

ING. AUREL A. BELEŞ
PROFESOR LA POLITEHNICA DIN BUCUREŞTI M. A. S.

CUTREMURUL
ŞI
CONSTRUCŢIILE

BUCUREŞTI

1941

ING. AUREL A. BELEȘ
PROFESOR LA POLITEHNICA DIN BUCUREȘTI M. A. S.

CUTREMURUL ȘI CONSTRUCȚIILE

Extras din «*BULETINUL SOC. POLITECNICE*»,
Anul LV, Nr. 10 și 11, Octombrie și Noiembrie 1941

BUCUREȘTI

1941

THE JOURNAL OF
THE AMERICAN MEDICAL ASSOCIATION
PUBLISHED WEEKLY
CHICAGO, ILL., U.S.A.
1914

CUTREMURUL ȘI CONSTRUCȚIILE

Cutremurul din 10 Noembrie 1940, fără îndoială cel mai puternic din câte au bătut țara noastră în ultimul veac, s'a manifestat într'o formă foarte tragică asupra așezămintelor omenești. Distrugerea unor regiuni întregi, cu numeroase morți, a fost bilanțul acestei sguđuituri a scoarței pământești care nu a durat mai mult de 45 secunde. Bucureștiul, care în genere nu s'a resimțit de cutremurele ce au mai fost în ultimii zece ani, a fost de rândul acesta greu încercat și în special prăbușirea unuia din cele mai mari imobile din Capitală — *clădirea Carlton* — care a îngropat sub dărâmăturile ei mai mult de o sută de oameni, a mărit și mai mult impresia produsă de cutremur. Acest dezastru, precum și deteriorarea gravă a unora din clădirile mari — așa denumitele *blocuri* — din Capitală, au ridicat pentru prima oară problema siguranței construcțiilor, și în special aceea a apărării contra cutremurului. Țara noastră nefiind considerată ca o țară bătută de cutremure, problema asigurării construcțiilor în contra cutremurelor nu s'a pus în genere și, ca în multe alte țări (36)¹⁾, chiar și acelea din regiuni unde cutremurele nu sunt fenomene prea rare, ne-am găsit complet surprinși în fața acestui dezastru, și ne-au lipsit nu numai mijloacele de reparație, dar, trebuie să recunoaștem chiar discernământul necesar spre a putea aprecia gravitatea și pericolul stricăciunilor produse și a găsi soluțiile tehnice de îndreptare.

¹⁾ Numerile din paranteză se referă la bibliografia de la fine.

Dacă la aceasta adăugăm panica provocată de surparea Carltonului, și inconștiența sau reaua credință a multora din cei cari se erijau în specialiști de ocazie, ne putem explica haosul și zăpăceala ce a domnit și continuă să domnească în jurul chestiunii reparării stricăciunilor produse de cutremur.

Pentru evaluarea intensității cutremurului (1, 3) se folosesc 2 elemente: 1. *efectul asupra oamenilor și construcțiilor*; 2. *valoarea accelerației orizontale produsă de undele cutremurului*.

Primele sunt evaluări subiective, depinzând de aprecierile oamenilor, de felul și calitatea construcțiilor. Cele de al doilea sunt elemente mecanice precise, însă au defectul că lipsese mijloacele pentru determinarea lor, în cazul cutremurelor puternice.

Gradul intensității cutremurelor se evaluează cu ajutorul unor scări, din care cele mai cunoscute sunt:

Scara Rossi Forel (1893) cuprinzând 10 grade.

Scara Mercalli Cancani — prelucrată de *Sieberg*, care cuprinde 12 grade (1, 2).

În genere, aceasta din urmă este scara utilizată în mod curent și pentru fiecare grad de intensitate sunt stabilite atât efectele asupra oamenilor cât și mărimea accelerației orizontale. În tabloul alăturat dăm diferitele intensități cu efectele și accelerațiile corespunzătoare (1, 2).

Tabloul I. — *Scara pentru măsura intensității cutremurelor după Mercalli și A. Sieberg*

Gradul cutremurului	Manifestări generale	Efecte asupra construcțiilor	Val. componentei orizontale a accelerației cm/sec^2
I Insensibil	Inregistrabil numai prin aparate speciale.	—	sub 0,25
II foarte ușor	Resimțit pe alocurea în etajele superioare de persoane nervoase și sensibile aflate în stare de repaos.	—	0,25—0,5
III ușor	Resimțit de unele persoane în interiorul clădirilor.	—	0,5 — 1

Gradul cutremurului	Manifestări generale	Efecte asupra construcțiilor	Val. Componentei orizontale a accelerației cm/sec ²
IV potrivit	Resimțit în general în interior, de multe ori și în liber. Trezește multe persoane din somn. Obiectele vibrează în special sticlăria. Mobila și tâmplăria trosnesc.	—	I — 2,5
V destul de tare	Resimțit și în interior și în liber, se trezesc numeroase persoane, lumea fuge, obiectele suspendate pendulează, clopotele dela ceasuri sună, pe alocuri se răstoarnă unele obiecte. Ușile și ferestrele se deschid, geamuri plesnesc. Ramurile de copaci se mișcă.	—	2,5 — 5
VI puternic	Resimțit cu spaimă de toți, mulți se refugiază afară. Mobila se mișcă, lucrurile se răstoarnă în case, sticlăria se sparge.	La clădiri de zidărie pe alocuri mici stricăciuni mai ales crăpături în tencuială; țigla și coșurile cad pe alocurea.	5 — 10
VII f. puternic	Numeroase lucruri prin case sunt răsturnate. Clopotele mari sună. Pe ape se produc valuri sensibile. Apele se turbură.	La clădiri de zidărie numeroase stricăciuni de mică importanță, crăpături în ziduri și tencuială, căderi de ornamente, de țiglă și coșuri. La clădiri în pământă dislocări de umplutură și desfacerea tencuielilor.	10 — 25
VIII distrugător	Mobilierul este deplasat sau răsturnat. Copacii se apleacă și chiar se	Clădirile de zidărie suferă prin apariția de crăpături în zidărie,	

Gradul cutremurului	Manifestări generale	Efecte asupra construcțiilor	Val. componentei orizontale a accelerației cm/sec^2
IX pustiitor	rup. Statuile și monumentele sunt deplasate și rotite pe soclu și în parte răsturnate.	unele se surpă chiar, coșurile se năruie. Turnurile de biserică și coșurile de fabrici sunt deteriorate. Coșurile solide făcute suferă distrugeri la partea superioară. La construcțiile în schelet, umplutura crapă. La scheletele de beton armat se produc stricăciuni ușoare, în special la capetele stâlpilor.	25—50
	Stricăciuni pronunțate la construcții.	Avarii la mai mult de $\frac{1}{2}$ din clădirile de zidărie, surparea unui sfert din ele. Crăpături la zidurile de umplură ale clădirilor în schelet. Pietre izolate sunt aruncate afară. Scheletele de beton armat suferă avarii în special la capetele stâlpilor.	50—100
X nemicitor	Barajele și îndiguirile sunt mai mult sau mai puțin distruse. Călea ferată este deplasată. Canalizările sunt distruse. Pavagiile sunt crăpate și distruse. Pământul prezintă crăpături mai ales paralele cu cursul râurilor. Malurile se surpă. Fântânile schimbă nivelul	Avarii grave la clădirile de zidărie, surparea a mai mult de $\frac{1}{2}$ din clădiri. La clădirile în schelet pereții de umplură sunt aruncați afară, se macină capetele stâlpilor de beton armat, stâlpii metalici se încovoie.	100—250

Gradul cutremurului	Manifestări generale	Efecte asupra construcțiilor	Val. componente : orizontale a accelerației cm/sec ²
XI catastrofă	apei. Apa din râuri, canale, lacuri, este aruncată pe țarm. Barajele și îndiguirile sunt distruse pe regiuni întinse. Șinele de cale ferată puternic îndoite și deformat. Canalizările complet distruse. În teren se produc numeroase crăpături din care apar nisip și măr. Surpările sunt numeroase.	Surparea tuturor construcțiilor de zidărie. Avarii grave și surpări la clădirile cu schelet de beton armat sau de fier.	250—500
XII catastrofă mare	Schimbările scoarței sunt pronunțate. Se produc deplasări și surpări de maluri. Râurile își schimbă cursul, apar căderi de apă, lacurile se revarsă.	Distrugerea completă a tuturor clădirilor.	peste 500

Cum se vede din acest tablou evaluarea gradului de intensitate a unui cutremur este foarte relativă. Pentru București s'a admis că cutremurul a fost de gradul IX.

Este evident că evaluarea intensității cutremurului pe considerațiunea distrugerilor de construcțiuni și a impresiilor produse asupra oamenilor, este foarte subiectivă. Dela început însă trebuie să accentuăm că în stricăciunile produse de cutremur trebuie să deosebim 2 tipuri distincte:

1. *Stricăciunile directe* produse de cutremur precum: căderea coșurilor, căderea balcoanelor, deplasarea și crăparea zidurilor, distrugerea capetelor de stâlpi, eventual surparea caselor etc., adică stricăciuni produse de efectul direct al cutremurului asupra elementului de construcție și

2. *Stricăciuni indirecte* ca urmare a celor dintâi. Astfel am avut surpări de planșee datorită căderii coșurilor, dărâmarea

de clădiri și chiar surpări produse de căderea calcanelor, care adeseori provoacă stricăciuni mult mai mari decât efectul propriu al cutremurului.

Nu mai vorbim de cazul când prin incendiile produse de focul din sobe, ruperea conductelor de gaz, sau de scurt-circuite, prin inundațiile produse de ruperea conductelor de apă, se măresc în proporții nebănuite efectele dezastrului. Astfel, ca să cităm un caz celebru în istoria cutremurelor (3), menționăm că la *cutremurul din 1923* în Tokio au fost distruse de cutremur cca. 10.000 case și au fost omorâți 1.000 oameni, iar prin incendiile ce au izbucnit (9) în 134 locuri au fost distruse 214.551 case și au pierit 58.104 oameni. În această privință putem să ne felicităm că în cutremurul recent nu am avut de înregistrat aceste acțiuni de distrugere ce însoțesc de obicei pustiirile cutremurului.

Cum am spus, evaluarea intensității cutremurului pe baza acțiunii asupra construcțiilor după normele din tabelele menționate mai sus, este ceva foarte relativ. În general construcțiile de zidării au rezistat potrivit cu calitatea lucrării. Sunt numeroase construcțiuni de zidărie care nu au suferit aproape nimic și multe din imediata vecinătate care au avut deteriorări grave, datorite execuției neîngrijite, calității defectuoase a materialelor utilizate, concepțiunii arhitectonice greșite, nerespectarea condițiunilor impuse de practica constructivă, precum lipsa de buiandrugii, de legături etc. La construcțiile cu schelete de beton armat s'a evidențiat și mai bine rezistența construcțiunii în funcțiune de calitatea lucrării. Verificările ce s'au făcut de către ingineri au arătat că în genere blocurile ce au suferit avarii importante au fost insuficient dimensionate, cu rezistențele în stâlpii de beton armat întrecând uneori cu mult 60 kg/cm², neglijent executate și cu materiale de calitate inferioară. În special insuficiența dozajului de ciment, proporția prea mică de armătură unită cu o insuficiență în dimensionare și adeseori cu concepții constructive greșite caracterizează construcțiunile ce prezintă avarii de pe urma cutremurului. Aceste elemente ar trebui avute în vedere atunci când, pe baza distrugerilor provocate de cutremur, am voi să evaluăm intensitatea

lui. Dacă ar fi să evaluăm gradul cutremurului în București după efectele asupra clădirilor, am putea spune că apreciind după clădirile de zidărie cutremurul nu a fost poate nici de gradul VIII, iar dacă ar fi să apreciem după construcțiile în schelet de beton armat a fost de gradul IX. Și aci am putea spune că efectul cutremurului este funcție de inginerul sau firma constructoare, anumite firme ținând să demonstreze că pentru clădirile executate de ele cutremurul nu a ținut să desmintă evaluarea oficială de gradul IX de intensitate ce i s'a atribuit.

Al doilea element servind la determinarea intensității cutremurului este mărimea componentei orizontale a accelerației produsă de undele cutremurului.

În genere se admite că sguirile produse de cutremure sunt datorite unor unde sau vibrațiuni ale scoarței pământesti. Din punctul în care se produce cutremurul se propagă o serie de unde destul de complexe care însă pot fi grupate în 4 clase (1, 3, 4):

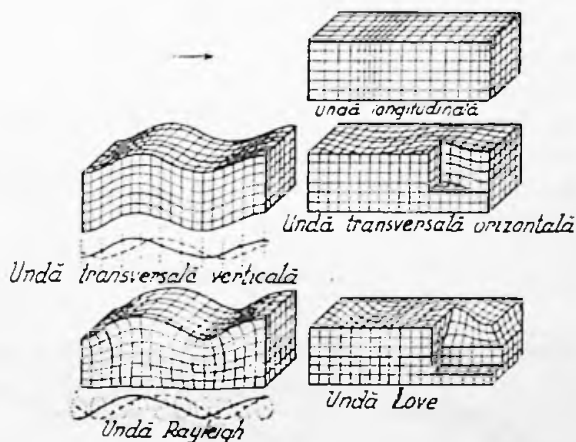


Fig. 1. — Tipurile undelor sismice. După K. Jung.
Kleine Erdbebenkunde.

1. Unde longitudinale care se caracterizează printr'o succesiune de comprimări și dilatări ale materiei alcătuind scoarța globului. De aceea se și numesc unde de compresiune. Dilatația

și compresiunea se face după direcția lor de propagare și de aceea se numesc și unde longitudinale.

2. *Unde transversale* care se caracterizează printr'o deplasare normală pe direcția de propagare a undei, — de unde și numele de undă transversală. — Asemenea unde nu produc decât deplasări tangențiale ale elementului mediului în care se propagă. Ele nu interesează decât forma, nu și volumul materialului. Ele se numesc și unde tangențiale și în raport cu pământul ele pot fi orizontale, verticale sau înclinate.

3. *Undele lui Rayleigh* sunt unde secundare rezultate din polarizarea undelor transversale sau longitudinale. În aceste unde de constituție mai complexă, se produc și fenomene de compresiune și dilatație unite cu fenomene de deplasări tangențiale care se produc însă în planul vertical. Un punct al unei astfel de unde descrie o elipsă în planul de propagare al undei.

4. *Undele lui Love* sunt unde transversale de formă complexă. Forma lor specială este explicată de rezistența din ce în ce mai mare ce o opune mediul pe măsură ce crește adâncimea.

Dintre aceste unde, cele longitudinale au cea mai mare viteză de propagare (1, 3) și ele provoacă primele vibrații ale cutremurului, cele transversale urmează după aceea. Din cauza complexității alcătuirii scoarței pământului și a fenomenelor de reflecțiuni, refracțiuni și polarizare la care sunt supuse undele în parcursul lor până la punctul de observație, tipurile de unde descrise

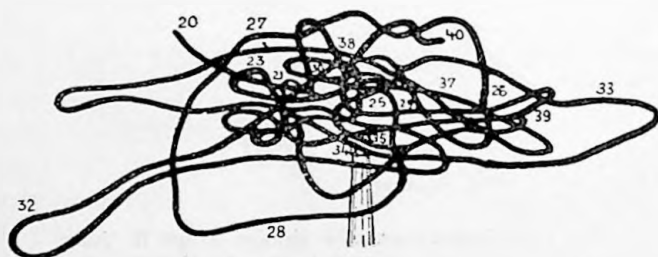


Fig. 2. — Traectoria unui punct în timpul cutremurului din Tokio 1887. După *Le Génie Civil*.

mai sus se suprapun și nu pot fi identificate separat, iar efectul lor asupra cutremurelor nu poate fi nici el separat cu înlesnire.

În figura alăturată (Fig. 2) redăm după Le Génie civil traectoria descrisă de un punct în timpul cutremurului dela 15 Ianuarie 1887 (5) din Tokio, așa cum a fost reconstituită de *A. Sekiya* și din care se poate vedea cât de complexă este deplasarea unui punct al scoarței în timpul unui cutremur.

În studiul efectului cutremurelor nu ne interesează însă atât traiectoria cât celelalte elemente ale mișcării și anume: viteza și accelerația, și în special aceasta din urmă care este cauza generatoare a forțelor dezvoltate asupra corpurilor. Într'o traiectorie atât de complexă determinarea viteselor și accelerațiilor este aproape imposibilă. De aceea se recurge la simplificări menite să permită calculul lesnicios al elementelor mecanice. Mișcarea provocată de cutremur fiind o mișcare oscilatorie ea se asimilează cu o *mișcare sinusoidală* de forma cea mai simplă și anume:

$$y = a \sin at = a \sin \frac{2\pi}{T} t \quad (1)$$

unde y este deplasarea la timpul t , a este deplasarea maximă, adică amplitudinea mișcării, iar T timpul în care se produce o oscilație completă. Cum această mișcare poate avea orice direcție în raport cu suprafața pământului și cum cele 2 direcțiuni orizontale și verticale diferențiază fenomenele mișcării pe pământ se consideră de obicei componentele după verticală și după un plan orizontal. Mișcările după aceste 2 direcțiuni vor fi tot sinusoidale de tipul (1).

În mișcarea sinusoidală de mai sus viteza va fi dată de:

$$\frac{dv}{dt} = a \frac{2\pi}{T} \cos \frac{2\pi}{T} t$$

iar accelerația

$$\frac{d^2v}{dt^2} = -a \frac{4\pi^2}{T^2} \sin \frac{2\pi}{T} t$$

În schema alăturată (Fig. 3) avem o reprezentare grafică a acestor elemente ale mișcării sinusoidale. Din expresia accelerației se vede că ea are aceeași variație periodică cu deplasarea

iar intensitatea ei maximă este dată de maximul funcțiunii:

$$\sin \frac{2\pi}{T} t \text{ care este } 1,$$

deci accelerația maximă va fi: $\gamma_{\max} = -a 4\pi^2/T^2$ adică direct proporțională cu amplitudinea și invers proporțională cu pătratul duratei oscilației.

Cum am spus mai sus, mișcarea se consideră descompusă după verticală și după un plan orizontal, și pentru evaluarea in-

tensității cutremurului se consideră valoarea maximă a componentei orizontale a accelerației, deoarece forțele orizontale produse de această accelerație provoacă distrugerile cele mai importante. Aceste valori sunt cele ce figurează în scara *Mercalli-Sieberg*.

Trebuie să accentuăm că mișcarea reală produsă de cutremur este departe de a avea forma simplă a ecuației sinusoidale de mai sus, de aceea și valoarea acestei accelerații maxime este numai aproximativă.

Dacă în loc de forma simplă de mai sus a funcțiunii periodice, am lua o altă formă, valoarea accelerației maxime poate crește foarte mult. În mod curent determinarea acestei accelerații maxime se face cu ajutorul formulei de mai sus, introducând pentru amplitudinea a și durata T a oscilației, valorile măsurate direct cu ajutorul seismografelor. Pentru cutremurele de mică intensitate seismografele permit măsurarea acestor valori, pentru cutremurele mai puternice însă seismografele se deranjează dela prima sguduitură și nu mai pot să ne dea nici amplitudinea, nici durata oscilațiilor.

S'au căutat de aceea alte metode pentru determinarea acestei accelerații. Astfel *C. D. West* (1) a propus și *Galitzin* a realizat un dispozitiv alcătuit din prisme de secțiune con-

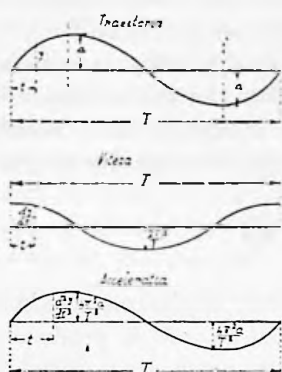


Fig. 3.

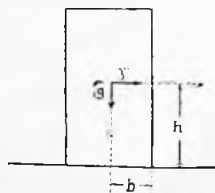


Fig. 4.

stantă și de înălțimi variabile, așezate în picioare pe o masă orizontală și care sub acțiunea accelerației orizontale produsă de cutremur sunt răsturnate (Fig. 4). După înălțimea prismelor rămase în picioare și a celor răsturnate s'ar putea deduce intensitatea accelerației pe baza formulei: $c\gamma = b/h$ unde γ este accelerația orizontală critică de răsturnare, b jumătate din lățimea unei prisme, h jumătate din înălțime, iar pentru *c Galitzin* a propus a se lua în locul inversului accelerației gravitației, valoarea experimentală fixată de el la 0,0012. Rezultatele obținute cu acest sistem nu sunt satisfăcătoare deoarece chiar accelerații mici, în cazul când perioada lor corespunde cu oscilațiile proprii ale corpului, pot produce răsturnări, iar când perioadele sunt scurte, accelerații mai mari nu răstoarnă corpul.

Seismologul japonez *Omori* (1) a propus a se determina accelerațiile pe baza rupturilor produse de cutremur în zidărie (Fig. 5), folosind formula: $\gamma = w.g.\sigma/hG$ unde γ este accelerația orizontală critică de ruptură, w modulul de rezistență al secțiunii, σ rezistența la tensiune a materialului în secțiunea ruptă, h înălțimea în raport cu planul de ruptură a centrului de greutate al masivului rupt, G greutatea masivului rupt. Trebuie să observăm însă că formula nu este exactă deoarece nu ține seama de fenomenul de compresiune excentrică iar practiceste este foarte greu de stabilit valoarea rezistenței la ruptură a materialului. S'au mai propus și alte metode pentru măsurarea directă a accelerației orizontale maxime, însă fără rezultate satisfăcătoare.

În mod obișnuit accelerația cutremurului se determină fie prin aprecierea distrugerilor produse, după scara *Mercalli-Sieberg*, fie când lucrul este posibil, prin măsurarea amplitudinii mișcării și a perioadei oscilațiilor.

După un tablou întocmit de *F. Omori* (1) s'au obținut următoarele valori pentru o serie de cutremure din Japonia:

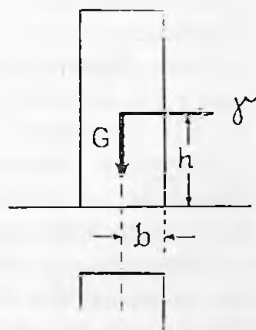


Fig. 5.

Cutremurul	perioada sec.	amplitudinea cm	acclerația cm/sec ²
Minio Owari, 28 Oct. 1891	1,3	22	260
Tokio, 20 Iunie 1894	1,8	16,2—7,8	100—48
Miyako, 31 August 1896	0,94	0,9	9,2
Tokio media a 95 cutremure	1,0	0,12	0,24
Tokio media a 18 cutremure	0,76	0,037	0,13

Pentru cutremurul dela 1 Septembrie 1923 din Tokio, *Freemann* (6) indică o perioadă de 1,35 sec. și o amplitudine de 8,9 cm, iar seismologul japonez *A. Imamura* (3) apreciază că amplitudinea celei de a 2-a sgușuitură ar fi fost de 20 cm, pe când *Freemann* o apreciază la 8,8 cm și $2\frac{1}{3}''$ perioadă, iar publicația oficială japoneză (9) indică o amplitudine maximă de 18 cm.

În studiul cutremurului dela 11 Iulie 1927 din Palestina, *Neumann* (7) apreciază perioadele undelor longitudinale la 1—1,5 secunde, iar amplitudinea dela 10 la 15 cm pentru cutremurele puternice.

După *Omori* (1) perioadele cutremurelor puternice ar fi între 1 și 2 secunde, ceea ce ar da pentru cutremurele de gradul X—XII amplitudini dela 15 cm în sus.

De altfel, contrar celor ce se crede, *mărimin* amplitudinii singur

ă nu are întodeauna un rol distrugător prea important. Astfel, la marele cutremur din Japonia dela 1923, s'au măsurat în Germania (3), adică la 9000 km distanță amplitudini de 0,5 cm iar cel din Sauriku dela 2 Martie 1933 a dat amplitudini de 2 cm cu o perioadă de 30—45 sec. Aceste mișcări, deși destul de mari, nu au produs niciun fel de pagube, și nu au fost resimțite de oameni, ele au fost doar înregistrate de seismografe. Se pare însă că *nici accelerația nu este elementul mecanic hotărîtor în distrugerile produse de cutremur.* Într'adevăr, putem obține aceleași valori pentru accelerații cu amplitudini și perioade deosebite (3). Astfel obținem o accelerație de 100 cm/sec² corespunzătoare unui cutremur de gradul IX pentru o amplitudine de 4 cm și o perioadă de 1,26 sec., sau pentru o amplitudine de 0,1 cm și o perioadă de 0,02 sec. Pe când primul caz provoacă distrugerea clădirilor, ultimul nu are efecte dău-

nătoare asupra construcțiilor, deși accelerația este aceeași în toate cazurile. De aceea s'a pus adeseori întrebarea care sunt elementele mecanice ce caracterizează efectele cutremurelor. Aceeași problemă de altfel s'a pus în tehnică pentru studiul efectului sdruncinăturilor de orice fel la care sunt expuse clădirile dar până în prezent nu s'a ajuns la rezultate concludente.

Fizicianul german *Menges* (8) a propus a se lua cantitatea $n^2 a = a/T^2$ — unde a este amplitudinea și n este frecvența vibrațiilor, — pentru măsurarea efectului sdruncinăturilor, pornind dela ideea că această cantitate este proporțională cu travaliul de amortizare al vibrațiilor. *Zeller* a arătat însă că această interpretare este greșită, travaliul fiind proporțional cu $a^2 n^3$. *Thein* considerând energia unei vibrații a propus a se lua $a^2 n^2$ ca măsură pentru efectul sdruncinării. Totuși trebuie să observăm că o anumită cantitate de energie lucrând asupra unui corp într'un timp scurt poate provoca distrugerea corpului, pe când dacă este repartizată pe o perioadă de timp îndelungată poate da deformațiuni fără distrugereri. De aceea ar fi mai rațional a se lua ca termen de comparație pentru efectul sdruncinăturilor energia raportată la timpul în care acționează adică $a^2 n^3 = a^2/T^3$.

În tratatul său de beton armat, *Santarella* (10) propune a se evalua efectul unei unde prin expresia: $I = 2a/T$ ceea ce ar corespunde la viteza mijlocie a undei, iar *Sieberg* (11) recomandă a se lua, după *Zeller*, ca termen de comparație coeficientul de sdruncinare $K = \gamma^2/n$ unde γ este accelerația și n frecvența. Înlocuind accelerația prin valoarea determinată anterior avem: $K = a^2 \cdot (2\pi)^4/T^3$ ceea ce ne arată că acest coeficient este de aceeași natură cu energia raportată la timp.

Cum se vede, până acum în domeniul distrugerilor produse de vibrații nu s'a ajuns încă la o limpezire a problemei mecanice.

Dacă voim să analizăm fenomenul mecanic produs de cutremur asupra unei construcțiuni, trebuie să cercetăm modul cum se transmite efectul vibrațiunilor scoarței la elementele de construcție ale clădirei. Unda produsă de cutremur, ajungând în terenul pe care se află o clădire se produce o mișcare a pământului cu o traiectorie complexă, dar pe care noi am

asimilat-o cu o undă sinusoidală ce poate fi sau longitudinală sau transversală. Fundația clădirii, care este înglobată în masa pământului, va fi și ea antrenată în mișcarea terenului și deci supusă la accelerația ce o are terenul. Aci intervine un element nou. Pentru ca să capete accelerația maximă, fundația cu pământul înconjurător au avut nevoie de un timp mai scurt sau mai lung, după împrejurări. Când creșterea accelerației se face repede de tot, cum se spune brusc, într'un termen uzual dar neprecis din punct de vedere mecanic, atunci fenomenul constituie aceea ce se numește în mecanică un șoc, sau într'un termen mai popular o lovitură. Se vede dar că un element important pentru evaluarea efectului produs de accelerație este să putem cunoaște *viteza cu care variază accelerația*. Și *Sieberg* în tratatul « *Erdebebenkunde* » (1) atribue o deosebită importanță variației accelerației fără însă a intra în amănuntele fenomenului mecanic, pe care ne propunem să-l analizăm în cele ce urmează.

Variația accelerației este o noțiune ce nu este încă introdusă în mecanica uzuală. Studiată ca element matematic pentru prima oară de către *Iacobi* în teza lui de doctorat din 13 August 1825, chestiunea a fost reluată de *Résal* (12) care în tratatul său de Cinematică stabilește valoarea acestei noțiuni, însă într'o formă greșită.

În anul 1928 *Melchior* (13), în *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, analizează noțiunea aceasta din punct de vedere mecanic, cercetând în special efectul fiziologic al variației accelerației asupra organismului omenesc, arătând că efectul corespunde cu senzația cunoscută sub denumirea de smuncitură (*Ruck* în limba germană, *secousse* în limba franceză). Într'un studiu publicat în « Buletinul Școalei Politehnice », subsemnatul am arătat forma mecanică ce îmbracă această noțiune, cum și rolul ei în mișcarea și solicitarea corpurilor și importanța acestei acțiuni asupra corpurilor elastice. Cred, că impresia generală a celor ce au resimțit un cutremur, este că senzația caracteristică pentru organism este aceea de smuncituri repetate. Marea majoritate a autorilor ce au studiat fenomenele macrosismice sunt de acord că variațiunile brusce ale mișcărilor

sunt cauzele distrugerilor provocate, dar studiul fenomenului nu a fost adâncit de niciun autor. Nici în literatura tehnică de specialitate nu se găsesc studii suficiente asupra acțiunii acestei variații rapide a accelerațiilor respectiv a forțelor, deși exemplele în practică sunt numeroase.

Astfel când tragem brusc de o sfoară chiar mai groasă, ea se rupe cu înlesnire; când un tren pornește brusc sau se oprește prea repede, bagajele se năpustesc asupra pasagerilor întocmai ca și mobilele sau chiar casele în timpul cutremurului, asupra locuitorilor. Există o analogie între aceste 2 fenomene, care credem că ne îndrituiește să afirmăm că elementul important ce produce în bună parte năruirea clădirilor este variația rapidă a accelerației.

Dacă admitem forma sinusoidală a oscilațiunilor produse de cutremur, atunci *variația accelerației* ne va fi dată de:

$$\frac{\partial^3 v}{\partial t^3} = - \frac{a 8\pi^3}{T^3} \cos \frac{2\pi}{T} t$$

iar valoarea maximă va fi: $\varphi \text{ max} = a \frac{8\pi^3}{T^3}$.

Dacă am voi să traducem numeric valoarea acestei *smuncituri* și am lua bunăoară așa cum se admite pentru un cutremur de intensitatea IX, o accelerație de 100 cm/sec² produsă de o undă de 4 cm amplitudine și 1,26 sec. perioadă am avea o valoare:

$$\varphi = 4 \times \frac{8 \times 3,14^3}{1,26^3} = 496 \text{ cm/sec}^3$$

După *Melchior* și după cercetătorii *Short* (14) și *Hallade* limita dela care organismul începe să resimtă efectul unei smuncituri este de 30 cm/sec³, deci pentru un cutremur de gradul IX intensitatea smuncituri ar fi de vreo 16 ori mai mare decât aceea pe care călătorul o simte într'un tren.

Trebue să observăm însă că aceste smuncituri apar chiar dela începutul declanșării cutremurului și cum autorii de specialitate arată că în genere surpările bruște de clădiri se produc chiar dela primele sguduituri ale scoarței, am putea atribui acestui fenomen multe din surpările de case. Studiul solicită-

rilor interioare ale corpurilor elastice supuse la smuncituri, cum am spus, nu este încă înaintat, așa că nu ne vom întinde asupra lui; trebuie însă să amintim că aceste fenomene dau rupturi bruște în interiorul corpurilor elastice care explică distrugerea lor.

Oricare ar fi elementul mecanic hotărâtor ce produce distrugerea construcțiilor, în stadiul actual al științei el nu ar putea fi utilizat pentru dimensionarea clădirilor decât dacă s'ar putea stabili o corelație între aceste limite și forțele ce se desvoltă în construcție sub acțiunea lui.

Dacă pe de o parte trebuie să recunoaștem că accelerația maximă a undelor sismice nu este un element mecanic suficient pentru a determina efectul asupra clădirilor, trebuie pe de altă parte să admitem că nu posedăm niciun alt element mecanic căruia să-i putem atribui distrugerea construcțiilor și pe care să-l putem folosi pentru dimensionarea clădirilor. De aceea în stadiul actual al științei seismice ne mulțumim să luăm ca element măsurabil pentru determinarea efectului cutremurului și dimensionarea construcțiilor, *valoarea accelerației maxime orizontale* calculate în ipoteza unei unde sinusoidale ideale a cărei amplitudine și perioadă să corespundă cu acelea ale oscilațiilor undei sismice.

Pentru a putea urmări efectul cutremurului asupra unei construcțiuni să reluăm examinarea fenomenului fizic. Am văzut că cutremurele se manifestă sub forma unor unde mecanice cărora le-am atribuit o formă ideală sinusoidală. Undele acestea provoacă deplasări ale scoarței pământului și prin urmare și ale fundațiilor clădirilor. Sub efectul acestei deplasări a fundațiilor și clădirile vor căpăta mișcări care vor desvolta în interiorul lor forțe ce pot explica acțiunea distructivă a cutremurelor. Din aceste *forțe, componentele verticale* se adaogă sau se scad din greutatea corpului, adică măresc sau reduc forțele verticale. Efectul lor în genere nu constituie vreo primejdie pentru construcții, căci valorile componentelor nu reprezintă decât fracțiuni din greutatea corespunzătoare a pieselor asupra cărora acționează și în genere construcțiunile rezistă cu înlesnire la astfel de solicitări (1).

În schimb *componentele orizontale* au o mare influență asupra clădirilor. În general construcțiunile nu se calculează la forțe orizontale și chiar când se consideră acțiunea unor asemenea forțe cum sunt cele produse de vânt, valorile lor sunt relativ mici (6). De asemenea măsurile constructive nu sunt în general de așa natură încât să pună construcțiunile în măsură să reziste la forțe orizontale de intensitate ceva mai mare. De aci a venit concepția care este la baza dimensionării construcțiunilor menite a rezista la acțiunea cutremurelor și anume de a calcula construcțiunile la acțiunea unor forțe orizontale reprezentând o fracțiune din greutatea verticală corespunzătoare. Problema care se pune însă este să stabilim care este mărimea forțelor ce acționează asupra diferitelor elemente ale clădirii și apoi care sunt eforturile interioare ce se dezvoltă sub acțiunea acestor forțe.

Când unda seismică sosește într'un punct al scoarței pământului, acționează în primul rând asupra acesteia. Dacă terenul nu este destul de îndesat atunci sub influența undelor repetate el se va îndesa întocmai ca nisipul turnat liber într'o găleată și care prin câteva sguduituri aplicate găleții se tasează sensibil. Undele seismice pot produce însă și deplasări de straturi și chiar lunecări de terenuri (15), acolo unde terenul nu este încă bine stabilizat.

Aceste fenomene provoacă dislocările fundațiilor ce se găsesc pe ele și produc distrugerea clădirilor prin cedarea fundațiilor. Tot ele sunt cauza crăpăturilor din scoarța pământului, a ondulațiilor de teren sau șerpuirilor ce se ivesc la linii ferate și la șosele în timpul cutremurelor.

În București, solul fiind în general bine stabilizat, cu un coeficient de îndesare pronunțat, nu s'au manifestat fenomene de tasări sau dislocări de terenuri. Am putut totuși constata o dislocare a malului săpăturii făcută pentru construcția Palatului Regal, care a provocat crăparea aripei din stânga a Hotelului Splendid din Calea Victoriei. În figura alăturată (Fig. 6) se văd crăpăturile produse în curtea hotelului prin dislocarea malului.

Terenul de fundație pus în mișcare de unda seismică antrenează și fundația în mișcarea ei, care la rândul ei transmite

mișcarea întregii clădiri. Pentru a putea fi puse în mișcare părțile constitutive ale clădirii, vor trebui să fie solicitate de forțe interioare care se transmit de-a-lungul clădirii începând dela fundație. Dacă admitem că construcția este perfect rigidă

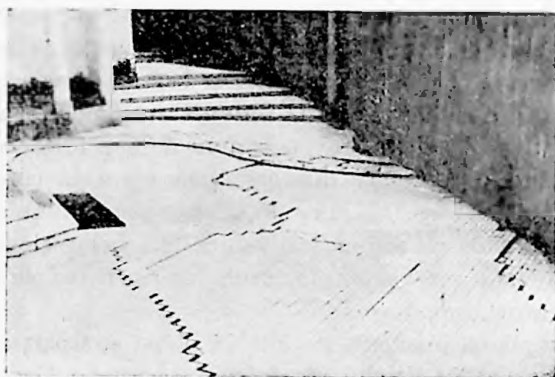


Fig. 6.

mișcarea s'ar transmite instantaneu. Admițând deocamdată ipoteza rigidității construcțiunii și asimilând-o cu o bară se pot găsi legile de variație ale forțelor ce se dezvoltă într'ansa.

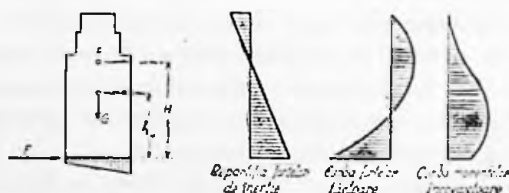


Fig. 7.

În acest scop *Schulze* (16) asimilează clădirea cu un corp (Fig. 7) de greutate G având centrul de greutate G cunoscut și rezemat pe un teren, astfel încât reacțiunile lui variază proporțional cu deformațiile, coeficientul de deformație specifică fiind c . Aplicând acestui corp la bază o forță orizontală F corespunzătoare accelerației produsă de cutremur $a = 4\pi^2/T^2$,

Schulze determină legea de repartitie a forțelor de inerție de-a-lungul corpului asimilat cu o bară, de unde apoi se poate deduce curba de repartitie a forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare.

Dacă notăm cu: h_0 înălțimea centrului de greutate al corpului deasupra bazei; I momentul de inerție polar al corpului în raport cu o axă orizontală normală pe F și trecând prin centrul de greutate; I_0 momentul de inerție al suprafeței de susținere în raport cu o axă trecând prin centrul de greutate al suprafeței și normală pe F ; g accelerația gravitației; H înălțimea axei instantanee de rotație P , în raport cu baza se obține:

$$H = h_0 + \frac{I}{G \cdot h_0} - \frac{T^2}{4\pi^2} \frac{c I_0 g}{G \cdot h_0}.$$

Din expresia aceasta se vede că H variază în funcțiune de coeficientul de deformatie specifică a solului, ceea ce arată deosebita importanță a naturii terenului de fundație, cât și de durata T a oscilației. Pentru $T = 2\pi \sqrt{I/I_0 \cdot cg}$ axa instantanee de rotație trece prin centrul de greutate al corpului. Cunoșcând poziția axei instantanee de rotație și repartitia masei de-a-lungul construcțiunii putem afla distribuția forțelor de inerție după care putem deduce curba forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare. Examinând forma curbei forței tăietoare observăm că ea prezintă un maximum la bază și altul în partea superioară, în dreptul axei instantanee de rotație, iar curba momentelor încovoietoare arată un maximum la oarecare înălțime de la bază. În cazul când axa instantanee de rotație trece prin centrul de greutate, atunci momentul este maxim chiar la bază.

În degradările construcțiunilor se poate urmări destul de limpede atât acțiunea forțelor tăietoare cât și a momentelor încovoietoare.

Astfel rupturile de coșuri de fabrică produse la partea superioară, după planuri înclinate la 45° , trebuie atribuite acțiunii forței tăietoare, iar degradările clădirilor mai accentuate la etajele I și II în clădirile cu 7—8 etaje se pot atribui momentelor încovoietoare maxime. Rupturile coșurilor obișnuite pro-

duse la baza lor pot fi explicate tot prin acțiunea forței tăietoare. În special, când se produce în planul rupturii și o torziune a părții superioare, aceasta ne arată că a fost vorba de o deplasare datorită forței de forfecare (1), care din cauza frecării neuniforme din secțiunea tăiată a produs un cuplu ce a rotit partea de deasupra.

Cum am spus mai sus, am asimilat clădirile cu corpuri rigide în formă de bare, ceea ce ne-a permis să stabilim curbile după care variază forțele tăietoare și momentele încovoietoare dealungul clădirii. De fapt însă construcțiunile sunt corpuri elastice și ca să ne dăm seama de solicitările interne trebuie să ținem seama de elasticitatea lor, astfel cum se obișnuiește în studiul grinzilor.

Odată cu prima sguduire produsă de cutremur clădirea începe să se miște. Transmisiunea mișcării, deci a forțelor ce provoacă mișcarea se produce prin unde elastice a căror viteză de propagare este funcțiune de coeficientul de elasticitate a materialului și este de ordinul vitezei de propagare a sunetului în corp.

Declanșarea acestor unde în clădire produce vibrarea diferitelor elemente constitutive precum: stâlpi, ziduri, planșee, etc. Dacă cutremurul s'ar mărgini la o singură sguduitură, aceste vibrații s'ar stinge prin efectul rezistențelor interioare și în scurtă vreme s'ar liniști.

Dar la un cutremur nu avem o singură sguduitură. Forma periodică a undelor sismice arată că sgduiturele se repetă și sensul lor alternează. Clădirea, care a căpătat o lovitură în fundație la ivirea primei unde s'a deplasat puțin și dacă lovitura nu a fost prea puternică, deformația rămânând în limita solicitărilor elastice, clădirea caută să revină. Dar în acest timp forța ce a provocat lovitura din fundație își schimbă sensul deplasând clădirea în direcția opusă pentru ca apoi să urmeze o nouă schimbare de sens și așa mai departe.

Dacă perioada oscilațiilor proprii ale clădirii coincide cu perioada de acțiune a undelor sismice atunci se produce un efect de rezonanță (18) care poate produce prăbușirea clădirii. Dacă perioadele nu coincid se vor produce interferențe care

adeseori reduc mișcările ce le face clădirea. Ținând seama de deplasarea fundației și care se transmite deci întregii clădiri, cum și de deformația elastică a clădirii, am putea separa mișcarea rezultantă a clădirii în 2 mișcări: una generală la care ar fi supusă întreaga clădire provenind din mișcarea ondulatorie a undei seismice și o serie de mișcări individuale proprii a diferitelor elemente ce constituie clădirea. Bine înțeles prima mișcare, cea de ansamblu, va putea avea loc numai atât timp cât clădirea își păstrează caracterul ei monolitic, mișcările celelalte, individuale ar fi comandate de dimensiunile și natura materialului, precum și de legăturile acestor elemente între ele. Din acest punct de vedere trebuie să împărțim construcțiunile în 2 categorii distincte:

1. *Clădiri cu schelete rezistente*, capabile să reziste la solicitări de tensiune, cum sunt clădirile în schelete de fier, beton armat sau lemn.

2. *Clădiri de zidărie la care materialul nu poate lua eforturi de tensiune*, cum sunt construcțiunile din zidărie de cărămidă, de piatră și în special acelea la care din lipsă de legături și tiranți zidăria trebuie să reziste singură la toate felurile de solicitări.

La clădirile cu schelete de rezistențe, efectul monolitic se păstrează până când din vreo cauză oarecare scheletul se distruge.

Clădirea oscilează în totalitatea ei cum se vede în schița alăturată (Fig. 8). Această oscilație este rezultatul a 2 deplasări, întâi aceea produsă prin deplasarea fundației și apoi aceea produsă prin deformația elastică a clădirii. Prima va fi determinată de unda seismică și va fi mai accentuată pentru

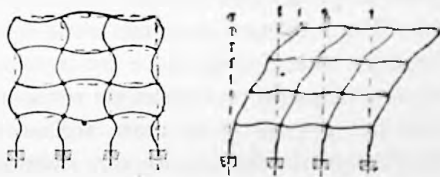


Fig. 8.

unde transversale, totuși mărimea oscilațiunilor este relativ mică. Dacă bunăoară asimilăm forma undei cu o sinusoidă acționând într'un plan vertical (Fig. 9), ecuația sinusoidei va fi

$$y = a \sin \frac{2\pi}{L} x$$

iar a tangentei $tg a = \frac{dy}{dx} = \frac{2\pi a}{L} \cos \frac{2\pi}{L} x$ care are valoarea maximă la origină, dată de:

$$tga_0 = \frac{2\pi a}{L}$$

Luând o lungime de undă de 1 km și o amplitudine de 4 cm vom obține: $tga_0 = 0,00025$ adică la o înălțime de 10 m

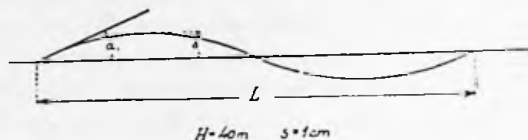


Fig. 9.

a clădirii oscilația ar fi de 2,5 mm de fiecare parte a verticalei. La o clădire înaltă de 40 m, cum a fost *Carlton*, oscilația ar fi de 1 cm de fiecare parte a verticalei.

Reamintim însă și aci, că forma undelor sismice nu este o simplă sinusoidă și valorile obținute ne dau numai o indicație asupra gradului de mărime a oscilațiilor.

Dacă trecem acum la examinarea deformației elastice a construcțiunii menționăm întâiu că această deformațiune depinde de foarte multe elemente precum: coeficientul de elasticitate al materialului, forma, dimensiunile parțiale și totale ale clădirii și ale elementelor ce compun masa diferitelor părți, etc. Toate aceste elemente sunt foarte greu de determinat în practică. Astfel în ceea ce privește materialul trebuie să arătăm că o construcție cu schelet de rezistență și umplutură de zidărie, este neomogenă și ca atare trebuie să stabilim coeficientul de elasticitate pentru fiecare din materialele supuse deformațiunii, precum: beton, beton armat, zidărie, lemn, etc. Însă pentru materialele utilizate într-o clădire ca betonul și zidăria, acest coeficient este foarte variabil depinzând de dozaj, felul de execuție, vechimea construcțiunii. Mai mult încă, el variază după felul solicitărilor, și dacă pentru solicitări statice el este cunoscut, pentru solicitările dinamice lipsesc datele experimentale.

Pe lângă aceasta trebuie să avem în vedere și unele fenomene auxiliare complexe ce însoțesc deformațiunile produse de cutremur. Astfel la scheletele de rezistență, materialele de umplutură precum sunt zidurile pereților, dau la început o rigidizare care însă după câteva mișcări dispăre din cauza distrugerii legăturii dintre zidărie și schelet. De asemenea fisurile și crăpăturile ce se produc în beton modifică legile de repartiție ale eforturilor interioare și deci și deformațiunile pieselor.

Din punct de vedere al calculului problema este de asemenea foarte complexă (26) și poate fi abordată pe 2 căi: *prin metoda deformațiilor și prin metoda energetică*.

În prima metodă se pleacă de la ecuația diferențială a fibrei deformată a fiecărei bare, se scrie că barele de legătură cu pământul sunt supuse la acțiunea unei deplasări date de mișcarea ondulatorie a undelor sismice și se integrează determinând constantele de integrare în funcțiune de legăturile dintre bare. Complexul de ecuații obținut este mare și pentru a se putea ajunge la rezultate practice trebuie făcută o serie de simplificări. Soluțiuni generale nu se pot da, ci trebuie studiat fiecare caz în parte.

A doua metodă, cea energetică, consideră lucrul mecanic necesar pentru obținerea amplitudinii maxime ale oscilației, care este egal cu energia cinetică și energia potențială acumulată prin deformația individuală a barelor. Lucrul mecanic necesar pentru deformația sistemului este produsul dintre forțele de inerție aplicate asupra sistemului și spațiul parcurs. Făcând anumite ipoteze simplificatoare asupra poziției punctelor de inflexiune și a curbei de deformație, se poate ajunge la un sistem de ecuații care să ne dea repartiția momentelor, forțelor tăietoare și forțelor axiale, cum și perioadele de vibrație proprie. Accentuăm și aci că formula de aplicație generală nu se poate da nici pe această cale.

Modul de aplicație al metodelor a fost recent expus într'un articol publicat de *Purwein* (18) în revista «Beton und Eisen» din 20 Dec. 1940. Pentru aplicarea metodei, *Purwein* este nevoit să facă o serie de ipoteze simplificatoare, privind în special simetria sistemelor, egalitatea deschiderilor, uniformizarea sar-

cinilor, a momentelor de inerție, etc., toate menite a ușura stabilirea ecuațiunilor fundamentale. Pentru construcțiunile curente la care toate aceste ipoteze simplificatoare nu sunt îndeplinite, aplicarea metodei ar duce la complicațiuni inextricabile.

Când însă construcția se reduce la elemente simple, asimilabile cu forme geometrice elementare cum ar fi bunăoară coșurile de fabrici, calculul este mai ușor. Bine înțeles că și aici întâmpinăm oarecare dificultăți în evaluarea coeficientului de elasticitate, dar problema poate căpăta o soluție mai simplă. *Lehr* (19) a dat în 1928 o metodă grafică; *Puxwein* (20), care a studiat problema într'un articol din «Beton und Eisen» din 20 Iunie 1940, dă o metodă pentru calculul coșurilor înalte. Din studiul publicat, rezultă că pentru coșuri înalte se pot produce sub acțiunea cutremurului, oscilații cu mai multe puncte de inflexiune, ceea ce ar putea explica momentele încovoietoare maxime spre extremitatea superioară a coșurilor. Aceasta ar putea justifica ruptura atât de frecventă a coșului dela partea superioară. De altfel la coșuri de fabrici comparația între rezultatele calculcelor și măsurători concordă destul de bine.

Astfel după *Monobe* (20) pentru coșul de zidărie al universității din *Tokio* de 15,5 m înălțime s'a calculat o perioadă de circa 1" cât a dat măsurătoarea directă; pentru cel de beton armat dela aceeași universitate de 30,5 m lungime perioada calculată este de 0,48 sec, iar cea măsurată de 0,51" și în fine la coșul de beton armat din *Saganoski*, înalt de 167,5 m de 2'36" față de 2'30".

Tot astfel pentru faruri s'au obținut valori concordante între calculul teoretic și măsurători. Cu un coeficient de elasticitate pentru zidărie de 360000 kg/cm² s'a calculat pentru farul dela *Planier* (27), de 54 m înălțime o perioadă de oscilație proprie de 0,55 cât au dat și măsurătorile exacte.

Am arătat că *pe lângă mișcările de ansamblu la o construcțiune, avem și vibrații proprii ale diferitelor părți constitutive*. Asemenea mișcări sunt foarte comune. Astfel sunt sdruncinăturile ce se resimt la planșele clădirilor când trece un vehicul greu pe stradă, mai ales când strada nu este bine întreținută.

Studiul acesta al vibrațiilor proprii ale diferitelor părți constitutive ale clădirilor este și el complicat. Am arătat ce elemente influențează asupra vibrațiilor unui corp: coeficientul de elasticitate, dimensiunile, forma, legăturile lui și am accentuat asupra greutății de a determina exact fiecare din aceste elemente. Din acest punct de vedere betonul armat și zidăria se comportă cu totul diferit. Pe când betonul armat și în oarecare măsură și betonul rezistă la solicitări de tensiune, zidăria nu rezistă la tensiune, mai ales când este executată cu mortar de var. De aceea, cum am spus, trebuie separate aceste 2 tipuri de construcții.

Calculul vibrațiilor diferitelor elemente ce compun o construcție în schelet se poate face cu oarecare înlesnire, asimilând stâlpii și grinzi izolate cu bare, iar planșeele și pereții de beton armat cu plăci și folosind ecuațiunile mișcărilor stabilite în diferitele studii de specialitate (17, 26). Din studiile publicate

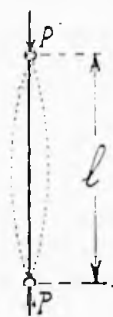


Fig. 10.

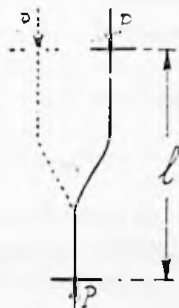


Fig. 11.

$$\Omega = 40 \times 40 \text{ cm}^2$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$E = 210000 \text{ kg/cm}^2$$

nu se pot trage însă concluziuni asupra modului cum se comportă diferitele elemente de construcție la vibrațiile cutremurelor.

În legătură cu vibrațiile pieselor, sunt însă unele efecte secundare ce pot produce distrugereri grave (22) mai ales la stâlpi și la grinzi. Dacă considerăm un stâlp solicitat de o forță centrică

(Fig. 10) se știe că pe lângă efectul de compresiune pură se produce un fenomen de flambaj datorit între altele faptului că axa piesei nu coincide cu linia de acțiune a forței. Dacă în timpul solicitării stâlpul este supus și la acțiunea unor vibrații transversale al căror efect este să depărteze axa piesei din poziția ei primitivă, este ușor de văzut că tendința de flambare va crește (21, 23, 24, 25) și dacă vibrațiile sunt destul de puternice sau forța este destul de mare, stâlpul care a rezistat în perfecte condițiuni la solicitările statice poate să flambeze.

Puwein (21) dă în funcție de sarcina normală de flambaj, următoarea sarcină de flambaj pentru un stâlp articulat la cele două extremități

$$P_{fv} = P_f - G \cdot \frac{l}{g} (2f)^2 \left[1 + \left(\frac{\pi}{\lambda} \right)^2 \right]$$

unde P_f este sarcina normală de flambaj, G greutatea stâlpului, l lungimea de flambaj, g accelerația gravitației, f frecvența vibrației transversale, λ coeficientul de subțirime.

Prin neglijarea termenului $(\pi/\lambda)^2$ care este în general mic, formula se simplifică la:

$$P_{fv} = P_f - \frac{Gl}{g} (2f)^2 \quad (1)$$

Dacă în loc să considerăm bara articulată la extremități ar fi încastrată și capătul superior s'ar putea deplasa lateral, (Fig. 11) sarcina de flambaj sub efectul vibrațiilor ar fi:

$$P_{fv} = \frac{1}{1 + \frac{8l}{g} (2f)^2} \left[P_f - 3,10 G \frac{l}{g} (2f)^2 \right] \quad (2)$$

În cazul cutremurelor, perioadele vibrațiilor transversale sunt relativ rare, f fiind în genere mai mic decât 1. În ecuația (1) efectul acestei vibrații este redus; în (2) dacă neglijăm termenul al doilea din paranteză care este mic avem:

$$P_{fv} = \frac{P_f}{1 + \frac{8l}{g} (2f)^2}$$

Luând pentru f valoarea corespunzătoare mișcării date de cutremur și care este circa 0,76 avem pentru un stâlp de 8 m înălțime

$$P_{fv} = \frac{P_f}{1 + 15} = \frac{P_f}{16}$$

adică, cam a 16-a parte din sarcina normală de flambaj. Este locul să observăm că în genere încărcările stâlpilor de beton armat sunt mult mai mici decât sarcinile de flambaj calculate cu formula lui Euler. Astfel pentru un stâlp de beton armat de 40×40 secțiune și 800 m lungime cu un $E = 210.000 \text{ kg/cm}^2$, obținem sarcina normală de flambaj:

$$P_f = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = \frac{10 \times 210000 \times 210000}{800^2} = 690 \text{ tone și deci pen-}$$

tru cazul vibrațiilor: $P_{fv} = 690/16 = 43 \text{ tone}$ valoare mai mică decât încărcătura maximă admisibilă, care pentru un astfel de stâlp ar fi de 51 tone. La vibrații transversale rapide și la lungimi mari, atât la stâlpul de beton armat cât și la stâlpii metalici această latură a problemei ar trebui să fie examinată.

O altă problemă importantă ce privește grinzile este cazul solicitării unei grinzi încărcate printr-o forță oscilantă.



Fig. 12.

Este cazul consolelor încărcate la capăt cu o forță oscilantă (Fig. 12), sau a grinzilor încărcate cu stâlpi supuși la acțiunea forțelor orizontale oscilante. În cazul consolelor supuse la o acțiune statică, dacă prin efectul sdruncinării produsă de cutremur se adaogă o nouă forță F' atunci solicitarea consolei mărește la dublu rezistența produsă de încărcarea statică F și se adaogă încă solicitarea produsă de noua forță F' acționând dinamic. Această mărire a rezistențelor ce este mai mult decât

dublul rezistenței primitive, explică fisurarea consolelor și deformarea lor, care aduce de obicei și crăparea zidăriei de deasupra. Mai mult, dacă am ține seama că prin oscilațiile verticale sensul de solicitare al forțelor schimbă brusc de sens, eforturile, cum se arată de a *A E Love* (30) se triplează.

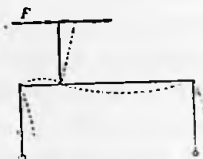


Fig. 13.

La cazul stâlpilor ce pornesc de pe grinzi (Fig. 13), problema se repetă pentru sarcinile verticale unde surplusul de efort datorit componentei verticale a accelerației produsă de cutremur, mărește eforturile în grindă. La acest efect se adaugă încă solicitarea produsă de momentul componentei orizontale a accelerației produsă de cutremur. Cum această componentă alternează ca direcție în timpul cutremurului, efectul asupra grinzii va fi o mărire a solicitărilor.

În ceea ce privește zidăriile de cărămidă și de piatră, trebuie avut în vedere că acest material nu poate lua decât rezistențe mici de tensiune și calitatea materialelor utilizate și a manoperei sunt hotărâtoare în această privință.

După prescripțiunile germane (28) mortarul de var ar trebui să aibă o rezistență la tensiune de 2 kg/cm², după 28 zile și de 3 kg/cm² după 56 zile pentru proporția de 1 parte var la 3 părți nisip și deci zidăria ar trebui să poată atinge aceste rezistențe.

În practică valorile acestea nu sunt aproape niciodată atinse pentru mortar, iar reaua execuție a zidăriei reduce și mai mult rezistența zidăriei. Întrebuințarea cărămidilor murdare și în special pline de praf, punerea lor în operă fără a fi udate în prealabil și execuția de rosturi neumplute bine cu mortar, dau ziduri la care rezistențele la tensiune sau la solicitări tangențiale este nulă. Este evident că asemenea ziduri nu vor putea rezista la solicitările produse de cutremur.

Pentru zidăriile lucrate cu îngrijire și în special cele executate cu mortar de ciment și având legături suficiente care pot lua tensiuni, cutremurele nu produc în general distrugeri importante (6). Clădirea lucrează ca un bloc (Fig. 14) atât timp cât

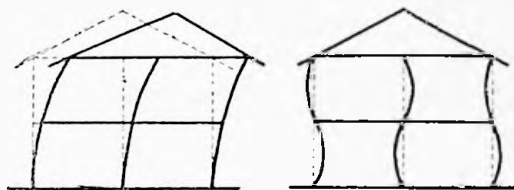


Fig. 14.

solicitățile nu întrec rezistența materialelor din care clădirea este alcătuită și deteriorările ce se produc sunt mici. Când însă eforturile de tensiune întrec rezistența zidăriei încep să apară crăpături, care pot provoca căderea zidurilor și chiar surparea construcției.

Considerând iarăși cazuri simple, bunăoară stâlpi de zidărie și examinând în special oscilațiile transversale ale zidurilor, se poate vedea că atât amplitudinea oscilațiilor cât și forțele de forfecare și momentele încovoietoare variază în limite mari, după frecvența oscilațiilor.

Problema a fost studiată de Brötz (17) și în câteva grafice (Fig. 15) redăm rezultatele obținute de dânsul pentru cazul unui stâlp de zidărie de 25/25 cm secțiune și 3 m înălțime încadrat în teren și liber la partea superioară. Examinarea rezultatelor ne arată că problema nu poate fi studiată decât dela caz la caz.

La clădiri de zidărie se mai evidențiază efectul forțelor de inerție și printr-o acțiune ce provoacă o distribuție inegală a solicitărilor, ce ar putea explica anumite anomalii constatate la multe construcțiuni (29).

Dacă considerăm un planșeu rezimând pe ziduri sau pe stâlpi (Fig. 16), rezultanta forțelor de inerție va fi aplicată în centrul de greutatea G al planșeului. Sub acțiunea acestor forțe planșeul va căuta să se deplaseze și zidurile, respectiv stâlpii

de susținere, se vor opune la această deplasare potrivit rigidi-

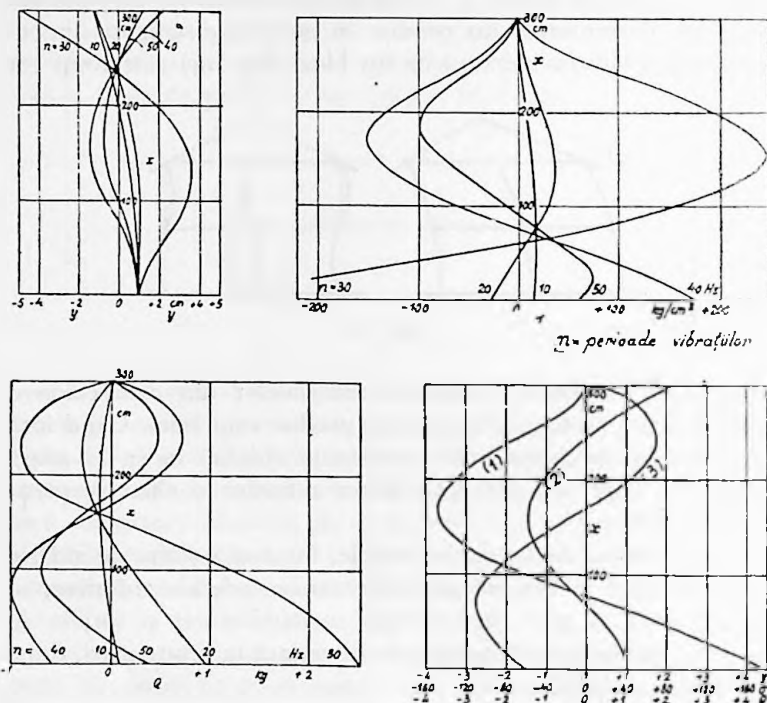


Fig. 15. — Curba deformațiilor y (2), eforturilor σ (1) și forțelor tătoare Q (3) într'un stâlp de zidărie supus la vibrații, după Otto Brötz.

tății fiecăruia din aceste elemente. Afectând fiecare din aceste elemente cu un coeficient proporțional cu rigiditatea lui, și luând c. de gr. al acestor elemente, obținem centrul de rigiditate al sistemului de susținere. Când centrul de greutate și centrul de rigiditate coincid, planșul ia numai o mișcare de translație și distribuția solicitărilor se face potrivit rigidității fiecărui element. Când cele două centre nu coincid, atunci plan-

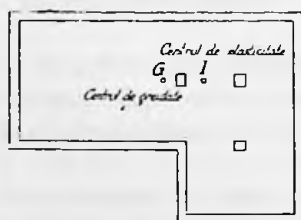


Fig. 16.

șeul capătă și o mișcare de rotație ce va produce surplusuri de încărcări pentru anumite elemente de susținere provocând și deformări pronunțate în construcțiune, atât în planșeu cât și în reazime.

În special în planșeele cu grinzi de lemn sau cu grinzi metalice, acest fenomen joacă un rol deosebit și poate explica dislocări și chiar torsiuni ale clădirilor.

În lumina considerațiunilor acestora teoretice, vom căuta să examinăm și să explicăm constatările făcute la clădirile afectate de cutremurul din *Noembrie 1940*.



Am arătat la început că intensitatea cutremurelor se evaluează după efectele asupra construcțiilor și senzațiile oamenilor, deci într'un mod cu totul subiectiv. Efectul cutremurului depinde însă nu numai de intensitatea lui ci și de calitatea construcțiilor și este evident că într'o regiune unde lipsa de lucrători pricepuți sau de material bun este notorie, va trebui să ne așteptăm la pagube mai mari. Dacă însă în aceeași regiune sau oraș, unde deosebirile de execuție ale construcțiunilor nu sunt prea marcate, constatăm o diferențiere a deteriorării construcțiunilor de cutremur, trebuie să atribuim unor împrejurări speciale această diferențiere.

Toți cercetătorii în domeniul seismologiei sunt de acord să recunoască că natura straturilor superioare ale solului joacă un rol important în gradul de distrugere al cutremurului.

Iată după *Sieberg* (11) efectul pe care îl au diferitele feluri de terenuri asupra intensității cutremurului:

Grad de
mărime
după scara
Sieberg

1. *Aluviunile, puțurile, nisipurile, turba*. Pericolul crește cu proporția de îmbibare cu apă 1—2
2. *Terenuri argiloase, marne, loes, lut, argile aluvionare*.
În stare uscată compactă aproape nu prezintă pericol.
Periculoase în stare uscată sfărâmicioasă, în caz de infiltrațiuni de apă, în stare plastică sau chiar moale 1—3
3. *Terenuri de umplutură naturală sau de molozuri*. Cu atât mai periculoase cu cât bucățile sunt mai mari . 2—3

4. *Terenuri mlăștinoase* sau lacuri umplute cu pământ.
In genere foarte periculoase 3—4
5. *Quarțite alterate*, șisturi cuarțitice, calcaruri, marmore. Nu sunt periculoase din cauza cantităților mici de produse de descompunere 0
6. *Gresii alterate*, breccii, conglomerate. Pericolul corespunde grosimii maselor de nisip rezultate și amestecului de bucăți de roci colțuroase 1—2
7. *Granituri alterate*, porfirc cuarțoase, trachite, diabase, gneisuri : dacă cuprind structuri nisipoase sau argiloase, câteodată în adâncime pietre din alterarea granitului 1—2
8. *Basalte alterate*, fonolite, grauvacke, șisturi argiloase. Tufuri, straturi de lut și argilă, în special la adâncimi mari la șisturi argiloase și la tufuri 1—3

Cum se vede din acest tablou, intensitatea cutremurului variază destul de mult, după natura solului.

Un element ce influențează intensitatea cutremurului este stratul aquifer (2). Dacă stratul aquifer este aproape de suprafața sau fundațiile construcției ajung până aproape de apă, efectul cutremurului crește ca intensitate.

Pentru București aceste 2 efecte se pot vedea destul de bine urmărind regiunile ce au suferit mai mult. Astfel în regiunile unde terenul este slab, aluvionar, de dată recentă, cum este bunăoară regiunea Elefterie, efectul cutremurului a fost mai puternic decât în regiunea platoului de deasupra a Șoselei Panduri, unde stricăciunile cutremurului au fost mai mici. În regiunea Elefterie și pânza de apă subterană este mai ridicată, ceea ce explică efectul mai pronunțat al cutremurului. De asemenea în regiunea Oborului, în zona șoselei Iancului, efectul cutremurului a fost mai redus și explicația se găsește în faptul că terenul este format dintr'un strat gros de argilă compactă și apa este la adâncime mare. Pentru a evidenția rolul pe care îl joacă apa în transmiterea vibrațiilor, pot să citez cazul următor: Acum vreo zece ani, în regiunea unde este astăzi parcul Radorin nu existau decât câteva case răzlețe, iar nivelul apei subterane — nefiind executate lucră-

rile de canalizare — era destul de aproape de suprafață. Un fabricant de bomboane instalase un motor cu explozie a cărui fundație, alcătuită dintr'un bloc de beton, cobora până la stratul de apă. Când motorul a fost pus în funcțiune, locatarul unui imobil situat la vreo 150 m depărtare a venit să reclame că trepidațiile motorului se resimt în casă cu atâta intensitate încât mișcă toate lucrurile din loc. Consultat de furnisorul motorului, am putut să mă conving de efectul într'adevăr remarcabil ce îl produceau vibrațiile motorului asupra casei. Casa avea parter și etaj și încăperile etajului nu erau de locuit, atât de neplăcute erau vibrațiile. Celălalte locuințe din vecinătate nu resimțeau niciun inconvenient de pe urma acestui motor.

Din informațiunile luate rezulta că fundațiile clădirii în chestiune fuseseră duse până la stratul de apă care se vede că vehicula vibrațiunile motorului până la fundația clădirii. Un fenomen de rezonanță între vibrația fundației motorului și vibrația proprie a clădirii era cauza inconvenientelor produse. De altfel măbind blocul de fundație al motorului, vibrațiile blocului de fundație s'au redus și inconvenientul a dispărut cu totul. Acest fapt ne arată rolul important ce îl are apa în transmiterea vibrațiilor în teren.

În ceea ce privește amplificarea efectului cutremurului prin terenurile slabe lucrul se poate explica prin efectul de îndesare ce se produce sub acțiunea vibrațiilor și care amplifică deformațiunea terenului. Date precise în legătură cu proprietățile terenului, așa cum se studiază azi în mecanica solurilor, lipsesc. Cred însă că pentru terenuri nisipoase îndesarea relativă a terenului așa cum a fost definită de *Terzaghi* (2) ar putea să dea un criteriu pentru aprecierea terenului. Iată definiția acestei noțiuni: Dacă considerăm cifra porilor care reprezintă golurile, raportate la volumul materialului solid luat ca unitate, în starea în care se găsește în teren fie ϵ_1 , și determinăm cifra porilor ϵ_0 în starea cea mai afânată ce o poate lua acel teren și cifra ϵ_1 în starea cea mai îndesată, atunci *îndesarea relativă este după Terzaghi*:

$$D = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_1}{\epsilon_0 - \epsilon_1}$$

Această noțiune este luată astăzi în mecanica solurilor ca un criteriu pentru a aprecia calitățile unui teren de fundație.

Efortul de amplificare a vibrațiilor după natura terenului este evidențiat de toți autorii de studii seismice și în tratatul lui *Sieberg* se găsesc scheme arătând intensitatea cutremurului în funcție de constituția geologică a terenului. În această privință profesorul *Rogers* (6) dela Universitatea *Stanford*, a făcut o experiență foarte interesantă și concludentă. Supunând nisip uscat la vibrații sinusoidale, a constatat că mișcările nisipului urmăresc mișcarea, provocând deplasarea lui. Când nisipul a fost însă udat, atunci amplitudinea mișcării boabelor de nisip a fost mult mai mare ca aceea originară; mai mult încă, înregistrarea automată a mișcării nisipului a indicat că în loc de forma sinusoidală, deplasarea nisipului a luat o formă armonică ca în figura 17. La schimbarea sensului mișcării, accelerația varia repede în aceste puncte și acestei cauze îi atribuia

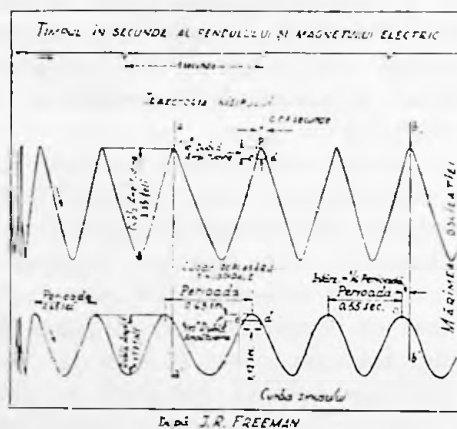


Fig. 17.

Rogers efectul dăunător ce îl are terenul nisipos îmbibat cu apă asupra construcțiilor făcute pe el. Aceasta ar justifica explicația ce am dat în legătură cu acțiunea smunciturilor asupra clădirilor. În ceea ce privește dislocări ale terenului de fundație, nu avem aci în București aproape nimic de semnalat

și afară de unele cazuri cu totul izolate, fundațiile clădirilor din București nu s'au resimțit.

Reamintim cazul menționat anterior al Hotelului Splendid, unde s'a produs o lunecare a terenului manifestată prin crăparea unui colț al vechiului Hotel și a pardoselei curții hotelului. Este locul să relevăm că această crăpătură nu a influențat decât etajele inferioare ale hotelului, cele superioare fiind executate ulterior în schelet de beton armat nu s'au resimțit de loc.



Fig. 18.

La fundațiile noului palat al Băncii Naționale, unde săpăturile ating 10 m adâncime, proptelele au rezistat în condițiuni foarte bune, cu excepția unui punct marginal (Fig. 18) unde un bloc de zidărie veche, susținut de proptele, a cedat fără a produce nicio pagubă.

Vom examina în cele ce urmează diferitele stricăciuni cauzate clădirilor, în lumina considerațiilor teoretice expuse până aci, și pentru ușurința expunerii vom cerceta separat clădirile în schelete de rezistență cu umplutură de zidărie și clădirile de zidărie.

Dela început însă trebue să accentuăm că în general cutremurul a scos în evidență atât greșelile de concepție cât și cele de execuție făcute la clădiri. În studiul nostru vom căuta să reliefăm care au fost în general greșelile ce s'au făcut și care

sunt măsurile de evitarea lor. O bună parte din clădirile în schelete de beton armat nu au suferit nicio degradare care să intereseze scheletul de rezistență. Clădirile la care s'au respectat prevederile circulării germane pentru betonul armat și s'a executat lucrarea în consecință, s'au comportat bine.

Dacă examinăm solicitările în lumina considerațiilor pe care le-am făcut pentru corpuri rigide constatăm că pentru aceeași accelerație transmisă prin unda cutremurului, forța tăietoare variază proporțional cu înălțimea clădirii, iar momentul încovoietor cu patratal înălțimii. Trebuie să recunoaștem că și scheletul variază ca dimensiuni în funcțiune de înălțimea construcțiunii, totuși nu în aceleași proporții. De aci vom putea scoate o primă concluzie referitoare la înălțimile clădirilor și anume:

Pentru același material și pentru aceeași execuție, clădirile se vor comporta cu atât mai rău cu cât înălțimea va fi mai mare.

Lucrul acesta s'a confirmat în practică și o serie întreagă de clădiri, precum Blocul Wilson, Blocul Belvedere din str. Brezoianu 7 având 14 etaje, Blocul Gălășescu, Blocul Broșteni din "dosul Statuii Take Ionescu, au prezentat alterări serioase la scheletul de beton armat, iar Blocul Carlton, una din cele mai înalte clădiri ale Capitalei, s'a prăbușit complet.



Fig. 19.

Un alt fenomen ce trebuie atribuit tot oscilațiilor blocului în totalitatea lui este faptul că rosturile dintre case s'au des-

făcut (Fig. 19), iar clădirile alcătuite din corpuri de înălțimi diferite, au prezentat rupturi sau cel puțin crăpături în planul de separație al porțiunilor de înălțimi diferite.

În zonele cu regim de construcție închis, clădirile s'au izbit între ele producându-se pe alocurea degradări destul de însemnate. Lucrul se explică prin simpla examinare a formulei (26) ce ne dă *perioada de vibrație a unei bare încastrate la un capăt și care este de forma*

$$\frac{k}{l^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\mu}}$$

unde k este un coeficient în funcțiune de felul încărcării, μ greutatea unitară pe ml de înălțime, l lungimea barei, E coeficientul de elasticitate și I momentul de inerție al secțiunii transversale a barei. Se vede că perioada de vibrație este în funcție de lungime, de momentul de inerție al secției și de greutatea pe ml. Este deci explicabil de ce chiar pentru clădiri de aceeași înălțime oscilațiile sunt diferite și chiar rosturile de dilatație din aceeași clădire au prezentat dislocări apreciable.

În ceea ce privește stricăciunile constatate la diferitele schelete de beton armat putem releva următoarele:

Stâlpii în genere s'au distrus lângă capetele lor, ceea ce ar fi justificat prin faptul că aci sollicitările prin momente sunt maxime, dar și prin faptul că aci sunt punctele slabe de execuție datorite întreruperii fiarelor și rosturilor de turnare (Fig. 20). Când grinzile laterale se leagă cu stâlpul, adeseori fierarii nu mai așează etrierii



Fig. 20.

necesari la fiarele stâlpilor, care sunt astfel ușor împinse în afară (Fig. 21). Defectul acesta este foarte frecvent și peste tot unde stâlpii au fost puternic solicitați fiarele au ieșit afară (Fig. 22). Defectele la stâlpi s'au ivit și în alte părți,

în genere în legătură cu o parte mai slabă a stâlpului, precum înădirea armăturii, zone de beton mai slabe, etc. La unul din stâlpi, cum este cazul la clădirea Gălășescu, (Fig. 23), și



Fig. 21.



Fig. 22.

la imobilul Lenghiel (Fig. 24, Fig. 25), ruptura poate fi explicată prin fenomenul de flambaj dinamic, așa cum l-am expus mai înainte. Ruptura s'a produs prin strivirea betonului și



Fig. 23.



Fig. 24.

flambarea fierului, cum se vede din figură. Unei cauze analoage trebuie să atribuim ruptura din fig. 26.

În genere stâlpii de colț și cei din fațadă au fost cei mai solicitați. Verificându-se rezistențele din stâlpi, la multe din aceste clădiri s'a constatat că rezistențele întreceau cu mult



Fig. 25.

maximele admise de circulara germană, mulți stâlpi fiind solicitați la rezistențe cuprinse între 60 și 80 kg/cm². De asemenea procentul de armare este sub limita admisă, scoborînd deseori la 0,6% și chiar sub aceste limite. În fine, fierul constituind armătura longitudinală era în genere prea subțire. Astfel la imobilul din Calea Victoriei 95, am aflat armătură de rezistență alcătuită din fier de 10 mm în mod curent și chiar 8 mm. De altfel trebuie să amintesc că la acest imobil, din 34 stâlpi de rezistență a clădirii, 16 prezentau alterări exterioare pronunțate.

Un alt element ce a suferit mult la construcțiunile în schelete de beton armat au fost *consolele*. Am arătat care este mecanismul măririi eforturilor sub acțiunea accelerațiilor verticale produse în timpul cutremurului. Urmarea a fost fisurarea consolelor și despărțirea zidăriei în dreptul încastrării producându-se adesea crăpături marcate.



Fig. 26.

Remarc că fenomenul acesta este cunoscut constructorilor, fiindcă se produce ori de câte ori se execută bowindowuri pe plăci și acestea sunt supuse trepidațiilor vehiculelor grele.

În fine, relevăm încă fisuri prin grinzile scheletelor de beton armat. Unele din acestea erau produse în clădirile cu retrageri la partea superioară și anume la grinzile de susținere a stâlpilor retrași. Și această deteriorare am văzut că se justifică prin acțiunea solicitărilor suplimentare produse de stâlpul sprijinit pe grindă.

Se observă de asemenea numeroase cazuri în care *grinzile suprapuse* dela diferitele etaje sunt crăpate în același plan vertical, în toate sau aproape în toate etajele construcțiunii. Lucrul acesta l-am observat fie în cazul grinzilor cu deschideri mari, sau acolo unde rigiditatea construcției diferă de rest, cum este în dreptul scărilor. Cred că aceste fenomene sunt datorite forțelor de lunecare longitudinale produse din încovoierea construcțiunii luată în totalitatea ei.

Ca observație generală trebuie să remarcăm că, în genere, stâlpii au suferit stricăciunile cele mai accentuate la parter, iar defectele generale mai marcate sunt la etajele I și II. Explicația acestor fenomene o găsim în faptul că stâlpii dela parter în majoritatea cazurilor ce s'au prezentat, erau complet izolați fiind stâlpi de prăvălii și supuși fie la acțiunea forței tăietoare la care nu au putut rezista, ca în cazul Carlton, fie la acțiunea eforturilor suplimentare ca în cazul Gălășescu sau Lenghyel. Pentru stricăciunile dela etajul I și II trebuie să le atribuim efectului momentelor încovoetoare care atinge maximum în aceste etaje.

În ceea ce privește deteriorările produse în restul elementelor constructive ale clădirilor cu schelet de beton armat, acestea s'au redus la dislocări și crăpături ale zidăriei de umplutură. Se știe că în marea majoritate a cazurilor la construcțiunile cu schelete de rezistență, zidăria se execută după terminarea scheletului și nu are decât rolul de material de umplutură. Crăpăturile produse sunt îndreptate după direcția diagonalelor iar forma lor este caracteristică.

Explicația acestor crăpături ar fi următoarea: zidul este prins într'un cadru de beton armat alcătuit din stâlpi laterali și grinzile de sus și de jos, și acest cadru, în timpul încovoierii construcțiunii se deformează, desvoltându-se în interiorul zidului o serie de eforturi de tensiune după diagonala AD (Fig. 27), ceea ce va provoca fisuri după CB' căci se știe

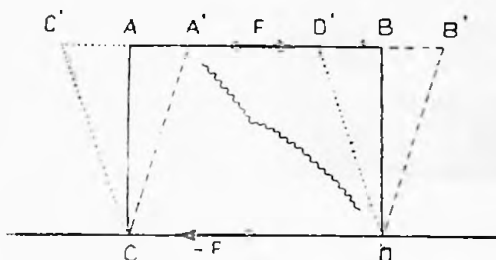


Fig. 27.

că zidăria nu este capabilă să ia eforturi de tensiune. Mișcarea oscilatorie care provoacă deplasarea în partea opusă va produce rupturile după cealaltă diagonală. O a doua explicație ar fi că placa legată de reazemele ei, a lucrat ca o membrană acționată de forțele de inerție normale pe planul ei și nu a putut să reziste la acțiunea eforturilor produse. Se știe că rupturile în plăci astfel solicitate prezintă același aspect.

Cred că deteriorările observate pot fi explicate prin ambele aceste interpretări și anume după cazuri. Un caz tipic de asemenea deformațiuni îl prezintă un zid exterior la o construcție din Bd. Mărăști. Clădirea având parter și etaj, cu planșeu de beton armat, are în fațadă un zid mărginit de 2 ferestre mari (Fig. 28) care prezintă în colț încă un stâlp de susținere. Zidul este crăpat după diagonale cum se vede în figura 29 și crăpăturile sunt puternice și pe toată grosimea zidului care are 42 cm. Cauza trebuie atribuită forțelor tăietoare mari, reprezentate prin greutatea etajului și a frontonului, care au acționat asupra porțiunii acesteia de zid.



Fig. 28.

Tot în legătură cu pereții de umplură trebuie să evidențiem modul foarte satisfăcător în care s'au comportat pereții de umplură care au fost executați concomitent cu scheletul, astfel că a existat o legătură puternică între schelet și pereți. La asemenea construcțiuni și scheletul de beton armat și zidăriile de umplură nu au suferit aproape nimic. Astfel la construcția garajului Ciclop, construcție executată în sistemul acesta, zidurile de umplură

executate concomitent cu scheletul s'au comportat foarte bine, spre deosebire de zidurile de umplură executate ulterior, care au prezentat deteriorările caracteristice zidurilor de umplură.



Fig. 29.

Un defect general observat iarăși la clădirile cu schelet a fost producerea de *degradări ca urmare a lucrărilor de instalație*. Cioplirea betonului armat pentru trecerea conductelor de ca-

lorifer, în special la stâlpi și cioplirea zidurilor pentru instalarea conductelor electrice, prin desagregarea materialelor datorită acțiunii de cioplire și prin reducerea secțiunilor a provocat peste tot apariția de crăpături care la zidurile subțiri au mers până la dislocarea lor.

Ca o concluzie generală asupra efectului ce l-a avut cutremurul asupra stabilității și rezistenței construcțiilor în cadre de beton armat, putem spune că prin efectul oscilațiilor s'au produs la multe din ele, crăpături sau fisuri în scheletul de beton armat. După importanța și gravitatea lor, în unele cazuri întreaga stabilitate și rezistență este grav periclitată; în altele, unde degradările nu sunt prea pronunțate rezistența nu este periclitată, însă în general stabilitatea transversală a clădirii este afectată.

Trecând la construcțiile de zidărie trebuie să relevăm dela început elementul caracteristic al acestui fel de construcții: lipsa rezistenței la tensiune. Se știe că în mod obișnuit această lipsă se compensează prin legăturile de fier, ce trebuie puse în dreptul planșeelor și se mai știe că marea majoritate a caselor dela noi sunt lipsite de aceste legături. La construcțiile cu planșee de beton armat, planșeul și legăturile lui asigură prin monolitatea lui rigiditatea întregii construcțiuni.

În schimb planșeele cu grinzi metalice și în special cele cu grinzi de lemn, în loc de a asigura legătura zidurilor, au avut un rol de slăbire a construcțiunii. Golurile făcute de capetele grinzilor în zidărie au redus secțiunea zidului alcătuind regiuni de rezistență redusă în masivul de zidărie unde s'au ivit fisuri, crăpături și dislocări.

Și concepția arhitectonică generală a construcțiunii a jucat un rol important în modul de comportare al construcțiilor. Clădirile având multe goluri dispuse neregulat, astfel că scurgerea forțelor dela părțile superioare la fundație nu se putea face direct, au avut mult de suferit și lucrul este explicabil prin componentele orizontale și momentele încovoietoare dezvoltate în zidărie pentru transmiterea forțelor la fundație. Un caz tipic în în această privință îl prezintă o construcție din Str. Vasile Lascăr (Fig. 30), care deși prevăzută cu planșee de beton armat

deasupra parterului, a avut în parter zidăria forfecată din cauza acestei alcătuiți iraționale.

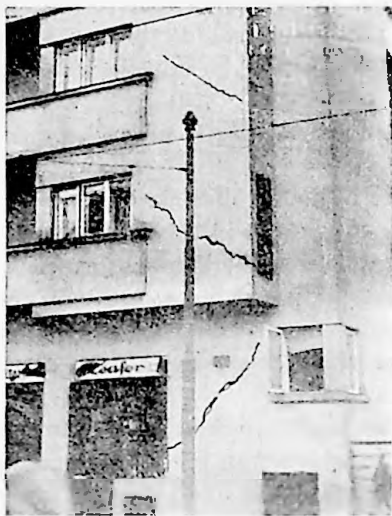


Fig. 30.

Dacă examinăm construcțiunile de zidărie în lumina celor expuse înainte, observăm că în genere construcțiunile cu planșee de beton armat așezate pe ziduri de rezistență solide s'au comportat ca un monolit, au oscilat în totalitatea lor și nu au prezentat desagregări sau deteriorări importante. În special zidăriile executate cu mortar ce cuprindea și puțin ciment, nu au avut nimic de suferit.

În schimb construcțiunile

de acest tip care au fost executate în condițiuni rele, fie din punct de vedere al concepției (Fig. 31), fie ca execuție, au prezentat avarii însemnate. Astfel în Str. Ana Davilla am găsit un imobil având subsol, parter și 2 etaje cu planșee de beton armat prezentând crăpături numeroase în toți pereții interni și externi. O examinare a imobilului a arătat că această clădire avea pereții externi din zidărie de 1 cărămidă grosime, iar toate zidurile interne de $\frac{1}{2}$ și $\frac{1}{4}$ cărămidă grosime. Pe aceste ziduri se sprijineau 2 etaje. Niciun



Fig. 31.

stâlp intern nu asigura rezistența construcțiunii și am rămas mirat că față de desgrădarea zidurilor și exterioare și interioare, imobilul nu s'a surpat. Mirarea mea a fost și mai mare când am aflat că această clădire fusese concepută și chiar construită de un arhitect diplomat și a atins culmea când am constatat că proprietarul s'a revoltat când am propus evacuarea casei, fără considerație la înalta situație socială ce deținea și au trebuit insistențe numeroase să conving pe proprietar că spre deosebire de legile omenești care sunt atât de schimbătoare și susceptibile de interpretări, legile naturale ale mecanicii și rezistenței sunt ineluctabile independent de situația și influența omului.

Alte cazuri care ilustrează tipurile de clădiri din zidărie alterate de cutremur, sunt acelea executate în condițiuni inferioare. În genere la asemenea case am constatat că mortarul utilizat nu avea rezistența necesară, că rosturile nu erau umplute și că zidăria se putea desface cu mâna. În această privință cred că lipsa cantității suficiente de var, un nisip murdar, utilizarea de cărămizi prăfuite, explică motivele pentru care aceste zidării prezentau o desagregare remarcabilă. La construcțiile de execuție recentă poate că și faptul că mortarul de var nu a avut timpul să se carbonatzeze complet să fi contribuit la această alterare.

Este evident că la aceste clădiri deformația nu s'a produs ca pentru un monolit. Lipsa de rigiditate și de coeziune între cărămizi au făcut ca deformațiunile individuale ale pereților să intre în joc și ca diferitele elemente constitutive ale clădirii, pereții, stâlpii și pilaștrii de zid, să capete vibrații proprii, care fiind în disonanță au mărit efectul desagregării.

Cum am menționat mai sus planșeele de lemn și chiar cele cu grinzii metalice nu au putut asigura legătura construcției. În special grinzile de lemn au redus secțiunea zidului în dreptul lor, ceea ce a făcut ca zidul de deasupra să nu aibă o bază sigură de rezistență și deci nici stabilitatea necesară.

La multe clădiri prin efectul forței tăietoare, în dreptul planșeelor s'au produs crăpături, deplasări de ale grinzilor, dislocări de cărămizi și chiar deplasarea zidului superior.

Din cauza lipsei de legături a zidurilor acestor clădiri, s'a mai observat un fapt foarte frecvent. La îmbinarea zidurilor



Fig. 32.



Fig. 33.

s'au produs crăpături (Fig. 32) și adeseori, sau a căzut colțul (Fig. 33) sau au căzut pereții (Fig. 34 și 35), rămânând



Fig. 34.

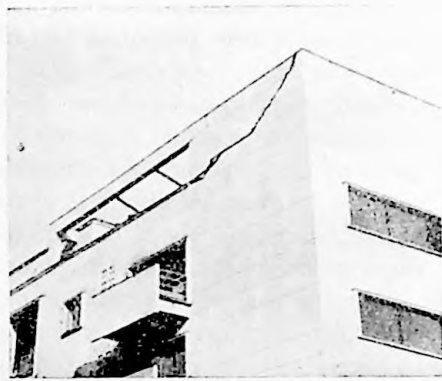


Fig. 35.

colțul intact. Aceste crăpături cred că trebuie atribuite diferențelor de vibrație între cei 2 pereți. Perioadele de oscilație

fiind diferite pentru panourile de zid, produceau deformații



Fig. 36.



Fig. 37.

locale (Fig. 36) care întrecând slaba rezistență la tensiune a zidăriei producea fisurarea.

Zidurile de calcane în special s'au comportat foarte rău (Fig. 37). La noi este obiceiul curent ca zidurile de calcane să se execute de $\frac{1}{2}$ cărămidă și să se utilizeze ca pentru ultima parte a clădirii, materialul de rămașiță cel mai prost. Contrar recomandărilor unei bune execuții, de obicei nu se așează o fermă lângă calcane pentru susținerea acoperișului și nici nu se ancorează calcanul de ferme. Din această cauză calcanele în cea mai mare parte au suferit, s'au dislocat și chiar au căzut. Acolo unde



Fig. 38.

calcanul a fost ancorat de ferme asemenea căderi nu s'au produs.

Căderea calcanelor a produs indirect pagube mari și unele au distrus complet casele alăturate, cum se vede din cazul casei din Str. Simonide (Fig. 38 și 39).



Fig. 39.

În legătură cu celelalte elemente constructive ale clădirilor, putem scoate următoarele observațiuni:



Fig. 40.

Porțiunile de zidărie cuprinzând materiale diferite, în special materiale de greutate specifică mai mare decât a zidăriei, au ieșit la iveală și explicația o găsim prin aceea, că la accelerații egale, corpurile cu masă mai mare capătă forțe mai mari; chiar și cărămizile ce nu au fost bine fixate în mortar, cum se întâmplă cu golurile lă-

sate în zid pentru fixarea schelelor, au fost uneori scoase afară. Golurile umplute ulterior cu zid au apărut din nou

ceea ce se explică prin lipsa de legătură și prin diferența între perioadele vibrațiilor zidăriei de umplutură și a celei înconjurătoare.

Cornișele, balcoanele, bowindowurile și în genere consolele și construcțiile de pe ele au avut de suferit și am arătat motivul la examinarea consolelor dela scheletele de beton armat.

Coșurile au suferit de asemenea foarte mult. *În special coșurile înalte și cele cu căciulă s'au prăbușit, distrugând alocuri învelitorile și chiar planșeele* (Fig. 40). Forfecarea lor la bază se datorește forței tăietoare produsă la primele sguduiuri. Faptul că rupturile de coșuri se produc chiar la cutremure ușoare, cum sunt cele de gradul VI, se explică prin aceea că zidăria acestor coșuri, prin acțiunea fumului, a variațiilor de temperatură, a ploii, a înghețului și a desghețului, este în bună parte alterată. De altfel este semnificativ că chiar la coșurile joase care s'au prăbușit, în majoritatea cazurilor zidăria se găsea complet desagregată pe învelitoare.

În ceea ce privește golurile zidăriilor, s'au putut constata foarte multe deschideri la care nu s'a prevăzut niciun buiandrug sau vreo altă dispoziție constructivă pentru susținerea zidăriei de deasupra. O simplă scândură sau numai cadrul ușei servesc la susținerea zidăriei. La toate acestea s'au produs crăpături caracteristice după triunghiul clasic de repartizare a sarcinilor deasupra deschiderilor.

Buiandrugii de beton s'au comportat bine cu condiția ca să aibă rezime destul de lungi pentru o suficientă legătură cu zidărie de rezim.

Bolțile, în special cele cu săgeți mici, s'au comportat foarte rău, lucru explicabil prin împingerile orizontale mari. Deplasările reazimelor au provocat căderea bolțarului dela chee (Fig. 41) sau cel puțin crăpături. Lipsa unei legături bune la reazim a produs și aci foarte deseori crăpături (Fig. 42). În multe cazuri trebuie însă să remarc că aceste crăpături erau crăpături vechi, datorite probabil tasării zidurilor și care fuseseră astupate superficial cu tencuială pentruca, bine înțeles, acum să apară din nou. Numai bolțile în plin centru s'au comportat mai bine și dislocarea sau căderea bolților la unele din ele, sunt expli-

cabile prin calitatea cu totul inferioară a cărămizii și a mortarului, sau erau datorite unor crăpături vechi pe care doar o tencuială ulterioară le astupase.

Și acoperișurile au avut de suferit potrivit materialului și modului de execuție. Cele de tablă nu au suferit nicăieri, cele



Fig. 41.



Fig. 42.

de țiglă și olane au prezentat însă degradări. În special la cele de țiglă cu pantă repede, din cauza înălțimilor foarte mari, țigla a fost adeseori aruncată jos.

Este evident că acoperișurile grele au avut un efect defavorabil și asupra solicitării generale a clădirilor, prin faptul că forțele tăietoare datorite forțelor de inerție având valori mari, au solicitat puternic zidăriile, dislocându-le și producând pe alocurea surparea lor.

Tot în legătură cu efectele asupra construcțiilor, trebuie să relevăm o constatare destul de interesantă, făcută asupra tencuielilor. În general tencuielile de var vopsite în ulei au comportat rău, dislocându-se și căzând în multe părți. Explicația acestui fenomen este simplă: stratul de ulei, împiedicând carbonatarea hidroxidului de calciu din mortarul de var, nu a permis întărirea mortarului, care s'a dislocat dela primele sguduituri.

Varietatea stricăciunilor pricinuite la imobile este foarte mare; am expus cazurile cele mai frecvente, mă voiu opri însă ceva mai mult asupra a două cazuri interesante, primul învederând un caz de deformare interesant, al doilea constituind prin amploarea lui unul din cele mai mari accidente înregistrate în istoria construcțiilor.

Primul caz privește cupola de beton armat de peste aula Facultății de drept. Această cupolă de 23 m diametru, se rezază pe 12 pilaștrii de beton armat înclinați având baza lor pe



Fig. 43.

un cerc. Dacă admitem că pilaștrii sunt articulați la extremități, sistemul este mobil pentru cazul forțelor disimetrice. Imbinarea stâlpilor de susținere asigură rigiditatea transversală pentru forțele disimetrice și eventuale forțe orizontale, aceasta bine înțeles numai pentru forțe mici, cum sunt cele produse de vânt.

În cazul cutremurului forțele orizontale de inerție produse de componenta orizontală a accelerației, au întrecut limita de rezistență a stâlpilor care au cedat, permițând deplasarea cupolei. Cum însă deplasările cupolei au fost determinate de direcția undei seismice, s'au rupt numai stâlpii de pe 2 direcțiuni normale corespunzătoare direcțiilor după care deplăsă-

rile stâlpilor au fost mai accentuate. Fenomenul acesta a fost foarte vizibil marcat pe toată periferia cupolei cum se poate



Fig. 44.

vedea din fotografiile alăturate (Fig. 43 și 44).



Fig. 45.

Al doilea caz îl constituie căderea blocului Carlton. Surparea acestei construcțiuni constituie un caz unic în istoria betonului armat, căci rar s'a înregistrat o distrugere atât de rapidă și de completă a unei construcțiuni de această mărime.

Clădirea executată pe schelet de beton armat, era așezată în colțul format de Str. Regală cu B-dul Brătianu și prezenta în colț o parte mai înaltă alcătuind un turn de 47 m, iar în lături 2 aripi, una pe Str. Regală de vreo 30 m, și alta spre

B-dul Brătianu de 36,50 m înălțime. Clădirea cuprindea 2 subsoluri, parter, mezanin și 11 etaje în partea din colț, 8 etaje din care 5 în gabarit spre B-dul Brătianu, 7 etaje din care 4 în gabarit spre Str. Regală (Fig. 45). În fund, lipit de clădire, se afla o sală de cinematograf (Fig. 46).

După cum spun martorii oculari ce au asistat la prăbușire, *încă dela primele sguduiri clădirea dădea impresia că se scufundă în pământ, apoi părea că s'a umflat spre mijloc, și în fine s'a prăbușit*. În toată literatura tehnică nu am putut găsi un caz de distrugere mai completă ca la această clădire, unde afară de câțiva stâlpi laterali și de partea din fund a cinematografului, nimic nu a mai rămas în picioare. De aceea o reconstituire a cauzelor ce au provocat această prăbușire este imposibilă, și nu putem face decât ipoteze.

Din cercetările făcute la fața locului și din verificarea proiectelor de către comisia de anchetă, din care am făcut parte și subsemnatul, s'au putut stabili următoarele:

În general, evaluările încărcărilor și calculele au fost bine întocmite, însă la dimensionarea diferitelor elemente nu s'au respectat prevederile circularii germane pentru calculul construcțiilor de beton armat, circulară care este utilizată în mod obișnuit la noi în țară și la care ne-am referit pentru verificarea proiectului.

Rezistențele în stâlpi întreceau pe alocurea, însă în limite acceptabile, valorile prescrise de circulară; în schimb însă procentul de armare era sub limita de 0,8% scăzând până la 0,5%. Deasemenea diametrele fiarelor longitudinale erau foarte slabe, la parter fiind stâlpi cu armături de 12 mm diametru.

Doă erori de concepție în alcătuirea scheletului de beton armat prezintă după mine o importanță capitală. Deși nu sunt în contradicție cu nicio prescripție oficială, totuși ele sunt contrare unor principii tehnice sănătoase.

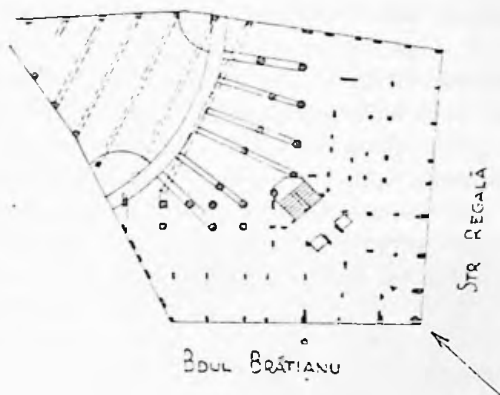


Fig. 46.

Este vorba de o serie de stâlpi din fațadă care aveau o secțiune cu totul nerațională, în formă de L cu o lățime de 20—24 cm și o lungime de 120—170 cm. Încărcătura acestor stâlpi era de 183—235 tone. Această formă nelogică este foarte nepotrivită pentru stâlpi. În primul rând o excentricitate chiar mică în aplicarea sarcinei, mărește simțitor rezistențele în stâlpi, în al doilea rând acești stâlpi se comportă rău la o solicitare transversală datorită forței tăietoare orizontală produsă de cutremur.

A doua eroare de concepție este lipsa de continuitate a stâlpilor. O serie de stâlpi începând din etajul III au fost suprimați și în locul lor s'au dispus alți stâlpi care își aveau rezimul pe grinzi și care se ridicau, apoi pe 5—6 etaje. La mai mulți din acești stâlpi, grinzile ce susțineau stâlpii cei noi, rezemau pe alte grinzi, care la rândul lor erau susținute de alte grinzi

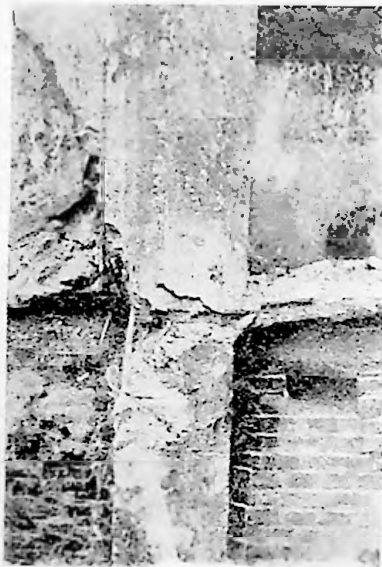


Fig. 47.

și așa mai departe. Am aflat până la 4 rezemări succesive, ba chiar la unii stâlpi grinzile rezemau pe console. Am arătat mai sus care este efectul dezastruos al acestor rezemări de stâlpi pe grinzi și console când este vorba de solicitări dinamice. Efectul dinamic va fi și mai resimțit în cazul rezemărilor succesive de grinzi, datorită elasticității și deci săgeței ce o poate lua punctul de sprijin al stâlpului nou.

Pe lângă aceste erori de concepție fundamentale, scheletul de beton armat prezintă încă o serie de greșeli și abateri față de prevederile circulației germane.

Astfel axarea stâlpilor dela un etaj la altul nu era făcut în condițiuni bune peste tot, dând loc la excentricități apreciabile

(Fig. 47); pe lângă aceasta unele grinzi de secțiune foarte mare rezemau pe stâlpi subțiri, producând excentricități în stâlpi. Și trebuie să observăm că nici stâlpii externi nu au fost dimensionați pentru momentele de încastrare transmise de grinzi, așa cum prevede circulara.

La acestea trebuie încă să adăugăm lipsa unor grinzi de rigidizare, căci grinzile transversale ale clădirii erau în genere subțiri, de 14 cm lățime, iar zidurile interioare subțiri, de 7 și 14 cm, nu compensau lipsa de rigiditate a scheletului.

În privința execuției lucrării, controlul dimensiunilor și a armăturilor, ce au putut fi identificate, au indicat că prevederile proiectului au fost respectate. În schimb s'au putut constata unele defecte de execuție, precum plane de separație în betonul stâlpilor, armături deplasate în secțiuni, desaxări de stâlpi la trecerea dela un planșeu la altul și în fine mustăți prea scurte la stâlpi. Toate aceste defecte, cum se vede, erau de natură să reducă în special rezistența transversală a construcției.

Cât privește calitatea betonului, aceasta s'a cercetat din 2 puncte de vedere: 1. rezistența betonului; 2. dozajul cimentului.

Pentru aprecierea rezistenței betonului s'au tăiat cuburi de probă, din piesele ce nu prezentau deteriorări aparente produse cu ocazia dărâmării și au fost supuse la încărcare până la rupere. Rezistențele aflate au variat dela 101 la 202 kg/cm² cu o medie de 127 kg/cm². Dacă admitem că lucrarea s'a executat cu ciment special, rezistența cubică după 28 zile trebuia să fie de 160 kg/cm², și după 4 ani, — cât era vechimea blocului, — trebuia să fie mai mare, cam 200 kg/cm².

Dacă ținem socoteala însă că cuburile acestea nu erau confecționate în forme speciale ci tăiate din stâlpi și grinzi, o reducere importantă a rezistenței este de așteptat, după cum se menționează în Beton-Kalender (46). Date precise lipsesc în literatura de specialitate, în privința acestei reduceri de rezistență. Într'un studiu al lui *Graf* (47) găsim însă că pentru probele tăiate din corpul șoselelor reducerea ajunge al 70% din aceea a probelor direct confecționate, de unde rezultă că rezistența la care trebuia să ne așteptăm era de 140 kg/cm². Dacă adăugăm încă faptul că blocurile au fost cioplite, nu

tăiate, că blocurile din care s'au luat probele suferiseră și prin cădere și prin incendiu, putem spune că rezistența de 127 kg/cm^2 aflată nu denotă o calitate mai rea decât minimul cerut de circulara germană și că nu calitatea betonului a putut fi cauza prăbușirii.

În fine, verificându-se și dozajul cimentului, s'a constatat că cimentul era în jurul proporției de 300 kg/m^3 beton, iar analiza granulometrică a betonului a dat un rezultat acceptabil.

În rezumat am putea spune că defectele de proiectare, de calcul, de execuție, luate individual nu erau de natură să compromită lucrarea, însă fiecare în parte, contribuia la reducerea coeficientului de siguranță. În special defectele tindeau spre reducerea rezistenței transversale a clădirii.

Mai ales cele 2 erori fundamentale de care erau afectați stâlpii, erori datorite concepției de arhitectură mercantilistă de care suferă atâtea clădiri ale noastre, făceau ca această construcție să fie foarte sensibilă la acțiunea cutremurelor.

Este locul să remarcăm aci, că în comparație cu alte clădiri, Carltonul nu prezintă nici erori de calcul mai mari, nici abateri mai grave, nici execuție mai rea decât am avut ocaziunea să vedem la multe alte clădiri, care deși au suferit, nu au dat loc niciuna la un accident atât de grav cum a fost cel dela Carlton.

Și totuși clădirea Carlton a fost singura clădire ce s'a surpat și distrugerea clădirii a fost de o formă cum încă nu știu să se fi înregistrat vreun accident în istoria betonului armat.

De ce a căzut deci Carltonul?

Cum am văzut în prima parte a studiului nostru, în momentul când o clădire primește prima sguduitură dată de cutremur, se dezvoltă o serie de forțe de inerție. Sub acțiunea acestor forțe de inerție se produc în clădire forțe tăietoare și momente încovoietoare a căror variație am stabilit-o înainte. Cum am văzut, forțele tăietoare au o valoare maximă la fața terenului și sub acțiunea acestei forțe tăietoare stâlpii au fost solicitați la forfecare la nivelul planșeelor, începând cu planșeul de peste subsol.

Este probabil că din cauza unei neconcordanțe între centrele de greutate ale diferitelor planșee și centrele de rigiditate ale stâlpilor, s'a produs și un efect de torsiune în jurul unui ax vertical al clădirii, care a mărit efectele de forfecare și de încovoiere.

Forța de forfecare a lucrat, după cât se pare, normal pe fețele late ale stâlpilor subțiri de care am amintit mai sus. Se poate demonstra (43) că travaliul de deformare la forfecare (Fig. 48) variază proporțional cu patratul grosimii secțiunii, fiind dat de formula: $T = \tau_{max} d^2 b / 2G$ unde T este travaliul de deformare, d grosimea barei, b lățimea ei, τ_{max} rezistența maximă la tăiere și G coeficientul de elasticitate transversală. Pentru aceeași secțiune utilă, travaliul absorbit pentru deformare va fi cu atât mai mic, cu cât grosimea va fi mai redusă. Aceasta ne-ar explica pentru

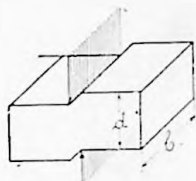


Fig. 48.

ce energia forțelor tăietoare dezvoltate în construcție au putut distruge cu înlesnire stâlpii subțiri.



Fig. 49.

Acești stâlpi au fost pur și simplu retezați de lovitură produsă de cutremur și deplasați pe planșeu. La rândul lui, acesta nu a putut rezista și stâlpii retezați au perforat planșeul de peste primul subsol, au trecut prin planșeul celui de al doilea și s'au oprit în pământ. Același fenomen pare că s'a repetat și la planșeul de peste parter. Aceasta cred că rezultă clar din starea în care și astăzi se găsește

unul din acești stâlpi și anume cel dinspre Str. Regală. În fotografie (Fig. 49 și 50) se poate vedea stâlpul subsolului legat

încă de perete, alături stâlpul parterului, stând în picioare, cu



Fig. 50.

începând de pe etajele III și IV avea stâlpii deplasați și reze-
mați pe grinzi nu a mai
avut rigiditatea necesară,
a început să cedeze lateral
în dreptul acestor etaje,
dând impresia unei um-
flări laterale și s'a prăbușit.

Fenomenul s'a petre-
cut, așa cum spun mar-
torii oculari: «Clădirea
părea că începe să se scu-
funde, apoi s'a umflat pe
la mijlocul ei, și în fine s'a
prăbușit complet», înseri-
ind în istoria betonului
armat cea mai teribilă ca-
tastrofă din câte se cu-
nosc.

capul de jos retezzatărând
clar ciocnirile fiarelor ar-
măturii, și chiar susținând
încă radiatorul și în fine,
tot alături, ceva mai încolo
și vertical, stâlpul etajului
în aceeași stare.

În fotografie (Fig. 51)
se vede că și stâlpul din
colț, este răsturnat în sub-
sol, așezat după diagonala
clădirii și cu capetele for-
fecate.

Clădirea ne mai având
susținerea necesară a în-
ceput a se afunda; sche-
letul care, cum am văzut,



Fig. 51.

* * *

În cele de mai sus am arătat care este interpretarea mecanică ce se poate da fenomenelor produse de cutremure și am examinat în lumina acestei expunerii stricăciunile ce s'au produs la clădirile dela noi de cutremurul din 10 Noemvrie 1940. În cele ce urmează ne propunem să examinăm care sunt măsurile ce se pot lua pentru a evita pe cât posibil deteriorările produse de cutremure asupra construcțiilor, cum și modul cum trebuie conduse reparațiunile clădirilor vătămate, pentru a obține construcțiuni capabile să reziste nu numai la solicitările normale la care pot fi supuse, dar și la eventuale repetări ale cutremurului.



Fig. 51 bis.

Problema astfel pusă are mai multe aspecte care toate trebuie avute în vedere atunci când este vorba să dăm o soluție practică.

Astfel, întâi trebuie să avem în vedere problema pur tehnică a realizării de construcții capabile să reziste la solicitările produse de cutremure. Soluția tehnică însă trebuie să fie economică și în concordanță cu mijloacele financiare de care dispunem, cu materialele ce le putem găsi la îndemână și în fine cu lucrătorii pe cari îi putem găsi. Adeseori aceste trei din urmă considerațiuni primează chiar asupra celei tehnice, care, deși cea mai importantă este adeseori cea mai greu de realizat practicește. Astfel la noi în țară posibilitățile financiare ale marelui majorității a sinistratilor sunt atât de reduse încât de cele mai multe ori se pune problema dacă cel sinistat își poate face un adăpost, iar nicidecum o casă fie chiar de calitate celei ce a avut. Dacă adăugăm încă imposibilitatea în care ne găsim de a afla unul din materialele strict indispensabile, cum este

fierul, sau greutatea de aprovizionare și transport a altor materiale ca varul, cimentul, nisipul, ne putem face o idee de complexitatea problemei; în fine trebuie încă să adăugăm greutatea de a găsi proiectanți capabili și în special corecți pentru a studia și da o soluțiune adecvată precum și de a putea afla lucrători, conștiincioși și pricepuți cari să execute o lucrare bună. Căci, este o constatare pe care omenirea de pe toate continentele și din toate timpurile a făcut-o cu ocazia cutremurelor: *copleșitoarea majoritate a stricăciunilor este datorită unei proaste și neglijente execuții.*

Să examinăm aspectul tehnic al chestiunii, cel care ne interesează în primul rând.

Am văzut în prima parte a expunerii, că oricare ar fi construcțiunea, sub acțiunea sguduirii produsă de cutremur, construcția în totalitatea ei, capătă mișcări. Cum orice trecere în stare de mișcare nu se poate face fără prezența unei forțe, prima problemă ce se va pune va fi de a determina forța ce acționează diferitele părți ale clădirii ce se mișcă. Am văzut că însăși fenomenul mișcării undelor sismice îl simplificăm reducându-l la un tip simplu și am ales ca element caracteristic pentru mișcarea undelor accelerația maximă stabilită pe baza amplitudinii și duratei oscilației sub forma: $\gamma = a \cdot 4 \pi^2 / T^2$.

Sub influența accelerației, baza sau fundația clădirii începe să se miște și am văzut imposibilitatea de a putea stabili forța cu care clădirea este sollicitată la baza ei. Făcând anumite ipoteze am văzut că am putea să determinăm felul sollicitărilor diferitelor părți ale unei construcțiuni ca să ne dăm seama de rezistența ce se dezvoltă în interiorul ei. Pentru a putea însă realiza practicește aceste calcule trebuie să recurgem la numeroase simplificări și ipoteze; totuși chiar și în aceste cazuri, calculele sunt extrem de laborioase și lungi. De aceea s'a recurs la o soluție mai simplă și practică.

Sub acțiunea undelor sismice construcțiunile capătă mișcări ce pot fi descompuse în cele 2 componente caracteristice: verticale și orizontale. Aceste mișcări se atribue unor forțe verticale și orizontale care, după principiul lui *d'Alembert* sunt egale și de sens contrar cu forțele de inerție ce se opun acestor

mișcări. Aceste forțe de inerție nu sunt însă decât produsul masei corpurilor prin accelerațiile mișcării cu semnul schimbat. Ar trebui deci să se determine componentele verticale și orizontale ale accelerațiilor produse în clădire de unda seismică.

Ipoteza simplificatoare ce se face este de a considera că întreaga construcție sub acțiunea undei seismice capătă în totalitatea ei accelerația undei seismice. Pe baza acestei ipoteze simplificatoare se consideră că o construcție este solicitată în timpul unui cutremur de o serie de forțe orizontale și verticale egale cu masa corespunzătoare înmulțită cu accelerația maximă dată de unda seismică avută în vedere pentru calcul.

Astfel pentru o clădire capabilă să reziste la acțiunea unui cutremur de gradul IX, cu o accelerație maximă de 100 cm/sec^2 se calculează clădirea ca solicitată în afară de forțele obișnuite, la acțiunea unor forțe orizontale și verticale egale cu $\frac{G}{g} \cdot 100 \text{ cm/sec}^2$ adică cu aproximativ a zecea parte din greutatea proprie.

Ipoteza aceasta atât de simplistă, nu dă dificultăți de aplicare când este vorba de forța verticală, căci nu face altceva decât micșorează sau mărește, în anumite proporții, efectul greutății. Când este însă vorba de efectul componentei orizontale atunci aspectul se schimbă și soluția practică a problemei este în genere grea.

În practică ipoteza s'a arătat că este satisfăcătoare. Concluzia unanimă a cercetărilor (6) (32) (38) (40) făcute în regiunile ce au fost bătute de cutremur au arătat că construcțiile dimensionate pentru a putea rezista la forța orizontală s'au comportat foarte bine; stricăciunile, chiar când s'au produs, fiind de foarte mică importanță.

Din punct de vedere mecanic problema realizării de construcțiuni capabile să reziste la cutremur, se reduce la realizarea de construcțiuni putând să reziste la forțe suplimentare verticale și orizontale reprezentând o fracțiune din greutatea proprie a construcțiunii.

Problema astfel enunțată poate căpăta o serie de soluțiuni. Două puncte de vedere însă pot fi învederate în alegerea soluțiunilor: construcția trebuie să fie rigidă sau elastică? Și ca să

precizăm mai practic aceasta să ne reamintim din fabulele copilăriei, cazul trestiei și al stejarului. Și una și altul înfrunta vântul și furtuna, dar pe când trestia se îndoaie și rezistă, stejarul se menține drept și rezistă. În această privință părerile sunt împărțite; tendința generală (6) ca și experiența ne fac să înclinăm spre rigiditate.

Aceasta este problema mecanică a construcțiilor așa zise antisismice. Fiecare țară, ținând seama bine înțeles de împrejurările locale, o îmbracă într-o formă adecvată situației specifice. Sunt însă o serie de condiții esențiale care fixează soluțiunea economică a acestei probleme.

În primul rând este tendința de a avea solicitări de ale undei sismice cât mai reduse și în al doilea rând ca efectul forțelor complementare dezvoltate asupra construcțiilor să fie cât mai redus.

Prima necesită o așezare pe terenuri cât mai solide, adică, cum am văzut, terenuri ce nu amplifică efectul cutremurului și cea de a doua reclamă, reducerea cât mai mult a înălțimilor. Am văzut justificarea mecanică a acestor două condițiuni și nu mai revenim asupra lor.

Și dispoziția în plan a clădirii joacă un rol important. Clădirile de formă dreptunghiulară în plan și cât mai apropiate de forma patrată au rezistat mai bine decât cele de alte forme. Astfel se atribue formei în *L* a clădirii Najai din Tokio și formei neregulate a clădirii Societății Japoneze Optice, distrugerea accentuată produsă de cutremurul din 1923 (6).

În fine trebuie să urmărim ca planșeele să aibă centrul lor de greutate cât mai aproape de centrul de elasticitate (29), așa cum am văzut anterior.

Acestea ar fi în liniiile lor generale principiile ce trebuie să avem în vedere la alcătuirea construcțiilor antisismice; rămâne să vedem acum în ce mod se realizează în practică aceste principii și cum sunt ele stabilite în diversele norme ale țărilor bântuite de cutremure.

Cum am văzut, trebuie întâi să căutăm ca amplasamentul clădirii să fie ales astfel ca efectul cutremurului să fie cât mai redus.

În Italia (42), în această privință se specifică că anumite terenuri, cum sunt terenurile de umplură, cele de structură

eterogenă, aluvionare, ebulmentele, marginile apelor trebuiesc evitate.

În America (6), Grecia și Chile (3), forța orizontală la care se calculează este funcțiune de rezistența terenului.

Astfel în prescripțiunile codului de construcții propus pentru coastele Pacificului (6) se prevede: că pentru clădirile având fundația pe un teren ce rezistă la 2 tone pe picior patrat ($2,2 \text{ kg/cm}^2$), forța orizontală la care se calculează clădirea va fi de $7\frac{1}{2}\%$ din încărcarea verticală, iar dacă rezistența terenului scade sub 2 tone pe picior patrat, forța orizontală va fi de 10% , iar codul denumit « Palo Alto Code », utilizat în regiunile Palo Alto, San Bernardino, Sacramento, Santa Barbara, Klamuth, Alhambra, etc. în America prevede pentru:

$\sigma > 2 \text{ tone/picior}^2$ ($2,2 \text{ kg/cm}^2$) forța orizontală egală cu $0,2 G$;
 $2 \text{ tone/picior}^2 < \sigma < 4 \text{ tone/picior}^2$ forța orizontală egală cu $0,15 G$;
 $\sigma > 4 \text{ tone/picior}^2$ ($4,4 \text{ kg/cm}^2$) forța orizontală egală cu $0,10 G$.

După Jung (3), « Kleine Erdbebenkunde », asemenea norme ar fi adoptate și în Grecia și Chili.

Este remarcabil că nu am găsit nicio indicație de vreo restricție în ce privește coborîrea fundațiilor până la stratul aquifer, deși influența acestui strat este unanim recunoscută.

Dacă la București nu avem decât pentru regiunea din vecinătatea Dâmboviței problema straturilor sensibile la cutremur, pentru alte regiuni ale țării această problemă se pune și o examinare a terenului din acest punct de vedere este absolut necesară. Afară de indicațiuni generale, ca cele italiene bunăoară, ar fi greu de dat specificații precise în ce privește alegerea terenurilor. Cred că noile metode de investigație ale terenurilor pe baza încercărilor dinamice, astfel cum sunt preconizate de Hertwig (48, 49), ar putea da indicațiuni asupra modului de comportare a terenurilor la cutremure. La noi însă lipsește și aparatura necesară, și personalul de specialitate, care să fie în măsură să facă astfel de cercetări. De aceea, în situația actuală, cred că ne-am putea mulțumi cu indicațiuni generale date de cunoscători ai terenurilor și în special cu observațiunile directe făcute cu ocazia cutremurului, pe baza cărora, regiunile ce au

suferit vizibil din cauza terenului să fie evitate. Pentru România celebrul seismolog *Sieberg* în urma vizitei făcute la noi după cutremur a întocmit o hartă a regiunilor de sensibilitate mare. Trebuie să observ însă că această hartă este prea generală pentru a putea scoate concluziuni practice. În tot cazul acest fapt arată dificultatea de a se putea întocmi o astfel de hartă.

O concluziune ce am putea scoate ar fi ca să se calculeze clădirile ce au fundație în terenuri de rezistență slabă și care ajung până la stratul aquifer, pentru solicitări orizontale mai puternice și să se ia măsuri speciale pentru asigurarea unei rigidități transversale mai pronunțate.

Al doilea element ce trebuie avut în vedere pentru reducerea efectului cutremurului este limitarea înălțimilor. În această privință restricțiunile sunt universale în toate țările cu regiuni sismice. Am văzut că aceasta se justifică atât prin creșterea forțelor tăietoare, cât și prin aceea a momentelor încovoietoare, în funcție de înălțime.

La Tokio (6) se limitează la 50 picioare (15,25 m) înălțimea clădirilor din zidărie, și la 100 picioare (30,50 m) aceea a clădirilor comerciale cu schelet de rezistență.

În Italia (42), unde regiunile sismice sunt împărțite în 2 categorii, regiuni de intensitate mai mare formând categoria I-a și regiuni de intensitate mică formând categoria II-a, avem următoarele restricțiuni pentru clădiri de zidărie:

Inălțimea dela nivelul străzii la partea	Categoria I	Categoria II
superioară pentru case de zidărie	10 m	20 m
pe străzi înclinate	17,50 m	21,50 m
aceasta corespunde la	4 etaje	5 etaje

Pentru înălțimi mai mari trebuie autorizația consiliului superior de lucrări publice.

Construcțiunile în lemn nu pot avea nicăieri o înălțime mai mare de 8 m.

Pentru construcțiunile de zidărie se prevăd încă o serie de restricțiuni în ce privește înălțimea, după felul zidăriei și materialului utilizat. Astfel până la 2, respectiv 3 etaje, se poate întrebuința piatră brută; cele cu 3, respectiv 4 etaje, trebuie să

fie de cărămidă sau de piatră cioplită, iar mortarul peste tot de ciment.

În Italia (42), pe lângă limitarea în înălțime, se prevede distanța minimă între case în funcțiune de înălțimea lor, ceea ce de altfel stabilește și o legătură între lățimea străzilor și înălțimea caselor. Astfel se fixează ca înălțime maximă a clădirilor $1\frac{1}{2}$ lățimea străzilor. Bine înțeles că pentru Italia, cu străzile înguste ale orașelor ei, această condiție constituie o importantă abatere dela vechile obiceiuri locale.

Distanța minimă între case este egală cu $\frac{1}{2}$ înălțimea caselor și cel puțin 4 m, abateri neputând fi admise decât cu aprobări speciale. O serie de specificări stabilesc chiar în aceste cazuri distanțele minime, precum și obligațiunea vecinilor pentru a se evita accidente.

În tot cazul observăm că există o tendință generală pentru reducerea înălțimilor și pentru izolarea construcțiilor una în raport cu alta spre a evita accidentele secundare ce se pot produce prin suparea construcțiilor sau și numai prin căderea unor părți din zidărie.

Desigur că și la noi ar fi foarte recomandabilă o măsură de limitare a înălțimilor de construcție care s'a vădit absolut necesară în București. Regulamentul actual, care fixează înălțimea la cornișe funcțiune de lățimea străzii este în genere eludat prin aprobările comisiei zise speciale, care găsește motive pentru orice cerere ce i se adresează cu suficiente insistențe. Dovada o constituie cele 47 m ale Carltonului sau cele 13 etaje al blocului din Brezoianu 7, iar rezultatul practic ni l-a arătat cutremurul din 10 Noemvrie 1940.

Să examinăm acum ce măsuri constructive trebuie să luăm pentru a asigura o mai bună rezistență a clădirilor la acțiunea cutremurului. Fără îndoială, rezistența fundației joacă un rol important asupra părții superioare a clădirei, astfel că în primul rând trebuie să ne asigurăm de o bună fundație. *În această privință se recomandă o fundație adâncă și continuă sub toată clădirea (6).*

Presiunea admisibilă pe teren nu trebuie să fie prea mare. Normele Italiene (42) prevăd că presiunea să nu treacă 2 kg/cm² afară de terenurile de stâncă. Aceste norme prescriu

încă pentru fundație execuția continuă cu legături între fundații, iar în caz de terenuri de umplutură un radier general.

În America (6), la San Francisco, s'a constatat că clădirile având fundație adâncă, pe piloți, au avut mai puțin de suferit decât clădirile cu fundație mai puțin adâncă.

Trebue însă să observ că stabilirea fundației la nivelul pături aquifere subterane poate avea un efect rău asupra clădirii. Studii în această direcție nu am găsit încăieri.

O măsură preconizată cu ocazia cutremurului din *Crimeia* (36) delă 26 Iunie și 12 Septembrie 1929 și adoptată la unele clădiri după cutremur a fost de a izola fundațiile de jur împrejur, săpând un șanț în jurul lor (Fig. 52), care s'a umplut cu șgură.

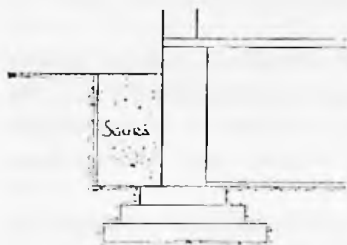


Fig. 52.

Acastă idee s'a adoptat prin analogie cu măsura preconizată pentru evitarea sdruncinăturilor produse de circulația de pe străzi. Ideea s'ar justifica și prin aceea că reducându-se suprafața laterală de contact a fundațiilor cu pământul, unde superficiale care sunt mai mari la suprafață sunt amortizate, prin deformarea șgurei, iar energia transmisă de

undă asupra clădirii este mai mică. Trebuie să recunoaștem, că înafară de cazul citat din *Crimeia*, nu am văzut această măsură preconizată de niciun alt autor.

Trecând acum la elevația clădirilor am văzut că metoda universal admisă este de a calcula clădirile la solicitarea unor forțe verticale suplimentare și a unor forțe orizontale, intensitatea acestora fiind funcțiune de gradul de cutremur la care voim să reziste clădirea.

În Japonia (6), după cutremurul din 1920, s'a prescris ca, clădirile să fie calculate pentru o forță verticală și orizontală de $1/10$ din greutate, adică corespunzător unei accelerații de 98 cm/sec^2 .

Datorită unor accidente grave produse la poduri, pentru acestea s'a prevăzut a fi calculate la un surplus de sarcină ver-

ticală de $1/6 G_1$ adică 164 cm/sec^2 accelerație verticală și $1/3 G_1 = 327 \text{ cm/sec}^2$ accelerație orizontală. Date mai precise asupra normelor de aplicație a acestor prescripțiuni ne lipsesc.

Am arătat mai înainte care ar fi principiile adoptate în unele țări ca America, Grecia, Chili, pentru a stabili componentele accelerației suplimentare în funcțiune de rezistența admisibilă a terenului de fundație.

În America de Nord găsim încă diferite prescripțiuni după regiuni. După instrucțiunile date de Asociația de Ciment Portland din America (29) ar exista 5 tipuri de prescripții și anume:

Building Ordinance of Los Angeles 1933.

» Laws of San Francisco 1933.

Code Provisions for Earthquake Resistive Construction adopted by Pacific Coast Building Officials Conference 1930.

Appendix A. Temporary regulation No. 5 relating to the safety of design and construction of Public School Buildings in California 1933 (Field Act or State Code).

America Concrete Institute Building Regulations 1928.

Formula generală în care toate aceste prescripțiuni pot fi înglobate are tipul: $F = C \cdot (G_p + K \cdot G_m)$ unde F este forța orizontală la care se calculează construcția; C este coeficientul depinzând după caz, de felul fundației, sau presiunea admisibilă, ca bunăoară în San Francisco și Field Act, sau după destinația clădirii ca în Los Angeles; G_p este greutatea proprie a construcțiunei în porțiunea considerată; G_m este greutatea mobilă, valorile pentru sarcinile mobile fiind specificate pentru diferitele regiuni și K este un coeficient depinzând de destinația construcției.

Pentru dimensionarea construcțiunilor sunt date de diferitele prescripțiuni arătate mai sus, rezistențe admisibile pentru diversele tipuri de solicitări admise.

Cu ocaziunea construcției noului pod dela San Francisco la Oakland (41), s'a ținut seama și de acțiunea cutremurului. După comunicările făcute de d-nii *N. C. Raab* și *H. C. Wood* pentru calculul acestui pod, s'a admis o accelerație orizontală de $0,1 g$,

o perioadă de vibrație de 1,5 sec., deci o amplitudine de 5,6 cm. Deși durata de oscilație a undelor sismice pare a fi mai mică, s'a admis această valoare pe motivul că eforturile dezvoltate în construcție pentru această durată de oscilație sunt mai mari decât acelea pentru durate mai scurte. Pentru calculul pilelor s'a avut în vedere și presiunea dezvoltată de apă și de mal pe baza unor studii speciale făcute de H. Westergaard și T. v. Karman. Pentru cable s'a mărit tensiunea de ancorare cu 10%, iar pentru restul tablierului efectul cutremurului a fost foarte mic în comparație cu acțiunea vântului. În general, solicitările produse de cutremur nu au influențat dimensiunile construcțiunii decât în mică măsură și sporul de cost este evaluat sub 5%.

În Italia (42) pentru construcțiunile de beton armat și cele cu schelet metalic se prevede următoarele: Pentru acțiunea componentei verticale a accelerației produsă de cutremur se verifică construcția pentru o încărcătură egală cu greutatea proprie plus $1/3$ din încărcarea accidentală, totul majorat cu 40% pentru construcțiunile din categoria I-a și 25% pentru cele din categoria II-a, cu condiția ca totalul să nu fie sub suma greutății proprii plus greutatea accidentală. Formula ar fi deci:

$$F_I = 1,4 \left(G_p + \frac{G_m}{3} \right) \quad F_{II} = 1,25 \left(G_p + \frac{G_m}{3} \right)$$

unde G_p este greutatea proprie și G_m încărcarea accidentală.

Pentru solicitarea orizontală se vor aplica maselor diferitelor părți ale clădirii forțe depinzând de accelerația seismică transmisă de cutremur. Forțele acestea se consideră aplicate în cele 2 sensuri longitudinale și transversale.

Raportul între forțele orizontale și cele verticale corespunzătoare maselor asupra cărora lucrează se va lua egal cu 0,10 pentru clădirile din categoria I-a și 0,05 pentru cele din categoria II-a și se vor aplica indiferent de înălțimea clădirii și numărul etajelor. La evaluarea forțelor orizontale, sarcinile accidentale se vor limita la $1/3$ din acelea maxime admise pentru calculul construcțiunii. La calcule nu se va socoti ca acționând

simultan și încărcarea verticală și cea orizontală. Ca rezistențe pentru armăturile betonului armat se va lua 1400 kg/cm^2 pentru oțelul moale și 2000 kg/cm^2 pentru oțelul dur. La clădirile de zidărie se va avea în vedere numai solicitarea verticală.

Acestea ar fi solicitările suplimentare la care ar trebui calculate în diferitele țări construcțiunile în regiunile bântuite de cutremur.

Pentru a putea examina mai în detaliu modul de execuțiune al diferitelor tipuri de construcțiuni separăm iarăși clădirile în cele 2 tipuri: cu schelete de rezistență și cele din zidărie masivă.

La construcțiunile în schelete de rezistență aplicarea suplimentelor de forțe verticale sau a forțelor orizontale nu prezintă dificultăți teoretice. Construcțiunile vor fi admise ca încastate în fundații care vor primi reacțiunile orizontale.

Din punct de vedere al calculului, se pot utiliza metodele uzuale. În special pentru solicitările orizontale diferiți autori (6) (45) (50) japonezi, americani, italieni preconizează utilizarea metodelor aproximative care dau în genere rezultate acoperitoare.

Nu putem insista asupra numeroaselor metode preconizate, însă în genere se recomandă a se neglija efectul rigidizant al zidurilor transversale. În ceea ce privește repartitia forțelor orizontale aplicate la capul stâlpilor, aceasta se poate face admitând că planșeul de la capul stâlpilor este suficient de rigid în planul său pentru a repartiza totalitatea forțelor orizontale proporțional cu rigiditatea fiecărui stâlp (29). Rigiditatea se poate defini ca inversul deformației elastice. Aceasta poate fi considerată ca produsă de momentul încovoietor și dacă voim să fim mai exacti și de forța tăietoare.

Deformația va fi dată de:

$$\Delta z = \Delta_{mi} + \Delta_{tact} = \frac{Fh^3}{12 E \cdot I} + \frac{12 Fh}{G\Omega}$$

unde F este forța acționând la capul stâlpului, h înălțimea stâlpului, E și G coeficienții de elasticitate, I momentul de inerție al secțiunii și Ω secțiunea stâlpilor (Fig. 53).

Circulara italiană (42) admite neglijarea deformației produsă de forța tăietoare, pe când în America se ține seama de ea.

Cu ocaziunea cutremurelor din Japonia și America s'a constatat că, clădirile cu cadre de rigidizare calculate pentru presiunea orizontală a vântului, s'au comportat relativ bine la acțiunea cutremurului și de aceea s'a pus întrebarea dacă calculul la presiunea vântului nu ar fi suficient.

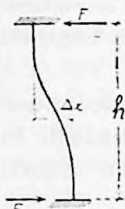


Fig. 53.

Este evident că pentru solicitări mici ale cutremurelor, surplusul de rezistență dat de calculul la presiunea orizontală a vântului, joacă un rol important. Dacă ținem însă socoteală că presiunea vântului este relativ mică și că ea se

exercită numai pe una din fețele clădirii, vedem că există o deosebire sensibilă între solicitările datorite forțelor orizontale ale vântului și acelea ale cutremurelor.

Cercetările lui *Robins Fleming* din America (6) arată că pentru un imobil proiectat în Guatemala, adoptând un coeficient seismic de $1/10$, solicitarea prin cutremur a fost mai mult decât dublul aceleia produsă prin acțiunea unui vânt de 30 pfunzi pe picior pătrat ($146,410 \text{ kg/cm}^2$) și atrage atenția asupra erorii mari ce s'ar face pentru calculul construcțiilor dacă s'ar asimila acțiunea cutremurului cu o astfel de presiune de vânt pentru solicitări de cutremure ca cel din San Francisco.

Cu ocazia cercetărilor făcute în America după cutremurul din San Francisco din 1906, *Freeman* (6) arată că făcându-se calcule comparative pentru diverse construcțiuni între presiunea de vânt prescrisă acolo de 15 pfunzi pe picior pătrat, adică $73,237 \text{ kg/m}^2$ și forța orizontală dată de un coeficient de sismicitate de $1/10$, solicitările în acest din urmă caz ar fi de 5—10 ori mai mare ca cele produse de vânt.

H. D. Dewell calculând pentru 3 clădiri mari din San Francisco solicitările F_v produse de o presiune de vânt de 15 pf/picior pătrat și o solicitare F_e orizontală de $1/10$ din greutate a obținut următoarele rapoarte corespunzătoare laturii mari a clădirii.

Pentru clădiri:

Crocker First Național Bank de 22,8 × 48,6 m și 51,8 m înălțime cu schelet metalic	$\frac{F_o}{F_v} = 8,65$
Standard Oil Building în formă de L de 93,59 m înălțime cu schelet metalic	$\frac{F_o}{F_v} = 9,30$
Humboldt Bank Building, schelet de beton armat de 15,29 × 51,81 și 52,10 înălțime cu 2 turnuri de 70,40 m.	$\frac{F_o}{F_v} = 4,34$

Este drept că în unele cazuri, pentru clădiri înguste, pentru presiuni de vânt mai mari, pentru grade de sismicitate reduse, putem obține forțe orizontale apropiate între cele date de presiunea vântului și de forțele sismice orizontale, totuși acțiunea lor poate fi diferită. Aceasta mai ales când se are în vedere că forțele orizontale produse de cutremur pot avea orice direcțiune, și că repartiția forțelor transmise printr'un planșeu trebuie făcută ținând seama și de poziția centrului de greutate în raport cu centrul de rigiditate.

Totuși pentru grade de sismicitate reduse, un calcul la solicitarea orizontală a vântului, constituie pentru construcția respectivă o garanție de rezistență apreciabilă, la cutremur. De altfel, cum se arată în anchetele făcute în Japonia și America (6), multe din clădirile care au rezistat, fuseseră dimensionate la acest fel de solicitare.

În legătură cu proiectarea clădirilor se poate pune problema dacă clădirile trebuie executate cu un schelet elastic sau cu un schelet rigid.

În favoarea scheletului elastic ar pleda faptul că o deformare pronunțată ar permite ca energia introdusă prin șocul unei sismice în construcție să se transforme în energie de deformare elastică pe un parcurs mai lung, micșorând prin aceasta eforturile interioare. Pornind dela această idee, numeroși autori au preconizat construcția scheletelor flexibile. S'a citat în America un exemplu în favoarea acestei soluții (6) Hotelul Carillo din Santa Barbara care a rezistat bine la cutremurul din 29 Iunie 1925, alegându-se doar cu capetele coloanelor măcinete.

Din punct de vedere mecanic problema a fost studiată recent (44) (1928) de *Lydik I. Jacobson*, dela Stanhope University din California, cunoscut pentru lucrările lui în domeniul seismologic. Concluziunile lui sunt că pentru clădirile de înălțime nu prea mare, având perioadele de vibrații proprii mari, etajul inferior nu trebuie să fie prea elastic. Etaje inferioare elastice apără suprastructura numai pentru mișcări ale solului cu frecvența mare. Cum frecvența undelor sismice este relativ mică, nu pare indicată soluția construcțiunilor prea deformabile.

De altfel *Freeman* (6) analizând efectele cutremurelor dela Charleston în 1886, San Francisco 1906, Santa Barbara 1925, Tokio 1925, precum și folosind concluziunile Comisiunii de cutremure din California, al comitetului inginerilor civili din America, ca și studiile lui *W. L. Huber* și ale altora, ajunge la concluzia că *construcțiunile rigide au rezistat cel mai bine la acțiunea cutremurelor*.

La aceleași concluziuni ajunge și comitetul Italian instituit la 1909 după cutremurul din Messina și Calabria, arătând că suprastructura trebuie să fie solid legată de fundații astfel ca șocul comunicat fundațiilor să fie transmis sincron întregii clădiri.

Henry D. Dewell, în concluziunile publicate în 1928 spune că: «Suprastructura trebuie să fie construită astfel ca să dea «efectul unei singure mase contra cutremurului. Rigiditatea «este esențialul. Contra vântuiri în diagonale trebuie să fie «utilizate unde aceasta este posibil și unde golurile nu permit «diagonale întregi contrafișe puternice trebuie să fie folosite», iar Profesorul *R. R. Martel* în Buletinul Societății Seismologice din America în 1929 demonstrează că flexibilitatea prea mare a suportului construcțiunii este dezastroasă, arătând în special că aceasta nu reduce accelerația părților superioare ale clădirii când perioada vibrației sismice este mai mare ca aceea proprie a clădirii. Experiențe de laborator au verificat concluziunile lui teoretice.

Ca titlu de curiozitate putem cita o soluție imaginată de inginerul *Viscardini* (31) pentru a realiza o construcțiune rezistând la acțiunea cutremurului. Pornind dela ideea de a împiedica

transmiterea forței produsă prin șocul unei seismice la suprastructura construcției, *Viscardini* a preconizat introducerea unor articulații deasupra fundațiilor la nivelul terenului (Fig. 54). La zidurile exterioare articulațiile ar fi făcute pe rulouri,

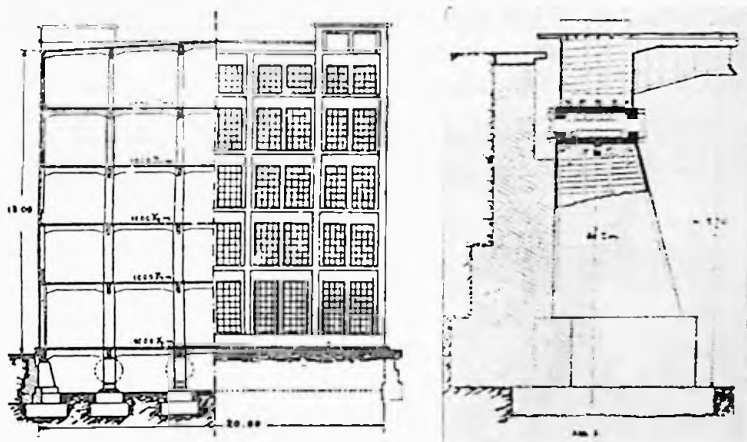


Fig. 54.

iar la cele interioare prin articulații sferice. Amortizarea deplasărilor laterale se realizează prin înclinarea planelor pe care se mișcă rulourile articulațiilor care prin deplasarea verticală a clădirii ar absorbi un lucru mecanic important, provocând o frânare a mișcării.

Până astăzi soluția preconizată de *Viscardini* a rămas în stare de proiect.

Din punct de vedere practic se pune încă problema costului construcțiilor acestora rezistente la cutremur. În această privință datele sunt foarte greu de găsit.

În tratatul său, *Freeman* (6), arată că în Japonia sporul de cost pentru imobile comerciale mici, calculate pentru a rezista la cutremur a fost de 10—15% din acela al imobilelor obișnuite.

Robins Fleming (6) arată că pentru Banca Mitsui din Tokyo, calculată de S. C. Weisskopf din New-York, pentru a rezista

la cutremur, sporul de cost este de 10%, șarpanta metalică fiind de două ori mai grea ca aceea pentru construcția obișnuită.

Tot după *Fleming* (6), în privința clădirilor cu schelet metalic, în afară de regiunea coastei Pacificului, costul acestui schelet pentru clădiri de 10—12 etaje calculat spre a rezista la cutremur, nu va prezenta un spor mai mare de 10%, ba chiar 5%, în care caz acest spor nu ar reprezenta nici chiar 1% din costul total al construcției.

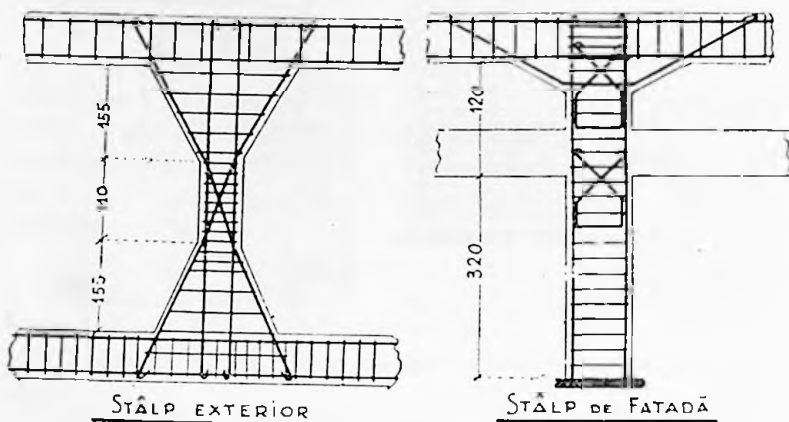


Fig. 55.

În fine, pentru o construcție (fig. 55) executată în San José (Costa Rica), *Franz Hofweber* (31) arată că sporul pentru construcția asismică din beton armat ar fi reprezentat 11,5% din costul total al construcției normale fără suplimente, arătând bunăoară că pentru stâlpi betonul armat ar fi trecut de la 21,5 m³ la 28,2 m³, iar fierul de la 4350 kg la 8230 kg.

În rezumat, am putea spune că surplusul de cost pentru construcții în schelete de rezistență dimensionate ca să reziste la un cutremur de 0,1 G accelerație orizontală se menține în limita a 10% din costul total al clădirii.

Bine înțeles că pentru țara noastră, unde cutremurul nu a avut intensitatea celor din Japonia și America, ar fi exagerat să impunem condițiuni prea grele. *Sieberg*, în tratatul de fun-

dații al lui *Brennecke* (2), recomandă ca numai clădirile importante să se calculeze la acțiunea cutremurului.

Cred că s'ar putea impune asemenea condițiuni pentru clădiri de mare importanță, admitând ca coeficient de sismicitate $1/20$, adică calculând pentru o forță orizontală de $1/20$ din greutate.

Pentru celelalte construcțiuni cu schelete de rezistență, aplicarea strictă a prevederilor circularii de beton armat germane ar fi suficient la noi în țară. În genere construcțiunile dimensionate și executate în conformitate cu aceste prescripțiuni și care nu au avut greșeli de concepție, s'au menținut în foarte bună stare la recentul cutremur. La aceste construcțiuni ar trebui încă avute în vedere anumite măsuri care fie lipsesc, fie nu sunt suficient accentuate în circulară și anume:

1. *Să se calculeze construcția și la acțiunea vântului, socotită presiune orizontală de 100 kg/m^2 .*

2. *Construcția să fie cât mai rigid întocmită, introducând eventual pereți de rigidizare din beton armat. În special la scări asemenea pereți s'au dovedit de mare folos. Asemenea dispozițiuni au fost adoptate recent în Agram la 2 construcțiuni mari, calculate pentru a rezista la cutremur, după cum mi-a comunicat misiunea croată ce a cercetat țara noastră după cutremur.*

3. *Scheletul de beton armat să fie executat odată cu zidăria de umplutură, iar aceasta să fie executată cu mortar de ciment. Toți cercetătorii japonezi și americani sunt unanimi în a recunoaște că construcțiunile executate în acest fel deși nu au fost dimensionate pentru forțe orizontale, au rezistat în cele mai bune condițiuni la cutremur. Acest lucru l-am putut constata și aci în țară la noi.*

4. *Stâlpii de susținere să fie dimensionați pe baza rezistențelor celor mai mici prescrise de circulară, având un procent de armare de cel puțin 1% , armături de cel puțin 15 mm diametru. La înădăirea stâlpilor, petrecerile fiarelor să fie suficiente, de cel puțin 30 ori diametrul, etrieri suficienți și repartizați și pe înălțimea corespunzătoare grinzilor ce se termină în stâlpi. Turnarea betonului să se facă cu deosebită îngrijire, mai ales la capetele stâlpilor. Introducerea unor armături înclinate cu*

45° în dreptul racordării stâlpului cu planșeul superior, pentru preluarea eforturilor principale, în noduri, este de recomandat. Cercetările făcute la Universitatea din Illinois (34) (35), pe bază de experiențe directe, au arătat că vutele la stâlpi nu prezintă avantaje prea mari, fiind de preferat armături suplimentare.

5. *În secțiune stâlpii să nu prezinte o grosime prea mică*, aceasta din cauza modului desavantajos în care lucrează la forfecare, cum am arătat. Lățimea minimă de 28 cm și un raport de cel puțin $1\frac{1}{4}$ între laturile dreptunghiului ar trebui să fie respectat.

6. *În construcțiuni cu retrageri, stâlpii să fie continui pe cât posibil*. Când totuși stâpii ar urma să rezece pe grinzi, să nu se admită decât rezemări de primul ordin, iar grinzile să fie verificate și pentru o încărcare egală cu 1,5 din acțiunea corespunzătoare greutateii permanente transmise de stâlpi. Complexul de susținere al stâlpului să fie calculat după teoria cadrelor.

7. *Consolele să fie dimensionate la o încărcare de 1,5 ori cea statică pentru a ține seama de acțiunea dinamică produsă în timpul cutremurului*.

Aceste câteva reguli de calcul și execuție nu grevează decât într-o măsură extrem de mică costul total al lucrărilor și în schimb asigură construcțiunile contra efectelor cutremurelor de intensitatea celui ce a bătuit țara noastră.

Trecând acum la construcțiunile în zidărie masivă, observăm că prima măsură ce trebuie să luăm este să realizăm o capacitate de rezistență la tensiune a zidăriei. *În această privință toate normele și prescripțiunile, cum și toți cercetătorii străini sunt unanimi în a prescrie utilizarea de mortar de ciment*.

Prima condiție esențială va fi deci utilizarea de mortar de ciment pentru execuția zidăriilor. Pentru a facilita execuția se poate îndulci mortarul cu adaos de var, minimul de ciment utilizat pentru clădiri de mică importanță fiind de 100 kg ciment la un amestec de $1/3\text{m}^3$ pastă de var și 1 m^3 nisip.

În legătură cu aceasta trebuie să accentuăm asupra importanței deosebite ce o joacă calitatea nisipului utilizat la prepararea mortarului. Toți autorii străini (6) (7) au ajuns la concluzia că construcțiunile de zidărie ce au suferit de pe urma cutremurului prezentau un mortar de proastă calitate. Nisipurile fine, cu

amestec de argilă, sunt în această privință foarte rele și trebuie proscrise. Această problemă este una din cele mai greu de soluționat de oarece sunt regiuni întregi unde nu se găsesc nisipuri de calitate bună și aducerea nisipului bun ar fi de un cost prohibitiv. O eventuală spălare a nisipului și mărirea doza-jului de ciment împreună cu o execuție îngrijită ar putea ameliora calitatea zidăriei.

În afară de aceste observațiuni privind materialul zidăriei, problema construcțiunilor masive capabile să reziste la acțiunea cutremurelor, prezintă încă o serie de aspecte cu caracter general și particular, ce vom rezuma în cele ce urmează.

În primul rând, din punct de vedere al concepției generale construcția trebuie astfel întocmită încât transmisia forțelor la fundații să se facă direct fără a produce momente sau forfecări în masivele de zidărie. Se vor evita deschiderile de uși sau ferestre la colțuri sau în imediata lor apropiere, iar unde aceasta nu este posibil se va prevedea o consolidare în beton armat. Se va căuta a se realiza o concordanță cât mai perfectă între centrul de greutate al planșelor și centrul de elasticitate al reazemelor de susținere al planșei, folosind indicațiunile date mai înainte.

În al doilea rând construcția se va executa după « toate regulile artei constructive ». În aceste patru cuvinte se rezumă secretul construcțiunilor masive capabile de a rezista la cutremur și această specificare o găsim și la autorii japonezi și la cei americani (6) și în instrucțiunile de tot felul, începând cu cele americane și sfârșind cu cele italiene.

Astfel la art. 5, al. c al instrucțiunilor italiene se specifică: « zidăriile trebuie să fie executate după cele mai bune reguli ale artei, cu materiale bune și cu mână de lucru îngrijită ».

Această specificare este prea vagă chiar pentru marea majoritate a constructorilor și de aceea voim să precizăm unele puncte în legătură cu aceasta.

Am văzut că defectul zidăriei este lipsa de rezistență la tensiune și am arătat că peste tot se recomandă utilizarea mortarului de ciment. Trebuie însă pe lângă aceasta să introducem legături capabile de a lua tensiuni și care să solidarizeze întreaga construcțiune. O legătură perfectă se obține cu planșee de beton

armat, care, pe lângă legarea zidurilor între ele, repartizează forțele de inerție pe întreaga zidărie permițând clădirii să acționeze ca un monolit.

De aceea, în primul rând vom căuta să realizăm planșee de beton armat. Zidurile exterioare și cele interioare vor trebui încă legate printr'o grindă de centură, — care să servească și ca încadrament al planșeului.

La construcțiunile unde se utilizează planșee de grinzi metalice sau de lemn, se recomandă să se execute centuri de beton armat pentru legătura zidăriei și să se lege grinzile de zidărie. O lipsă a unei bune legături poate da loc la dislocări cum arată figurile alăturate (Fig. 56 și 57). În special zidurile care merg paralel

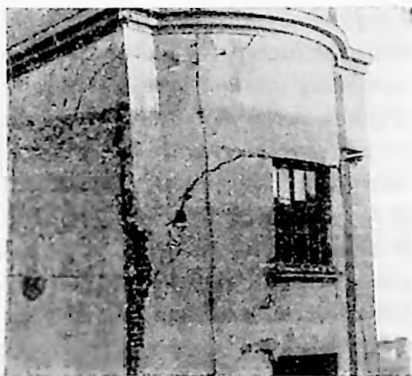


Fig. 56.

cu grinzile, trebuie legate de acestea spre a împiedeca deplasarea lor laterală.

Prescripțiunile italiene (42) din 1937, prescriu că la toate zidurile exterioare și la cele interioare de rezistență se vor așeza în dreptul planșecelor centuri de beton armat de lățimea zidului și de 20 cm grosime, armate cu 4 fiare de 14 mm de oțel moale sau de 12 mm de oțel dur cu etrieri de cel puțin 5 mm

diametru și la cel mult 30 cm distanță.

Pentru grinzile metalice se prescrie că vor fi rezemate pe cel puțin $\frac{2}{3}$ din lățimea zidului și să fie ancorate de acestea.

În privința deschiderilor, utilizarea bolților trebuie complet prohibită (5). Buiandrugii cei mai buni sunt cei din beton armat, cei metalici din cauza greutății specifice mari în raport cu zidăria, pot fi dislocați cu ușurință de forțele de inerție. Reazemele trebuie să fie destul de mari și prescripțiunile italiene fixează un minimum de 40 cm pentru un reazâm.

Deschiderile ferestrelor, ca și ale ușilor, trebuie să fie suficient de depărtate de la colțurile clădirii. Și instrucțiunile americane (6) accentuează acest lucru, iar prescripțiunile italiene (42) fixează la 1,50 m distanța de la colțul clădirii la marginea deschiderii.

In fine, pentru a realiza contravântuirea clădirii, zidurile trebuie să fie legate între ele prin ziduri de rezistență la distanțe nu prea mari.

Prescripțiunile italiene (42) fixează la 6 m distanța între zidurile de legătură transversală pentru construcțiunile de categoria I și de 9 m pentru cele de a II-a categorie.

Și grosimile minime ale zidurilor, necesare pentru a asigura stabilitatea, trebuiesc avute în vedere. Este evident că această grosime va fi funcțiune de înălțimea liberă a zidului, ca și de înălțimea clădirii.

Prescripțiile italiene (42) prevăd o serie de dispoziții după materialul utilizat și după înălțimea zidului și numărul etajelor.

Ținând seama de condițiunile de la noi din țară

cred că pentru zidurile exterioare ar trebui fixată o grosime minimă de 42 cm pentru clădirile având parter și etaj; de altfel această grosime este impusă pentru o bună izolare termică a construcțiunilor.

In fine, zidurile de rezistență trebuie duse până la fundație neputându-se admite ziduri de rezistență susținute pe grinzi.

De asemenea în legătură cu alcătuirea zidurilor trebuie să accentuăm că nu se recomandă utilizarea de cărămizi găurite sau execuția de ziduri cu goluri, după sistemul cunoscut sub numele de american.



Fig. 57.

Asupra construcțiilor în console trebuie să relevăm aceleași condiții ce am văzut la betonul armat. Prescripțiunile italiene (42) fixează la 1 m ieșitura maximă a balcoanelor, oprind însă construcțiunile în bowindow. Cornișele vor avea cel mult 80 cm însă vor trebui legate de planșeu.

Două probleme delicate din punct de vedere al sensibilității la cutremur îl constituie calcanele și coșurile. Calcanele ar trebui să fie executate de 28 cm grosime cu mortar de ciment și pervăzute cu centuri de beton armat pentru asigurarea stabilității zidului. Experiențe bune am făcut la o fabrică din București cu un calcan de vreo 5 m înălțime și de vreo 30 m lungime, care nu a avut niciun zid transversal de legătură, fiind în schimb prevăzut cu stâlpi de beton armat la 5—6 m distanță. Ar fi recomandabil ca zidurile de calcan să nu întrecă 4 m în înălțime. De asemenea este recomandabil ca să se lege prin ancore suficiente zidurile de calcan de fermele înveltoarei care însă vor fi suficient de bine contravântuite.

Problema coșurilor este de asemenea una din cele mai importante, mai ales prin pagubele indirecte provocate de căderea lor.

În cazul când avem planșee de beton armat, execuția de

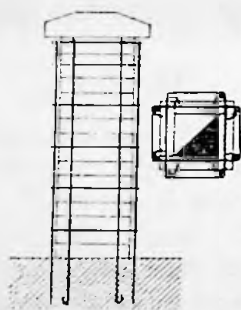


Fig. 58.

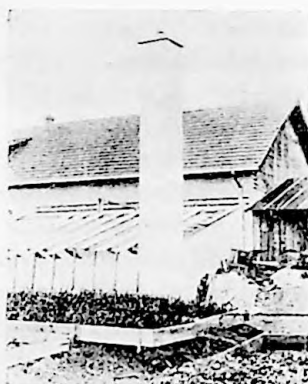


Fig. 59.

armături longitudinale ancorate în planșeu și prevederea unor

etrieri la 30—40 cm distanță, zidiți în zidăria coșurilor (Fig. 58), totul acoperit cu tencuială de ciment permite realizarea unor ancorări suficiente. Astfel un coș de 7 m înălțime, prevăzut cu 8 ancore de 8 mm grosime, s'a comportat foarte bine la cutremur (Fig. 59). Pentru coșuri mai mici, îmbrăcarea cu rabbitz unită cu ancorarea de zidul inferior, sau îmbrăcarea cu tablă de fier dă rezultate foarte bune.

În fine, pentru acoperișuri se cere ca fermele să fie bine contravântuite pentru a împiedeca deformațiunile prea accentuate. Invelitorile ușoare vor fi preferate acelor grele care vor trebui să fie sprijinite de ferme solide și puternic contravântuite în toate direcțiunile.

O problemă legată de construcțiuni este aceea a instalațiilor. Sunt în deobște cunoscute de constructori distrugerile făcute în zidărie, și chiar în scheletele de beton armat, de către instalatori pentru fixarea conductelor; chiar șanțurile lăsate dela început pentru conductele caloriferelor s'au arătat ca puncte slabe ale zidăriei provocând crăparea ei în dreptul acestor canale. Crăpăturile au fost și mai accentuate acolo unde canalele au fost cioplite în zidărie, datorită distrugerii provocată prin dislocarea cărămizilor în timpul ciopririi. *În această privință prescripțiunile italiene prevăd că conductele de orice fel, nu trebuie să atace grosimea zidurilor.*

Rezolvirea în bune condițiuni a acestei probleme este grea. Cum am spus, șanțuri lăsate dela început în grosimea zidului sunt puncte slabe ale zidăriei, unde se vor produce crăpături și chiar dislocări de ziduri. Cel mai bun sistem din punct de vedere al rezistenței este de a lăsa conductele de orice fel vizibile, lucru ce nu cadrează însă cu principiile estetice moderne.

Înainte de a încheia, trebuie să examinăm problema reparării și consolidării construcțiunilor dărmate de cutremur.

Și la noi, ca și în toate regiunile distruse de cutremur, după cum se arată de toți autorii (6) (36), o panică și o zăpăcăală cuprinde populația acestor regiuni. Exagerările într'un sens sau în altul sunt frecvente. Pe alocurea se dărâmă construcții ce ar putea fi lesne reparate, în alte cazuri se maschează distrugerile

printr'o reparație superficială fără nicio valoare de stabilitate sau de rezistență. La aceasta contribuie atât nepriceperea cât și reaua credință atât a proprietarilor cât și a specialiștilor adesea improvizați, precum și a lucrătorilor.

Aș putea să citez numeroase cazuri. Iată, la una din clădirile cu 12 etaje, Blocul Belvedere, unde trimis spre a examina starea imobilului după cutremur, sunt întâmpinat cu ostilitate, arătându-mise un proces-verbal, care constata perfecta stare a acestui imobil, care avea câțiva stâlpi alterați de cutremur, întocmit de către un tehnician cu o anume reputație în cercurile de specialitate. Și pentru confirmarea seriozității se invoacă și avizul unui general. Mecanicul clădirii, dotat cu acel bun simț pe care îl dă răspunderea, îmi arată o consolidare făcută în grabă la unul din stâlpii mai grav avariați, pe baza dispoziției specialistului: Un stâlp de zidărie de 28/28 cm zidit lângă stâlpul de beton armat avariat pe care îl susținea printr'o grinzioară de 15/30. Pus în fața stâlpilor grav avariați, specialistul a recunoscut necesitatea consolidării clădirii, declarând însă că avariile stâlpilor nu se produsese decât în seara constatării mele, la câteva zile după cutremur.

Un alt caz vrednic de semnalat este al blocului din Calea Victoriei 95, care prezenta mai mult de jumătate din numărul stâlpilor grav alterați. Consultat de unul din proprietari, inginer cunoscut, am fost de părere că blocul necesită o serioasă consolidare. Parte din proprietari nevoind să audă de o depreciere a proprietății lor, m'au invitat pur și simplu să mă desist de misiunea ce mi se încredințase, ceea ce am făcut bucuros. Studiul reparațiunii a fost atunci preluat cu toată graba necesară de unul dintre acei tineri grăbiți, cari nu știu cum să profite mai bine de nenorocirile ce se abat asupra oamenilor. După ce a încercat, spre a-și ascunde incapacitatea, să compromită pe unul din inginerii constructori bine cunoscuți, a prezentat un proiect de consolidare pe care Primăria l-a trimis Decanului corpului ingineresc spre examinare. În raportul său, Decanul corpului nostru arată că un asemenea proiect nu ar putea fi îngăduit nici unui elev de școală. Când ne gândim că un asemenea tânăr ce-și asumă veleități de conducere tehnică în una

din administrațiile importante ale țării se pretează la asemenea soluții, ne putem lesne închipui ce însemnează majoritatea reparațiilor făcute în țară după cutremur.

Insuși celebrul seismolog *Sieberg*, care a văzut multe reparații după cutremur în toate țările lumii, în cele 2 conferințe ce a ținut la noi a atras în mod serios atențiunea asupra lipsei de seriozitate cu care se fac reparațiile clădirilor după cutremur, pregătind în acest fel pentru viitorul cutremur, un dezastru de amploare mai mare decât cel trecut.

Problemele tehnice ce se pun pentru reparația construcțiilor dărâmate de cutremur sunt foarte variate și soluțiunile sunt greu de dat, trebuind conciliate imperativele tehnice cu mijloacele financiare, cu lipsa materialelor și a mâinii de lucru specializată.

Pentru a putea examina în liniile lor generale aceste probleme, vom separa iarăși clădirile în cele 2 grupe mari: cu schelet de rezistență și cele din zidărie masivă.

La clădirile cu schelete de rezistență se poate ivi cazul când scheletul a suferit avarii compromițând parte din piesele de rezistență și în cazul când scheletul nu prezintă avarii sensibile, însă zidăria de umplutură a suferit mult.

În primul caz este evident că se impune în primul rând restaurarea scheletului în părțile distruse.

Accastă operațiune se poate face fie prin sprijinirea solidă a construcțiunii, îndepărtarea părților distruse și refacerea lor, în beton armat sau în metal, cum s'a procedat la blocul Gălășescu sau la blocul Lengyel (Fig. 60), fie prin îmbrăcarea elementelor distruse cu piese metalice sau cu cămășuială de beton armat, cum s'a procedat la blocul Pherekyde, sau la clădirea din Calea Victoriei 95.

Și într'un caz și în celălalt dificultatea constă în a realiza o bună legătură între părțile vechi și între cele noi și depinde de conștiinciozitatea operatorului ca să se realizeze această legătură.

Dacă elementul nu prezintă o distrugere completă, ci numai fisuri, sau crăpături, care să nu fi antrenat deformațiuni vizibile atunci se poate recurge la îmbrăcarea elementului alterat

printr-o cămășuială de beton armat așa cum s'a procedat și în alte părți și așa cum se poate vedea în figurile alăturate (Fig. 61, 62, 63, 64, 65).

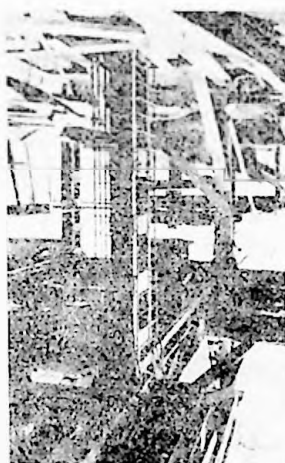


Fig. 60.



Fig. 61.

Sistemul acesta necesită însă ca noua cămășuială să fie

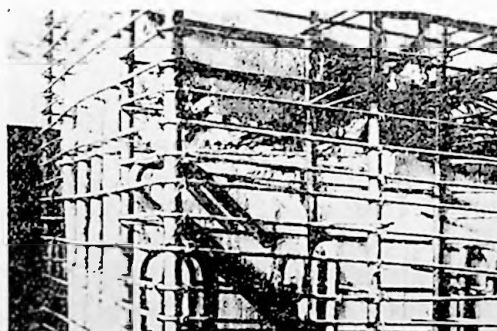


Fig. 62.

capabilă să suporte solicitarea pe care pentru siguranță trebuie să o luăm egală cu întreaga solicitare a elementului.

La construcțiunile în schelete de rezistență atât la cele la care scheletul a suferit, cât și la acele la care zidăria de umplură a fost puternic dislocată, fără a arăta alterări importante vizibile ale scheletului, trebuie ținut seama că rigiditatea transversală a suferit mult.

Dacă ne amintim că exemplele din Japonia și America au arătat rolul important pe care îl joacă rigiditatea transversală a clădirilor pentru rezistența lor, trebuie să ne gândim la restabilirea acestei rigidități. Lucrul acesta se poate realiza cu înlesnire prin introducerea în special la parter și la primele etaje a unor pereți de beton armat solidarizați cu stâlpii și meniți a contravântui construcția. Asemenea soluțiuni introduse la consolidări de imobile de beton armat alterate de cutremur, de



Fig. 63.

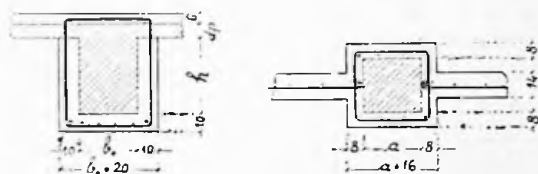


Fig. 64.

incendii sau alte cauze, s'au arătat ca foarte bune pentru mărirea rezistenței construcțiunii.

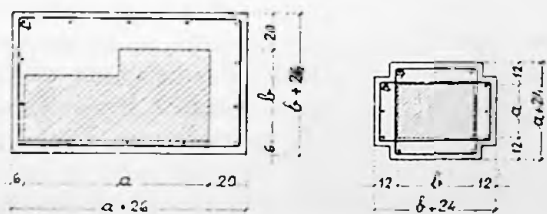


Fig. 65.

Mai dificile sunt consolidările consolelor și ale grinzilor ce susțin stâlpii și care au fost avariate de cutremur. Soluția

trebuie examinată dela caz la caz și introducerea de pereți de beton armat susținând consolele și grinzile sunt soluțiunile cele mai simple și cele mai sigure.

Cu ocazia examinării blocurilor s'a constatat că multe din ele au fost prea slab dimensionate. În special în stâlpi, rezistențele întrec deseori 60 kg/cm^2 și aceasta în ipoteza încărcării centrale a stâlpilor. Din punct de vedere al rezistenței, în special al rezistenței la un nou cutremur, este recomandabil ca aceste imobile să fie consolidate. Operația de consolidare la blocurile de beton armat este un lucru greu. Imbrăcarea stâlpilor prin cămășuială de beton armat, și introducerea de pereți transversali de beton armat permit o consolidare eficace, a doua soluție contribuind și la mărirea rezistenței transversale a clădirii. Întrucât o astfel de consolidare este necesară nu se poate preciza însă decât dela caz la caz, examinând clădirea în ansamblul ei.

Este însă locul aci să arătăm că sunt și clădiri la care s'au evidențiat unele fisuri care poate că erau existente și înainte de cutremur dar care au fost scoase la iveală cu această ocazie. Nu orice fisură constituie un pericol și merită o reparație care pentru a putea fi bine făcută necesită cheltueli extrem de ridicate. Sunt fisuri produse în dreptul rostului de întrerupere a turnării betonului, sunt fisuri de contracție, de vechi tasări care neobservate sau ascunse sub tencuială au apărut acum. Acestea nu trebuie să facă obiectul unei preocupări care să ducă la reparațiuni nejustificate. Pot să citez cazul unui bloc din B-dul Take Ionescu, pe care îl țin sub observație de acum vreo 4 ani și care a prezentat o serie de fisuri accentuate în diverse planșee. După cutremur acest bloc nu a arătat nicio mărire, nicio accentuare, nici ca lățime, nici ca lungime, a acestor fisuri, dovadă că construcția a rezistat cutremurului fără noi alterări.

În ceea ce privește construcțiunile de zidărie, problemele ce se pun sunt și mai complicate. Crăpăturile în zidărie iau cele mai variate aspecte și adeseori sub o fisură fină în tencuială se găsește o crăpătură gravă în zidărie. Este adevărat că și aci se întâmplă ca, fisuri sau crăpături vechi, existente, să apară

cu ocazia cutremurului, fără ca ele să fie rezultatul unei rup-turi produse de cutremur.

La zidărie se pot observa 2 feluri de avarii: unele constând din crăpături pronunțate marcând dislocări masive ale zidăriei, altele din crăpături mai mici dar numeroase arătând o desa-gregare a zidului.

În primul caz trebuie urmărită poziția crăpăturii în raport cu transmitiunea forțelor. *Dacă crăpăturile nu interceptează scurgerea lesnicioasă a forței la fundație ele nu sunt de natură prea gravă. Dacă însă se prezintă oblic în raport cu sensul de transmitere a forțelor ne putem aștepta la producerea de planuri de alunecare care pot fi dezastruoase.*

Ori cum ar fi, asemenea ziduri trebuie consolidate în primul rând prin restabilirea legăturii între ele introducând tiranți. Aceștia vor fi bine ancorați în plăci la capete. Fiarele profile, fiarele U în special, se pretează foarte bine la execuția acestor tiranți. De ase-menea grinzile de centură de beton armat dacă se pot in-troduce, dau rezultate bune. Ele însă trebuie legate solid cu restul construcției spre a da o legătură eficientă și trebuie să se întindă pe zidu-rile adiacente pe o lungime destul de mare. Reparații ca în figura alăturată (Fig. 66) sunt absolut iluzorii, centura întinzându-se numai pe por-țiunea de zid ce a fost dislo-cată de cutremur.

Reparația crăpăturilor este mai dificilă, îndepărtarea cără-mizilor și țeserea lor cu zidărie nouă executată cu mortar de ciment, este o operație grea și nesigură, deoarece de obicei



Fig. 66.

se dislocă zidăria din jurul crăpăturii stricând și mai mult zidăria.

Un sistem foarte bun a fost introdus de d-l Inginer *A. Ioanovici* prin injectarea de mortar de ciment sau lapte de ciment sub presiune. Operația injectării se face curățind pe cât posibil rosturile crăpate și acoperind crăpăturile pe ambele fețe ale zidăriei cu ipsos. Din loc în loc se fixează căpătaie de țevi în legătură cu crăpăturile. După întărirea ipsosului se pun țevile rând pe rând în legătură cu o pompă care injectează sub presiune, până la 6 atmosfere, mortarul sau zeama de ciment. Aceasta pătrunde până în cele mai fine fisuri și sub acțiunea presiunii îmbibă mortarul și cărămida dând o legătură foarte bună.

In cazul când zidăria este desagregată atunci de cele mai multe ori nu rămâne altă soluție decât îndepărtarea și refacerea ei.

S'a preconizat și s'a utilizat și îmbrăcarea zidăriei cu o rețea metalică căptușită cu pânză de rabitz fixată cu fiare de zidărie și acoperite cu un mortar de ciment aplicat prin torkretare (36). Sistemul utilizat în Crimeia, ar fi dat rezultate satisfăcătoare. Cred totuși că nu s'ar putea aplica cu succes în cazul zidurilor având să suporte sarcini importante.

Una din problemele dificile de soluționat le prezintă clădirile cu etaje și planșee din grinzi de lemn sau de fier care deplasându-se au dislocat zidăria etajului chiar dela bază. În asemenea caz se impune dărâmarea zidului ce nu-și mai are stabilitatea asigurată la bază și este locul să se examineze dacă zidăria inferioară este capabilă să mai suporte etajul sau trebuie renunțat la el. În tot cazul aplicarea unei centuri de beton armat continuă pe toate zidurile interioare și exterioare se impune pentru a asigura stabilitatea construcțiunii. Noul zid executat pe baza principiilor expuse înainte va trebui legat și sus cu centuri de beton armat.

O deosebită atențiune trebuie dată calcanelor și coșurilor. Refacerea se va executa pentru calcane numai cu zidărie de 28 cm grosime, cu mortar de ciment și cu o centură de beton armat bine legată pe zidurile adiacente. Ancorarea calcanelor

de ferme, care vor trebui solid contravântuite, este absolut necesară pentru a împiedeca răsturnarea lor.

Coșurile trebuie reduse ca înălțimi, ancorate în puncte solide de șarpanta învelitoarei și îmbrăcate cu tablă. Acolo unde lucrul este posibil, unde sunt planșee de beton, execuția în beton armat a coșurilor va da soluția ideală.

Din expunerea ce am făcut, putem vedea în primul rând cât de complexă este problema mecanică a rezistenței construcțiilor capabile să reziste la cutremur.

Totodată însă teoria ne arată și practica a confirmat, că lucrările executate cu discernământ tehnic, cu respectarea principiilor artei constructive, nu au suferit prea mult chiar la cutremure mult mai grave ca cel ce ne-a fost hărăzit.

În țara noastră, cutremurul dela 10 Noemvrie 1940 a pus generației noastre pentru prima oară problema construcțiilor capabile să reziste la cutremur, arătându-ne totdeodată greșelile trecutului și lipsurile actuale.

Ne-a arătat în special rolul extrem de important pe care îl joacă conștiinciozitatea în proiectare, în alegerea materialelor și în execuția lucrării și de care trebuie să fie pătrunși inginerul, ca și lucrătorul. Dacă de pe urma cutremurului am putea, dobândi practica acestei virtuți, am spune cu drept cuvânt că și răul are un bine.

BIBLIOGRAFIE

1. A. Sieberg, Erdbebenkunde. Jena 1923.
2. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. Berlin 1934.
3. Jung, Kleine Erdbebenkunde. Berlin 1938.
4. A. Rampseck und G. A. Schulze, Die Dispersion elastischer Wellen im Boden. Berlin 1938.
5. E. Lemaire, Les tremblements de terre. Génie civil, vol. I, 1909.
6. J. R. Freeman, Earthquake Damage and Earthquake Insurance. New-York 1932.
7. H. Neumann, Über die Wirkung der Erdbeben auf Bauwerke. Der Bauingenieur, 1931.
8. W. Zeller, Stärkebestimmungen von Mechanischen Erschütterungen. Der Bauingenieur, 1931.

9. The outline of the reconstruction work in Tokyo and Yokohama. The bureau of reconstruction. Home office Japan 1929.
10. *L. Santarella*, Il cemento armato. Vol. II, Edit. 7. Milano 1940.
11. *A. Sieberg*, Erdbebenforschung und ihre Verwertung für Technik, Bergbau und Geologie. Jena 1933.
12. *Résal*, Traité de cinématique pure.
13. *P. Melchior*, Der Ruck. Zeit. d. Vereins Deutscher-Ingenieure, 1928.
14. Revue générale des chemins de fer, 1908.
15. *R. Briske*, Der Einfluss der Baugrundes auf die Erdbebengefahr. Die Bautechnik, 1933.
16. *J. Schulze*, Bodenwirkung und Bauwerk. Zentralblatt der Bauverwaltung, 1928.
17. *G. Scharrer und Otto Brötz*, Gebäudeschwingungen. Berlin 1933.
18. *M. G. Puwein*, Erdbebenschwingungen des Stockwerksrahmens. Beton und Eisen, 1940.
19. *E. Lehr*, Schwingungen von Schornsteinen. Beton und Eisen, 1929.
20. *M. G. Puwein*, Schwingung hoher Schornsteine. Beton und Eisen, 1940.
21. *M. G. Puwein*, Die Verminderung der Knicklast eines Stabes durch Querschwingungen. Der Bauingenieur, 1939.
22. *E. Mettler*, Biegeschwingungen eines Stabes unter pulsierenden Axiallast. 1940.
23. *M. G. Puwein*, Die Biegespannungen querschwingender achsrecht belasteter Stäbe. Der Stahlbau, 1941.
24. *W. Bültmann*, Die Stabilität des Dreigelenkrechtckrahmens. Der Stahlbau, 1941.
25. *W. Bültmann*, Die Stabilität der Drei und Zweigelenkrechtckrahmens mit Eckstreben und mit Fachwerkkriegeln. Der Stahlbau, 1941.
26. *K. Hohenemser und W. Prager*, Dynamik der Stabwerke. Berlin 1933.
27. *W. Hirt*, Die Differentialgleichungen des Ingenieurs. Berlin 1925.
28. Leitsätze für die einheitliche Prüfung von Kalken.
29. Analysis of small monolithic concrete Buildings for earthquake forces.
30. *A. F. H. Love*, Lehrbuch der Elastizität. Leipzig 1907.
31. *M. Viscardini*, Erdbebensichere Gründungen. Beton und Eisen, 1925.
32. *R. Briske*, Die Erdbebensicherheit von Gebäuden. Die Bautechnik, 1927.
33. *R. Briske*, Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten. Die Bautechnik, 1927.
34. *Mikishi Abe*, Einfluss von wiederholten horizontalen Belastungen auf Eisenbetonrahmen und Ermittlung der Periode ihrer Eigenschwingungen. Der Bauingenieur, 1930.
35. *Taniguti*: Die Erdbebenkraft und die durch sie erzeugten Zerstörungen an Gebäuden mit Rücksicht auf die Bauart derselben. Der Bauingenieur 1930.
36. *Evdokimow-Rokotosky*, Folgen der Erdbeben in Krim und die Wiederaufrichtung der Gebäuden. Die Bautechnik, 1934.

37. *Hans Hofweber*, Beispiel einer Erdbebenkonstruktion in San José. Die Bautechnik, 1933.
 38. *R. Briske*, Eisenbetonbauten in Erdbebengebiete. Beton und Eisen 1933.
 39. *R. Briske*, Zerstörung von Erdbauten durch Erdbeben. Beton und Eisen, 1925.
 40. *Kittel*, Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien. Die Bautechnik, 1925.
 41. Erdbebenspannungen in der San Francisco Oakland-Brücke. Die Bautechnik, 1941.
 42. Norme technique di edilizia con speciali prescrizioni per le localita colpite dai terremoti. Roma 1938.
 43. *L. Jannin*, Comment tenir compte des chocs dans les calculs pratiques de résistance des matériaux. Paris 1925.
 44. Contributions to the mechanics of solids dedicated to Stephen Timoshenko, 1938.
 45. Tests and design of steel wind bent irregularities. The Ohio State University.
 46. Beton-Kalender, 1940.
 47. *Otto Graf* und *Fritz Weise*, Über die Prüfung des Betons in Betonstrassen durch Ermittlung der Druckfestigkeit von Würfeln und Bohrerproben. Berlin 1938.
 48. *A. Hertwig*, Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen. Berlin 1933.
 49. *A. Hertwig*, Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen. Berlin 1936.
 50. *H. Cross* and *N. D. Morgan*, Continuous frames of reinforced concrete. New-York 1938.
-

MONITORUL OFICIAL ȘI IMPRIMERIILE STATULUI
IMPRIMERIA NAȚIONALĂ. BUCUREȘTI. 1941

CUTREMURUL SI CONSTRUCTI

UNU100057

25.00 RON

