

ING. THEODOR ACHIM

CAUZELE PRĂBUȘIREI „BLOCULUI CARLTON“

INVĂȚĂMINTE

TIPARUL „CARTEA ROMÂNEASCĂ“, BUCUREȘTI

1941

ING. THEODOR ACHIM

CAUZELE PRĂBUȘIREI „BLOCULUI CARLTON“

INVĂȚĂMINTE

TIPARUL „CARTEA ROMÂNEASCĂ“, BUCUREȘTI

1941



CAUZELE PRĂBUȘIREI BLOCULUI CALRTON

INVĂȚĂMINTE

I. Introducere.

1. Cutremurul din noaptea de 10 Noembrie a anului 1940 a avut—după cum se știe—consecințe dezastruoase asupra unei mari părți din țară, distrugând orașe întregi și deteriorând sau prăbușind construcții importante.

În București a avut de suferit un număr mare de construcții—în special construcțiile înalte de tip „bloc”—care au suportat cutremurul în condiții mult mai grele decât acele mici. Unele din aceste construcții sunt puse în dărâmare, altele sunt în curs de consolidare, iar altă parte a avut de suferit stricăciuni neînsemnate, necesitând numai mici reparațiuni.

Dintre toate acestea, construcția blocului Carlton, care s'a prăbușit în întregime din temelii împreună cu cinematograful din spatele lui, a produs o adâncă impresie în toată țara, dând totdeauna loc la diverse comentarii.

Intâmplarea a făcut ca, în calitate de practicant, să fiu prezent, un interval de câteva luni, la executarea acestei lucrări și să sufăr după dezastru alături de proiectanții și executanții construcției, consecințele legilor.

În calitate de inginer, având între timp o practică de 5 ani și forțat de împrejurări să mă ocup mai mult de această chestiune, găsesc că este necesară o explicație publică asupra cauzelor care au dus la prăbușirea blocului Carlton.

Este posibil ca o parte din afirmațiunile mele să nu corespundă vederilor multor tehnicieni. Intenția mea însă nu este de a-mi impune părerile ci numai de a produce discuții în lumea noastră științifică și inginerească, discuții al căror rezultat să fie concretizat în noi norme de construcții și într'o circulară română

complect studiată, care să țină seamă de toți factorii și toate condițiunile speciale în care se găsește țara noastră.

Se impunea dealtfel, o explicație publică și pentru a se împrăștia psihoza masei pentru care, locuirea în blocuri s'a transformat într'un adevărat calvar, găsindu-se încă sub impresia puternică a nopții de groază.

Pentru noi inginerii și arhitecții, acest eveniment trebuie privit prin prizma pregătirii noastre și de aici să tragem învățăminte pentru prezent și viitor în vederea evitării de noi catastrofe în condițiuni similare.

II. Geneza cutremurelor.

Înainte de a intra în subiect, voi expune un tablou comparativ din care se va vedea imensitatea forțelor naturii și micimea omului, în cutezanța lui de a înfrunța aceste forțe.

Se știe că pe măsură ce ne coborâm spre interiorul pământului, temperatura este în creștere, astfel că la fiecare 33 m. aceasta se ridică cu un grad, de unde rezultă că la adâncimea de 60 km. pe direcția razei pământului temperatura ar reveni cam la 1800⁰, temperatură la care toate elementele ce intră în alcătuirea scoarței pământului, se găsesc în stare lichidă sau gazoasă, supuse la presiuni de mii de atmosfere. Dealtfel, după datele științifice, scoarța pământului sau litosfera se apreciază la grosimea de 50—60 km.

Dela această adâncime în jos urmează pirofera sau sfera de foc a pământului, a cărui temperatură spre centrul globului crește, atingând temperaturi de zeci de mii de grade și presiuni fantastice de zeci de mii atmosfere.

Dacă raportăm litosfera la raza pământului, care este de circa 6600 km., găsim raportul de 1/110, ceea ce însemnează că în decursul milioanei de ani de când există planeta noastră, nu s'a consolidat până acum decât pe o grosime de cca. 1/100 din raza pământului. După cum se vede, planeta noastră ne poate produce în orice moment surprize, fie datorită forțelor incalculabile ce sălășluiesc în interiorul ei și care au adesea slabe manifestări prin vulcani sau cutremure, fie acțiunii indirecte a soarelui sau a altor elemente cosmice care au o influență continuă asupra litosferei sau pământului în întregime.

Pământul, prin învârtirea în jurul axei sale și în jurul soarelui ca și prin acțiunea ploilor și mișcărilor de aer, continuă să se răcească. Pirofera se contractă, își micșorează volumul iar litosfera, sub acțiunea forței de gravitație, o urmează, tinzând să-și reducă suprafața. De aci se nasc în scoarța pământului forțe de compresiune extrem de mari, cari duc fatal la ruperea scoarței după liniile ei de cea mai slabă rezistență. Datorită atracției pământului, se produce o frecare între straturi, după linia de rupere a scoarței, frecare ce face să se nască trepidatii în scoarța pământului și cari se transmit pe o rază de acțiune mai mare sau mai mică, după importanța forțelor născute din frecarea stratelor. Astfel se nasc cutremurele tectonice care sunt cele mai importante și care ne-au atins și pe noi într'un grad atât de grav.

Una dintre marile linii de slabă rezistență a pământului pornește din Marea Mediterană de prin Sicilia, trece prin Grecia și de aci o ramură duce către Asia Mică spre Persia, iar altă ramură trece prin țara noastră, accentuându-se în regiunea Munților Vrancei-Focșani și se pierde spre Moscova. O a doua linie pornește de prin insulele Japoneze, trece prin Filipine și se pierde spre insulele oceanice. Din nenorocire țara noastră, atât de frumoasă și bogată, se găsește pe una din aceste linii de slabă rezistență a pământului, deci suntem așezați pe o zonă bântuită de cutremure. Aceasta nu este o noutate pentru nimeni. La noi în țară există chiar și un istoric al cutremurelor de care, din nenorocire, nu s'a ținut seamă câtuși de puțin.

Dacă masa poporului a uitat, organelor tehnice de stat nu le era îngăduit să uite și trebuiau să țină seamă de acest fapt.

La institutul seismografic din Frankfurt pe Mein există unele statistici, indicând fiecare țară cu gradul ei de seismicitate și care ține seamă de intensitatea cutremurelor și repartizarea lor în timp și spațiu. Germania era trecută cu gradul de seismicitate de 0,1 care a crescut în ultimele timpuri până la 0,3, dar care, totuși, indică un grad de seismicitate extrem de redus, cutremurele în această țară fiind foarte slabe și la intervale foarte mari. Așa se explică de ce circularele oficiale germane nu prescriu nici un coeficient sau vre-o metodă de calcul specială pentru construcții în caz de cutremure.

Nu acelaș lucru este cu noi care suntem trecuți în sta-

tistica de mai sus cu gradul de seismicitate 15, adică cu un grad de seismicitate de 50 de ori mai mare ca în Germania.

După cutremurele din ultima vreme desigur și țara noastră s'a ridicat la un grad de seismicitate mult mai mare.

Se impune deci ca, în calculul construcțiilor ce urmează a se executa în țara noastră, să ținem seamă de acțiunea cutremurelor.

Totdeodată, din cele mai sus, se vede că nu putem pune bază pe afirmațiunile unor persoane cu autoritate, care caută să ne asigure că nu vom mai avea cutremure de intensitatea celor din ultimul timp.

Pentru a ne da mai bine seama de frământarea la care este supus pământul să-l reducem, împreună cu câteva elemente ale naturii, la scara 1/6.000.000.

În acest caz globul pământesc ar reveni o sferă cu diametrul de 2 m. iar scoarța pământului s'ar reduce la un înveliș numai de 1 cm. grosime.

Munții cei mai înalți de pe pământ Munții Himalaia, munții Stâncoși, munții Cordilieri, care sunt de 6 — 8000 m. înălțime, ar deveni pe acest glob niște încrețituri numai de 1 m/m înalte, iar oceanele cele mai adânci ar deveni în scoarța aceasta niște scobituri umplute cu apă ce ar avea deasemenea andăcimea de cca. 1 m/m.

Soarele, care are un volum de cca. 1.0000.000 de ori mai mare ca pământul, ar deveni un glob de foc cu diametru de 200 m. așezat la o distanță de câțiva km. adică, câteva mii de raze pământeste;

Iar omul acest stăpân al pământului, această minune a naturii care prin ambiția-i nemărginită se luptă să stăpânească forțele naturii să le domine să și le utilizeze, redus la aceeași scară, ar reveni o ființă de dimensiunile unei treimi de micron adică de 10 ori mai mic ca un microb și pentru a fi văzut pe acest glob ar trebui să fie privit cu cele mai moderne ultra-microscop.

Din când în când pământul primește câte un avertisment; un cilon, o trombă marină, un uragan, inundații, erupții vulcanice sau câte un cutremur care ne face să trăim clipe de groază reamintind celor care au mai rămas în viață că există Dumnezeu.

Cutremurile sunt poate cele mai grozave dintre cataclismele ce se produc pe pământ. Istoria lor este marcată printr'un lung șir de distrugerii de bunuri și pierderi masive de vieți omenești.

Iată câteva dintre cutremurele importante citate după diverse manuale:

Cutremurul din China (1556) a făcut 800.000 de victime; cel din Japonia (1703) 200.000 de victime; cel din Indiile Engleze (1737) 300.000 victime. Cutremurul din Lisabona, care s'a produs la 1 Nov., 1755, la ora 9 dim. a cauzat 50.000 de victime. O sguđuitură violentă care a durat o zecime de secundă, a surpat toate bisericile pline de credincioși, toate casele, palatul regal, Opera. A izbucnit și un incendiu general, care a prefăcut ruinile în cenușă.

La 6 Februarie 1843, orașul Pointe-a-Pitre din Guadelupa, a fost complet distrus de un violent cutremur. N'a rămas nici o casă în picioare; au scăpat prea puțini oameni cu viață; peste 6000 de persoane au fost ucise sub dărămături.

La 12 Februarie 1902, orașul Chemakha din Transcaucazia, a fost distrus de un cutremur. Din 6000 de case, au rămas în picioare numai vre-o 10; sub dărămături au pierit 5000 de persoane.

La 16 Aprilie 1906, un cutremur a distrus jumătate din orașul San Francisco.

Sgârșie norii s'au surpat ca niște castele de cărți de joc și un violent incendiu a făcut restul.

La 26 Decembrie 1908, un cutremur care a durat 20 de secunde, a distrus Messina, Reggio de Calabria și încă 20 de orașe mai mici. Erupția vulcanului Etna și valurile mării cari au năvălit furioase pe uscat, au provocat moartea a 77.000 de persoane, lăsând pe drumuri alte 500.000.

În Japonia, cutremurele se țin lanț: în 7 ani, au fost semnalate 8831 de cutremure.

Cel din 1 Sept. 1923 a făcut 72.600 de victime, a surpat 36.155 de case iar incendiile care au urmat au distrus alte 298.455 de case. Orașele Tokio și Yokohama au suferit cel mai mult.

La 10 Martie 1933, 21 de sguđuituri au distrus în California, peste 100 de orașe și sate.

La 15 și 16 Ianuarie 1934 violente sguđuiri urmate de inundații au devastat nordul Indiilor Engleze. Au murit mai multe mii de persoane.

Cutremurul din Belucistan, din Mai 1935 a cauzat moartea a peste 50.000 de oameni.

La 24 Ianuarie 1939 orașul Conception din Chili, a fost distrus de un violent cutremur, care a cauzat 30.000 de victime.

Cutremurul din Decembrie 1939 a produs în Anatolia-Turcia 30.000 de morți în câteva secunde.

Orașul Erzindjan, de 16.000 locuitori, a fost complet distrus.

Un exemplu interesant ni-l poate da orașul american San Francisco:

În secolul al XIX-lea, California a avut de suferit de pe urma a 10 cutremure serioase. În anul 1868, o parte a orașului San Francisco a fost distrusă.

Orașul a fost reconstruit în scurt timp, de data asta locul vechilor clădiri relativ modeste, a fost luat de clădiri monumentale cu 10—12 etaje.

În dimineața zilei de 18 Aprilie 1906, orașul San Francisco s'a surpat în câteva secunde. Un imens incendiu a terminat distrugerea mărețelor clădiri, din cauza ruperii conductelor de gaz aerian și a scurt-circuitelor rețelei electrice.

III. Lipsa prescripțiilor în privința cutremurelor.

Toate țările bântuite de cutremure au circulări speciale de construcții, prevăzând un coeficient de siguranță care ține seamă de factorul cutremur. Noi, pentru calculul construcțiilor noastre, în lipsă de circulări proprii, am adoptat în general circulara germană care prevede, atât pentru construcții în fier cât și pentru cele de beton armat, coeficientul de siguranță 3, adică pentru oțel 37 cu rezistența de rupere = 3700 kgr./cm. p. se ia rezistența admisibilă = 1200 kgr./cm. p., iar pentru beton α rezistența de rupere = 120 kgr./cm. p., se ia rezistența admisibilă = 40 kgr./cm. p.

Acest coeficient este suficient pentru a acoperi erorile de omogenitate și de execuție ale materialului, erorile de calcul, și erorile de construcție, tasări inegale, excentricități, intemperii, etc. dar nici de cum eforturi dinamice neprevăzute, datorită cutremurelor care, după cum vom vedea, în medie au triplat sarcinile, obligând majoritatea construcțiilor să lucreze până aproape de limita de rupere, depășind cu mult limita deformațiilor mari, iar în unele cazuri, la construcțiile care au fost obligate a lucra în condiții cu totul speciale, după cum vom vedea, a fost depășită limita de rupere, producându-se inevitabilul.

În regiunile bântuite de cutremur și vulcani din sudul Italiei și Grecia se sporesc sarcinile cu un coeficient dinamic $\mu = 1.5$ care mărește coef. de siguranță al construcțiilor la $4\frac{1}{2}$ în loc de 3, iar în Japonia, unde cutremurele sunt foarte frecvente și de mare intensitate, se ia pentru construcții metalice și din beton armat, un coeficient dinamic $\mu = 2$ ridicându-se astfel coef. de siguranță la 6.

În afară de aceasta, se limitează înălțimea construcțiilor la 7—8 etaje executându-se în cea mai mare parte construcții din lemn

cu articulații, ca să fie cât mai elastice și care să suporte cât mai ușor șocurile cutremurelor. Noi am construit până acum ca și cum nu ar fi existat cutremure. Am ridicat sgârie nori pe nisip, dând bulevardelor Bucureștiului aspect american, fără să ținem seama că americanii fundează pe stâncă, într'o regiune cu totul lipsită de cutremure, iar noi fundăm pe nisip löss și totuși să ne imaginăm ce ar deveni New-Yorkul cu blocurile lui de 70—80 de etaje însumând 250—300 m. înălțime, locuite fiecare de zeci de mii de persoane, dacă ar fi obligat să suporte un cutremur de gradul 9,3, ca cel suferit de noi în noaptea de 10 Noembrie 1940.

Să răsfoim puțin istoricul Bucureștiului și vom vedea că pe străzile presărate azi cu blocuri impozante de 10—12 etaje, acum câteva secole, se întindea albia Dâmboviței cu mlaștinele și râulețele ei, care între timp au fost asanate și date folosinței. Sondajele făcute în București, ne arată că după $1\frac{1}{2}$ m. de pământ arabil, găsim 2—3 m. de löss, 2—3 m. de nisip, un strat subțire de $\frac{1}{2}$ —1 m. de argilă mai compactă și apoi dăm de stratul aquifer. Deci la 6—8 m. dela nivelul solului, suntem în pânza de apă care și ea variază dela 2 la 8 m. adâncime cum este în regiunea blocului Carlton, după cum vom vedea mai departe. Acesta este solul pe care am construit până azi blocuri cu 10—12 etaje, parter și 2 subsoluri.

Dece s'a lăsat să se execute în București astfel de construcții?

Pentru că nu există nici un control și nu s'a sesizat nimeni dintre cei în drept să oprească astfel de greșeli. S'a lăsat totul în seama antreprenorului, uitându-se că acesta, chiar dacă este tehnician, inginer sau arhitect, devine 99% negustor, speculând terenul până la limita maximă. Iar autoritățile tehnice, care au misiunea să vadă și să înfrâneze această exagerare, închid ochii sau pur și simplu nu văd. Trebuie spus adevărul crud așa cum este, nu pentru a acuza pe cineva ci ca să știm pe viitor să ne ferim de greșeli.

Sunt în București construcții foarte importante fondate pe umplutură sau în terenuri cu apă la 2 m. adâncime, cu fundații simple, fără radier și fără piloți.

Cutremurul nu se resimte cu aceiaș intensitate în toate punctele unei zone. Propagarea lui este în funcție de natura solului și anume este mai intens într'o regiune cu strate noi în

formație, strate slabe, puțin omogene, adică depuneri recente cu grosimi și densități diferite.

Așa se explică de ce chiar în București sunt unele părți din oraș care au avut de suferit mai mult de pe urma cutremurului decât altele așezate pe un sol mai vechi, tasat și mai rezistent.

Astfel în Calabria (1905) la Monte Leone și la Parghelio, clădirile construite pe terenuri formate din roci dure au suferit foarte puțin, pe când toate casele construite pe aluviuni au fost distruse.

IV. Relativitatea calculului de beton armat la un bloc în general și a blocului Carlton în particular.

Calculul unei construcții de beton armat nu se execută întotdeauna în ordinea și după normele obișnuite învățate în școală și care se aplică în general la orice construcție și această din cauză că la calculul construcțiilor bloc intervine factorul timp, precum și nenumăratele schimbări de arhitectură interioară atât în timpul proiectării cât și în timpul execuției și chiar după terminarea lucrării. De altfel, în cele mai multe cazuri, un calcul absolut scolastic este și ireal și inutil, după cum vom vedea mai departe.

Iată pe scurt cum se face calculul unui bloc de beton armat:

În loc de a porni calculul de sus în jos, începând cu acoperișul și terminând cu fundațiile, se ia un plan de arhitectură al unuia din etajele curente, de obicei un etaj care se repetă de mai multe ori de ex.: et. 1—5. Se amplasează pe el poziția stâlpilor de beton armat ținându-se seamă de parter și subsoluri cât și de etajele superioare astfel ca să nu se bareze intrările și ca stâlpii să nu cadă în mijlocul camerelor.

De cele mai multe ori la unul sau mai multe etaje trebuie executată neapărat o sală festivă, de consiliu sau ședințe, care cere implicit suprimarea în etajul respectiv a unuia sau mai mulți stâlpi. Aici se impun construcții de cadre ce vor susține stâlpii pe etajele superioare; sunt construcții delicate însă inevitabile. Așa de exemplu la blocul Șuțu din str. Bursei sunt două săli mari, Colorado la subsolul I și II și Bursa de mărfuri la parter și et. I, cu suprafețe libere fără stâlpi de 10/20 m., iar deasupra se ridică construcția blocului cu 10 etaje, stâlpii în

dreptul acestor săli fiind susținuți de 3 grinzi Vierendel, puternice cu deschiderea de 10 m. Stâlpii pe grinzi sunt deci cazuri curente la construcțiile bloc, iar din punct de vedere ingineresc probleme simple. Trecând mai departe la calcul, după amplasarea stâlpilor pe etajul curent, se împarte suprafața planului în suprafețe aferente stâlpilor după liniile distanței medii între stâlpi. Se calculează greutatea ce revine stâlpilor din acest etaj curent, ținând seama de greutatea medie a plăcilor, grinzilor și stâlpilor de beton armat, de pardoseli, umplutură de moloz, greutatea zidurilor și sarcina utilă. Se ia această sarcină ca medie pe toate etajele și se întocmește astfel tabloul cu sarcinile în stâlpii dela subsol până la ultimul etaj.

Dimensionarea stâlpilor și a fierăriei se face după prescripțiunile din circulara germană care, la construcții cu mai multe etaje, utilizează rezistențe eșalonate dela $R=35$ kg./cm.p. pentru etajele superioare și urcând la $R=40$ kgr. — 45 și chiar $R=50$ la subsol când avem un număr mare de etaje, cum este cazul blocului Carlton. Această sporire a rezistențelor către etajele inferioare se datorește faptului că, în condițiuni normale, nu se realizează niciodată, concomitent în toate etajele, sarcina utilă propusă de noi și care este de 200 kgr./m. p.

Odată stabilite sarcinile în stâlpii subsolului, se procedează la calculul fundațiilor. Când terenul de fundație este relativ bun: nisip grăunțos, pietriș sau argilă cum este în cazul blocului Carlton, pentru o rezistență admisibilă de 3 kgr./cm. p. se execută pentru stâlpii centrali, fundații izolate, iar stâlpii de margine se leagă prin fundații din grinzi continue răsturnate spre a se comporta mai unitar la trepidațiile produse de vehicule. În general calculul blocului se face chiar în timpul construcției blocului, așa că calculul trebuie să urmeze aceeași ordine ca și executarea construcției. După fundații urmează calculul plăcii de beton armat peste subsol, parter, etc.

Stâlpii de beton armat, legați prin grinzi la fiecare etaj, constituiesc în realitate cadre în serie și în etaje.

Stâlpii interiori sunt în genere legați prin grinzi de dimensiuni diferite după cele patru laturi. Stâlpii de margine sunt legați după 3 laturi, iar stâlpii de colț numai după două laturi adiacente unei muchi.

La o construcție bloc care are cca. 40—50 stâlpi cu 10—12 etaje și unde avem cca. 1000 de plăci, două mii de grinzi și cca.

2000 noduri de cadru în genere diferite, a face un calcul riguros exact, scolastic, ținând seamă de orice excentricitate cu un minuțios calcul al încărcărilor, planuri de ansamblu și de detaliu, însemnează o muncă titanică de câțiva ani care pe cât este de covârșitoare pe atât este de inutilă. Este inutilă deoarece nu corespunde realității și iată de ce: Admitem că s'ar face un calcul riguros al sarcinilor ce încarcă un stâlp de la ultimul etaj până la subsol. Ar rezulta o sarcină totală P pentru care s'ar calcula lățimea fundațiilor pentru o rezistență a terenului ex. $R=3$ kgr./cm. p. Terenul de fundație, după cercetări prin mijloacele care le avem la îndemână, sondaje, încercări, pare a fi cam de aceeași natură sub toată construcția. În consecință se ia pentru tot terenul aceeași rezistență, cum este de exemplu la blocul Carlton. Alteori se întâmplă ca la o singură construcție să fie o gamă întreagă de terenuri de fundație ex. argilă tare așezată, argilă mai slabă spre mijlocul construcției și argilă foarte slabă amestecată cu nisip (chișai) la celălalt capăt al construcției, atunci este nevoie să se ia la aceeași construcție, rezistențe diferite și anume 3 kgr./cm p., la argilă tare, 2 kgr./cm. p. la argilă slabă și 1 kgr./cm. p. la argilă foarte slabă, fundațiile dezvoltându-se în consecință. Acest caz este la blocul Boroș din Piața Sft. Gheorghe. Deci minuțiozitatea calculului încărcărilor și reacțiunilor pe stâlpi se anulează de către relativitatea tasărilor, stratele ce formează fundația nefiind omogene, neavând aceeași grosime și necomportându-se în condițiuni identice din punct de vedere al tasărilor.

Trecând la plăcile planșeelor, noi le putem calcula, fie ca simplu rezemate, fie ca încastrate, pe una, două sau toate laturile, fie ca plăci continue. Să trecem la realitate. Avem la un planșeu de beton armat o serie de plăci despărțite prin grinzi de beton armat de 20/30 sau 20/40 cm.

Cum calculăm aceste plăci? Observăm că nu sunt nici simplu rezemate, fiind turnate odată cu grinzile, deci formând un tot unitar, nu sunt nici încastrate perfect, deoarece grinzile ce se leagă de plăci nu realizează decât o semi-încastrare de un grad variabil în funcție de importanța grindei, și nu avem nici plăci continue, reazemele formate din grinzi neputându-se confunda cu cele teoretice, care sunt puncte de reazem sau muchi de cuțit.

Încercările făcute la șantiere ne arată uneori că putem încărca

o placă până la rupere și plăcile imediat vecine, fie că nu se resimt deloc fie că, capătă o contrasăgeată foarte mică (săgețile măsurându-le prin ajutorul sistemelor simple de pârgă ce multiplică săgeata de 10—20 ori), al treilea sau al patrulea câmp ne resimțindu-se câtuși de puțin. După cum vedem din cele de mai sus, pentru rezolvarea acestei probleme nu ne putem folosi de cazurile prescrise în cărți. Aici trebuie să intervină simțul inginerului ca să combine și să se intercaleze între regulile cunoscute, căutând după caz să fie cât mai aproape de realitate.

Asemenea grinzi care leagă stâlpii. Sunt unele grinzi care merg în continuare pe patru, cinci sau zece deschideri de lungimi diferite și cu încărcări diferite. Să admitem că dintr'un exces de conștiinciozitate se aplică în acest caz calculul cel mai complet pentru astfel de grinzi, luându-se un număr de 5 deschideri neegale cu încărcări diferite uniforme distribuite și concentrate, cu secțiuni, adică momente de inerție diferite dela panou la panou. M-aș folosi de Lösser și aș calcula mom. încovoietoare pozitive și negative în câmpuri și pe reazeme, ținând seamă de jocul încărcărilor pentru ipotezele cele mai defavorabile, calculând forfecările într'o parte și alta a reazemelor, etc.

Satisfacerea acestui exces de conștiinciozitate în fond, m-a apropiat pe mine de realitate? Imi permit să spun că nu și iată de ce: Grinda este continuă numai în aparență, în realitate este întretăiată de stâlpii pe care-i pătrunde, stâlpi de dimensiuni 70/70 sau 60/60 la etajele inferioare și 30/30 la ultimele etaje. Acești stâlpi împiedică grinda de a se deforma și de a-și transmite efectul de continuitate dela un panou la altul așa că pentru etajele inferioare este mai normal a calcula grinziile ca încastrate sau semi-încastrate, după cum sunt mai mici sau mai mari, iar pentru etajele superioare urmând a calcula grinziile cu un grad de semi-încastrare mai mic și numai arareori a le calcula ca continue și anume când am grinzi importante rezemate de stâlpi relativ subțiri.

Trecând la calculul stâlpilor de margine, aceștia trebuiesc în principiu calculați pe lângă sarcina axială și la un moment încovoietor dat de grinda ce susține placa și pătrunde în stâlp perpendicular pe fațadă. În consecință, stâlpii se calculează ca niște noduri de cadru. În etajele inferioare, grinda fiind relativ mică și stâlpii groși, efectul încovoierii în stâlpi se transformă într'o rezistență de $11\frac{1}{2}$ — 2 kgr./cm. p. ușor suportate de stâlpi. La

etajele superioare, stâlpii fiind subțiri, efectul încovoierii se transformă într'o rezistență de 7—8 și chiar 10 kgr./cm. p. Dacă ținem seamă că efectul încovoierii stâlpilor este oarecum împiedicat de grinzile de margine ce leagă stâlpii și cari au grosimi de 28—40 cm. vedem că în nici un caz efectul încovoierii nu depășește rezistența de 5 kgr./cm. p. În practică, stâlpii de margine se calculează cu o rezistență mai scăzută cu 5 sau 10 kgr./cm. p. și fiarele se dispun pe laturile paralele cu fațada. Treccm la balconul cinematografului Carlton.

Acest balcon este susținut de șase grinzi console ce sunt susținute pe stâlpi fretați cu $\Phi = 40$ cm. și care se contrabalansează în stâlpii din spatele blocului. Deschiderea consolei este de cca. 8 m., iar traversele din spatele stâlpilor de susținere sunt dela 2 la 4 m. Aceste console sunt legate cu nervuri transversale și plăci calculate pentru o sarcină utilă de 500 kgr./m. p. Reacțiunea pe care o transmite o consolă la stâlpii blocului este în funcție de deschiderea traveei din spatele stâlpilor de susținere și care variază dela 50 la 100 tone sarcină ușor suportată de stâlpii din spatele blocului care erau încărcăți până la nivelul parterului cu o sarcină de cca. 150 tone.

În stare statică soluția ancorării balconului în spatele blocului este o soluție normală și nici nu constituie o inovație fiind expusă în diverse reviste străine.

Totuși, vom vedea mai departe, acțiunea nefastă pe care a avut-o asupra întregii construcții această ancorare a balconului în bloc, datorită cutremurului.

Deasupra cinematografului era un acoperiș format din 4 arce de beton armat cu deschideri dela 25 m. la 15 m., arce legate cu nervuri și plăci. Cel mai mare arc al acoperișului care avea o deschidere de cca. 25 m. greutate proprie de cca. 40 tone și o sarcină totală de susținere de cca. 100 tone, cădea în dreptul balconului. Acest arc era susținut deoparte de un stâlp de 40/40 înalt de 10 m., iar de cealaltă parte era rezemat pe o grindă consolă ce era susținută de stâlpii blocului. Atât stâlpul de margine cât și consola erau calculate ca să țină acest arc în stare statică. Stâlpul era prevăzut să lucreze numai la compresiune cu flambaj. Vom vedea mai departe cum s'a comportat acest arc sub acțiunea dinamică a cutremurului.

V. Cauzele care au dus la prăbușirea blocului Cariton.

A) Cauze secundare de primul ordin.

1. *Eventual erori de dosaj.*

În general, la executarea unei construcții, se produc o serie de erori inerente pe care în parte le voi arăta. Trebuie avut însă în vedere că la un bloc de beton armat de cca. 1000 m. p. suprafață, cu 15 plăci suprapuse, la care se lucrează zi și noapte în ritmul cerut de vremurile noastre, nu se poate realiza o perfectă omogenitate a materialului în toate punctele lui și nici planurile nu se pot executa cu precizie matematică.

La blocul Carlton s'a lucrat cu o betonieră de 100 litri și pentru realizarea betonului a s'a fixat un dozaj de 270 kgr. ciment la m.c., adică s'a făcut o cutie de lemn care, plină perfect, cuprindea 27 kgr. ciment. Turnându-se zi și noapte încontinuu se poate întâmpla ca într'unele măsuri cimentul să fi fost mai afânat, sau cutiile de ciment să nu fi fost perfect pline și atunci, în loc de a avea în cutie 27 kgr. ciment aveam numai $26\frac{1}{2}$ sau chiar 26 kgr. ceea ce reduce implicit dosajul dela 270 la 265 sau 260 kgr./m. c., și deci și rezistența la compresiune, în loc să fie de 120 kgr./cm. p., este de 115 sau 110 kgr./cm. p.

2. *Erori la alcătuirea raportului agregatelor.*

Se mai pot întâmpla erori la alcătuirea raportului agregatelor astfel încât să nu se încadreze perfect în curba granulometrică, iar așa cum se obișnuște la construcțiile civile, unde se pun 2 părți pietriș și 1 parte nisip, s'ar putea întâmpla ca un pietriș să fie bun iar altul să fie mai mărunț, mai nisipos și atunci avem mai mult nisip decât trebuie. Se știe că un volum de nisip sau pietriș mărunț are o suprafață de învelit cu ciment mai mare decât la un acelaș volum de pietriș cu boabe mai mari; de aici rezultă o subțiere a învelișului de ciment care are acelaș rezultat ca o micșorare de dosaj, și deci o micșorare a rezistenței materialului.

Nu se poate cere la un șantier, unde se toarnă mii de metri cubi de beton, să putem realiza o omogenitate perfectă în toate punctele construcției.

Dealtfel, dacă realizăm un beton de probă în laborator în condițiile cele mai perfecte, respectând toate cerințele teoretice și vom face din acest beton mai multe cuburi de probă, găsim la încercări, după un acelaș număr de zile de priză, rezultate sur-

*

prinzător de diferite. Deducem că la beton realizarea omogenității perfecte este imposibilă.

3. Decofrarea și suprapunerea relativ rapidă a etajelor.

Se știe că în primele 28 zile betonul se găsește în faza principală de priză când pleacă de la rezistența 0 și ajunge, la cca. 120 kgr./cm. p. (beton a). Normal ar fi ca în acest interval de timp betonul să nu fie obligat a lucra, deoarece dacă-l forțăm să lucreze, priza nu-și mai urmează cursul ei normal, este încetinită și rezistența materialului este redusă.

În realitate, la construcțiile bloc în special, este o întrecere în suprapunerea etajelor, ajungându-se la suprapunerea unui etaj pe săptămână, decofrările urmând aproape același ritm —7—10 zile.

Nașterea de eforturi interioare atât din decofrare cât și din suprapunerea etajelor, dăunează deci rezistenței pieselor. Acest exces de viteză în executarea construcțiilor de beton armat ar trebui înfrânat de către organele de Stat.

4. Turnarea betonului în perioada de iarnă.

Circulara germană prescrie să se toarne beton până la -4° luându-se măsuri speciale ca: acoperirea șantierului, încălzirea agregatelor sau încălzirea apei. Totuși cred că este o greșală că se admite turnarea betonului în timp de iarnă, chiar respectând aceste măsuri. Clima noastră continentală excesivă ne prinde uneori în timpul turnării, ori la una sau două zile de la turnare, cu geruri grele de -20° — -25° . Betonul acela nu se mai poate numi normal, chiar dacă nu prezintă deteriorări aparente, priza lui normală fiind tăiată dintr'o dată și reluată mai târziu pe încetul, atunci când fenomenul de priză și-a pierdut din forța lui vie. Ca rezultat, rezistența acestor betoane va fi mai mică decât a celorlalte betoane executate în condițiuni normale.

5. Evitarea de instalații puternice electrice sau mecanice la baza stâlpilor.

La blocul Carlton, după terminarea construcției au fost așezate transformatoare puternice în subsolul II chiar lângă fundațiile stâlpului din colțul blocului. Aceste transformatoare, prin dinamurile lor puternice, fac să se transmită asupra stâlpilor, trepidații continue. Aceasta duce la un fenomen de obo-

sire a materialului care, la beton armat, are ca efect micșorarea coeziunii ce leagă agregatele de ciment. Pentru piesele metalice are loc un fenomen de granulizare. Și într'un caz și în altul, rezultă o slăbire a rezistenței materialului. Deci dacă astfel de instalații nu pot fi evitate în corpul construcției, ele trebuiesc bine izolate astfel ca efectul trepidăției să fie cât mai puțin simțit de piesele construcției.

6. Slăbirea unor piese fie în timpul construcției fie ulterior.

Din cauza instalațiilor electrice, de apă, canal sau montări de vitrine, rulouri, obloane, sunt slăbite într'un mod inconștient multe din piesele construcției ca plăci, grinzi, și stâlpi, fie prin spargerea cu dalta a unui șanț în placă până la fier, în scop de a aduce tuburile Bergmann la locurile de lampă, fie prin găurirea stâlpilor sau grinzilor pentru a monta racordurile de apă sau canal, fie la vitrine și rulouri prin montarea de ghermele în stâlpi, slăbindu-i uneori până la a treia parte din secțiunea lor. Asemenea lucrări nefăcute la timpul lor sau fără a fi prevăzute printr'o supradimensionare a pieselor respective, sau executate ulterior în condiții detestabile, sunt adevărate crime într'o construcție de beton armat.

S'au făcut cuburi de probă din rămășițele pieselor de beton armat ale blocului Carlton. Ele s'au executat prin cioplirea dintr'un stâlp sau o grindă de beton armat a unui cub cu laturile de cca. 25 cm.

Suprafețele cioplite s'au nivelat cu ciment și s'au netezit bine făcându-se perfect paralele. Este dela sine înțeles că încercările făcute asupra unor astfel de cuburi, care au suferit șocurile ciopliturii și căderii, ce a adus o slăbire a coeziunii materialelor, nu poate da aceleași rezultate ca încercările asupra cuburilor făcute în condițiuni normale din masa betonului în timpul turnării. După cum se știe un beton normal care se întrebuintează la construcții obișnuite cu dosaj de 270 kgr. ciment/m. c. trebuie ca după 28 zile de priză să dea o rezistență la rupere minimum $R_{28}=120$ kgr./cm. p.

Totuși rezultatul încercărilor de laborator făcute la Școala Politehnică asupra câtorva cuburi de probă din rămășițele blocului Carlton sunt:

129, 109, 139, 134, 203 kg./cm.².

Aceste rezistențe sunt cu totul relative însă destul de conclu-

dente. Se vede din rezultatele de mai sus că unele piese prin cădere dela înălțime mare au avut mult de suferit.

Rezistența de 203 kgr./cm. p. corespunde cubului de probă făcut dintr'una din piesele balconului dela cinematograf, unde s'a lucrat cu un dosaj special de 350 kgr./m. c.

B. Cauze secundare de al doilea ordin.

Aceste cauze au fost stabilite de comisia de expertiză și fiind redate sub formă de întrebări le voi expune în cele ce urmează, cu explicațiile respective, ele fiind speciale blocului Carlton.

1. *Dece la unii stâlpi sunt secțiuni netede orizontale așa că numai jarele de beton să le facă legătura?*

Sunt stâlpi cu 2 atfel de secțiuni pe înălțimea unui singur etaj,

— Se întâmplă uneori în timpul betonării stâlpilor ca să se întrerupă turnatul fie din cauza unei ploi torențiale, fie din cauza defectării betonierei. Această întrerupere poate dura uneori până a doua zi când, înainte de a se relua turnarea, se face legătura între cimentul vechi și nou prin ajutorul unui lapte de ciment care, după decofrare, marchează printr'o linie orizontală cele două betoane. Acestea sunt cazuri curente și inevitabile în construcție și nu prezintă nici o primejdie pentru slăbirea stâlpilor cu atât mai mult cu cât stâlpii sunt acționați în general de forțe axiale de compresiune și chiar când sunt obligați să lucreze la momente secundare, secțiunea de oprire fiind orizontală, presiunea din încovoiere se exercită în condițiuni normale.

2. *Dece unul din stâlpii de beton sub cel dela parter (cu dimens. de 20/170 cm.) este mutat cu 4 cm. lateral, rezultând de aici o dublare a sarcinei?*

— Deoarece stâlpul dela subsol este cu 4 cm. mai lat ca cel dela parter și retragerea stâlpului de sus s'a făcut pe o singură parte respectându-se cealaltă lature ca ax de trasare pe toată înălțimea stâlpului. De aci rezultă în stâlpul subsolului o excentricitate de 2 cm. erori admisibile chiar din trasare la un stâlp de beton armat.

Din această cauză poate rezulta o sporire a rezistenței în stâlpul de jos cu maxim. 15%—20%. Tocmai acesta este rolul coef. de siguranță de 300% de a acoperi aceste mici erori de

construcție voluntare sau involuntare. Dealtfel o eroare de 2—3 cm. poate rezulta și dintr'o deformare a cofrajelor care, sub presiunea betonului, se slăbesc la partea inferioară mai cu seamă.

Tot asemenea trasarea stâlpilor peste o placă turnată este susceptibilă de erori dela 1—3 cm. oricât de exact ne-am strădui să lucrăm. Sunt erori inerente într'o construcție de beton armat.

Efectul ce rezultă din micșorarea pe o singură parte cu 4 cm. a lățimii stâlpului dela parter față de cel dela subsol.

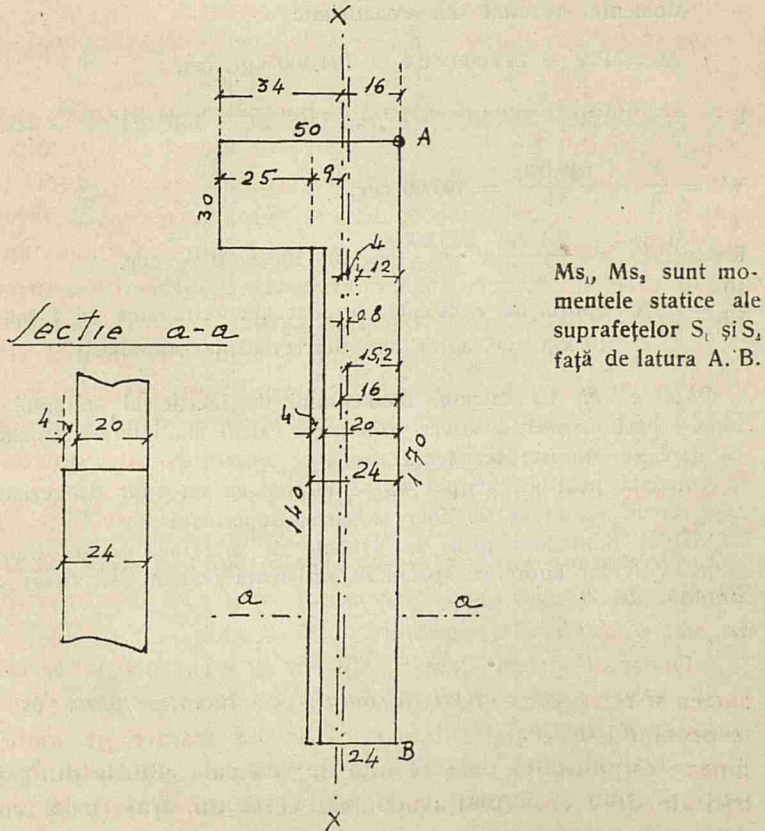


Fig. 1.

Distanța d_1 dela latura AB la axul centrului de greutate pentru suprafața S_1 a stâlpului

1) stâlpul dela subsol

$$d_1 = \frac{Ms_1}{S_1} = \frac{30 \times 50 \times 25 + 140 \times 24 \times 12}{30 \times 50 + 140 \times 24} = 16 \text{ cm.}$$

2) la stâlpul dela parter

$$d_2 = \frac{Ms_2}{S_2} = \frac{30 \times 50 \times 25 + 140 \times 20 \times 10}{30 \times 50 + 140 \times 20} = 15,2 \text{ cm.}$$

Excentritatea

$$e = d_1 - d_2 = 16,0 - 15,2 = 0,8 \text{ cm.}$$

Secțiunea stâlpului

$$S_2 = 30 \times 50 + 140 \times 24 = 4860 \text{ cm}^2.$$

Sarcina asupra stâlpului

$$P = 4860 \times 50 \equiv 243.000 \text{ kgr.}$$

Momentul rezultat din excentritate

$$M = P \cdot e = 243.000 \times 0,8 = 194.400 \text{ kgr. cm.}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 50^3 + 30 \times 50 \times \frac{9^2}{3} + \frac{1}{12} \times 140 \times 24^3 + 140 \times 24 \times \frac{4^2}{3} = 649.040 \text{ cm}^4.$$

$$W = \frac{I}{h_2} = \frac{649.040}{34} = 19.090 \text{ cm}^3.$$

$$R = \frac{M}{W} + \frac{P}{S_2} = \frac{194.400}{19.040} + \frac{243.000}{4.860} = 10 + 50 = 60 \text{ kg./cm}^2.$$

$\frac{10}{60} = 20\%$ Sporul de rezistențe rezultat din retragerea cu 4 cm. este de 10 kgr./cm². adică 20% din rezistența stâlpului.

Observațiuni. La calculul momentului de inerție al stâlpului nu am ținut seamă de fier deoarece prin acest calcul mă interesa numai sporul cu care se mărește rezistența.

Totodată pentruca stâlpul să se încarce cu un spor de rezistență de 20% ar fi trebuit să fie liber la partea superioară.

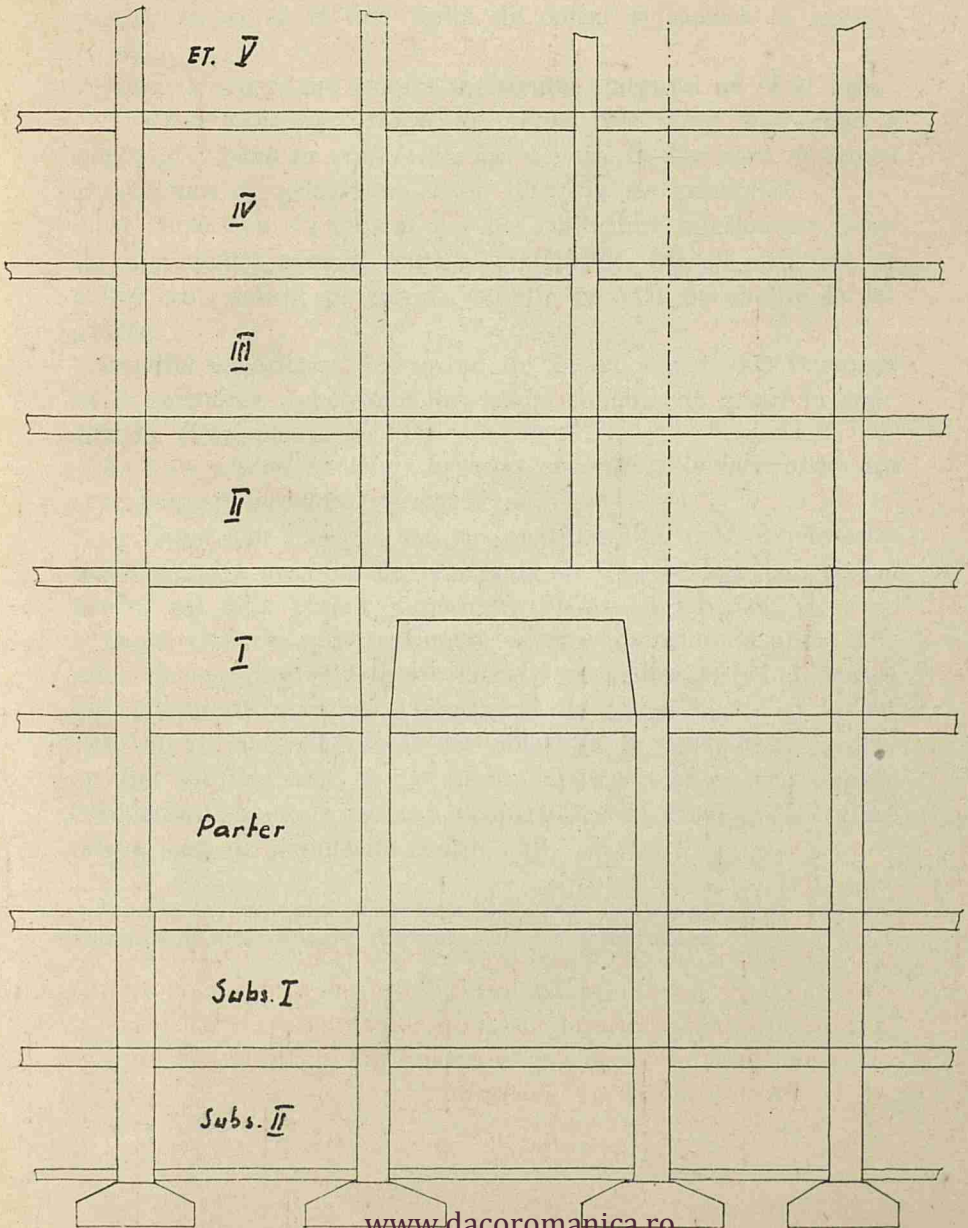
Stâlpul fiind însă prins în grinzile de margine, grinda transversală și placa de jur împrejur, sporul de rezistență real nu este decât cel mult de 15% sau 7,5 kgr./cm.p.

3. *Dece sunt stâlpii strâmbi cu deviație până la 2 cm. față de verticală?*

— Această mică deviere față de verticală rezultă din faptul că sub presiunea betonului cofrajul cedează spre bază cu 1—2 cm., sau este posibil să fie chiar erori de axare la montarea cofrajelor. Dacă verificăm un stâlp după decofrare găsim uneori 3 muchii la verticală și a 4-a eșită din verticală jos sau sus cu 1—2 cm. Sunt erori inerente.

STALPI CE SUPORTA MAI MULTE ETAJE SUNT
MUTATI DIN AXUL LOR SI SUSTINUTI DE GRINZI CADRE

ACESTEA SUNT CAZURI CURENTE LA CONSTRUCTIILE „BLOC”



4. *Dece la un stâlp al subsolului armătura este într'o parte la 8 cm. dela suprafață iar în cealaltă parte este vizibilă?*

— Este posibil ca la unul din stâlpii construcției, armătura de fier să nu fie perfect axată în cofraje, adică să fie îmbrăcată de jur împrejur cu cca. 2 cm. de beton, deoarece în timpul turnării betonului în cofrajele stâlpilor din când în când armătura de fier trebuie mișcată într'o parte și alta spre a nu rămâne goluri în stâlpi. Din această mișcare a armăturii este posibil ca ea să fi fost lipită de cofraj și rămasă în această poziție.

Această eroare are asupra rezistenței stâlpului un efect infim.

5. *Dece sunt unii stâlpi de beton cari merg suprapuși în continuare până la etajul III, iar de aici în sus sunt deplasați și susținuți de grinzi așa că au alte axe de gravitate?*

— După cum s'a spus și mai sus arhitectura interioară a etajelor a necesitat această mutare a stâlpilor. Stâlpii susținuți pe grinzi sunt soluții pe cât de curente pe atât de simple în inginerie.

Dealtfel majoritatea blocurilor de beton armat din București au în alcătuirea scheletului lor, stâlpi suținuți de grinzi în etaje diferite. (Vezi planșa Nr. 1).

6. *Dece stâlpii exteriori nu sunt socotiți și la încovoiere așa cum prescrie circulara germană?*

— După cum s'a spus mai sus pentru stâlpii dela etajele inferioare rezultă un plus de rezistență de $1\frac{1}{2}$ —2 kgr./cm. p. iar pentru cei dela etajele superioare 7—8—10 kgr./cm. p.

După cum se vede, influența acestor momente asupra stâlpilor de margine este foarte mică și se anulează, luând pentru toți stâlpii de margine o rezistență de compresiune cu 5—10 kgr./cm. p. mai mică decât cea obișnuită și punându-se și câte un fier în plus atât pe latura din afară cât și pe cea opusă. Prin această metodă practică acoperitoare se elimină din calcul câteva sute de noduri de cadru.

Sporul de rezistență ce rezultă în stâlpii de margine sub acțiunea momentelor încovoietoare datorite grinzilor transpersale.

Uu stâlp de margine cu secțiunile și rezistențele eșalonate.

		Secțiune cm.	Rezistențe kgr./cmp.	Inălțimea ca- turilor m.
Etaj	12	30/30	35	3,00
"	11	30/35	35	3,25
"	10	30/40	37,5	3,25
"	9	30/45	37,5	3,25
"	8	30/50	40	3,25
"	7	35/50	40	3,25
"	6	40/50	42,5	3,25
"	5	45/50	42,5	3,25
"	4	50/50	45	3,25
"	3	50/55	45	3,25
"	2	50/60	47,5	3,25
"	1	50/65	47,5	3,25
Parter	P	50/70	50	4,25
Subsol	I	55/70	50	3,00
Subsol	II	60/70	50	2,55

(Vezi circulara germană din Beton Kalender 1938).

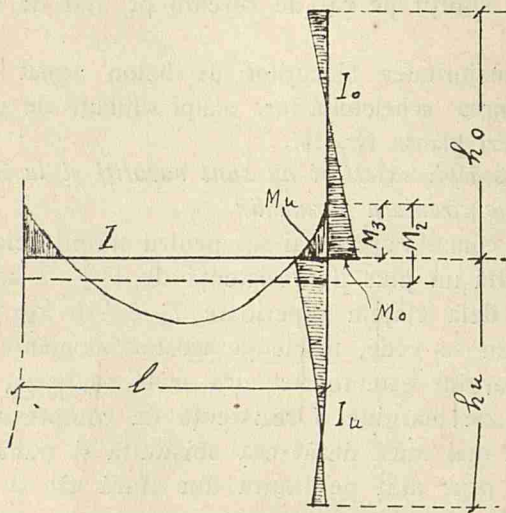


Fig. 2.

Momentul luat de stâlpi

$$M_3 = M \frac{C_0 + C_u}{1 + C_0 + C_u}$$

M_1 = momentul pe reazem în ipoteza că grinda ar fi încastrată

M_0 = momentul luat de stâlpul superior la capătul de jos

$$M_0 = M_3 \frac{C_0}{C_0 + C_u}$$

M_u = momentul luat de stâlpul inferior la capătul de sus

$$M_u = M \cdot \frac{C_u}{C_o + C_u}$$

$$C_o = \frac{l \cdot I_o}{h_o \cdot I} \quad C_u = \frac{l \cdot I_u}{h_o \cdot I}$$

Calculul momentului de încadrare la o grindă transversală ce leagă stâlpii de margine de stâlpii interiori. De obicei aceste grinzi au deschiderea $l = 4,00$ m. și au dimensiuni de $20/40$ cm. cu 4 $\Phi 15$ m/m și 2 $\Phi 12$ sau 2 $\Phi 15$ m.m. la partea superioară.

Sarcina pe m.l. de grindă va fi

greutate proprie	$0,20 \times 0,40 \times 2400 = 190$
placa	$0,10 \times 2,00 \times 2400 = 480$
pardoseala și umplutura	$2,00 \times 100 = 200$
zidărie	$0,14 \times 2,75 \times 1600 = 600$
sarcina utilă	$2,00 \times 200 = 400$

1870 kg./m. l.

$$M_2 = \frac{1}{12} \times p \cdot l^2 = \frac{1}{12} \times 1870 \times 4,00^2 = 2500 \text{ kg. m.} = 250.000 \text{ kg. cm.}$$

I. Grinda a dela subsolul I ce se leagă la nodul stâlpului între subsolul I și II.

Stâlpul la subsolul II

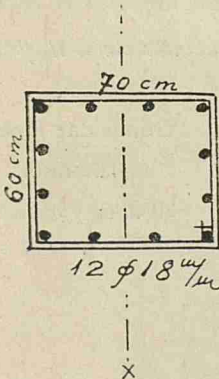


Fig. 3.

Stâlpul la subsolul I

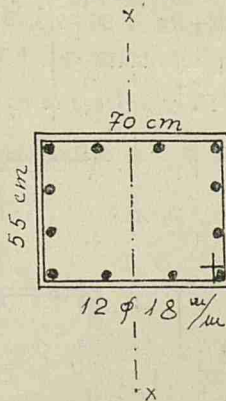


Fig. 4.

$h_o = 3,00$ m.

$h_u = 2,55$ m.

$l = 4,00$ m

$$\frac{\text{Grinda}}{20/40 \text{ cm.}} \quad I_o = \frac{1}{12} \times 55 \times 70^3 + 15 \times 20 \times 32^2 + 15 \times 10 \times 10^2 = 1.894.000 \text{ cm}^4.$$

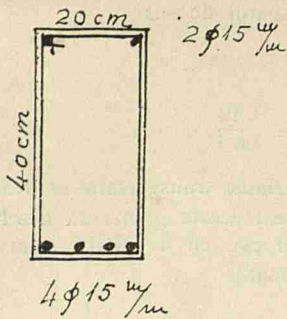


Fig. 5.

$$I_u = \frac{1}{12} \times 60 \times 70^3 + 15 \times 20 \times 32^2 + 15 \times 10 \times 10^2 = 2.037.000 \text{ cm}^4.$$

$$I = \frac{1}{12} \times 20 \times 40^3 + 15 \times 10 \times 17^2 = 150.000 \text{ cm}^4.$$

$$W_o = \frac{I_o}{d/2} = \frac{1.894.000}{70/2} = 54.100 \text{ cm}^3.$$

$$W_u = \frac{I_u}{d/2} = \frac{2.037.000}{70/2} = 57.900 \text{ cm}^3.$$

$$C_o = \frac{I_o}{h_o} = \frac{4,00}{3,00} \times \frac{1.894.000}{150.000} = 16,8.$$

$$C_u = \frac{I_u}{h_u} = \frac{4,00}{2,55} \times \frac{2.037.000}{150.000} = 21,3$$

$$M_a = M_o \frac{C_o + C_u}{1 + C_o + C_u} = 2500 \times \frac{16,8 + 21,3}{1 + 16,8 + 21,3} = 2450 \text{ kg.m.}$$

$$M_o = M_o \frac{C_o}{C_o + C_u} = 2450 \times \frac{16,8}{16,8 + 21,3} = 1080 \text{ kg.m.}$$

$$M_u = M_o \frac{C_u}{C_u + C_o} = 2450 \times \frac{21,3}{16,8 + 21,3} = 1370 \text{ kg.m.}$$

$$R_o = \frac{M_o}{W_o} = \frac{108.000 \text{ kg.cm.}}{54.100 \text{ cm}^3} = 2 \text{ kg./cm. p.}$$

$$R_u = \frac{M_u}{W_u} = \frac{137.000 \text{ kg.cm.}}{57.900 \text{ cm}^3} = 2,3 \text{ kg./cm. p.}$$

Acesta este sporul de rezistență la stâlpii dela subsol.

$$R_r = R + R_u = 50 + 2,3 = 52,3 \text{ kg./cm. p.}$$

aceasta fiind rezistența rezultantă.

II. Grinda dela etajul III ce se leagă la nodul stâlpului între etajul II și III.

Stâlpul la subsolul II

Stâlpul la subsolul I

Grinda este la fel.

ca la subsol :

20/40 cu 4 φ 15 mm

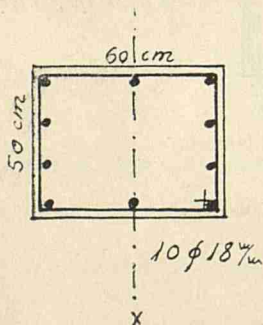


Fig. 6.

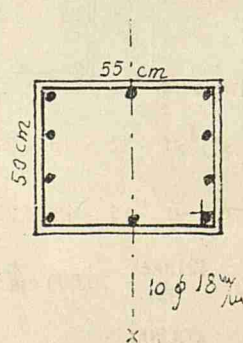


Fig. 7.

$$h_o = h_u = 3,25 \text{ m.}$$

$$I_o = \frac{1}{12} \times 50 \times 55^3 + 15 \times 20 \times 25^2 = 886.000 \text{ cm}^4.$$

$$I_u = \frac{1}{12} \times 50 \times 60^3 + 15 \times 20 \times 27^2 = 1.119.000 \text{ cm}^4.$$

$$W_o = \frac{I_o}{55/2} = \frac{886.000}{27,5} = 32.200 \text{ cm}^3.$$

$$W_u = \frac{I_u}{60/2} = \frac{1.119.000}{30} = 37.300 \text{ cm}^3.$$

$$C_o = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{I_o}{I} = \frac{4,00 \times 886.000}{3,25 \times 150.000} = 7,1$$

$$C_u = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{I_u}{I} = \frac{4,00 \times 1.119.000}{3,25 \times 150.000} = 9$$

$$M_s = M_2 \frac{C_o + C_u}{1 + C_o + C_u} = 2500 \times \frac{7,1 + 9}{1 + 7,1 + 9} = 2350 \text{ kg. m.}$$

$$M_o = M_s \frac{C_u}{C_o + C_u} = 2350 \frac{9}{7,1 + 9} = 1030 \text{ kg. m.} = 103.000 \text{ kg. cm.}$$

$$M_u = M_s \frac{C_o}{C_o + C_u} = 2350 \frac{7,1}{7,1 + 9} = 1320 \text{ kg. m.} = 132.000 \text{ kg. cm.}$$

$$R_o = \frac{M_o}{W_o} = \frac{103.000}{32.200} = 3,2 \text{ kg./cm}^2.$$

$$R_u = \frac{M_u}{W_u} = \frac{132.000}{37.300} = 3,6 \text{ kg./cm}^2.$$

acesta este sporul de rezistență la etajul II și III.

Rezistența rezultantă va fi

$$R_r = R + R_u = 47,5 + 3,6 = 51,1 \text{ kg./cm}^2.$$

III. Grinda dela etajul VIII ce leagă nodul stâlpului între et. VIII și VII.

$$h_o = h_u = 3,25 \text{ m.}$$

$$I_o = \frac{1}{12} \times 30 \times 50^3 + 15 \times 15 \times 22^2 = 421.000 \text{ cm}^4.$$

$$I_u = \frac{1}{12} \times 35 \times 50^3 + 15 \times 15 \times 22^2 = 473.000 \text{ cm}^4.$$

$$W_o = \frac{I_o}{50/2} = \frac{421.000}{25} = 16.800 \text{ cm}^3.$$

$$W_u = \frac{I_u}{50/2} = \frac{473.000}{25} = 19.000 \text{ cm}^3.$$

$$C_o = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{I_o}{I} = \frac{4,00}{3,25} \times \frac{421.000}{150.000} = 3,4$$

$$C_u = \frac{1}{h_u} \times \frac{I_u}{I} = \frac{4,00}{3,25} = \frac{473.000}{150.000} = 3,8$$

Stălpul la etajul VII

Stălpul la etajul VIII

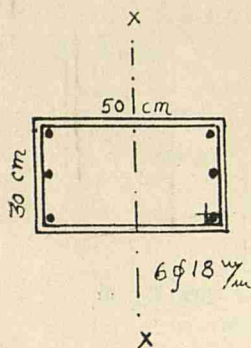


Fig. 8.

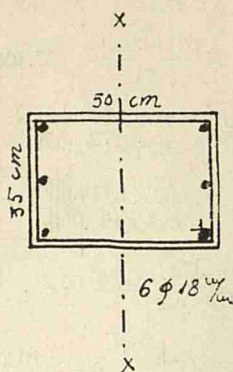


Fig. 9

Grinda la fel la etajul III.

$$6 \phi 18 \approx 15 \text{ cm}^2.$$

$$M_1 = M_2 = \frac{C_o + C_u}{1 + C_o + C_u} = 2500 \times \frac{3,4 + 3,8}{1 + 3,4 + 3,8} = 2200 \text{ Kg. m.}$$

$$M_o = M_1 \frac{C_o}{C_o + C_u} = 2200 \times \frac{3,4}{3,4 + 3,8} = 1040 \text{ Kg.m.} = 104.000 \text{ Kg. cm.}$$

$$M_u = M_2 \frac{C_u}{C_o + C_u} = 2200 \times \frac{3,8}{3,4 + 3,8} = 1160 \text{ Kg.m.} = 116.000 \text{ Kg.cm.}$$

Sporul de rezistență la etajul VII și VIII.

$$R_o = \frac{M_o}{W_o} = \frac{104.000}{16.800} = 6,2 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$R_u = \frac{M_u}{W_u} = \frac{1.160.000}{19.000} = 6,1 \text{ Kg./cm.}^2$$

Rezistența rezultată va fi:

$$R_r = R + R_o = 40 + 6,2 = 46,2 \text{ Kg./cm.}^2$$

IV. Grinda dela etajul XII ce leagă nodul stălpului între et. XII și XI.

$$h_o = 3,00 \text{ m.} \quad h_u = 3,25$$

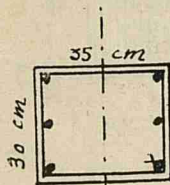
$$I_o = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 + 15 \times 7 \times 13^2 = 85.200 \text{ cm.}^4$$

$$I_u = \frac{1}{12} \times 30 \times 35^3 + 15 \times 10 \times 15^2 = 141.000 \text{ cm.}^4$$

$$W_o = \frac{I_o}{30/2} = \frac{85.200}{15} = 5.680 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{I_u}{35/2} = \frac{141.000}{17,5} = 8.000 \text{ cm}^3$$

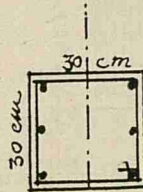
Stâlpuł la etajul XI



$$6 \phi 15 \approx 6 \Phi 15 \approx 10 \text{ cm}^2$$

Fig. 10.

Stâlpuł la etajul XII



$$6 \phi 12 \approx 6 \Phi 12 \approx 7 \text{ cm}^2$$

Fig. 11.

Grinda la fel ca
mai jos.

$$C_o = \frac{1}{h_o} \cdot \frac{I_o}{I} = \frac{4,00}{3,00} \times \frac{85.200}{150.000} = 0,76$$

$$C_u = \frac{1}{h_u} \cdot \frac{I_u}{I} = \frac{4,00}{3,25} \times \frac{141.000}{150.000} = 1,13$$

$$M_2 = M_2 \times \frac{C_o + C_u}{1 + C_o + C_u} = 2500 \times \frac{0,76 + 1,13}{1 + 0,76 + 1,13} = 1630 \text{ Kg.m.}$$

$$M_o = M_2 \cdot \frac{C_o}{C_o + C_u} = 1630 \times \frac{0,76}{0,76 + 1,13} = 680 \text{ Kg.m.} = 68.000 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_u = M_2 \cdot \frac{C_u}{C_o + C_u} = 1630 \times \frac{1,13}{0,76 + 1,13} = 950 \text{ Kg.m.} = 95.000 \text{ Kg.cm.}$$

$$R_o = \frac{M_o}{W_o} = \frac{68.000}{5680} = 12 \text{ Kg./cm}^2$$

$$R_u = \frac{M_u}{W_u} = \frac{95.000}{8000} = 11,9 \text{ Kg./cm}^2$$

Rezistența rezultantă

$$R_r = R + R_o = 35 + 12 = 47 \text{ Kg./cm}^2$$

Diagramele suprafețelor de presiune la cele 4 cazuri de mai sus.

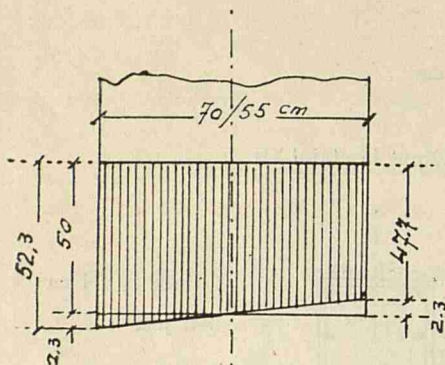


Fig. 12.

$$R_I = 50 + 2,3 = 52,3 \text{ Kg./cm.}^2$$

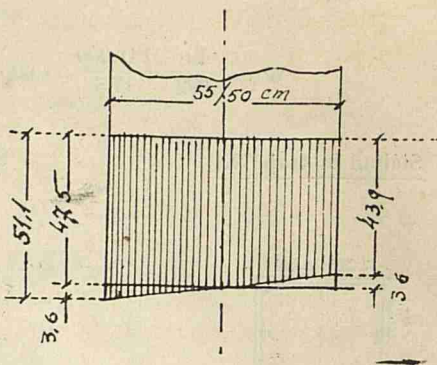


Fig. 13.

$$R_{II} = 47,5 + 3,6 = 51,1 \text{ Kg./cm.}^2$$

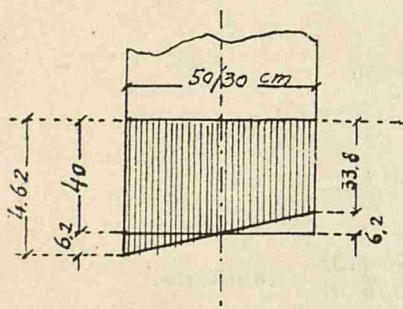


Fig. 14.

$$R_{III} = 40 + 6,2 = 46,2 \text{ Kg./cm.}^2$$

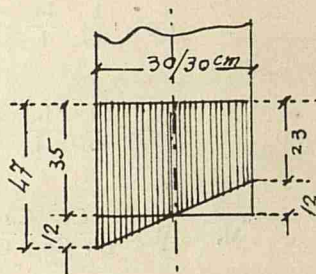


Fig. 45.

$$R_{IV} = 35 + 12 = 47 \text{ Kg./cm.}^2$$

Se vede din calculele și diagramele de mai sus, că momentele încovoietoare în stâlpii de margine, datorită grinzilor transversale, au o importanță secundară.

7. Dece s'au introdus stâlpi de 20/170 cm. știut fiind că nu au aceeași putere de rezistență ca stâlpii cu forme dreptunghiulare?

— Acești stâlpi de 20/170 cm. nu sunt decât o aplicare a celor mai moderne prescripțiuni franceze care merg și mai departe admitând în loc de stâlpi, pereți de rezistență de 4 m./14 cm.

Dealtfel nici circulara germană nu se opune unor astfel de

stâlpi, cerând numai să se respecte procentul de fier care în acest caz este de 1% față de secțiune și să se țină seamă de flambaj dacă se depășește raportul $h/b \geq 15$. În cazul nostru nu se depășește acest raport și anume:

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{20} = 15$$

8. *Dece la unii stâlpi s'a pus coef. de armare de 5⁰/₁₀₀ în loc de minimum prescris de 8⁰/₁₀₀ din suprafața secțiunii stâlpului?*

— Circulara germană admite pentru stâlpii la care raportul $\frac{h}{b} = 5$ un coeficient de armare de 5⁰/₁₀₀.

Cum construcția are stâlpi de 70/70 cu raportul $\frac{h}{b} = \frac{320}{70} = 4,5 < 5$, s'a luat armarea minimă de 5⁰/₁₀₀. Acest coeficient minim se admite și pentru stâlpii supradimensionați, cum sunt cei dela ultimele etaje, care sunt capabili să suporte 25 tone și ei în realitate suportă numai 10—15 tone.

9. *Dece la unii stâlpi s'a pus fier mai mic la execuție față de dimensiunile fierului din planurile de beton, de exemplu 4Φ17 în loc de 4 Φ18 m/m.*

— Reșița având unele filiere uzate, nu scoate fierul de beton pe toată lungimea lui de 12 m. cu acelaș diametru așa că dacă măsurăm cu șupleru un astfel de fier, numit de 18 m/m, găsim într'o parte 17,5 m/m., în altă parte 18,5 m/m. Sunt erori de filare admisibile cu o infimă influență asupra rezistenței piesei în special la stâlpi.

10. *Dece nu s'au făcut contravântuiri având în vedere înălțimea extraordinară a turlei?*

— În afară de faptul că scheletul de beton armat cu plăcile, constituie un sistem de cadre cu noduri rigide dar, pereții calcanelor, pereții exteriori și interiori nu sunt altceva decât contravântuiri ale construcției. Contravântuiri speciale nu se fac nici la blocurile americane cu 40—50 etaje.

11. *Dece s'au pus grupuri întregi de stâlpi pe grinzi la etajele superioare în loc de a merge cu stâlpi până jos așa cum ar fi mai sănătos?*

— Regulamentele Primăriei impun la blocuri retrageri după un gabarit special care obligă etajele superioare să se retrgă după o anumită normă. Intersecția planului gabaritului cu planurile orizontale ale etajelor superioare ne dă linia după care se face

*

proectarea stâlpilor de margine ai etajelor, care trebuiesc neapărat susținuți de grinzi. Dealtfel toate blocurile cu retrageri impuse de gabarit la etajele superioare au stâlpii pe grinzi. (Vezi planșa No. 2).

12. *Pentruce la unii stâlpi fiarele de prelungire (mustățile) au fost mult prea scurte și altele culcate în jos și îndoite.*

— Este posibil ca la croirea fiarelor stâlpilor din bara de 12 m. să fi rămas pentru unii stâlpi mustăți numai de 30 cm. lungime în loc de 40—60 cm. lungime cât este reglementar. Dealtfel și mustățile mai scurte fac tot așa de bine legătura cu stâlpul de sus, de a cărui fierărie se leagă cu sârmă, cu atât mai mult cu cât stâlpii sunt acționați la compresiune.

Cât privește culcarea și îndoirea fiarelor în sus, aceasta este obligată de micșorarea stâlpilor la etajele superioare.

13. *Dece s'a depășit cu 3 m. înălțimea turlei acordată de Primărie la 44 m.? Aceste suprasarcini au fost ținute în seamă la calculul betonului?*

— Pentruca să se ascundă vederii acoperișul de tablă s'a făcut un paravan din zidărie de cărămidă de 14 cm. legată cu mortar de ciment, care a fost prevăzut în calculul betonului armat. (Vezi planșa No. 9).

14. *După ce prescripțiuni a fost întocmit proiectul de beton armat?*

— Proiectul de beton armat a fost întocmit aproape în întregime după prescripțiunile germane, cu excepția stâlpilor pentru care s'a adoptat întru câțva circulara franceză, fiind mai potrivită situației. Trebuie avut în vedere că în România nu există nici până azi (după 30 de ani de când se face în țară beton armat) prescripțiuni proprii.

Dealtfel expertiza tehnică a conchis că întocmirea proiectului de beton armat s'a făcut sub normele circularei germane și deasupra celei franceze.

Franța, fiind de altfel una dintre marile țări tehnice ale lumii, regulamentele ei de construcție sunt tot așa de recomandabile ca și cele germane.

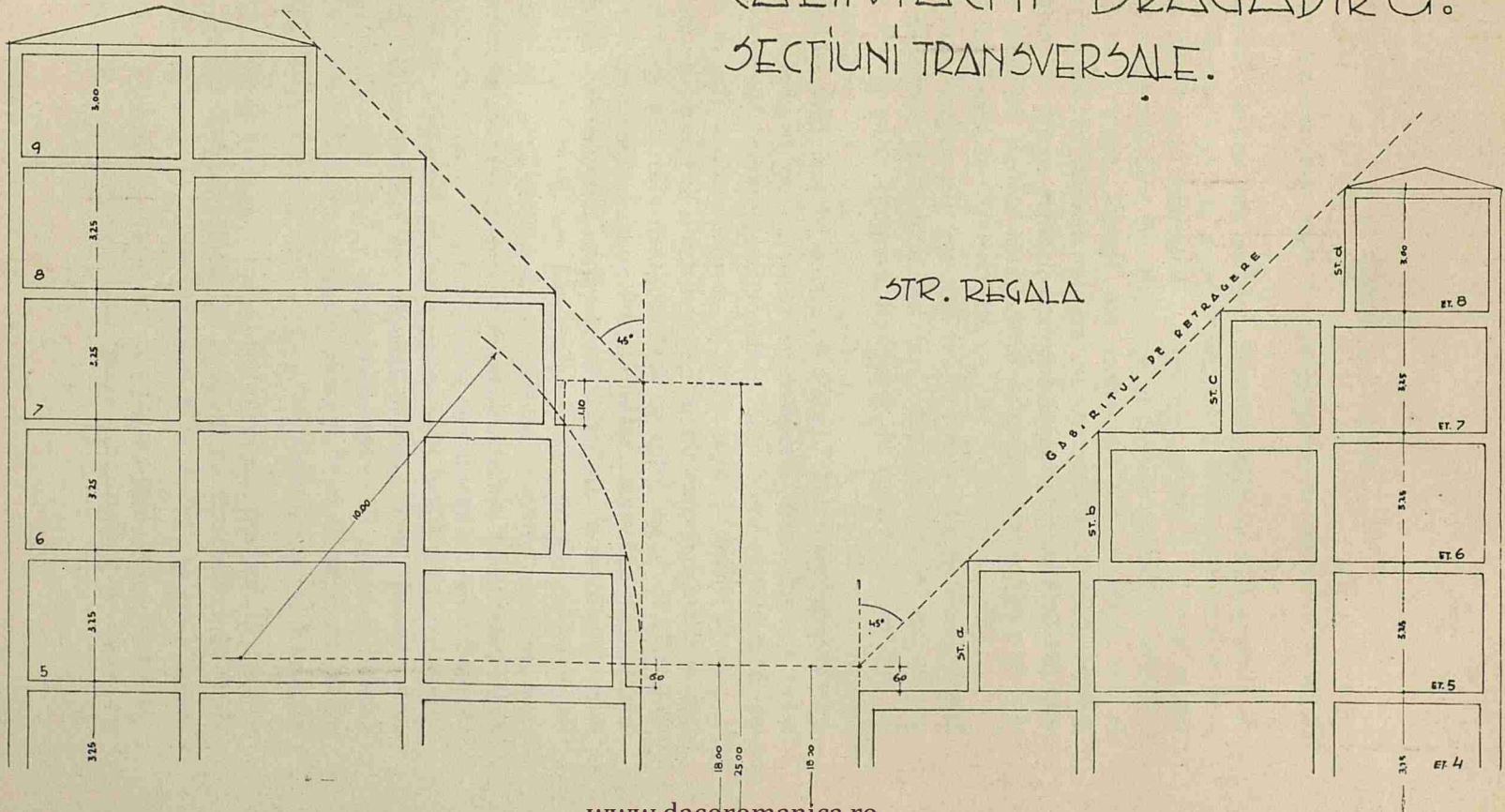
Cauzele secundare, atât cele de primul ordin, cât și cele de al doilea ordin, se pot numi erori inerente oricărei construcții bloc de beton armat.

Din cele arătate până acum rezultă că nu acestea sunt cauzele care au dus la prăbușirea blocului Carlton.

BUL. C. BRATIANU.

PLANSA H=2

CASA BLOC "CARLTON"
CALIMACHI-BRAGADIRU.
SECTIUNI TRANSVERSALE.



C. Cauze principale.

1. Înălțimea prea mare a construcției și în special a turnului.

Blocul Carlton era alcătuit dintr'un turn cu dimensiunile în plan de cca. 18/16 m. având înălțimea dela fundații până la acoperiș de 53 m., cuprinzând 2 subsoluri, parter și 12 etaje și din două aripi, una spre Bd. Brătianu cu 6 etaje și cealaltă spre Regală cu 4 etaje. Turnul era expus excentric într'un colț al construcției. În spatele lui era cinematograful al cărui balcon, susținut de piloni rotunzi, era contrabalansat de stâlpii din spațele blocului. Vedem că raportul între înălțimea turlei și lățimea bazei este de $53/16=3,3$.

Blocul Carlton era cea mai înaltă construcție de beton armat din București și a doua din țară, după telefoane, singura cu care s'ar fi putut compara din punct de vedere al efectelor cutremurului.

Trebue avut însă în vedere că Palatul Telefoanelor este executat cu schelet de oțel, care se comportă foarte bine la toate eforturile de compresiune, tensiune, încovoiere și forfecare, ceace nu este acelaș lucru cu o construcție de beton armat.

Este de dovedit că o construcție, cu cât este mai înaltă și mai îngustă, cu atât este mai solicitată de cutremur și cu atât eforturile suplimentare, dezvoltate în piese, sunt mai importante. Acțiunea cutremurului asupra construcției are ca efect o tendință de răsturnare, ca și cum construcția ar fi acționată de forțe orizontale pe toată înălțimea ei, când pe o parte când pe alta, întocmai ca un vânt care și-ar schimba acțiunea instantaneu după două direcții opuse. În cazul acesta, construcția devine o consolă încastrată în pământ, a cărei lungime este însăși înălțimea blocului și a cărui înălțime este lățimea blocului după direcția cutremurului. În cazul acesta, dacă însemnăm cu P acțiunea unitară a cutremurului asupra înălțimei blocului expresia momentului de răsturnare va fi forma $M_r = \frac{1}{2} p \cdot h^2$. Dacă notăm cu b lățimea blocului după direcția cutremurului, expresia reacțiunii, tensiune sau compresiune în stâlpii de margine ai construcției va fi de formă. $F_b = \frac{1}{2} p \cdot h^2$. de unde $F = \frac{p \cdot h^2}{2b}$ ceiace înseamnă că suprasarcina în stâlpii de margine sub acțiunea cutremurului, este o funcție de intensitatea cutremurului p , înălțimea

blocului h și lățimea lui b și anume este proporțională cu patratul înălțimei și invers proporțională cu lățimea blocului-ceiace înseamnă că blocul Carlton, fiind cea mai înaltă construcție de beton armat din București, a avut cel mai mult de suferit din cauza cutremurului. Așa se explică de ce la majoritatea construcțiilor bloc deteriorate, stâlpii de margine și anume cei dela parter, unde momentul de răsturnare este maxim, au avut cel mai mult de suferit.

Aripile blocului Carlton nu aveau decât cca. $\frac{1}{2}$ din înălțimea turlei și deci reacțiunile născute în stâlpii de margine sub acțiunea cutremurului erau cu mult mai mici față de acelea ale turlei. Ce rezultă de aici?

2. *Tasări mai mari în dreptul turlei față de acelea ale aripilor blocului.*

Coeficientul dinamic variind proporțional cu patratul înălțimei, rezultă că suprasarcina dinamică unitară născută în dreptul turlei va fi cu mult mai mare decât aceea născută în dreptul aripilor, deci terenul de fundație din dreptul turlei va suferi o tasare mai mare ca acel din dreptul aripilor blocului. De aci se naște întâiu o tendință de forfecare între turlă și aripi și totdeodată o tendință de descărcare a sarcinilor turlei pe primul rând de stâlpi ai aripilor, sarcini a căror importanță poate duce până la ruperea acestor stâlpi, cu atât mai mult cu cât se nasc la nodurile lor și momente secundare, datorită grinzilor de legătură cu turla. Tendința de forfecare dintre turlă și aripi s'a accentuat și datorită faptului că pendularea turlei, sub acțiunea cutremurului, a avut o amplitudine mult mai mare decât aripile producându-se totdeodată din cauza înălțimei turlei o desincronizare a mișcărilor. (Vezi planșa No. 3).

3. *Forțe de forfecare și încovoiere în stâlpii construcției.*

Cutremurul având epicentrul în regiunea Munților Vrancei s'a resimțit la București cu un efect principal orizontal. Pământul mișcându-se sub construcție într'o parte și alta iar construcția în baza inerției tinzând să-și păstreze poziția inițială s'au născut în stâlpii ei forțe foarte importante de forfecare și încovoiere. Cum am asemuit turla cu o consolă, aceste eforturi vor avea cea mai mare valoare la baza ei. Deci pe lângă supraîncărcarea verticală tot stâlpii de jos ai construcțiilor vor fi cei mai solicitați la forfecare cu încovoiere.

Expresia forței de forfecare la baza construcției va fi de

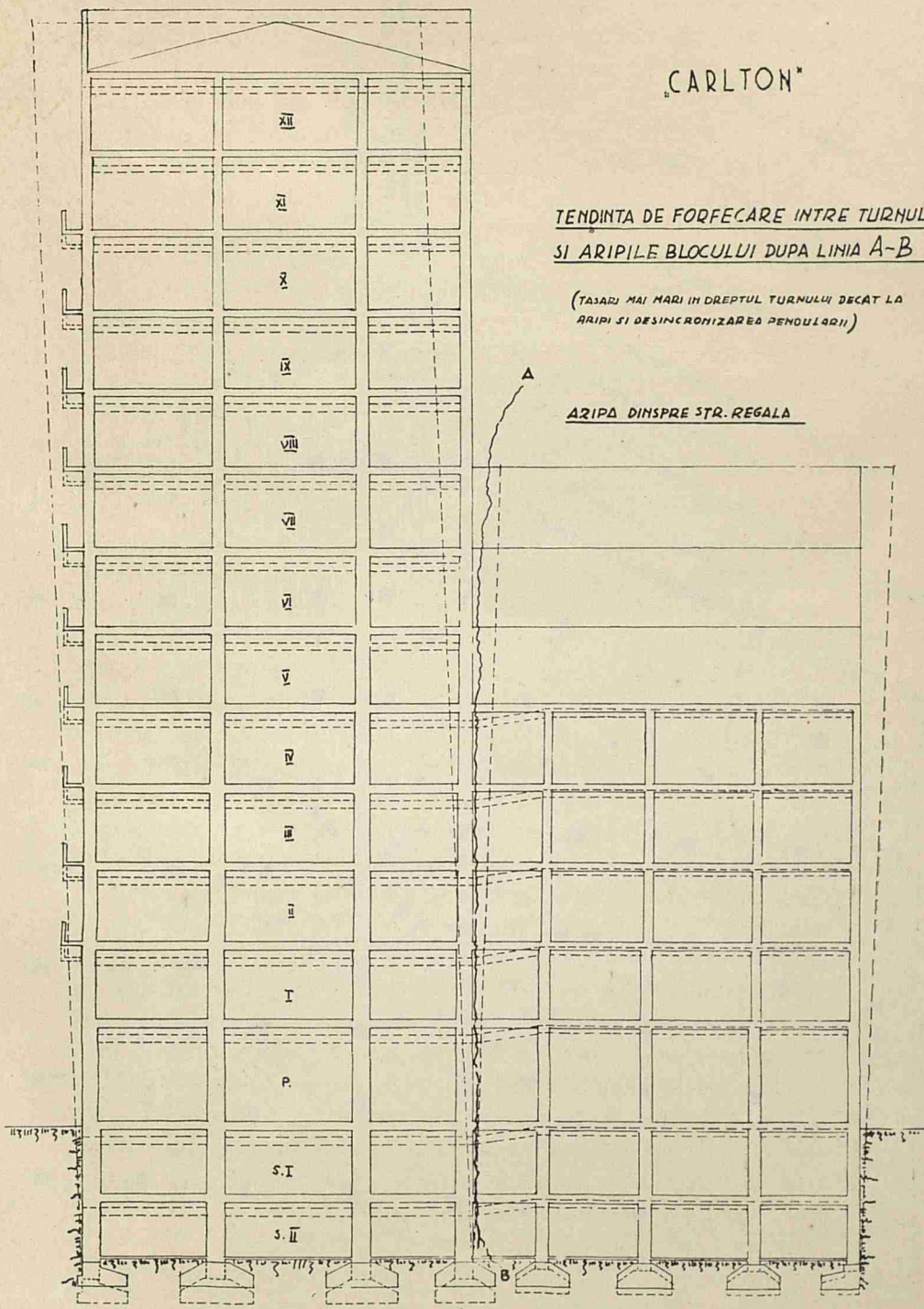
TURNUL

"CARLTON"

TENDINȚA DE FORȚECARE ÎNȚRE TURNUL
ȘI ARIPILE BLOCULUI DUPĂ LINIA A-B

(TASARI MAI MARI ÎN DREPTUL TURNULUI DECAT LA
ARIPĂ ȘI DESINCROHIZAREA PENOURILOR)

ARIPA DINSPRE STR. REGALA



forma $T = p \cdot h$. deci este o funcție de înălțimea construcției h . și de intensitatea cutremurului p . Rezultă că o construcție cu cât este mai înaltă, cu atât forțele de forfecare și încovoiere născute din cutremure vor fi mai importante. Se știe că în timp ce oțelul are aceeași rezistență la compresiune, tensiune, încovoiere și forfecare, la beton, rezistența de forfecare este de zece ori mai mică ca rezistența de compresiune.

Deci construcția a fost obligată să lucreze la eforturi importante neprevăzute și pentru care nu a fost calculată. (Vezi planșa No. 8).

4. Direcția cutremurului.

Intâmplarea a făcut ca direcția cutremurului NE-SV să coincidă cu linia de cea mai slabă rezistență a construcției și anume direcția stâlpului de colț izolat în stradă, în spre cinematograf. Prin pendularea turlei spre stâlpul de colț a făcut să se descarce pe el o sarcină mult prea mare ce a dus cu ușurință la ruperea lui, fiind un stâlp relativ subțire, calculat pentru sarcina statică ce-i revenea din suprafețele aferente etajelor, cu atât mai mult cu cât pe această direcție era în partea opusă golul de scară și al ascensoarelor.

Din cercetarea efectelor cutremurului la construcții s'a constatat că construcțiile în general și cele bloc în special care au fost acționate pe lat, adică în direcția în care pot fi mai ușor răsturnate, au avut mai mult de suferit decât cele ce au fost acționate după latura cea mai lungă, fapt ce se explică din formula de mai sus în care am găsit că reacțiunile stâlpilor de margine sunt invers proporționale cu lățimea b a construcției, în sensul cutremurului. (Vezi planșa No. 4).

5. Lac subteran în zona Carlton.

Din cercetarea diagramelor, sondajelor și puțurilor făcute de firma Rumpel la blocul Carlton, Baia Centrală și în împrejurimi, s'a constatat că la adâncimea de cca. 10 m. dela nivelul solului, în loc de un strat aquifer obișnuit de 2—3 m., cum este în tot Bucureștiul, aici s'a găsit un strat aquifer de 8—9 m. adâncime, care era încontinuu exploatat atât de Baia Centrală, cât și de un puț săpat chiar în bloc, în spatele cinematografului, care alimenta instalațiunile de aer condiționat. Prin scoaterea încontinuu și în cantități mari a apei din această zonă, se produce o detentă în strat, debitul de apă neputând fi înlocuit cu aceeași viteză cu care se golește. Din această cauză și debitul puțuri-

lor era uneori cu mult sub normal, în așa numitul interval de secare a stratelor. După studii ample făcute în țările bântuite de cutremure, Japonia, Italia, Grecia, etc., s'a putut constata că în zone de teren cu strate aquifere adânci și exploatare, intensitatea cutremurelor este cu atât mai mult sporită, cu cât suntem mai aproape de aceste puțuri care secătuesc stratele după o rază în jurul lor. După cum am spus, unul din aceste puțuri era chiar în mijlocul blocului Carlton și exploatare apa în continuu pe o adâncime de 40—50 m. Rezultă de aici că blocul Carlton a fost acționat de un cutremur cu o intensitate mai mare de 9,3 cum a indicat institutul nostru seismografic și nu este exclus ca să fi depășit în dreptul blocului gr. 10 după scara lui Farel.

Din toate aceste cinci cauze, pe care le-am numit principale, rezultă că blocul și cinematograful Carlton au fost acționate de cutremurul din noaptea de 10 Noembrie a anului trecut, într'un mod cu totul aparte, în comparație cu celelalte construcții bloc din București.

Dealtfel, cum se explică, că în afară de Carlton sunt atâtea construcții bloc care stau gata să cadă, necesitând consolidări aproape totale, altele consolidări parțiale și o altă parte au avut mai puțin de suferit.

Se știe că dacă dintr'un acelaș beton, executat în condițiuni perfecte în laborator, se fac mai multe cuburi de probă, pe care le punem la încercare după 28 zile de priză, unele se rup la 120 kgr./cm. p., altele la 125 kgr./cm. p., altele la 130 ori 135 kgr./cm. p. Desigur că dacă la acest cub de probă din urmă, am fi oprit presa când arăta rezistența de 120 kgr./cm. p. și l-am analiza am putea constata la el, ori ușoare fisuri, ori nici o fisură, deși a lucrat până aproape de limită de rupere. Acelaș lucru s'a petrecut și cu construcțiile. Mai toate au fost acționate până la limita de rupere (după cum voi arăta mai departe) însă la unele betonul a fost fisurat într'un grad mai mare sau mai mic după cum construcțiile au fost forțate să lucreze în condiții, mai mult sau mai puțin defavorabile.

Dealtfel dacă cutremurul ar mai fi durat câteva secunde, după însăși spusele directorului institutului nostru seismografic, Bucureștiul întreg ar fi fost un morman de moloz.

PROECȚIA ARCULUI MARE DE BETON ARMAT
DE LA ACOPERIS (Verde) DE LA SUPRA BALCONULUI
CINEMATOGRAFULUI

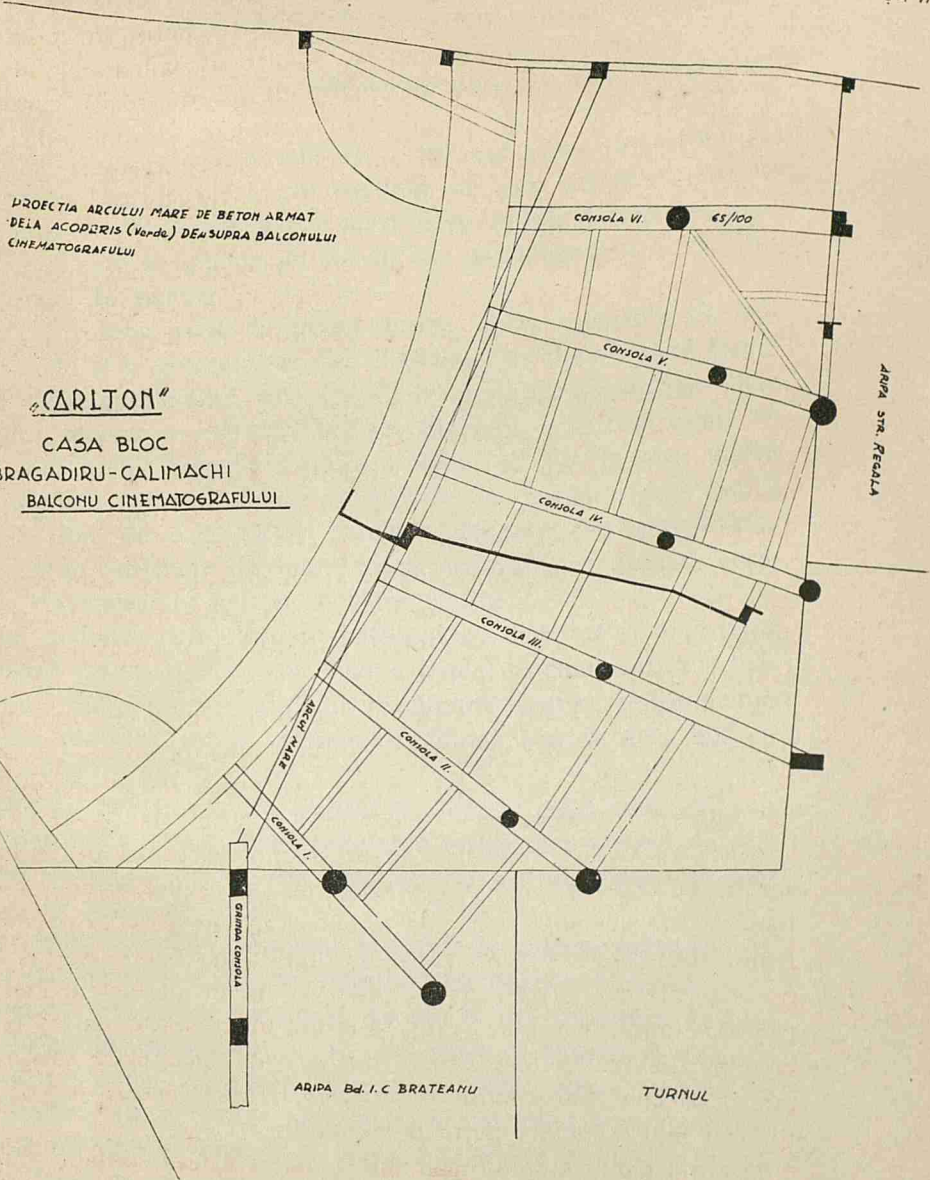
"CARLTON"
CASA BLOC
BRAGADIRU-CALIMACHI
BALCONU CINEMATOGRAFULUI

ANEA STR. REDALA

ORINȚA CONȘOLĂ

ARIPA Bd. I. C. BRATEANU

TURNUL



D. Cauzele capitale

care au dus la prăbușirea totală a blocului Carlton atât a turlei cât și a aripilor cum și a balconului și acoperișului dela cinematograf.

1. *Ancorarea balconului cinematografului în bloc.* (Vezi planșele No. 4 și 5).

După cum am văzut mai sus, balconul cinematografului cu cele șase console mari, era susținut de șase stâlpi rotunzi cu diametru de $\Phi = 40$ cm. și ancorat în stâlpii din spatele blocului, pe care îi acționa de jos în sus descărcând în ei reacțiunea dată de balcon.

Acest balcon greu de beton armat, cu o suprafață de cca. 250 m. p. și o greutate de cca. 250 tone, în stare statică transmite stâlpilor blocului, prin consolele sale care constituiau niște pârghii enorme ce acționau la baza blocului, o sarcină totală de cca. 500 tone. Această forță exercitată de jos în sus, dădea construcției o tendință de răsturnare în partea opusă adică spre stâlpul de colț. Totuși sarcinile stâlpilor din spatele blocului erau suficient de mari ca să neutralizeze această reacțiune transmisă de balcon în stare statică.

Sub acțiunea cutremurului, balconul s'a încărcat cu o sarcină dinamică care a dublat sau chiar a triplat sarcina statică a balconului, dublând sau triplând reacțiunile asupra stâlpilor din spatele blocului, adică măbind reacțiunea statică dela 500 la 1000—1500 tone.

Direcția cutremurului a coincis cu direcția după care acționau consolele balconului. Prin pendularea turlei spre stâlpul de colț stâlpii dinspre colț se supraîncărcău iar cei din spate se descărcău în parte de efort.

În acelaș moment, balconul încărcat cu sarcina dinamică acționa de jos în sus asupra stâlpilor din spatele blocului.

Aceasta a făcut ca reacțiunea de jos în sus transmisă de balcon, în stâlpii de ancoraj, să fie mai mare ca sarcina verticală a stâlpilor. Atunci consolele balconului, după câteva mișcări cu amplitudini din ce în ce mai mari, nemai fiind reacțiunea din spatele lor care să le susțină, după o înclinare maximă a consolei, a făcut să se nască în stâlpii rotunzi de susținere, supra-sarcini verticale și momente încovoitoare insuportabile ce a dus la ruperea lor. Atunci consolele s'au prăbușit și în căderea lor

au rupt toți stâlpii de legătură din spatele blocului în care erau ancorate.

Prin propulsia dată de balcon, turla s'a înclinat spre colț, rupând stâlpul din colțul blocului și totdeodată cu el pe cei din apropiere. A fost suficientă această rupere a stâlpilor din față și din spatele blocului pentru ca de aici prin pornirea de prăbușire a blocului în față și în spate să se definitiveze prăbușirea totală și dela bază a construcției. Turla căzând peste aripi le-a prăvălit și pe acestea la pământ. (Vezi palnșa No. 8 și 9).

2. Prăbușirea arcului mare al acoperișului pe balcon.

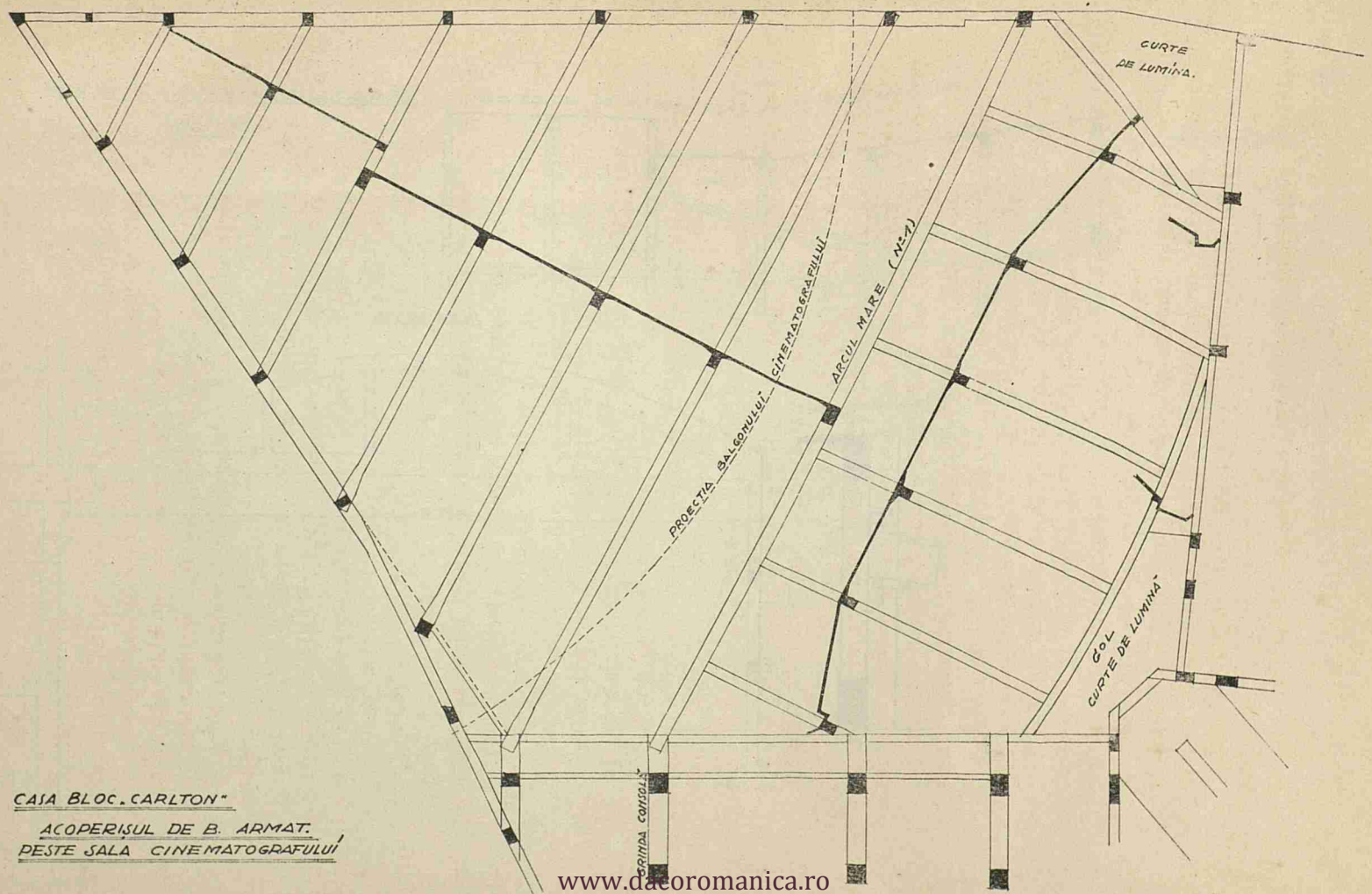
Deplasându-mă la locul catastrofei am constatat că lângă balconul cinematografului trântit la pământ se găsea sfărâmat arcul cel mare al acoperișului care după cum am văzut mai înainte se proiecta chiar deasupra balconului. Imi rămăsese întipărit în memorie din timpul construcției prezența acestui arc impozant de cca. 25 m. deschidere, cu arcul propriu zis, coarda și tiranții de legătură executate din beton armat masiv care descărca o suprafață importantă din acoperișul și tavanul de beton armat de cca. 150 m. p. inclusiv instalația tuburilor principale de aer condiționat. Arcul avea o sarcină proprie de cca. 40 tone iar împreună cu toată încărcătura ce o susținea se ridica la o sarcină totală de cca. 100 tone. El se rezema într-o parte pe un cap de consolă ce eșea din aripa dinspre bulevard a blocului, deasupra unui stâlp la nivelul etajului I, iar în partea cealaltă arcul se rezema pe un stâlp de 40/40 înalt de 10 m.

Acest stâlp, după direcția zidului de calcan, era legat prin centuri și împiedicat să flambeze în acest sens, însă spre interiorul sălii, stâlpul nu avea nici o legătură care să-l împiedice să flambeze și să se miște în acest sens.

Stâlpul era calculat reglementar la compresiune cu flambaj. Prezența acestui arc atât de încărcat, rezemat într-o parte pe un cap de consolă iar în cealaltă parte pe un stâlp înalt relativ subțire, constituia pentru construcție punctul delicat și nu corespundea decât numai în ipoteza statică pentru care a fost calculat.

Masa importantă de beton pe care o constituia acest arc al acoperișului, prin inerția lui mare a fost foarte sensibil la cutremur devenind foarte puțin stabil.

Cinematograful așezat în spatele blocului și apărat de bloc cu turla și aripile sale ca și de calcanele vecinilor ce îi depășea



CASA BLOC. CARLTON*
ACOPERISUL DE B. ARMAT.
PESTE SALA CINEMATOGRAFULUI

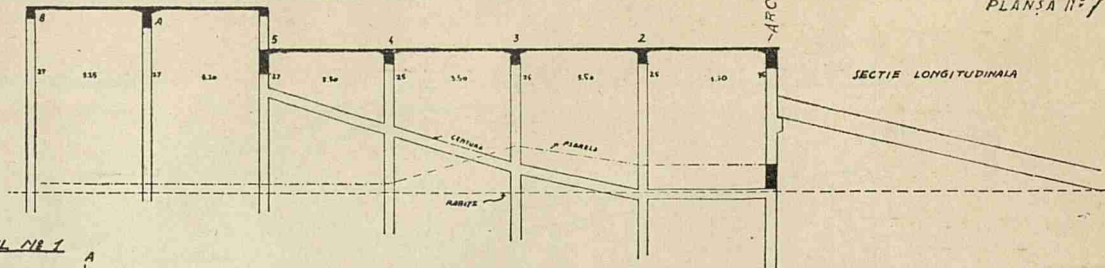
*

CASA BLOC CALIMACHI-BRAGADIRU

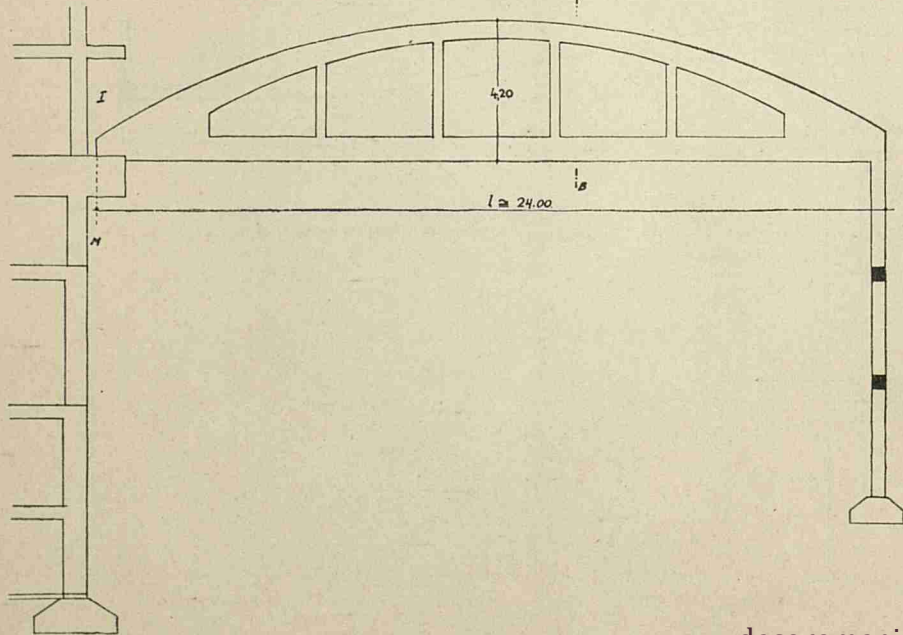
"CARLTON"

ACOPERIUL DE BETON ARMAT PESTE CINEMATOGRAF

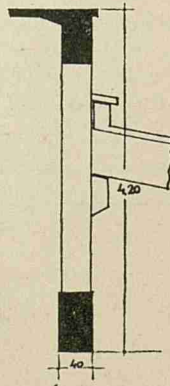
PLANȘA N°7



ARCUL N°1



SECTIE TRANS. A-B

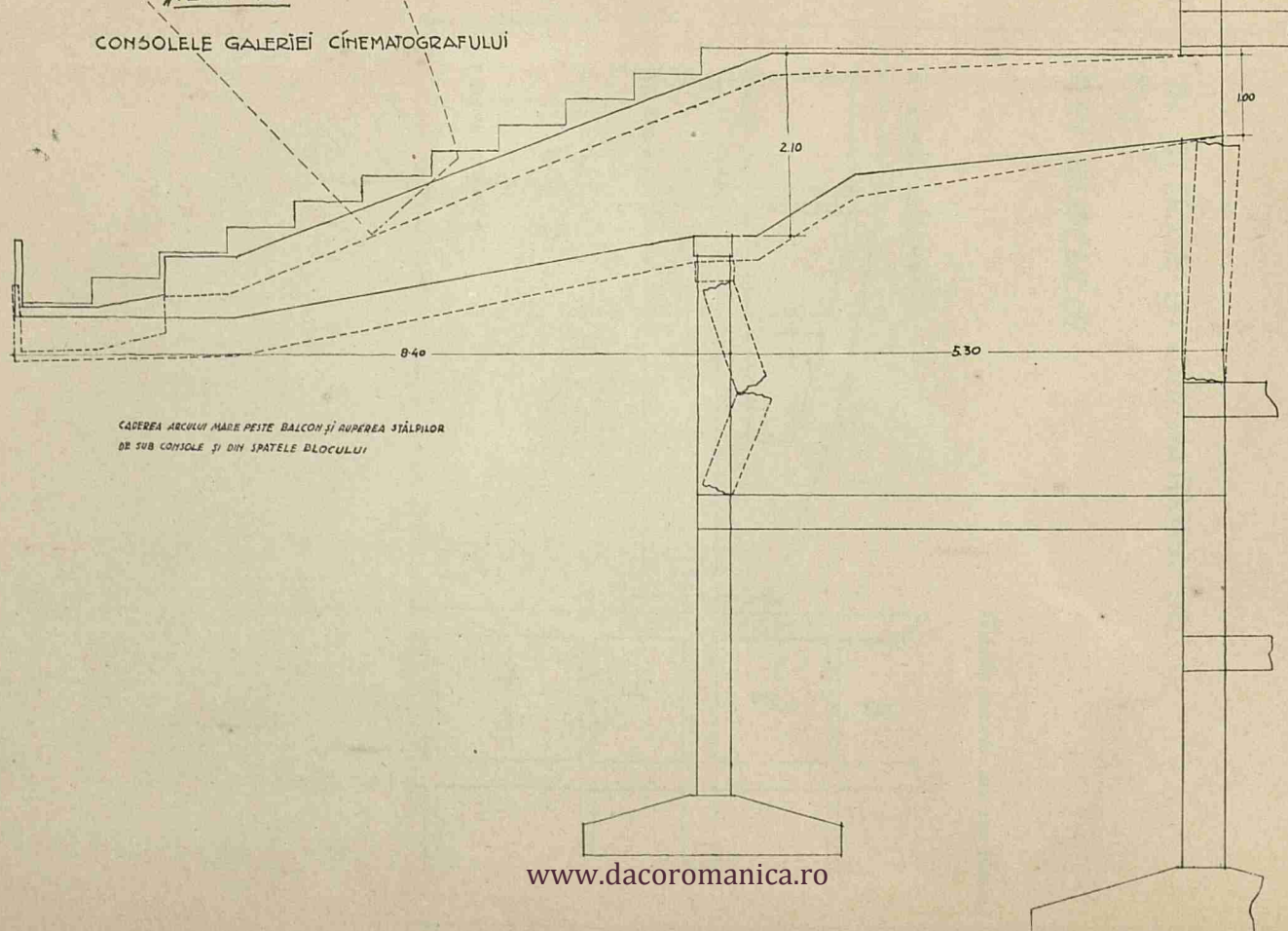


CASA BLOC BRAGALIRU - CALIMACHI

"CARLTON"

PLANSA N°8

CONSOLELE GALERIEI CINEMATOGRAFULUI



CADEREA ARCULUI MARE PESTE BALCON SI AUPEREA STALPIOR
DE SUB CONSOLE SI DIN SPATELE BLOCULUI

SECTIUNE TRANSVERSALA PRIN BLOCUL SI CINEMATOGRAFUL
 „CARLTON”
 PROCESUL PRABUSIREI BLOCULUI

STALPII ARIPEI DIN STR. REGALA

ARCUL MARE DELA CINEMATOGRAF

CADEREA ARCULUI DEPE CONSOLA

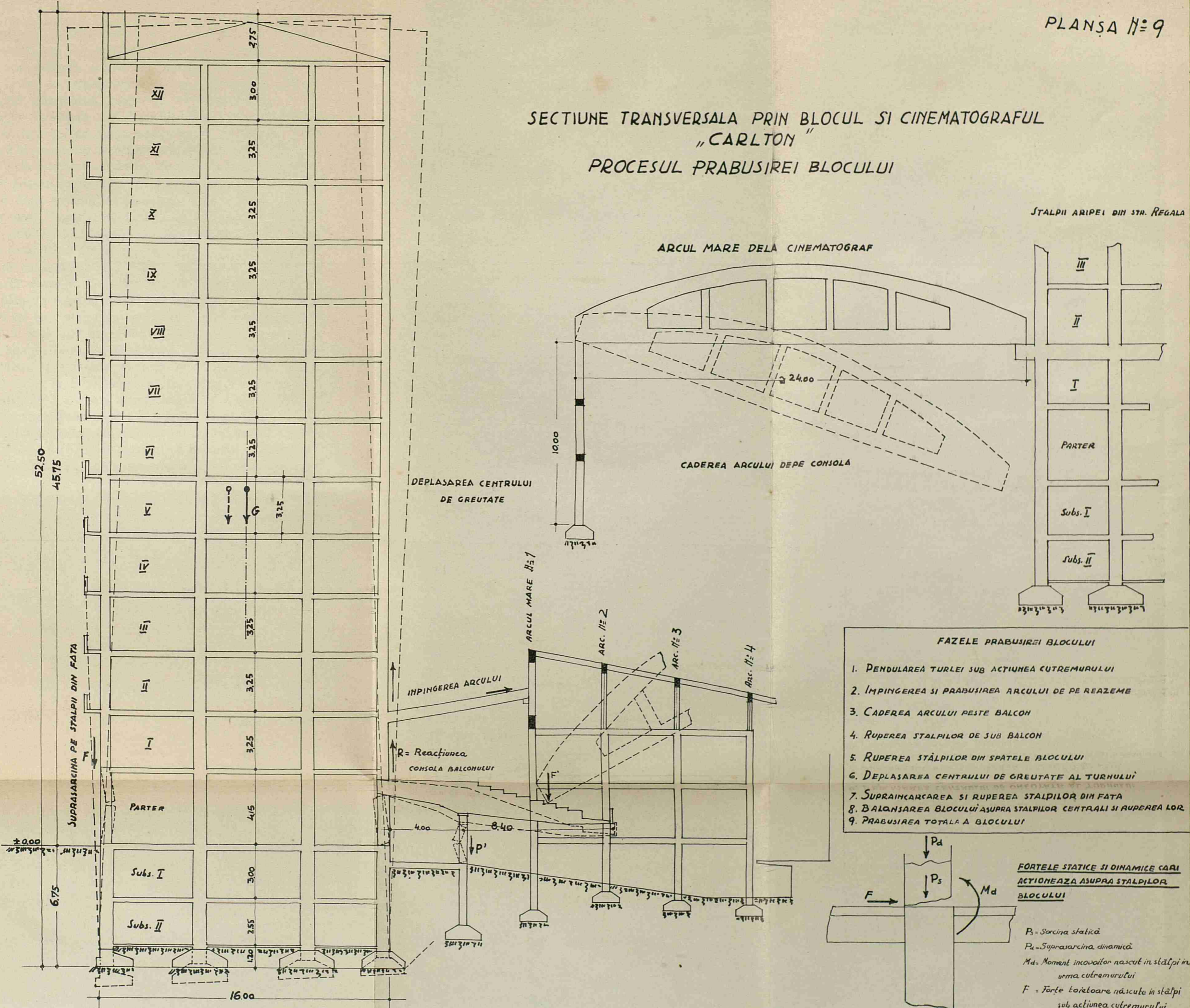
DEPLASAREA CENTRULUI
 DE GREUTATE

FAZELE PRABUSIREI BLOCULUI

1. PENDULAREA TURLEI SUB ACTIUNEA CUTREMURULUI
2. ÎMPINGERA SI PRABUSIERA ARCULUI DE PE REAZEME
3. CADEREA ARCULUI PESTE BALCON
4. RUPEREA STALPILOR DE SUB BALCON
5. RUPEREA STĂLPILOR DIN SPATELE BLOCULUI
6. DEPLASAREA CENTRULUI DE GREUTATE AL TURNULUI
7. SUPRAINCARCAREA SI RUPEREA STALPILOR DIN FATA
8. BALANSAREA BLOCULUI ASUPRA STALPILOR CENTRALI SI RUPEREA LOR.
9. PRABUSIERA TOTALA A BLOCULUI

FORTELE STATICE SI DINAMICE CARE
 ACTIONEAZA ASUPRA STALPILOR
 BLOCULUI

- P_s = Sarcina statică
- P_d = Supraincercare dinamică
- M_d = Moment incovoiator născut în stâlpi în urma cutremurului
- F = Forțe torziionale născute în stâlpi sub acțiunea cutremurului



cu mult înălțimea, nu era expus nici celei mai slabe acțiuni din partea vântului și în consecință nu a fost contravântuit în vederea vreunor eforturi orizontale. Astfel cum era întocmit, dacă nu ar fi intervenit factorul cutremur, ar fi putut dura sute de ani. Intervenind cutremurul, acoperișul cinematografului a devenit un leagăn deasupra stâlpilor lui înalți, care stâlpi au fost nevoiți să lucreze, pe lângă compresiune cu flambaj și la forța tăietoare și momente încovoietoare rezultate din excentritatea născută prin mișcarea sarcinilor de reazem asupra stâlpilor. După primele mișcări importante ale cutremurului, arcul cel mare a fost dat jos după consolă iar la celălalt capăt, stâlpul de susținere a fost rupt. Impingerea arcului de pe consolă putea fi făcută și de grinzile transversale ce se rezemau pe arc. Arcul acesta, cu o încărcătură totală de cca. 100 tone prăbușindu-se peste balconul cinematografului dela o înălțime de cca. 4 m. a devenit o forță dinamică de cca. 2000 de tone care a doborât balconul la pământ, rupând stâlpii de dedesupt care-l susțineau și distrugând cei șase stâlpi din spatele blocului în care era ancorat. Șocul a fost atât de puternic încât odată cu ruperea stâlpilor din spatele blocului, construcția întregă a suferit o puternică propulsie spre fațade, rupându-se și stâlpii din fațade atât la turlă cât și la aripi, balconul fiind legat și de turlă și de aripi. După 2—3 oscilări asupra stâlpilor centrali care au mai rămas, construcția întregă s'a prăvălit la pământ.

Așa se explică de ce s'a prăbușit în întregime blocul Carlton cu turla și aripile lui și cinematograful cu balconul și acoperișul.

Dacă aș pune ipoteza că prăbușirea nu a pornit dela acoperișul cinematografului ci dela turla blocului, atunci s'ar fi prăbușit turla cu o parte din aripi cum și balconul din spate și ar mai fi rămas în picioare o parte din aripile blocului, în apropiere de calcaele vecinilor cât și acoperișul cinematografului.

Aceasta îmi întărește credința că procesul prăbușirii nu poate fi decât cel expus mai sus. (Vezi planșele No. 6, 7, 8 și 9).

Calculul explicativ care a dus la ruperea stâlpului ce susținea arcul mare de beton armat dela acoperișul cinematografului.

Sarcina proprie a arcului :

$$\text{Arcul } \frac{0,60+1,20}{2} \times 0,35 \times 2400 = 760 \text{ kgr./m. l.}$$

$$\text{coarda } 0,35 \times 0,80 \times 2400 = 670 \text{ ,, ,,}$$

$$\text{tiranți } \frac{0,35 \times 0,35 \times 7,00}{25,00} \times 2400 = 100 \text{ kgr./m. l.}$$

$$p = 1530 \text{ kg./m.l.}$$

$$P_1 = p \cdot l = 1530 \times 25,00 = 38.500 \text{ kgr.}$$

Sarcina moartă ce acționează asupra arcului:

placa	$0,07 \times 5,00 \times 25,00 \times 2400$	= 21.000	kgr.
grinzi	$7 \times 0,25 \times 0,50 \times 6,00 \times 2400$	= 12.600	„
placa tavanului	$0,06 \times 5,00 \times 25,00 \times 2400$	= 18.000	„
tencueli	$0,02 \times 5,00 \times 25,00 \times 2000$	= 5.000	„
acoperiș	$5,00 \times 25,00 \times 50$	= 6.250	„
instalații de aer condiționat		= 5.000	„
		<u>67.850</u>	kgr.

$$P_2 = 67.850 \text{ kgr.}$$

Sarcina totală a arcului:

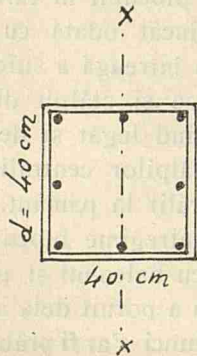
$$P = P_1 + P_2 = 38.500 + 67.850 = 106.350 \sim 106.000 \text{ kgr.}$$

Stâlful este de:

$$40/40 \text{ cm. cu } 8 \Phi 15^{m/m} = 13,68 \text{ cm. p.}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40^4 + 15 \times 10 \times 17^2 = 256.680 \text{ cm.}^4$$

$$W = \frac{I}{d/2} = \frac{256.680}{20} = 12.834 \text{ cm}^3.$$



$$8 \Phi 15^{m/m} = 13,68 \text{ cm}^2$$

Fig. 16.

Înălțimea stâlfului dela arc până la fundație este $l_1 = 10,00 \text{ m.}$

Înălțimea stâlfului dela arc la pardoseală este în $l_2 = 8,00 \text{ m.}$

Putem lua înălțime de flambaj $l_f = 8,50 \text{ m.}$

$$\frac{l_f}{d} = \frac{8,50 \text{ cm.}}{40 \text{ cm.}} \sim 21$$

coeficientul de flambaj

$$\omega = 1,3$$

forța de flambaj

$$P' \omega = \frac{P}{2} \cdot \omega = \frac{106.000}{2} \times 1,3 \cong 70.000 \text{ kgr.}$$

$$P/\omega = R_b \cdot (F_b + 15 F_e)$$

$$70.000 = R_b (40 \times 40 + 15 \times 13,58)$$

$$R_b = \frac{70.000}{1.805} = 39,5 \text{ kgr./cm. p.}$$

Dacă admitem că arcul de beton armat, sub acțiunea cutremurului a avut o balansare de 15—20 cm. deasupra stâlpului atunci stâlpul va fi obligat să lucreze la un moment incovoietor; și la forța tăietoare foarte importante pe care nu le-a putut suporta și care a dus la ruperea lui.

Rezistența pe care o va căpăta stâlpul în acest caz va fi:

$$R_t = R_b + \frac{M}{W} = R_b + \frac{P/2 \cdot e}{W} = 39,5 + \frac{53.000 \times 20}{12.834} = 39,5 + 83 = 129,5 \text{ kg./cm}^2.$$

Ruperea stâlpului de susținere ca și alunecarea după consolă a dus la prăbușirea arcului peste balcon.

Calculul forței dinamice rezultate din prăbușirea arcului de beton armat, al acoperișului, asupra balconului cinematografului (vezi Rezistența Gh. Em. Filipescu, Partea III-a).

Expresiaa forței dinamice care acționează balconul prin căderea arcului asupra lui.

$$F_1 = F_\mu = F(1 + \eta) = F(1 + \sqrt{1 + K \cdot L_e/L_s})$$

$$K = \frac{F(F + p \cdot 1 \cdot k_2)}{(F + p \cdot 1 \cdot k_1)^2}$$

F = sarcina proprie a arcului inclusiv o parte din încărcătura moartă.

μ = multiplicatorul impactului

η = coeficientul impactului

$L_e = F \cdot h$ = lucrul mecanic exterior al forței F când atinge balconul.

$L_s = \frac{1}{2} F \cdot V_s = \frac{F^2 a^3}{6 \cdot E \cdot I}$ = lucrul mecanic static pe care-l acumulează grinzile console ale balconului sub acțiunea forței F.

$K < 1$ = coeficientul de pierdere a unei părți din lucrul mecanic exterior prin lovirea arcului de balcon.

p = sarcina proprie unitară a grinzilor console antrenate și care au fost forțate să lucreze prin căderea arcului.

l = lungimea consolii

$a = \frac{1}{2}$ când sarcina F cade la mijlocul grinzii consolă.

$$K_1 = 17/16$$

$$K_2 = 61/35$$

I = momentul de inerție al grinzilor console;

E = coeficientul de elasticitate al betonului armat;

h = înălțimea dela care cade arcul asupra balconului.

Admit că arcul mare dela acoperișul cinematografului cu o parte din încărcătura moartă constituind o sarcină de 50.000 kgr. (adică cca. jumătate din sarcina totală a arcului, proprie și moartă care se ridică la cca. 106.000 kgr.) cade dela înălțimea de 4,00 m. peste balconul cinematografului, antrenând complet și uniform patru din cele șase grinzi console ale balconului.

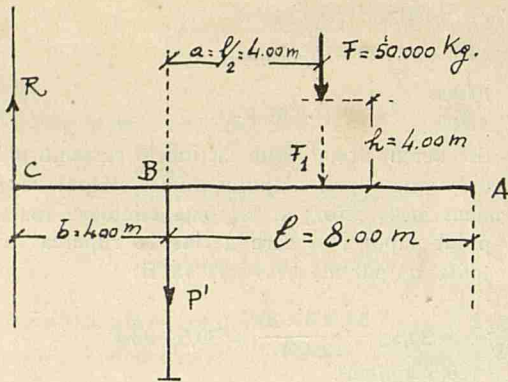


Fig. 17.

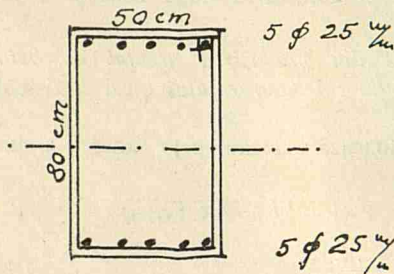


Fig. 18.

Sarcina cade la jumătatea grinzilor console ale balconului care sunt lungi de 8 m. având o secțiune medie de 50/80 cm. (Adică în punctul A este de 20/50 cm. și în punctul B esie de 140/50 cm.)

În acest caz vom avea :

$$F = 50.000 \text{ Kgr.}$$

$$h = 4,00 \text{ m.} = 400 \text{ cm.}$$

$$l = 8,00 \text{ m.} = 800 \text{ cm.}$$

$$E = 210.000 \text{ Kgr./cm. p.}$$

$$p = 4 \times 0,50 \times 0,80 \times 2400 = 3840 \text{ Kg./m. l.}$$

$$I = 4 \left(\frac{1}{12} \times 50 \times 80^3 + 15 \times 38 \times 36^2 \right) = 11.520.000 \text{ cm.}^4$$

$$W = \frac{I}{h/2} = \frac{11.520.000}{40} = 288.000 \text{ cm.}^3$$

$$p.1.k_1 = 3840 \times 8 \times \frac{17}{16} = 32.500$$

$$p.1.k_2 = 3840 \times 8 \times \frac{61}{35} = 53.500$$

$$K = F \frac{(F + p.1.k_2)}{(F + p.1.k_1)^2} = \frac{50.000 (50.000 + 53.500)}{(50.000 + 32.500)^2} = 0,765$$

$$L_e = F.h = 50.000 \times 400 = 20.000.000 \text{ Kg. cm.}$$

$$L_s = \frac{F^2 a^3}{6.E.I.} = \frac{50.000^2 \times 400^3}{6 \times 210.000 \times 11.520.000} = 11.000 \text{ Kg. cm.}$$

$$\eta = \sqrt{1 + K L_e/L_s} = \sqrt{1 + 0,765 \times \frac{20.000.000}{11.000}} = 37,2$$

$$\mu = 1 + \eta = 1 + 37,2 = 38,2$$

$$F_1 = F\mu = 50.000 \times 38,2 = 1.860.000 \text{ Kg.} = 1860 \text{ tone}$$

Aceasta este valoarea forței dinamice rezultate din căderea arcului pe balcon și care a avut de efect ruperea celor șase stâlpi ce susțineau consolele.

Sarcina la care au fost obligați acești stâlpi să lucreze este:

$$P' = \frac{(a+b)}{b} \times \frac{F_1}{6} = \frac{(4+4)}{4} \frac{1860}{6} = 620 \text{ tone}$$
 și stâlpii nu erau calculați decât pentru o sarcină de 70 - 80 tone.

Reacțiunea care s'a transmis celor șase stâlpi din spatele blocului este:

$$R = \frac{F_1 \cdot l/2}{b} = \frac{1860 \times 8/2}{4} = 1860 \text{ tone}$$

care a avut asemenea drept efect ruperea celor șase stâlpi din spatele blocului.

VI. Vierendelurile blocului Suțu ca elemente de observație asupra forțelor dinamice ce au acționat construcțiile, datorită cutremurului.

Am arătat mai sus că la construcția blocului Suțu sunt 3 Vierendeluri cu deschiderea de câte 10 m. înalte de 3,50 m. având cele două tălpi, superioară și inferioară, cu dimensiunile de 70/80. Fiecare grindă era formată din două panouri de câte 5 m. având doi stâlpi de capăt și unul central de 70/100. Fiecare din aceste grinzi susținea la mijlocul lor câte un stâlp ce suporta 9 etaje, constituind o sarcină concentrată de 150 tone. Vierendelurile erau calculate cu cea mai mare precizie urmărind un exemplu similar în Saliger.

Execuția a fost făcută în condițiuni ireproșabile cu fierăria sudată, eșalonată și așezată cât se poate de exact. Agregatele utilizate au fost bine spălate iar dozajul utilizat a fost de 400 kgr. ciment/m. c. Este una dintre cele mai îndrăznețe construcții de beton armat din țară. Probele de beton au dat la încercări 180—200 kgr./cm. p. rezultate ce se pot numi foarte bune. Construcția fiind calculată cu rezistența $R = 40/1200$ avea un coeficient de siguranță minim 3. Totuși, în urma ultimului cutremur, toate cele 3 Vierendele au căpătat fisuri la tălpi în apropierea stâlpilor din mijloc. Fisurile dirijate după direcția la 45° erau la toate piesele aproape identice, ca poziție și importanță.

Vierendelurile au lucrat toate în condiții aproape identice suferind a celeași consecințe. Apariția fisurilor este o dovadă că piesele au lucrat până aproape de limita de rupere, deci aproape

de anularea coef. de siguranță. De aci deducem că sarcinile ce acționau în stare statică, sub acțiunea cutremurului, aproape s'au triplat la construcțiile înalte. De unde trag concluzia că pentru construcțiile bloc cu 10—12 etaje, coeficientul dinamic datorit cutremurului este de aproape 3, adică sub acțiunea cutremurului sarcinile s'au triplat. De aceea construcțiile din această categorie au avut cel mai mult de suferit fiind obligate a lucra aproape de limita de rupere. Se înțelege că la blocurile mai mici și construcțiile obișnuite coef. dinamic a fost mult mai mic și acestea au avut mai puțin de suferit din cauza cutremurului.

Proiectul de consolidare al acestor grinzi Vierendel s'a făcut prin aplicarea în interiorul panourilor a unor contrafise de beton armat, ce au de scop ca sub acțiunea vreunui nou cutremur, supraîncărcările dinamice să fie luate de aceste contrafise și duse la extremitatea grindei, făcând ca Vierendelul să lucreze ca o fermă sau o grindă cu zăbrele și astfel talpa superioară a Vierendelului să numai fie obligată să lucreze în caz de cutremur.

VII. Invățămintele pe care le tragem de pe urma catastro-falei prăbușiri a blocului Carlton.

1. În urma catastrofelei prăbușiri a blocului Carlton și a ne-număratelor construcții ce au fost deteriorate de cutremurul din noaptea de 10 Noembrie 1940 cred că este de cea mai mare actualitate convocarea cât mai urgent a organelor noastre tehnice superioare în vederea întocmirii unui proiect de circulară română, care să țină seama la executarea construcțiilor, de condițiunile speciale în care se găsește țara noastră, ca: cutremure, terenuri de fundație etc., deoarece s'a dovedit că pentru asigurarea securității construcțiilor noastre nu este suficient să adoptăm ad-literam prescripțiunii străine, oricât de bune ar fi ele pentru țara respectivă.

2. În urma cercetărilor efectelor cutremurului din ultima vreme, s'a dovedit că coeficientul de siguranță $c=3$ aplicat atât la construcții de beton armat cât și la cele de fier, numai corespunde și în consecință trebuie mărit așa cum se practică și în alte țări bântuite de cutremur. Cred că ar trebui sporite sarcinile statice, calculate după aceleași norme ca și până acum, cu un coeficient dinamic datorit trepidațiunilor date de cutremur $\mu = 1,5$ ce duce la sporirea sarcinilor cu 50% și în consecință măbind coeficientul de siguranță dela 3 la $4\frac{1}{2}$.

3. Dozajul minim pentru construcțiile de beton armat să nu mai fie 270 kgr. ciment/m. c. așa cum recomandă circulara germană pentru beton *a* ci 300 kgr. ciment/m. c.

4. Efectele cutremurului la o construcție, fiind după cum am văzut, o funcțiune de patratul înălțimei ca și de natura solu-lui, trebuie neapărat înfrânată întrecerea în executarea zgârie norilor care ating în București înălțimi de cca. 50 m. Cred că ar fi în deajuns limitarea la construcții a înălțimei maxime de cca. 20 m., ceiace ar însemna pentru construcții bloc, par-ter și 5 etaje.

5. Chiar pentru această înălțime redusă la maximum 20 m. să se evite pe cât este posibil, turnuri expuse excentric față de planul general al construcției.

6. Să se desființeze cu desăvârșire retragerile în gabarit la etajele superioare care necesită așezarea a șiruri întregi de stâlpi pe grinzi, și care strică și estetica construcției.

7. Să se dea construcțiilor forme cât mai regulate posibil, apropiate de cub sau paralelipiped, observând ca înălțimea să nu depășească dublul laturei celei mai mici dela bază. Sunt în București unele construcții cu fațada de câțiva metri având 4—5 etaje și lungimi de 15—20 m. cari nu prezintă nici cea mai mică estetică.

8. Să se evite pe cât posibil creiarea de goluri mari în interio-riul construcțiilor bloc, săli de spectacol, restaurante, etc., aceste goluri necesitând grinzi foarte grele ce susțin stâlpii eta-jelor superioare care după cum am văzut se comportă foarte rău la cutremure.

9. Să imităm ce este bun în alte țări reglementând pentru străzile principale regimuri fixe de construcții de aceeași înăl-țime și cu cornișa pe aceeași linie orizontală.

10. Construcțiile speciale înalte, săli de spectacole, hale, fabrici, etc., să se contravântuiască ținând seamă de o forță ori-zontală similară vântului.

11. Să se evite pe viitor cuplări de construcții similare celeia dintre balconul și acoperișul cinematografului Carlton cu construcția bloc.

12. Piesele ce sunt expuse a fi slăbite ulterior prin lucrări suplimentare, ca stâlpii din fațada prăvăliilor în care se mon-tează vitrina și obloane de fier, să fie supradimensionați.

13. Organele tehnice ale primăriei să dea dispoziții circulare

asupra datei când să se întrerupă turnarea betonului la scheletele de rezistență în timpul iernei, deoarece chiar atunci când sunt respectate prescripțiunile în astfel de împrejurări se întâmplă adesea ca geruri mari de -20° — -25° să surprindă turnarea și priza, nemai putându-se face în condițiuni normale, rezistența betonului suferă mult.

14. Să nu se mai elibereze autorizații de construcții decât atunci când pe lângă planurile de arhitectură semnate de arhitect, vor fi depuse și planurile cu calculele de rezistență, beton armat, metalice sau lemn semnate de inginer.

15. Să se alcătuiască organe de control formate din specialiști ingineri și arhitecți care să verifice calculele și planurile depuse la autorități.

16. Executarea construcțiilor mari sau speciale, civile sau industriale, să fie controlate de către organele de control tehnice ale autorităților respective.

17. Să se statornicească prin lege și pentru ingineri așa cum este și pentru arhitecți, o cotă de beneficiu în funcție de valoarea imobilului, având în vedere pregătirea, munca și marea răspundere ce apasă asupra lor, știut fiind că inginerii sunt plătiți cu sume derizorii pentru munca lor, fiind nevoiți de cele mai multe ori să facă calculele, planurile și supravegherea unei construcții de zeci de milioane pentru o sumă infimă de 8—10 mii lei.

18. Să se împiedice concurența neloială pe care o fac unii neofiți deprecind prestigiul inginerului.

19. Să se ridice prestigiul ingineriei printr'o salarizare corespunzătoare, atât la stat cât și la particulari, având în vedere pregătirea, precum și răspunderea inginerului.

VIII. Incheiere.

În Canada peste fluviul Sft. Laurențiu, la Quebec, s'a construit în anul 1907 unul dintre cele mai mari poduri metalice din lume din vremea aceia, care avea o deschidere centrală de 548 m., două laterale de 152 m. și înălțimea de 94 m.

Când podul era aproape terminat, gata spre a fi dat în circulație s'a rupt prăbușindu-se în apă, omorând 74 oameni, rănind alte câteva sute și cauzând o pagubă de 25.000.000 lei socotiți la vremea aceia ceiace revine azi la cca. 2 miliarde.

Lucrarea fusese executată de una dintre cele mai mari întreprinderi și fusese proiectată și aplicată pe teren de către unii dintre cei mai mari ingineri și constructori ai Americii.

Primele organe care s'au sesizat de această mare catastrofă au fost cele tehnice. Au fost convocați cei mai mari tehnicieni și oameni de știință ai Americii. După ample cercetări și studii au ajuns la concluzia că prăbușirea podului se datorește lipsei de omogenitate a oțelului, așa cum îl dădeau furnalele și laminatoarele și deci se impuneau perfecționări în procedeele utilizate până atunci pentru prepararea oțelurilor, în al doilea rând prăbușirea se datora deschiderii prea mari a podului din care cauză eforturile în piese nu au mai lucrat cu aceeași exactitate cu care au fost prevăzute în calcul, făcând să se nască la noduri eforturi secundare foarte importante de care nu s'a ținut seama, iar în al treilea rând s'a constatat că teoriile după care se calculau piesele comprimate la flambaj, cunoscute până la acea dată, nu corespundeau realității.

Cu această ocazie a fost revoluționat întreg sistemul de executare al materialelor și de proiectare al construcțiilor.

După nenumărate experiențe făcute în laboratoare au apărut noi teorii asupra flambajului pieselor, mult mai apropiate de realitate iar prin îmbunătățirea omogenității și rezistenței oțelurilor s'a mărit coeficientul de siguranță al construcțiilor. De pe urma acestei catastrofe, știința și tehnica au progresat enorm, iar de unde până atunci o mare parte din tehnicieni erau de părere să nu se mai execute poduri așa de mari, azi sunt poduri cu deschiderea dublă celui dela Quebec, cum este de ex. podul „La port d'or“ din San Francisco, cel mai mare pod din lume cu deschiderea de 1280 m. și podul Washington la New-York de 1067 m. Și trebuie avut în vedere că podul dela Quebec s'a prăbușit sub greutatea lui proprie, fără să fi fost încărcat și fără să fi intervenit vre-un factor exterior, vânt sau cutremur.

Nu trebuie să uităm că construcția blocului Carlton a fost executată din beton armat, un material nou ce nu datează decât de vre-o 50 ani și asupra căruia nu s'au făcut îndeajuns experiențe, iar în România betonul armat nu se lucrează decât de vre-o 30 ani.

La noi în țară nu s'a făcut nici un studiu mai serios asupra betonului armat. Dintre țările europene, Germania este aceea care s'a ocupat cel mai mult cu studiul acestui material, studiu

care este încă în curs, dovadă faptul că în fiecare an apar noi circulări asupra betonului armat. Experiențele de laborator trebuiau completate cu rezultatele de comportare ale acestui material în funcție de timp, intemperii, și acțiuni dinamice, vibrații produse de motoare, de vehicule, de cutremure, etc.

Betonul armat a dat naștere unei științe noi în continuă dezvoltare care merge în ritmul vremii, Noi ne-am mulțumit să luăm deagata studiile și normele de calcul făcute de alții, fără a le aduce vre-un corectiv, În lipsa unei circulări proprii am combinat după necesitate, circulara germană cu cea franceză; așa sunt calculate majoritatea construcțiilor importante din țara noastră. Inșă dacă aceste circulări sunt foarte bune pentru țările respective, pentru noi nu sunt bune.

Credința mea este că dacă această catastrofă s'ar fi petrecut în Germania, primii cari s'ar fi sesizat ar fi fost marii tehnicieni și oameni de știință germani, care ar fi luat problema și ar fi studiat-o în întreg ansamblul ei, sub toate ipotezele, iar rezultatul ar fi fost o nouă piatră pusă la temelie tehnice moderne.

Tehnicienii noștri de valoare și oamenii noștri de știință, de lipsa cărora nu ne putem plânge, să ia inițiativa rezolvării acestei probleme importante și atunci efectele cutremurelor de gr. 9—10 nu vor mai avea caracter catastrofal pentru construcțiile importante, iar țara le va fi recunoscătoare. Pentru că nu trebuie să uităm, că ingineria este ca și medicina în plină dezvoltare și ea progresează în urma experiențelor din laborator și din cercetarea cauzelor care au dus la moartea pacientului.

Iar pentru mine, cea mai mare satisfacție sufletească va fi atunci când de pe urma acestui impuls va rezulta o circulară română, judicios întocmită.

IX. Observații asupra consolidării construcțiilor bloc deteriorate în urma cutremurului.

În urma cutremurului s'au deteriorat la construcții în primul rând stâlpii, apoi grinzile console sau grinzile simple, iar plăcile sunt cele care au avut cel mai puțin de suferit. Pentru a aduce o construcție la securitatea ei mai dinainte se impune deci o consolidare judicioasă a tuturor pieselor deteriorate, consolidare ce trebuie făcută având în vedere piesa, felul și gradul de deteriorare.

1. Vom începe în primul rând cu consolidarea stâlpilor de beton armat fie de margine fie din interiorul construcției.

În principiu consolidarea unui stâlp de beton armat fisurat, crăpat, sau grav deteriorat este bine să se facă tot prin beton armat și anume prin manșoane puternice parțiale sau pe toată înălțimea stâlpului în etajul în care s'a produs deteriorarea. Dacă acelaș stâlp este deteriorat în mai multe etaje, consolidarea trebuie făcută pe toată înălțimea stâlpului de deasupra fundațiilor până, la ultimul etaj. Manșonul de beton armat constă din îmbrăcarea stâlpului deteriorat cu un strat de beton jur împrejur de 15—20 cm. grosime, astfel ca secțiunea betonului manșonului să fie cel puțin egală cu secțiunea stâlpului de consolidat iar secțiunea atât a fiarelor longitudinale cât și a etrierilor să fie cel puțin dublă decât a stâlpului vechi. Dozajul întrebuintat la aceste manșoane să fie de 350 kgr./m. c. iar betonul turnat să fie cât mai vârtos și turnat în strate de câte 20 cm. bine bătute, ca să poată pătrunde atât în crăpăturile cât și în porii vechiului stâlp. Manșonul să îmbrace stâlpul cel puțin 1,5—2 m. în sus și în jos dela partea deteriorată a stâlpului vechi astfel încât eficacitatea lui să fie maximă. La noduri, adică la legătura grinzilor și plăcilor de stâlpi, prelungirea manșonului se va face spărgându-se placa în dreptul său și al stâlpului, până lângă grinzi fără a se strica fierăria și apoi efectuându-se turnarea astfel ca să se realizeze contact intim între betonul manșonului de consolidare și grinzile peste care se prelungeste el. Găsesc că este cea mai indicată consolidarea unui stâlp de beton armat prin centuri de beton armat din următoarele motive:

a) Se respectă omogenitatea materialului piesei consolidate cu cea de consolidare.

b) Se realizează intimitatea de legătură între piesa consolidată de cea de consolidare.

c) Având acelaș material însemnează că vom avea comportări identice la variații de temperatură, adică excludem nașterea de eforturi interioare la o piesă consolidată.

d) Mărim cu mult momentul de inerție al piesei vechi făcând ca în cazul unui eventual cutremur să se comporte mai bine decum s'a comportat construcția în starea ei inițială.

e) Este mult mai eficace, decât o consolidare metalică ce adesea ori se face independent de piesa deteriorată.

*

f) Consolidările metalice în cazul unui eventual cutremur neavând legătura intimă cu construcția se vor comporta defectuos.

g) O consolidare metalică la stâlpi este mai scumpă ca o consolidare prin manșon de beton armat.

2. Consolidarea grinzilor juguri ce suportă stâlpii ce trec prin unul sau mai multe etaje se va face, atunci când permite arhitectura, prin stâlpi de beton armat, metalici sau combinați, prelungiți în jos până la pământ, susținuți de preferință de fundații separate de ale construcției. Se va avea în vedere ca noul stâlp de susținere să se împăneze cât mai perfect sub grinda deteriorată în dreptul stâlpului ce-l susține.

Ar fi de preferat ca prin ajutorul vinciurilor să se descarce pe cât este posibil, grinda de efort astfel ca piesa de consolidare să fie obligată să lucreze și în stare statică.

Când arhitectura nu permite soluția de mai sus se va face consolidarea grinzii deteriorată prin ajutorul unor contrafise puternice a căror bază să fie susținute de puncte de sprijin cât mai solide.

3. Consolidarea grinzilor console la balcoane sau bovindouri se va efectua, fie prin contrafise metalice sau de beton armat ce leagă capătul sau chiar mijlocul consolei de baza stâlpului ce susține consola dela etajul imediat inferior sau prin ajutorul tiranților cu mașoane de tensiune ce vor lega deasemenea capătul sau mijlocul consolei de partea de sus a stâlpului din acelaș etaj.

Atât pentru stâlpi, grinzile console ca și pentru grinzile obișnuite sunt soluții nenumărate de consolidare fie prin înlocuirea piesei și prin turnarea ei din nou, fie prin ajutorul unor piese metalice puse alături sau sub grinda slăbită după cum permite arhitectura.

Asemenea pentru plăcile de beton armat crăpate, ce nu mai prezintă încredere, cel mai bun lucru este să spargem tot betonul plăcii până lângă grinzile de margine rămânând însă plasa de fier nestrucată.

Vom întări această plasă existentă cu o alta mai ușoară și vom turna placa din nou.

Vom avea în grijă ca la spargerea plăcii să păstrăm de jur împrejur o ramă de 10—15 cm. cioplită înclinat cam la 45° care va constitui reazemul plăcii celei noi ce se va turna ulterior.

PREȚUL LEI 80.—