarcină, un număr n mult mai mare de solicitări repetate dacă repartitia eforturilor se face pe o zonă mai întinsă (fig. 115).

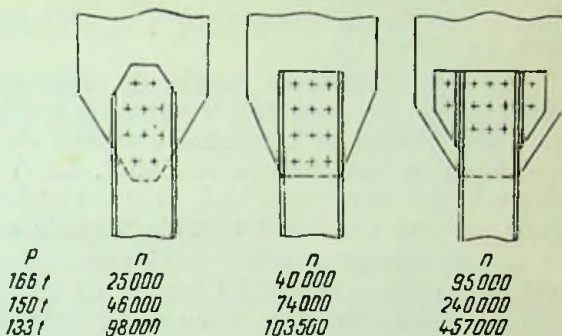


Fig. 115. Numărul de solicitări suportate n , pentru sarcina P , la trei tipuri de îmbinări.

Problema generală a scurgerii eforturilor în interiorul unei construcții este încă puțin studiată pentru solicitările statice [161], iar în ceea ce privește solicitările dinamice, studiul este de-abia la început [37].

6. Problema flexibilității și rigidității construcțiilor

Problema calităților elastice ale materialelor utilizate în construcție și a rigidității generale a construcției este mult discutată și în prezent părerile sînt încă împărțite. Unii autori susțin că un material foarte elastic, care poate suporta deformații mari, este capabil să absoarbă o bună parte din energia dezvoltată în construcție datorită deplasării fundației; alți autori, dimpotrivă, sînt de părere că construcțiile din materiale rigide sînt mai avantajoase, căci pot retransmite terenului energia primită [50, 97, 71]. Asemenea sisteme de construcții ar fi indicate, în special, pentru cazul fundării în terenuri moi.

Este evident că forțele de inerție, care se dezvoltă într-o construcție, vor fi funcție de deplasările diferitelor elemente ale construcției și ca atare ele vor depinde de rigiditatea construcției, respectiv de flexibilitatea ei.

În studiul solicitărilor ce se produc în construcție, sub acțiunea forțelor de inerție, trebuie considerată deformația construcției în totalitatea ei, deformație care depinde de elasticitatea elementelor materialelor din care este alcătuită construcția, ca și de forma ei. În general, construcțiile uzuale pot fi reduse la trei tipuri caracteristice din punct de vedere al deformațiilor: construcții masive, construcții cu schelet de rezistență, construcții mixte.

1) **Construcțiile masive** se caracterizează prin faptul că sînt alcătuite din ziduri portante, care transmit direct toate încărcările fundațiilor. Ele rezistă la solicitările verticale și orizontale prin comportarea spațială a zidurilor în totalitatea lor și nu au un schelet special de rezistență. În acest tip se încadrează construcțiile cu ziduri portante, cu unul sau mai multe nivele, cu planșee din grinzi izolate, sau cu planșee continue din beton

armat. Tot în acest tip se pot încadra și construcțiile făcute din panouri mari, portante, legate între ele în dreptul muchiilor.

La asemenea construcții, calculul deformabilității este dificil de făcut, fiind vorba de un sistem spațial de diafragme sollicitate parte transversal, parte în planul lor.

2) **Construcțiile cu schelet de rezistență** sînt acelea la care sarcinile verticale sînt preluate de o construcție spațială alcătuită din bare rigidizate între ele. Pereții se consideră elemente de umplură, neavînd un rol de rezistență în transmiterea sarcinilor. La rîndul lor, scheletele pot fi astfel alcătuite și dimensionate încît să poată prelua și sarcinile orizontale în întregime, în care caz avem schelete spațiale complete.

3) **Construcțiile mixte** se situează între primele două tipuri de structuri. Putem avea o gamă întreagă de astfel de construcții: construcții cu ziduri masive exterioare și cu stâlpi interiori, sau construcții cu zidărie masivă și cu schelet de rezistență înglobat în zidărie, la care scheletul este de obicei din beton armat și are numai un rol de rigidizare fără a fi portant, adică nu este capabil să preia toate sarcinile verticale. Scheletul de beton armat se execută concomitent cu zidăria și face corp comun cu ea (este vorba de simburii de beton armat). Alt sistem constă din construcții cu schelet de rezistență capabil să preia sarcinile verticale și numai parțial sarcinile orizontale. Pentru preluarea acestor sarcini se introduc elemente de rigidizare verticale, care pot fi din zidărie cu mortar de ciment, bine împănate între ele printr-un schelet de beton armat, sau cu diafragme verticale realizate din plăci de beton armat, plăci din beton cu armătură de siguranță, ori din grinzi de beton armat capabile să reziste la încovoiere. La scheletele de rezistență capabile să preia toate sarcinile și care se execută fie din metal, fie din beton armat, calculul deformațiilor în zona elastică, și chiar în domeniul plastic, este posibil și pentru ele există numeroase metode de calcul.

Pentru cazul construcțiilor mixte, cu schelet parțial și zidărie, sau cu schelet înglobat, calculul este mai complicat întrucît elasticitatea diferitelor materiale variază destul de pronunțat.

Este, de asemenea, interesant de remarcat că rezistența transversală la construcții, în special la clădiri, este mult mărită prin efectul umpluturilor și al altor elemente auxiliare care se aplică asupra sistemului de rezistență.

Măsurători efectuate în Anglia [16], pe 19 tipuri diferite de clădiri cu schelete de rezistență, au arătat că rigiditatea transversală a clădirii crește treptat funcție de diferitele stadii de execuție ale construcției, de 20—200 de ori față de rigiditatea scheletului luat separat.

Este evident că un rol foarte mare îl joacă, în această privință, concepția și modul de execuție a construcției în ansamblul ei.

Trebuie să observăm că pe măsură ce raportul dintre înălțime și lățime crește, rigiditatea proprie a panourilor și a zidurilor, în planul lor, scade, prin efectul golurilor, iar rolul scheletului devine mai important.

Trebuie să mai facem o remarcă și anume că, în general, ipotezele și calculele privind deformațiile construcțiilor se fac admițînd că fenomenele se produc în domeniul elastic, iar sistemul static de calcul se păstrează același în tot timpul sollicitării la cutremur.

De fapt însă, deformațiile, în unele puncte, trec de limita elastică, iar schema statică își modifică configurația. De aceea, calculele făcute repre-

zintă numai o aproximație, care, în trăsături generale, acoperă în oarecare măsură fenomenul real. Există puține măsurători efectuate asupra comportării elastice a construcțiilor înainte și după cutremur. Se citează, toluși, cazul unei construcții din Tokio [109], având o perioadă proprie de 0,94 s, care după cutremurul din 26 aprilie 1922 a prezentat o perioadă de 1,01 s, adică a avut loc o descreștere a rigidității. După reparație, perioada a scăzut la 0,71 secunde. Suferind din nou deteriorări, cu ocazia cutremurului din 1923, perioada a crescut la 1,18 s, pentru ca după o nouă consolidare să scadă la 0,48 s.

7. Problema torsiunii

După cum s-a arătat mai sus, în diferite secțiuni orizontale, pe lângă translațiile orizontale, se pot produce și rotații. Rotațiile se produc datorită lipsei de coincidență între centrul forțelor masice, dezvoltate în timpul cutremurului, și centrul de torsiune. Chiar la construcții simetrice se poate produce o astfel de diferență, datorită rigidității neegale a elementelor de susținere, a zidăriei, a stîlpilor de beton, sau din cauza neomogenității materialului (fig. 116).

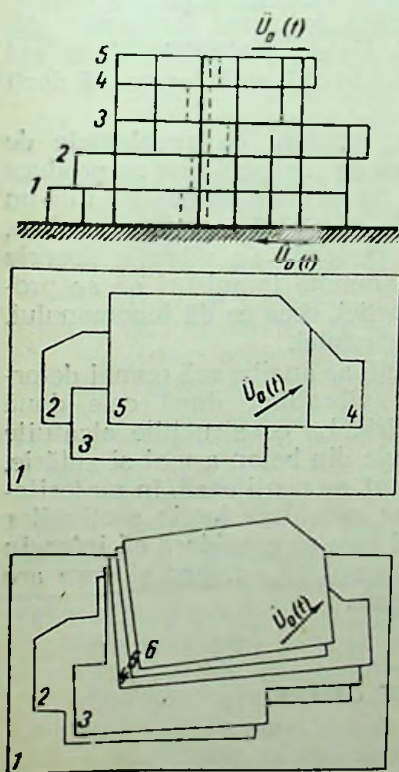


Fig. 116. Schema torsiunii unei clădiri disimetrice sub acțiunea accelerației $U_0(t)$ (după A. Roussopoulos).

De aceea, mulți cercetători, precum și unele prescripții [28, 130, 193], prevăd introducerea în calcul a unei torsiuni accidentale, sau a unei excentricități fictive.

Pe baza acestor considerații, și aplicând forța tăietoare corespunzătoare ni-

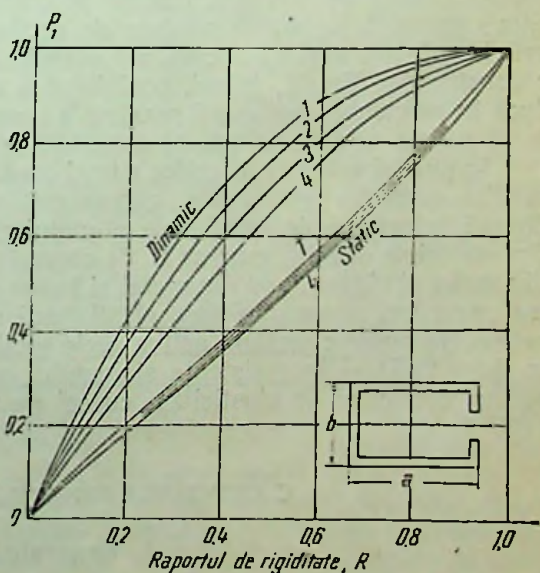


Fig. 117. Raportul între forțele statice și forțele dinamice produse de torsiune în construcția cu pereți flexibili disimetrici. Curbele se referă la raportul lungimii laturilor.

velului considerat, se poate determina momentul de torsiune din care se deduc eforturile de forfecare în diferitele secțiuni. Aceasta constituie *metoda de calcul static*.

În realitate construcția capătă, ca urmare a solicitărilor exterioare, oscilații de torsiune a căror determinare constituie *aspectul dinamic* al efectului torsiunii. Studiul eforturilor produse este foarte complicat, iar efectul lor a fost stabilit [5] inițial pentru cazul construcțiilor cu două nivele (fig. 117). Din cercetarea făcută [5] rezultă că efectul dinamic poate dubla valoarea eforturilor stabilite pe baza unui calcul static.

O extindere a calculului dinamic a fost încercată [28], însă complicațiile de calcul nu au putut fi încă soluționate.

8. Problema vibrațiilor construcțiilor

În general, o construcție formează un sistem cu o infinitate de grade de libertate a cărui rezolvare este extrem de laborioasă. Numai prin reducerea acestui sistem la un sistem cu număr finit de grade de libertate, problema se simplifică devenind abordabilă din punct de vedere practic.

Pe baza metodelor indicate în cap. IV, putem determina pentru asemenea sisteme frecvența cea mai joasă, așa-numita frecvență fundamentală, care este aceea care ne interesează în deosebi. Există posibilități de calcul și pentru alte frecvențe, dar, în general, în construcții nu interesează decât primele două-trei moduri de vibrație.

Trebuie să mai precizăm următoarele, în legătură cu problemele de vibrație ale construcțiilor. În general, fenomenul de rezonanță nu se produce deoarece cauza de excitație, vibrația terenului, nu se poate desfășura într-un ritm regulat. Impulsurile produse de oscilațiile pământului sînt neregulate, avînd perioade variabile, care nu coincid cu perioada de vibrație proprie a construcției. Există, totuși, posibilitatea ca anumite impulsuri să se producă în momentul deplasării maxime a construcției, ceea ce dă fenomenului, în asemenea cazuri, un aspect asemănător rezonanței.

În studiul schemei teoretice a unei construcții se analizează numai deformațiile, respectiv perioadele, corespunzătoare vibrațiilor după cele două direcții principale de inerție ale planului clădirii. La construcțiile alcătuite din materiale diferite, cum ar fi, de exemplu, cele din beton armat și zidărie, din metal și zidărie, sau din metal și beton armat, se neglijează, în majoritatea cazurilor, neomogenitatea elasticității și se consideră teoria secțiunilor active. Se numesc secțiuni active acele secțiuni care se consideră că intervin în deformația și în rezistența sistemului considerat ca omogen și care are același coeficient de elasticitate cu cel neomogen.

C. CONCEPȚIA GENERALĂ DE CALCUL

1. Generalități

Din cele expuse, rezultă că solicitările construcțiilor, datorită cutremurelor, apar ca urmare a acțiunii forțelor de inerție care se produc în timpul mișcării construcției, în raport cu terenul, prin intermediul fundației. Aceste

forțe se descompun în forțe verticale, care măresc sau reduc acțiunea gravitației, și în forțe orizontale a căror direcție și sens poate să se schimbe necontenit, în funcție de mișcările terenului și de reacțiunea construcției.

Acțiunea forțelor orizontale poate da naștere la translații și la rotații. Pentru translații este hotărâtoare forța tăietoare, adică rezultanta forțelor de inerție iar pentru rotații — cuplul de torsiune în jurul axei care trece prin centrul de rigiditate. Atât forțele orizontale, cât și cele verticale, pot provoca și un cuplu de rotație cu axul orizontal.

Pentru simplificarea toate forțele se reduc la componentele lor după axele principale ale secțiunii orizontale a construcției. În general, aceste axe se determină relativ ușor pe baza unor considerente de simetrie și, așa cum s-a menționat, axa verticală a clădirii se ia cât mai apropiată de axele verticale care trec prin centrele de greutate ale diferitelor nivele. În acest fel, schema geometrică a construcției este determinată.

Bineînțeles că, pentru construcții cu forme și alcătuirii cu totul speciale, poate fi nevoie de considerații suplimentare cu privire la posibilitatea unei scheme simplificate.

În ceea ce privește stabilirea forțelor de inerție, în capitolele precedente s-au arătat: dificultatea determinării acestor forțe, incertitudinea valorii lor, aproximațiile admise în determinarea lor, ipotezele cu privire la modul lor de acțiune, la comportarea materialelor de construcție și a întregii construcții în totalitatea ei, cât și dificultățile pe care le ridică un calcul mai exact.

Prescripțiile de proiectare antisismică a construcțiilor cuprind sugesții sau metode recomandabile în proiectarea și în calculul construcțiilor (cap. VII). Dar, așa cum se spune în comentariul ultimelor prescripții din California, un asemenea cod de prescripții are următoarele caracteristici:

— Nu este un breviar pentru toate cunoștințele de proiectare în materie de cutremur și nu este nici un manual pentru inginerul fără experiență. Fenomenul cutremurului este complex, în cele mai multe manifestări ale lui, și simplificarea codurilor, care prevăd criteriile minime de proiectare, este impusă de necesitatea de a se putea lucra operativ cu ele.

— Prescripțiile recomandate pentru sarcinile orizontale trebuie să fie aplicate cu înțelegerea și controlul execuției construcției, cu judecata sănătoasă și cu experiența inginerului constructor, pentru ca să se realizeze o proiectare și o construcție rezistentă și economică. În timp ce cunoștințele noastre cu privire la răspunsul construcțiilor la mișcările terenului, s-au dezvoltat în mod satisfăcător în anii din urmă, nu se poate accentua în deajuns asupra necesității unei analize sănătoase, ingineresti, în aplicarea teoriei și a codului menționat.

La congresul de la Tokio din anul 1960, S. V. Medvedev, profesor la Institutul de geofizică al Academiei de Științe a U.R.S.S., după ce a descris metodele care stau la baza propunerilor făcute, pentru a preveni efectele cutremurelor asupra construcțiilor, a încheiat astfel [94]:

„Soluțiile cantitative ale problemei prevederii efectelor seismice asupra construcțiilor, inclusiv scara seismică, zonarea și microzonarea seismică, sînt, actualmente, numai aproximative și necesită, încă, o punere la punct și o perfecționare. Pentru a îmbunătăți prevederea efectelor seismice, este necesar, în primul rînd, să se extindă cercetările în domeniul ingineriei seismice și, în al doilea rînd, să se coordoneze eforturile institutelor de cercetare din diferite țări.“

V. V. Bolotin, profesor la Institutul de mecanică al Academiei de Științe a U.R.S.S., studiind aspectul statistic al proiectării antisismice serie în raportul său din anul 1960 [25]:

„Există următoarele căi pentru proiectarea construcțiilor la sarcini seismice :

Prima care constă în reprezentarea valorilor acțiunii seismice cu ajutorul unor funcții de timp. În propunerile făcute, au fost luate în considerare diferite asemenea funcții, însă este evident că toate legile analitice nu au nimic comun cu acceleregramele efective, haotice, ale cutremurelor.

A doua cale, semiempirică, constă în cercetarea răspunsului structurii la cele mai puternice cutremure din trecut și a caracteristicilor terenului pentru regiunea considerată ; construcțiile proiectate prin această metodă semiempirică pot fi distruse chiar de cutremure care au o accelerație mai mică, dar care au spectre și faze caracteristice mai defavorabile“.

Pentru a putea indica anumite concepții de bază, care trebuie avute în vedere la proiectarea construcțiilor, este util să reamintim, în mod foarte sumar, ideile de bază pentru stabilirea forțelor de inerție.

2. Metoda statică

Această metodă, utilizată încă în foarte multe prescripții, admite (pentru fiecare regiune) o accelerație orizontală care se aplică uniform pe întreaga înălțime a construcției. Aceasta corespunde unei construcții perfect rigide care ar lua, pe întreaga ei înălțime, aceeași mișcare ca și baza (fig. 118, a).

O altă concepție pornește de la ideea că se produce și o oscilație a clădirii și admite o accelerație orizontală caracteristică regiunii, însă consideră

o repartiție liniară pînă la dublul accelerației la partea superioară a construcției (fig. 118, b).

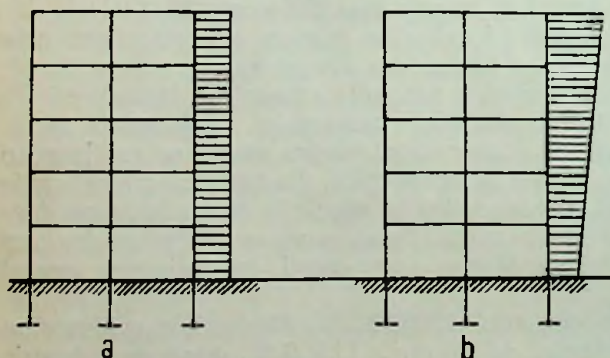


Fig. 118. Scheme de distribuție a accelerațiilor :
a - distribuție constantă ; b - distribuție liniară.

3. Metoda dinamică

În această metodă se admite că accelerația este funcție de elementele elastice caracteristice ale clădirii. Ea va fi deci, pentru aceeași regiune, funcție de rigiditatea clădirii (exprimată, în general, prin pe-

rioadă ei proprie de vibrație) și de caracteristicile seismice ale regiunii, stabilite prin diferite prescripții.

Această accelerație va putea fi considerată fie acționînd direct în diferite puncte pe înălțimea construcției, fie aplicată la baza construcției sub forma unei forțe tăietoare, care urmează a fi repartizată liniar pe înălțimea construcției (fig. 119, a), sau după o altă lege (fig. 119, b), (v. cap. VI).

Afiș valoarea accelerației, cât și repartiția, depind de deformabilitatea construcției și de perioada proprie a construcției. Diferitele prescripții și coduri, care utilizează această metodă, dau, pentru delerminarea perioadelor proprii de vibrație ale diferitelor clădiri, formule empirice bazate pe rezultatele măsurărilor efectuate direct pe construcții. Metodele analitice s-au arătat în cap. IV.

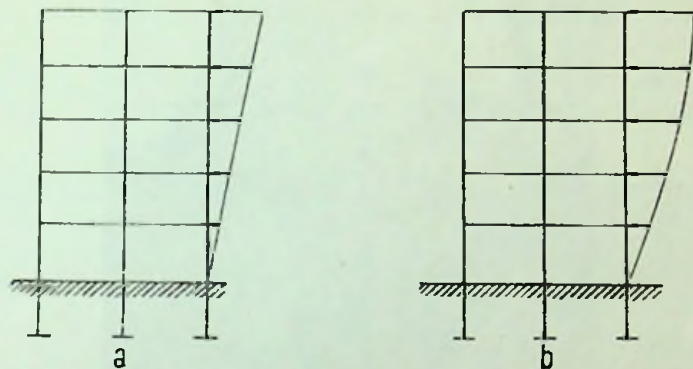


Fig. 119. Schema de distribuție a accelerației prin metoda dinamică :
a - distribuție triunghiulară ; b - distribuție conformă cu primul mod de vibrație.

Oricare ar fi metodele de proiectare, experiența dobândită cu ocazia cutremurelor a arătat deosebita importanță a unor principii generale care ar trebui avute în vedere la proiectarea antiseismică a construcțiilor.

D. PRINCIPII PRIVIND CONCEPȚIA DE ALCĂTUIRE A CONSTRUCȚIILOR REZISTENTE LA CUTREMURE

1. Rigiditate și flexibilitate

În general, experiența a arătat că construcțiile rigide s-au comportat mai bine în timpul cutremurelor decât cele elastice. Această constatare este aplicabilă construcțiilor de înălțime relativ redusă. Profesorul Tashu Naito, de la Universitatea Waseda din Tokio, în referatul prezentat în anul 1960 la cea de-a doua conferință mondială de seismologie inginerească, scoate în evidență, pe baza unei practici de 50 de ani, buna comportare a construcțiilor cu rigiditate pronunțată la numeroasele cutremure care au bîntuit Japonia și în special orașul Tokio în decursul acestor 50 de ani [101].

Numai pentru construcții speciale, de mare înălțime, se poate admite o flexibilitate mai pronunțată, însă trebuie examinată, în acest caz, posibilitatea preluării deformațiilor fără a periclita rezistența construcției.

În tot cazul, nu este recomandabilă execuția de construcții de masivitate pronunțată, sprijinite pe suporturi elastici deformabili. Solicitări mari, dezvoltate la transmiterea mișcării masei superioare, duc la distrugerea elementelor elastice [7, 144].

Construcții cu asemenea dispozitive au dat defecțiuni grave, de exemplu în cazul clădirii Carlton (fig. 120), sau în cazul căminului Institutului

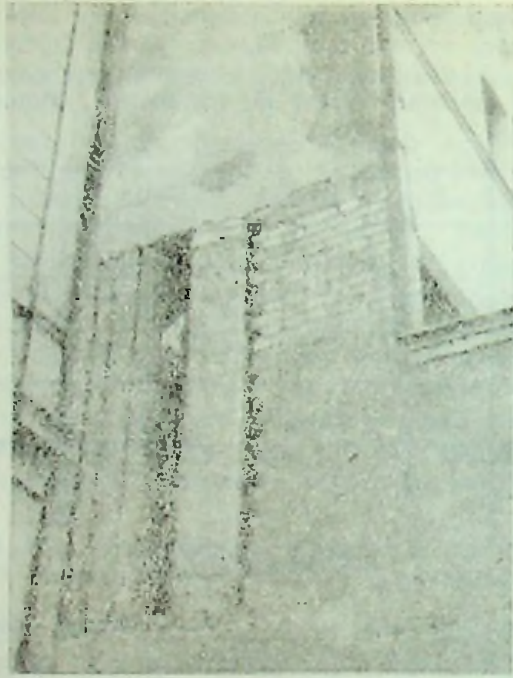


Fig. 120. Stîlp distrus la capete, în timpul cutremurului din 10 noiembrie 1940.

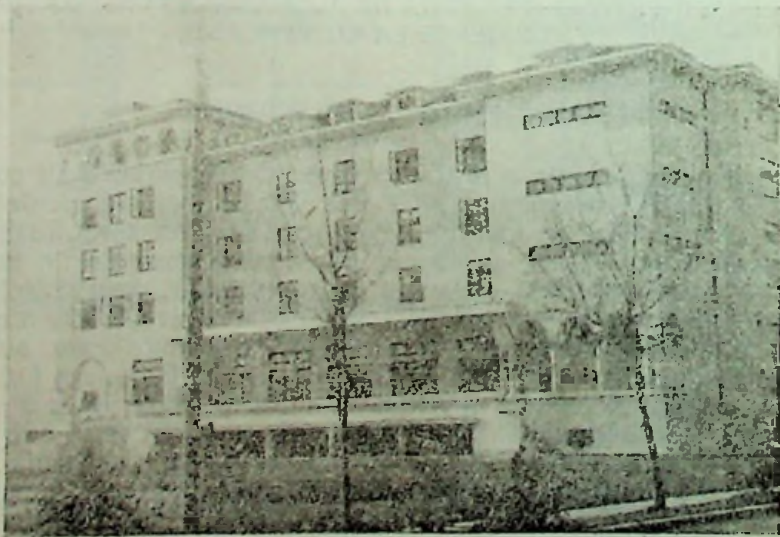


Fig. 121. Căminul Institutului de agronomie cu stîlpi distruși la colțul stîng, cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940.

de agronomie (fig. 121 și 122) din București, cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940.

În ceea ce privește fundațiile, se recomandă ca aceste elemente ale construcțiilor să fie bine încastrate în teren. O adâncime de cel puțin doi metri este recomandabilă, dar ea va trebui să fie stabilită în funcție de înălțimea construcției și de natura terenului, pentru clădiri mai înalte, sau pentru terenuri slabe.

Ca soluție, pentru fundații de mică adâncime, se recomandă în ordinea de preferință: radieră, tălpi încrucișate și tălpi simple. Fundațiile izolate,

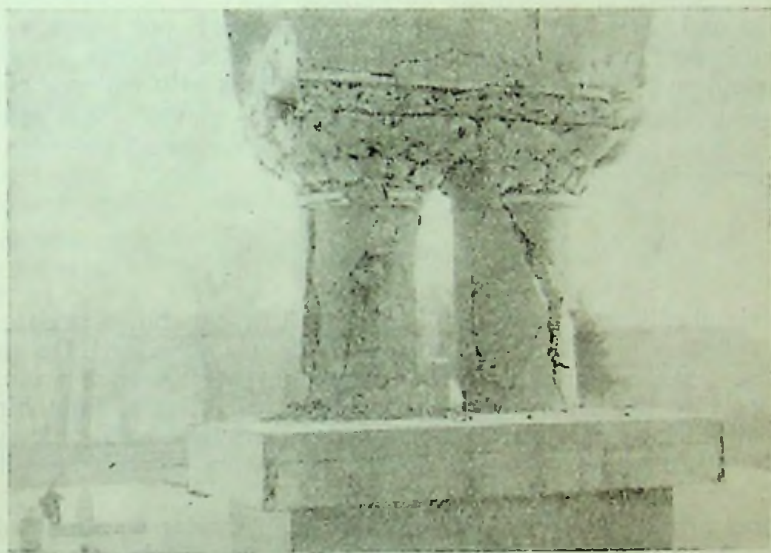


Fig. 122. Detaliul stâlpilor de la căminul Institutului de agronomie.

se recomandă să fie legate, între ele, cu grinzi pentru care unele prescripții fixează o capacitate de rezistență corespunzătoare unei forțe axiale de 5—10% din sarcina ce revine fundației [193]. Adeseori, un planșeu la nivelul terenului, iar la clădiri industriale o pardoseală de beton armat, care înconjoară și stâlpii exteriori, poate înlocui astfel de legături.

Pentru asigurarea rigidității la forfecare și la forsiune, se introduc adeseori diafragme rezistente sub formă de dale verticale din beton armat, sau de grinzi cu zăbrele din beton armat. Ele se așază de preferință la casa scării, sau la ascensoarele clădirilor.

Pe cât este posibil, asemenea diafragme trebuie să păstreze continuitatea pe întreaga înălțime a clădirii și să fie dispuse pe cât se poate simetric în raport cu axa clădirii, sau cel puțin cu direcția axelor principale de inerție ale secțiunii plane a clădirii. Legăturile acestor diafragme cu restul scheletului de rezistență, de beton, trebuie să poată asigura transmiterea efectivă a solicitărilor la care ar fi supuse.

2. Forme și dimensiuni

În general, este recomandabil să se realizeze construcții cu simetrie centrală, formele dreptunghiulare, sau circulare, fiind cele mai indicate. Trebuie remarcat că simetria se referă, pe cât posibil, și la rigiditatea sistemului și la omogenitatea materialului.

Și în sens vertical uniformitatea și omogenitatea este necesară, atît cît este posibil. Se recomandă, uneori, ca eventualele retrageri, în părțile superioare ale construcțiilor, să nu coboare sub circa 75% din suprafață.

La clădiri, se vor evita, pe cât posibil, construcțiile în console și bovindourile. De asemenea, coperșinele cu console mari pe acoperșurile caselor sînt cu atît mai periculoase cu cît, în caz de ruptură, pot provoca străpungeri ale ullimului planșeu, sau chiar ale mai multor planșee, dacă acestea nu sînt calculate pentru a putea primi șocul produs prin căderea rupturilor.

În construcțiile cu zidărie portantă, planșeele alcătuite din grinzi, care reazemă pe o porțiune din lățimea zidului, fără o centură pe toată lățimea zidului, constituie cauze de rupturi în zid.

lățimea

3. Materiale

Materialul utilizat în construcții trebuie să fie capabil să reziste la compresiune, întindere și forfecare, în funcție de natura solicitării. De asemenea, la alcătuirea unei construcții, se recomandă să se folosească același material, atît pe direcție orizontală cît și pe direcție verticală. Este bine ca la folosirea diferitelor materiale, coeficienții de elasticitate să fie cît mai apropiați. Betonul armat se poate combina cu zidăria cu mortar de ciment, sau cu oțelul.

Betonul armat executat o dată cu zidăria cu mortar de ciment dă rezultate foarte bune, chiar dacă scheletul înglobat în zidărie este dimensionat numai ca element de legătură pentru zidărie. Astfel, clădirea garajului Ciclop din Bulevardul Magheru din București, deși a fost dimensionată ca o construcție provizorie cu zidăria exterioară portantă calculată la limita ei superioară de rezistență, fiind executată o dată cu scheletul de beton armat, nu a prezentat nici un semn de deteriorări la cutremurul din 10 noiembrie 1940.

Pentru zidărie se vor evita materialele pe care mortarul nu aderă bine. Zidăria din cărămidă silico-calcară, la care nu se realizează o legătură satisfăcătoare cu mortarul, a dus la distrugereri masive în regiunile bîntuite de cutremure.

Zidăria din blocuri de betoane ușoare prezintă, de asemenea, dezavantajul unei insuficiente aderențe cu mortarul.

Zidăria de piatră masivă, cît și placajul cu plăci de marmură, trebuie să aibă pietrele bine ancorate.

În ceea ce privește rezistențele admisibile pentru diferite materiale, se admite, în general, un spor care poate merge pînă la 33%, motivat de faptul că limita elastică a materialelor la solicitări dinamice bruște este, în general, mai ridicată decît pentru sarcinile statice.

Totuși, eforturilor tangențiale li se va da o deosebită atenție datorită faptului că rupturile în secțiunile supuse la eforturi de forfecare sînt mai frecvente. Acest lucru se poate explica prin faptul că frecarea în timpul mișcării este mai redusă decît frecarea statică, ceea ce face ca și frecarea interioară a materialelor să se manifeste mai puțin la solicitări dinamice.

E. PROBLEME DE ALCATUIRE ȘI DE EXECUȚIE

1. Generalități

Unul din punctele cele mai delicate, din punct de vedere al comportării construcțiilor, este problema execuției. Marea majoritate a accidentelor, surpărilor și prăbușirilor construcțiilor, ca urmare a cutremurelor, se datoresc defectelor de execuție.

Acest lucru este scos în evidență de aproape toți cercetătorii care au examinat defecțiunile construcțiilor după cutremure.

Cu ocazia cutremurului, care a avut loc la București la 10 noiembrie 1940, lucrul acesta a fost pus în evidență aproape la toate accidentele mai grave [7, 11].

Neglijențele în execuție, defectele locale, adeseori în aparență fără importanță, au fost scoase în evidență cu ocazia cutremurului.

În cele ce urmează, se trec în revistă unele măsuri care trebuie avute în vedere, atît la proiectare cît și la execuție, pentru diferite elemente și materiale de construcție.

2. Fundații

Influența terenului asupra fundațiilor face încă obiect de discuție și controverse [7, 171, 193, 194], iar din cercetările efectuate rezultă că stratul de apă subteran are, în general, o influență defavorabilă asupra comportării construcțiilor.

Se recomandă să se mențină fața inferioară a fundațiilor, acolo unde este posibil, la 30—50 cm deasupra nivelului apei freatice.

La terenurile nisipoase este recomandabil să se examineze gradul de îndeșare a nisipului. La un grad de afinare mai ridicat [7, 39] se pot produce tasări accentuate și neuniforme în timpul cutremurelor, ca urmare a îndeșării nisipului. Sistemul de a se așeza blocaie pe nisip pentru a forma un pat mai rigid sub fundație, nu este, de aceea, de loc indicat.

Faptul că la trecerea prin medii cu densități diferite se produc perturbări în propagarea undelor, reclamă o deosebită atenție la execuția construcțiilor în terenurile în care straturi slabe se găsesc în grosimi variabile pe straturi de mare rigiditate, cum ar fi stîncă. Această problemă privește, în special, construcțiile din regiunile de munte.

Fundațiile pot fi legate între ele, sau pot fi izolate, cu respectarea indicațiilor expuse mai sus.

Menționăm că la fundațiile izolate, cu cuzineți așezați pe blocuri de beton simplu, este necesară ancorarea cuzineților în beton. Ancorarea se face cu bare prevăzute cu cârlige și cu eșrieri în masivul de beton simplu al fundației.

La fundațiile de beton simplu, sub zidurile portante, este recomandabil să se prevadă o armătură de siguranță atât la partea inferioară cât și la partea superioară a fundației.

3. Zidării

În principiu, zidăria trebuie să prezinte o rezistență cât mai mare, în special la întindere și la forfecare și un grad de omogenitate cât mai ridicat.

O primă condiție este să se folosească mortar cu ciment, la care se poate adăuga var pentru a-l face mai ușor lucrabil.

Dintre materialele de zidărie, zidăria de cărămidă este aceea care dă rezultatele cele mai bune. Blocurile de beton permit, de asemenea, o bună aderență cu condiția ca să se asigure legătura cu mortarul. Este necesar însă ca atât cărămida cât și betonul să fie udate în prealabil, deși, din punct de vedere al execuției, cărămida udă are o acțiune defavorabilă asupra mâinilor zidarilor.

Cărămida silico-calcară trebuie, în general, să fie evitată, iar zidăria din beton ușor, sau poros, trebuie verificată în prealabil, din punct de vedere al bunei aderențe a mortarului.

Rosturile dintre cărămizi, și în special cele orizontale, trebuie să fie cât mai mici. Se știe că rezistența cubică a mortarelor scade cu mărimea laturii cubului [137].

Figura 123 arată variația rezistenței mortarului în funcție de mărimea laturii cubului de probă.

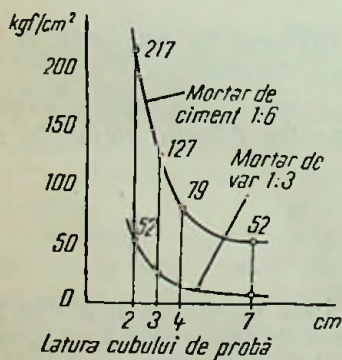


Fig. 123. Variația rezistențelor la strivire a cuburilor de mortar, în funcție de mărimea laturii.

O importanță capitală pentru rezistența zidurilor o prezintă buna umplere a rosturilor verticale. Numeroase construcții, la care mortarul este slab, sau rosturile mari, și în special cele verticale, neumplute, au prezentat crăpături și dislocări [7] (fig. 124 și 125).

La prepararea mortarului se va alege nisip cât mai curat. În special, se va evita nisipul care conține argilă de natură bentonitică, deoarece prezența acestei argile reduce rezistența mortarelor. Această concluzie dezavantajoasă a mortarului s-a putut constata la construcțiile din regiunile unde nisipul prezintă astfel de impurități, cum sînt regiunile din Moldova.

Vom da o metodă practică pentru verificarea calității nisipului. Se umple un pahar cu nisip care se îndeasă prin lovire, după care se nelezește fața superioară și se toarnă cu grijă apă pînă se umple. Se lasă apoi în repaus. Dacă nisipul debordează după câteva ore, înseamnă că el conține



Fig. 124. Crăpături caracteristice pentru zidărie cu mortar slab și rosturi neumplute. Cutremurul din 10 noiembrie 1940 ; Ploiești.

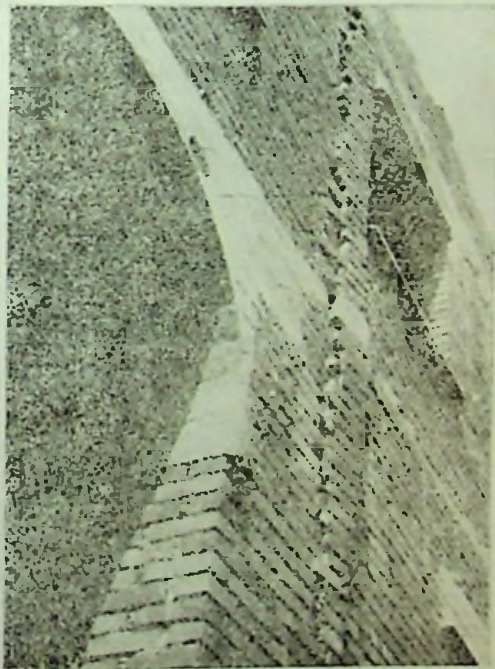


Fig. 125. Zidărie dislocată la cutremurul din 10 noiembrie 1940.

o argilă care se umilă în prezența apei și deci acel nisip nu este recomandat pentru prepararea mortarului.

În punctele de întrerupere a zidurilor, sau de legătură cu zidurile alăturate, în special la colțuri și la zidurile transversale, trebuie să se prevadă strepi cîl mai deși și să se asigure prin stropirea prealabilă a zidăriei executate o bună adeziune a mortarului de legătură cu zidăria veche.

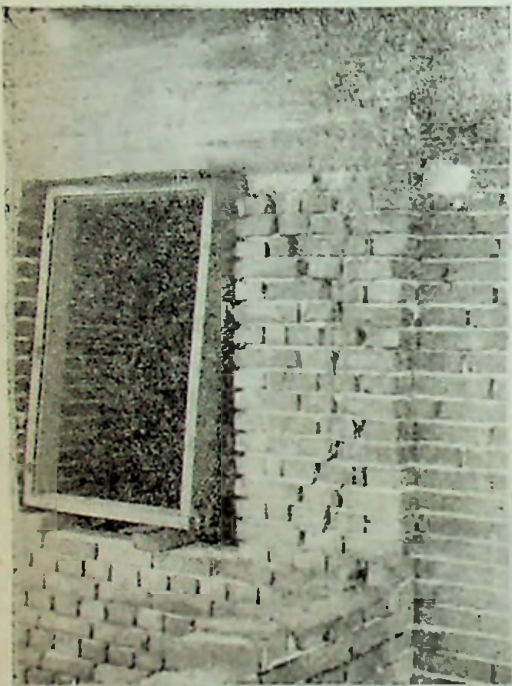


Fig. 126. Zidărie dislocată la cutremurul din 10 noiembrie 1940.

Zidurile trebuie să fie contravîntuite. Contravîntuirea se realizează prin ziduri transversale, care ar trebui să nu fie la distanțe prea mari.

Golurile pentru uși și ferestre trebuie executate o dată cu zidăria, altfel ele pot da loc la dislocări (fig. 126).

Zidurile dintre golurile ferestrelor (șpaleții) sînt supuși unor solicitări mai pronunțate, de aceea fisurează, dînd forme în cruce, caracteristice (v. fig. 124). Asemenea crăpături se pot observa și în alte porțiuni ale zidurilor, fiind provocate, în special, de variația mărimii eforturilor.

Pentru construcții de mai mică importanță, folosirea mortarului de ciment este, în general, suficientă pentru a împiedica fisurarea, cu condiția unei bune execuții, în special, a execuției unor rosturi mici și bine umplute cu mortar.

La clădiri mai importante, asemenea fisuri se pot evita prin executarea unor ancadramente din beton armat la uși și la ferestre. De asemenea, prin introducerea de armături orizontale, prinse în mortarul de ciment, se poate împiedica fisurarea.

La clădirile din zidărie se observă, adeseori, ruperea colțurilor datorită tendințelor de forfecare produse de cele două ziduri care se termină în colț. Asemenea ruperi au fost provocate, de obicei, la colțurile superioare ale clădirilor unde planșeele erau alcătuite din grinzi cu umplutură între ele.

La zidurile portante, deși alcătuite din cărămidă, se vor evita bolțile ca element de rezistență; ele vor fi înlocuite prin buiandrugii. Sînt de preferat buiandrugii turnați pe loc, întrucît cei alcătuiți din elemente prefabricate, juxtapuse, riscă să fie deplasați.

La nivelul fiecărui planșeu se va așeza o grindă de centură generală, care se va aplica și pe zidurile transversale interioare. La planșeele de beton

armat turnate masiv, centura se va realiza prin ingroșarea dalei pe zid, prevăzându-se armături continue.

Ferestrele și ușile trebuie să fie suficient de depărtate de colțurile construcției. Unele prescripții, de exemplu cea italiană, fixează o limită inferioară pentru asemenea distanțe și anume 1,50 m.

Ferestrele pe colț, chiar cele cu stîlp de colț, s-au comportat bine numai dacă s-a prevăzut un schelet de rezistență special, de obicei din beton armat.

O atenție specială trebuie dată zidurilor de calcan și aticurilor. Acelor elemente, fiind considerate mai mult ca părți de umplutură, sau decorative, li s-a dat prea puțină importanță la proiectare și execuție. De aceea, la cutremure, ele dau loc la multe accidente, mai ales datorită faptului că prin prăbușire pot cauza distrugereri mari altor clădiri. Figurile 127 și 128 prezintă tipuri de distrugereri de acest fel constatate cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940 la București.

La calcane și aticuri se impune execuția unei centuri la partea superioară, turnată pe zidărie și legată cu stâlpi de beton armat de cel puțin 20 cm lățime, la distanțe de cel mult 4 m, fixați în centura ultimului planșeu și executați o dată cu zidăria.

Coșurile de fum și de ventilație pot, de asemenea, să provoace distrugereri ca urmare a prăbușirii lor, aceste elemente fiind printre cele mai sensibile la șocurile produse de cutremur.

În general, asemenea căderi sînt caracteristice pentru cutremurele de gradul VII după scara M. M.

Accidente de asemenea natură au fost foarte numeroase la clădirile din București cu prilejul cutremurului din 10 noiembrie 1940.

Figura 129 dă o imagine a modului în care s-au produs prăbușirile coșurilor. Pentru evitarea unor asemenea distrugereri se recomandă așezarea la colțurile coșurilor a unor bare de oțel ancorate în planșeu și legate la circa 30 cm cu etrieri înglobați în rosturile dintre cărămizi. Se aplică apoi o tencuială de ciment pentru protejarea armăturilor.

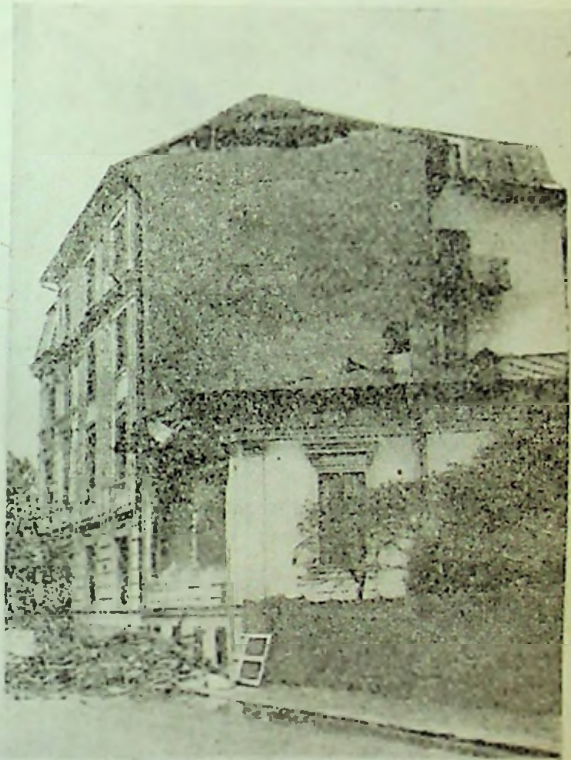


Fig. 127. Calcan căzut și casă distrusă cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940, de la București.



Fig. 128. Crăpături și surpări de ziduri de atic. Cutremurul din 10 noiembrie 1940, de la București.



Fig. 129. Căderea lîpică a coșurilor cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940, de la București.

4. Planșee

Planșeele de beton armat, monolite, s-au comportat bine la cutremur. Ele au avantajul că asigură o transmitere mai uniformă a sarcinilor pe ziduri, alcătuind împreună cu acestea un ansamblu spațial în formă de „cutie rigidă”, care mărește stabilitatea și rezistența întregii construcții.

Planșeele alcătuite din grinzi izolate cu corpuri de umplutură s-au comportat, în general, dezavantajos. Pentru a evita întreruperea zidului în dreptul reazemelor, lucrul constatat adesea la cutremur, se recomandă fixarea capetelor grinzilor în centuri de beton armat.

În multe cazuri s-a constatat dezlipirea și căderea corpurilor de umplutură, chiar atunci când erau legate de grinzi cu mortar. Pentru a se asigura monolitizarea acestor planșee, se recomandă suprabetonarea și eventual introducerea unor armături suplimentare.

5. Schelete de rezistență

a) **Schelete metalice.** Folosirea metalului la scheletele de rezistență pentru construcții a indicat o comportare satisfăcătoare la cutremurul de la San Francisco din 1906 [40]. Scheletele metalice, utilizate pentru construcțiile înalte de peste 10 etaje, calculate numai pentru presiunea vântului, au rezistat foarte bine la cutremur.

Aceeași experiență s-a făcut cu ocazia cutremurului de la Tokio, din anul 1923.

Aceste constatări au condus la utilizarea pe scară largă a schelelor de rezistență din oțel pentru clădiri înalte și ele au început să fie calculate și la cutremur. Pericolul pe care îl prezintă construcțiile cu schelet metalic la incendiu a condus la ideea protejării lui cu beton, sistem care este răspândit pe scară mare mai ales în Japonia.

La aceste schelete, punctele slabe sînt nodurile, unde pentru asigurarea rigidității se recomandă introducerea unor gusee [102] (fig. 130).

În cazul schelelor îmbrăcate în beton armat, se recomandă ca barele scheletului metalic să fie executate în zăbreluțe, pentru a se putea realiza o legătură mai intimă între beton și scheletul metalic (fig. 131).

b) **Schelete de beton armat.** Betonul armat monolit este considerat materialul de construcție care permite, prin excelență, realizarea unor structuri ce lucrează spațial la solicitări. De aceea, utilizarea lui a căpătat o largă aplicare în construcțiile rezistente la cutremur, în special la clădirile cu mai multe etaje, precum și la construcțiile civile, la cele cu caracter industrial. Cu toate calitățile deosebite pe care le are acest material de construcție și care au fost puse în evidență cu ocazia marelui cutremur de la Tokio din anul 1923 [40], totuși istoria tehnicii înregistrează numeroase avarii și distrugereri ale construcțiilor din beton armat [7, 27, 144, 185, 188].

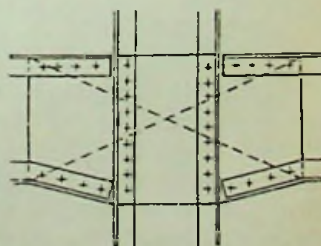


Fig. 130. Nod cu gusee la schelet metalic.

Unele urmări au fost catastrofale, citind în acest sens cazul fostei clădiri Carlton din București (fig. 132 și 133), precum și dezastrul provocat de cutremurul de la Agadir (29 februarie 1959) (fig. 134, 135, 136 și 137).

Distrugerea completă a acestor clădiri se datorește necunoașterii, sau nerespectării unor principii elementare de alcătuire, sau unor defecte grave de execuție.

În cele ce urmează, se dau câteva indicații generale de alcătuire, precum și unele considerente privind modul de execuție de care se va ține seama pentru a se evita degradările construcțiilor din beton armat.

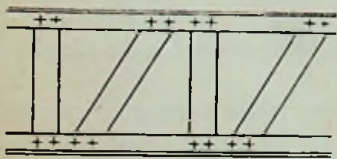
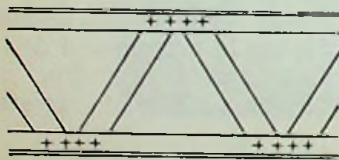
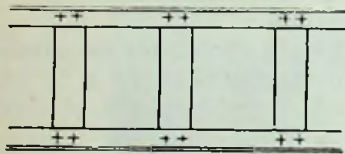


Fig. 131. Tipuri de grinzi cu zăbrele la schelet metalic.

În general, tipul de schelet este alcătuit din cadre de beton armat care, după necesitate și după scopul construcției, pot fi alăturate, suprapuse, sau dispuse în alte forme. Asemenea construcții sînt, în general, sisteme cu un grad ridicat de nedeterminare statică, ceea ce trebuie să asigure, chiar în cazul unor defecte locale, evitarea prăbușirilor, sau a avariilor grave.

Cum s-a menționat înainte, se pot executa schelete capabile să preia întreaga sarcină verticală și orizontală produsă de cutremur. Principiul ce trebuie să stea la baza realizării acestor schelete este alcătuirea lor de așa manieră, încît rezistența la sollicitările datorite cutremurului să fie preluate prin dispoziția constructivă judicioasă aleasă, care să nu necesite cheltuieli suplimentare față de construcția calculată pentru sarcinile obișnuite, adică pentru sarcinile fundamentale și pentru cele produse de vînt.

La construcțiile înalte, în general, forțele orizontale produse de cutremure nu pot fi preluate de elementele dimensionate pentru sarcinile verticale și pentru cele din vînt și de aceea apare necesitatea introducerii unor elemente speciale de rigidizare.

Astfel de elemente se obțin prin diafragme verticale, realizate din pereți care se execută fie pe toată înălțimea construcției, fie numai pe înălțimea primelor etaje, începînd din subsol, și care sînt solidarizate cu restul scheletului de rezistență. Asemenea diafragme pot fi alcătuite din beton armat, din beton simplu cu armătură de siguranță și chiar din zidărie de cărămidă cu mortar de ciment bine fixată în scheletul de beton armat. Cea mai bună legătură se realizează prin executarea zidăriei o dată cu turnarea betonului. Diafragmele de zidărie trebuie să fie continue pe toată înălțimea lor.

La clădirile cu mai multe etaje este adeseori nevoie să se întrerupă diafragma la nivelul parterului, pentru a permite circulația liberă. În general, rigiditatea mare, realizată prin prezența diafragmei de la nivelul planșoului de peste parter, creează în acest caz acumulări mari de eforturi la capătul superior al stîlpilor parterului, ceea ce poate duce la distrugerea betonului din capătul stîlpilor.



Fig. 132. Blocul Carlton înainte de cutremur.

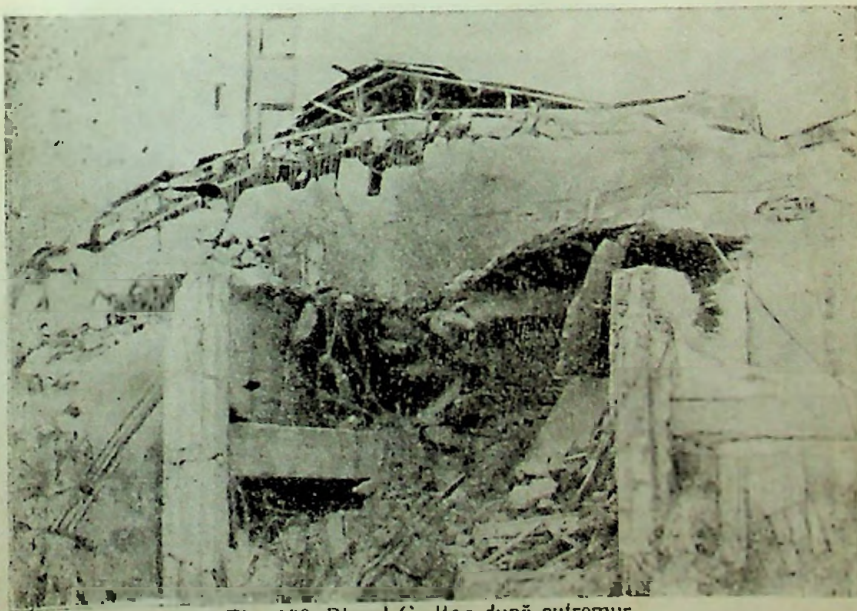


Fig. 133. Blocul Carlton după cutremur.

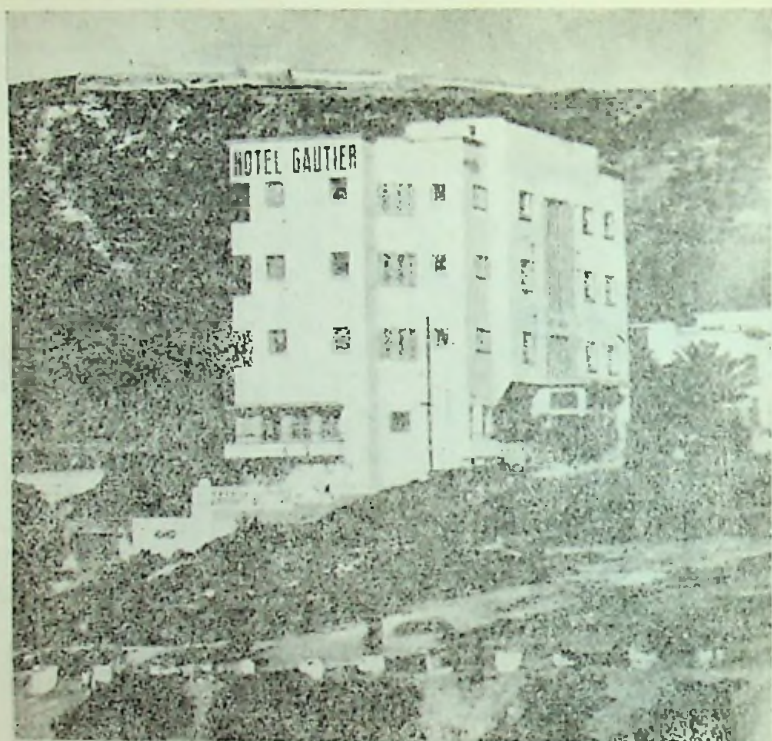


Fig. 134. Hotelul Gautier din Agadir înainte de cutremur.

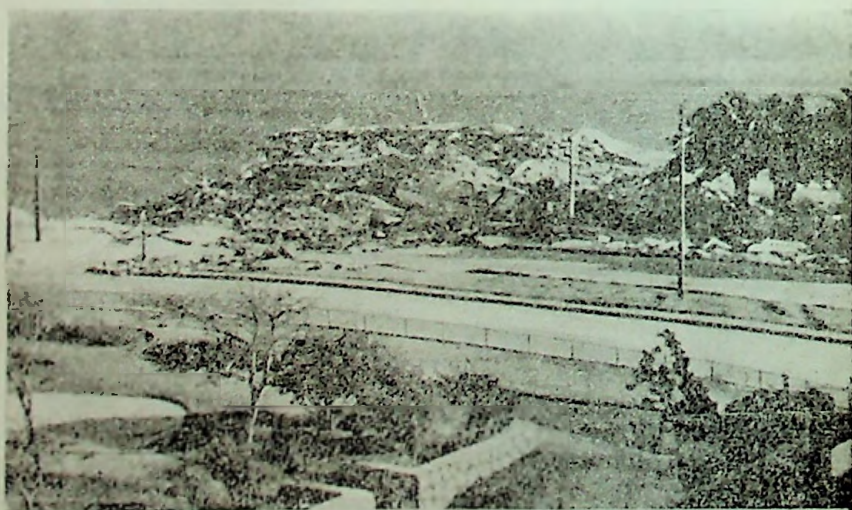


Fig. 135. Ruinele Hotelului Gautier după cutremur.

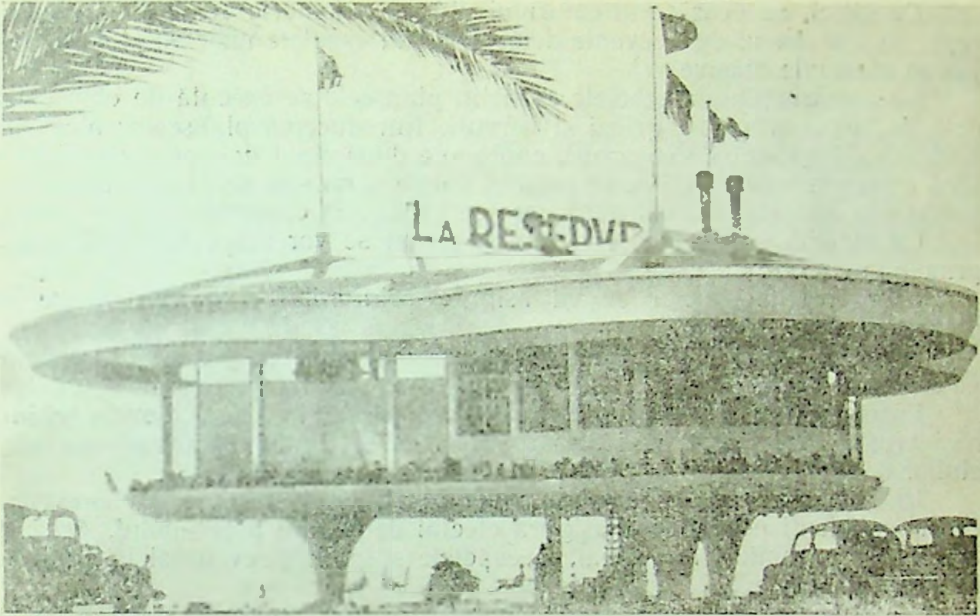


Fig. 136. Restaurantul La Réserve din Agadir înainte de cutremur.

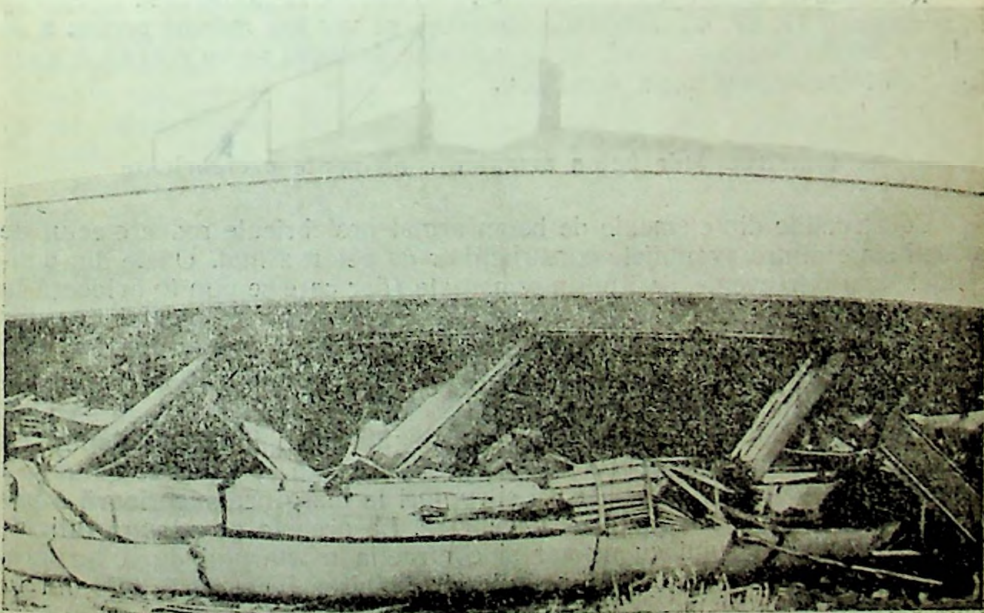


Fig. 137. Restaurantul La Réserve după cutremur.

De altfel, cu ocazia cutremurului din 10 noiembrie 1940, de la București, au fost destul de frecvente defecțiunile la capetele unor stâlpi care susțineau elemente masive.

La construcțiile cu schelete monolit, planșeele se execută de obicei din dale de beton armat cu grinzi și nervuri. Introducerea planșeelor alcătuite dintr-o dală groasă fără nervuri, concepute după tipul dalelor ciupercei, dar fără a prezenta evazarea de la capătul stîlpilor, nu sînt totdeauna recomandabile din cauza solicitării mari care se produc la capetele stîlpilor [155].

La alcătuirea scheletelor de beton armat se vor respecta următoarele principii :

Scurgerea eforturilor se va asigura prin stâlpi care vor merge în prelungire.

Se va evita întreruperea stîlpilor și rezemarea lor pe grinzi și în special pe console

La clementele de rezistență, care transmit sarcini, se vor evita schimbări bruște de secțiune, mai ales reduceri de secțiuni la transmiterea sarcinilor de sus în jos.

În punctele unde se produc concentrări de eforturi se vor prevedea etrieri suficienți pentru a se asigura efectul de fretare a betonului. Această măsură se va aplica, în special, la capetele stîlpilor și eventual la capetele riglelor orizontale.

Secțiunile stîlpilor nu trebuie să aibă un raport mai mic decît $\frac{1}{2}$ între laturi și, în nici un caz, o dimensiune mai mică decît 25 cm.

Se va ține seama, la stabilirea procentului de armare, de efectul de curgere lentă, datorită căruia armăturile se încarcă în timp într-o proporție mult mai mare decît proporția prevăzută în calcul.

Rosturile de întrerupere ale betonului au dat loc la numeroase defecțiuni în construcții [7, 27, 43, 144, 185], de aceea se vor lua măsuri pentru a se asigura continuitatea lucrului, iar la rosturile de lucru se va realiza o bună legătură între betonul vechi și cel nou.

6. Construcții de beton armat din elemente prefabricate

Construcțiile din elemente de beton armat prefabricate reduc efectul de monolitizare dintre avantajele construcțiilor de beton armat. Unele din deficiențele foarte frecvente, deși puțin remarcate (dar care se pun în evidență la prima solicitare de cutremur), sînt rupturile ce se produc în dreptul fisurilor fine, fisuri provocate în timpul transportului și montării pieselor prefabricate.

Legăturile dintre elementele prefabricate constituie, în general, punctele slabe ale construcției. Stîlpii prefabricați montați în pahare trebuie să aibă asigurată o încastrare perfectă și o bună legătură cu fundația. Faptul că acești stâlpi se montează în pahare, în care se fixează cu pene de lemn sau metalice, provoacă, în general, fisuri și rupturi la marginea superioară a paharului, ceea ce reduce gradul de încastrare. La aceasta se adaugă dificultatea umplerii paharului cu mortar și contracția mortarului după turnare, care se manifestă în decursul timpului prin slăbirea încastrării stîlpului la baza sa.

La nodurile de legătură între piesele prefabricate se ivesc dificultăți de prindere, din cauza discontinuităților în transmiterea eforturilor din armă-

turi. O bună transmitere a eforturilor se poate realiza prin sudarea armăturilor celor două piese care se leagă; în acest caz armăturile trebuie să fie cît se poate de precis montate. Excentricitățile între armături produc solicitări locale, mari, iar sudura nu se poate realiza în condiții satisfăcătoare.

Transmiterea solicitărilor armăturilor prin simpla juxtapunere, sau prin înădăirea lor cu bare suplimentare, are dezavantajul că toate barele se înădesc în aceeași secțiune, contrar prevederilor admise chiar la betonul turnat monolit. De asemenea, betonarea rostului introduce o discontinuitate, atît prin calitatea betonului cît și prin dificultatea produsă de slaba adeziune a betonului nou de cel vechi și a contracției betonului proaspăt turnat.

La realizarea îmbinărilor pieselor prefabricate pe principiul sudării între plăci speciale, trebuie să se țină cont de concentrările de eforturi a căror scurgere în elementele de construcție va fi asigurată. Pe de altă parte, comportarea dezavantajoasă a sudurilor la șoc, în special datorită faptului că aceste suduri se execută pe șantier și sînt expuse intemperiilor, fac ca asemenea îmbinări să prezinte o serie întregă de dificultăți pentru construcțiile solicitate la cutremur.

Pînă astăzi lipsește însă o experiență suficientă în privința comportării construcțiilor prefabricate la cutremur.

Astfel, cutremurul de la Agadîr, din 29 februarie 1960 [27], a arătat că dintre clădirile de beton armat, care s-au prăbușit, cele mai multe aveau planșee din elemente prefabricate lipsite, în special, de măsuri de rigidizare transversală (fig. 138 și 139).

7. Construcții din panouri mari

Problema comportării construcțiilor alcătuite din panouri mari, asamblate pe șantier, formează încă un obiect de cercetare. Aceste metode de construcție, utilizate la clădirile mari, au fost introduse de scurtă vreme și de aceea experiența comportării lor la acțiunea cutremurului este încă foarte redusă.

Realizarea legăturilor dintre panouri formează încă un obiect de cercetare, deoarece diferitele tipuri de îmbinări preconizate și utilizate prezintă, în general, pe lîngă avantaje și unele dezavantaje destul de importante [108]. Îmbinările trebuie să fie capabile să transmită atît solicitările de întindere și compresiune cît și cele de forfecare. În principiu se pot distinge două tipuri de îmbinări:

— îmbinări prin betonarea unor goluri prismatice create de-a lungul marginilor panourilor, cu prevederea unor mustăți care se leagă între ele fie prin sudură, fie prin petrecere;

— îmbinări prin eclise sudate, dispuse la colțurile panourilor, avînd rolul de a transmite întregul efort.

Primul sistem are avantajul unei transmiteri mai uniforme a solicitărilor, dar creează mari greutăți la execuție, deoarece trebuie avută o deosebită grijă la efectuarea betonării pentru a realiza aderența necesară.

Al doilea sistem duce la concentrări de eforturi și necesită o ancorare solidă a ecliselor și o montare foarte precisă pentru a se asigura posibilitatea



Fig. 138. Hotel Saada din Agadir înainte de cutremur.

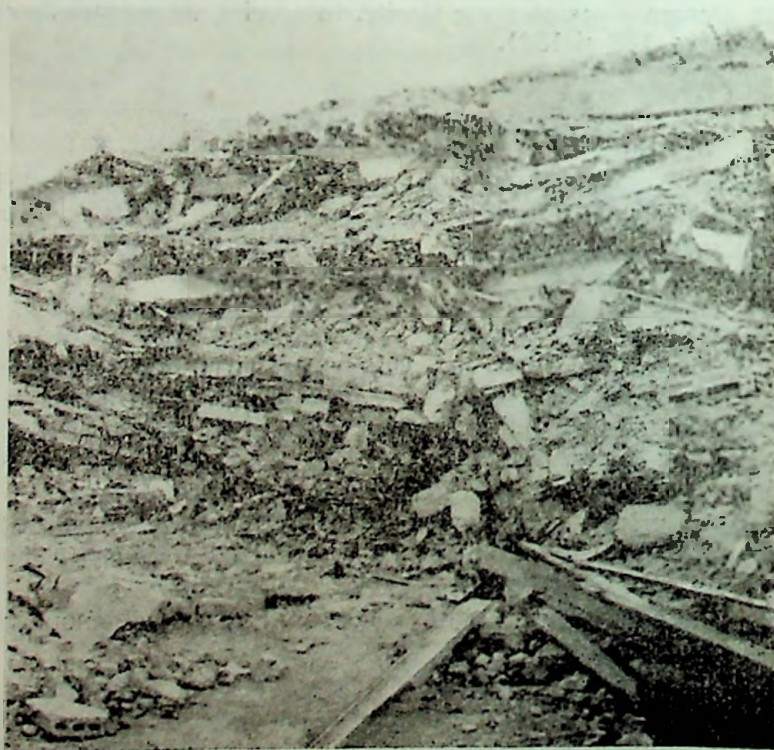


Fig. 139. Ruinele hotelului Saada după cutremur.

realizării unor îmbinări sudate fără excentricitate. În fine, execuția sudurilor pe șantier creează o incertitudine asupra comportării la șocurile provocate de cutremure.

În comparație cu primul sistem, cel cu eclisă are dezavantajul unei flexibilități mai pronunțate a întregii construcții, iar defectarea unei îmbinări eclisate duce la o redistribuire de eforturi, care pot atinge limite periculoase.

De aceea sistemul construcțiilor cu panouri mari, în regiuni seismice, trebuie aplicat cu multă prudență luând toate măsurile pentru o realizare calitativă corespunzătoare.

Până acum, experiența a arătat că sistemul este foarte sensibil la cutremure [145], însă fără să dea loc la distrugerii catastrofale.

În ultima vreme acest sistem a fost perfecționat în U.R.S.S. datorită condițiilor optime de fabricare, transport și montare a elementelor din panouri prefabricate, și ele sînt utilizate și în regiunile seismice [30].

Menționăm că metoda de execuție din panouri prefabricate a fost amplificată, realizîndu-se sisteme spațiale în formă de cutii juxtapuse pentru construcția clădirilor. Pentru asemenea sisteme nu există încă informații suficiente asupra modului de comportare în regiunile seismice.

F. CONCLUZII

Din cele expuse, rezultă că efectul cutremurului se manifestă asupra construcțiilor prin fenomene de vibrație, care dau naștere la forțe de inerție ce soliciță construcția. Aceste forțe de inerție, care variază neconținut ca mărime, direcție și sens, produc eforturi dinamice de natură tranzitorie. Eforturile sînt condiționate de caracteristicile fizico-mecanice pe care le îmbracă construcția la un moment dat și care sînt ele însele variabile în timp, deoarece depind de modul în care materialul răspunde la solicitările la care este expus.

Complexitatea fenomenelor ce au loc și pe care le-am analizat în cele expuse anterior, arată că comportarea construcției depinde de o serie de parametri, din care foarte mulți sînt greu de determinat inițial, au variații în timp și depind unul de altul, influențîndu-se reciproc.

Stabilirea acestor parametri, a variației și interdependenței lor, nu poate fi prinsă ușor în calcul. De aceea, așa cum s-a arătat, se introduc o serie de ipoteze simplificatoare, alit în ceea ce privește evaluarea forțelor de inerție și a modului lor de acțiune cit și asupra comportării construcției din punct de vedere al formei și materialului. În diferite țări, s-a căutat ca aceste elemente să fie prinse în prescripții și norme, stabilite pentru calculul construcțiilor la cutremur, pe baza experienței dobîndite în decursul timpului.

De aceea, metodele prea riguroase de calcul nu sînt toldeana semnificative și [20] deseori un calcul mai simplu este suficient pentru a ne da o imagine a modului de comportare a construcției la cutremur, precum și în vederea unei dimensionări eficiente.

De aici, rezultă importanța unei concepții judicioase în alegerea soluției de rezistență a construcției, corespunzătoare materialului și sistemului static adoptat.

În anul 1952, după cutremurul din Kern County, examinând problema proiectării construcțiilor menite să reziste la cutremure, G. W. Housner se exprima astfel :

„În timpul unui cutremur, o construcție este supusă la o vibrație mai slabă sau mai puternică, care dă naștere la eforturi oscilatorii ce depind atât de mișcarea terenului cât și de proprietățile fizice ale structurii. Aceasta este o problemă dinamică atât de complexă încît nu pare posibilă o analiză exactă a eforturilor dinamice, deoarece nu este posibil să se prevadă natura precisă a mișcării terenului produsă de viitorul cutremur, nici să se stabilească proprietățile fizice ale construcției înainte de a fi executată. Metodele actuale de proiectare sînt bazate mai curînd pe o abordare statică a problemei decît pe una dinamică, construcția fiind proiectată să reziste la anumite forțe statice laterale. Se admite că forțele statice laterale produc eforturi de același ordin de mărime ca și forțele dinamice maxime, care se presupune că vor acționa în timpul unui cutremur“.

„Din cauza complexității problemei de vibrație și a diversilor factori, care influențează comportarea dinamică a construcției, nu este posibil să se stabilească cu precizie sarcinile statice care trebuie folosite în toate împrejurările ; astfel încît sarcinile utilizate în metodele actuale de proiectare trebuie considerate ca aproximații care vor fi îmbunătățite pe măsura dobîndirii de noi învățăminte“.

La prima conferință mondială de seismologie inginerescă, delegatul japonez, analizînd rezultatele îndelungatei experiențe dobîndite în Japonia în domeniul construcțiilor rezistente la cutremure [112] spunea :

„Una din cele mai importante sarcini este să faci pe proiectantul de construcții să gîndească. Competența de a face o analiză riguroasă a eforturilor din elementele structurii nu este de ajuns pentru a-i asigura un mare grad de rezistență la cutremur“.

În încheierea celei de-a doua conferințe mondiale de la Tokio, din anul 1960, s-a decis constituirea unei organizații menite să promoveze colaborarea internațională pentru dezvoltarea cercetărilor privind problemele ingineresti referitoare la proiectarea și realizarea construcțiilor rezistente la cutremur pe baza experienței și a învățămintelor pe care fiecare țară le va putea aduce în acest domeniu.

CAPITOLUL IX

PROBLEMA SEISMOLOGIEI INGINEREȘTI ÎN R.P.R.

După cum s-a arătat în introducerea acestei lucrări, țara noastră a fost bîntuită de cutremure de pămînt dintre cele mai puternice. Deși se menționează asemenea mișcări ale scoarței în timpuri destul de îndepărtate, nu există înregistrări, sau date cantitative, privind efectul lor asupra construcțiilor; totuși scrierile vremii ne dau informații suficiente în ceea ce privește pagubele și pani-na produsă de cutremure în Țările Romîne.

În unele cazuri, autoritățile au impus unele măsuri, pe care le-am putea numi „antiseismice”, dar care uneori au dat greș. Se poate aminti că, după cutremurul din anul 1795, de la Iași, boierii au început să-și construiască locuințe din lemn — așa cum și astăzi se utilizează în Japonia — care sufereau mai puțin de pe urma cutremurului. În schimb, ele erau supuse incendiilor, fenomen foarte frecvent ce însoțește cutremurul.

Vorbind despre impresiile călătorilor străini din a doua jumătate a secolului al XVIII-lea și din prima jumătate a secolului al XIX-lea, care au vizitat orașul Iași, H. Stănescu [143] scrie:

„... Incendiile și cutremurele, care au nimicit în repetate rînduri monumente și opere de artă din Iași, nu au scăpat atenției călătorilor. Dr. A. Wolf menționează cutremurul din anul 1781 și arată că cel din 1794 a provocat prăbușirea unei bolți de biserică; el indică drept una din cauzele preferinței boierilor pentru construcțiile de lemn — supuse pe de altă parte în foarte mare măsură incendiilor — faptul că acestea rezistau mai bine la cutremure. A. Bonar și R. Mc. Cheyne descriu efectul cutremurului din anul 1838 asupra reședinței domnești...”

Cele mai importante cutremure, despre care se cunosc date destul de precise, s-au produs în secolul al XX-lea. Epicentrele acestor cutremure se grupează în jurul orașului Focșani și în jurul orașului Timișoara. După prof. dr. G. Petrescu [114], în fig. 140 se prezintă harta distribuției epicentrelor pe teritoriul R.P.R.

Epicentrul din Vrancea este considerat ca principalul epicentru din România. Poziția sa este determinată de coordonatele geografice 45°9' latitudine nordică și 26°6' longitudine estică, avînd focarul la o adîncime de aproximativ 150 km.

Studii seismologice de valoare asupra cutremurelor din Vrancea au efectuat acad. prof. G. Demetrescu, directorul Observatorului astronomic din București, prof. dr. G. Petrescu, șeful secției de seismologie a observatorului,

Institutul geofizic și Institutul seismologic din U.R.S.S., o serie de stații seismice din S.U.A., precum și cunoscuții seismologi americani B. Gutenberg și C. F. Richter. Studiile acestora au condus la rezultate extrem de apropiate între ele, care au confirmat poziția geografică a epicentrului. Cercetări importante asupra regimului seismic din țara noastră se efectuează actualmente în cadrul secției de seismologie a Observatorului din București.

Cel mai mare cutremur produs în România a fost cel din 10 noiembrie 1940, al cărui epicentru s-a aflat tot în munții Vrancei.

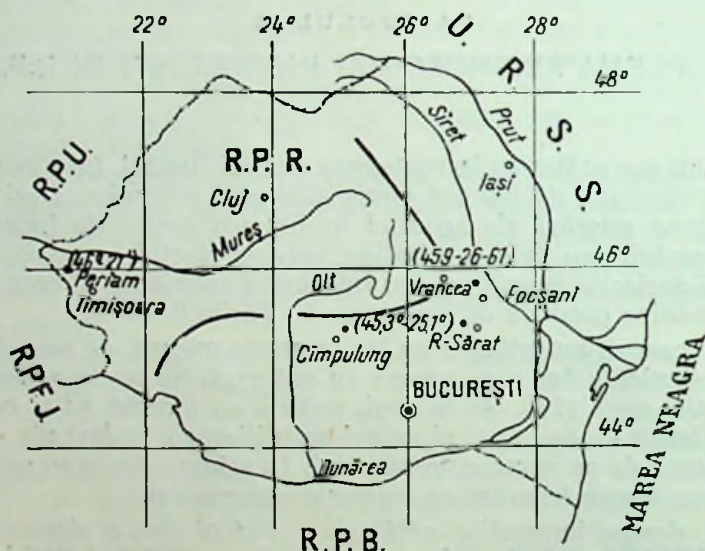


Fig. 140. Distribuția principalelor epicentre de pe teritoriul R.P.R.

Din punct de vedere geologic, un studiu remarcabil asupra cutremurului din 10 noiembrie 1940 au efectuat prof. I. Atanasiu și dr. Th. Krüfner [2] cu care prilej, pe baza a 5000 de observații, au întocmit harta izoseistă a teritoriului R.P.R. Cu ajutorul acestei hărți, precum și al altor observații efectuate de Observatorul astronomic, secția de seismologie, s-a întocmit harta cu zonele de intensitate macroseismică a R.P.R. (STAS 2932-52), pe baza căreia se determină coeficienții seismici (fig. 141).

Coeficienții seismici se stabilesc cu ajutorul scării Mercalli-Sieberg.

Din punct de vedere al problemelor, privind tehnica construcțiilor, o analiză a cutremurului din anul 1940 a fost efectuată de o serie de specialiști din țara noastră. În baza studiilor efectuate pe construcții la fața locului și a materialului documentar existent în acea vreme în literatura de specialitate, concluziile tehnice ale acestui cutremur au fost expuse detaliat în lucrarea [7]. Aceste urmări ale cutremurului din 10 noiembrie 1940 au culminat cu completa prăbușire a blocului Carlton, clădire având două subsoluri și 12 etaje, fiind cea mai înaltă construcție civilă din beton armat, din București, în acea vreme. Cu acest prilej s-a atras atenția asupra principalelor defecțiuni care au lăcut ca multe din clădirile importante să sufere avarieri sau distrugeri parțiale.

Concluziile care s-au tras de pe urma acestui cutremur au fost în rezumat, următoarele :

— n-au existat metode de calcul și nu s-au luat măsuri antiseismice la proiectarea construcțiilor ;

— execuția necorespunzătoare a lucrărilor (defecte de turnare a betonului, întreruperi ale armăturii, lipsa etrierilor din stâlpi, betoane de calitate inferioară, mortare de argilă, sau de var, la construcțiile de zidărie etc.) a fost cauza avariilor ;

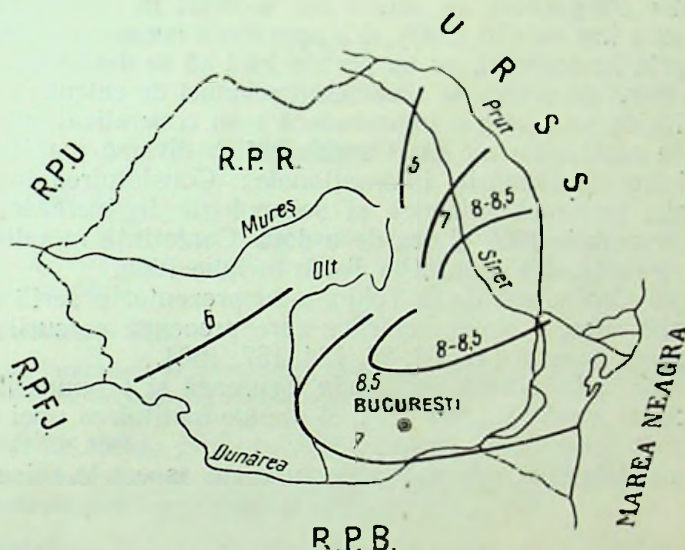


Fig. 111. Harta cu zonele de intensitate macroseismică ale R.P.R. (conform STAS 2932-52).

— lipsa unor legături de rigidizare spațială a construcțiilor (centuri etc.) ;

— construcții disproporționate ca masă și formă, fără a se lua măsuri adecvate (acoperișuri foarte grele, turla de biserici, coșuri etc.).

În general, la multe clădiri s-a constatat o concepție greșită de alcătuire. Prăbușirea blocului Carlton se datorește tocmai unei asemenea cauze. La această clădire unii stâlpi de la bază erau cu totul disproporționați, având raportul laturilor mai mare decât 5 ; în asemenea situație stâlpii au fost forfecăți și deplasați, întreaga clădire prăbușindu-se.

Lucrarea [7] conține o trecere în revistă completă a tuturor fenomenelor produse în timpul cutremurului din 10 noiembrie 1940.

O cauză de cea mai mare importanță, dar și dintre cele mai elementare, a constituit-o faptul că în România nu au existat pînă atunci norme, sau recomandări, privind protecția antiseismică a construcțiilor. Ca urmare a acestei stări de lucruri, imediat după cutremur s-a adoptat „metoda statică” a coeficientului seismic constant, după modelul normelor italiene.

În ultimii zece ani, o dată cu marea avînt luat în domeniul construcțiilor civile și industriale, s-a ivit necesitatea elaborării unor măsuri de protecție antiseismică, precum și a stabilirii unor metode de calcul corespunzătoare.

Ca urmare, în anii regimului democrat popular s-a acordat o deosebită atenție cercetărilor de seismologie inginerească. Astfel, s-au inițiat, în cadrul laboratorului catedrei de Mecanica construcțiilor din Institutul de construcții din București, primele cercetări experimentale la masa vibrată asupra unor modele de construcții [4]. De asemenea, în secția de Mecanica construcțiilor a Institutului de mecanică aplicată al Academiei R.P.R., s-au efectuat o serie de cercetări teoretice și experimentale. Studii de seismologie inginerească se fac și în alte institute din R.P.R.

Lipsa unor înregistrări ale mișcărilor scoarței în timpul cutremurelor puternice (cum a fost cel din 1940), și a aparatului necesare prelucrării datelor obținute prin înregistrări, nu au permis încă să se determine datele specifice țării noastre, cu privire la coeficienții seismici de calcul.

Cercetările de seismologie inginerească s-au concretizat într-o serie de publicații și în participări ale unor specialiști la diverse manifestări internaționale. Dintre manifestările internaționale: Consfătuirea internațională de seismologie, tectonică seismică și seismologie inginerească ținută la București în octombrie 1959 și cea de a doua Conferință mondială de seismologie inginerească, desfășurată la Tokio în iulie 1960.

Cu prilejul Conferinței de la Tokio, s-au prezentat o serie de rapoarte privind anumite aspecte ale cercetărilor care preocupă cercurile tehnice și științifice din țara noastră [11, 67, 86, 134, 157, 158].

Printre concluziile acestei conferințe figurează și propunerile făcute în referatul autorilor acestei lucrări [11], și anume instituirea unei Organizații internaționale de seismologie inginerească, al cărei obiect să fie susținerea și încurajarea colaborării internaționale în toate aspectele seismologiei inginerești.

ANEXA

(Explicații tabela 1)

SCARA ROSSI-FORELL

Gradul I. Șoc microseismic.

Este înregistrat de un singur seismograf sau de seismografe de același fel, dar nu de mai multe seismografe de tipuri diferite. Șocul este resimțit de un observator cu experiență.

Gradul II. Șoc extrem de slab.

Este înregistrat de seismografe de diferite tipuri. Șocul este resimțit de un număr redus de persoane în stare de odihnă.

Gradul III. Șoc foarte slab.

Șocul este resimțit de mai multe persoane în stare de odihnă și este destul de puternic pentru a se putea aprecia durata și direcția.

Gradul IV. Șoc slab.

Șocul este resimțit de mai multe persoane în mișcare. Produce deranjarea obiectelor mobile, ușilor, ferestrelor, crăpături în tavane.

Gradul V. Șoc de intensitate moderată.

Șocul este resimțit în general de toți. Produce deranjarea mobilei, paturilor etc. Unele clopote sună.

Gradul VI. Șoc destul de tare.

Șocul produce deșteptarea din somn generală, sunetul general al clopotelor, oscilația candelabrelor, oprirea pendulelor, agitație vizibilă a copacilor și tuișurilor; unele persoane alarmate își părăsesc locuințele.

Gradul VII. Șoc puternic.

Șocul produce răsturnarea obiectelor deplasabile, căderea tencuielilor, sunetul clopotelor de biserică, panică generală. Nu produce deteriorări la clădiri.

Gradul VIII. Șoc foarte puternic.

Șocul produce căderea coșurilor, crăpături în zidurile clădirilor.

Gradul IX. Șoc extrem de puternic.

Șocul produce distrugerea parțială sau totală a unor clădiri.

Gradul X. Șoc de intensitate extremă.

Șocul produce dezastre mari, ruine, deplasări de straturi, crăpături în pământ, căderi de stînci în munți, lunecări de terenuri.

- Gradul 1.* Șocul nu este simțit.
- Gradul 2.* Șocul este resimțit de persoane în stare de odihnă, pe planșeele superioare sau așezate favorabil.
- Gradul 3.* Șocul este resimțit în interior. Obiectele atârinate oscilează. Se produc vibrații ca cele provocate de trecerea de camioane ușoare. Există posibilitatea de a aprecia durata. Poate să nu fie recunoscut ca un cutremur.
- Gradul 4.* Obiectele atârinate oscilează. Se produc vibrații ca cele provocate de trecerea de camioane grele sau senzații de zdruncinare ca cele provocate de o mișcare grea lovind pereții; automobilele în staționare se mișcă; ferestrele, farfuriile, ușile rasună. În zona superioară a acestui grad pereții și cadrele de lemn trosnesc.
- Gradul 5.* Șocul este resimțit la exterior. Se poate aprecia direcția. Produce deșteptarea din somn; lichidele se tulbură, parte se revarsă; mici obiecte instabile sînt mișcate sau răsturnate; ușile balansează, se închid, se deschid; transperantele și tablourile se mișcă; ceasurile cu pendulă se opresc, pornesc sau își schimbă mersul.
- Gradul 6.* Șocul este resimțit de toți. Mulți se sperie și fug afară. Produce nesiguranța în uanlet; geamurile, farfuriile, sticlăria se sparg; bibelourile, cărțile, cad de pe polițe; tablourile cad de pe pereți; mobila este mișcată sau răsturnată; mortarele slabe și zidăria tip D erapă; clopoțele mici sună (biserică, școli); copacii, tufișurile se mișcă (vizibil sau se aude freacățul).
- Gradul 7.* Este greu de stat în picioare. Șocul este resimțit și de șoferi. Obiectele atârinate se elatină, mobila se rupe. Se produc degradări la zidăria de tip D inclusiv erapături. Ceșurile slabe se rup la nivelul învelitorii. Se produce căderea de tencuială, de cărămizi izolate, de pietre, de țigle, de cornișe; de aseninea parapele necontravîntuite și ornamente arhitecturale. Se produc anumite erapături în zidăria tip C; valuri pe lacuri; apa se tulbură cu noroi. Apar mici lunecări și formări de caverne în maluri de nisip și pietriș; clopoțele mari sună. Canalele de irigație din beton se rup.
- Gradul 8.* Conducerea automobilelor este afectată. Se produc deteriorări la zidăria tip C și surpari parțiale. Apar anumite avarii la zidăria tip B; nici una la zidăria tip A. Se produce căderea de șlucături și unii pereți din zidărie; răsuciri, căderi de coșuri, de coșuri de fabrică, monumente, turnuri, rezervoare înalte. Casele de paianță sînt deplasate pe fundații dacă nu sînt ancorate; pereți de umplură nelegați sînt aruncați afară. Pilotajele alterate se rup. Ramuri rupte din copaci. Se produc schimbări în debitul sau temperatura izvoarelor și pîrurilor, erapături în terenuri umede sau pe povârnișuri abrupte.
- Gradul 9.* Produce panică generală. Zidăria tip D este distrusă; zidăria tip C este greu stricală, cite odată cu surpare completă; zidăria tip B este serios deteriorată; distrugerile generale la fundații. Structurile în cadre, dacă nu sînt ancorate sînt deplasate de pe fundație; scheletele de rezistență sînt deteriorate. Se produc pagube serioase la rezervoare. Conductele subterane se rup. Apar erapături importante în teren. În regiunile aluviale nisipul și noroiul este scos la suprafață. Apar izvoare craterice de nisip.
- Gradul 10.* Cele mai multe structuri din zidărie și cu schelete de rezistență sînt distruse cu fundațiile lor. Unele construcții din lemn bine construite și poduri sînt distruse. Se produc degradări serioase la baraje, diguri, ramblee; mari lunecări de teren. Apa este aruncată pe malurile canalelor, rîurilor, lacurilor etc. Nisipul și noroiul este aruncat orizontal pe maluri. Șinele sînt slab îndoite.
- Gradul 11.* Șinele sînt puternic îndoite. Conductele subterane sînt complet scoase din serviciu.

Gratul 12. Se produc distrugerii aproape totale. Mase mari de stîncă sînt deplasate. Aliniamentul și nivelul căilor de comunicații sînt deteriorate. Unele obiecte sînt aruncate în aer.

Observații

Zidăria tip A. Manoperă, mortar și proiectare bună. Este contravîntuită în special lateral și legată cu oțel, beton etc.; proiectată pentru a rezista la forțe orizontale.

Zidăria tip B. Mortar și manoperă bună. Este contravîntuită dar nu proiectată pentru a rezista forțelor orizontale.

Zidăria tip C. Manoperă și mortar obișnuite. Are o anumită rezistență, însă lipsesc legăturile la colțuri, este fără contravîntuiri și nu este proiectată pentru a rezista forțelor orizontale.

Zidăria tip D. Material slab cum este chirpicul, mortar slab; manoperă de calitate inferioară. Se comportă slab la forțe orizontale.

BIBLIOGRAFIE

1. Atanasiu I., Cutremurele de pământ din România, Editura Academiei R.P.R., 1961.
2. Atanasiu I., Kräutner Th., Das Erdbeben von 10 November 1940 in Rumänien, Veröffentlichung der Reichsanstalt für Erdbebenforschung in Jena, Heft 40, 1941.
3. Auerbach F. und Horst W., Handbuch der Physikalischen und Technischen Mechanik, Leipzig, 1927.
4. Bălan Șt., Beleş A. A., Ilirim M., Experimentări la platforma seismică a unor modele de construcție (Consfătuirea internațională de seismologie, București, octombrie 1958).
5. Ban S. and Mugurima H., Behaviour of plain concrete under dynamic loading with straining rate comparable to earthquake loading (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
6. Barstein M. F., Application of Probability Methode for Design the Effect of Seismic Forces (II-d W.C.E.E., Tokio, 1960).
7. Beleş A. A., Cutremurul și construcțiile, București, 1941.
8. Beleş A. A., Le tremblement de terre du 10 Novembre 1940 et le bâtiments (Comptes Rendus des Séance de l'Académie de Roumanie, vol. V, nr. 3, 1941).
9. Beleş A. A., Voinea R. P., Rezistența Materialelor (pentru inginerii constructori), vol. II, Ed. tehnică, București 1958.
10. Beleş A. A., Ilirim M., Aspecte actuale ale calculului construcțiilor la acțiunea seismică (Consfătuirea internațională de seismologie, București, octombrie 1959).
11. Beleş A. A. și Ilirim M., Engineering Aspects of Earthquakes in Rumania in the Light of Modern Investigation (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
12. Beleş A. A., Mecanica și problema construcțiilor rezistente la cutremur (conferința ținută în cadrul cercului de mecanică a Universității C. I. Parhon, București, martie 1960).
13. Belluzzi Odone, La stabilità dell'equilibrio elastico. Le vibrazioni (Scienza delle Costruzioni, vol. 4, cap. 33—34, Bologna, 1955).
14. Berlage H. P., Recherches sur le debut d'une phase (Publ. bureau central seismologique, Serie 73, 1924).
15. Bertling H., Development of Earthquake — Proof Construction in Chile (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
16. Billig K., Neue Typen für Wohnungskonstruktionen in Gross-Britanien. Deutscher Beton Verein, Wiesbaden, 1949.
17. Binder R., Mexico Earthquake-July 1957, A.I.S.C., New-York, 1957.
18. Biot M. A., A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses (Bull. S.S.A., vol. 31, nr. 2, April 1941).
19. Biot M. A., Analitical and Experimental Metods in Engineering Seismology (Transaction ASCE, vol. 108, 1943).
20. Быховский В. А., Исследования сейсмостойкости зданий и сооружений. Москва, 1956.
21. Bikhovsky V. A., Goldenblat J. I., Korchynski I. L., Design of Earthquake — Proof Building Structures in the U.S.S.R. (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
22. Blume John A., Period Determinations and Other Earthquake Studies of a Fifteen — Story Building (I-st W.C.E.E., Berkeley, California, 1956).

23. Blume John A., Structural Dynamics in Earthquake Resistant Design (Proc. ASCE, July 1958).
24. Blume J. A., A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
25. Bolotin V. V., Statistical Theory of Seismic Design of Structures (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
26. Borges Ferry, Statistical Estimate of Seismic Load (Intern. Ass. for Bridge and Structural Engineering, Prel. Publication, Lisbon, 1956).
27. Borges Ferry, Etude du comportement des constructions lors du tremblement de terre d'Agadir, Lisbonne, 1960.
28. Bustamante J. and Rosenblueth E., Building code provisions on torsional oscillations (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
29. Вуероіт G. N., White Noise Representation of Earthquakes (Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. ASCE, April 1960).
30. Чураян А. Л., Джабуа Ш. А., Конструктивные схемы и узлы крупнопанельных зданий для сейсмических районов, Москва, 1961.
31. Degenkolb H. I., Earthquake Resistant Design of Small Buildings (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
32. Den-Hartog J. P., Vibrations et mouvements vibratoires, Ed Dunod, Paris, 1936.
33. Diaz R. de Cossio and Rosenblueth E., Failures of Reinforced Structures During Earthquakes, J.A.C.I., Nov. 1961.
34. Duke C. Martin, Journal of the Mechanics Foundations Division, Proc. ASCE 84, Aug. 1958.
35. Duke C. Martin, Bibliography on Effects of soil conditions on Earthquake Damage, E.E.R.I., 1950.
36. Duke C. Martin and David J. Leeds, Soil Conditions and Damage in the Mexico Earthquake of July 28, 1957, Bull. S.S.A., April 1959.
37. Enschermann H., Flossmann R. und Rühl H., Quantitative Ermittlung der Dynamischen Spannungszustände, Darmstadt, 1959.
38. Филиппов А. П., Колебания упругих систем. Киев, 1956.
39. Florin V. and Ivanov P., Liquefaction of Saturated Sandy Soils. Proceedings of the Int. V-th Conference on Soil Mechanics, Paris, 1960.
40. Freemann J., Earthquake Damage and Earthquake Insurance, Mc. Graw-Hill, New-York, 1932.
41. Goodman L. E., Rosenblueth E., Newmark N. M., Aseismic Design of Elastic Structures Funded on Firm Ground (Proc. ASCE, vol. 79, nr. 349, 1953).
42. Hamburger L., Buzdugan Gh., Teoria vibrațiilor și aplicațiile ei în construcția mașinilor, Ed. Tehnică, București, 1958.
43. Hatane T. and Tsutsuri H., Dynamic Compression, Deformation and Failure of Concrete under Earthquake Load (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
44. Hollis P. Ed., Bibliography of Engineering Seismology, Second Edition, San Francisco, California, 1958.
45. Housner G. W., Hudson D. E., Applied Mechanics Dynamics (Toronto, New-York, London, 1950).
46. Housner G. W., Spectrum Intensities of Strong-Motion Earthquake (Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, California, 1952).
47. Housner G. W., Martel R. R., Alford I. L., Spectrum Analysis of Strong-Motion (Bull. S.S.A., vol. 43, nr. 2, April 1953, p. 97).
48. Housner G. W., Geotechnical Problems of Destructive Earthquakes Géotechnique, London, 1954.
49. Housner G. W., Limit Design of Structures to Resist Earthquakes (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
50. Housner G. W., Interaction of Building and Ground During an Earthquake, Bull. S.S.A., July 1957.
51. Housner G. W., and Hannu Oestinen, The Effect of Torsional Oscillations on Earthquake Stresses, Bull. S.S.A., July 1958.
52. Housner G. W., Earthquake Design Criteria for Stack-Like Structures (Discussion, Proc. ASCE, vol. 84, nr. St. 7, Nov. 1958).
53. Housner G. W., Behavior of Structures During Earthquake (Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Oct. 1959).

54. Hudson D. E., Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
55. Hudson D. E. and Housner G. W., An Analysis of Strong Motion Accelerometer data from the San Francisco Earthquake of March 22, 1957, Bull. Seismological Society of America, July 1958.
56. Hudson D. E., Housner G. W., Structural Vibrations Produced by Ground Motion (Transaction ASCE, 1957).
57. Iirim M., Calculul dinamic al cadrelor elastice pe baza principiului conservării energiei (Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată, vol. VIII, nr. 2, 1957, pp. 393—406).
58. Iirim M., Precizări în legătură cu aplicarea formulei lui Geiger la calculul primei frecvențe proprii de vibrație a clădirilor în cadre (Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată, vol. VIII, nr. 4, 1957, pp. 1197—1204).
59. Iirim M., O formulare energetică privind calculul frecvenței oscilațiilor proprii ale clădirilor etajate (Comunicările Academiei R.P.R., vol. VII, nr. 7, 1957, pp. 649—655).
60. Iirim M., Contributions to the Problem of Building Vibrations During Earthquake (Revue de Mécanique Appliquée, tome III, nr. 2, 1958, pp. 151—168).
61. Iirim M., Delimitarea intervalului de existență a frecvențelor fundamentale de oscilație la clădirile înalte supuse acțiunii seismice (Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată vol. IX, nr. 3, 1958, pp. 741—758).
62. Iirim M., Calculul direct al frecvențelor proprii la clădirile acționate de cutremure (Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată, vol. X, nr. 1, 1959, pp. 212—217).
63. Iirim M., Appreciation on the Fundamental Vibration Frequency of Tall Structures Subjected to Seismic Action (Revue de Mécanique Appliquée, tome IV, nr. 1, 1959, pp. 159—172).
64. Iirim M., Limita inferioară a frecvenței fundamentale de vibrație la structurile elastice supuse acțiunii seismice (Comunicările Academiei R.P.R., vol. IX, nr. 4, 1959, pp. 321—328).
65. Iirim M., Determinarea forțelor seismice pe teritoriul R.P.R., pe baza criteriului rigidității dinamice (Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții nr. 3, 1960, pp. 129—139).
66. Iirim M., Influența perturbațiilor seismice asupra structurilor elastice (Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată, vol. XI, nr. 3, 1960, pp. 771—783).
67. Iirim M., Dynamic Analysis of Tall Structures Subjected to Earthquake Motion (II-d W.C.E.E., Tokyo, June 1960, pp. 1483—1506).
68. Iirim M., Concepții moderne privind determinarea forțelor seismice (Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată, nr. 2, vol. XII, 1961, pp. 255—375).
69. Ифрим Михаил, Влияние сейсмических возмущений на упругие системы (Revue de Mécanique Appliquée, tome VI, nr. 3, 1961, pp. 385—398).
70. Iirim M., Criteriul rigidității în calculul construcțiilor rezistente la cutremur (Consăuțirea internațională de seismologie, București, octombrie 1959).
71. Jacobsen L., Effect of a Flexible First Story in a Building Located on Vibrating Ground (Timoshenko Anniversary Volume, Macmillan, New-York, 1938).
72. Jacobsen Lydik S., Ayre Robert S., Experimentally Determined Dynamic Shear in Sixteen-Story Model (B.S.S.A., vol. 28, Oct. 1938).
73. Jacobsen Lydik S., Ayre Robert S., Engineering Vibrations-with Applications to Structures and Machinery, Mc. Graw Hill, 1958.
74. Jacobsen Lydik S., Frictional Effects in Composite Structures Subjected to Earthquake Vibrations (Stanford University, California, 1959).
75. Jacobsen Lydik S., Damping in Composite Structures (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
76. Jung K., Kleine Erdbebenkunde, Berlin, 1938.
77. Kanai K., Takahasi K., Kawasumi H., Seismic Characteristics of Ground (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
78. Kármán Theodore, Biot Maurice A., Mathematical Methods in Engineering, Mc. Graw Hill, 1940.
79. Kats A. Z., Measurements of Dynamic Strains in Ground and Structures (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
80. Khan A. Q., Earthquake and Aseismic Designs in Pakistan (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).

81. Корчинский И. Л., Колебания высотных зданий, Москва, 1953.
82. Корчинский И. Л., Расчет сооружений на сейсмические воздействия (Научное сообщение ЦНИИС, 1954).
83. Корчинский И. Л., Сейсмические нагрузки на здания и сооружения, Москва, 1959.
84. Kocinski I. L., Sarcini seismice in construcții, Ed. Tehnică, București, 1961.
85. Корчинский И. Л., Поляков С. В., Быховский В. А., Дузинкевич С. Ю., Павлык В. С., Основы проектирования зданий в сейсмических районах, Москва, 1961.
86. Kocinski N., On Aseismic Resistance of Structures Taking into Account the Different Behavior of Materials to Shock Loads (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
87. Krishnan Jai, Seismic Zoning of India (Symposium of Earthquake Engineering, University of Roorkee, February 1959).
88. Krishnan Jai, Aseismic Design of Structures (Symposium of Earthquake Engineering, University of Roorkee, February 1959).
89. Lehr E., Schwingungstechnik, Berlin, 1930.
90. Lin T. Y., Lateral Force Distribution in a Concrete Building Story (Journal ACI, nr. 23, 1951).
91. Mazilu P., Statica Construcțiilor, vol. II, Ed. tehnică, București, 1959.
92. Медведев С. В., Спектры действия сейсмических колебаний и сейсмическое районирование территории С.С.С.Р. (Сборник Строительство в сейсмических районах, Москва, 1957).
93. Медведев С. В., Определение землетрясений, Бюлл. Сов. по Сейсмол. Ан. С.С.С.Р., 6, (1957).
94. Medvedev S. V., The forecast of Seismic Effects on Constructions (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
95. Merritt R. G. and Housner G. W., Effect of Foundation Compliance on Earthquake Stresses in Multistory Buildings, Bul. S.S.A. Oct. 1954.
96. Moliotis P., Development of the Design of Earthquake Resisting Structures in Greece (1-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
97. Mononobe N., Vibration of Loaded Structure and its Seismic Stability (Journal of Civil Engineering Society, Tokyo, 1920).
98. Murphy V. A., Earthquake Engineering Developments in New-Zealand, 1945—1955 (1-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
99. Murphy M., Bycroft J., Harrison L. W., Electrical Analog for Earthquake Shear Stresses in a Multistory Building (1-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
100. Muto Kiyoshi, Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings (1-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
101. Naito Tachū, Fifty Years of Earthquake Engineering Practice. (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
102. Naka T., Wakabayashi M. and Takada S., Quake Resisting Design of Composite Structures in Japan (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
103. Nakagawa Kyōji, Vibrational Characteristics of Reinforced Concrete Buildings Existing in Japan (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
104. Напетваридзе С. Г., Вопросы теории сейсмостойкости сооружений, Тбилиси, 1956.
105. Напетваридзе С. Г., Особенности расчета гидротехнических сооружений на сейсмостойкость (Сборник статей ЦНИИС, Москва, 1958).
106. Назаров А. Г., Карапетян Б. К., Упрощенный способ расчета сооружений на сейсмостойкость (Сборник статей ЦНИИС, Москва, 1958).
107. Назаров А. Г., Метод инженерного анализа сейсмических сил, Ереван-Москва, 1959.
108. Niculescu D., Executarea clădirilor de locuit din panouri mari, Ed. tehnică, București, 1961.
109. Norris Ch., Hansen R., Biggs J., Namyet S., Minami J., Structural Design for Dynamic Loads, Mc. Graw Hill, New-York, 1959.
110. Northwood T. D. and Edwards, Experimental Studies of the Effect of Blasting on Structures, Ottawa, 1960.

111. Omori F., Seismics Experiments on the Tracturing and Averturing of Columns (Publications of the Earthquake Investigations Committee in Foreign Languages, nr. 4, Tokyo, 1900).
112. Otsuki Yukio, Development of Earthquake Building Construction in Japan (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
113. Petrescu G., Darea de seamă asupra activității serviciului seismologic (Studii și Cercetări de Astronomie și Seismologie, vol. I, 1956, pp. 89—111).
114. Petrescu G., Cutremure de pământ, Ed. tehnică, București, 1959.
115. Pinar Nuriye, Historical and Modern Earthquake Rezistant Construction in Turkey (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
116. Prokofiev I. P., Smirnov A. F., Statica Construcțiilor (trad. din l. rusă) vol. III, O.P.E.D., 1951.
117. Ramirez J. E., Some Aseismic Housing Designs in Colombia (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
118. Rayleigh Lord, The Theory of Sound, vol. I, New-York, 1945.
119. Rinne John E., Building Code Provisions for Aseismic Design (Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, California, 1952).
120. Richter Charles F., Elementary Seismology, San Francisco, 1938.
121. Robison Ed. C., Computations on the Response of One-Mass Undrumped Structures to the El Centro Accelerograf Record (Columbia University, New-York).
122. Rodriquez M., Aseismic Design of Simple Plastic Structures of Steel Founded on Firm Ground (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
123. Rosenblueth Emilio, Estructura a prueba de tremblores cimentadas sobre terreno firme (Ingenieros Civiles Asociados, ICA, nr. 17, Mexico, 1954).
124. Rosenblueth Emilio, Some Application of Probability Theory in Aseismic Design (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
125. Rosenblueth Emilio, Aseismic Design in Mexico (I-st W.C.E.E., Berkeley, California, 1956).
126. Rosenblueth Emilio, Los efectos del terremoto del 28 de Julio y la consiguiente revision de los criterios para al diseño sismico de estructuras. (Simposio, Ciudad Universitaria, 27 Agosto 1957, Mexico, 1958).
127. Rosenblueth Emilio, Consideraciones sobre diseño sismico (México, Abril 1959).
128. Rothe E., Les tremblements de terre, Paris, 1942.
129. Roussopoulos A., Construcții antiseismice (in limba greacă), Athena, 1956.
130. Roussopoulos A., Calcul des constructiões hyperstatique à plusieurs étages sollicitées par des effort obliques et excentrés, Paris, 1958.
131. Rühl H. H., Der Spannungsfluss, VDI-Berichte, Berlin, 1957.
132. Sachanski S., Analysis of Earthquake Resistence of Frame Buildings Taking into Consideration the Carrying Capacity of the Filling Masonry (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
133. Salvadori Mario G., Earthquake Stresses in Shear Building (Proc. ASCE, 1953, nr. 79, separate nr. 177).
134. Sandi H., A theoretical Investigation of the Interaction Between Ground and Structure During Earthquake (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
135. Саваренский Е. Ф., Кириос Д. П., Элементы сейсмологии и сейсмометрии, Москва, 1955.
136. Scheunert A., Die Beanspruch Ausgenauerter Stahlbetonfachgerke, „Die Bau-technik“, Mai 1950.
137. Schleicher F., Handbuch für Bauingenieurs, Springer, Berlin, 1955.
138. Sieberg A., Erdbebenkunde, Jena, 1923.
139. Simonici M., Dinamica Construcțiilor. Ed. tehnică, București, 1957.
140. Snitko N. K., Dinamica Construcțiilor (trad. din l. rusă), Ed. tehnică, București, 1962.
141. Сорокин Е. С., Динамический расчет несущих конструкций зданий, Москва, 1956.
142. Späth W., Physik der Mechanischen Werkstoffprüfung, Berlin, 1938.

143. Stănescu H., Călători străini din a doua jumătate a secolului al XVIII-lea și prima jumătate a secolului al XIX-lea, despre monumentele de artă din orașul Iași (Studii și Cercetări de Istoria Artei, nr. 3—4, 1955, p. 326).
144. Steinbrugge K. V. and Moran D. F., An Engineering study of the Southern California Earthquake of July 21, 1952 (Bull. S.S.A. April 1954).
145. Steinbrugge K., and Busch V., Earthquake Experience in North-America 1950—1959 (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
146. Strelkov S. P., Introducere în teoria oscilațiilor (trad. din l. rusă), Ed. tehnică, București, 1950.
147. Takeuchi Morio, Vibrational Characteristics of Actual Buildings Determined by Vibration Tests (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
148. Tanabashi Ryo, Studies on the non Linear Vibrations of Structures Subjected to Destructive Earthquakes (I-st W.C.E.E., Berkeley, 1956).
149. Taniguchi Tadashi, On the Vibration Period of the Framed Structures (All Journal, vol. 39, 1925).
150. Taniguchi T., General Principles of Aseismic Constructions, Tokyo, 1934.
151. Taniguchi Tadashi, Seismic Wall Effect in Framed Structure in Relation to the Period of Tall Buildings (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
152. Thomson W. T., A survey of the Coupled Ground-Building Vibrations (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
153. Timoshenko S., Vibration Problems in Engineering (New-York, 1957).
154. Timoshenko S. P., Theorie des vibrations, Edit. Béranger, Paris—Liège, 1947.
155. Tsuboi Y. and Kawaguchi M., On Earthquake Design on Flat Slabs and Concrete Shell Structures (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
156. Tsui Edward Y. W., Aseismic Design of Structures by Rigidity (Proc. ASCE, February 1959).
157. Țițaru E., Cișmigiu Al., On the Rumanian General Design Specification for Civil and Industrial Buildings in Seismic Areas (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
158. Țițaru E., Cișmigiu Al., Aseismic Design of an Oil Refinery in the State of Assam, India (II-d W.C.E.E., Tokyo, 1960).
159. Ulrich F. P., Carder D. S., Vibrations of Structures (Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, California, 1952).
160. White P. Merrit, Friction in Buildings: Its Magnitude and its importance in Limiting Earthquake Stresses (B.S.S.A., vol. 31, nr. 2, 1941).
161. Wyss Th., Die Kraftfelder in festen elastischen Körper und ihre praktischen Anwendungen, Berlin, 1926.
162. Заврнев К. С., Динамика сооружений, Москва, 1946.
163. Заврнев К. С., О теории сейсмостойкости, Тбилиси, 1933.
164. — Wellall und Menschheit, Berlin, 1902.
165. — Handbuch der Physik, Berlin, 1928.
166. — Earthquake Investigations in California 1934—1935 (Spec. Publ. nr. 201).
167. — Norme technique di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti, Roma, 1938.
168. — Beiträge zur Erdbebenkunde das Ausserdeutschen Europa, Jena, 1941.
169. — Положение по строительству в сейсмических районах (II. С. П. 101—105), 1954.
170. — Lateral Forces of Earthquake and Wind (Joint Committe of the San Francisco, ASCE and SE ANC, Proceedings, ASCE, vol. 77, nr. 66, 1951).
171. — Proceedings of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, 1952.
172. — Yersarsintisi bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında Yönetmelik (Regulation for Building in Earthquake Regions) Ankara, 1953.
173. — National Building Code of Canada, Part. 4 — Design Section, 1953.
174. — Seismic Force Regulation of the Building Standard Law Enforcement Order and the Construction Ministry Notification, Tokyo, 1955.
175. — Recommendations relatives aux constructions a édifier dans les regions sujettes aux seismes, Recommendation AS. 1955, Mai 1955.
176. — New-Zealand Standard Model Building by-Law, Part III and IV (First revision 1955).
177. — DIN 4149 — Bauten in deutschen Erdbebengebieten (Richtlinien für Bemessung und Ausführung), „Die Bautechnik“, Heft 5, Mai 1955.

178. — Code of Earthquake Resisting Building Works Pavlos King of the Greeks, 1955.
179. — Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений. ЦНИИС, 1956.
180. — Lateral Forces Building Code Requirements, Recommendations of the S.E.A.N., California, 1956.
181. — Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, 1956.
182. — Mexico City Emergency Regulations of 1957.
183. — Reglamento de las Construcciones y de los servicios urbanos en el distrito federal para prevenir los efectos de los seismos (Modificaciones), Mexico, diciembre de 1957.
184. — Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН8-57), Госстройиздат, 1957.
185. — Los efectos del terremoto del 28 julio 1957, Rev. Engenharia, Mexico, 1958.
186. — Regulamento de segurança das construções contra seismos, Lisboa, Maio 1958.
187. — Uniform Building Code (1958).
188. — San Francisco Earthquakes of March 1957, San Francisco, 1959.
189. — Earthquake Engineering Seminar University of Roorkee, 1959.
190. — Dirección de edificios e instalaciones industriales normas para el calculo de edificios nr. 1955, Caracas, 1959.
191. — Los Angeles City Building Code (1959).
192. — Проект Инструкции по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений, 1960.
193. — Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, San Francisco, 1960.
194. — Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960.
195. — Earthquake Resistant Regulations of the World. (Compiled by Organizing Committee II-d W.Q.E.E., Tokyo, 1960).
196. — Снижение стоимости и улучшение качества сейсмостойкого строительства, Москва, 1961.
197. — Berechnung und Ausführung der Tragwerke. Allgemeine Grundlagen. Windlast und Erdbebenkräfte (ONORM B. 4000, 3 Teil).
198. — Ordinance No. 4131 and Ordinance Allowing the Construction of Buildings in the City of Manila.

TABLA DE MATERII

<i>Prefața</i>	3
Capitolul I. Noțiuni generale de seismologie	7
A. Introducere. Scurt istoric general	7
B. Istoricul cutremurelor din România	14
C. Istoricul dezvoltării seismologiei ingineresti	16
D. Originea și cauzele cutremurelor	20
1. Primele concepții asupra cutremurelor	20
2. Dezvoltarea modernă a teoriei seismelor	21
3. Mecanismul producerii cutremurelor	22
4. Undele seismice	23
5. Înregistrarea cutremurelor	28
6. Principiul seismografulor	31
7. Interpretarea seismogramelor	36
E. Efectele produse de cutremure	38
1. Istoric	38
2. Scări de intensitate	39
3. Scări bazate pe înregistrări	41
4. Relații între scările de intensitate seismică	45
Capitolul II. Noțiuni generale de dinamica sistemelor elastice	48
A. Sisteme cu un singur grad de libertate	48
1. Vibrații libere, fără amortizare	50
2. Vibrații forțate, fără amortizare	52
3. Vibrații libere, amortizate	54
4. Vibrații forțate, cu amortizare	57
5. Integrala Duhamel	59
B. Sisteme cu mai multe grade de libertate	60
C. Sisteme cu o infinitate de grade de libertate	64
1. Vibrații transversale, libere, ale barei drepte	65
2. Vibrații transversale, forțate, ale barei drepte	68
D. Solicitări dinamice provenite din șoc	70
1. Șocuri transversale la bara dreaptă, prin metoda directă (elementară)	70
2. Noțiuni de calcul neliniar	74
Capitolul III. Acțiunea mișcării seismice asupra structurilor	75
A. Mecanismul transmiterii mișcării seismice	76
B. Efectul mișcării seismice asupra sistemelor cu un singur grad de libertate. Spectre de răspuns	78
C. Efectul mișcării seismice asupra sistemelor cu mai multe grade de libertate	82
D. Reducerea sistemelor cu mai multe grade de libertate la un sistem cu o singură masă. Importanța practică în calculul antiseismic	88
E. Spectre seismice și utilizarea lor în seismologia inginerască	93
1. Prezentarea problemei	93
2. Obținerea spectrelor pe cale experimentală cu ajutorul modelelor dinamice	95

3. Obținerea spectrelor prin integrare directă (analitic)	98
4. Obținerea spectrelor prin analogii electrice	101
Capitolul IV. Determinarea caracteristicilor dinamice ale structurilor	107
A. Calculul frecvențelor sau perioadelor proprii de vibrație ale structurilor	108
1. Metode exacte de calcul	108
2. Metode aproximative de calcul	111
3. Exprimări directe ale frecvențelor și perioadelor proprii	122
B. Determinarea modurilor normale sau formelor proprii de vibrație	128
1. Metode exacte pentru stabilirea modurilor normale de vibrație	129
2. Metode aproximative pentru stabilirea modurilor normale de vibrație	131
C. Factori de amortizare	131
D. Importanța caracteristicilor dinamice ale structurilor	136
Capitolul V. Influența proprietăților fizico-mecanice ale terenurilor asupra efectului seismic	138
A. Importanța naturii terenului de fundație în comportarea construcțiilor la cutremure	138
B. Influența naturii terenului de fundație asupra solicitărilor produse de cutremure	139
C. Interacțiunea dintre construcție și teren în timpul cutremurului	144
D. Comportarea unor tipuri de clădiri în funcție de natura terenului	146
E. Concluzii	149
Capitolul VI. Metode moderne privind calculul forțelor seismice	152
A. Evoluția metodelor de calcul antiseismic	152
B. Metode actuale de calcul al structurilor situate în regiuni seismice. Utili- zarea spectrelor seismice	155
C. Utilizarea spectrelor de răspuns în calculul antiseismic. Coeficienți seismici spectrali	163
1. Normele sovietice	164
2. Prescripțiile californiene	164
3. Coeficienți seismici spectrali, standard, elaborați până în prezent	165
D. Concluzii asupra calculului forțelor seismice	167
Capitolul VII. Analiza prescripțiilor pentru calculul construcțiilor situate în zone seismice	170
A. Prezentarea normelor și prescripțiilor de calcul al forțelor seismice oficiali- zate în diferite țări	170
1. Algeria	170
2. Austria	172
3. Canada	173
4. Chile	173
5. Columbia	174
6. Filipine	174
7. R.F.G.	175
8. Grecia	176
9. India	176
10. Italia	177
11. Japonia	178
12. Mexico	179
13. Pakistan	180
14. Portugalia	181
15. S.U.A.	181
16. Turcia	187
17. U.R.S.S.	187
18. Venezuela	194
19. Noua Zeelandă	195
B. Unele comentarii asupra prescripțiilor de calcul antiseismic	195
1. Etape principale în calculul forțelor seismice, în normele sovietice	196
2. Etape principale în calculul forțelor seismice, în recomandările americane	196

Capitolul VIII. Elemente generale de proiectare și execuție pentru construcțiile rezistente la cutremur	198
A. Acțiunea seismică asupra construcțiilor	198
1. Mișcarea pământului în timpul cutremurului	198
2. Transmiterea mișcării terenului la construcții	199
3. Reacțiunea construcției asupra fundației	199
4. Acțiunea mișcării seismice asupra construcției	199
B. Elemente de bază pentru calcul	200
1. Caracteristicile geometrice ale structurii	200
2. Comportarea elastică	201
3. Legătura dintre construcție și teren	201
4. Modalitatea de acțiune	202
5. Problema concentrării eforturilor	203
6. Problema flexibilității și rigidității construcțiilor	205
7. Problema torsiunii	207
8. Problema vibrațiilor construcțiilor	208
C. Concepția generală de calcul	208
1. Generalități	208
2. Metoda statică	210
3. Metoda dinamică	210
D. Principii privind concepția de alcatuire a construcțiilor rezistente la cutremure	211
1. Rigiditate și flexibilitate	211
2. Forme și dimensiuni	214
3. Materiale	214
E. Probleme de alcatuire și de execuție	215
1. Generalități	215
2. Fundații	215
3. Zidării	216
4. Planșee	221
5. Schelete de rezistență	221
6. Construcții de beton armat din elemente prefabricate	226
7. Construcții din panouri mari	227
F. Concluzii	229
Capitolul IX. Problema seismologiei ingineresti în R.P.R.	231
Anexă	235
Bibliografie	238

Control științific : prof. ing. MAZILU PANAIT
Redactor responsabil : ing. ANGHEL GHEORGHE
Tehnoredactor : POPESCU MARIA

*Dat la cules : 23.07.1962. Bun de tipar : 30.10.1962. Apă-
rut 1962. Tiraaj : 2000+140+30 Broșate. Hirtie velină de
80 g/m², 706x1000/16. Coll editoriale 18,04. Coll de tipar 18.
Planșe : tipar, 1. A. 02377/1962. C. Z. pentru bibliotecile
mari 624.042. C. Z. pentru bibliotecile mici 624.*

Tiparul executat sub comanda nr. 4719 la Intreprinderea
Poligrafică Timișoara, str. Popa Șapcă nr. 8. - R.P.R.

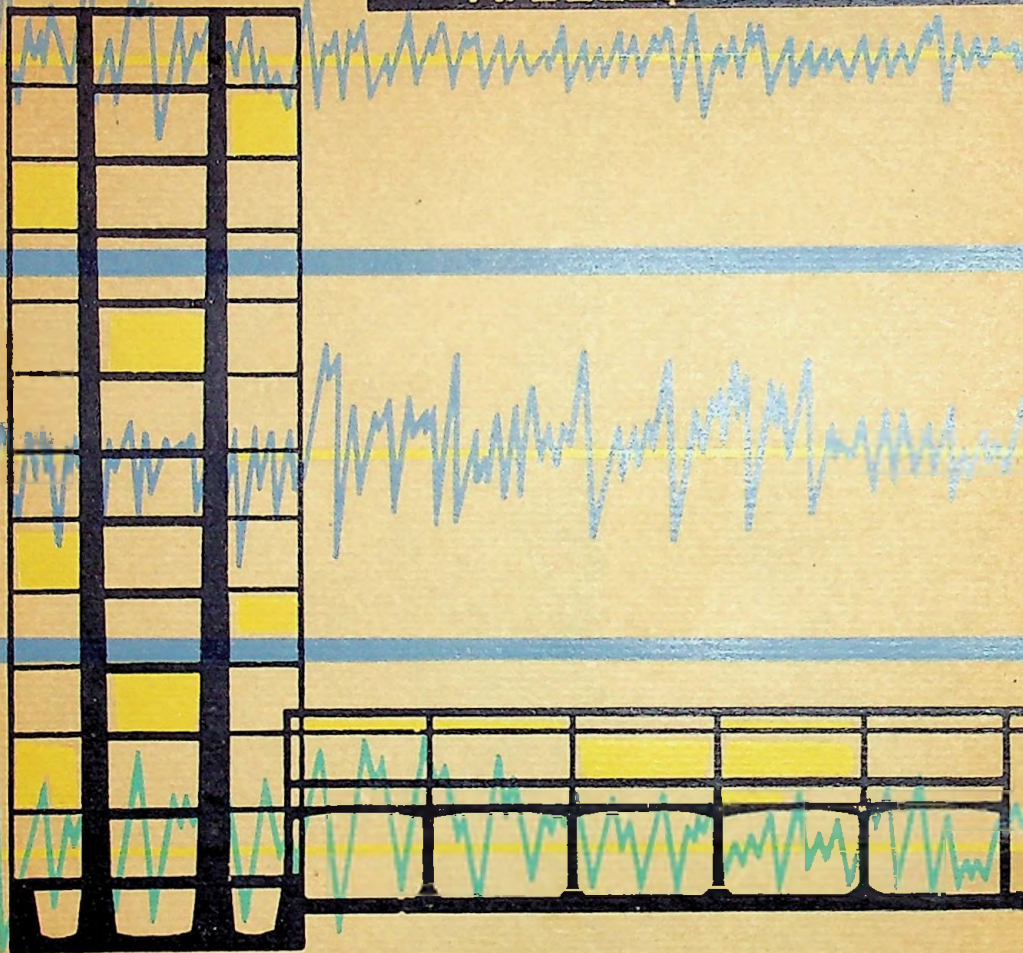
I.P.T. 32





Lel 13,90

A. BELEȘ M. IFRIM



AU APĂRUT:

Al. Gheorghiu

Statica construcțiilor,
vol. I

Structuri static determinate

Nivel superior, 544 pag., Lei 37,20.

★

V. Popescu

Construcții metalice
industriale

Nivel superior, 358 pag., Lei 24,10.

★

N. M. Onufriev

Procedee simple de consolidare a elementelor de construcții din beton armat la construcții industriale (traducere din I. rusă)

Nivel superior, 196 pag., Lei 8,30.

★

VOR APĂREA:

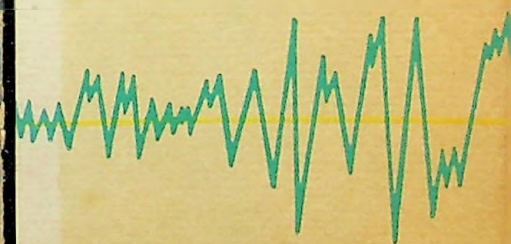
V. Nicolau

Betonul armat

★

M. Hangan

Construcții de beton armat



ELEMENTE DE
**seismologie
inginerescă**

E D I T U R A T E H N I C A

seismologie inginerescă

ELEMENTE DE