

MINISTERUL ÎNVĂȚĂMÂNTULUI  
UNIVERSITATEA TEHNICĂ DIN TIMIȘOARA  
FACULTATEA DE CONSTRUCȚII  
CATEDRA DE CONSTRUCȚII CIVILE, INDUSTRIALE ȘI AGRICOLE

596.183  
219 D

ING. IOAN CORNEL PAVEL GIURGIU

INTERACȚIUNEA DINTRE REZULTATELE CERCETĂRILOR "IN SITU"  
ȘI APTITUDINEA PENTRU EXPLOATAREA CONSTRUCȚIILOR.

TEZA DE DOCTORAT

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC  
PROF. DR. ING. CORNELIU BOB

T I M I Ș O A R A

1 9 9 4

C U P R I N S

<u>INTRODUCERE</u>	- 6
<u>CAPITOL I. CONSIDERATII PRIVIND VERIFICAREA CALITĂȚII SI SIGURAN- TEI PRIN INCERCAREA " IN SITU " A CONSTRUCTIILOR</u>	- 22
I.1. INCERCAREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE	- 22
I.1.1. Elemente din beton precomprimat cu granulit tip.CP1,5x12 și TIC3x12	- 22
I.1.2. Stâlpi din beton cu granulit	- 29
I.1.3. Stâlpi la turnuri de răcire Elemente prefabricate la rezervoare de apă.	- 35
I.1.4. Elemente de planșeu din beton greu și beton ușor armat cu fibre de oțel	- 39
I.1.5. Grinzi " GI - 21 " din beton cu granulit, cu armătură postântinsă	- 47
I.1.6. Ferme metalice de 36 m deschidere la o estacadă metalică	- 53
I.1.7. Ferme metalice " F12 - L - 08 " de 12 m deschidere din profile laminale și oțel beton	- 56
I.1.8. Grinzi compuse din beton cu granulit și oțel-beton	- 60
I.2. INCERCAREA STRUCTURILOR EXPERIMENTALE	- 69
I.2.1. Efectul variațiilor de temperatură asupra stării de eforturi din elemente plane și curbe, precum și influența asupra ansamblului structural	- 70
I.2.2. Pereți antifoc din beton ușor	- 79
I.2.3. Stabilitatea elastică a pereților portanți din beton cu granulit	- 85
I.2.4. Diafragme verticale din beton ușor	- 92
I.2.5. Starea de fisurare a diafragmelor din beton armat	- 108
I.2.6. Recipienți de mare capacitate din elemente prefabricate de beton armat ( decantor Sediclax; rezervor de 3500 m <sup>3</sup> ;	- 118

decantoare 1500 m <sup>3</sup> ; etc).	
I.2.7. Variația stării de eforturi din pereții conductelor metalice.	-125
I.2.8. Rezervoare metalice cilindrice verticale de 10.000 m <sup>3</sup>	-129
I.2.9. Rezervoare metalice sferice de 1000 m <sup>3</sup> .	-134
I.2.10. Căi de rulare din elemente prefabricate	-138
I.2.11. Grinzi metalice tip cheson	-143
<u>CAPITOL II. EFECTUL EXPLOZIILOR TEHNOLOGICE SI PARAMETRII DE PROTECTIE A CONSTRUCTIILOR</u>	-149
II.1. Determinarea parametrilor care caracterizează mișcarea terenului	-149
II.2. Comportarea dinamică a fundațiilor de utilaje tehnologice	-161
II.3. Răspunsul dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice	-169
II.4. Efectul de suprapunere al vibrațiilor tehnologice cu vibrațiile din seisme artificiale.	-181
II.5. Influența efectului vibrațiilor produse de explozii asupra variației în timp a rezistenței betonului la compresiune și a modulului de elasticitate.	-189
II.6. Răspunsul dinamic global la rezervoare metalice de 10.000 m <sup>3</sup>	-195
II.7. Comportarea construcțiilor cu schelet metalic și planșee prefabricate din beton armat. Efectul undei de șoc aerian.	-205
<u>CAPITOL III. OBSERVAREA VIZUALA SI/SAU INSTRUMENTALA PRIVIND COMPORTAREA IN TIMP A CONSTRUCTIILOR</u>	-219
III.1. Prospekțiuni electrometrice asupra terenului de fundare. Consolidarea galeriilor miniere.	-220
III.2. Evitarea fenomenului de autoaprindere în cazul fundațiilor lor pe mixte bituminoase.	-230
III.3. Determinarea caracteristicilor de compactare a umpluturilor pentru fundații de utilaje tehnologice grele.	-231
III.4. Consolidări speciale la terenuri de fundare pentru fundații de utilaje tehnologice grele și cu vibrații funcționale.	-238

III.5. Măsurarea parametrilor caracteristici comportării dinamice a unor construcții.	-246
III.6. Tasarea construcțiilor.	-255
III.7. Urmărirea stabilității versanților.	-264
III.8. Controlul digurilor și barajelor din materiale locale.	-267
III.9. Deformarea peste limitele admisibile în faza de exploatare a grinzilor metalice tip cheson.	-277
III.10. Influența circulației rutiere asupra clădirilor vechi (peste 50 ani).	-287
<u>CAPITOL IV. URMĂRIREA ÎN TIMP A VARIAȚIEI PARAMETRILOR DE CONFORT TERMIC.</u>	-296
IV.1. Confortul higrotermic al clădirilor de locuit.	-296
IV.2. Soluții constructive. Observații- comentarii.	-307
IV.3. Comportarea higrotermică a clădirilor cu pereți din beton celular autoclavizat.	-322
IV.4. Defecte la acoperișuri terasă.	-327
<u>CAPITOL V. APRECIEREA STĂRII DE DEGRADARE A ELEMENTELOR DE CONSTRUCTII SUB INFLUENȚA FACTORILOR DE MEDIU.</u>	-333
V.1. Influența vitezei vântului la turnuri de răcire de formă hiperbolică.	-334
V.2. Variația temperaturii și umidității relative a aerului asupra pânzei hiperbolice de la turnurile de răcire.	-340
V.3. Degradarea structurii de beton armat la turnurile de răcire tip Hamon de la combinatele chimice.	-346
V.4. Avarii termice la coșuri de fum de la centrale termoelectrice.	-348
V.5. Durabilitatea și fiabilitatea structurilor din beton armat	-350
V.6. Testarea comportării în timp a elementelor din beton armat sub efectul acțiunii corozive.	-357
V.7. Degradarea elementelor de construcții din beton armat în funcție de profilul industrial.	-361



V.7.1.- industria alimentară;	-361
V.7.2.- industria ușoară;	-362
V.7.3.- industria chimică de produse clorosodice;	-363
V.7.4.- industria petrochimică;	-364
V.7.5.- industria chimică: amoniac-uree; fibre artificiale;	-365
V.7.6.- industria prelucrării cărbunelui;	-366
V.7.7.- asupra elementelor din beton precomprimat.	-368
V.8.- Comportarea elementelor de construcții din stații de epurare și canalizări.	-370
V.9.- Distrugerea tencuielilor sub acțiunea microorganismelor	-372
V.10.-Cinematica coroziunii îmbinărilor la construcții din beton armat.	-374
V.11.-Coroziunea la construcții din oțel.	-376
<u>CAPITOL VI. APTITUDINEA PENTRU EXPLOATARE A CONSTRUCȚIILOR.</u>	-380
VI.1. Conceptul de evaluare a calității construcțiilor.	-380
VI.2. Comportarea în timp a structurilor din beton armat și luarea în considerare a aspectelor reologice.	-390
VI.3. Acțiunea variației temperaturii tehnologice.	-392
VI.4. Comportarea construcțiilor din beton armat la acțiunea incendiilor.	-393
VI.5. Interacțiunea structură-fundație-teren.	-395
VI.6. Analiza aptitudinii pentru exploatare a construcțiilor sub acțiunea seismelor naturale sau artificiale.	-402
VI.7. Performanțele în construcții.	-407
VI.8. Reabilitarea construcțiilor.	-417
VI.9. Aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor.	-421
VI.10.Comportarea " in situ " a construcțiilor. Domeniul de siguranță.Durata de serviciu.	-424
<u>CAPITOL VII. CONCLUZII FINALE.CONTRIBUTII SI VALORIFICAREA CERCETARILOR.</u>	-438
VII.1. Concluzii finale.	-438
1.1. Elemente experimentale	-438

1.2. Studii experimentale	-439
II. Seisme artificiale	-441
III. Observarea vizuală și instrumentală.	-444
IV. Confort higrotermic.	-446
V. Durabilitatea.	-446
VI. Aptitudinea.	-451
VII.2. Contribuții originale	-456
1. Elemente experimentale	-456
2. Construcții experimentale	-456
3. Proiecte și executarea de măsurători " în situ ".	-457
4. Organizarea "lanțurilor de măsură"și a standurilor de încercări experimentale.	-457
VII.3. Valorificarea cercetării.	-458
 B I B L I O G R A F I E	 -460

## I N T R O D U C E R E .

"Arta de a construi" constituie una din cele mai vechi indeletniciri ale omului. În evoluția ascensiunii ființei umane au apărut multe meserii noi, unele au și dispărut, dar meseria de constructor a rămas și va rămâne una din cele mai utile și frumoase preocupări ale omului. Experiența acumulată - din cele mai vechi timpuri - transmisă oral de la maestru la ucenic, de cele mai multe ori de la tată la fiu, a format o "bancă" de cunoștințe tehnice care au permis edificarea unor clădiri monumentale cu o măiestrie neîntrecută. Aceste cunoștințe tehnice transmise de la o generație la alta sunt numite pe drept cuvânt reguli de artă pentru că realizările din trecut în domeniul construcțiilor sunt adevărate opere de artă ale constructorilor anonimi păstrate cu o sfințenie ca o mărturie a talentului, a priceperii și a gradului de dezvoltare a societății din perioada edificării lor.

Fiecare construcție reprezintă un unicat atât prin concepție, amplasare, finisare, cât și prin personalitatea colectivului care a contribuit la realizare. Privită din acest punct de vedere meseria de constructor reprezintă o artă, o valorificare a potențialului tehnico-științific pentru materializarea utilului și frumosului pentru om, realizat în deplină concordanță cu evoluția societății.

"Arta de a construi nu reprezintă o activitate simplistă de reproducere sau de îmbunătățire a unor condiții sociale, ci o activitate complexă integrată, în scopul existenței omului în societate. Ciudată este forța pe care o exercită scopul acțiunii și vieții omului de a construi, că scopul este ceva vizat, este o reprezentare a unei realități dorite, dar care însă nu există. Această anticipare cerebrală este capabilă să acționeze asupra noastră cu o vigoare extraordinară, guvernând hotărâtor întreaga viață, modelând-o și orientând-o spre materializarea de obiecte cu caracter

fundamental pentru viața societății în prezent și viitor.

Constructorii muncesc sub "porunca" unei aspirații, puteri ascunse, orientate în efortul de a învinge vicisitudinile vieții, și de a purta activitatea cotidiană spre altitudinea întrezărită.

"Arta de a construi" are nevoie de competență tehnică și pasiune. Noțiunea de valoare a artei de a construi este inseparabilă de emoție, iar dimensiunile valorii stau în primul rând în gradul în care emoția, pasiunea și competența tehnică sunt cultivate la constructor, opțiune statornică pentru valorile autentice, o excepțională bază pentru înțelegerea forței și dinamismului relației permanente - înnoire în câmpul de atracție al artei de a construi în societate.

Principalele domenii ale activității de construcții sunt: concepția, proiectarea, execuția și exploatarea.

Concepția și nu calculul este scopul activității inginerului constructor, căci nici-o structură nu își are geneza dintr-un calcul ci din aprofundarea legilor naturii, din intuiția - imaginația - experiența constructorului. Conformarea unei structuri este rezultatul unei analize științifice multidisciplinare, iar calculul constituie o metodă de verificare și de garanție asupra soluției concepute de proiectant. Proiectarea construcțiilor este "guvernată" de norme tehnice oficiale. Prin aceste norme se urmărește să se asigure construcțiilor un nivel de siguranță corespunzător în funcție de importanța economică și socială a obiectivului în cauză. Prin aceste norme tehnice sunt precizate metodele mai mult sau mai puțin complexe de dimensionarea structurilor, metode care caută să țină seama de abaterile probabile ale cazului real față de cel ideal, de incertitudinile care pot să intervină prin abaterile unor date din proiect privind încărcările, calitatea materialului, exactitatea calculelor și toleranței lor de execuție, Problema exactității calculelor, prin folosirea tot mai frecventă a calculului condus de calculator, capătă tot mai mult o importanță tot mai deosebită deoarece punerea problemei este mult mai abstractizată, iar controlul mai ales al ordinului de mărime mult mai dificil. Foarte important este modul cum a

fost modelată structura oricât de exact și complet este programul de calcul folosit, rezultatele sunt incorecte dacă structura a fost modelată greșit, dacă secțiunile și rigiditățile diferitelor elemente sunt introduse cu valori care diferă mult față de cele finale. Mai mult decât în trecut sunt astăzi necesare metode de calcul aproximative care să permită stabilirea ordinului de mărime a unor solicitări, care condiționează dimensionarea, care să permită o predimensionare a elementelor unei structuri furnizând astfel date de intrare în programul de calcul mai apropiate de cele finale, care să permită valorificarea rezultatelor obținute prin calculul automat. Culegerea de informații și mărimi caracteristice prin măsurători "in situ" asupra unor elemente de construcții sau ansambluri structurale asigură "banca de date tehnice" unui program de calcul realist prin care să se asigure optimizarea dimensionării și asigurarea siguranței necesare.

Execuția impune adaptarea unei tehnologii adecvate prevederilor din proiectul tehnic prin care să se asigure realizarea performanței lor calitative. Controlul calitativ trebuie asigurat pe întreaga durată de execuție prin mijloace tehnice specifice importanței obiectivului.

Exploatarea trebuie să respecte destinația construcției în concordanță cu prevederile proiectului și să găsească mijloacele cele mai adecvate pentru menținerea unei durabilități îndelungate a construcției.

Obligația comună a proiectantului, executantului și utilizatorului sunt acțiunile de urmărire a compoziției "in situ" a construcțiilor adică culegerea sistematică și valorificarea datelor tehnice rezultate din observații și măsurători efectuate în mod ordonat asupra unor fenomene și mărimi ce caracterizează sau condiționează aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor.

Cercetarea "in situ" a construcțiilor este definită prin două activități distincte:

-încercarea "in situ", o testare de scurtă durată a răspunsului elementelor de construcții sau a ansamblurilor structurale la anumite acțiuni impuse și controlate de cercetător;

-urmărirea în timp, o testare de lungă durată a răspunsului construcțiilor la acțiuni naturale și tehnologice, neimpuse și necontrolate, pe o durată de timp mai îndelungat, chiar pe toată durata de serviciu a construcției.

Obiectul tezei de doctorat:

Teza de doctorat se înscrie în preocupările actuale pe plan național și internațional de culegere a unor date tehnice cu privire la comportarea "in situ" a construcțiilor pentru valorificare în domeniul proiectării.

Teza de doctorat abordează o tematică variată de cercetări aplicative prin experimentări directe asupra elementelor de construcții și a sistemelor constructive, privind:

-Inercarea "in situ" a elementelor de construcții și a structurilor experimentale.

-Influența seismelor artificiale produse de explozii tehnologice asupra construcțiilor, prin măsurători directe la scară naturală;

-Urmărirea comportării în timp a unor lucrări de construcții exploatare în condiții speciale de: teren, parametrii higrotermici, agenți corozivi, etc.;

-Aptitudinea pentru exploatarea construcțiilor.

Cercetările aplicative au fost efectuate de autor pe elemente și /sau structuri unicate la data experimentării, precum și pe construcții exploatare în condiții speciale.

Rezultatele cercetării aplicative au fost valorificate prin realizarea de obiective experimentale unicate la data execuției, cu o bună comportare în timp, precum și la executarea unor lucrări de remedieri care se impuneau la obiectivele degradate.

Interacțiunea dintre rezultatele cercetărilor aplicative și aptitudinea pentru exploatarea construcțiilor se fundamentează pe schimbul permanent de date tehnice din cadrul activităților de concepție - proiectare - execuție - exploatare.

Primul capitol "Considerații privind verificarea calității și siguranței prin încercarea in situ a construcțiilor" prezintă metodele, rezultatele și concluziile privind încercarea elementelor și a structurilor experimentale

prin contribuția directă a autorului.

-Dintre elementele experimentale se reține în mod deosebit: elemente prefabricate din beton precomprimat cu granolit tip Ttca 3 x 12 și CP 1,5 x 12, executate pentru prima dată în țară (14 noiembrie 1970) (pct.I<sub>1.1</sub>); stâlpi din beton cu granolit (1971) (pct.I<sub>1.2</sub>); elemente de planșeu din beton greu și beton ușor armat cu fibre de oțel (1977, 1987)(pct. I<sub>1.4</sub>); grinzi compuse din beton cu granolit și oțel beton (1969) (pct.I<sub>1.8</sub>). O atenție deosebită s-a acordat organizării de măsurători lensometrice în condiții speciale, de exemplu: stâlpi la turnuri de răcire (pct.I<sub>1.3</sub>) și la ferme metalice de 36 m.deschidere (pct.I<sub>1.6</sub>), sau/ și pentru elemente prefabricate unicat (realizate pentru prima dată în țară), de exemplu: elemente prefabricate cu dublă curbură pentru rezervoare de apă (1983, pct.I<sub>1.3</sub>); grinzi din beton precomprimat de secțiune chesonată, cu armătură postîntinsă (1983, pct.I<sub>1.5</sub>) precum și ferme metalice de 12 m.din laminate și oțel beton (1987, pct.I<sub>1.7</sub>).

-Schema concepțională de conformare a structurilor pentru realizarea parametrilor de performanță impuși în limita de -  
meniuului de utilizare și în raport de acțiunile complexe exterioare, s-a cercetat direct pe construcții.

-Efectul variațiilor de temperatură asupra stării de eforturi din elemente plane și curbe precum și influența ansamblului structural s-a cercetat la planșeele de la "sala cazane" și pereții verticali de la rezervoarele de apă (3500 m.c.), precum și la decantoarele suspendabile (1500 m.c.), de la CTE Anina (1984) (pct.I<sub>2.1</sub>).

-Eficiența tehnico-economică a pereților antifoc autoportanți realizați din beton ușor, a fost studiată (1972, 1976) pe un stand experimental (pct.I<sub>2.2</sub>).

-Executarea în perioada 1972-1975 a unor obiective experimentale cu pereți din beton cu granolit turnați în cofraje plane și acoperiș din elemente prefabricate - din beton cu granolit,precomprimate, a condus la aprofundarea prin măsurători "in situ" a studiului privind capacitatea portantă și stabilitatea elastică a pereților (pct.I<sub>2.3</sub>), furnizând date importante pentru proiectare.

- Realizarea diafragmelor verticale din beton ușor,

pe bază de zgură expandată (1966) și granulit (1970), în pereți glisați, în cofraje plane și în panouri mari, a fost studiată pe bază de măsurători "in situ" și în concordanță cu particularitățile tehnologice, urmărindu-se: comportarea mecanică, fisurarea, contracția (pct. I2.3).

-Observarea și urmărirea apariției și dezvoltării fisurilor în construcții, stabilirea cauzelor și aprecierea pericolozității pentru siguranța exploatarei construcțiilor, s-a studiat pentru diafragme din beton armat la clădiri de locuit (pct. I2.5).

-Realizarea recipieților de mare capacitate din elemente prefabricate de beton armat (decantoare tip Sediciar, 1977 Ilmișoara; rezervoare de apă 3500 m.c., și decantoare sus-pensionale, 1983, Anina) a impus măsurători "in situ" privind determinarea deplasărilor și a stării de eforturi în diverse etape de încărcare cu apă, măsurători de tasări și etanșeitate (pct. I2.6).

-Traseul sinuos și dificil al conductelor de la aducțiune apă industrială la CTE Anina (pe defileul râului Miniș), cu solicitări complexe, a impus determinarea prin măsurători tensometrice a variației stării de eforturi în pereții conductelor metalice (pct. I2.7).

-Rezervoarele metalice cilindrice verticale de 10.000 m.c. (pct. I2.8) și rezervoarele metalice sferice de 1000 m.c. (pct. I2.9) au fost încercate: prin măsurători tensometrice cu privire la starea de eforturi unitare la îmbinările sudate și influența tensiunilor remanente.

-La realizarea căilor de rulare din elemente prefabricate de beton armat rezemate pe terenuri de fundare din umpluturi compactate, s-a întreprins un studiu experimental: stabilind pe bază de măsurători "in situ": coeficientul vertical de rigiditate " $K_V$ ", tasări și presiuni efective (pct. I2.10).

-Deformarea peste limitele admisibile în faza de exploatare a unor grinzi metalice de la CTE Anina, electrofiltre (1988), a impus efectuarea unui studiu complex pe bază de măsurători tensometrice de la faza deformată până la faza de rupere (pct. I2.11).

Proiectele pentru încercarea elementelor experimentale au fost executate de autor, pe baza unor reguli bine



determinate, asigurând punerea în evidență a principalelor caracteristici care prezintă interes în proiectare și exploatare. Prelucrarea și interpretarea datelor experimentale s-au efectuat de autor, fiind comunicate la timp factorilor interesați și prin comunicări științifice (vezi bibliografie II).

Capitolul II, "Efectul exploziilor tehnologice și parametrilor de protecție a construcțiilor" prezintă parțial rezultatele investigațiilor teoretice și studiile experimentale la "scară naturală" privind efectul exploziilor din cariera de șisturi bituminoase - în zonă limitrofă cu CTE Anina - pe o durată de 10 ani, asupra terenului de fundare și a construcțiilor.

-Studiul terenului de fundare și a caracteristicilor de bază (pct. II<sub>1</sub>) " Efectul exploziilor are o durată relativ scurtă și de aceea s-a considerat un proces stohastic staționar. Mișcarea terenului a fost tratată ca un fenomen aleator. Pentru un volum determinat de explozii s-au efectuat măsurători înregistrându-se seismograme, a căror prelucrare au condus la concluzia că perioadele oscilațiilor terenului variază de la 0,25 până la 0,75 secunde.

-Determinarea "in situ" a caracteristicilor dinamice ale fundațiilor (pct. II<sub>2</sub>) s-a efectuat prin măsurarea și înregistrarea unor mărimi dinamice (deplasări, accelerații, etc) în timpul vibrațiilor produse de exploziile tehnologice. Decrementul logaritm al amortizării " $\Delta$ " s-a determinat "in situ" pe baza vibrogramelor înregistrate și apoi indirect s-a determinat și valoarea fracțiunii din amortizarea critică " $\eta$ ". Prin studiul acțiunii dinamice a exploziilor asupra fundațiilor s-a determinat pe cale experimentală valoarea coeficientului dinamic " $\beta$ ", în funcție de perioada proprie de vibrație a fundației și de natura terenului de fundare.

-Răspunsul dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice (pct. II<sub>3</sub>) la mișcarea rocii de bază s-a determinat pe baza constantelor elastice ale terenului de fundare măsurate "in situ". Măsurătorile experimentale efectuate în perioada 1980-1989 au avut drept scop să estimeze accelerațiile maxime produse din explozii tehnologice în zona fundațiilor de utilaje tehnologice. Răspunsul maxim al fundației la mișcarea tere-

nului este echivalent. cu aria suprafeței de sub curba spectrului de viteză ( $S_v$ ), aferent domeniului perioadei proprii de vibrație. Procedeele de analiză a comportării dinamice a fundațiilor "in situ" pornind de la prelucrarea accelerogramelor înregistrate prezintă interes tehnic prin furnizarea unor elemente veridice asupra fenomenelor complexe generate de acțiunea seismelor artificiale din explozii. La fundațiile independente s-au efectuat măsurători "in situ" privind efectul de suprapunere al fundațiilor produse de utilajul tehnologic și al vibrațiilor produse din efectul exploziilor tehnologice (pct.II<sub>4</sub>). Măsurătorile au fost efectuate la fundația turbogeneratorului, fundația ventilatorului de recirculare gaze arse, fundația de concasori de la CTE Anina. Deformabilitatea terenului de fundare are ca efect majorarea perioadei proprii de vibrație, cu implicații directe asupra răspunsului dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice și a vibrațiilor funcționale ale utilajului. Intensitatea șocului produs de explozii scade exponențial cu masa utilajului.

Abaterile de la curba de creștere a rezistenței betonului în timp se datoresc în bună parte solicitării periodice a elementului din beton armat la vibrațiile produse din explozii (pct.II<sub>5</sub>).

-Acțiunea undelor seismice artificiale generează presiuni dinamice la rezervoarele metalice de suprafață care conțin fluide cu suprafață liberă (pct.II<sub>6</sub>). Presiunea de impuls este direct proporțională cu accelerația peretelui. În timpul exploziilor tehnologice, la interfața perete-lichid apar suprapresiuni, care cresc în valoare absolută concomitent cu mărirea volumului fluidului din rezervor și a acțiunii seismice. Valul seismic se formează ca efect al balansării lichidului pentru exploziile care prezintă un maxim de răspuns în spectrul de răspuns al domeniului perioadei fundamentale a fluidului.

-Exploziile tehnologice afectează scheletul metalic al construcțiilor multietajate cu planșee din beton armat, precum și elementele de finisaj (pct.II<sub>7</sub>). Pe scheletul metalic s-au măsurat cu un vibrometru amplitudinile orizontale la stâlpi și cele verticale la grinzi și rigle. Din analiza rezultatelor s-a constatat: amplitudinile se reduc în raport

cu creșterea momentului de inerție; amplitudinile se modifică în raport de rigiditatea îmbinărilor elementelor din nodurile limitrofe. Factorii determinanți care condiționează oscilațiile construcțiilor cu schelet metalic sunt deformațiile terenului, deformațiile din încovoiere și undele de șoc generate de explozii.

Capitolul III, "Observarea vizuală și/sau instrumentală privind comportarea în timp a construcțiilor," prezintă raportarea informațiilor și datelor tehnice obținute prin măsurători "in situ" la caracteristicile de bază. Studiul face referire numai la cercetările aplicative impuse de condiții Speciale de: amplasament, teren de fundare, stabilitate, accidente tehnice, etc.

-Furnizarea unor caracteristici de bază asupra unor terenuri de fundare și cu scopul detectării unor lucrări subterane necunoscute, precum și a gradului de fisurare a rocilor de bază a condus la un studiu științific prin prospecțiuni electrometrice (pct. III<sub>1</sub>) prin metoda sondajului vertical (SEV) și profilare electrică (PE), întocmindu-se harta izorezistivităților pentru amplasamentul studiat. Cercetările efectuate au continuat și asupra lucrărilor de consolidare, plombarea galeriilor prin injecție și prin betoane injectate.

-Amplasarea unui depozit de păcură și carburanți peste o veche haldă de mixte bituminoase, a impus cercetări aplicative pentru prevenirea focurilor endogene (pct. III<sub>2</sub>) și stabilirea măsurilor de protecție contra fenomenului de auto-aprindere. Urmărirea s-a efectuat prin 10 foraje de adâncime asupra variației de temperatură a mixtelor bituminoase în funcție de încărcarea exterioară și factorii climatici din zonă.

-Execuțarea de umpluturi de 5-24 m. înălțime pe un teren accidentat (în pantă), a impus măsuri speciale și urmărirea parametrilor care atestă calitatea execuției (pct. III<sub>3</sub>). Gradul de compactare s-a verificat printr-o metodă originală "G<sub>1</sub>".

-Din practica realizării unor mari obiective industriale, se prezintă date tehnice privind realizarea unor fundații pentru utilaje tehnologice de mare capacitate prin consolidarea terenurilor cu coloane de balast, nisip și zgură expan-

dată, urmărind și comportarea în timp (pct.III<sub>4</sub>).

-În cazul utilajelor tehnologice amplasate direct pe fundații sau pe planșee din beton armat s-a urmărit și studiat deformațiile produse la diferite stări de exploatare (pct. III<sub>5</sub>). Comportarea unei fundații supuse încărcărilor dinamice se caracterizează prin apariția unor deplasări și solicitări care variază sensibil în intervale de timp, în funcție de: modulii de elasticitate dinamici, caracteristicile de amortizare, rezistențele la solicitări dinamice.

-Singurul criteriu obiectiv al cunoașterii exacte a tasărilor unei construcții este măsurarea directă prin metode topografice și tensometrice, exemplificate la clădiri din panouri mari și la silozuri de cereale (pct.III<sub>6</sub>).

-Alunecările masive de teren au fost urmărite prin măsurători topografice și după profile transversale și longitudinale, iar în zonele cele mai importante prin utilizarea metodei inclinometrice (pct.III<sub>7</sub>).

-Urmărirea comportării în timp a digurilor și barajelor din materiale locale, cu variate caracteristici fizico - mecanice,, a impus un studiu privind: variația nivelului apei în biefuri, măsurători de tasări și deplasări, măsurarea debitelor de filtrație, (pct.III<sub>8</sub>), pentru cunoașterea stabilității sistemului constructiv. Se prezintă și cauzele unor avarii tehnice la un dig de la depozitul de cenușă.

-Pentru prima dată în țară s-a efectuat în faza de exploatare (la parametrii tehnologici), studiul complex a cauzelor care au condus la deformarea peste limitele admisibile a unei grinzi metalice tip cheson de la instalația de electrofiltre, sub influența variațiilor de temperatură (mediu tehnologic, mediu exterior) și vitezei de curgere a cenușii acumulate între electrozi. (pct.III<sub>9</sub>). S-a determinat "in situ" mărimea forțelor verticale de frecare sub influența vitezei de curgere a cenușii cu luarea în considerare a caracteristicilor dinamice.

-Circulația cu viteze mari a traficului rutier de tip greu, intens, cauzează vibrații atât în structura șoselei, cât și asupra terenului și a clădirilor limitrofe. Într-un oraș cu străzi înguste la circulația vehiculelor de tip greu,

s-a înregistrat curbele de variație în timp a accelerației terenului și a diferitelor tipuri de planșee, precum și amplitudinile la pereții clădirilor (pct. III<sub>10</sub>). Se fac recomandări asupra parametrilor circulației rutiere.

Capitolul IV, "Urmărirea în timp a variației parametrilor de confort termic" prezintă modul prin care o clădire răspunde condițiilor termofiziologice apreciate prin optimizarea temperaturii și umidității relative a aerului interior în limita desfășurării normale a tuturor proceselor vitale ale organismului uman.

-Cercetările aplicative întreprinse la un număr mare de clădiri de locuit din panouri mari prin măsurători "in situ" au evidențiat variația temperaturii și umidității relative interioare în funcție de parametrii climatici și sistemul constructiv (pct. IV<sub>1</sub>).

-Cercetările higrotermice întreprinse de autor (pct. IV<sub>1</sub>) au condus la soluții constructive care să asigure reducerea pierderilor de căldură: panouri mari din beton ușor, panouri mari cu legături punctuale, panouri mari cu miez termoizolant și/sau strat de aer ventilat, elemente biplane, etc. Măsurătorile "in situ" și soluții de evitare a condensului (pct. IV<sub>2</sub>).

-Cunoașterea și verificarea comportării higrotermice a clădirilor cu pereții din beton celular autoclavizat (pct. IV<sub>3</sub>).

- Urmărirea comportării în timp a acoperișurilor tip terasă, în special din zona de munte, a condus la determinarea cauzelor care au generat degradarea prematură și la stabilirea măsurilor de remediere (pct. IV<sub>4</sub>).

Capitolul V, "Aprecierea stării de degradare a elementelor de construcții sub influența factorilor de mediu" prezintă metodele de cercetare "in situ" pe sistemele constructive aflate în exploatare sub influența factorilor de mediu, precum și cauzele care reduc durabilitatea construcției.

-Vântul este unul din factorii naturali care prin acțiunea fizico-mecanică asupra sistemelor constructive impiedică asupra stării de eforturi din structură. Pentru cazul turnului de răcire cu pânză hiperbolică din beton armat, de la cota +650 m., studiul s-a început prin determinarea "in situ" a densității probabilistice a vitezelor instantanee și vitezelor medii, având în vedere că zona este afectată de vântul

Coșava. Concomitent: s-a studiat evitarea fenomenului de rezonanță a pânzei hiperbolice sub acțiunea pulsațiilor (pct. V<sub>1</sub>).

-Variația de temperatură datorită funcționării turnului de răcire intră în cadrul acțiunilor simetrice, iar variația de temperatură datorită insolației intră în cadrul acțiunilor nesimetrice. În structura exterioară a turnului de răcire de formă hiperbolică apar eforturi importante produse de variații mari de temperatură, care generează deformații importante în grinda inelară superioară de susținere, în zona punctului de inflexiune a suprafeței hiperbolice și în grinda inelară terminală (pct.V<sub>2</sub>).

-Degradarea structurii de beton armat de la celulele de răcire a turnurilor tip Hamon provine din acțiuni corozive generate prin prezența sulfatului de amoniu și a ciupercii din specia *Novicula* (depuneri gelatinoase *Siderocapsa*) (pct. V<sub>3</sub>).

-Degradarea coșurilor de fum și a canalelor de gaze arse (fisuri în structură, afectarea betonului de rezistență) este produsă din cauza unor deficiențe tehnologice în exploatare (utilizarea cărbunilor inferiori, apariția suprapresiunilor, etc) care afectează structura exterioară prin: străpungeri acide, corodarea armăturilor, etc., impietând în timp asupra siguranței în exploatare. Datele tehnice furnizate pentru cele două coșuri studiate au constituit elemente fundamentale la elaborarea proiectelor de consolidare (pct.V<sub>4</sub>).

-Fiabilitatea structurilor din beton armat depinde de concepția, proiectarea, execuția și întreținerea sistemului constructiv, precum și de caracteristicile fizice-mecanice ale betonului din lucrare. Principalele cauze care acționează asupra betonului armat sunt prezentate în pct.V<sub>5</sub>.

-Testarea comportării în timp a elementelor din beton armat s-a studiat în scopul aprofundării fenomenelor de degradare și evitare a accidentelor tehnice. Se tratează vulnerabilitatea betonului la corозиunea sulfatică (pct.V<sub>6</sub>).

-Degradarea elementelor de construcții din beton armat este cauzată de poluarea mediului industrial: alimentară, textil, produse clorosodice, petrochimie, amoniac, fibre artificiale,

prelucrarea cărbunelui. S-a studiat acțiunea mediului corosiv specific față de structura betonului și armătură, precum și măsuri de remediere (pct.V7).

-Fenomenele de coroziune biochimică se constată în mod evolutiv în stații de epurare și canalizări, în funcție de valoarea pH-ului și a elementelor componente ale apelor reziduale (pct.V8). Coroziunea prin expansiune este proprie unor substanțe organice și a prezenței microorganismelor, favorizând formarea sărurilor de calciu și alcoolilor agresivi, ca urmare a interacțiunii directe a substanțelor agresive cu  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  sau a procesului de saponificare a esterilor în prezența hidroxidului de calciu.

-În încăperile cu umiditatea relativă ridicată și variații mici de temperatură, există condiții favorabile de habitat pentru "populații" microbiologice, care distrug structura tencuelilor și aspectul finisajelor, impunându-se tratamente antifugice (pct.V9).

. -Durabilitatea îmbinărilor metalice este mult mai mică decât durabilitatea elementelor din beton armat, impunându-se măsuri speciale de protecție (pct.V10).

-Studierea "in situ" a procesului de coroziune pentru construcțiile din oțel a condus la determinarea zonelor unde s-a constatat apariția și dezvoltarea în timp a fenomenului de coroziune, sub influența complexă a factorilor caracteristici mediului de exploatare, a nivelului de solicitare și de alcătuire constructivă (pct.V11).

Capitolul VI, "Aptitudinea pentru exploatarea construcțiilor" este suma proprietăților unei construcții, calitatea lor globală, definită în raport cu densitatea specifică fiecărui tip de construcție, contribuind la fundamentarea măsurilor de întreținere, reparații, reabilitare, precum și la evitarea accidentelor tehnice, luarea deciziilor și orientarea cercetării.

-Evaluarea performanțelor calității construcțiilor prezintă o estimare globală a mărimii unui ansamblu eterogen de indicatori tehnici cu care se poate defini eficiența tehnico-economică a proiectării și execuției. Analiza siguranței și durabilității unei structuri impune următorul spectru de verificări: siguranța structurală și durabilitatea. Fiabilitatea

și mentenabilitatea, se referă la menținerea în timp a caracteristicilor calitative ale materialelor, în condiții determinate de exploatare, fiind mărimi probabilistice, care exprimă capacitatea materialului de a asigura îndeplinirea funcțiilor sale (pct.VI<sub>1</sub>).

-Analiza aprofundată a comportării în timp a unei structuri din beton armat la diferite solicitări impune luarea în considerare a aspectelor reologice, legate de performabilitatea betonului sub acțiunea încărcărilor de lungă durată. Creșterea deformațiilor în timp poate fi considerată ca o micșorare a rigidității elementelor pe care le afectează (pct.VI<sub>2</sub>).

-La starea limită a capacității portante a structurilor static nedeterminate din beton armat, se ajunge de cele mai multe ori la situația în care, datorită fisurării și deformațiilor plastice, efectul temperaturii tehnologice influențează siguranța construcției (pct.VI<sub>3</sub>).

-Incendiile izbucnite adhoc în interiorul unei construcții cu menținerea sub influența flăcărilor și pe o durată de min. două ore produc deformații importante în structura de rezistență din beton armat. Incompatibilitatea termică a celor două faze - matricea și agregatul - manifestă modificări de volum diferențiat, ceea ce afectează aderența la suprafața de separație între piatra de ciment și agregat (pct.VI<sub>4</sub>).

-Conlucrarea structură-fundație-teren, urmărită în timp prin efectuarea de măsurători privind variația tasărilor (măsurători topografice) și a deformațiilor (măsurători tensimetrice, datorită influenței simultane a încărcărilor exterioare și ale tasărilor progresive ale fundațiilor, reprezintă o problemă importantă, deoarece redistribuirea eforturilor produsă de rigidități și nedeterminări statice, conduce la o stare de efort și deformare a construcțiilor cu implicații tehnice și economice (pct.VI<sub>5</sub>).

-Inercarea "in situ" prin seisme artificiale (explozii tehnologice) permite determinarea caracteristicilor dinamice în mod special decrementul logaritmic al amortizării și perioadele proprii de oscilație a construcțiilor. Repetarea măsurătorilor la intervale determinate în timp conduce la aprecierea evoluției rigidității construcției și la desconsolidarea zonelor de anomalii față de formele proprii inițiale



-Conceptul de performanță constituie nivelul superior de interpretare a calității și, totodată, o exprimare globală a mărimii unui ansamblu eterogen de indicatori cu care se poate defini eficiența economică și funcționalitatea unei construcții din beton armat din punctul de vedere al tuturor factorilor care participă la proiectarea, executarea și utilizarea obiectivului. Exemplificare prin prezentarea metodei de verificare a formei geometrice a unui coș de fum în timpul execuției prin procedeul cofrajelor glisante (pct.VI<sub>7</sub>)/

-Evaluarea analitică aprofundată a stării unei construcții constă în completarea calculelor cu determinarea deformațiilor relative de nivel și/sau a deformațiilor totale, prin intermediul ductilității construcției aferente (raportul între deformația limită de rupere și deformația corespunzătoare intrării în stadiul postelastice), comparate cu ductilitatea necesară pentru construcția renovată (pct.VI<sub>8</sub>).

-Aprecierea aptitudinii pentru exploatare a unei construcții necesită investigații pentru stabilirea stării tehnice. Studiul stării tehnice a construcției constituie unicul procedeu de apreciere a aptitudinilor pentru exploatare și prognozarea a comportării în timp, dacă este fundamentat pe baza unor cercetări aplicative. (pct.VI<sub>9</sub>).

-Comportarea "in situ" a construcțiilor este rezultatul interacțiunii acestora cu mediul ambiant - natural și tehnologic - și cu sine însăși. Comportarea în timp a construcțiilor reprezintă activitatea sistematică de culegere și valorificare a datelor rezultate din observațiile și măsurătorile efectuate asupra unor fenomene sau mărimi, ce caracterizează aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor. Analiza statistică a evoluției în timp a caracteristicilor de vulnerabilitate a unor clase de structuri la efectul unor acțiuni simple și combinate permite evaluarea riscului posibil în exploatare (pct.VI<sub>10</sub>).

Capitolul VII, "Concluzii finale, contribuții și valorificarea cercetărilor" prezintă sinteza cercetărilor aplicative atât pe elemente de construcții cât și pe ansambluri structurale, organizarea de măsurători "in situ" după concepții proprii, precum și interpretarea rezultatelor.

Lucrarea prezintă rezultatele cercetărilor aplicative efectuate de autor în perioada 1964-1994, publicate parțial în țară și străinătate, în peste 100 de comunicări științifice, valorificate la o serie de obiective experimentale executate în țara noastră.

## CAPITOLUL I.

### CONSIDERATII PRIVIND VERIFICAREA CALITATII SI SIGURANTEI PRIN INCERCARI "IN SITU" A CONSTRUCTIILOR.

Încercările "in situ" se efectuează în scopul analizei siguranței și aptitudinii pentru exploatare a elementelor și structurilor la diverse stadii de solicitare, cercetare posibilă prin măsurarea unor parametrii caracteristici, cum sunt: deplasările, deformațiile, vitezele, accelerațiile, rezistența și stabilitatea structurii, starea de eforturi și deformații, comportarea elastică a ansamblului, etc. Aceste mărimi sunt puse în evidență prin utilizarea unor dispozitive și aparate de măsură adecvate. Încercările "in situ" se efectuează pe baza unui proiect care prezintă întregul proces de pregătire și desfășurare a încercării propriu-zise. Efectuarea încercărilor pe elemente sau pe structuri la scară reală presupune cunoașterea prealabilă a caracteristicilor fizice-mecanice a materialelor din care sunt executate, fie prin determinări pe epruvete, prin încercări nedistructive și prin determinări mixte.

#### I.1. INCERCAREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE.

Realizarea pentru prima dată în România - după excepția, proiectarea și în execuția auterului - a unor elemente de construcții unicate, a impus efectuarea de încercări "in situ" la sarcini de scurtă durată, pentru punerea în evidență a principalelor caracteristici care să asigure un grad de siguranță adecvat condițiilor de exploatare.

I.1.1. Elementele experimentale din beton precomprimat cu granolit, de tip CP 1,5 x 12 și TTca 3 x 12, executate în noiembrie 1970 la Întreprinderea de prefabricate beton Turda, au fost încercate la rupere pentru sarcini statice. Încercarea la rupere s-a efectuat la 21 de zile de la transfer (fig.I.1). Caracteristicile mecanice ale betonului cu granolit, utilizat la confecționarea elementelor experimentale, s-au determinat pe corpuri de probă cu 24 ore înainte de efectuarea încercării (tabelul I.1). /54/55/59/60. Încărcarea elementelor experimentale s-a aplicat în trepte de 200 kg./m.p. până la fisurare și de 100 kg./m.p. până la

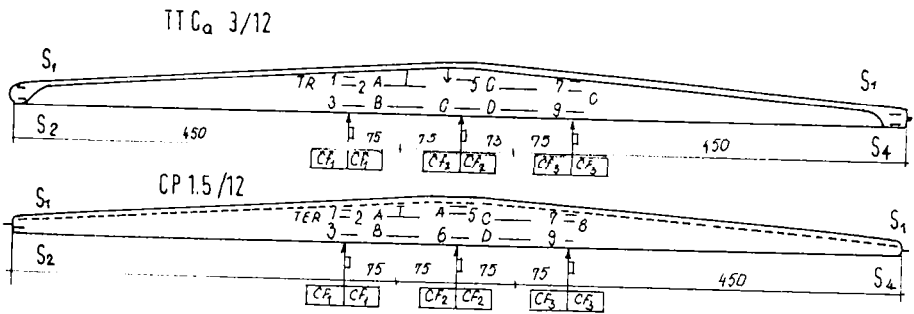


FIG. I.1. AMPLASAREA APARATELOR SI DISPOZITIVELOR DE MASURA

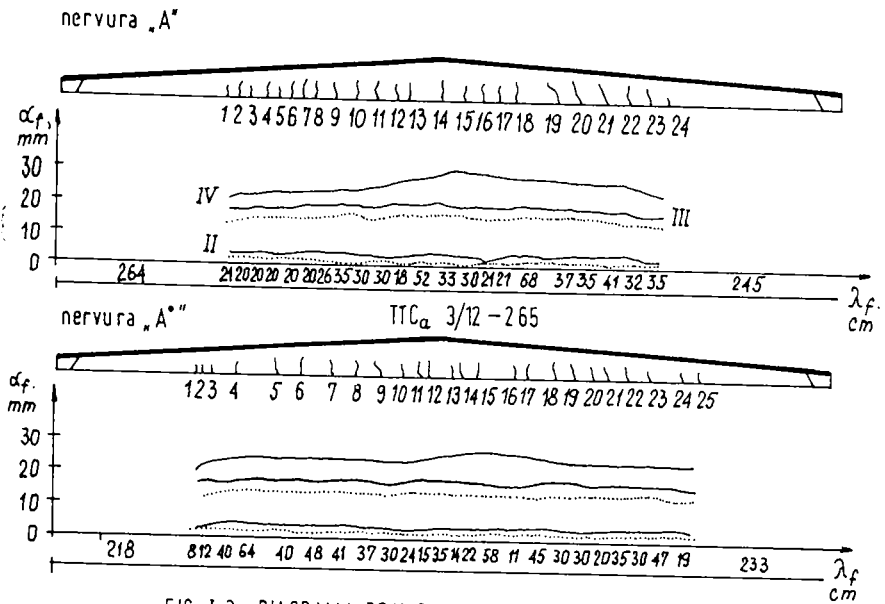


FIG. I.3. DIAGRAMA DE VARIATIE PENTRU  $\alpha_f$  si  $\lambda_f$

rupere. Încărcarea constantă s-a menținut timp de 60 minute. După fiecare treaptă de încărcare s-a efectuat descărcarea numai cu o treaptă. Descărcarea s-a menținut timp de 45 minute. Treptele de încărcare pentru fiecare element sunt prezentate în tabelul I.2.

Tabelul I.1

Caracteristica	Beton cu granulit	
	CP 1,5 x 12	TTca 3 x 12
Rezistența la compresiune centrică $R_{pr}^{exp.}$ (kg./cm <sup>2</sup> )	205	210
Rezistența la compresiune din încovoiere $R_i^{exp.}$ (kg./cm <sup>2</sup> )	255	260
Modulul de elasticitate $E_b^{exp.}$ (kg./cm <sup>2</sup> )	249.500	251.800

Tabelul I.2.

CP 1,5 x 12 - 250		TTca 3 x 12 - 265	
Treapta de încărcare kg./m.p.	Raport față de sarcina normală	Treapta de încărcare kg./m.p.	Raport față de sarcina normală
I p. = 200	0,80	I p. = 200	0,75
II p. = 400	1,60	II p. = 400	1,52
III p. = 550	2,20	III p. = 500	1,88
		IV p. = 600	2,26

Interpretarea și aprecierea rezultatelor are drept scop să verifice modul în care s-au respectat prescripțiile de calcul /60/.

Starea limită de rezistență. Capacitatea limită de rezistență s-a apreciat prin raportul dintre suma încărcărilor efective în momentul ruperii ( $m \sum P$ ) și suma încărcărilor de calcul ( $\sum P_c$ ) (tabelul I.3)

Ruperea elementului experimental s-a produs prin fisurarea betonului din zona întinsă și cedarea betonului din zona comprimată. Treapta de rupere nu a fost apropiată de treapta de fisurare, intervalul de încărcare exterioară și de deformație poate sesiza din timp fenomenele care avertizează apropierea epuizării capacității portante.

Tabelul I.3.

Elementul	U/M	CP 1,5 x 12	TTca 3 x 12
$m \sum P$	kg.	12.330	29.400
$\sum P_c$	kg.	8.800	18.000
$c = m \sum P / \sum P_c$	-	1,40	1,64

Starea limită de deformare. La transfer, contrasăgea elementelor experimentale se prezintă conform tabelului I.4.

Tabelul I.4.

CP 1,5 x 12			TTca 3 x 12		
Calcul	Experim.	%	Calcul	Experim.	%
4,26	4,24	99,5	4,75	4,70	99

Elementele experimentale satisfac condițiile de rigiditate, deoarece săgeata efectivă maximă sub încărcarea normală de exploatare este mai mică decât  $1,1 f'_c$  unde  $f'_c$  este săgeata stabilită în mod teoretic sub acțiunea aceleiași încărcări de scurtă durată (Tabelul I.5).

Tabelul I.5.

Săgeata la încărcarea normală de exploatare (cm).					
CP 1,5 x 12			TTca 3 x 12		
$1,1 f_c$	$f_{exp.}$	dif.	$1,1 f_c$	$f_{exp.}$	dif.
-0,967	-1,100	-0,033	-1,300	-1,750	-0,450

Notă: CP 1,5 x 12, valoarea  $f_c = -0,86$  cm.

TTca 3 x 12, valoarea  $f_c = -1,18$  cm.

Săgeata remanentă măsurată imediat după descărcarea la treapta I-a pentru "CP" este de -0,22 cm. (adică  $0,253 f_c$ ), iar pentru "TTca" este de -0,35 cm. (adică  $0,372 f_c$ ) (fig.II.2).

Din cercetările efectuate asupra elementelor precomprimare din beton cu grănulit, comparativ cu elementele similare din beton cu agregate grele, se reține: contrasăgețile sunt mai mari cu 10% - 15% pentru aceiași forță de precomprimare și aceiași masă pe unitatea de suprafață, ceea ce presupune

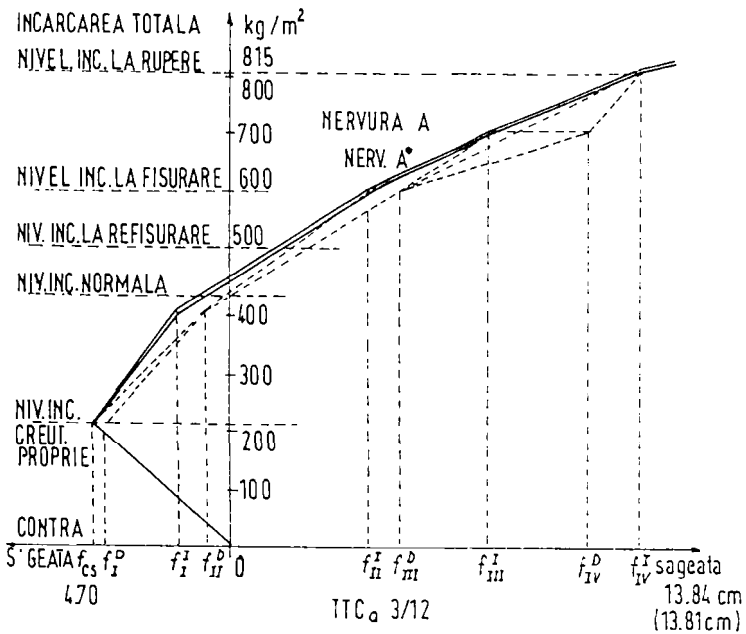
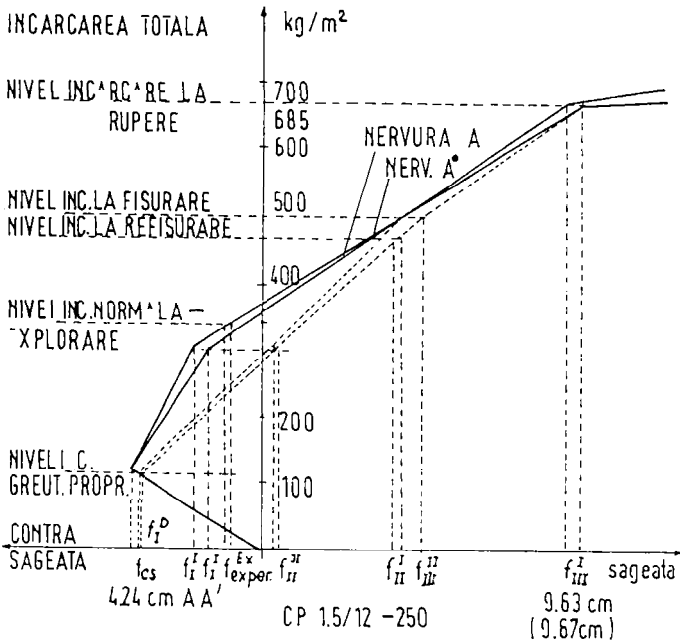
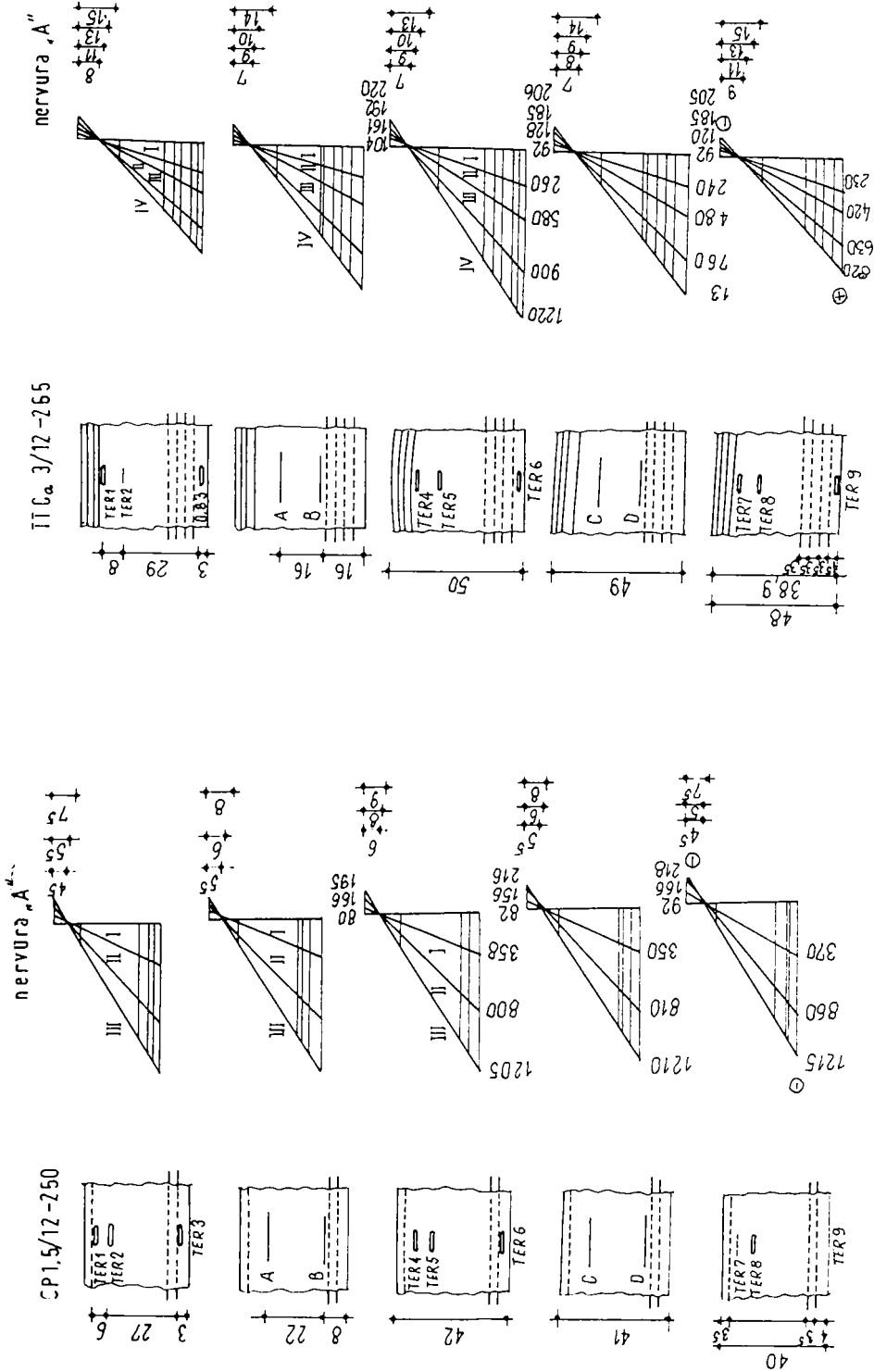


FIG. 1.2

e aderență mare a betonului cu granulit la armătura pretenționată (la transfer nu s-au constatat lunecări) și un modul de elasticitate mai mic; săgețile sub încărcări de scurtă durată sunt mai mari cu 15% - 20%, ceea ce se explică prin diferența modului de elasticitate; valearea săgeților remanente crește proporțional cu încărcarea exterioară, dar mult mai pronunțat decât la betonul obișnuit, în special după ce s-a depășit nivelul de încărcare la fisurare.

Starea limită de apariție și dezvoltare a fisurilor. Nivelul încărcării elementelor experimentale la care s-a produs fisurarea și refisurarea nervurilor s-a stabilit funcție de: variația săgeții măsurate la mijlocul deschiderii elementului și variația deformațiilor specifice a armăturii pretenționate. În fig. I.3 se prezintă diagrama de variație " $\Delta f$ " și " $\Delta \sigma$ ". Din analiza rezultatelor experimentale se reține: la elementul CP, după treapta a II-a de încărcare, deschiderea fisurilor este mai mare în porțiunea laterală (spre reazem), acele unde se va produce ruperea; la elementul T7ca după treapta a III-a de încărcare, deschiderea fisurilor este mai mare în porțiunea centrală, acele unde se va produce și ruperea elementului; fisurile se dezvoltă în secțiuni normale, ceea ce se explică prin predominarea momentelor încovoietoare; nu am avut fisuri despicate la nivelul axei neutre, ceea ce denotă o aderență bună a betonului cu granulit la armătura pretenționată; repartiția relativ uniformă a fisurilor în lungul nervurilor; etc. Studiind variația deformațiilor specifice dintr-o secțiune a armăturii pretenționate a elementului (fig. I.4), se constată: domeniul comportării elastice până la fisurare; la descărcarea treptei care a produs fisurarea, fisurile nu se închid integral și deci are loc o pierdere a forței de precomprimare datorită deformațiilor remanente ale armăturii pretenționate din zona fisurată; la treapta imediat înainte ruperii, apare domeniul deformațiilor plastice, când întreaga alungire inițială de la pretenționare este anulată de deformațiile remanente ale armăturii pretenționate. Comparând rezultatele experimentale cu particularitățile de calcul folosite la proiectarea elementelor precomprimare din beton cu granulit și cu rezultatele obținute pe elemente de serie similare din beton cu agregate grele,





a. b.   
 FIG. I.4.   
 a. VARIATIJA DEFORMATILOR SPECIFICE LA ELEMENTUL C. P. 1.5/12; IDEM, TI Ca 3/12

constatăm:

-aparitia fisurilor la o încărcare mai mare pe unitatea de suprafață a elementului, explicată prin contrasăgeata mai mare dată elementului din beton cu granolit față de elementul din beton greu/51/52/ .

-coeficientul de conlucrare din beton și armătura preîntinsă este  $\Psi_n = 0,30 - 0,35$  la betonul cu granolit față de  $\Psi_n = 0,50$  la betonul greu ( marca 500 )/51/60/

-fisurile "inițiale" au deschiderea mai mică cu 10% - 15%, ceea ce se explică prin rezistența la întindere mai mare a betonului cu granolit față de betonul cu agregate obișnuite;

-fisurile se produc în condițiile plastifierii zonei întinse;

-betonul întins plastificat are deformația limită  $\bar{\epsilon}_t = 0,17$  mai mare decât la betonul cu agregate obișnuite  $\bar{\epsilon}_t = 0,15$  la marcă echivalentă;

-coeficientul de plasticizare a betonului întins  $\lambda_p = 0,45$  mai mic decât la betonul cu agregate obișnuite;

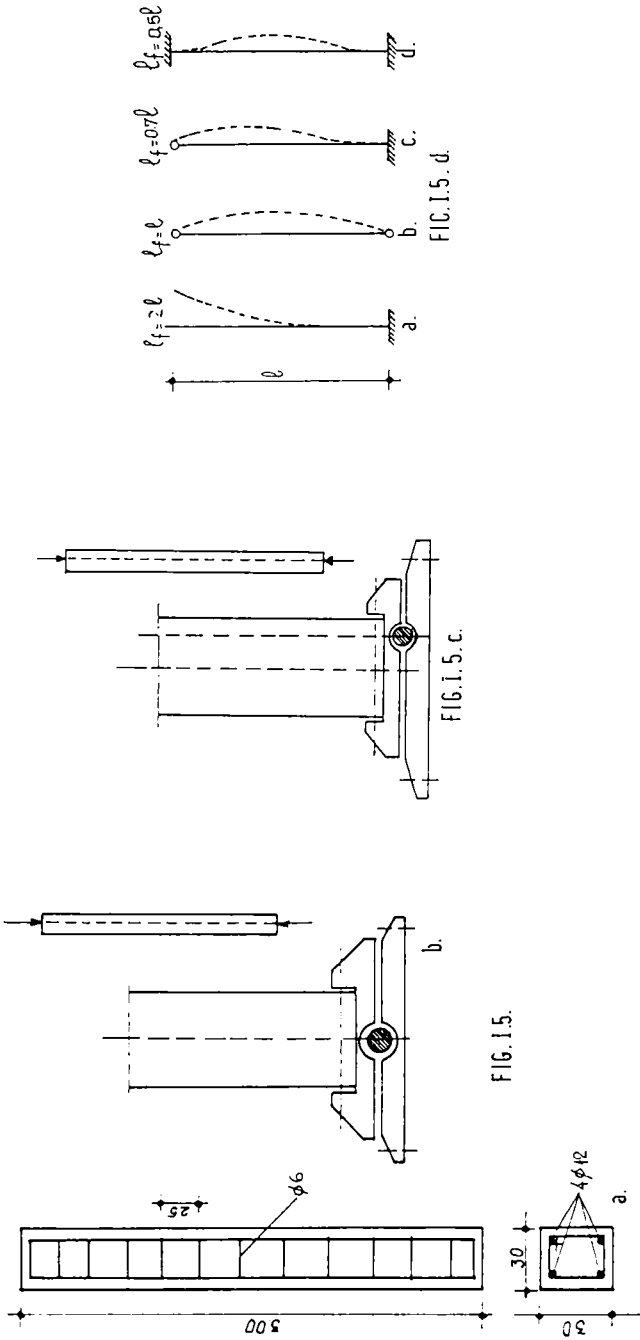
-poziția axei neutre pentru treapta de încărcare la rupere este mai ridicată față de elementele precomprimate din beton cu agregate obișnuite;

-la treapta de încărcare pentru rupere, deschiderea fisurilor este mai mare la betonul cu granolit față de betonul cu agregate obișnuite, cu 20% - 25%.

Comportarea sub acțiunea încărcărilor de scurtă durată, prin rezultatele obținute, încadrează elementele experimentale prefabricate, precomprimate din beton cu granolit - executate în 1970 - în limitele prevăzute de CEB și FIP la nivelul unor produse similare din străinătate. Cercetările aplicative efectuate s-au valorificat în 1971-1972 la o construcție experimentală din orașul Cluj-Napoca/56/.

I.1.2. Stâlpii din beton cu granolit (30x30-300 și 35x35-900) au constituit elemente de cercetare aplicativă privind comportarea la compresiune centrică și excentrică. Studiul experimental se referă la stâlpii cu armătură longitudinală și etrieri, solicitați la compresiune centrică sau excentrică /51/57/.

-Capacitatea portantă pentru elemente solicitate la compresiune centrică. În cadrul cercetării aplicative s-au executat două serii de câte cinci stâlpi, una din beton greu și



una din beton cu granulit, de clasă identică ( $B_{c15}$ ). Dimensiunile și modul de armare sunt prezentate în figura I.5a, iar caracteristicile tehnice în tabelul I.6.

Tabelul I.6

Stâlp din seria	Clasa beton	Densitatea aparentă kg/mc	Secțiunea "A <sub>b</sub> " cmp	Secțiunea "A <sub>a</sub> " cmp	$\frac{N_{re}}{N_c}$
A (beton greu)	$B_{c15}$	2.300	900	40 12	1,08
B (beton cu granulit)		1.770			4,52

Notă:  $N_c$  - sarcina de calcul (81,5 tone)

$N_{re}$  - sarcina de rupere a elementului (medie, 89,1 tone la beton greu și 93,4 tone la beton cu granulit).

Adaptând un dispozitiv special la fiecare serie (figura I.5 b) stâlpii s-au considerat articulați la ambele capete ( $l_f=1$ ). Raportul  $N_{re}/N_c$  este mai mare la stâlpii din beton cu granulit decât la stâlpii din beton greu. Această diferență se explică prin:

-La stâlpul din beton greu, în limita a  $(0,68 - 0,70)N_{re}$  apar microfisuri orientate după direcția forței, iar la stâlpul din beton cu granulit la  $(0,72 - 0,75)N_{re}$ , apar microfisuri produse din cauza deformațiilor transversale;

-La stâlpii din beton greu față de cei din beton cu granulit, microfisurile se unesc mai repede între ele, conducând la ruperea prin smulgere;

-La ambele tipuri de stâlpi s-a constatat din măsurători tensometrice, că deformațiile celor două materiale beton și oțel-beton sunt tot timpul egale ( $\epsilon_b \cong \epsilon_a$ ) , până în momentul ruperii;

-Deformațiile transversale până în momentul ruperii au atins valori medii de 0,275 mm./m., valoare ce se apropie de alungirea limită a betonului cu granulit (0,3 mm/m) ;

-In baza curbeler caracteristice studiate pe fiecare clasă de beton la o serie de câte trei stâlpi s-a constatat că valoarea medie a coeficientului de plasticitate " $\lambda_p$ " (vezi tabelul I.7) este mai mică decât a betonului cu agregate obișnuite, considerată " $\lambda_p$ " = 0,5.

Tabelul I.7.

Clasa betonului	Bc 10 BG 150	Bc 15 BG 200	Bc 20 BG 250	Bc 22,5 BG 300
Coefficientul de plasticitate	0,24	0,27	0,30	0,37

-Capacitatea portantă pentru elementele solicitate la compresiune excentrică. În baza rezultatelor experimentale pe stâlpii din beton greu și din beton cu granolit, solicitați la compresiune excentrică cu dispozitive speciale (fig.I.5c), s-a constatat că ruperea elementelor comprimate excentric din beton cu granolit se produce la fel ca și la elementele din beton greu, după două cazuri:

-Cazul I - ruperea la excentricități mari ale forței "N". Ruperea este marcată prin fisurarea zonei întinse, curgerea armăturii și prin strivirea betonului din zona comprimată. Comparativ cu elementele din beton greu, la elementele din beton cu granolit, în timpul experimentării s-a constatat: apariția fisurilor din zona întinsă la o sarcină mai mare cu 5%-7%; după apariția și dezvoltarea fisurilor curgerea armăturii este mai pronunțată; deformația fibrei extreme comprimate în momentul ruperii ajung la valori de 4‰ - 5‰ la elementele din beton greu (pentru aceeași excentricitate și mărime a forței "N").

-Cazul II - ruperea la excentricități mici ale forței "N" sau la procente mari de armare. Ruperea este marcată prin fisuri dezvoltate pe o înălțime mică a secțiunii elementului și prin strivirea betonului din zona comprimată. Comparativ cu elementele din beton greu la elementele din beton ușor, în timpul experimentării s-a constatat: apariția fisurilor din zona întinsă la o sarcină mai mare cu 10% - 15% și nu influențează caracterul ruperii; deformațiile fibrei extreme comprimate în momentul ruperii ajung la valori de 3‰ - 4‰ față de 1,5‰ - 3‰ la elementele din beton greu (pentru aceeași excentricitate a forței "N").

Flambajul - în mod experimental s-a studiat sarcina critică "N" pentru diferite grade de încastrare și de fixitate, cunoscute din teoria stabilității elastice a bare-

lor. Flambajul pentru elementele solicitate la compresiune centrică. În proiectare se admite ca atât coeficientul de subțirime " $\lambda$ " cât și coeficientul de flambaj " $\varphi$ " nu depinde de calitatea betonului și nici de procentul de armare. Pentru încărcări de scurtă durată s-a constatat: la stâlpilor de secțiuni și mărci echivalente, precum și la aceeași distribuție și cantitate de armătură, raportul sarcinilor critice este aproximativ egal cu raportul modulilor de elasticitate  $N_{cr}^{BG} / N_{cr}^B = E^{BG} / E^B = K_G$ . La stâlpii de tip "a, b, c," din figura I.5d, coeficientul " $K_G$ " este influențat și de raportul  $l_f/b$  astfel: dacă  $l_f/b > 30$ , valoarea lui  $K_G$  se reduce proporțional aproximativ cu raportul  $b/l_f$  (fenomenul a fost evidențiat în timpul experimentării în mod special pentru cazurile "a" și "b" din figura I.5d). Reducerea valorii lui " $K_G$ " pentru raportul  $l_f/b > 30$  se explică prin creșterea mai mare a deformațiilor transversale la stâlpii din beton cu granulit față de stâlpii din beton cu agregate obișnuite (curba de deformație este mai pronunțată). Din acest punct de vedere nu se recomandă stâlpi din beton cu granulit pentru raportul  $l_f/b > 30$  sau  $l_f/D > 26$ . Domeniul recomandat pentru valoarea coeficientului de subțirime " $\lambda$ ", în cazul "a - b - c" din figura 5d, pentru stâlpi din beton cu granulit este:  $34,6 < \lambda \leq 104$ , unde  $\lambda = l_f/i$ . Pentru cazul "d" din fig. I.5d, coeficientul " $K_G$ " nu prezintă modificări funcție de raportul  $l_f/b$ , fapt pentru care valoarea  $\lambda_{max} = 139$  la fel ca la elementele din beton greu. Intervalul între sarcina " $N_{re}$ " și sarcina critică de flambaj " $N_{cr}$ " este mult mai mare la stâlpii din beton cu granulit decât la stâlpii din beton greu, datorită și diferențelor dintre deformațiile specifice ale betonului cu granulit față de betonul greu.

- Flambajul pentru elementele solicitate la compresiune excentrică. În limita domeniului recomandat pentru coeficientul de subțirime:  $34,6 < \lambda \leq 104$ , valoarea coeficientului de sporire a excentricității " $\eta$ " trebuie afectată și de raportul  $l/K_G$ , ceea ce înseamnă că excentricitatea sporită în cazul elementelor din beton cu granulit devine:  $e' \leq \eta \cdot \frac{1}{K_G} \cdot e_0$  adică " $e_0$ " la elementele din beton cu granulit este mai mare decât la cele din beton greu. Această situație nu este satis-

făcătoare deoarece conduce în proiectare la mărirea secțiunii elementului. Valorile coeficientului "K<sub>G</sub>" pentru calculul prin metoda la stările limită s-a stabilit în 1972 și este prezentat în tabelul I.8.

Tabelul I.8.

Clasa betonului	Bc 10 BG 150	Bc 15 BG 200	Bc 20 BG 250	Bc 22,5 BG 300
Coeficientul K <sub>G</sub>	0,550	0,566	0,552	0,572

Proiectarea elementelor solicitate la compresiune centrică sau excentrică realizate din beton cu granolit se poate efectua în limita prevederilor standardelor pentru betonul cu agregate grele, având în vedere particularitățile următoare:

- introducerea în calcul a caracteristicilor fizice-mecanice și a rezistențelor de calcul specifice betonului cu granolit;
- limitarea coeficientului de subțirime la demeniul  $34,6 < \lambda \leq 104$ , în cazul solicitării cu flambaj pentru secțiunii optime;
- nu se recomandă elemente solicitate la compresiune excentrică  $\lambda \geq 80$ , pe considerente economice;
- pericolul flambării armăturii longitudinale la stâlpii din beton cu granolit se evită prin reducerea distanței dintre otrieri la  $0,75 b$  ( $b$ - fiind latura cea mai mică a secțiunii transversale a stâlpului).

Stâlpii din beton cu granolit prezintă avantajul reducerii greutateii cu 25% - 35% și deformații mai mari care avertizează ruperea pe un demeniu de încărcare mai mare, în comparație cu elementele similare din beton greu la aceeași sarcina de exploatare. Studiile experimentale au fost valorificate în 1971 - 1972 la executarea unei magazii cu structura de rezistență din stâlpi din beton cu granolit (B<sub>C</sub> 15) și ferme metalice din oțel beton. Rezultatele cercetării aplicative pe durata a 3 ani (1975) confirmă valabilitatea ipotezelor de calcul și realizarea obiectivului experimental la Cluj-Napoca constituie o garanție în utilizarea granolitului de Mureșeni la executarea elementelor de rezistență /51/.

I.1.3. Cunoscând posibilitățile de determinare experimentală a stării de tensiune oferite de metoda tensometrică electrică rezistivă, s-a aplicat această metodă la stabilirea eforturilor în elementele prefabricate a unor structuri speciale. Studiul s-a efectuat asupra: stâlpi prefabricați din beton armat, montați la un turn de răcire cu capacitatea de 42.000 m.c./oră; elemente prefabricate de perete din beton armat, pentru un rezervor suprateran de 3.500 m.c. apă.

Măsurătorile s-au efectuat cu traductori tensometrici rezistivi INCBRC București, instalație de măsurători electro-tensiometrice tip Hueggenberger frecvență 1 kHz și instalație de măsurători electrotensiometrice universală tip RFT 1970, frecvență 5 kHz cu voltmetru digital cu ecran și cu imprimantă/67/. Traductorii rezistivi s-au fixat pe elementele supuse solicitării înainte de aplicarea încărcărilor. Alegerea traductorilor s-a efectuat în funcție de caracteristicile geometrice ale elementului de construcție studiat și de mărimea gradientului deformații măsurate. Asupra stâlpilor prefabricați de la turnul de răcire s-au efectuat măsurători tensometrice cu scopul determinării variației stării de eforturi în funcție de gradul de încărcare a structurii (pânza hiperbolică), obiectivul final fiind furnizarea de date tehnice pentru estimarea forței critice convenționale " $N_{cr}$ " ca urmare a flexibilității și deformațiilor. Amplasarea traductorilor tensometrici s-a efectuat conform figurii I.6. pentru a avea un spectru larg de măsurători. Încărcarea a fost realizată din: greutatea proprie a structurii exterioare a turnului; acțiunea vântului (viteza vântului 75 km/oră) și în mod special efectul undei de șoc aeriene produse de exploziile efectuate în cariera de gisuri bituminoase de la Crivina (1983). Rezultatele medii ale măsurărilor sunt prezentate în tabelul I.9 (exemplificare pentru un stâlp). Rezultatele determinărilor efectuate au confirmat comportarea foarte bună a stâlpilor din beton armat în concordanță cu ipotezele de calcul și în raport de solicitările reale. Eforturile unitare obținute în stâlpi prin măsurători tensometrice sunt mai mici decât cele stabilite prin calcul în limita 42% - 58%. Efectul vibrațiilor generate de undele de șoc au fost practic insensibile pentru stâlpi, în limita distanței epicentrale



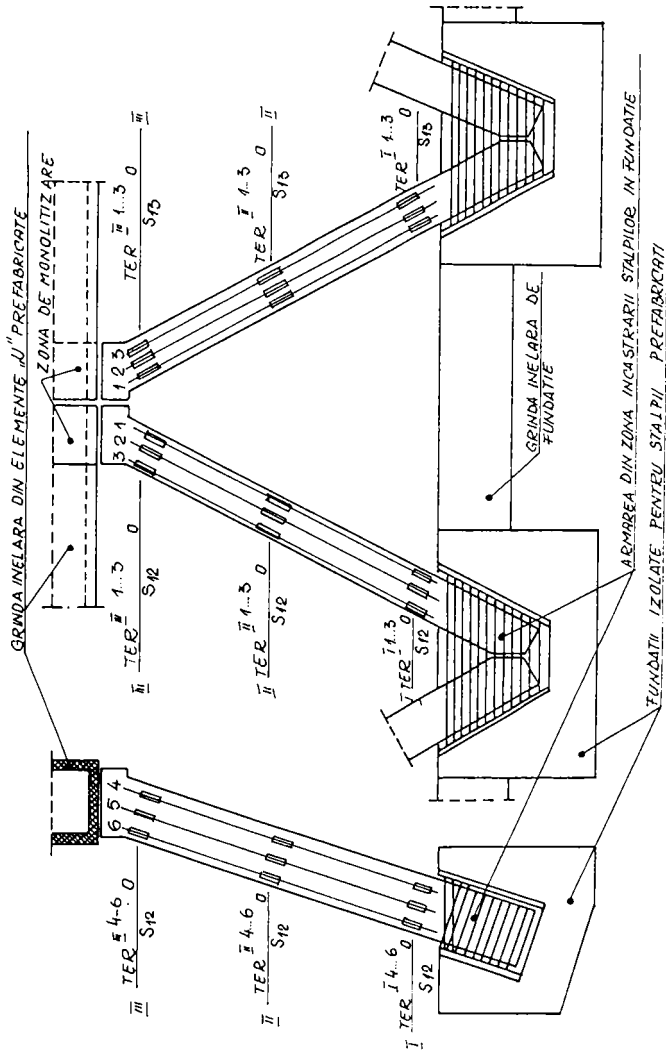


FIG. 1.6. DISTRIBUTIA „TER” PE STALPII PREFABRICATI DE LA STRUCTURA EXTERIOARA „TURN RACIRE”

$D \geq 600$  m. și a încărcăturii pe treapta  $q \leq 2$  t.TNT. În ceea ce privește influența flexibilității capacității portante a stâlpilor din beton armat, pe baza analizei măsurărilor s-a constatat că nu există pericolul pierderii stabilității formei (flambaj) înainte de pierderea capacității portante (armătura din stâlpi este bine ancorată în grinda înclădă de bază, cu  $h_g = 2$  m.).

Tabelul 1.9.

Elementul	Coeficient de referință	Încărcarea provenită din:		
		greutatea proprie	+acțiunea vântului 75 km/oră	+ efectul undei de șoc aerian
S 12	$N_c/N_{ef}$	2,75	2,33	2,10
	$M_c/M_{ef}$	2,85	2,23	2,07

Notă:  $N_c$  - sarcina de calcul;  $M_c$  - momentul încovoietor de calcul;  $N_{ef}$  - sarcina efectivă prin măsurarea deformațiilor pe element, beton și armătură;  $M_{ef}$  - momentul încovoietor efectiv prin măsurarea deformațiilor pe element, beton și armătură.

Elementele prefabricate de perete (EPP 1) din beton armat de la rezervoarele de apă, 3.500 m.c., după direcția verticală reprezintă forma de coincidență pentru un arc dublu articulată încărcat cu sarcina repartizată triunghiular, iar după direcția orizontală reprezintă forma de coincidență pentru încărcarea uniform distribuită pe arc (fig. I.7.). Extinderea în spațiu a proprietăților de coincidență permite constatarea că și suprafața este de coincidență pentru încărcarea din presiunea apei. Prin măsurători tensiometrice pe element (în stand) s-a urmărit conformarea elementului din punct de vedere static la un mod de lucru de membrană. Amplasarea traducerilor tensometrice s-a efectuat după liniile directe (vezi fig.I.7.). Încercarea s-a efectuat într-un stand de probă special amenajat (CTE Anina 1983) pentru două elemente EPP 1. Încărcarea s-a efectuat cu saci de nisip, în trei trepte. În baza rezultatelor măsurărilor tensometrice și în vederea confirmării ipotezelor de calcul din teoria de membrană (aplicate în proiectare)

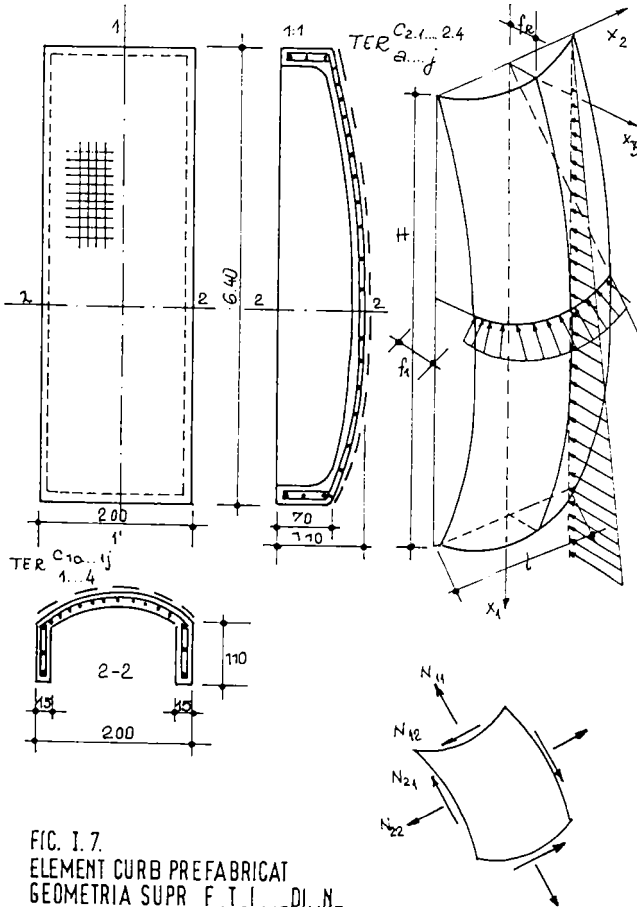


FIG. I. 7.  
ELEMENT CURB PREFABRICAT  
GEOMETRIA SUPR F T I \_DI. N\_  
EFORTURI IN TEORIA DE MEMBRANA

s-a determinat la EPP 1 diagrama de variație a funcției de forțe "F" de tip Airy și efortul secțional normal  $N^{11}$  (vezi fig.I.8), precum și diagrama de variație a efortului secțional normal  $N^{22}$  și a efortului secțional tangențial  $N^{12}$  (nereproduse în lucrare). Datele măsurărilor au fost prelucrate pe calculator printr-un program scris FORTRAN. Analizând rezultatele măsurărilor tensometrice se observă că variația eforturilor secționale normale ( $N^{11}$ ;  $N^{22}$ ) și tangențiale ( $N^{12}$ ) măsurate au alură similară cu cele calculate prin metode analitice, iar abaterile relativ mici față de cele calculate (în limita a 5%) se datoresc unor erori de măsurare și de execuție. Cu elementele EPP 1 s-au executat și sunt în exploatare la CTE Anina, două rezervoare de apă (2 x 3.500 m.c.) și la Oravița un rezervor de apă (2.500 m.c.), fără probleme deosebite.

I.1.4. În scopul măririi gradului de industrializare, atât în 1977 (la Combinatul chimic "Solventul" Timișoara), cât și în 1987/1988 (la CTE Anina) s-au utilizat elemente prefabricate pentru planșee supuse la vibrații continue din beton greu, respectiv beton ușor armat cu fibre de oțel. Fibrele de oțel utilizate s-au obținut din sârmă de  $\emptyset 1... \emptyset 3$  tăiate la lungimi constante de 15-30 mm (lungimea fibrelor nu trebuie să depășească dimensiunea maximă a granulei agregatului utilizat la betoane). Fibrele de oțel se introduc în amestecul de preparare a betonului funcție de marcă, proporție stabilită pe bază de cercetări experimentale în raport de dozajul optim de ciment (tabelul I.10.) /62/.

Tabelul I.10.

Clasa betonului	Dozajul optim de ciment	Limite recomandată pentru cantitatea de fibre de oțel $\emptyset 1 - \emptyset 3$ mm.	
		%	kg/m.c.
Bc 15	250 - 300	8 - 10	20 - 30
Bc 20	310 - 330	10 - 12	31 - 40
Bc 22,5	350 - 370	12 - 14	42 - 50
Bc 30	430 - 450	14 - 16	60 - 72
Bc 40	470 - 500	16 - 18	75 - 85

Principalele caracteristici fizico-mecanice ale

țional (fără fibre) . Rezultatele cercetărilor de laborator și pe elemente experimentale sunt prezentate în tabelul I.11. transformate în caracteristici de calcul, comparativ /62/73/.

Tabelul I.11.

Clasa betonului	Bc 15 B 200	Bc 20 B 250	Bc 22,5 B 300	Bc 30 B 400	Bc 40 B 500
Rezistența prismatică $R_{pr}$ (N/cmp)	$\frac{800}{1050}$	$\frac{1000}{1250}$	$\frac{1300}{1650}$	$\frac{1700}{2200}$	$\frac{2000}{2600}$
Rezistența la compresiune din încoviere $R_i$ (N/cmp)	$\frac{1000}{1150}$	$\frac{1200}{1400}$	$\frac{1600}{1800}$	$\frac{2100}{2350}$	$\frac{2500}{2900}$
Rezistența la întindere $R_t$ (N/cmp)	$\frac{65}{90}$	$\frac{75}{115}$	$\frac{95}{145}$	$\frac{110}{160}$	$\frac{185}{195}$
Modulul de elasticitate "Eb" (N/cmp)	$\frac{265000}{285000}$	$\frac{290000}{305000}$	$\frac{315000}{345000}$	$\frac{350000}{380000}$	$\frac{380000}{405000}$

Valorile de bază ale caracteristicii deformației în timp a betonului cu fibre de oțel ( $\varphi_c$ ) sunt mai reduse decât în cazul betonului convențional (vezi tabelul I.12.).

Tabelul I.12.

Clasa betonului	Bc 15 B 200	Bc 20 B 250	Bc 22,5 B 300	Bc 30 B 400	Bc 40 B 500
Valoarea de bază a caracteristicii deformației în timp a betonului ( $\varphi_c$ )	3,6	3,3	3,1	2,9	2,6
	3,45	3,0	2,85	2,70	2,4

Betoanele cu fibre de oțel asigură o bună comportare la eforturi rapid variabile produse de șocuri dinamice. Rezistența la întindere crește cu 38% - 48% la betoanele cu fibre de oțel față de betonul convențional. Rezistența la întindere crește cu dezațul de fibre de oțel. Alungirile înainte de rupere sunt importante. Deformația specifică elastică inițială a betonului cu fibre de oțel ( $\varphi_c$ ) este mai mare decât

a betonului convențional, crește proporțional cu cantitatea de fibre de oțel. Energia absorbită este considerabil mărită prin adăugarea fibrelor de oțel, deci rezistă bine la sarcini produse din acțiuni dinamice /73/. Rezistența ridicată a betonului cu fibre de oțel permite să se utilizeze în calcul și secțiunea de beton din zona întinsă, realizând prin aceasta economii de oțel beton. Modulul de rigiditate ( $K$ ) în cazul betonului cu fibre de oțel este mai mare decât a betonului convențional. În calculul deschiderii fisurilor și pentru calculul rigidității și al deformațiilor, valoarea coeficientului de echivalență ( $n'$ ) se micșorează la betonul cu fibre de oțel față de betonul convențional, implicit reducându-se distanța dintre fisuri și săgeata corespunzătoare apariției fisurilor. Pentru cazurile curente, momentul încovoiator dat de încărcările exterioare în momentul apariției fisurilor crește cu până la 45%, în cazul betonului cu fibre de oțel față de betonul convențional. Săgeata corespunzătoare formării articulației plastice ( $f_p$ ) este mult mai mare în cazul betonului cu fibre de oțel decât în cazul betonului convențional.

Elementele executate în mod experimental în 1978 la C.Ch. "Solventul" Timișoara, au fost: panouri de planșeu cu nervură continuă pe contur, cu dimensiunile în plan 2,2 x 4,4 m. și 1,6 x 4,4 m., peste o suprafață de circa 2000 m.p. Din fiecare tip s-au executat câte 4 panouri de planșeu, două din beton greu și două din beton cu fibre de oțel, încercate la sarcini de scurtă durată, concluzionând:

- Ruperea elementelor din beton cu fibre de oțel s-a produs prin cedarea betonului din zona comprimată, față de elementul din beton convențional la care ruperea s-a produs prin fisurarea betonului din zona întinsă și cedarea betonului din zona comprimată;

- Încărcarea la rupere este mai mare cu până la 30% în cazul elementului din beton cu fibre de oțel față de cel din beton convențional, ceea ce se explică prin diferența rezistențelor mecanice;

- Săgețile sub încărcări de scurtă durată sunt mai mici cu 20% la elementele din beton cu fibre de oțel față de cele din beton convențional, ceea ce se explică prin diferența modulului de elasticitate;

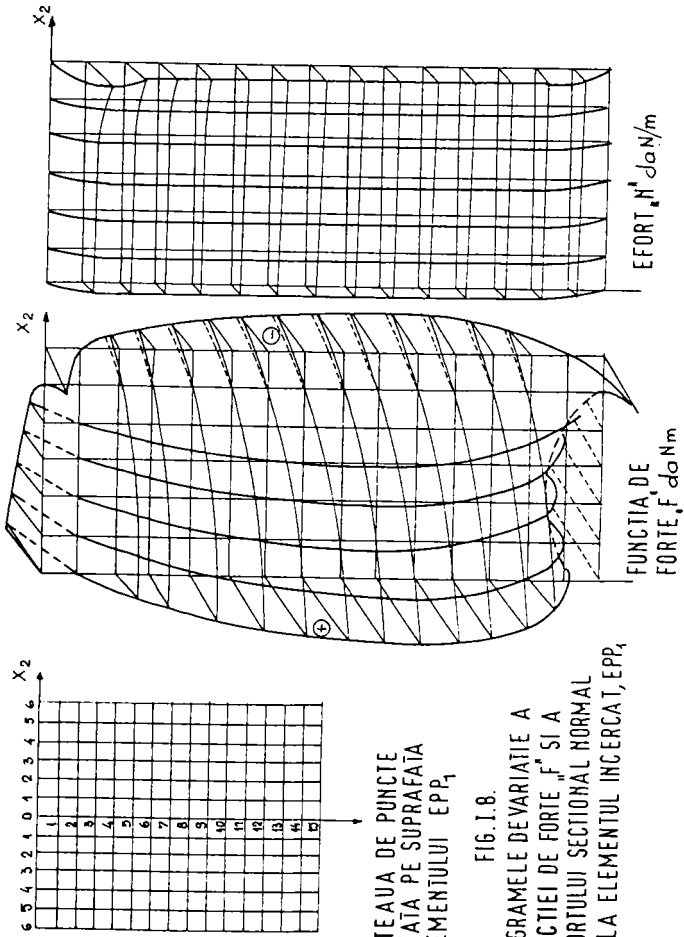


FIG. 1.8.

DIAGramele de variatie a  
 functiei de forte  $F \cdot d\sigma$  si a  
 efortului sectional normal  
 $N \cdot d\sigma$  la elementul incercat, EPP<sub>1</sub>

-Momentul încovoierilor la apariția fisurilor este cu până la 35% mai mare la elementele din beton cu fibre de oțel față de cele din beton convențional.

Rezultatele bune obținute pe elementele experimentale aplicate la 2000 m.p. de planșeu în 1978, se confirmă printr-o bună comportare în timp după 15 ani de exploatare în mediu cu vibrații continue și agenți chimici.

Continuând cercetările aplicative din 1978 s-a conceput în 1987 un element prefabricat special, sub forma unei învelitori cilindrice lungi, cu două grinzi marginale longitudinale și trei grinzi transversale (cu funcție de timpan), la dimensiunile prevăzute în figura I.9. Elementul s-a realizat din beton ușor, utilizând nisip 0/3, granulat sort 3/8 și 8/16, ciment Pa 35, apă. Marca betonului BG 400 (Bc 30). Armarea învelitorii cilindrice cu bare  $\varnothing$  10/30 cm. dispuse transversal și bare  $\varnothing$  8/30 cm. dispuse longitudinal. În compoziția betonului cu granulat s-au introdus fibre de oțel moale, cu diametrul de 0,8 - 1,0 mm. și lungimi maxime de 25 mm., în proporție de 2% în volum (7% în greutate). Elementul prefabricat constituie unicat atât ca formă geometrică - constructivă, cât și a compoziției materiale. În acest context s-a impus studiul comportării la încărcări statice de scurtă durată, urmărindu-se: stabilirea experimentală a încărcărilor la care se produc stări limită; verificarea ipotezelor de calcul; determinarea rigidităților și deformațiilor elementului la diverse încărcări /73/. Elementul prefabricat s-a montat pe un stand special amenajat din două fundații continue din beton, având lungimi de 13 m, constituind reazemele de bază (imitând rezemarea de pe grinda-cheson de scoperiș GI-21). Încărcarea elementului s-a realizat cu saci de nisip, dispuși alternativ pentru a evita efectul descărcării sarcinei în anumite zone. Pe linia generatoarei de cheie (sub învelitoare), s-a montat din 3 în 3 m. comparatoare cu fir de transmitere a deplasărilor la distanță (sistem Maximov), în scopul măsurării săgeților (CF - 5 buc.). Pe fața superioară a celor trei grinzi transversale, la 0,5 m. din deschidere, s-au montat deformetre tip Huggenberger (TM-3 buc.). Pe fețele laterale, exterioare, a grinzilor longitudinale, în zona de intersec-



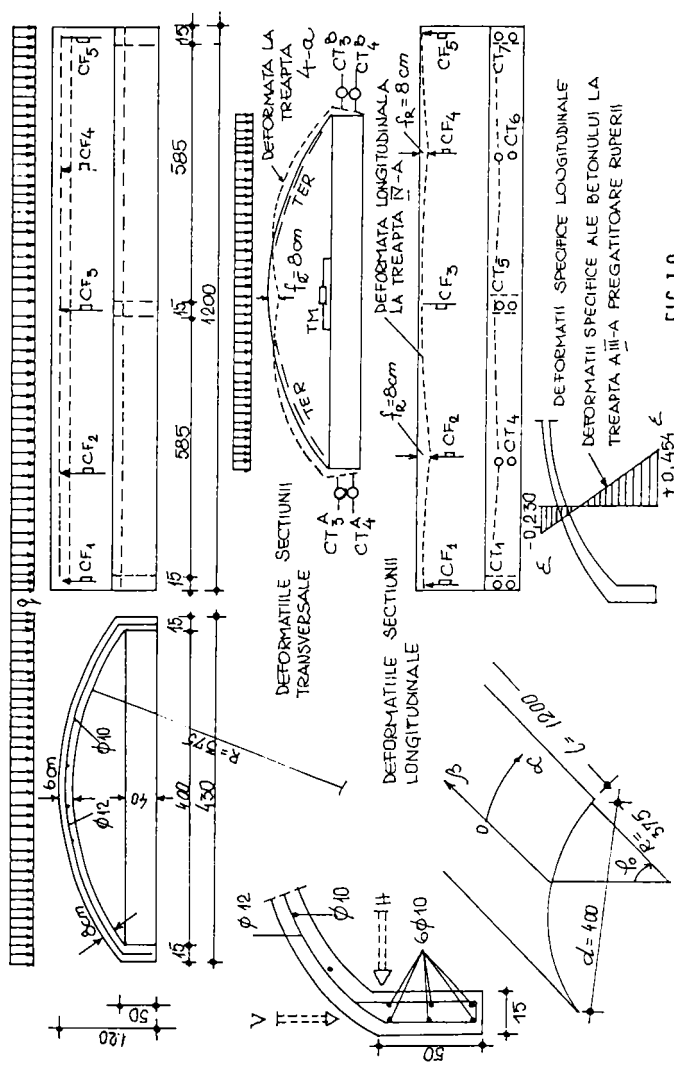


FIG. 1.9.

ție cu grinzile transversale și la 0,5 din deschiderea dintre grinzile transversale s-au montat comparatoare cu tijă, câte două în fiecare secțiune (sus, jos), (CT-10 buc./grindă). Măsurarea deformațiilor specifice pentru aprecierea stării generale de eforturi în elementul de acoperiș s-a efectuat prin tensometrie electrică, utilizând traductoare electrice rezistive "TER" montate pe intradosul învelitorii cilindrice, la distanță de 40 cm., în 5 secțiuni transversale caracteristice (3 secțiuni în zona grinzilor transversale și 2 secțiuni în câmp). În cadrul încercării s-a utilizat puntea tensometrică tip ORION-EMG 2353. Pentru a putea interpreta cât mai corect rezultatele experimentale s-au determinat în prealabil caracteristicile materialelor utilizate și caracteristicile fizico-mecanice ale betonului atât pe cale de laborator (probe), cât și prin încercări nedistructive cu betoneoscopul N 2703, INCERC București. Încărcarea elementului s-a efectuat uniform distribuit. Încărcarea elementului experimental s-a aplicat în 4 trepte, până la rupere, după cum urmează:

- treapta I-a:  $0,75 \times q = 245 \text{ kg./m.p.}$
- treapta II-a:  $1,50 \times q = 490 \text{ kg./m.p.}$
- treapta III-a:  $1,85 \times q = 605 \text{ kg./m.p.}$
- treapta IV-a:  $2,55 \times q = 830 \text{ kg./m.p.}$

Elementul s-a ținut la încărcare constantă pentru fiecare treaptă pe o durată de 40 - 60 minute. După fiecare treaptă de încărcare s-a efectuat descărcarea la limita valorică de o treaptă, menținându-se 30 - 50 minute.

Interpretarea rezultatelor experimentale au conștătat următoarele:

-Analizând variația săgeților în raport cu generatoarea de cheie rezultă că săgeata măsurată în secțiunea transversală a zonei tiranților este cu 30% mai mică decât săgeata măsurată în secțiunea transversală a zonei de câmp (la 0,5 din deschiderea dintre tiranți). Săgeata măsurată în secțiunea din câmp la treapta a doua de încărcare reprezintă un centimetru, adică 1/600 și la treapta a patra de încărcare (de rupere) reprezintă 8 cm., adică 1/75. Față de diagrama de variației a săgeților se trage concluzia că elementul este rigid și prezintă un grad de avertizare mare, deoarece săgeata la rupere este de 5 ori mai mare decât săgeata aferentă

încărcării de exploatare.

Din înregistrările efectuate cu traducterii electrici rezistivi în secțiunile de la 0,5 și 0,25 din deschiderea de boltă rezultă că pentru toate treptele de încărcare ipoteza secțiunilor plane se verifică corespunzător până la încărcarea de rupere (treapta a IV-a), Cunoșcând modulul de elasticitate al betonului și grosimea plăcii învelitorii, cu deformațiile specifice determinate cu traductoare electrice rezistive s-a calculat mărimea eforturilor longitudinale din secțiune. Deformațiile orizontale ale grinzii longitudinale înregistrate sunt mai mari în zona de câmp și mai mici în zona de îmbinare cu grinzi transversale. Fisurile apar în secțiunea de câmp, la cheie, distribuite radial în limita încărcărilor din treapta a treia. La descărcarea aferentă treptei a treia, fisurile se închid parțial sau își reduc lungimea și deschiderea cu până la 60% datorită aderenței dintre betonul cu granulit și țesătura de fibre de oțel moale. Fisurile se concentrează numai în secțiunea de câmp și se despică spre baza învelitorii.

Starea limită de epuizare a capacității portante s-a atins pentru o supraîncărcare de 2,55 față de încărcarea de exploatare. Cedarea elementului s-a produs lent prin ruperea plăcii învelitorii, în secțiunea de câmp, zona de cheie, cu fisuri pronunțate la 45° spre colțuri (intersecția de grinzi). Măsurarea deformațiilor prin tensometrie mecanică și electrică a condus la următoarele concluzii:

-deformabilitatea elementului este influențată de caracteristicile fizico-mecanice ale materialului compozit;

-armarea dispersă cu fibre de oțel moale ridică treapta de încărcare aferentă apariției și dezvoltării fisurilor;

-pe baza interpretării rezultatelor măsurărilor tensometrice s-a apreciat că elementul experimental realizat din beton cu granulit armat cu fibre de oțel moale se poate utiliza în practică conform destinației.

I.1.5. Sala principală a unui bazin de înet s-a proiectat acoperită cu grinzi din beton precomprimat, având deschiderea de 21 m. și secțiunea transversală chesonată (fig.I.10). Grinda de 21 m. este alcătuită din 3 elemente din beton armat cu lungimea de 7 m. asamblate prin pre-

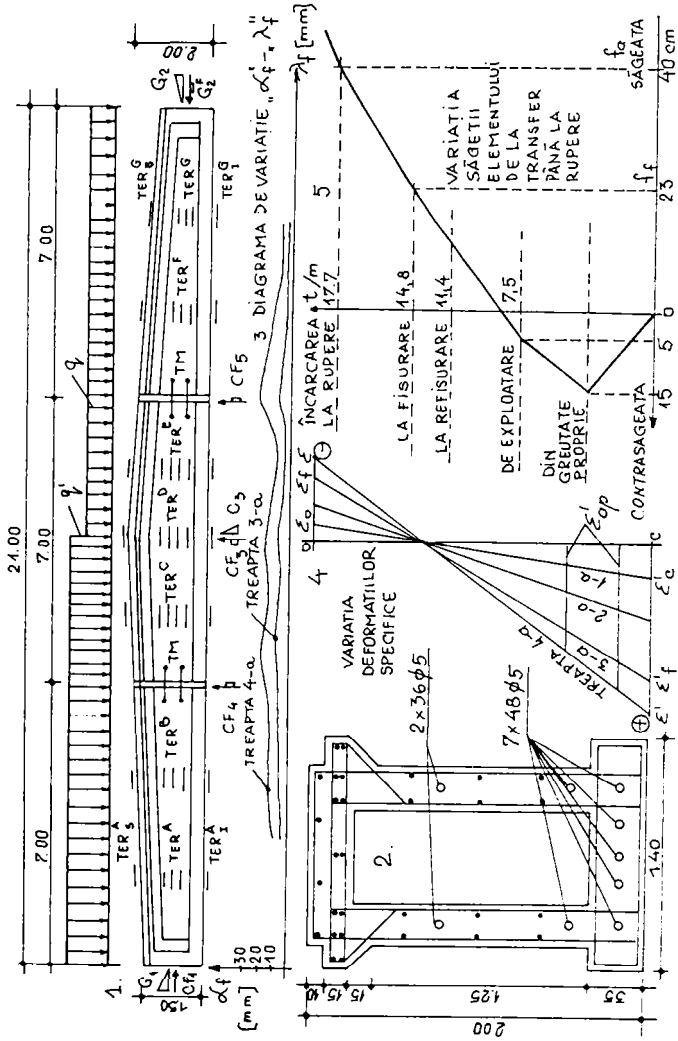


FIG. 1.10

comprimare. Grinda denumită "GI-21" s-a proiectat din beton cu granulit BG 500 (Bc 40), cu rezistența pe cub a betonului la transfer  $R_{b0} = 500 \text{ kgf./cmp. (50 N/mmp.)}$  și armătură pre-tensionată SBP - IØ5 cu  $R_p^n = 17.000 \text{ kgf./cmp. (1700 N/mmp.)}$ , alcătuită din 7 fascicule 48 Ø 5 și două fascicule 36 Ø 5 (fig.I.10 det.2). Elementele din beton armat de 7 m. sunt armate cu OB 37 ( $R_a = 2100 \text{ kgf./cmp}$ ) și cu bare longitudinale din Ø 14 și bare transversale din Ø 12. Elementul GI - 21 fiind univat în privința utilizării betonului cu granulit și a alcătuirii secțiunii transversale s-a impus încercarea până la rupere la încărcări statice de scurtă durată /75/. Valori de calcul pentru verificări la stările limită ale exploatării normale, încărcări totale de exploatare 6000 kg/m și încărcări de lungă durată 5500 kg./m. Valori de calcul pentru încărcarea limită de rezistență 7500 kg./m. (75 N/m).

-Săgețile au fost măsurate cu aparatul comparator cu fir de transmitere a deplasărilor la distanță (sistem Maksimov) amplasat la 0,5 l și în zona resturilor de îmbinare a elementelor prefabricate. Măsurarea deformațiilor specifice a făcut posibilă aprecierea stării de eforturi existente în elementul de construcție. Măsurarea deformațiilor prin tensometrie mecanică s-a efectuat numai în zona resturilor de îmbinare dintre elementele prefabricate, atât pe fețele laterale cât și pe tălpi, utilizând deformetre tip Huggenberger cu lungimea bazei de măsurare de 200 mm. (fig.I.10 det.1-TE). Măsurarea deformațiilor prin tensometrie electrică s-a efectuat în 7 secțiuni (fig.I.10 det.1), utilizând traductoare electrice rezistive "TER". În cadrul încercărilor s-a utilizat puntea tensometrică tip ORION-ENG 2353, destinată măsurărilor de deformații cu traductoare electrice rezistive. Schema de încărcare s-a adaptat ipotezelor considerate la proiectarea elementului, cu mențiunea că după trecerea a treia de încărcare s-a aplicat o încărcare suplimentară în zona 0,5 l, aferentă presupunerii aglomerării cu zăpadă pe acoperiș. Încărcarea s-a realizat cu elemente prefabricate din beton ( $m = 250 \text{ kg./buc.}$ ) Elementul experimental s-a considerat simplu rezemat, pe o lungime de 0,5 m. la fiecare capăt și prin intermediul unui strat de 2-2,5 cm. nisip. Dispozitivele și aparatura de măsură au fost montate conform fig. I. 10

det.1). Caracteristicile fizico-mecanice ale betonului BG 500 (Bc 40) au fost determinate pe cuburi de probă cu 48 ore înainte de efectuarea încercării. Încărcarea elementului experimental s-a efectuat în 4 trepte astfel:

- treapta I-a: 0,75 din 75 N/m.
- treapta II-a: 1,52 din 75 N/m.
- treapta III-a: 1,98 din 75 N/m.
- treapta IV-a: 2,30 din 75 N/m.

Elementul s-a ținut sub încărcare constantă la fiecare treaptă pe o durată de 60-90 minute. După fiecare treaptă de încărcare s-a efectuat descărcarea numai cu o treaptă de încărcare. Descărcarea s-a menținut 45 - 60 minute.

Observarea, interpretarea și aprecierea rezultatelor au drept scop să constate modul de comportare a elementului experimental la încărcări statice de scurtă durată până la rupere, concluzionând;

- Fisurile apar după treapta a doua de încărcare;
- Treapta a treia de încărcare reprezintă încărcarea care avertizează ruperea elementului, remarcându-se prin creșterea rapidă a săgeții (rigiditatea scade), 1/105 din deschiderea de calcul.

Starea limită de rezistență:

- Ruperea elementului s-a produs prin fisurarea betonului din zona întinsă și cedarea betonului din zona comprimată;
- Treapta de rupere nu a fost apropiată de treapta de fisurare, intervalul de deformații avertizează apropierea epuizării capacității portante (fig.I.10, det.5).

Starea limită de deformații:

- Săgeata la fisurare reprezintă 1/105 din deschidere, iar la rupere 1/50 din deschidere;
- Săgețile sub încărcări de scurtă durată sunt mai mari cu 15%-30% față de cele calculate, ceea ce se explică prin diferența modului de elasticitate;
- Valoarea săgeților remanente crește proporțional cu încărcarea exterioră, în special după ce s-a depășit nivelul de încărcare la fisurare (fig.I.10 det.5).

Starea limită de apariție și dezvoltare a fisurilor:

- Fisurile se dezvoltă în secțiuni normale, predominând mo-

- Nu avem fisuri despicate la nivelul axei neutre;
- Repartiția uniformă a fisurilor în lungul elementului (fig.I.10 det.3), la treapta a treia și a patra de încărcare, conform diagramei de variație pentru " $\Delta f$ " și " $\lambda f$ ";
- Nivelul la care s-a produs fisurarea și refisurarea s-a stabilit funcție de: variația săgeții măsurate și variația deformațiilor specifice a armăturii pretensionate și a betonului (fig.I.10, det.4).

Studiind variația deformațiilor specifice din secțiunea 0,5 l a grinzii-cheson (fig.I.10 det.2 și 4) se constată:

- domeniul comportării elastice;
- la descărcarea treptei a treia care a produs fisurarea, fisurile nu se închid și deci are loc o pierdere a forței de precomprimare datorită deformațiilor remanente ale armăturii;
- după treapta a treia apare domeniul deformațiilor plastice, când întreaga alungire inițială de la pretensionare este anulată de deformațiile remanente.

În practică, verificarea la starea limită de deformație pentru grinzi cu înălțimea variabilă, pentru diferite combinații de încărcări, conduce la calcule laborioase. Verificarea la starea limită de deformație pentru grinda cu talpa superioară în două pante se simplifică prin exprimarea analitică a variației modului de rigiditate "K" în funcție de variația secțiunii pe 0,5 l (l - deschiderea de calcul). În literatura de specialitate sunt cunoscute diferite forme de exprimare a variației modului de rigiditate "K", dar nu dau rezultate satisfăcătoare, existând diferențe considerabile între curbele de variație a modului de rigiditate după diverse formule. Rezolvarea problemei se simplifică prin segmentarea deschiderii grinzii în trei (fig.I.11). Mărimea săgeții maxime la 0,5 l pentru grinda cu secțiune variabilă se exprimă prin:

$$f = \int_0^l \frac{M_{q,x} \cdot M_{1,x}}{K_x} dx ; f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{K} \beta = f_c \beta$$

$f_c$  = săgeata maximă pentru încărcări exterioare uniform distribuite "q", la grinda cu modul de rigiditate constant "K", determinat conform standardelor în vigoare;

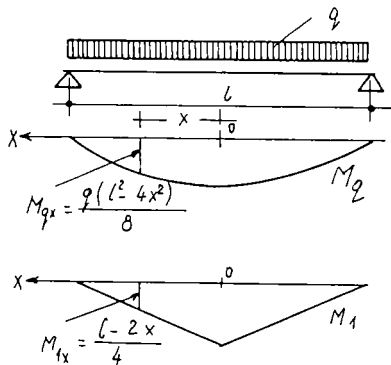
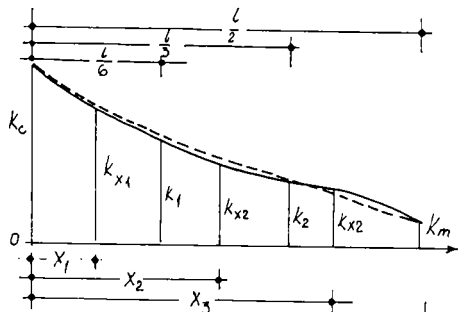


FIG. I.11.

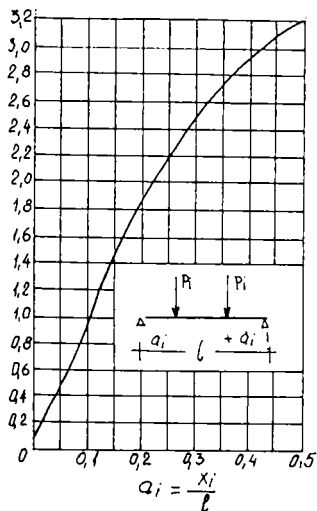


FIG. I.13.

0.8	$\beta_1$ 1.20	$\beta_2$ 0.52	$\beta_3$ 0.085	0.8
	1.15	0.50	0.068	
	1.10	0.48	0.066	
0.7	1.05	0.46	0.064	0.7
	1.0	0.44	0.062	
0.6	0.95	0.42	0.060	0.6
	0.9	0.41	0.061	
0.5	0.85	0.4	0.06	0.5
	0.8	0.385	0.058	
0.4	0.80	0.37	0.056	0.4
		0.36	0.057	
0.3	0.75	0.35	0.055	0.3
		0.34	0.055	
0.2	0.7	0.33	0.055	0.2
	0.7	0.32	0.055	
0.1	0.65	0.32	0.055	0.1
	0.65	0.31	0.055	
0	0.54	0.304	0.052	
	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	

FIG. I.12.



$\beta$  = coeficientul de majorare a săgeții maxime, pînă micșorarea rigidității de la 0,5 l spre marginile de rezemare, determinat conform monogramei din fig.I.12 în funcție de:

$$m_1 = \frac{\frac{k_{0,5}}{k_{x1}} - 1}{\frac{k_{0,5}}{k_{x1}}}; \quad m_2 = \frac{\frac{k_{0,5}}{k_{x2}} - \frac{k_{0,5}}{k_{x1}}}{\frac{k_{0,5}}{k_{x2}}}; \quad m_3 = \frac{\frac{k_{0,5}}{k_m} - \frac{k_{0,5}}{k_{x2}}}{\frac{k_{0,5}}{k_m}}$$

Valorile:  $k_{0,5}$ ;  $k_{x1}$ ;  $k_{x2}$  și  $k_m$  se determină conform STAS 10107/0-91 și schema logică 8.25 din "Îndrumător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat" Ed.Tehnică 1978 (Dan Dumitrescu, ș.a.), pentru secțiunea aferentă 0,5 l;  $x_1$ ;  $x_2$  și  $m$ .

Valoarea " $\beta$ " se calculează cu formula:

$$\beta = \beta_1 + \frac{k_{0,5}}{k_{x1}} \cdot \beta_2 + \frac{k_{0,5}}{k_{x2}} \beta_3;$$

În cazul grinzilor cu un sistem de forțe concentrate Pl... Pl dispuse simetric (rezemarea panelor pe grindă), se determină încărcarea echivalentă uniform distribuită ( $q_e$ ):

$$q_e = \frac{\sum \lambda_i P_i}{l}; \quad \lambda_i = 3,2 a_i (3 - 4a_i^2); \quad a_i = \frac{x_i}{l}$$

$x_i$  - distanța față de rezem a forței concentrate " $P_i$ "; pentru valorile " $\lambda_i$ " și " $a_i$ " se utilizează monograma din fig.I.13

Cercetările aplicative au confirmat valabilitatea ipotezelor de calcul la grinzile cu două pante, indiferent de forma secțiunii transversale.

I.1.6. Realizarea estacadei principale pentru transportul cu benzi a șistului bituminos din depozit la centrală (CTE Anina, 1983) a constituit o problemă deosebită pentru proiectare-execuție-exploatare, avându-se în vedere caracteristicile geometrice (lungime 200 m, lățime 12 m, diferență de nivel 60 m) și parametrii de exploatare 1000 tone șist pe oră și pe bandă. Fermele metalice au deschiderea de 36 m. și sunt destinate să suporte încărcările provenite din benzile transportoare de șist, închidere laterală și acoperiș, acțiunea vântului, acțiunea zăpezii și a vibrațiilor din exploziile produse în cariera de șisturi bitumi-

nease. S-a studiat comportarea fermelor metalice de 36 m. deschidere ( $G_V^3$ ) pentru încărcarea maximă de exploatare. Încercarea s-a efectuat la poziția finală de montaj, determinându-se eforturile unitare reale în unele din barele indicate ca cele mai solicitate, deplasarea nodurilor pe verticală și a reazemelor pe orizontală /68/. Încercarea s-a impus și datorită faptului că fermele au fost montate cuplate. Încărcarea fermelor s-a efectuat cu nisip (1600 kg/mc) pe benzile de șist (900 kg./m.c.). Durata încărcării: 3 ore; menținerea sub încărcare: 3 ore. Aparat de măsură utilizate: comparatoare cu fir tip Maximov (buc.8); clinometrice (buc.6); tensometre mecanice tip Huggenberger (buc.12); traductoare electrice rezistive. Măsurătorile tensometrice s-au efectuat direct pe elementele de construcție, utilizând 3 punți tensometrice UM 130 și UM 131 (Germania) și dispozitive de cămutare SG 151 cu posibilitatea de măsurare în 3 x 20 puncte. S-a utilizat traductoare electrice rezistive cu baza de 10 mm, rezistența  $120 \Omega$  și constanta  $k = 2$ . La fiecare lot de 10 traductoare electrice rezistive s-a folosit câte un traductor comun de compensare. Amplasarea traductorilor tensometrici pe barele structurii s-a efectuat conform fig. I.14. S-a lipit pe câte 30 bare ale structurii câte 2 traductori, așezați simetric în aceeași secțiune. În scopul de a verifica suma eforturilor într-un nod s-a efectuat și montarea în rozetă pe 5 bare concurente într-un nod câte 2 traductori pe bară. Traductorii au fost amplasați pe ambele fețe ale elementelor, ceea ce dă circuitului de măsurare o sensibilitate dublă, precum și o compensare de temperatură practic completă. Măsurătorile s-au efectuat numai până la limita săgeții admisibile de exploatare.

Pentru înregistrarea deplasărilor verticale în nodurile de la talpa inferioară s-au folosit vibrografe cuasistatice tip Stoppami, plasate la 0,5 l din deschidere. Sub efectul funcționării benzilor și al exploziilor tehnologice, concomitent, s-a studiat vibrograma similară a eforturilor unitare, înregistrată la acțiunea simultană a vibrațiilor produse din funcționarea benzilor și a vibrațiilor produse de explozii, determinându-se coeficientul dinamic " $\Psi$ " variind între 1,148 și 1,256 în funcție de deschiderea fermei metalice.

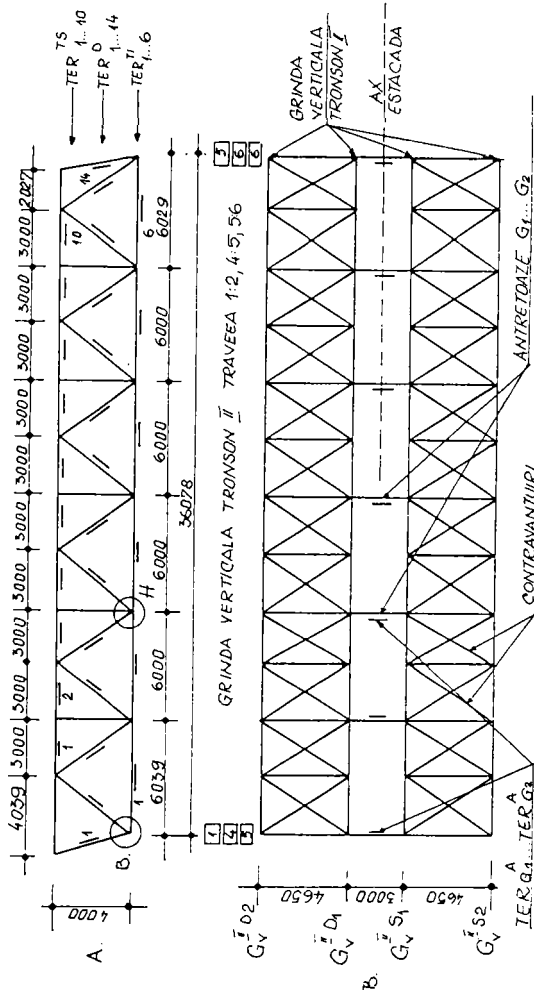


FIG.14. DETERMINAREA STĂRII DE EFORTURI ÎN ELEMENTELE COMPONENTE ALE GRINZILOR VERTICALE  $G_V^{1,02}$   $G_V^{1,D_1}$   $G_V^{1,S_1}$   $G_V^{1,S_2}$  PENTRU TRONSONUL II, PRIN UTILIZAREA DE TRADUCTOARE ELECTRICE REZISTIVE. (SCHEMA DE DISTRIBUȚIE, TER)

În zona nodurilor de tip "H" (fig. I.14), deformațiile specifice măsurate au reprezentat 65% - 75% din cele calculate, iar în zona nodurilor de tip "B" (de la reazeme) numai 30%-35% din valorile calculate.

Urmare a rezultatelor obținute pe baza programului de încercări se reține:

- valoarea eforturilor în bare este mult mai mică decât capacitatea de rezistență a secțiunii proiectate;
- săgeata remanentă reprezintă 3% - 8% din săgeata înregistrată la încărcarea de probă, ceea ce atestă comportarea elastică a fermelor.

I.1.7. În acțiunea de modernizare și renovare a unei construcții vechi pentru un abator de carne și preparate din carne cu o capacitate de 2500 tone/an (Bocșa 1987) s-a solicitat înlocuirea șarpantei din lemn cu ferme metalice "F 12 - L - OB", rezemate pe centurul clădirii prin intermediul unor centuri din beton armat. Fermele s-au proiectat și executat din: talpa superioară și montajii din laminat; diagonalele și talpa inferioară din oțel beton (fig. I.15) /72/. Datorită realizării pentru prima dată în țară a acestui tip de fermă metalică s-a hotărât să se studieze comportarea fermei sub încărcarea de exploatare majorată cu 30% și apoi până la deformarea maximă (ferma devenind inutilizabilă). La încărcare s-a supus prima fermă executată și s-a urmărit: determinarea eforturilor unitare reale în barele fermei; determinarea eforturilor unitare reale în zona de îmbinare (nodurile 6, 7, 8, 9, 7', 6'); deplasarea nodurilor pe verticală; deplasarea reazemelor pe orizontală. Ferma s-a montat pe două reazeme realizate din beton, prevăzute la partea superioară cu role metalice sub placa de rezemare (fig. I.16). Încărcarea fermei s-a efectuat în noduri prin intermediul unor rame metalice în fiecare nod a tălpii superioare, prevăzute cu tiranți metalici din oțel beton  $\varnothing$  40, care susțin elemente prefabricate tarate și executate din beton armat (tarate special pentru fiecare treaptă de încărcare), conform programului estimativ al încărcării până la deformarea maximă). Dispozitivul de încărcare nod-fermă este unicat (fig. I.16). Încărcarea s-a efectuat în 4 trepte:

FIG. 1.15

FERMA METALICA L-OB  
L = 12 m

SCHEMA GEOMETRICA

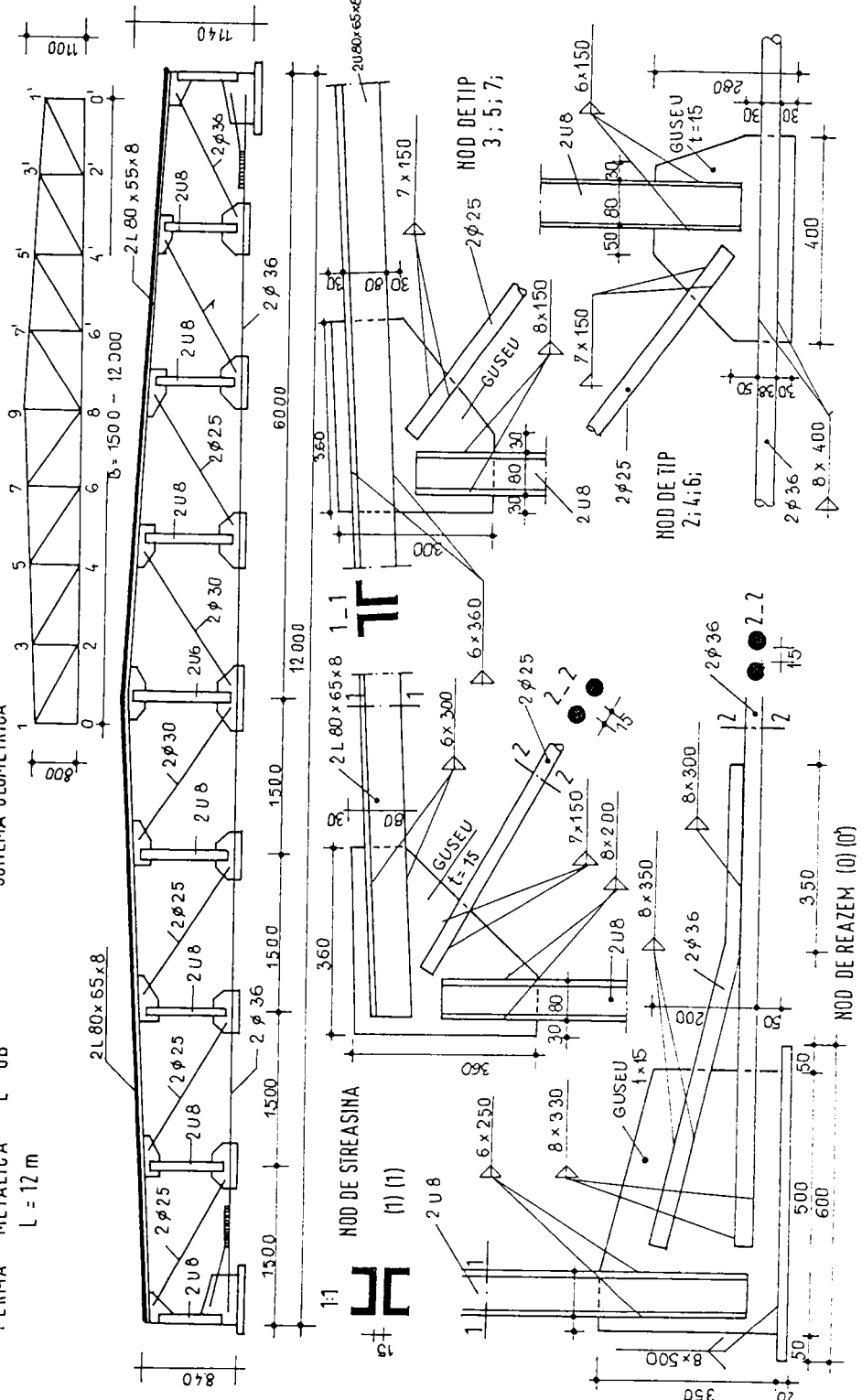
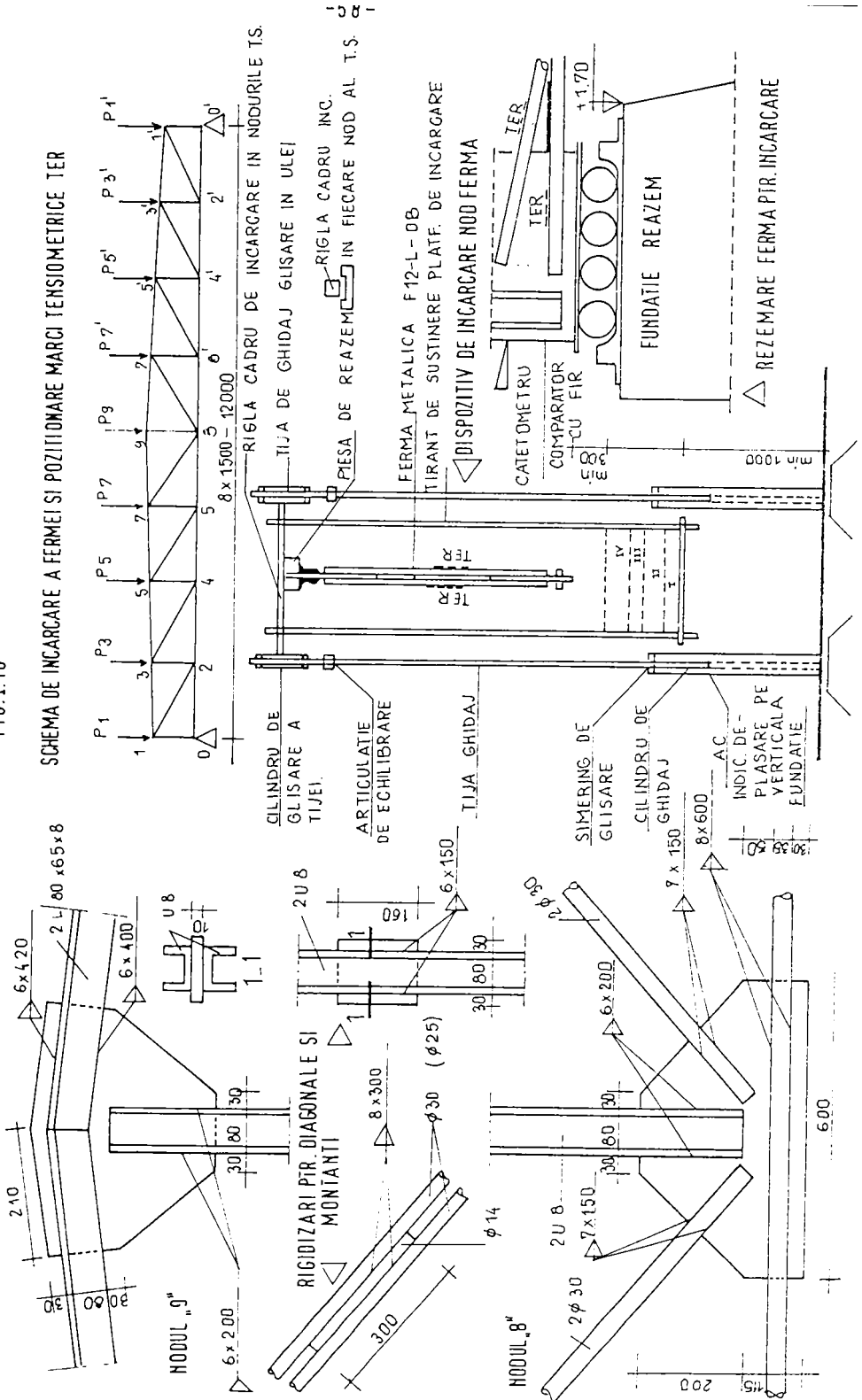


FIG. 1.16

SCHEMA DE INCARCARE A FERMEI SI POZITIONARE MARCI TENSIOMETRICE TER



- treapta I-a, 0,25 din încărcarea de exploatare;
- treapta II-a, încărcarea de exploatare;
- treapta III-a, 1, 30 x încărcarea de exploatare;
- treapta IV-a, suplimentarea încărcării până la deformarea maximă a fermei.

Intervalul dintre treapta I - II este de 3 ore, dintre treapta II-III este de 24 ore și dintre treapta III-IV este de 24 ore, timp suficient pentru stabilizarea deformațiilor, cât și pentru urmărirea comportării fermei, precum și înregistrarea rezultatelor.

Ferma a fost echipată cu aparatură de măsură și control:

- comparatoare cu fir tip Maximov în nodurile 2, 4, 6, 8, 6', 4', 2' și la 0,5 din lungimea barelor;
- clinometre montate la nodurile: 0, 1, 8, 9, 1', 0',
- tensometre metalice tip Huggenberger montate pe barele 7-8, 8-7', 8-9, 7-9, 9-7', 6-8, 8-6';
- traductoare electrice rezistive (TER) montate pe barele fermei la 0,5 din lungimea barei și în zona de îmbinare din noduri considerată ca zonă de influență.

Aprecierea rezultatelor:

- Pe baza deformațiilor specifice măsurate s-a determinat eforturile axiale reale. Comparându-se rezultatele măsurărilor cu valorile calculate teoretic s-a constatat că pentru treapta a doua de încărcare - la nivelul încărcării de exploatare - sunt mai mici cu 35% - 85%;
- Deformațiile remanente după descărcarea din treapta a treia sunt mai mici decât 15% din deformațiile specifice măsurate sub încărcarea de exploatare, ceea ce atestă comportarea elastică a fermei în domeniul 1 - 1,3 x încărcarea de exploatare;
- Deplasările măsurate în domeniul de încărcare treapta I-III (inclusiv) sunt mai mici decât cele calculate.
- Săgeata elastică nu depășește săgeata calculată, iar săgeata remanentă este în limita a 0,04 din săgeata determinată pentru încărcarea din treapta a treia; la repetarea încărcărilor pentru treapta a treia nu a crescut săgeata elastică și nici săgeata remanentă;
- Deformația maximă "care a scos" ferma din schema geometrică și a devenit inutilizabilă s-a produs la 1,835 x încărcarea de exploatare, afectând în principal nodurile din zona 6,7,8,

9, 7', 6' și privește în mod special barele 7-8, 7-9, 8-7', 9-7', 7-6, 7'-6' și 9-8.

Concluziile cercetării sunt:

- Firme din laminate și oțel beton, sunt elemente metalice ușoare cu o bună comportare la încărcările din exploatare;
- Prinderea din noduri cu gusee metalice a influențat pozitiv creșterea capacității portante și în mod special stabilitatea barelor solicitate la eforturi axiale de compresiune, iar momentele încovoietoare generate de excentricitățile mici a prinderilor din noduri sunt practic neglijabile;
- Se impune o atenție deosebită la execuție în respectarea criteriilor tehnice din tehnologia de execuție a îmbinărilor sudate în mod special la talpa inferioară, constatându-se după deformarea maximă microfisuri și fisuri în vecinătatea "ZIT"-urilor.

I.1.8. Grinda compusă este alcătuită dintr-o dală de beton armat și o grindă spațială din oțel beton (fig. I.16.1) (Câmpeni, 1969-1970). Dala din beton armat se realizează din beton de granulat (BG 150 - BG 300). Dala este solicitată pe două direcții perpendiculare, din efectul de conlucrare cu grinda de oțel beton și din efectul de dală, Grosimea dalei rezultă din calculul de rezistență la transmisia termică, dar minim 8 cm., pentru a limita deschiderea fisurilor sub sarcină și asigurarea unei bune ancorări în dală a barelor de oțel beton. Din punct de vedere static grinda compusă se consideră o grindă cu zăbrele, cu tălpi paralele și diagonale în V, simplu rezemată și static nedeterminată interior, considerând încărcarea uniform distribuită, repartizată pe fiecare ramură a grinzii din oțel beton (figura I.16.2)). Proiectarea elementului s-a efectuat în două etape: predimensionare și calculul de bază. Predimensionarea s-a efectuat numai pentru ramura marginală (fig. I.16.3). Realizarea acestei structuri pentru lucrarea experimentală s-a efectuat în condiții de șantier, după următoare tehnologie: fasonarea barelor de oțel beton; asamblarea barelor care alcătuiesc ramurile individuale ale grinzii de oțel beton prin sudură; asamblarea în poziție verticală a grinzii spațiale din oțel beton prin sudură și montarea prin legarea cu sârmă a armăturii transversale din dală: asezarea grinzii din oțel beton în poziția în-



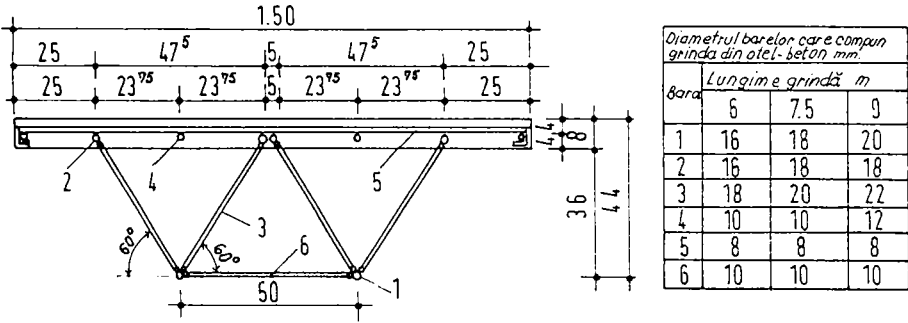


FIG. 1.16.1. - GRINDA COMPUSA - SECTIUNE TRANSVERSALA

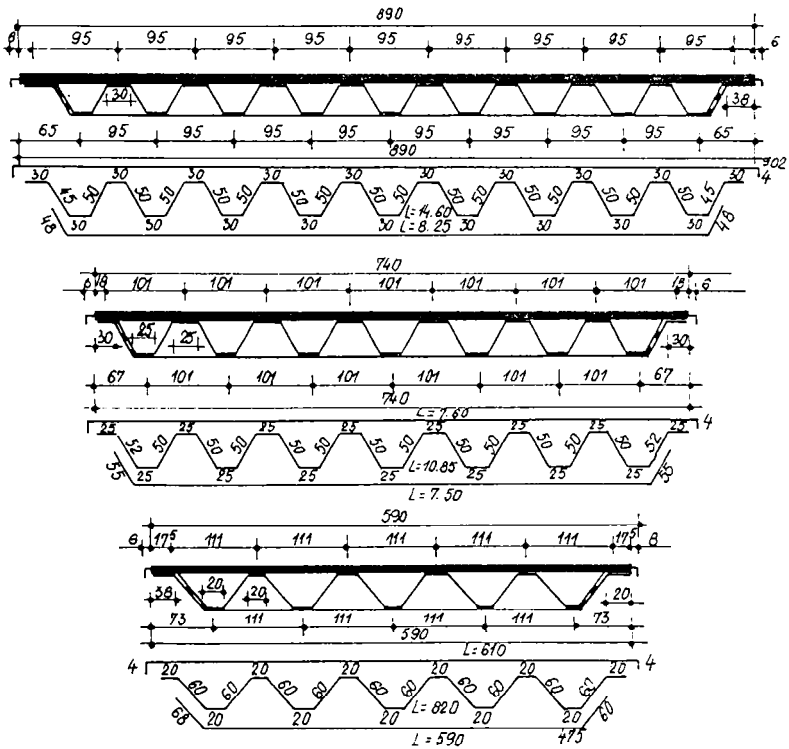


FIG. 1.16.2. - GRINDA COMPUSA - SECTIUNE LONGITUDINALA

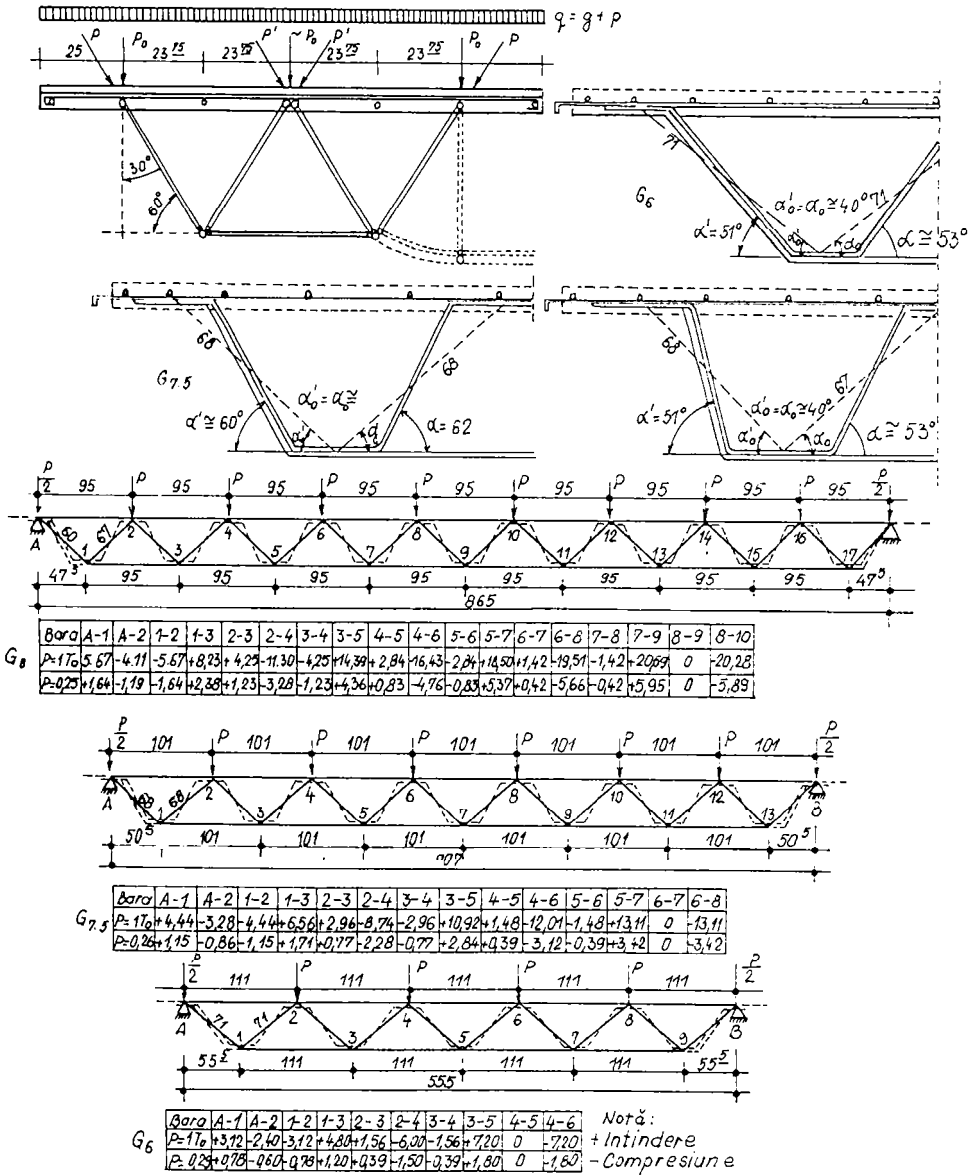


FIG.16.3 SCHEMA CALCUL-PREDIMENSIONAREA UNEI RAMURI DIN GRINDA DE OTEL BETON

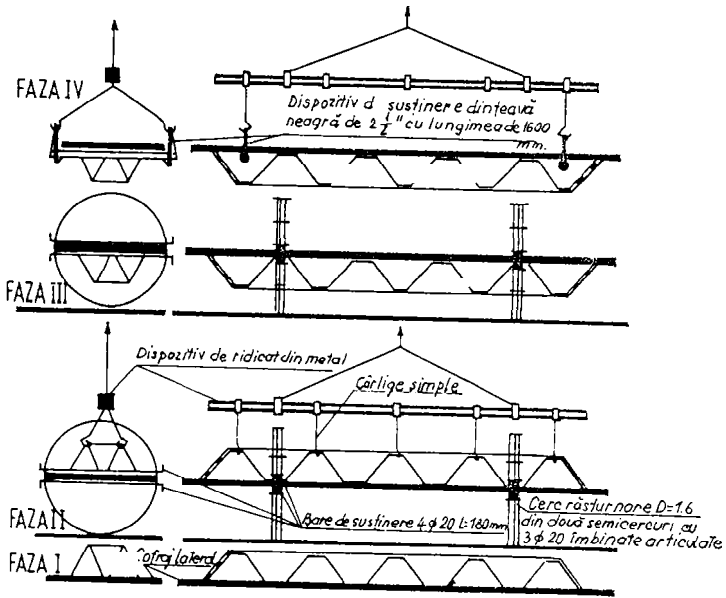


FIG.1.16.4. - SCHEMA TEHNOLOGICA DE MANIPULARE A GRINZII COMPUSE

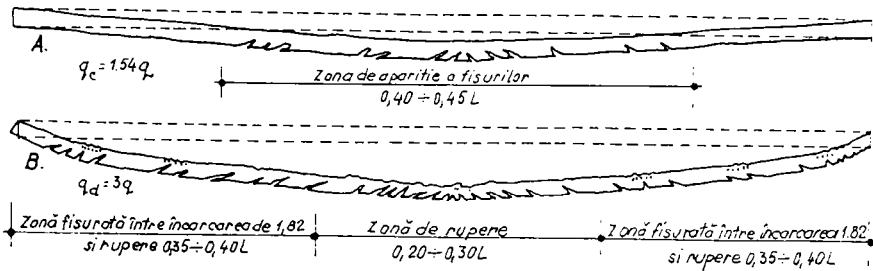


FIG.1.16.6. APARITIA SI DEZVOLTAREA FISURILOR IN DALA DE BETON CU CRANULIT

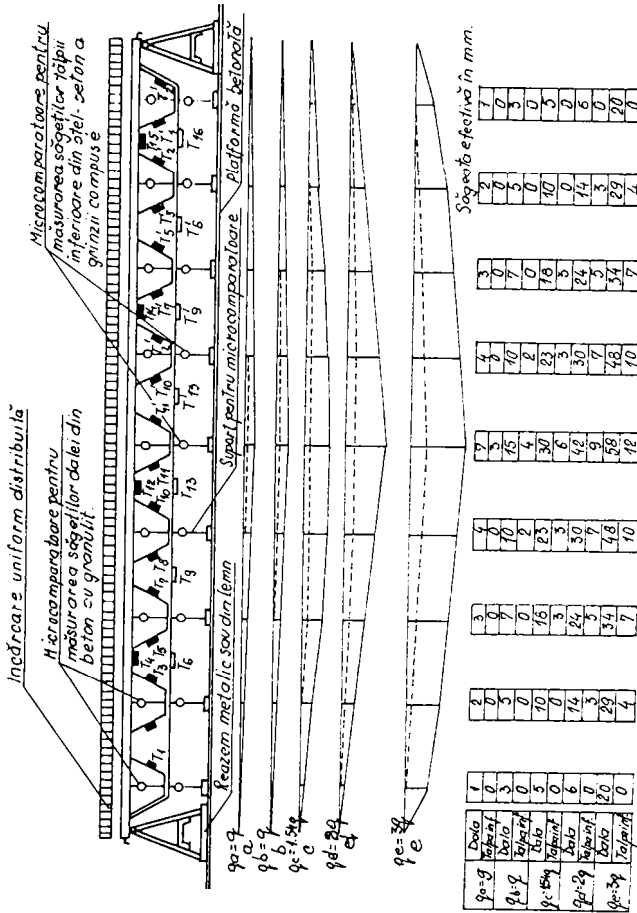


FIG. 1.16.5. POZITIONAREA MARCILOR TENSIONMETRICE SI A MICROCOMPARATOARELOR PTR. MASURAREA SAGETILOR. DEFORM. GR. COMP. SUB INCARCARI EXTERIOARE.

versă pe platforma de turnare a dalei din beton cu granulit. În figura 1.16.4 se prezintă schema tehnologică de manipulare a grinzii compuse.

Încercarea elementului experimental s-a efectuat în condiții de șantier, urmărindu-se:

- starea de eforturi în talpa superioară, diagonale, talpa inferioară și îmbinări;
- stadiul apariției fisurilor;
- capacitatea portantă a elementului.

Poziționarea mărcilor tensometrice și a microcomparatoarelor pentru măsurarea eforturilor unitare și a săgeților s-a efectuat după schema din figura 1.16.5.

Încărcarea permanentă și utilă s-a determinat de  $q = 45 \text{ kgf/m.p.}$ , pentru dimensionarea grinzii compuse.

Încărcarea elementului experimental s-a efectuat în trei etape:

- etapa I-a, etapa de acomodare, încărcarea fiind  $0,7 q$ ;
- etapa a II-a, etapa de exploatare, încărcarea fiind  $q$ ;
- etapa a III-a, etapa încărcărilor în trepte până la fisurare și rupere.

Intervalul de pauză între etapele de încărcare a fost:

- etapa I-II, 4 ore;
- etapa II-III, 20 ore;
- între etapele de încărcare de la etapa a III-a, durate variabile.

Calculul eforturilor unitare maxime în dala de beton și în grinda de oțel beton se prezintă în tabelul I.12 pct.1.

Concluziile încărcării elementului experimental sunt prezentate în tabelul I.12, pct.2.

Raportul dintre sarcina de rupere  $q_r$  și sarcina de calcul  $q$  este de 3,21 și evidențiază capacitatea portantă maximă a elementului, dând siguranța de exploatare.

Eforturi unitare maxime în d.a.a de beton și în grinda de oțel beton.

Tabelul I.12.1

Denumirea efortului unitar și notația	Efortul unitar maxim din:	Variația de temperatură
<p>Incărcarea permanentă și utilă</p> $\sigma_{Bs}; \sigma_{bc}; \sigma_{ai}; \sigma_{as}$	<p>lucrul elastic al secțiunii</p> $\frac{M_C^{g+p}}{k \cdot n \cdot I_c} \cdot \gamma_{Bs} - h$	$\sigma_{Bs}^t; \sigma_{bc}^t; \sigma_{ai}^t; \sigma_{as}^t$
<p>Efort unitar maxim la partea superioară a dalei de beton</p> $\sigma_{Bs}^o = \sigma_{Bs} + \sigma_{Bs}^t = R_B$	<p>lucrul elastic al secțiunii</p> $\frac{M_C^{g+p}}{k \cdot n \cdot I_c} \cdot \gamma_{Bs} - h$	$\frac{N_t}{A_b} - \frac{N_t}{k \cdot n} \left[ \frac{1}{A_c} + \frac{\gamma_{Bs} \cdot \gamma_b}{I_c} \right]$
<p>Efort unitar maxim la partea inferioară a dalei de beton:</p> $\sigma_{Bc}^o = \sigma_{Bc} + \sigma_{Bs}^t = R_B$	<p>lucrul elastic al secțiunii</p> $\frac{M_C^{g+p}}{k \cdot n \cdot I_c} \cdot \gamma_{Bs} - h$	$\frac{N_t}{A_b} - \frac{N_t}{k \cdot n} \left[ \frac{1}{A_c} + \frac{\gamma_b (\gamma_{Bs} - b)}{I_c} \right]$
<p>Efortul unitar în talpa inferioară a grinzii din oțel-beton</p> $\sigma_{ai}^o = \sigma_{ai} + \sigma_{ai}^t < R_{ot}$	$\frac{M_C^{g+p}}{I_{oB}} \cdot \gamma_{ai}^t + \frac{(M_C^{g+p} - A_b \cdot R_b \cdot \gamma_b^o) \cdot A_b R_b}{I_{oB}} + \frac{A_b R_b}{A_{oB}}$	$N_t \left( -\frac{1}{A_c} + \frac{\gamma_b \gamma_{ai}}{I_c} \right)$
<p>Efortul unitar în talpa superioară a grinzii de oțel-beton</p> $\sigma_{as}^o = \sigma_{as} + \sigma_{as}^t < R_{ot}$	$\frac{M_C^{g+p}}{I_{oB}} \cdot \gamma_{as}^t + \frac{(M_C^{g+p} - A_b R_b \gamma_b^o) \cdot A_b R_b}{I_{oB}} + \frac{A_b R_b}{A_{oB}}$	$N_t \left( -\frac{1}{A_c} - \frac{\gamma_b \cdot \gamma_{as}}{I_c} \right)$

Tabelul I.12.2

Încărcarea pentru încercarea elementului experimental	Săgeata maximă	Abaterea efortului unitar în barele de oțel beton și fibra superioară a dalei de beton	Stadiul apariției fisurilor în dale de beton cu gra-nulit	Alte observații
0,7 q (315 kg./mp)	$\frac{L}{1250}$	-în medie mai mici cu 47,5% indiferent de sollicitarea barei; -în dala de beton mai mici cu 32,5%.	-nu apar fisuri în zona întinsă	-
q (450 kg./mp)	$\frac{L}{600}$	-în medie mai mici cu 29,7% indiferent de sollicitarea barei; -în dala de beton mai mici cu 18,7%.	idem	-
1,54 q (695 kg./mp)	$\frac{L}{300}$	-placa de beton +1,13% -diagonale comprimate -5,62% -diagonale întinse -8,75% -talpa inferioară -12,11% -îmbinări sudate în dala de beton -21,11% -îmbinări sudate în talpa inferioară -36,70%	apar fisuri în zona centrală a grinzii pe o lungime de (0,4 - 0,45) l	autorul a denunțat starea limită de deformare pentru exploatare în mediu cu umiditate peste 65%; durata sub încărcare 7 zile. (fig.I.16.6.A).
2 q (900 kg./mp)	$\frac{L}{215}$	-placa de beton + 5,18% -diagonale comprimate + 1,17% -diagonale întinse - 2,16% -talpa inferioară - 5,11% -îmbinări sudate în dala de beton -15,20% -îmbinări sudate în talpa inferioară -22,18%	fisurile și-au mărit deschiderea și se extind spre fibra cea mai comprimată a dalei	fig.I.16.6.E durata sub încărcare 7 zile

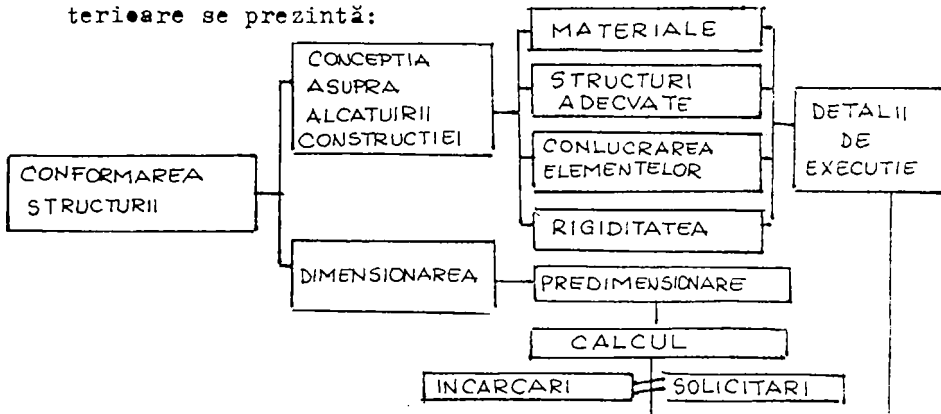
<p>3 q (1350 kg./mp)</p>	<p><math>\frac{L}{155}</math></p>	<p>-placa de beton +32,4%          -diagonale comprimate +31,7%          -diagonale întinse +11,3%          -îmbinări sudate în          dala de beton + 6,7%          -îmbinări sudate la          tapia inferioară + 2,3%</p>	<p>-deschiderea fi-          surilor crește          în timpul dura-          tei de încărcă-          re</p>	<p>-flambarea dia-          gonalelor com-          primare;          -autourul a denu-          mit starea li-          mită a pierde-          rii stabilității          -durata sub în-          cărcare 4 ore.</p>
------------------------------	-----------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Notă: 3,21 q - ruperea elementului în zona centrală denumită zonă de  
rupere (0,2 - 0,3) l, la sarcina de 1.444,5 kg./mp (fig.I.16.6.3).



## 1.2. INCERCAREA STRUCTURILOR EXPERIMENTALE.

Conformarea unei structuri este rezultatul unei analize inginerești profunde, iar calculul constituie o metodă de verificare și de garanție a soluției alese de proiectant. O structură la care sunt atinse stările limită, caracterizate fie prin nesatisfacerea normelor de exploatare sau fie prin epuizarea capacității portante, se consideră compromisă tehnic. Nu este posibil realizarea de structuri absolut sigure. Fiecare structură are un grad de siguranță și ca un complement, un grad de risc. Relevarea factorilor de risc explică producerea defecțiunilor și avariilor în construcții. Sub acest aspect, problema conformării unei structuri, în vederea conferirii siguranței în exploatare, constituie o problemă de optimizare între siguranță și economie. Numai în cazul de incertitudine asupra modului de lucru al structurii se practică speruri de dimensionare, ceea ce implică și costuri majore. La stabilirea probabilității admise pentru depășirea încărcărilor limită se impune studierea - în faza de construcție și proiectare - comportării structurii în momentul "atingerii" stării limită, "definirea" rezervelor de rezistență, care împiedică distrugerea structurii, integral sau parțial, în funcție de procesul tehnologic de exploatare. Elementele de rezistență a unei structuri trebuie să asigure o conformare spațială corespunzătoare. Schema concepțională de conformare a unei structuri pentru realizarea parametrilor de performanță impuși în limita domeniului de utilizare și în raport de acțiunile complexe exterioare se prezintă:



Satisfacerea exigențelor complexe de performanță a utilizatorilor în condițiile de unicat a obiectivului a impus numeroase studii și cercetări aplicative care au determinat în primul rând acțiunile exterioare și în al doilea rând analiza conformării structurale, având în vedere și modernizarea tehnologiei de execuție. Studiile și cercetările aplicative au fost efectuate prin măsurători directe asupra structurilor.

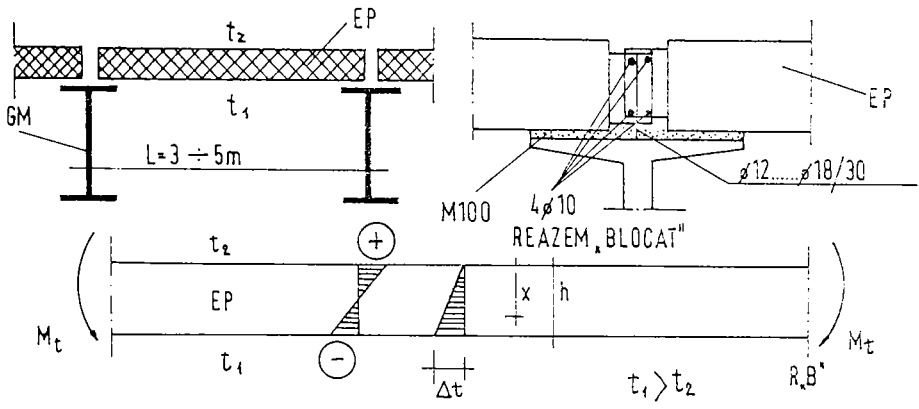
I.2.1. Studiul experimental întreprins prin măsurători "in situ" abordează efectul variațiilor de temperatură asupra stării de eforturi din elementele plane și curbe, precum și influența asupra ansamblului structural /76/. Acțiunea temperaturii tehnologice se suprapune cu acțiunea altor încărcări, în diferite stadii de lucru ale structurilor din beton armat, în faza de exploatare. Acțiunea temperaturilor tehnologice face parte din categoria acțiunilor indirecte (ca și contracția, curgerea lentă a betonului, deplasarea integrală a reazemelor) și nu este de neglijat sub aspectul comportării reale a elementului constructiv și nici în comportarea ansamblului structural.

Planșeele de la sala de cazane (CTE Anina 1984) sunt alcătuite din grinzi metalice și plăci plane prefabricate din beton armat rezemate prin intermediul unei centuri de rigidizare cu legături comune, reazeme blocate.

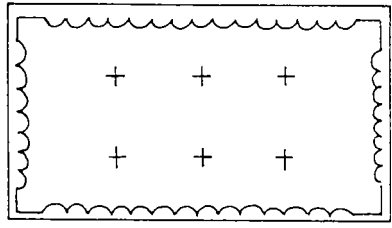
Pereții verticali ai rezervoarelor de 3.500 m.c. apă (CTE Anina) și ai rezervei de 2.500 m.c. apă (Oravița), precum și de la decantearele suspensionale de 2 x 1.500 m.c. apă (CTE Anina) sunt realizați din plăci curbe prefabricate din beton armat încastrate la partea inferioară într-o grindă-canal, la partea superioară într-o grindă-centură, iar lateral prin intermediul unor sâmburi din beton armat.

#### Considerații generale:

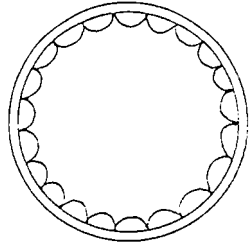
Sub acțiunea variației temperaturii tehnologice, în stadiul de exploatare a elementelor din beton armat se prezintă fisuri în zona întinsă, ceea ce corespunde stadiului II de lucru, impunându-se luarea în considerare în calculul structural. Acțiunea continuă sau discontinuă a variației de temperaturi tehnologice de până la temperaturi de  $+100^{\circ}\text{C}$ ,  $+120^{\circ}\text{C}$ ,



SOLICITARI DIN VARIATIILE DE TEMPERATURA LA PLACI PLANE



REZERVOR 3.500 m.c.



DECANTOR 1.500 m.c.

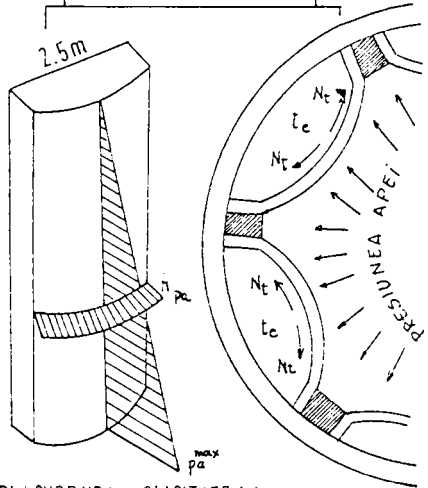
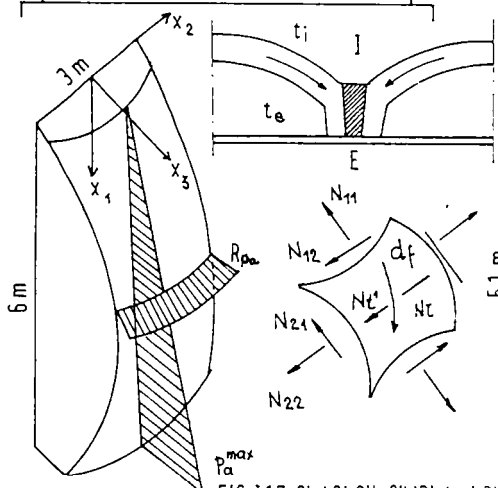
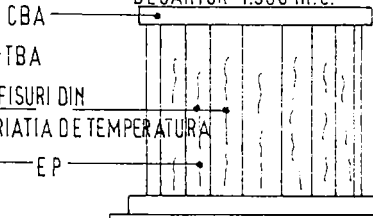
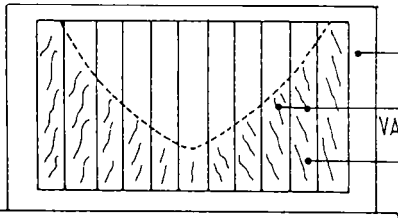


FIG. 1.17. PLACI SIMPLI DIN ACUMBURA, SOLICITATE LA VARIATII DE TEMPERATURA

influențează: modulul de elasticitate, curgerea lentă și rezistența la compresiune. După cercetările din țară și străinătate, pentru valori între + 20°C și + 120°C, modulul de elasticitate,  $E_t$  este mai mic decât modulul de elasticitate,  $E$  la + 20°C cu circa 30% ( $E_t = 0,7 E$ ). În baza cercetărilor lui Guyon, deformațiile de curgere lentă cresc odată cu ridicarea temperaturii, fără modificarea valorii finale. Ritmul relaxării este sperit proporțional cu acțiunea temperaturii, ca și ritmul curgerii lente. Până la + 120°C, rezistențele la compresiune nu sunt influențate de variațiile de temperatură. Peste + 120°C, rezistențele la compresiune scad cu creșterea temperaturii. La + 300°C, rezistențele la compresiune scad până cu 45%. Acțiunea unei temperaturi mai ridicate generează o stare de eforturi într-o secțiune de beton armat, datorită diferenței dintre coeficienții de dilatație ai betonului și ai armăturii. Legăturile elementelor prefabricate din cadrul sistemului structural împiedică deformațiile sub acțiunea temperaturii exterioare, generând momente încovoietoare,  $M_t$  care în cazul plăcilor plane având secțiunea supusă la încovoiere se calculează cu relația:

$$M_t = - \frac{\alpha \cdot \xi \cdot E_a}{h \cdot \psi} \cdot A_a \cdot h_0^2 (1 - \xi) (1 - 0,33 \xi)$$

$$t = t_1 - t_2; \quad t_1 > t_2$$

$$\xi = \frac{x}{h_0}$$

$\alpha = 10^{-5}$  coeficientul de dilatare termică considerat egal pentru beton și armătură.

$\psi$  - coeficientul de conlucrare dintre beton și armătură.  
Celelalte notații uzuale la betonul armat.

Variația temperaturii între cele două fețe plane ale plăcii plane sau curbe urmează o lege liniară pe grosimea plăcii ( $h$ ). Temperatura de dilatare cât și temperatura de contracție este proporțională cu distanța de la suprafața mediană.

a. În cazul plăcilor plane, cu centurul rigidizat, prin grinzi sau centuri, încât nu se poate roti, pentru o încălzire neuniformă se produc momente încovoietoare uniform distribuite pe centur care să anuleze curba produsă de încălzirea neuniformă

(condiție impusă pentru rigidizarea centurului. Pentru o diferență de temperatură "t" între fața inferioară "t<sub>2</sub>" și fața superioară "t<sub>1</sub>") și "α" coeficientul de dilatare liniară a betonului, curbura și efortul maxim s-a determinat cu formulele:

$$-\frac{1}{r} = \frac{\alpha \cdot t}{h} ; \quad \sigma_{\max} = \frac{6 \cdot \alpha \cdot t \cdot D(1-\nu)}{h^3}$$

h - grosimea plăcii plane;

ν - coeficientul lui Poisson;

D - modulul de rigiditate la încoșiere cilindrică a plăcii.

b. În cazul plăcilor cu dublă curbură cu centur rigidizat, pentru variația uniformă de temperatură se modifică expresiile curburilor inițiale, intervenind curburile suplimentare:

$$c_{x3}(c) = \frac{\alpha \cdot t}{h(c)}$$

Intrucât fenomenul implică considerarea deformațiilor, se impune aplicarea teoriei de încoșiere prin introducerea unei încărcări echivalente.

Plăcile cu dublă curbură utilizate la pereții rezervoarelor de apă sunt de tip eliptic, conformarea din punct de vedere static, directoarea fiind o cicloidă afină și generatoarea arc de cerc. Diferența de temperatură "t" variază atât după x<sub>2</sub> cât și după x<sub>1</sub>, astfel încât într-un punct de pe suprafața elementului (de exemplu "L") avem:

$$t(c) = F_t(x_2) = F_t(x_1)$$

Perețele rezervorului de 3.500 m.c. constituie o diafragmă verticală alcătuită din plăci cu dublă curbură încastrată pe centur. Dezvoltarea deformațiilor din variații de temperatură sunt împiedecate prin legătura semirigidă a plăcilor între ele cât și prin legătura rigidă de ansamblu a diafragmei peretelui vertical al rezervorului, favorizând apariția unor eforturi interioare.

La elementele din beton armat, rigiditatea este variabilă cu gradul de solicitare (stadiul de lucru), influențând redis-

tribuirea eforturilor în structură. În cazul acțiunii variației temperaturii tehnologice, valoarea eforturilor este direct influențată de valoarea rigidității elementelor și structurii în ansamblu, reducându-se capacitatea portantă odată cu scăderea rigidității. Din acest punct de vedere, la elementele care lucrează la variații de temperatură se impun limitarea deschiderii fisurilor și a deformațiilor (săgeților). Deschiderea fisurilor și mărimea deformațiilor crescute ca urmare a suprapunerii eforturilor de întindere din armături datorită acțiunii încărcărilor exterioare și a temperaturii. Diferența coeficienților de dilatație liniară ai betonului și armăturii sporesc eforturile interioare prin modificarea mărimii stării de fisurare și deformație din secțiune, fapt ce nu trebuie neglijat în calculul elementelor și structurilor din beton armat supuse la variația temperaturii tehnologice în raport cu temperatura mediului de referință.

Aparatură. Măsurători tensometrice "in situ":

Studiul experimental privind starea de eforturi interioare în plăci plane și curbe sub influența variației de temperatură s-a început după semnalarea apariției în explorare a unor deformații și a unor fisuri.

a. Studiind releveul dezvoltării fisurilor în faza inițială la unele plăci plane prefabricate din beton armat s-a trecut la discretizarea în câmpuri de măsură a plăcilor supuse studiului și la aplicarea în fiecare punct a două traductoare electrotensometrice rezistive (TER), în poziții perpendiculare, orientate după "x" și "y". Pentru măsurarea deformațiilor specifice s-au utilizat traductoare electrotensometrice rezistive tip INCERC 20 H 120, având lungimea bazei de măsurare  $L_0 = 20$  mm, constanta de calibrare  $k = 2,1$ , fixate de placă cu aditivi X 60 și Hottinger, protejate cu ROMTIX - C 90. Traductoarele electrotensometrice rezistive au fost desensibilizate de influența mediului printr-un strat de vopsea termospușantă. Centrala de măsurători pentru fiecare planșeu studiat a constat din două punți tensometrice tranzistorizate tip Hottinger - 77. Săgețile au fost măsurate cu fleximetre cu fir tip Huggenberger, amplasate în centrul geometrie al plăcii plane, fixate de struc-

tura metalică ( precizia de măsurare 0,01 mm.)

b. Studiind relieful dezvoltării fisurilor în faza inițială la plăci cu dublă curbură din elementele prefabricate din beton armat s-a trecut la discretizarea elementelor de studiat în câmpul de măsurare, după linii paralele cu diagonalele elementului. În cazul când  $t_e > t_i$  traductoarele electrotensiometrice rezistive (TER) s-au aplicat pe partea concavă (exterioară), iar pentru cazul  $t_i > t_e$  aplicarea s-a efectuat pe partea convexă (interioară - rezervor gel). La măsurători s-au folosit traductoare electrotensiometrice rezistive tip MICROTEHNICA - RSC, fixate cu aditiv X 60 Höttinger, protejat cu ROMTIX - C 90 și desensibilizate la mediu cu vopsea termospumantă (POLICOLOR - București). Centrala de măsurători pentru un perete vertical de rezervor, respectiv de decanter, a constat din puntea AG.111 - RFT și puntea Höttinger KWS/T-5. Deformațiile specifice ale betonului - în zona apariției și dezvoltării fisurilor - s-a determinat cu deformetre tip Huggenberger D 250. Relieful fisurilor s-a efectuat prin fotografiere. Deschiderea fisurilor s-a citit cu lupa micrometrică. Adâncimea fisurilor s-a măsurat cu ace  $\emptyset$  0,5 mm gradate și bilă de reper.

Observații și interpretări:

a. În cazul plăcilor plane cu conturul rigidizat.

a.1. Dacă  $t_1 > t_2$  placa are tendința de a se deforma cu convexitatea în sus, datorită încălzirii neuniforme;

Pentru plăci la care raportul laturilor  $l_1/l_2 \leq 2$  fisurile sunt distribuite radial din centrul geometric al plăcii plane, având deschiderea maximă în zona centrală;

Pentru plăcile la care raportul laturilor  $l_1/l_2 > 2$  fisurile sunt distribuite după "linia diagonalelor" și deschiderea este aproape constantă de la colțurile plăcii spre centrul geometric.

La reducerea temperaturii " $t_1$ " ( $t_1 \rightarrow t_2$ ) fisurile se închid parțial până la 30% - 50% din deschiderea maximă și pe o lungime de 60% - 70% din lungimea de fisurare, placa fiind afectată de o curbură remanentă ceea ce reprezintă aca.30%... 40% din curbura inițială pentru plăci plane cu  $l_1/l_2 \leq 2$ , respectiv 20%...30% din curbura inițială pentru plăci plane cu  $l_1/l_2 > 2$ .

a.2. Dacă  $t_2 > t_1$  placa are tendința de a se încovoia cu convexitatea în jos, datorită încălzirii neuniforme; Dezvoltarea fisurilor (deschidere, lungime și chiar număr) depășește în valori absolute dezvoltarea fisurilor de la cazul a.1 ( $t_1 > t_2$ ), ceea ce se explică prin influența efectului dilatării armăturii de rezistență de la partea inferioară și a greutății proprii;

La reducerea temperaturii ( $t_2 \rightarrow t_1$ ) fenomenul de fisurare se reduce foarte puțin (deschideri, lungimi), iar curbura remanentă reprezintă 75% - 85% din curbura inițială la plăci plane cu  $l_1/l_2 > 2$ , respectiv 60% - 70% din curbura inițială la plăci plane cu  $l_1/l_2 \leq 2$ .

a.3. La cicluri repetate ale variațiilor de temperatură s-a constatat reducerea aderenței dintre armătura de rezistență și beton, conducând la diminuarea capacității portante, conform datelor din tabelul I.13.

Tabelul I.13.

Variația temperaturii	Plăci plane cu raportul $l_1 : l_2$	
	$\leq 2$	$> 2$
	Reducerea capacității portante până la:	
$t_1 > t_2$	33%	27%
$t_2 > t_1$	45%	58%

Datele din tabelul I.13 au fost determinate în mod experimental pentru 24 cicluri de variații de temperatură la o diferență medie de  $35^\circ\text{C}$ . Pentru cazul diferențelor de temperatură mai mare de  $35^\circ\text{C}$  sau în cazul când pe "fața rece" temperatura este sub  $0^\circ\text{C}$  apar perturbații importante în starea de eforturi interioare a plăcilor plane, factorii hotărâtori devin grosimea plăcii, sistemul de armare, mărimile absolute pentru " $l_1$ " și " $l_2$ ".

În cazul plăcilor plane supuse la acțiunea încărcărilor uniform distribuite în prezența variației de temperatură, s-a constatat că eforturile din variația de temperatură influențează apariția primei articulații plastice, la mărimi mai reduse cu 20%...30% față de stadiul de exploatare normală. După formarea primei articulații plastice, datorită re-



ducerii rigidității se constată o diminuare a valorii absolute a momentului încovoietor din variația temperaturii tehnologice (cu cât retirea specifică "C" crește, modulul de rigiditate "K" scade). Capacitatea de deformare plastică a secțiunilor depinde de poziția axei neutre, cunoscut fiind cu cât crește înălțimea zonei comprimate cu atât deformarea plastică a secțiunii crește. Pe baza măsurărilor "in situ" s-a constatat - după formarea primei articulații plastice - că pentru plăci plane la care înălțimea relativă a zonei comprimate este de valori reduse, rigiditatea scade considerabil.

b. In cazul plăcilor cu dublă curbură cu centur rigidizat din cadrul unui sistem constructiv sub forma unei diafragme verticale rigidizată;

b.1. Dacă  $t_e > t_1$  (vara) placa subțire are tendința de a se deforma (pleoști) spre exterior provocând variații ale formei curbei directeare și generatoare care sub influența presiunii hidrostatice produce variații mari a stării de eforturi interioare (perturbarea stadiului de membrană) fapt ce a impus reconsiderarea calculului în teoria încovoierii unde aceste variații sunt mai mici;

Valoarea eforturilor interioare este influențată de raportul laturilor elementului prefabricat ( $l : H$ ) și a diafragmei ( $L : H$ ), în cazul legăturilor semirigide și rigide, fiind cu atât mai mare cu cât diafragma este mai lungă;

Datorită deformărilor suprafeței mediane a elementului prefabricat pe fața exterioară a apărut eforturi de întindere care produc fisurarea elementului. Orientarea eforturilor de întindere depinde de raportul " $l : H$ ". Pe baza studiilor experimentale s-a constatat că pentru raportul  $l : H \leq 0,25$  fisurile se dezvoltă vertical (sau aproape vertical), iar pentru raportul  $l : H > 0,25$  fisurile se dezvoltă înclinat spre centrul diafragmei;

Pentru elementele din zona învecinată rigidizării de capăt a diafragmei (peretelui vertical) fisurile se dezvoltă pe toată înălțimea elementelor, iar pe măsura apropierii de zona centrală a diafragmei apar numai peste  $0,33 H$  având lungimi și deschideri de fisurare mai reduse; la unele elemente centrale nu s-au constatat fisuri;

Dezvoltarea fisurilor în cazul  $t_e > t_i$  nu a periclitat funcționarea rezervorului deoarece adâncimea de fisurare maximă a fost de "0,17 h" placă și deschiderea este exterioară. Datorită umidității din zonă, precum și a impurităților există pericolul de coroziune a armăturii de rezistență din placă și a degradării betonului prin repetate cicluri de îngheț - dezgheț.

-În cazul rezervorului gol nu s-a constatat modificarea stării de fisurare a elementelor.

-În cazul  $t_e \rightarrow t_i$  s-a constatat - indiferent de umplerea rezervorului - închiderea aproape totală a fisurilor. Prin măsurătorile tensometrice nu s-a constatat deformații remanente privind curbura elementelor prefabricate.

b.2. Dacă  $t_e < t_i$  (iarna) placa subțire are tendința de a se deforma spre interior. Cu cât fibra medie este mai convexă cu atât momentele încovoietoare transversale sunt mai mici.

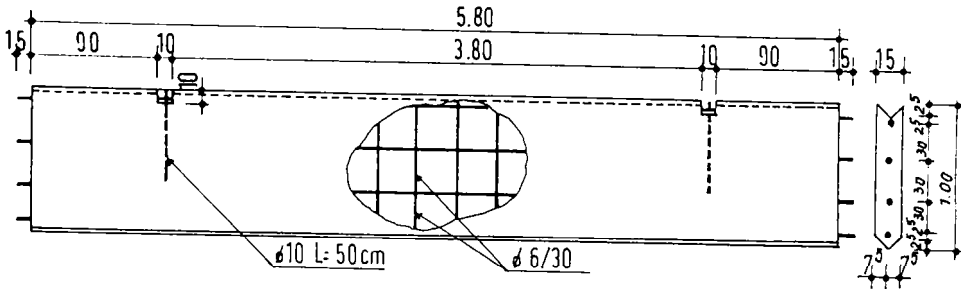
În cazul rezervorului plin cu apă nu s-a constatat variații ale stării de eforturi interioare pentru cazul " $t_e$ " sub  $0^\circ\text{C}$  ( $-25^\circ\text{C}$ ;  $-15^\circ\text{C}$ ) și  $t_i = +19^\circ\text{C}$ ;

În cazul rezervorului gol nu s-a constatat variații ale stării de eforturi interioare pentru cazul " $t_e$ " sub  $0^\circ\text{C}$  ( $-27^\circ\text{C}$ ;  $-22^\circ\text{C}$ ) și  $t_i = +2^\circ\text{C}$ .

Studiile teoretice și experimentale întreprinse și volumul important de măsurători tensometrice din perioada 1983-1989 nu sunt în faza de a impune concluzii definitive privind îmbunătățirea metodelor de calcul, fiind imperios necesar extinderea măsurătorilor tensometrice "in situ" și la alte lucrări similare din elemente prefabricate de beton armat.

I.2.2. Industrializarea proceselor de execuție impunea adoptarea unor sisteme constructive care să ofere siguranță corespunzătoare la acțiunea focului.

În cadrul unei hale industriale destinată sectorului de construcții de mașini (Cluj-Napoca 1972), separarea unor procese tehnologice s-a proiectat cu pereți antifoc din zidărie de cărămidă eficientă având grosimea de 25 cm., pereții având înălțimea de 4 - 5 m. și completând traveea de 6 m. a stâlpilor, pe două lungimi de câte 180 m. Pereții

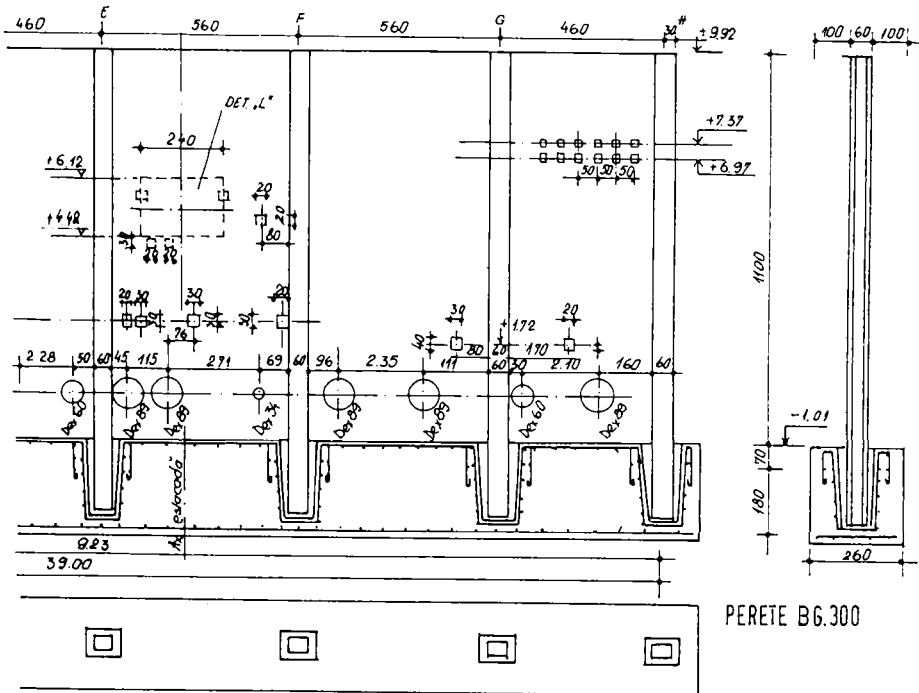


DOZAJ: kg/m <sup>3</sup>	
CIMENT RIH	250
A PA	280
GRANULIT 7-30	800
NISIP 0-3	120

CARACTERISTICI: BG 75	
DEZBITATIA A PAREII, $\rho_a$	kg/m <sup>3</sup> 1400
MODULUL DE ELASTICITATE, $E^*$	kgf/cm <sup>2</sup> 60000
CONDUCTIVITATEA TERMICA, $\lambda$	Kcal/m.h.gr. 0,37
CONTRACTIA LA USCARA	mm/m 0,37

DATE TEHNICE		
SUPRAFATA	m <sup>2</sup>	5.80
VOLUM	m <sup>3</sup>	0.87
GREUTATE	t	122
ARMATURA	Kg	11

FIG. 1.18 PANOU PREFABRICAT BG 75 (15x100x5.80)



PERETE BG.300

FIG. 1.19

antifoc au fost re-proiectați din panouri prefabricate BG 75 cu dimensiunile 15 x 100 x 580 cm., armate constructiv cu rețea de  $\varnothing$  6/30. Pereții antifoc au fost confecționați din beton cu granulit (BG 75). Tratatamentul antifoc la resturile orizontale s-a asigurat prin utilizarea unui mortar de ciment (M 75) cu adăos de praf de asbest (15% din greutatea cimentului) (fig.I.18) /58/.

În cadrul unui combinat chimic (Timișoara 1976) s-a re-proiectat și executat un perete antifoc din: stâlpi prefabricați de beton armat din granulit și perete de beton armat din granulit, monolit, turnat în cofraje deplasabile (fig.I.19) /61/.

Cercetarea aplicativă întreprinsă în perioada 1970-1978 a avut drept scop să prezinte eficiența tehnico-economică a pereților antifoc autoportanți realizați din beton ușor cu agregate ușoare din țara noastră: granulit; zgură expandată de Hunedoara și scorie bazaltică.

Standul experimental pentru încercarea la foc (fig.I.20) se compune din două încăperi: una destinată "focarului" și una destinată măsurătorilor. Separarea dintre încăperi se realizează cu un perete izolat termic și antifoc, prevăzut cu un gol în suprafață de (1,5 x 1,5 m) 2,25 m.p., unde se introduce elementul de încercat. Golul din perete este prevăzut cu o ramă metalică, iar etanșarea se asigură cu garnituri de azbest. Camera "focarului" este placată pe toată suprafața cu cărămidă refractară. Flacăra este produsă prin intermediul unui "tun de foc", care funcționează pe bază de gaz metan (sau combustibil lichid) și funcție de temperatura înregistrată la sursă, se amplasează la distanța de max. 100 cm., de suprafața elementului experimental. În camera a doua sunt instalate termocuplele și senzorii de temperatură, în legătură cu un termograf, care înregistrează pentru fiecare poziție variația temperaturii în timpul experimentării. Rezultatele cercetării elementului experimental sunt prezentate sub forma diagramei de variație a temperaturii funcție de distanța de la "turnul de foc" și de timpul de expunere la acțiunea focului (fig.I.21).

Acțiunea focului asupra elementului experimental este dirijată pe baza unei curbe program, conform căreia în pri-

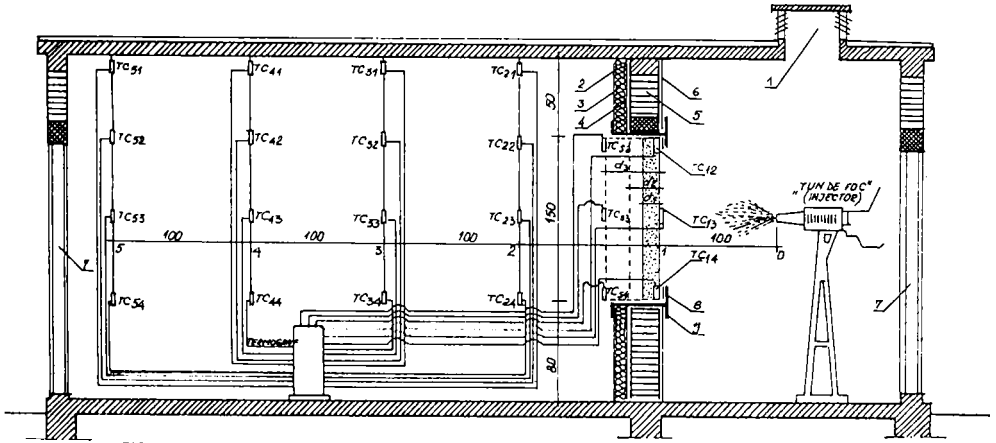


FIG.1.20 STAND PENTRU INCERCAREA LA FOC A ELEMENTELOR DE CONSTRUCTIE

- 1 - COS DE VENTILATIE; 2 - PLACA DE AZBOCIMENT; 3 - POLISTIREN EXPANDAT; 4, 6 - PLACA DE AZBEST; 5 - ZIDARIE DE CARAMIDA  
7 - USA ANTIFOC; 8 - SHARNITURA DE ETANSARE DIN AZBEST; 9 - PROFIL METALIC DE RIGIDIZARE

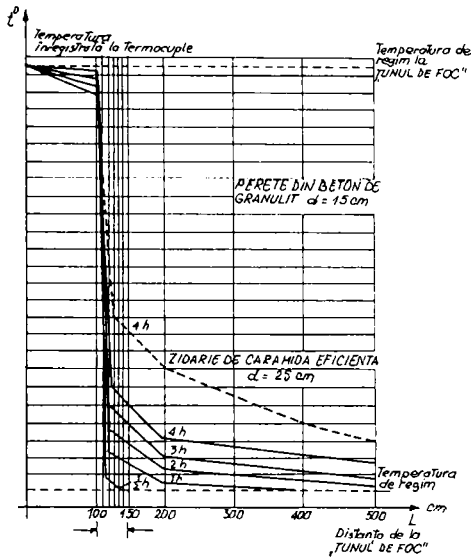


FIG. 1.21.

DIAGRAMA DE VARIATIE A TEMPERATURII, IN TRUNCTIE DE DISTANTA DE LA "TUNEL DE FOC" SI TIMPUL DE EXPLUNERE LA ACTIUNEA FOCULUI.

mele 15 minute avem o temperatură de  $+ 800^{\circ}\text{C}$  la suprafața expusă focului, iar după 30 minute se ajunge la o temperatură de  $+ 1.000^{\circ}\text{C}$  -  $+ 1.200^{\circ}\text{C}$ .

Studiul variațiilor de temperatură sub acțiunea focului, în timp și la anumite distanțe, se efectuează cu ajutorul termocuplelor legate la un termograf. Termocuplele se montează: pe suprafața expusă direct focului; în grosimea elementului (dacă e cazul); pe suprafața opusă acțiunii focului; la anumite distanțe de elementul studiat; etc.

Stările limită de rezistență la foc se caracterizează prin:

- apariția și dezvoltarea fisurilor prin care pătrunde fumul sau focul;
- înregistrarea pe suprafața neexpusă acțiunii focului a unei temperaturi de  $+200^{\circ}\text{C}$  -  $+ 250^{\circ}\text{C}$ , peste temperatura inițială a mediului;
- modificarea stării fizice a materialului pe suprafața expusă acțiunii focului;
- reducerea mare a rezistenței la compresiune.

Cu ajutorul diagramei de variație a temperaturii, denumită "diagrama  $t^{\circ}$  - L", în proiectare se obțin date tehnice importante ca:

- Temperatura maximă (posibilă) pe suprafața expusă direct acțiunii focului, fără ca structura materialului să-și schimbe starea fizică. La betoane se determină temperatura la care se produce "desfacerea" pietrei de ciment de pe suprafața agregatului sau temperatura la care piatra de ciment sau agregatul prezintă "stadiul de fisurare prin acțiunea focului". La elementul de construcție cu finisaj, se determină temperatura la care stratul de protecție (finisaj) se "desface" de pe elementul suport sau fisurează;
- Variația temperaturii pe suprafața opusă acțiunii focului, aceasta constituind o indicație prețioasă pentru alegerea sistemului de finisaj;
- Variația temperaturii aerului la anumite distanțe de suprafața opusă acțiunii focului. Pe baza acestei indicații se amplasează materialele, obiectele și instalațiile tehnologice, în funcție de gradul de inflamabilitate sau de degradare tehnică sub influența temperaturilor ridicate;
- Timpul necesar "răcirii" elementului de construcție după

încetarea acțiunii focului "funcție de volant termic";

- Rezistența la compresiune (pe carote);
- Observații generale asupra stării fizice a elementului de construcție în timpul acțiunii focului, după încetarea focului și la acțiunea jeturilor de apă (sau prin stingere cu alte substanțe).

Pe baza programului de cercetare efectuat în standul de încercări la acțiunea focului și a diagramelor "t<sup>o</sup>- I", întocmite pentru fiecare structură de perete (materiale, grosime, etc), se obține:

- eficiența tipului de structură la pereți antifoc, în funcție de material;
- grosimea minimă necesară la materialul ales, în funcție de durata acțiunii directe a focului (tabelul I.14).

Tabelul I.14.

Beton ușor cu:	Clasa betonului	Grosimea minimă necesară a peretelui pentru rezistența la foc în decurs de " x " ore (cm)			
		4	3	2	1
Granulit	Bc 5	18	15	12	10
	Bc 7,5	15	12	10	8
Zgură expandată	Bc 5	20	18	12	10
	Bc 7,5	15	13	10	10
Scorie bazaltică	Bc 5	20	18	12	10
	Bc 7,5	15	13	10	10

Betonul cu granulit se recomandă a fi utilizat la realizarea pereților antifoc prin:

- durata ridicată la acțiunea directă a focului, cu circa 1 - 1½ ore față de betonul cu agregate grele, la grosime și clasă echivalentă;
- indeformabilitate și nemodificare de stare fizică la acțiunea jeturilor de apă sau alte substanțe pentru stingerea incendiului;
- capacitate mare de absorbție a apei, constituind efectul de " burete antifoc" sau la temperaturi mai ridicate "perdea antifoc cu vapori";

- reducerea prețului de cost cu 10% - 12% pe unitatea de suprafață.

Particularități de calcul:

-Armarea pereților antifec de beton armat din granolit la starea limită de deschidere a fisurilor datorită efectelor din variații de temperatură și contracție, s-a determinat luând în considerare proprietățile elasto-vâscos-plastice ale betonului cu granolit. Dezvoltarea deformațiilor din variații de temperatură și contracție sunt împiedecate prin sistemul de "împănare" a peretelui monolit în stâlpul prefabricat, favorizând apariția unor eforturi interioare. O armare eficientă care să asigure o comportare mai bună la deschiderea și dezvoltarea fisurilor se deduce din condițiile care privesc: procentul minim de armare; distanța dintre fisuri și deschiderea fisurilor, calculate pe baza standardelor în vigoare

$$\mu \geq \frac{R_t \cdot 100}{R_a}; \lambda_f \leq \beta_f \frac{A_{Bt}}{u}; \beta_f = 0,35 + 0,3 \frac{\mu \%}{d} \quad (PC52)$$

$u$  - perimetrul total al armăturii întinse în secțiune

$$\lambda_f \leq \lambda_f \left( 0,35 \frac{R_a}{E_a} + 0,65 \varepsilon_{lim} \right)$$

Rezultatele cercetărilor aplicative au confirmat valabilitatea ipotezelor de calcul și realizarea, precum și exploatarea în bune condițiuni a pereților antifec.

1.2.3. Studiul capacității portante și a stabilității elastice a pereților din beton cu granolit s-a efectuat în cadrul unui obiectiv experimental (Cluj-Napoca 1972-1975) /56/.

Comportarea pereților din beton ușor s-a studiat cu scopul de a determina:

- raportul optim  $H/d$  pentru care se poate asigura capacitatea portantă și stabilitatea elastică;
- limita de utilizare a capacității portante a peretelui fără armătură de rezistență;
- influența repartizării neuniforme a eforturilor asupra capacității portante și stabilității elastice.

Compoziția betonului cu granolit utilizat la turnarea pe-



reților

Tabelul I.15.1.

Ciment kg/m.c.	Apă l/m.c.	Nisip kg./m.c.	Granulit kg/mc	
			3/7	7/16
300	300	260	600	700

Caracteristicile fizico-mecanice și rezistențele de calcul ale betonului cu granulit (tabelul I.15.2).

Tabelul I.15.2.

Marca be- tonului	Densitatea aparentă kg/m.c.	Conductivi- tatea ter- mică W/m.grad	Modulul de elas- ticitate N/cmp	Contractia la uscare după 90 zile mm/m
BG 100	1.720	0,521	710.000	0,40
	Rezistența la compresiune axială "R <sub>pr</sub> " (daN/cmp)	Rezistența la întindere axială "R <sub>t</sub> " (daN/cmp)	Rezistența la compresiune din încoviere "R <sub>i</sub> " (daN/cmp)	
	40	3,6	50	

Capacitatea portantă:

Peretele este supus la încărcări din greutatea proprie (1.300 kg/m) și din încărcarea acoperișului (3.700 kg/m), deci la o încărcare totală de 5.000 kg/m (prin intermediul nervurii de capăt a elementului de acoperiș).

Din punct de vedere static peretele s-a considerat în calcul:

- în ipoteza I-a, articulată în centura fundației și cu reazem fix la nivelul structurii acoperișului;
- în ipoteza a II-a, articulată la centura fundației și cu reazem elastic deplasabil la nivelul structurii acoperișului.

Calculul peretelui din beton cu granulit s-a efectuat după metoda la stare limită, iar datele de calcul sunt sistematizate în tabelul I.15.3.

În figura I.22 se prezintă schema de solicitare a peretelui.



Tabelul I.15.3.

Perete din beton cu granulit	$\rho_a = 1700 \frac{\text{kg}}{\text{mc}}; R_{pr} = 40 \frac{\text{daN}}{\text{cmp}}; R_t = 3,6 \frac{\text{daN}}{\text{cmp}}; R_i = 50 \frac{\text{daN}}{\text{cmp}}$	
Rezemarea de calcul	$a = 8,5 \text{ cm.}$	
Poziția forței "N" $e_N = e_b$	$e = d - \frac{1}{2} a = 20,75 \text{ cm.}$	
$0,8 S_b$	$25.000 \text{ cm}^3$	
$S_b < 0,8 S_b$	excentricitate mare	
$e_0$	$e - \frac{d}{2} = 8,25$	
Plasticizarea zonei întinse a betonului	$N \leq 1,45 \varphi \frac{b \cdot d \cdot R_t}{\frac{e \cdot e_0}{a} - 1}$	
Ipoteza de calcul a peretelui	I	II
$\frac{l_f}{d}$	$\frac{300}{25} = 12; \varphi = 0,75$	$1,5 \times \frac{300}{25} = 18; \varphi = 0,57$
N(kgf/m)	10.600	7.750
In stadiul de rupere a zonei comprimate	$N < \varphi \cdot b \cdot (d - 2 e_0) \cdot R_i$	
N (kgf/m) $e_0 = 8,25 < 0,45 \times 25$	31.800	24.200

Admitând pentru betonul cu granulit coeficientul de plasticizare  $\lambda = 0,5$  (după determinările făcute de autor) și variația diagramei eforturilor de întindere "R<sub>t</sub>" dreptunghiulară, se poate scrie relația momentelor lui "C" și "T" în raport cu forța "N" pentru fisurare (fig.I.22.A):

$$C(e-d+0,33x) - T[e-0,5(d-x)] = 0$$

$$C = 0,5 b \cdot x \cdot \sigma_B; T = b(d-x)R_t; b = 100 \text{ cm.}$$

Poziția axei neutre:

$$x^3 - 3dx^2 - 3d(4e - 3d)x + 3d^2(2e - d) = 0$$

Pentru cazul studiat:  $x=0,75 d = 18,75$  cm.

Considerând stadiul elastic de comportare al zonei comprimate de beton, iar zona întinsă plasticizată, valoarea forței de fisurare devine:

$$N_f = 0,5 \frac{b(d-x)(3d-x)}{3(e-d) + x} R_t = 10.800 \text{ kgf/m}$$

Studiind experimental ruperea betonului ușor prin încovoiere s-a constatat că prin plasticizarea zonei întinse a betonului încovoiat, momentul de rupere crește. Raportul dintre momentul de rupere calculat în ipoteza plasticizării totale a zonei întinse și momentul de rupere în stadiul elastic este de 1,45 la betonul din granolit față de 1,75 la betonul greu.

Fisurarea s-a considerat ca o stare limită din categoria capacității portante, zona întinsă complet plasticizată, cu rezistența de calcul "R<sub>t</sub>".

Admitând apariția fisurilor, calculul capacității portante s-a efectuat în stadiul de rupere al zonei comprimate.

La determinarea capacităților portante a peretelui din beton cu granolit s-a avut în vedere proprietățile elastico-plastice ale betonului ușor din granolit.

În cadrul pregătirii pentru executarea obiectivului experimental s-a studiat pentru încărcări gravitaționale doi pereți din beton cu granolit ( $d=25$  cm;  $H=3,00$  m;  $l=3,00$  m), la stadiul de fisurare și de rupere. Comportarea peretelui a prezentat rezultate experimentale apropiate de valorile de calcul din ipoteza I-a (tabelul I.16).

Tabelul I.16.

Perete de studiu	Încărcarea de fisurare N <sub>f</sub> (kgf/m)		Încărcarea de rupere N <sub>r</sub> (kgf/m)	
	calcul	experimental	calcul	experimental
A	10.600	11.200	31.800	32.150
B	(10.800)	11.050		32.150

Pe baza orientării date de prof.dr.ing.C.Beb privind considerarea plasticizării parțiale a betonului pentru elemente de beton simplu supuse la compresiune excentrică, în cadrul experimentării, autorul a constatat că forța de fisurare în cazul compresiunii excentrice cu mare excentricitate ( $S_b = 0,8 S_0$ ), calculată după formula prof.ing.C.Avram:

$$N_f = \frac{(2\zeta - 1)}{1 - \zeta} \cdot w_{fp} \cdot B \cdot d \cdot R_t$$

dă valori apropiate de rezultatele experimentale.

" $w_{fp}$ " reprezintă coeficientul de plasticizare parțială, care este funcție de marca betonului, înălțimea secțiunii ( $d$ ), schema de încărcare și caracterul aleator al ruperii casante a betonului simplu.

Pe baza determinărilor efectuate la betonul cu granolit, în condiții similare ca și la betonul greu (după Avram - Beb) s-a ajuns la concluzia că pentru:  $R_b \leq 150$  daN/cmp;  $d < 30$  cm, secțiune dreptunghiulară, încărcări statice de scurtă durată, valoarea coeficientului de plasticizare parțială a zonei întinse " $w_{f.p}$ " variază între 0,6 - 0,7, în limite foarte apropiate de betonul greu.

Din analiza datelor experimentale rezultă:

- betonele cu granolit de mărci BG 100 - BG 200, au comportare în domeniul elastic până la fisurare;
- plasticizarea zonei întinse a betonului cu granolit, BG 100 - BG 200, este aproape identică cu plasticizarea zonei întinse a betonului greu la fisurare, ceea ce se confirmă, prin diferențele foarte mici (sub 10%) între datele experimentale și cele de calcul;
- gradul de plasticizare a zonei întinse a betonului cu granolit, BG 100 - BG 200, se reduce față de gradul de plasticizare a zonei întinse a betonului greu, pe măsură ce crește excentricitatea relativă  $\bar{e}_0 = e_0 : d$ , în special pentru domeniul  $0,3 < \bar{e}_0 \leq 0,45$ ;
- forța de fisurare pentru elementele din beton cu granolit, comprimate excentric, se recomandă a se calcula cu formula Avram - Beb elaborată pentru betone grele.

Pe baza datelor experimentale s-a trasat curba de variație a poziției axei neutre ( $C_{AN}$ ) în faza de rupere (fig.I.22 C) constatându-se:

-plasticizarea betonului din zona comprimată, pentru treimea mijlocie a înălțimii peretelui;

-ruperea prin compresiune a betonului se produce în dreptul fisurii, secțiune în care zona comprimată este mai îngustă decât în secțiunile aferente treimilor de capăt din înălțimea peretelui;

-ruperea zonei comprimate se produce la (0,48 - 0,52) H.

În cadrul programului de experimentare s-a studiat starea de eforturi din zona de rezemare (fig. I.22 D).

Diagrama eforturilor unitare de compresiune în zona de rezemare - după planul "O - O" de acțiune a forței "N" - prezintă o variație liniară, în creștere spre zona de intersecție a nervurii marginale cu nervurile longitudinale.

Calculul de compresiune locală a zonelor de rezemare s-a efectuat în două ipoteze:

-rezemarea se asigură uniform pe toată lungimea nervurii marginale (a);

-concentrare de eforturi la intersecția nervurilor longitudinale cu nervura marginală (b);

Datele de calcul și experimentale sunt prezentate în tab. I.16.

Tabelul I.16

Perete studiat	Element de calcul	Ipoteza de calcul				
		a.		b.		
		calcul	exper.	calcul	exper.	
Perete experimental studiat la rupere	A	A <sub>1</sub> cmp	850		55	
		A	1250		106	
		K	1,145		1,24	
		N	38900	47.600	2730	3100
	B	A <sub>1</sub>	850		55	
		A	1250		106	
		K	1,145	x	1,24	
		N	38900	49.100	2730	3150
Perete din obiectivul experimental	D <sub>r</sub>	A <sub>1</sub>	850			
		A	1250			
		K	1,145			
		N	38900	26.200		
	S <sub>t</sub>	A <sub>1</sub>	850			
		A	1250			
		K	1,145			
		N	38900	26.700		

În baza experimentării efectuate se fac următoarele observații privind zona de rezemare:

-adâncimea minimă de rezemare de 8,5 cm este suficientă pentru verificarea la compresiune locală;

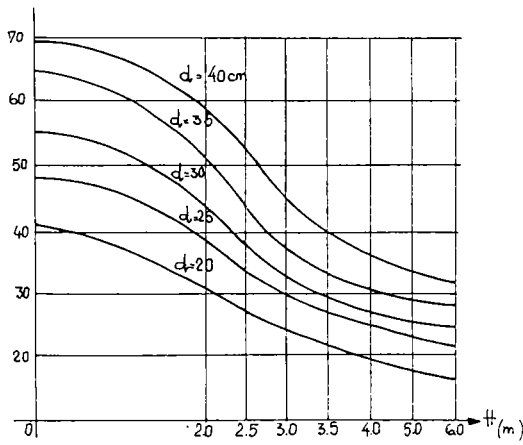
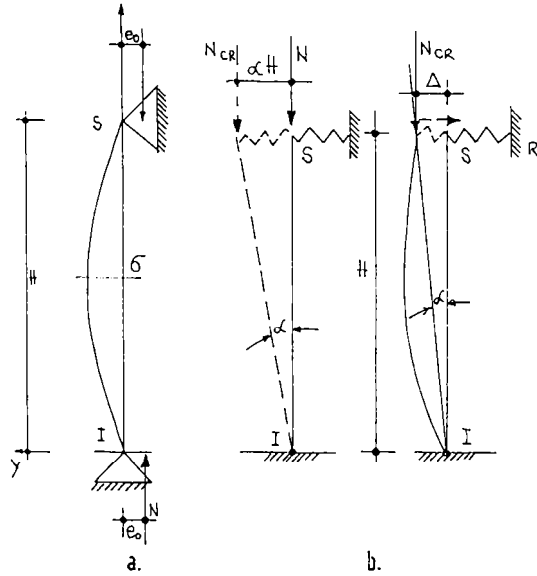


FIG. I.23

-suprafața de rezemare a peretelui să fie perfect plană pentru a asigura uniformizarea distribuiri încărcărilor din elementul prefabricat (se recomandă centură din beton armat).

Stabilitatea elastică:

Peretele se consideră ca o grindă verticală având partea inferioară articulată, iar partea superioară ca reazem simplu la nivelul planului median a planșeului de acoperiș.

Studiul stabilității elastice s-a efectuat în ipoteza I-a - reazem superior fix - și în ipoteza a II-a - reazem superior elastic (fig. I.23).

Forța exterioară din elementele prefabricate de planșeu (N) acționează excentric ( $e_0$ ), ecuația deformației devine:

$$y = \frac{M_0 \cdot H^2}{8 \cdot EI} \cdot \frac{2}{u^2 \cdot \cos u} \cdot \left[ \cos \left( u - \frac{2ux}{H} \right) - \cos u \right]$$

Deplasarea la mijlocul grinzii verticale (peretelui) devine:

$$\delta = [y]_{x=\frac{H}{2}} = \frac{M_0 \cdot H^2}{8EI} \cdot \frac{2(H - \cos u)}{u^2 - \cos u} - \frac{M_0 \cdot H^2}{8EI} \cdot \lambda(u)$$

Unghiurile de rotire la capetele peretelui:

$$\Theta_2 = \Theta_1 = \left( \frac{dy}{dx} \right)_{x=0} = \frac{M_0 \cdot H}{2EI} \cdot \frac{tg \cdot u}{u}$$

Momentul încovoiător maxim care apare la mijlocul înălțimii peretelui:

$$M_{max} = -EI \left( \frac{d^2y}{dx^2} \right)_{x=\frac{H}{2}} = M_0 \cdot \sec u.$$

Semnificația notațiilor:

$$M_0 = N \cdot e_0 \quad k^2 = N : EI \quad u = \frac{kH}{2} = \frac{H}{2} \sqrt{N/EI} ; \lambda(u) = \frac{2(H - \cos u)}{u^2 - \cos u}$$

Cunoscând valoarea capacității portante a secțiunii peretelui din beton cu granolit - în stadiul de rupere a zonei comprimate (tabelul 15.3) - se determină înălțimea "H" a peretelui în funcție de: marca și modulul de elasticitate a betonului utilizat; de grosimea peretelui și de săgeata admisibilă la mijlocul înălțimii peretelui ( $\delta_{adm} = \frac{H}{500}$ ; cm). În figura I.23 c se prezintă sbacele întocmite pentru betonul cu granolit BG 100.

În ipoteza a II-a de calcul, peretele se consideră articulat la partea inferioară și rezemat elastic la partea supe-



rieară (fig. I.23 b). Din studiile efectuate la încercarea la rupere a elementelor prefabricate TTca 3 x 12 s-a constatat că pe măsură ce crește încărcătura exterioară, elementul se deformează, iar secțiunea nervurii marginale suferă o rotire (deplasare). Peretele este încărcat în faza inițială cu o sarcină "N" aplicată excentric. Pe măsura creșterii încărcării exterioare pe elementul prefabricat de acoperiș, apare o forță perturbatoare la reazem care deplasează lateral partea superioară a peretelui. Valoarea critică a încărcării exterioare "N" din planșeu se poate determina prin metoda energetică / 9 // 25 / . Sub acțiunea încărcărilor maxime exterioare elementul prefabricat prin rotirea (deplasarea) suprafeței nervurii marginale produce înclinarea peretelui în raport cu verticala cu un unghi  $\alpha$ . În același timp, deplasarea la reazem este " $\Delta H$ ", iar creșterea energiei de deformare va fi:

$$\frac{\beta (\alpha \cdot H)^2}{2}$$

unde " $\beta$ " este constanta elastică a reazemului.

Sistemul spațial al clădirii (12 x 30 m) va fi stabil

dacă:

$$\frac{\beta (\alpha \cdot H)^2}{2} \geq \frac{N \cdot H \cdot \alpha^2}{2}$$

iar valoarea critică a încărcării exterioare se obține din egalizarea ecuației de stabilitate a sistemului:

$$N_{cr} = \beta \cdot H$$

În studiul efectuat, o problemă deosebită a constituit-o determinarea constantei elastice a reazemului " $\beta$ ", care este funcție de deplasarea " $\Delta H$ ".

Pe baza încercărilor efectuate experimental asupra elementelor prefabricate din beton cu granolit, s-a determinat deplasarea maximă " $\Delta$ " a suprafeței nervurii marginale la reazem în momentul ruperii elementului:

2,5 cm. la CP 1,5 x 12; 4,5 cm. la TTca 3 x 12,0;

Studiind curba efort-deformație a oțelurilor utilizate la elementele precomprimate, constanta elastică a reazemului se poate considera - în condiții de bună aderență între beton și armătura pretensionată - egală, cu limita de elasticitate a oțelului utilizat (pentru cazul studiat

$\sigma_{c,0.1} = 8000 \text{ kgf/cm}^2$ , iar constanta elastică pe un metru liniar de perete se consideră  $\beta = 8000 \text{ kg/m}$  sau  $\beta = 80 \text{ kg/cm}$ .

Teoria este valabilă numai pentru betoane ușoare de mare rezistență (BG 300 - BG 500), care asigură o aderență bună între armătura pretensionată și beton. În cazul peretelui de beton cu granulit studiat la rupere, valoarea critică  $N_{cr} = 8000 \times \beta = 24.000 \text{ kgf/m}$ , este mai mică decât valoarea sarcinii în stadiul de rupere al betonului din zona comprimată.

Pe baza cercetărilor efectuate s-a ajuns la concluzia că valoarea critică a încărcării exterioare este funcție de caracteristica elastică a reazemului superior ( $\beta$ ) și de înălțimea peretelui (H).

Raportul dintre  $N_{cr} : N_r$  variază între 0,7 - 0,8 între aceleași limite ca la pereții din beton greu.

La studiul pereților din beton cu granulit, distribuția eforturilor în secțiune trebuie să ia în considerare și curba

$\sigma(\epsilon)$  reală:

$$\sigma = R \cdot \lambda (\epsilon - m \cdot k \cdot \epsilon^2) \quad (\text{după CEB})$$

unde:

R - rezistența la compresiune a betonului cu granulit;

$\lambda$  - coeficientul de deformabilitate al betonului pentru încărcări de scurtă durată  $\lambda = E_0 : R$ ;

$E_0$  - modulul inițial de elasticitate;

n = 1 pentru  $\sigma > 0$  (compresiune);

n = -1 pentru  $\sigma < 0$  (întindere);

K = coeficientul formei curbei  $\sigma(\epsilon)$ , care reprezintă comportarea materialului;

$$k = \frac{E_{rp} \frac{R_{pr}}{E_0}}{E_{rp}}$$

$R_{pr}$  - rezistența la compresiune centrică;

$E_{rp}$  - deformația la rupere, care în cazul betonului cu granulit:

$$E_{rp} = (1,35 - 1,45) \cdot R_{pr} \cdot 10^{-6}$$

Ruperea se produce prin pierderea stabilității când

$E_{fs} < \epsilon < E_{rp}$ , fenomen caracterizat prin stingerea în

fibra cea mai comprimată a rezistenței la compresiune a betonului.

Efectele contracției și variației de temperatură:

Intensitatea și locul unde se manifestă eforturile interioare din contracție și variație de temperatură depinde în general de natura legăturilor diafragmei verticale longitudinale (a peretelui, la obiectivul experimental) cu celelalte elemente de construcție. Golurile mari din perete determină discontinuitatea diafragmei. Predominant, temperatura exterioară este exercitată numai asupra planșeului. După răcire planșeul tinde să se scurteze, iar în ansamblul perete-planșeu se naște o stare de eforturi (interioare în planșeu și momente încovoietoare și forțe tăietoare în perete). Neconsiderarea efectelor din variații de temperatură, contracție și curgere lentă, conduce la apariția unor fisuri care micșorează rezervele de siguranță ale construcției. Starea critică a eforturilor unitare de întindere este determinată de deformația limită de rupere la întindere a betonului cu granolit. Apariția fisurilor se produce atunci când alungirea specifică a betonului întins atinge valoarea limită la întindere " $\epsilon_{lim}$ ", iar efortul unitar devine egal cu rezistența betonului la întindere " $R_t$ ".

Deformația limită de rupere, la betoane ușoare se calculează cu relația:

$$\epsilon_{lim} = \frac{(2,3 + 2,70)}{(4000 + 5000)} \cdot \frac{1}{\sqrt{R_c^3}}$$

Procentul de armare a diafragmei verticale s-a determinat din condiția că armătura în dreptul fisurilor să aibă capacitatea necesară de a rezista forței care se dezvoltă fără a depăși limita de curgere.

$$R_t \cdot A_b \leq R_a \cdot A_a$$
$$\mu = \frac{R_t}{R_a} \cdot 100 = \frac{3,6}{2100} \cdot 100 = 0,172$$

La peretele experimental:  $\mu = 0,194$

Cercetând pereții pe o durată de 3 ani de la execuție, se fac următoarele observații:

- deschiderea fisurilor provenite din contracție și variație de temperatură nu depășește 3 mm/m;
- armarea cu plasă are un efect de diminuare a contracției;
- variația umidității relative a aerului exterior influențează într-o măsură foarte mică stadiul de fisurare din contracție a peretelui din beton cu granolit.

I.2.4. Pe baza unor cercetări aplicative, s-a executat experimental la Deva (1966), pereți glisați din beton cu zgură expandată de Hunedoara la un bloc de 40 apartamente și panouri mari din zgură expandată de Hunedoara la cca.600 apartamente în blocuri de 60 - 80 apartamente. După 1970 s-au executat pereți din beton de granolit în cofraje plane, în cofraje glisante și sub formă de panouri mari monostat (Cluj-Napoca; Timișoara; Deva; etc.).

Caracteristicile fizico-mecanice variază în limite foarte mici, în funcție de natura agregatului ușor.

La lucrarea experimentală de la Deva (1966) s-a utilizat zgură expandată de Hunedoara.

La stabilirea compoziției optime a betoanelor ușoare de rezistență B 100 - B 150 cu zgură expandată s-a dat o atenție deosebită optimizării raportului a/c și raportul n/c. Cercetările aplicative sunt prezentate în figura I.24.1. În tabelul I.17.1 sunt prezentate caracteristicile fizico-mecanice ale betonului ușor cu zgură expandată -

Tabelul I.17.1

Marca	B 35	B 50	B 75	B 100	B 150
Densitatea aparentă la 28 de zile	1305	1475	1620	1790	1950
Permeabilitatea:					
-înălțimea de ridicare a apei;	-	8,6	7,2	5,6	4,2
-capilaritatea	-	13,46	11,11	8,86	4,83
Contractia la uscare după 90 de zile (mm/m)	0,28	0,30	0,36	0,40	0,43
Coefficientul de conductivitate termică (kcal/m.h. °C)	0,32	0,35	0,40	0,48	0,58
Rezistența (daN/cmp)					
-compresiune	42,8	62,5	84,5	120,3	163,8
-întindere din încovoiere	5,0	7,0	13,0	17,0	19,0
-întindere	3,5	6,5	9,0	13,0	16,0
Modulul de elasticitate la 0,4 R <sub>pr</sub> (daN/cmp)	54.300	68.200	86.600	113.500	151.200
Deformația maximă la compresiune (‰)	1,28	1,50	1,73	1,95	2,22

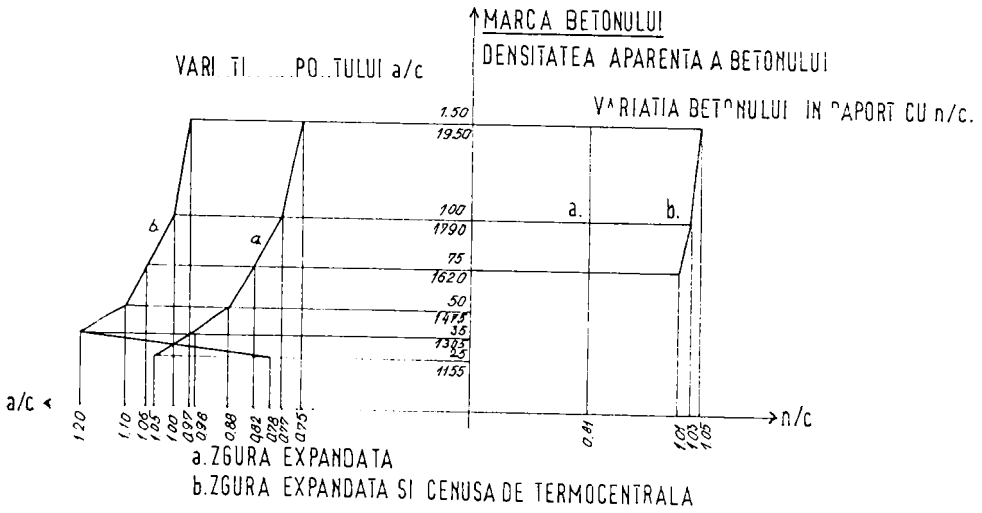


FIG. I.24.1

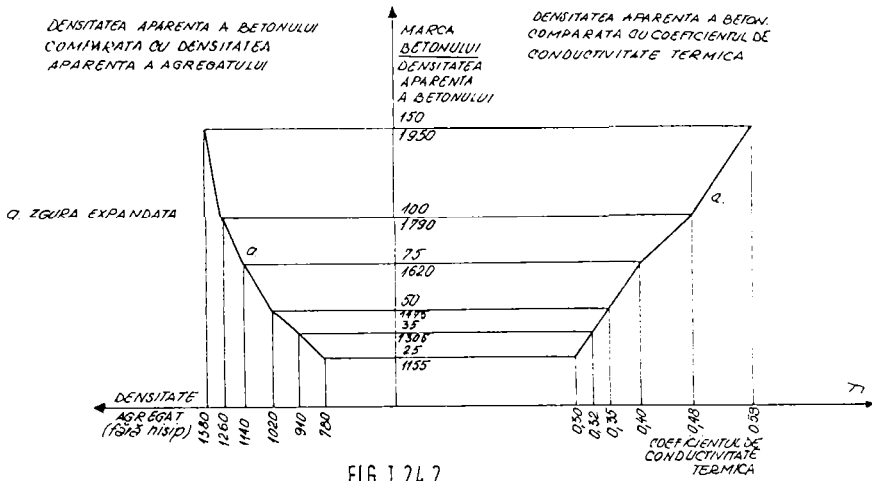


FIG. I.24.2.

Pe baza cercetărilor întreprinse (1964-1966) se reține:

-Densitatea aparentă a betonului este influențată de densitatea aparentă a agregatului, care depinde de porozitatea acestuia, determinând și coeficientul de conductivitate termică (fig. I.24.2).

-Zgura expandată, având pori deschiși și proprietatea de a absorbi apa, produce fenomenul de autovacumare a betonului. Sub această acțiune, pasta de ciment pătrunde în porii deschiși ai granulei de zgură expandată, aerul închis în granule este comprimat, iar densitatea pastei de ciment crește, influențând favorabil, atât rezistențele mecanice, cât și gradul de impermeabilitate a betonului. Procesul de autovacumare continuă și după priza cimentului, ceea ce are un efect favorabil, mărină aderența dintre pasta de ciment și granulele de zgură expandată, iar apa absorbită de acestea crează un mediu favorabil desfășurării procesului de întărire. Sub acest aspect, betonul cu zgură expandată este mai puțin sensibil la uscăciune decât betonul obișnuit, fenomen care ne-a îndreptățit ca la executarea pereților glisanți să nu udăm betonul turnat în cursul zilei de lucru decât numai când temperaturile exterioare erau peste  $+27^{\circ}\text{C}$  și numai pe fețele bătute direct de razele solare.

-Contractia betonului cu zgură expandată este mult mai mare decât a celui obișnuit, diferența datorându-se deformabilității mari a agregatelor sub efectul tensiunilor interioare din pasta de ciment;

-Rezistența betonului este mai mică decât a mortarului (la betoanele obișnuite  $R_b = R_m$ );

-Deformația limită la compresiune este egală cu cea a mortarului (la betoanele obișnuite, deformația limită la compresiune a betonului este mai mică decât a betonului);

-Ruperea betonului cu zgură expandată se explică prin ruperea scheletului, a agregatului și prin distrugere, a adeziunii dintre ele.

La betonul cu zgură expandată, rezistența aderenței dintre beton și armătură a fost studiată în funcție și de modul de compactare. Din rezultatele determinărilor se reține:

-cea mai bună aderență la armătură este pentru înălțimea stratului de 30 cm.;

-aderența betonului la armătură este inferioară betonului obișnuit, pentru " $R_{pr}$ " echivalent:

$R_c$	$R_{ad}$	$R_{ad} : R_c$
75	9,5	0,126
100	14,0	0,140
150	21,8	0,146

-lunezările pronunțate provoacă apariția în beton a unor fisuri paralele cu direcția armăturii;

-ruperea nu se produce înainte de a se distruge aderența, înainte de a se atinge valoarea maximă a lui " $\zeta$ ", așa cum se întâmplă la unele betoane obișnuite.

Pe baza recomandărilor Congresului Internațional de beton ușor de la Londra (1968) și a recomandărilor Comitetului European de Betoane (1969), am studiat posibilitatea valorificării superioare a zgurii expandate, la caracteristici fizico-mecanice competitive cu betoanele ușoare din străinătate (1968-1972). Experimentările s-au efectuat cu cenușă de termocentrală de la Paroșeni și Mintia-Deva, obținută la arderea cărbunelui prin pulverizare. Caracteristica cenușii de termocentrală de a fixa calciul în prezența apei la temperatura normală, îi conferă proprietăți de adaos hidraulic, iar densitatea, în stare uscată, de 900 kg/m.c., asigură înlocuirea economică a nisipului.

Pe baza cercetărilor efectuate, rețetele optime recomandate pentru beton din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală sunt prezentate în tabelul I.17.2.

Tabelul I.17.2

Nr.	Materialul component	U/M	Marca betonului		
			B 100	B 150	B 200
1.	Ciment PZ 400	kg/mc	180-200	200 - 220	220-240
2.	Apă	l/mc	200	220	230
3.	Nisip de carieră	kg/mc	50	60	70
4.	Zgură expandată sort 0 - 7	kg/mc	400	460	500
			530	580	600
5.	Cenușă de termocentrală	kg/mc	150-170	170 - 180	180-200

Pe baza unui număr important de încercări experimentale (96 probe/marcă) s-a constatat că ruperea betonului din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală se produce prin

agregat sau mortar fin de ciment, cenușă și, parțial, nisip. Nu au fost cazuri de rupere din cauza distrugerii adeziunii dintre granulele de zgură expandată și mortarul fin de ciment - cenușă - nisip.

Betonul din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală prezintă caracteristici fizico-mecanice superioare față de alte betoane, făcându-l utilizabil la executarea de panouri mari (Deva, 1969-1972). Pentru marca B.100 - B 200 densitatea aparentă (întărit) 1730 - 1830 kg/mc, rezistența la compresiune centrică: 115 - 155 daN/cmp; modulul de elasticitate la compresiune: 1.120.000 N/cmp - 1.725.000 N/cmp și conductivitatea termică: 0,470 - 0,585 W/m.grad.

Granulitul (argila expandată) de Mureșeni s-a utilizat în ultimii 25 de ani la betoane ușoare rezistente, în mod special la pereți monolit și din panouri mari prefabricate. Compoziția utilizată de autor la experimentări se prezintă în tabelul I.17.3.

Tabelul I.17.3

Marca betonului	Compoziția:					Densitatea aparentă	
	Ciment	Apă	Agregat		Nisip	proaspăt	întărit
			3/7	7/15			
kg/mc	l/mc	kg/mc		kg/mc	kg/mc		
B 150	325	160	620	410	260	1780	1750
B 200	330	160	630	415	270	1805	1770
B 250	340	160	640	415	320	1875	1800
B 300	350	170	650	420	350	1940	1850

Caracteristicile fizico-mecanice pentru marca B 150-B 300 au variat în limitele: conductivitatea termică: 0,545-0,637 W/m.grad; contracția la uscare după 90 de zile; 0,42-0,57 mm/m; modulul de elasticitate: 1.200.000 - 1.600.000 N/cmp.

Urmărirea comportării în timp a diaframelor din beton ușor cu zgură expandată a condus la următoarele constatări:

La pereți glisați: /53/.

-Apariția de fisuri cu deschiderea de 4-6 mm, la rostul tehnologic dintre fundația din beton armat (realizată din beton cu agregate obișnuite) și diafragma peretelui, datorită contracțiilor diferențiate;



La panouri mari:

- Apariția de fisuri, cu deschiderea de 3-5 mm, la îmbinarea panourilor de perete cu panourile de planșeu de la acoperișul terasă (realizate din beton cu agregate obișnuite);

- Apariția condensului la îmbinările de colț a panourilor de perete, la exterior, frecvent în cazul orientării N-V și N-E.

La pereții din cofraje plane:

- Deschiderea fisurilor provenite din contracție sau variație de temperatură nu depășește 3 mm/m;

- Armarea cu plase sudate a peretelui are un efect de diminuare a contracției;

- Variația umidității relative a aerului exterior influențează într-o măsură foarte mică stadiul de fisurare din contracție.

Cercetarea diafragmelor din beton ușor cu granolit la construcțiile de locuințe a abordat un domeniu mai variat în raport cu volumul de lucrări executate după 1970.

Urmărirea "in situ" a rezistențelor mecanice la betoanele din granolit s-a efectuat pe carote extrase din elementele de construcții, în paralel cu cuburi de probă prelevate pe șantier din betonul turnat. Comparând rezultatele obținute s-a constatat că rezistențele la compresiune la vârsta de 28 de zile obținute pe cuburi sunt mai mari decât cele realizate pe carote, cu 5% - 10%. În timp, în special după 90 de zile sunt mai mari pe carote decât pe cuburi, cu 7%-12%, creștere posibilă prin îmbunătățirea caracteristicilor pietrei de ciment și a conlucrării dintre aceasta și granulele de agregat. Structura granolitului asigură absorbția din amestecul proaspăt a apei excedentare și elimină aerul, reducând efectiv raportul A/C, conducând în timp la îmbunătățirea calității pietrei de ciment, iar prin pătrunderea leptelului de ciment (odată cu apa) în porii de suprafață a granulelor sporește adeziunea dintre piatra de ciment și granulele agregatului. Datorită absorbției apei, în amestecul proaspăt de beton, apare o subpresiune, ceea ce conduce la micșorarea presiunii interstițiale în detrimentul celei intergranulare, contribuind la compactarea betonului. Creșterea în timp a rezistenței la compresiune a betonului cu granolit,

se explică prin:

-fenomenul de vacumare internă, cedarea treptată a apei absorbite de agregatul poros către pasta de ciment în timpul perioadei de întărire;

-aderență de natură chimică la interfața piatră de ciment - agregat ușor, ca urmare a reacțiilor chimice între  $\text{Ca(OH)}_2$  și componentii mineralogici ai agregatului, interacțiune care se remarcă la vârste mai mari.

Efectul contracției a fost urmărit "in situ" pe o durată de 5 ani, la diafragme monolite realizate în cofraje plane și pe o durată de 7 ani la diafragme din panouri mari, în paralel pe prisme de  $10 \times 10 \times 100$  și plăci  $15 \times 200 \times 200$  cm (ca probe prelevate din betonul turnat în diafragme). Rezultatele cercetărilor "in situ" au fost comparate cu măsurători similare la elemente din beton obișnuit (beton greu), evidențiindu-se aspectele:

-deformațiile finale din contracție sunt mai mari la elementele din beton cu granolit decât la cele din beton greu;

-deschiderea fisurilor din contracție este mai mică la elementele din beton cu granolit, datorită modului de elasticitate mai redus decât la betonul greu;

-revenirea contracției este mai mare la betonul cu granolit decât la betonul greu, la creșterea umidității relative, iar la scăderea contracției se manifestă mai lent.

Structurile din panouri mari prefabricate din beton cu granolit asamblate și monolitizate, sunt supuse deformațiilor betonului din îmbinările orizontale și verticale, sub sarcină și de durată (contracție, curgere lentă). Deformațiile specifice betonului cu granolit trebuiesc asociate cu deformațiile terenului de fundare, care influențează starea de eforturi.

Din cercetările aplicative s-a constatat că rezistența betonului cu granolit din îmbinări este în limita a 0,4 - 0,7 din rezistența de calcul, fiind influențată de: raportul a/c; gradul de compactare; compoziția granulometrică; tehnologia de betonare; etc. La îmbinări se constată creșterea contracției, având ca efect direct reducerea contactului dintre betonul de monolitizare și suprafața panourilor. Contracția este influențată de: raportul a/c; dozajul de ciment

umiditatea relativă a mediului ambiant; marca cimentului; granulozitatea; etc. Contractia măsurată în cazul utilizării la monolitizări a BG 300 Bc în condiții de întărire normală a fost în limita de 0,25 - 0,35 mm/m.

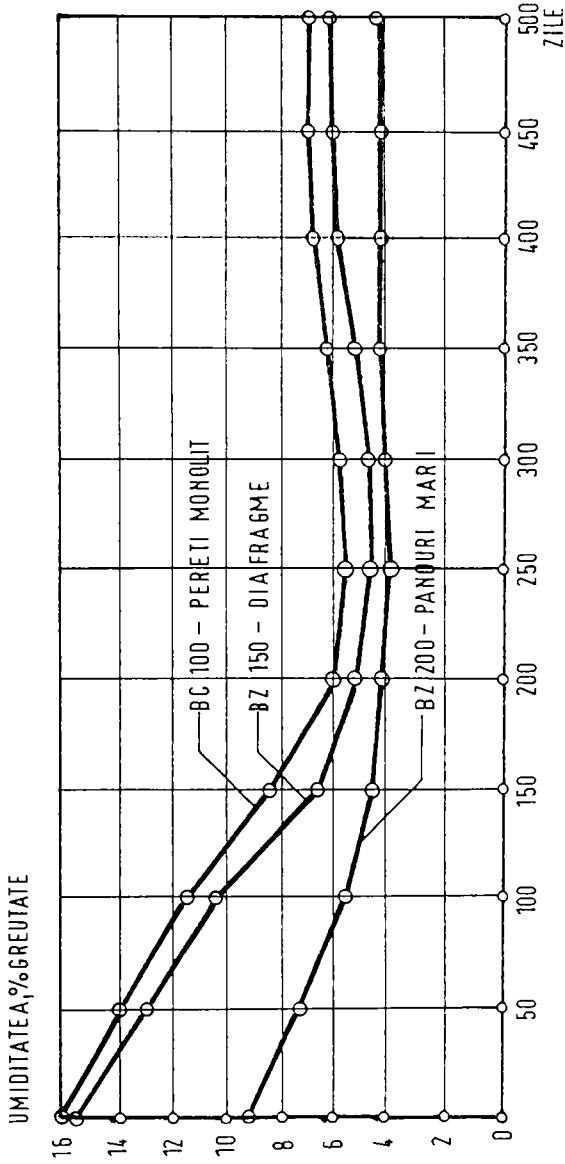
Cercetarea diafragmelor din beton ușor s-a continuat cu urmărirea comportării în timp la variații de temperatură și umiditate funcție de starea climatică exterioară și microclima interioară a clădirii./665/.

Diafragmele din beton ușor se usucă în 300 - 500 de zile, în funcție de gradul de compactare și de tratare termică. Umiditatea măsurată la pereții din beton ușor studiați, în faza inițială a execuției a fost în limita a 16%; 15,7% și 9,6% (fig.1.24).

Măsurătorile "in situ" au arătat că uscarea durează 500 de zile și este mai lentă la betoanele compacte, de masă ridicată și tratate termic, (panouri mari BZ 200). Umiditatea de echilibru depinde de: tehnologia betonului; marca betonului; clima exterioară.

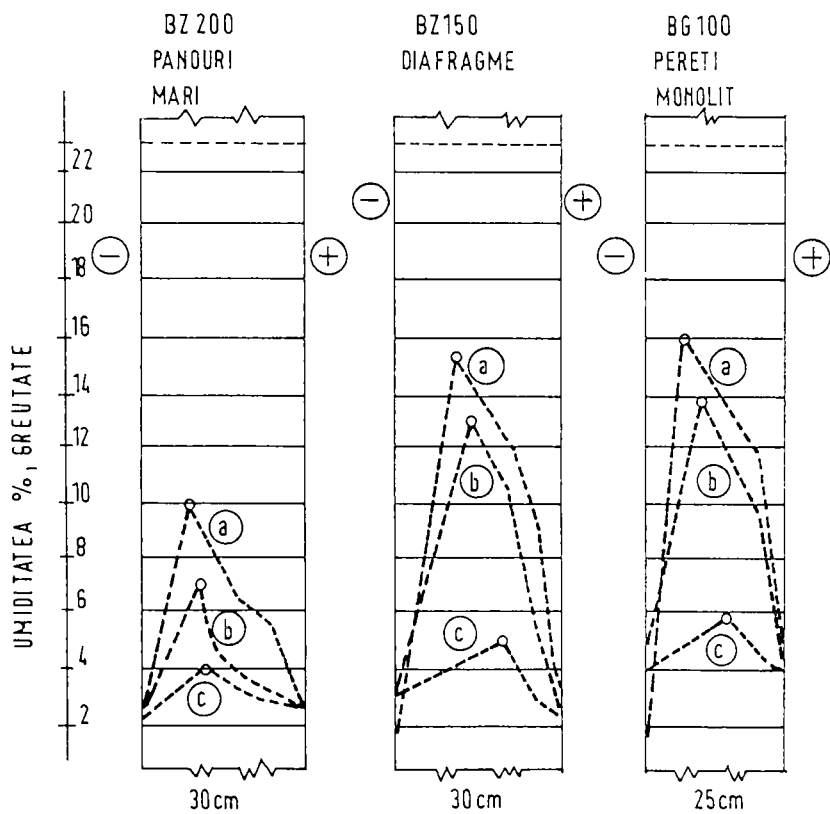
Repartizarea umidității în pereții de beton ușor cu structură compactă este neuniformă. Umiditatea la suprafeța peretelui este mai mică decât în masa interioară. În timpul uscării umiditatea se echilibrează parțial în toată secțiunea, dar în interior este mai mare. În figura I.25 se prezintă repartizarea și variațiile umidității în pereții din beton ușor studiați, la 1 zi (a), la 50 zile (b) și la 250 zile (c). Spectrul de variație al umidității este mai mare la betoanele de marcă mai mică și fără tratament termic (BG 100; BZ 150). La betoanele supuse la tratament termic, din panouri mari, aspectul de variație al umidității este mai redus.

Deformabilitatea betonului ușor este mult mai mare decât a betonului cu agregate obișnuite, datorită deformabilității agregatului ușor, a porozității și sensibilității la umiditatea exterioară. Cu privire la deformabilitatea betonului cu agregate ușoare din țara noastră există puține date sub acțiunea încărcărilor de lungă durată, motiv pentru care am efectuat măsurători "in situ" prin procedee cunoscute, la obiectele studiate. Numeroasele încercări privind deformările de curgere lentă ale betonului cu zgură expandată de Hunedoara (BZ 150; BZ 200) și ale betonului cu granulat de



PROCESUL DE USCARE A PERETILOR DIN BETON USOR IN CONDITIILE DE EXPLOATARE A CLADIRII

FIG.124



REPARTIZAREA SI VARIATIILE UMIDITATII A PERETILOR DIN BETON USOR IN CONDITIILE DE EXPLOATARE A CLADIRII

FIG. I.25.

Mureșeni (BG 100) au fost efectuate în paralel, prin probe de laborator (fig. I.26 - curbele 1'; 2'; 3') și prin măsurători "in situ" (fig. I.26 - curbele 1; 2; 3) pe durata a 500 de zile de la execuție sub trepte de încărcare similare cu evoluția construcției și intrarea în exploatare, citirile efectuându-se la intervale de timp programate. Probele au fost păstrate în condiții similare cu obiectivul. Deformațiile de curgere lentă măsurate "in situ" sunt în toate cazurile mai mari decât cele determinate pe probe, cu cca. 20%, în condițiile de umiditate variabilă. După cca. 500 zile, valorile curgerii lente se stabilizează în limitele a 0,45 - 0,51 mm/m. Variația în timp a deformațiilor de curgere lentă este direct proporțională cu creșterea în timp a rezistenței betonului.

Contractia betoanelor ușoare depinde în principal de: natura agregatului; dozajul de ciment; umiditatea mediului; etc. Variația contractiei betonului ușor a fost studiată pe elemente din construcție și pe probe, păstrate în condiții similare. Rezultatele măsurătorilor "in situ" sunt prezentate în figura I.27 și variază în limita a 0,44 - 0,49 mm/m.

Fisurile de contracție au apărut în primele zile în : zona de legătură a diafragmei cu fundația; zona de rezemare a planșeelor; zona îmbinărilor verticale a panourilor mari.

1.2.5. Fisurarea construcțiilor este un fenomen alarmant. Observarea și urmărirea apariției și dezvoltării fisurilor în construcții permite stabilirea cauzelor și aprecierea pericolozității pentru siguranța exploatării construcției.

Metodele de lucru folosite în observarea și urmărirea apariției - evoluției stării de fisurare sunt aplicabile în orice condiții de exploatare a construcției;

-Inspecția vizuală, marcarea și relevarea fisurilor;

-Martori de ipsos și sticlă;

-Măsurarea deschiderii fisurilor:

  - cu rigla de fisuri;

  - cu lupa de fisuri;

-Măsurarea adâncimii fisurilor cu ultrasunete;

-Măsurarea variației deschiderii fisurilor cu micrometru biaxial.

Starea de fisurare a unui element de construcție devine sesizabilă prin apariția la suprafață a liniilor de fisurare.

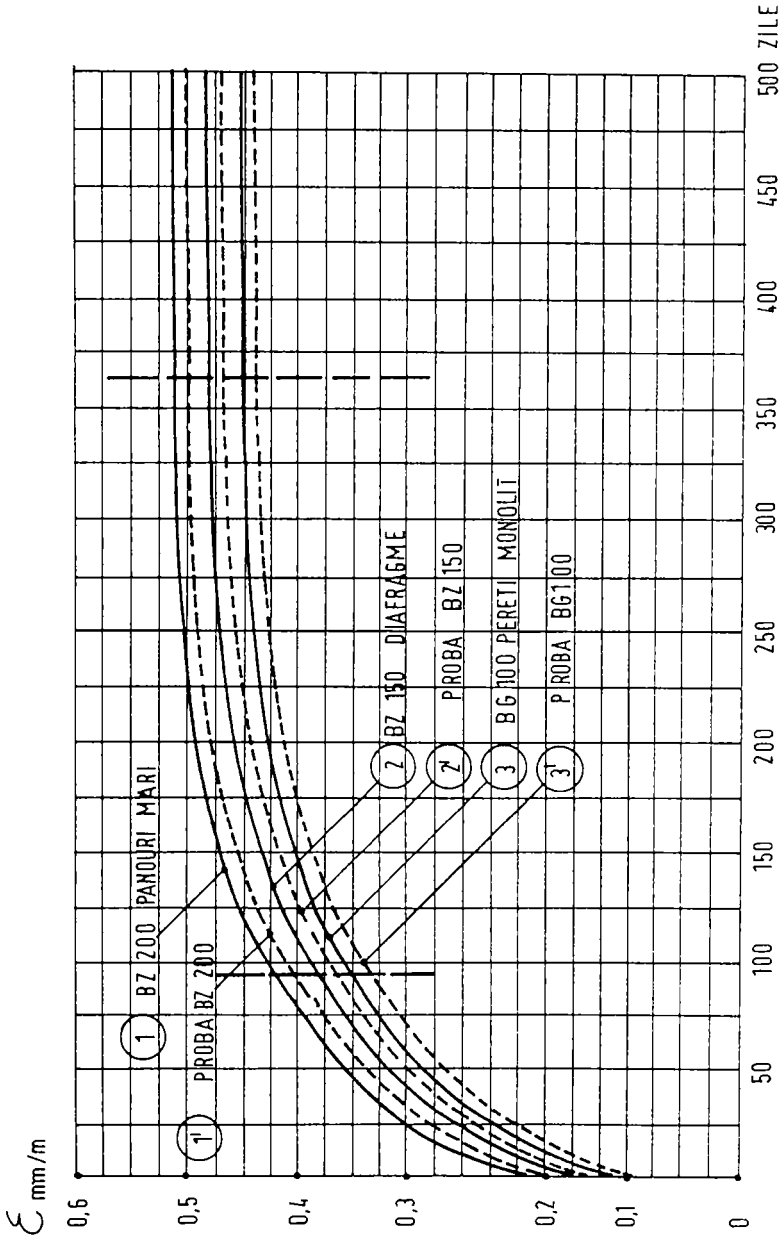


FIG.1.26. CURGEREA LENTA A BETONULUI USOR

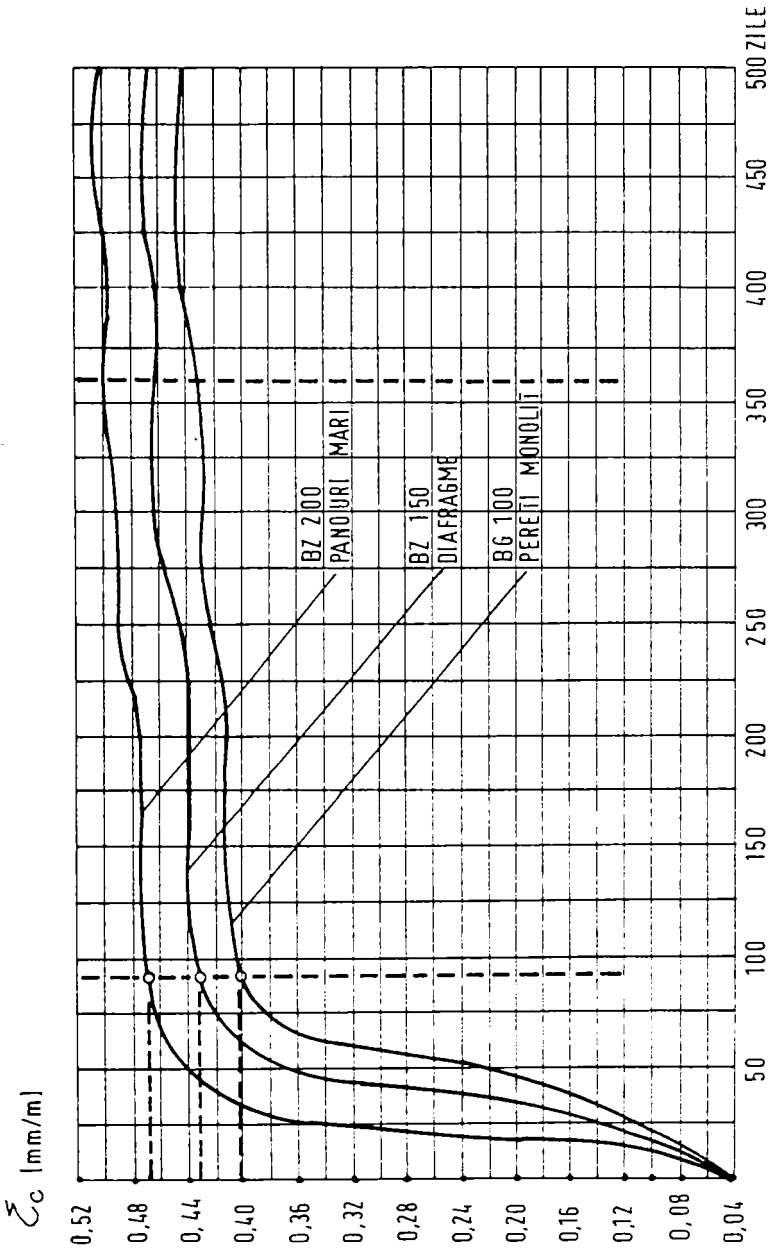


FIG.1.27. DEFORMATIA DE CONTRACTIE A BETONULUI USOR



Liniiile de fisurare a construcției prin poziția lor în elementele structurii de rezistență; prin orientarea lor (dese sau singulare); orin orientarea lor (orientate sau neorientate); prin lungimea și deschiderea lor; precum și prin corespondența lor pe fețele opuse ale elementelor (fisură de suprafață sau străpunsă).

În dreptul fisurilor dispare continuitatea materialului datorită unei concentrări locale de eforturi prin care s-a depășit rezistența sau capacitatea de deformare a materialului.

Periculozitatea apariției și dezvoltării fisurilor în structura de rezistență a unei construcții depinde de adaptabilitatea acesteia la noua schemă statică de transmitere a eforturilor și capacitatea de preluare a solicitărilor redistribuite.

Cauzele fisurării construcțiilor sunt multiple (tabelul 1.17) și se prezintă sub diverse forme (fig. I.28).

Măsurile de redare a aptitudinii pentru exploatare a construcțiilor fisurate implică două aspecte:

- eliminarea sau diminuarea acțiunii cauzelor fisurării;
- repararea fisurilor sau disimularea efectului lor inestetic.

Observarea vizuală și/sau instrumentală privind comportarea în timp a diafragmelor din beton armat la clădiri de locuit a condus la constatarea unor defecțiuni sistematice enumerate într-o ordine prioritară:

- a) Fisuri înclinate sub planșeul de acoperiș (fig. I.29), înclinate, descendente spre exterior, accentuate spre exteriorul clădirii, iar diafragmele din colțurile clădirii au în general capătul exterior expulzat. Caz tipic clădirilor cu diafragme glisate după cca. 5 ani de exploatare.
- b) Fisurarea capetelor buiandrugilor la uși (fig. I.30), la cel mai îndepărtat de diafragmele perpendiculare pe diafragma verificată. Explicația: buiandrug puternic armat față de diafragmă.
- c) Fisurarea parapetelor ferestrelor (fig. I.31), cu alură aproape verticală, însoțite de fisuri scurte la colțurile inferioare a golului.
- d) Fisuri în câmpul diafragmelor de lungime mare,  $D > 4$  m, (fig. I.32), puternic deschise 0,2 - 1,5 mm, pornesc vertical

Cauze	Originea	Forma de manifestare
Tăzarea terenului de fundație	Consolidarea sub încălzire. Natură diferite de teren Tipuri diferite de fundații Stadii diferite de consolidare	Fisuri în elementele portante, verticale sau înclinate la 45° la colțuri Fisuri verticale între stâlpi și plăci Fisuri pornind de la deschideri Fisuri de încovoiere
Depășirea apei în solurile plastice	Acțiunea scarelui Acțiunea vegetației Surse de căldură locale Epuisamente	Fisuri pe fațada nord (soare) Variație sezonieră a fisurilor (soare) Fisuri pornind de la deschideri (epuizamente) Deschiderea bruscă a fisurilor (epuizamente)
Erori	Lipsa resturilor Vibrații necontrolate Inmulari necontrolată	Fisuri între cărări (rosturi) Fisuri în fațade (rosturi) Fisuri pornind de la deschideri (vibrații) Fisuri evoluând cu vibrațiile
Deformații excesive ale suporturilor	Încălcări de scurtă și lungă durată	Fisuri în pereți despărțitori și pardoseli.
Variația de umiditate în structură	Umiditatea de fabricație Umiditatea exterioară -absorbție -capilaritate Umiditate interioară -difuzie -capilaritate	Contractie Fisuri pătrunse în pereți portanți, de regulă verticale sau pornind de la soluri și slăbiri, la pereți lungi deschiși dori mai mari decît la pereți scurți. Umflare Fisuri din înghețul apei Fisuri din corodarea armăturii, orientate după direcția armat. colorate roșu și albastru.

	<p>variații de temperatură</p>	<p>variația în timp a umidității</p>	<p>Diferențe de umiditate între elementele constructive - sarcă promitură</p>	<p>Pisuri la contracara beton armat (amplasare) Pisuri superioare, orientate pe suprafața elementelor orientate (plăci, stâlpi, grinzi).</p>
	<p><math>\Delta t</math> exterior</p>	<p><math>\Delta t</math> interior</p>	<p>Dilatările-contracții Empiedicată</p>	<p>Pisuri verticale în pământ (ce la contracara din umiditate) și elemente oporțite (boltoane, stâlpi, grinzi) Pisuri în elementele de umplutură din cărămidă cu schelet la ultimele etaje ca umere a dilatării în stâlpi și stălpilor structurii de rezistență</p>
	<p><math>\Delta t</math> în element</p>		<p>Dilatație diferențiată în elemente mixte</p>	<p>Pisuri între scoperișuri terasă și pereții ultimului nivel; orientate în zona le separate, verticale în pereți și înclinate spre capetele lor. Pisuri în secul și perețele de deasupra și planșeu adiacent.</p>
<p>Solicitări mecanice</p>	<p>Solicitări normale în exploatare Suprasolicitări</p>		<p>Considerarea stării fisurate ce stare normală de exploatare (stadiul II) Greșeli de apreciere a valorii încărcărilor. Alocătuiri constructive complexe și greșeli în evaluarea schemei statice Deplasări de cofraje Schimbarea sau lipsuri de armare. Suprasolic. accidentale sau neevaluate ca urmări</p>	<p>Pisuri în elementele de rezistență ale structurii portante în zonele de depășire a rezistențelor materialului la eforturi principale de întindere. Pisuri în general orientate perpendicular pe direcția efortului principal de întindere și în corespondență cu rezultatele unui calcul corect.</p>

FORME TIPICE DE MANIFESTARE A FISURILOR IN CONSTRUCTII

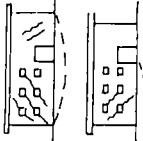
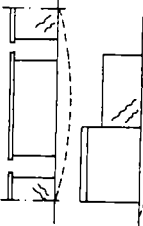


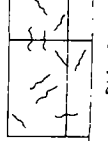




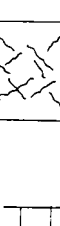
CAUZE	MANIFESTARI	
TASARI INEGALE		
MISCARE SUPTOR		
VARIATIE UMIDITATE		
VARIATIE TEMPERATURA		
SOLICITARI		

FIG. 1.28

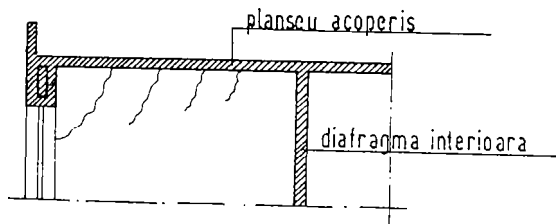


FIG. I.29.

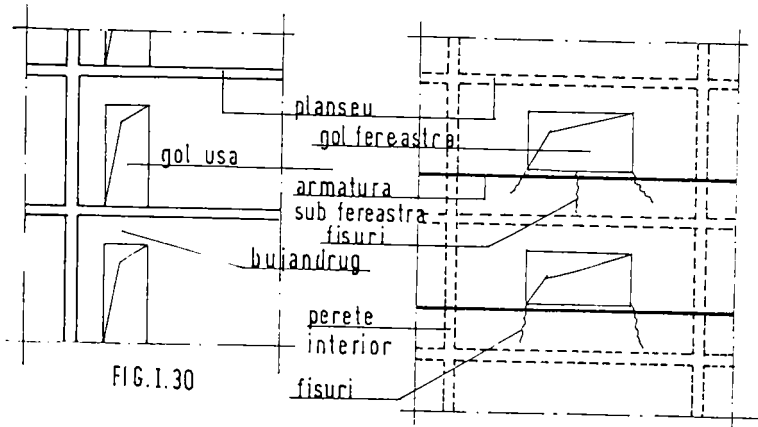


FIG. I.30

FIG. I.31.

din dreptul unei grinzi intermediare, iar altele unesc colțul ușii cu reazemul grinzii. Fisura se micșorează în dreptul planșeului, dar reapare la etajul următor.

e) Fisuri pe conturul monolitizărilor (fig. I.33), care apar la monolitizările verticale de la clădirile din panouri mari.

f) Fisuri între elementele prefabricate nemonolitizate, apar frecvent între rampele scărilor prefabricate și pereți, între pereții cortină și planșee.

Defecțiunile constatate au fost puse în general pe seama contracției betonului, cunoscut fiind că valoarea eforturilor din contracție este deosebit de mare.

Valoarea minimă de calcul a deformației specifice în timp a betonului ( $\epsilon_{b\bar{p}}$ ):

$$\epsilon_{b\bar{p}} \gg \bar{\epsilon}_c ; \bar{\epsilon}_c = k_3 \cdot k_4 \cdot \epsilon_0$$

$\bar{\epsilon}_c$  - valoarea maximă de calcul a deformației datorită contracției.

$\epsilon_0$  = valoarea de bază a deformației (0,25%).

$k_3 = 1,5 - 1,0$  ; coeficient ce exprimă influența umidității relative a mediului ambiant ( $u \% = 50\% - 60\%$ );

$k_4 = 1,15$  (coeficient ce exprimă influența dimensiunilor secțiunii); ( $d \leq 15$  cm);

$\bar{\epsilon}_c = 0,33\% - 0,29\%$ .

Considerând că betonul se comportă elastic:

$$\sigma_B = \frac{n \cdot \mu}{1 + n\mu} \cdot \bar{\epsilon}_c ; n = \frac{E_a}{E_B} ; \mu \% = \frac{A_a}{A_B} \cdot 100$$

Pentru cazul studiat, diafragmă cu grosimea de 15 cm și armată cu două plase tip Buzău 2 x Ø 5/20 cm, rezultă

$\sigma_B = 78$  N/cm<sup>2</sup> >  $R_{bt}$ . Aceste eforturi acționează în special pe liniile de fixare (planșeele) și se concentrează în lungul carcaselor orizontale (armătura buiandrugilor) și în dreptul golurilor unde secțiunea de beton este redusă.

Impiedicarea apariției fisurilor prin majorarea armăturilor orizontale, conduce la o sporire considerabilă a cantității de oțel beton. În acest caz se impune o verificare a armăturii curente - din câmp - la efectul de lunecare, evitând fenomenul fragmentării diafragmelor prin fisuri verticale continue, asigurând comportarea ca un element monolit continuu.

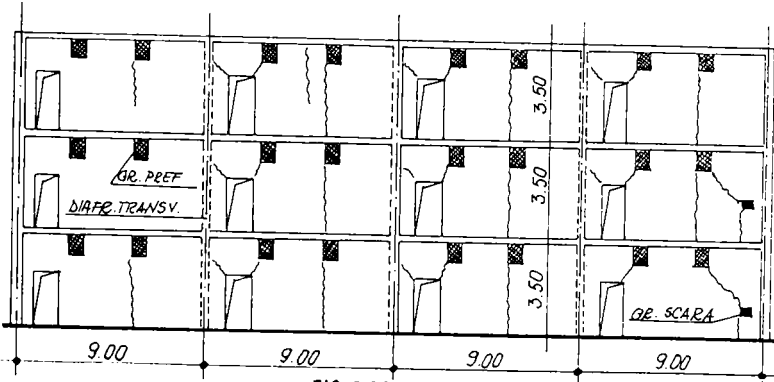
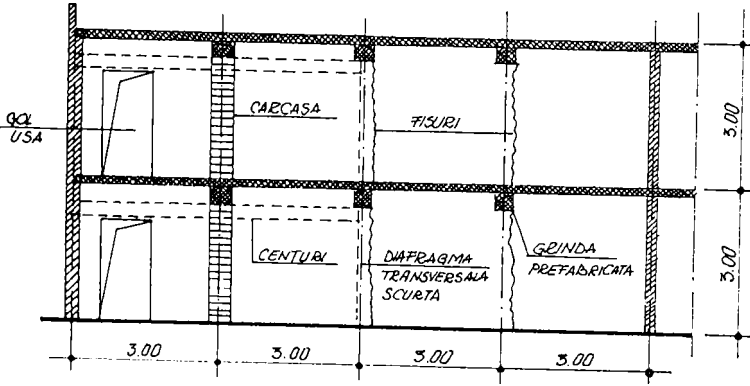


FIG. I.32.

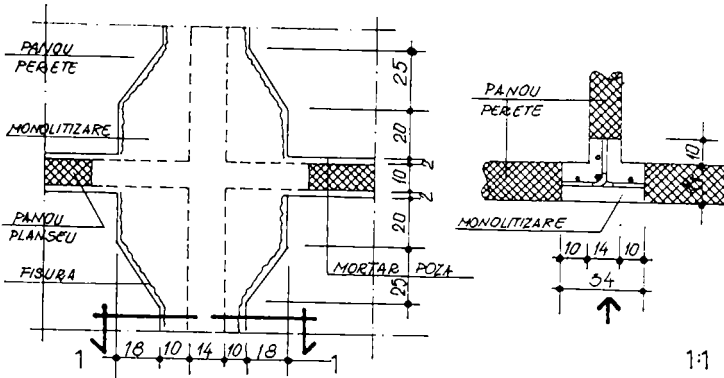


FIG. I.33.

În cazul monolitizărilor de la panouri mari (de 34 cm. lă-  
țime), valoarea maximă de deschidere a fisurilor (în cazul  
 $\overline{\epsilon}_c = 0,33\%$ ) este de 0,056 mm.

Observațiile vizuale și instrumentale indică valori mult  
mai mari (0,08 - 0,12 mm), ceea ce înseamnă că normativele  
tehnice în vigoare subevaluează efectul contracției pentru  
cazul real al diafragmelor analizate.

I.2.6. Realizarea pentru prima dată în România  
(1977 Timișoara) a recipientilor de mare capacitate din ele-  
mente prefabricate de beton armat a impus în vederea verifi-  
cării ipotezelor luate în considerare, precum și a rezultate-  
lor calculului, efectuarea unui program de încercări care  
și-a propus obiectivele următoare:

- determinarea stării de eforturi la principalele elemente  
prefabricate de beton armat (la decantorul Sediclar);
- determinarea deplasărilor pe ansamblul construcției în di-  
verse etape de încărcare (la rezervorul de 3500 m.c.);
- tasarea construcției;
- etanșeitatea.

La decantorul Sediclar (fig. I.34) realizat integral din  
elemente prefabricate, în figura I.36 se prezintă încărcările  
asupra elementelor țetelui exterior, efortul de membra-  
nă în placa cilindrică, eforturile pentru chesonul trapezoi-  
dal și încărcările asupra fermei, precum și eforturile axia-  
le și de încovoire în fermă.

La rezervorul de 3500 m.c. (fig. I.35) realizat integral din  
elemente prefabricate, în figura I.37 se prezintă încărcarea  
elementelor prefabricate de formă curbă și starea de eforturi.

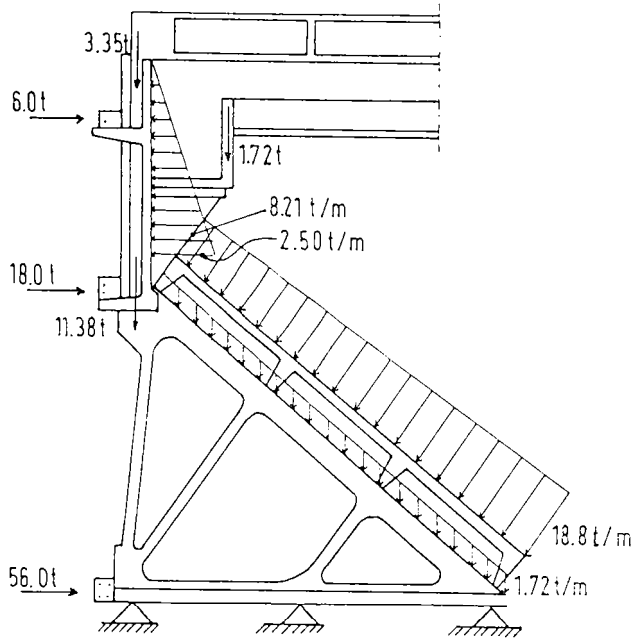
Pentru efectuarea măsurătorilor privind tasarea construc-  
ției s-au utilizat repere metalice (clasice), iar pentru măsu-  
rarea deplasărilor de ansamblu reperele-cadru din figura 38.  
Măsurătorile de etanșeitate s-au efectuat cu dispozitivul  
din figura I.39.

Determinarea stării de eforturi din principalele elemente  
prefabricate de beton armat s-a efectuat prin metodele de  
măsurare a deformațiilor specifice. /63/64/.

Încercarea "in situ" prin încărcarea statică a decantorului  
cuprinde următoarele faze:

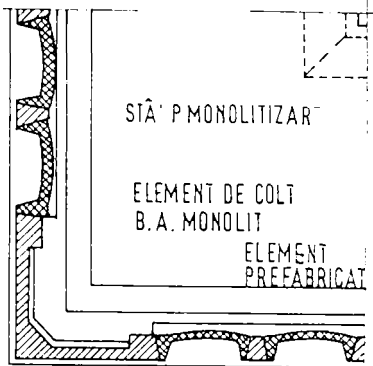
- încărcarea primară progresivă de la nivelul " $L_{TL}^c$ " la nivelul



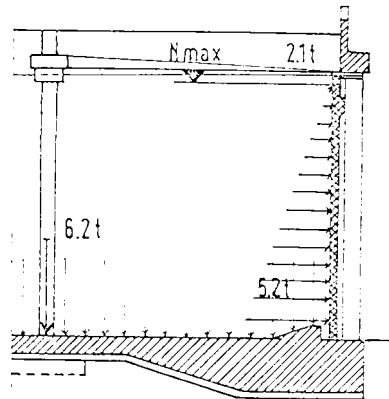


INCARCARI DECANTOR - SCHEMA STATICA

FIG.1.34.



SECTIUNE ORIZONTALA



SCHEMA STATICA A INCARCARI  
SECTIUNE TRANSVERSALA

FIG.1.35.

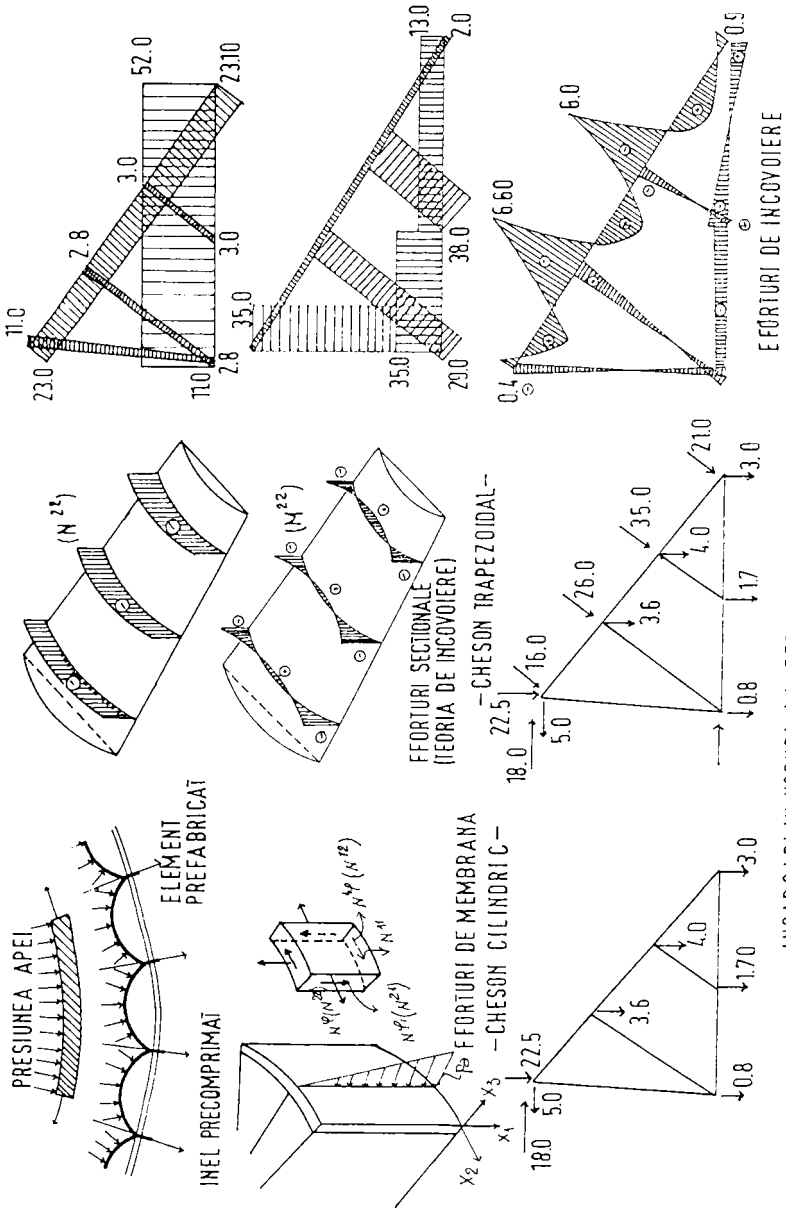
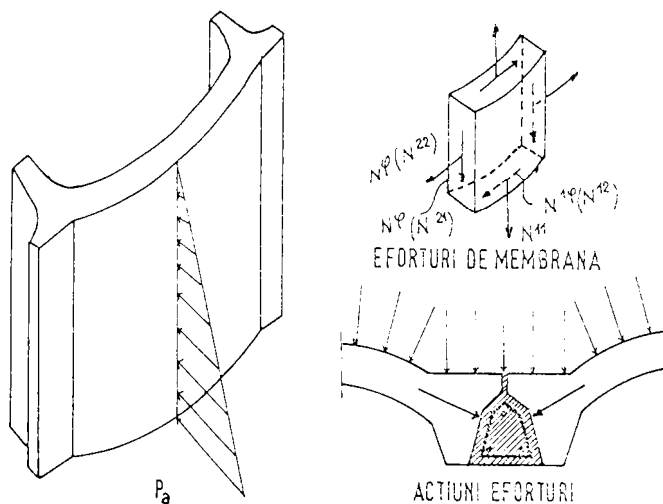


FIG.1.36.



CHESON CILINDRIC VERTICAL REZERVOR

FIG. 1.37. A.

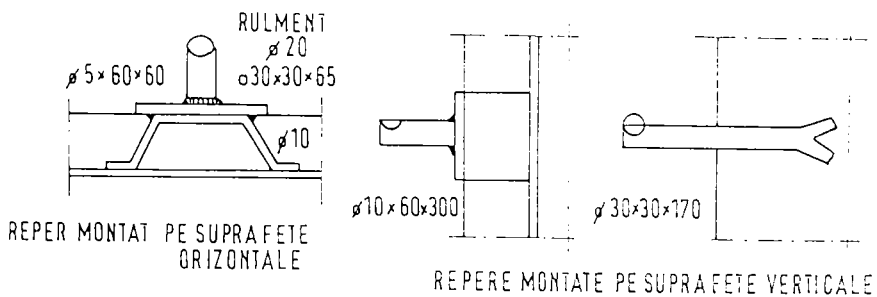


FIG. 1.37. B.

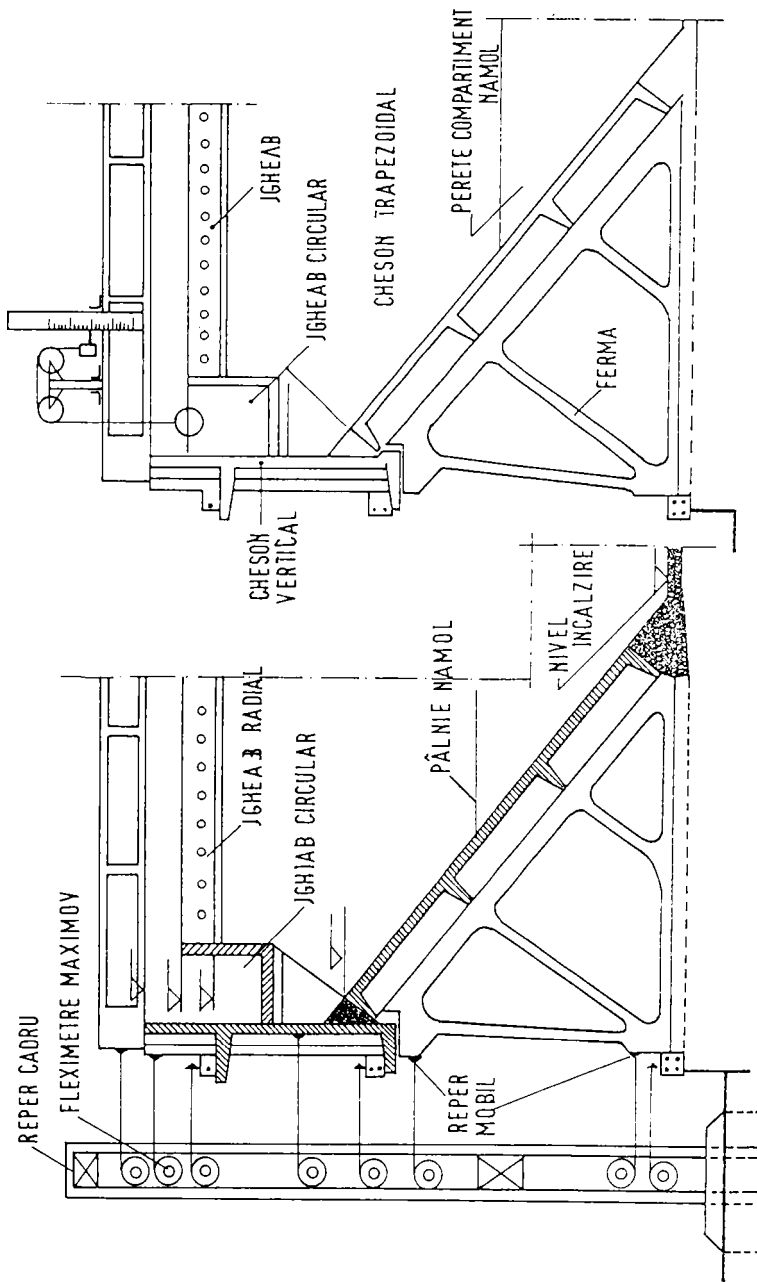


FIG. I. 38.

FIG. I. 39.

maxim " $L_{TL}^M$ " ;

- durata de încărcare maximă 72 ore, cu măsurători efectuate din 6 în 6 ore;
- descărcarea în două trepte (de 50% din volumul maxim) până la nivelul zero, efectuându-se măsurători la fiecare treaptă.
- comportarea construcției după descărcarea la nivelul zero, prin măsurarea deformațiilor pe elemente timp de 72 ore, din 8 în 8 ore;
- încărcarea finală progresivă a decantorului de la nivelul zero " $L_{TL}^0$ " până la nivelul maxim " $L_{TL}^M$ ";
- comportarea construcției la nivelul maxim de încărcare, prin măsurarea deformațiilor pe elemente timp de 10 zile în perioada de vară (august 1979) și 10 zile în perioada de iarnă (ianuarie 1980).

Încercarea s-a efectuat utilizând puntea tensometrică ORION+EMG (Ungaria) destinată măsurătorilor de deformații statice cu traductoare electrotensometrice rezistive cu baza de 50 mm, având un domeniu de măsurare  $\epsilon_0 = 24$

Concluziile studiului de încărcare "in situ" sunt:

- Placa chesonului de formă cilindrică este solicitată numai la compresiune, iar raportul dintre valoarea efortului măsurat și valoarea de calcul este de 0,75 la încărcarea maximă și de 0,45 la încărcarea cu 50% din volumul maxim;
- Chesonul de formă trapezoidală în plan, având geometria suprafeței mediane conoidală, asigură eforturi de întindere minime și obținerea unei stări de compresiune de egală rezistență. Raportul dintre eforturile secționale de boltă  $M^{22}(M^{11})$  măsurate și eforturile din calcul este de 0,65 (0,55) la încărcarea maximă și de 0,40 (0,30) la 50% din încărcarea de volum maxim. Raportul dintre eforturile secționale de boltă  $M^{22}(M^{11})$  măsurate și eforturile din calcul este de 0,72(0,65) la încărcarea maximă și de 0,55(0,50) la 50% din volumul maxim.
- Ferma triunghiulară din beton armat prezintă eforturi axiale măsurate sensibil egale cu cele de calcul (raport 0,96). Raportul dintre eforturile de încovoiere măsurate la fermă și cele de calcul este de 0,85 la încărcarea maximă și de 0,75 la 50% din volumul maxim.

încălinat au prezentat numai eforturi de compresiune, ceea ce se datorește efectului de precomprimare.

-Inelele din beton armat precomprimat situate la cotele - 1,00

-3,25 și - 7,73 m. au rolul de a prelua împingerea rezultată din presiunea apei, pe ansamblul decantorului. La inelul

superior (- 1,00 m), împingerea orizontală calculată este de 6 t., ceea ce corespunde unei forțe inelare de 34,67 to, iar

împingerea orizontală măsurată este de 3,85 to. pentru încărcarea maximă și de 3,12 to. la 50% din volumul maxim. La inelul

intermediar (- 3,25), împingerea orizontală calculată este de 18,2 to. ceea ce corespunde la o forță inelară de 103,14 to., iar

împingerea orizontală măsurată este de 15,75 to., pentru încărcarea maximă și 13,25 to. la 50% din volumul maxim. La

inelul inferior (- 7,73), împingerea orizontală calculată este de 56,2 to. ceea ce corespunde la o forță inelară de 327 to, iar

împingerea orizontală măsurată este de 42,75 t. pentru încărcarea maximă și de 37,28 t. la 50% din volumul maxim.

-In exploatare nu au apărut fisuri.

Determinările au fost efectuate în 3 zone, dispuse în plan la 120°.

Inercarea "in situ" pentru încărcarea statică a rezervorului de 3.500 m.c. (variantea Timișoara) cuprinde fazele următoare:

-încărcarea progresivă de la nivelul zero " $L_{TL}^0$ ", la nivelul de referință " $L_{TL}^R$ " și la nivelul maxim " $L_{TL}^M$ ";

-durata de încărcare pe fiecare nivel 72 ore, cu măsurători efectuate din 6 în 6 ore;

-descărcarea în trepte, la 50% din volum și la nivel zero;

-descărcarea la nivel zero s-a ținut 72 ore, prin observații și măsurători din 8 în 8 ore;

-încărcarea finală progresivă de la nivelul zero " $L_{TL}^0$ " până la nivelul maxim " $L_{TL}^M$ ";

-comportarea construcției la nivelul maxim de încărcare, prin măsurarea deplasărilor pe elemente timp de 10 zile în perioada de vară (august 1979) și 10 zile în perioada de iarnă (ianuarie 1980).

Inercarea s-a efectuat utilizând rigla-cadru pe care d-au montat comparatoarele cu fir (tip Maximov) pentru măsurarea deplasărilor cu precizia de 0,01 mm.

În fig.I.40 se prezintă diagrama deplasărilor în diverse stadii de încărcare.

Concluziile studiului de încercare "in situ" sunt:

- Deplasările maxime sunt în zona centrală a laturii lungi a rezervorului (0,5 L); valoarea deplasărilor maxime se înregistrează la 0,33 H element;
  - Deplasarea maximă este sub 1/400 din deschiderea elementului prefabricat și reprezintă 0,85 din contrasăgeata elementului prefabricat de formă curbă, dată de la turnare;
  - Deplasarea maximă de la partea superioară a rezervorului se datorește fenomenului de "relaxare" a încastrării elastice dintre grinda-cadru și elementul prefabricat de formă curbă (deplasarea maximă 10 mm); deplasarea este constantă în zona centrală datorită conlucrării dintre grinda-cadru, element prefabricat și stâlp de rigidizare (vezi fig.40.1).
  - Deplasările stâlpului de rigidizare din zona centrală sunt mai reduse datorită rigidității mari față de elementul prefabricat (conlucrarea și cu nervurile verticale ale elementului prefabricat curb);
  - Deplasările măsurate după bisectarea elementului monolit de colț sunt caracteristice deformației unui element spațial și sunt practic neînsemnate datorită rigidității și a conlucrării spațiale;
  - În faza inițială (primii 3 ani de exploatare), nu s-au observat fisuri; în timp au apărut fisuri datorită contracției și variațiilor de temperatură.
- Tasarea decantoarelor și rezervoarelor s-a studiat din faza inițială timp de 3 ani (fig.I.41).

I.2.7. Alimentarea cu apă industrială la CTE Anina se asigură prin două conducte metalice  $\varnothing$  600 pe o distanță de 26 km., la o diferență de nivel de +285,6 m., prin intermediul a 3 stații de pompare, la o presiune medie convențională de 7,5 atm.

Traseul sinuos și dificil conduce la solicitări complexe. Problema care prezintă interes în analiza comportării conductelor forțate metalice este a variației stării de eforturi din pereții conductei în funcție de încărcările complexe. Studiul de măsurători tensometrice s-a efectuat în zona dreaptă și în zona curbă. Conducta metalică s-a considerat ca o grindă

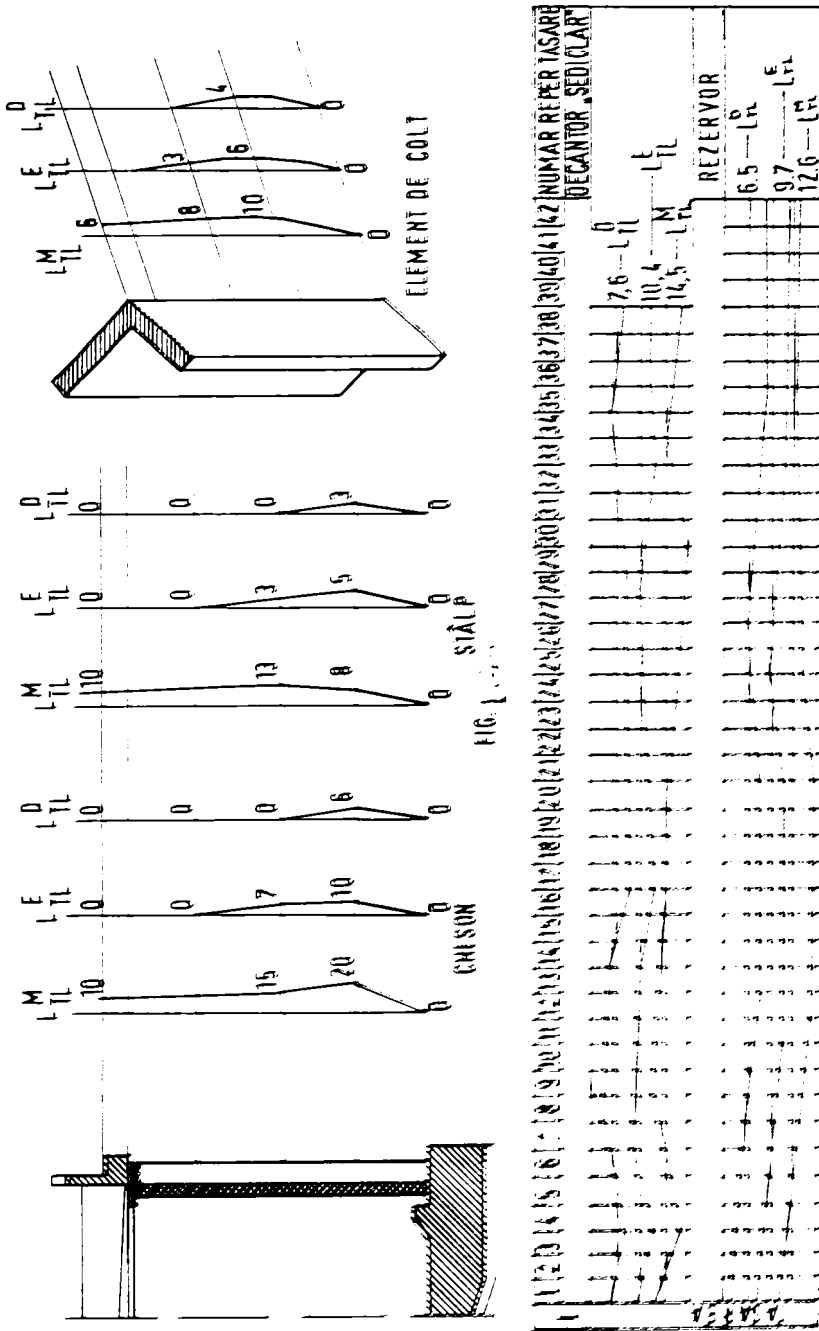


FIG. 1.41

FIG. 1.41



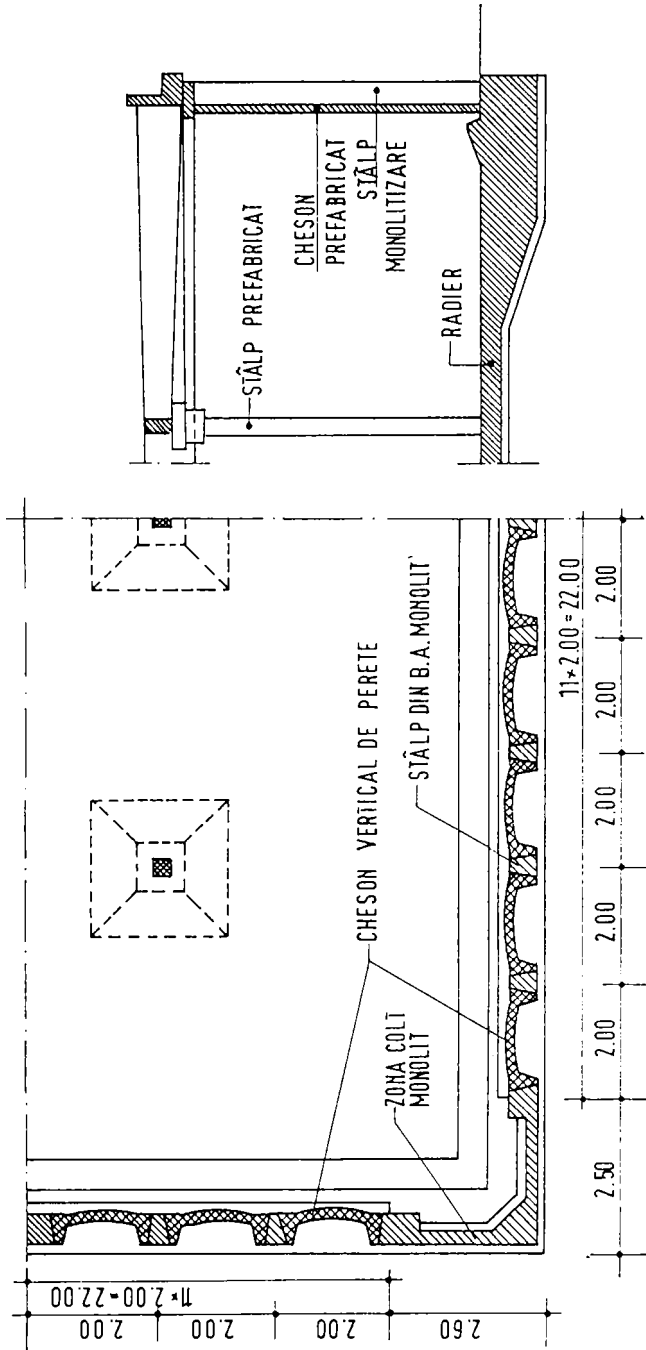


FIG. I. 40. 1.

continuă pe mai multe reazeme. Conducta metalică s-a considerat ca o pânză cilindrică. În stadiul de membrană, pe elementul infinitesimal acționează forțele: " $n_{\varphi}$ "; " $n_{x\varphi}$ " și " $n_x$ ". Încărcarea conductei la măsurători: presiunea medie convențională a apei la probă și greutatea proprie a conductei. /69/.

Aparatura utilizată:

Puntea tensometrică Bruel-Kjaer: 1516 care asigură măsurarea de deformații dinamice într-un domeniu larg până la  $\varepsilon = 4 \times 10^{-2}$ , utilizând traductoare rezistive cu o rezistență electrică de  $500 \Omega$ . Pentru măsurarea deformațiilor în mai multe puncte s-au utilizat comutatoare cu 20 poziții tip 1537 și selectorul automat tip 1536. Măsurarea deplasărilor cu traductori electrotensometrici rezistivi la conducte metalice s-a bazat pe proporționalitatea deformației elementului cu deformația specifică în orice punct, cu condiția ca deformația să aibă loc sub limita de proporționalitate.

Determinând prin metode tensometrice deformațiile unor puncte de pe suprafața conductei, s-a determinat pe cale experimentală valoarea forțelor " $n_{\varphi}^{ex}$ "; " $n_{x\varphi}^{ex}$ " și " $n_x^{ex}$ ". Determinările au fost efectuate în patru zone caracteristice ("A" și "B" la curbe; "C" și "D" la traseul drept), iar raportul dintre valoarea măsurată și valoarea de calcul este în limita prevăzută în tabelul I.18.

Tabelul I.18.

Raportul	Zona de măsurare			
	A	B	C	D
$n_{\varphi}^{ex} : n_{\varphi}$	0,657	0,712	0,692	0,716
$n_{x\varphi}^{ex} : n_{x\varphi}$	0,768	0,777	0,801	0,837
$n_x^{ex} : n_x$	0,842	0,857	0,813	0,825

În punctele nominalizate pe conductă, în perioada probelor tehnologice la sistemul hidro(1983,) s-au măsurat ampli-

tudinile deplasărilor și frecvența oscilațiilor sub influența presiunii maxime de circulație a apei în conducta metalică forțată. Rezultatele măsurărilor sunt prezentate în tabelul I.19.

Tabelul I.19.

Caracteristica măsurată	Direcția	Punctele de pe conductă								
		Traseul drept				Traseul curb				
		C	D	E	F	G	A	B	H	I
Amplitudinea deplasărilor <i>mm</i>	Y	85	85	90	95	95	120	125	130	135
	L	60	60	60	65	63	10	15	17	20
	T	20	21	23	24	26	170	190	210	250
Frecvența Hz	Y	13,5	13,5	14,0	14,5	14,5	50	60	70	80
	L	11,5	11,5	12,5	12,4	12,4	13	14	15	17
	T	9,0	10,0	11,5	11,0	11,0	41,4	48	50	55

În fig.I.42; I.43 și I.44 se prezintă distribuția "TER"-urilor pe conducta metalică.

Solicitările cele mai puternice sunt în zonele curbe, unde se produc concentrări de eforturi.

I.2.8. Rezervoarele metalice cilindrice verticale de suprafață 2 x 10.000 m.c.(de la CTE Anina, 1983 - 1984) destinate depozitării de păcură au fost încercate prin măsurători "in situ", fiind supuse la proba de încărcare cu apă.

Încărcările la care sunt solicitate rezervoarele studiate: /66/.

- greutatea proprie a construcției metalice;
- presiunea dată de apă (la probă);
- suprapresiunea care se produce la umplerea rezervorului;
- efectul încălzirii (la temperatură echivalentă pentru păcură);
- efectul variațiilor de temperatură;
- încărcarea din zăpadă;
- încărcarea produsă de acțiunea dinamică a vântului;
- depresiunea care se produce la scurgerea rapidă a apei de probă din rezervor.

Aparatura utilizată:

Punte tensometrică Brüel-Kjaer 1516, asigurând măsurarea

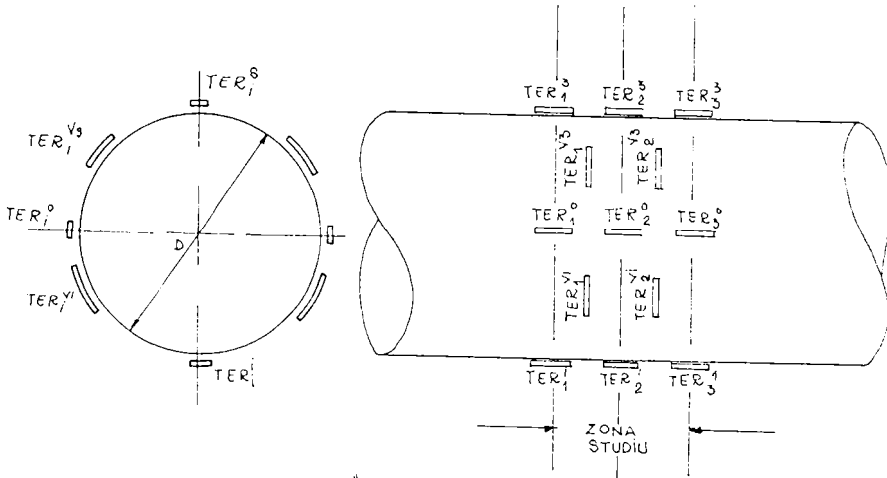


FIG.1.42. DISTRIBUTIA  $TER_i^s$  PE CONDUCTA METALICA-ZONA DREAPTA

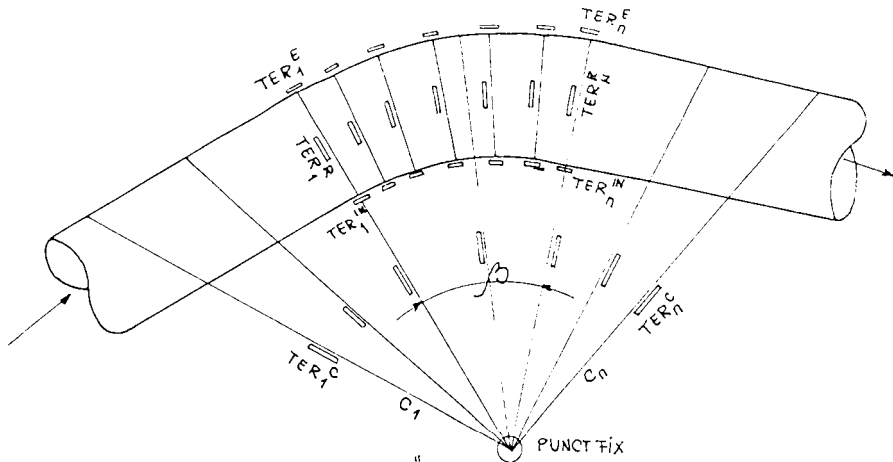


FIG.1.43. DISTRIBUTIA  $TER_i^s$  PE CONDUCTA METALICA-ZONA CURBA

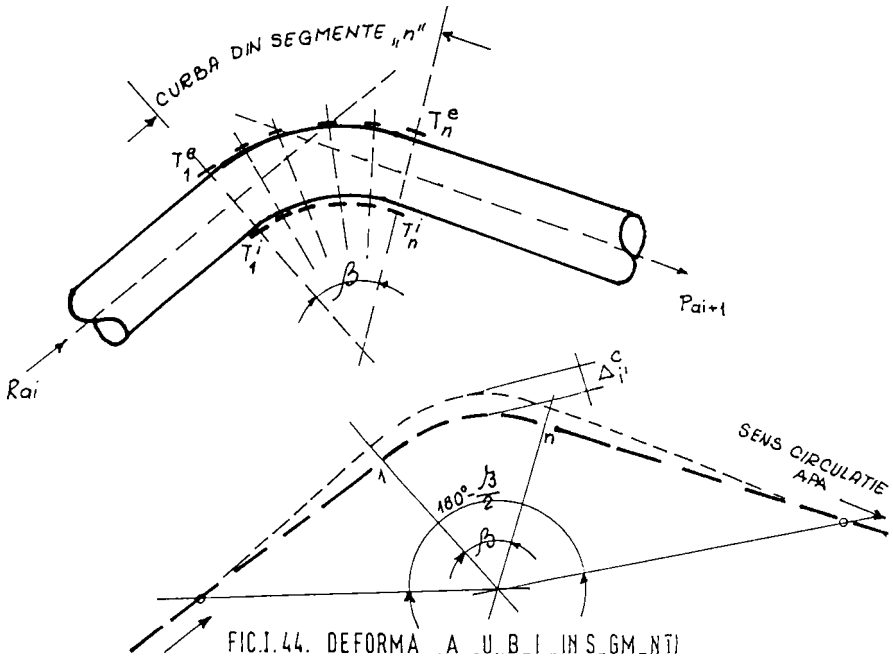


FIG.1.44. DEFORMAREA U.B.I. ÎN SEGMENTE

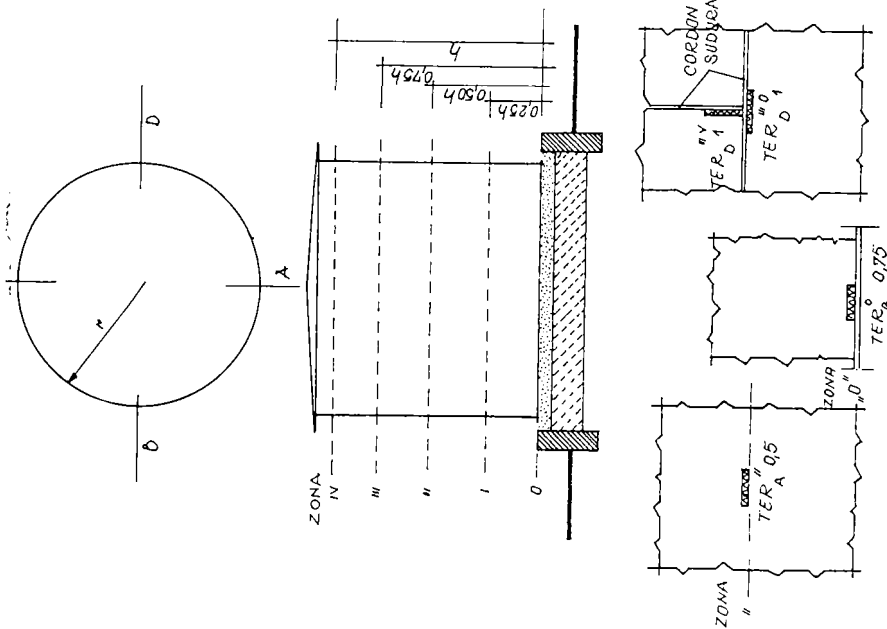


FIG. DISTRIBUTIA „TER” PE REZERVORUL METALIC, ÎN FUNCȚIE DE DETERMINAREA EFECTUATĂ

T.45

de deformății statice și dinamice într-un domeniu larg de până la  $E_{max} = 4 \times 10^{-2}$ , utilizând traductoare electrotenso-metrice rezistive de  $500 \Omega$ , comutatoare cu 20 poziții tip 1537 și selector automat 1536. La alegerea tipului de traductor și a modului de lucru s-a avut în vedere condiții de lucru în mediu ambiant. Temperatura, umiditatea, presiunea și posibilitatea existenței unui câmp electromagnetic, au fost elementele care au determinat alegerea sistemului de măsurare (fig. I.45).

Rezultatele experimentale:

-La peretele vertical, determinând prin metode tensometrice deplasările unor puncte de pe suprafața mediană s-au obținut valorile experimentale pentru " $\sigma_1^{ex}$ " în diferite zone. Raportul dintre valoarea " $\sigma_1^{ex}$ " și valoarea " $\sigma_1$ " calculat (cu formula  $\sigma_1 = \frac{\rho \cdot h \cdot r}{E}$ ) este în limita a 0,742 - 0,968.

Efortul pentru zona de lățime unitară la legătura peretelui cu fundul rezervorului s-a calculat cu formula:  $\sigma = \frac{0,6 \cdot \rho \cdot r \cdot h}{E}$

Raportul dintre valoarea " $\sigma^{ex}$ " determinată în zona de legătură prin metode tensometrice și valoarea " $\sigma$ " calculată, în diferite zone, este în limita prevederilor din tabelul I.20.

Tabelul I.20.

Zona	Poziția	Raportul $\sigma^{ex} : \sigma$ în funcție de încărcarea cu apă, xh:			
		0,25 h	0,5 h	0,75 h	h
0	A	0,352	0,613	0,877	0,963
	B	0,381	0,611	0,898	0,971
	C	0,362	0,681	0,902	0,982
	D	0,371	0,672	0,901	0,981

-Mantaua cilindrică s-a executat din mai multe virole, îmbinate între ele prin sudură cap la cap. Prin metode tensometrice s-a determinat rezistența la întindere a unor cusături sudate în capete, pe diferite zone. Rezistența la întindere a cusăturilor sudate determinată " $R_{CS}^{ex}$ " variază între 0,817 - 0,850 din " $R_{CS}$ " de calcul, ceea ce se explică prin controlul riguros al sudurilor în faza de execuție.

Volumul mare de îmbinări sudate la rezervoarele metalice de suprafață  $2 \times 10.000$  m.c. a impus și studiul tensiunilor

remanente. In procesul tehnologic de realizare a îmbinărilor sudate pe șantier, tensiunile și deformațiile remanente apar datorită încălzirii neuniforme a pieselor care se sudează, precum și a transformărilor structurale și de fază. Efectul dimensional este deosebit de pronunțat la îmbinările cu table groase, constatându-se o dispersie considerabilă a valorilor de reziliență pe secțiune.

Grosimea mare a tablelor din îmbinările sudate determină acumularea de tensiuni remanente ridicate, favorizând rupe-rea fragilă.

La îmbinările sudate capacitatea de deformare este afectată de repartizarea tensiunilor după cele trei direcții, în raport de forma geometrică a ansamblului și de ordinea executării cusăturilor de sudură.

Energia de deformare înmagazinată sub forma tensiunilor remanente se "conservă" în interiorul îmbinărilor sudate, reducându-se în timp ca urmare a deformațiilor plastice produse.

Tensiunile care apar în "ZIT" exercită o acțiune complexă prin producerea de deformații plastice, ceea ce conduce în mod implicit la fragilizarea oțelului. Fenomenul s-a constatat în zonele limitrofe cusăturilor sudate, unde datorită construcției îmbinării sudate s-au măsurat deformațiuni locale de 2% - 15%, favorizând sub influența temperaturilor "locale" fenomenul de îmbătrânire tensotermică.

Rezervoarele metalice lucrează "in situ" la temperaturi situate sub limita celei de tranziție, și prezența tensiunilor remanente concentrate în îmbinările sudate provoacă fisurarea sub acțiunea solicitărilor exterioare.

Apariția fisurilor la rece este influențată de nivelul tensiunilor remanente, în afară de structura metalografică a oțelului și fragilizarea produsă de hidrogenul difuzibil.

Mărimea deformațiilor remanente la sudare este determinată de succesiunea asamblării, de aria secțiunii și de momentul de inerție al ansamblului.

În cadrul studiului întreprins privind evidențierea efectului tensiunilor remanente la îmbinările sudate de la rezervoarele metalice s-au determinat "in situ" deformațiile remanente specifice :

-mărirea deformațiilor datorită modificării formei elementului măsurată cu tensometrul mecanic;

-mărirea deformațiilor termice, măsurată cu dilatometrul.

Prezența tensiunilor remanente relativ ridicate la sudarea virolelor, influențează capacitatea portantă și rezistența la oboseală.

Detensionarea îmbinărilor sudate de la rezervoarele metalice de suprafață s-a realizat din punct de vedere mecanic prin încărcarea de probă cu apă, în trei etape, generând tensiuni în domeniul elasto-plastic de sens contrar tensiunilor remanente.

Urmărirea stării de tensiuni și deformații remanente la îmbinările sudate trebuie să constituie o activitate sistematică de culegere și valorificare de date tehnice rezultate din cercetarea aplicativă a unui fenomen care definește aptitudinea pentru exploatarea performanțelor tehnice.

1.2.9. Executarea în România a rezervoarelor sferice metalice de 1.000 m.c., destinate depozitării diverselor produse chimice a impus verificarea siguranței și aptitudinii lor pentru exploatare prin încercarea lor "in situ" care să conducă la cunoașterea stării reale de eforturi în peretele sferei și a repartiției încărcării pe stâlpii de rezemare.

Urmărirea comportării rezervorului s-a realizat prin: măsurarea tasărilor la umplerea și golirea rezervorului; măsurarea deformațiilor specifice în peretele rezervorului la diverse nivele ale încărcării de probă.

Măsurarea tasărilor s-a efectuat prin măsurători topografice, după terminarea execuției, pe perioada încărcărilor de probă și pe durata a 5 ani de exploatare.

Măsurarea deformațiilor specifice s-a efectuat cu ajutorul tensometriei electrice rezistive, determinând eforturile unitare efective în montarea rezervorului, pornind de la o presiune de calcul de  $p^c = 8 \text{ daN/cm}^2$ .

Instalația electrotensiometrică s-a compus din:

- Traductoare electrotensiometrice rezistive (TER)
- Centrală de măsurări.

Montajul electrotensiometric a fost executat cu TER tip BR - 20/120 (Huggenberger - Elveția), lipite cu adeziv rapid GA-1 (Franța) și protejate cu chit termoplastic (clor-cauciuc).



România), având rezistența minimă de izolație înainte de protejare de 10.000  $\Omega$ . "TER" tip BK - 20/120, constanta de echilibrare  $k = 2,47$ . Fiecare punct de măsurare a fost prevăzut cu două TER orientate perpendicular pe direcția meridianelor și pe direcția paralelelor. Au fost 120 puncte de măsurare cu 240 traductoare electrotensiometrice rezistive active, dispuse conform fig.I.46. Legătura între TER și centrala de măsurare s-a executat cu cabluri multifilare cu 12 conductori de  $\varnothing 0,75$  mm (Hudrin - Austria), iar legătura între TER și cablul multifilar s-a realizat prin conectoare tip INCERC lipite lângă TER și sârmă de conexiune bifilară (NYSP 2 x 0,8).

Centrала de măsurare s-a alcătuit din două stații de măsurare, cu câte o punte electrotensiometrică tip TEPIC - IT - 1 (Huggenberger - Elveția) și 7 comutatoare de echilibrare (Huggenberger - Elveția) tip K 23, permițând fiecare conectarea a 100 TER active.

Durata unui ciclu de măsurări la o stație este de 15 minute, pentru o viteză de comutare și citire de 10 sec./punct, având o deservire de 3 tehnicieni.

Instalația de încercare a fost alcătuită din:

-stație de pompare a apei în rezervor cât și de ridicare a presiunii până la nivelul maxim al încărcării de probă (8 daN/cmp x 1,5 = 12 daN/cmp., timp de 15 minute;

Măsurarea presiunii s-a efectuat cu:

-manometru montat pe conducta de aducțiune la rezervor;  
-manometru de control la fundul rezervorului;  
-manometru de control (2) la partea superioară a rezervorului;

Domeniul de măsurare: 0,2 - 16 daN/cmp.

Încărcarea de probă a rezervorului constă din umplerea sa cu apă, ridicarea presiunii interioare prin circuitul de încărcare-descărcare până la valoarea presiunii de probă și golirea rezervorului.

În desfășurarea încercării au fost următoarele nivele de studiu:

$N_R^0$  - nivelul de zero inițial, în faza rezervorul gol;

$N_R^{OS}$  - nivelul de zero pentru suprapresiuni, în faza rezervorul plin cu apă;

$N_R^X$  - nivelul pentru suprapresiunea "X", în faza de rezervor plin cu apă și suprapresiunea "X";

$N_R^R$  - nivelul de referință, în faza presiunii de regim;

$N_R^M$  - nivelul maxim al presiunii de probă.

Conform normelor de siguranță specifice funcționării rezervoarelor sub presiune, coeficientul de majorare a încărcărilor de probă este 1,5.

Încercarea de probă s-a efectuat conform graficului de desfășurare, cicluri de încărcare-descărcare ( $N_R^O - p_r = 0$ ;  $N_R^R - p_r = 8$  daN/cmp;  $N_R^M - p_r = 12$  daN/cmp).

Între  $N_R^O$  și  $N_R^R$  s-au făcut patru trepte intermediare, cu presiunea crescând cu 2 daN/cmp ( $N_R^2$ ;  $N_R^4$ ;  $N_R^6$ ); iar între " $N_R^R$ " și " $N_R^M$ " s-au făcut șase trepte intermediare, cu presiunea crescând cu 1 daN/cmp la primele două trepte, iar la următoarele cu 0,5 daN/cmp.

Constantele elastice "E" și " $\mu$ " pentru oțelul utilizat la confecționarea rezervorului au fost determinate în laborator pe epruvete ( $E = 2,18 \times 10^6$  daN/cmp;  $\mu = 0,282$ ).

Calculul eforturilor unitare efective din mantaua rezervorului în timpul probei de presiune s-a efectuat cu formulele:

$$\sigma_{xc}^P = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_{xc}^P + \mu \cdot \epsilon_{yc}^M); \quad \sigma_{yc}^M = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_{yc}^M + \mu \epsilon_{xc}^P)$$

$\epsilon_1^P; \epsilon_1^M$  - alungiri specifice măsurate;

$\sigma_1^P; \sigma_2^M$  - efort unitar pe direcția paralelă (P);  
respectiv mediană (M).

La " $N_R^R = 8$  daN/cmp", cele mai mari valori ale eforturilor unitare s-au constatat pe linia medianului ce trece prin zona reazemelor  $\sigma_{y,m}^M = 1700 - 2000$  daN/cmp, reprezentând (0,47 - 0,55)  $\sigma_c$  (unde  $\sigma_c = 3600$  daN/cmp).

În restul punctelor, eforturile unitare au variat între (0,2 - 0,35)  $\sigma_c$ .

La " $N_R^M = 12$  daN/cmp", cele mai mari valori ale eforturilor unitare s-au constatat în aceleași puncte și zone ca și pentru " $N_R^R$ ", în limita  $\sigma_{y,m}^M = 2400 - 2700$  daN/cmp, reprezentând: (0,72 - 0,75)  $\sigma_c$ . În restul punctelor, eforturi-

SCHEMA DISPUNERE TER  $\frac{wL}{L}$  PE REZERV. DE 1000 m<sup>3</sup>

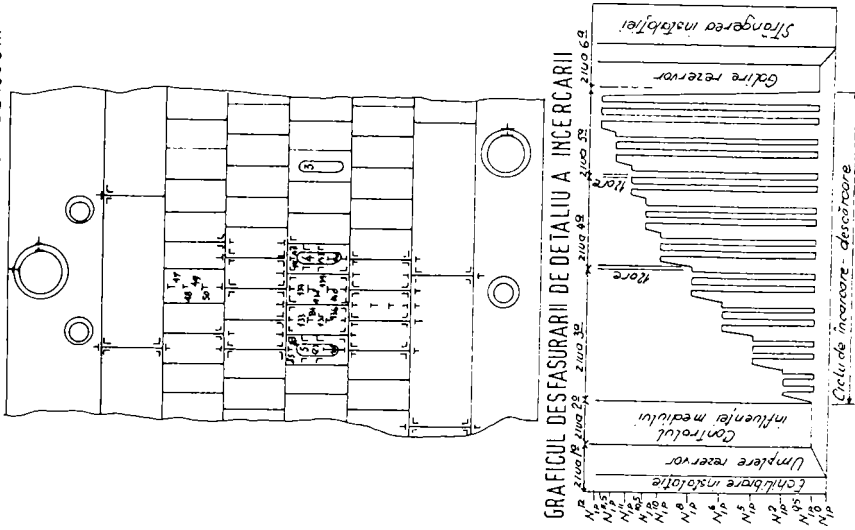


FIG. I. 4.6.

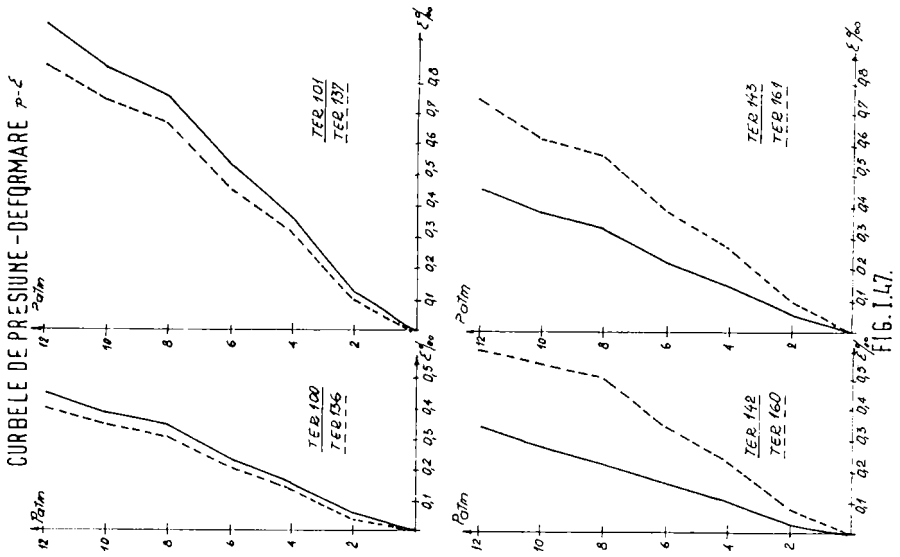


FIG. I. 4.7.

le unitare au variat între (0,4 - 0,5)  $\sigma_c$ .

Punctele unde s-au înregistrat deformațiile maxime coincid cu punctele unde s-au înregistrat valorile maxime ale eforturilor unitare (curbele presiune - deformație din fig. I.47).

În punctele de măsurare amplasate în zona mantalei la mijlocul panourilor rezervorului s-au înregistrat pe linia paralelă valori de deformații aproximativ egale (în limita  $\epsilon^P = 0,3 - 0,35\%$ ) și pe linia medianelor valori de deformații aproximativ egale (în limita  $\epsilon^M = 0,45 - 0,5\%$ ).

Încercarea electrotensiometrică a rezervorului metalic de 1000 mc de la Combinatul Petrochimic "Solventul" Timișoara (19/8/1979) a arătat că rezervorul construit cu materiale din țară s-a comportat elastic la " $\sigma_R^R = 8 \text{ daN/cm}^2$ ", iar deformațiile remanente au fost cuprinse între  $5 \mu\text{m/m}$  și  $20 \mu\text{m/m}$ .

1.2.10. Mașinile de vehiculat și st bituminos din depozitul CTE Anina (1985 - 1986) circulă pe două căi de rulare din elemente prefabricate de beton armat rezemate pe terenul de fundare prin intermediul unui beton de egalizare de grosime variabilă. Terenul de fundare este alcătuit din gresie cenușie și roșiatică, precum și din umplutură din anrocamente cu granulația de 30-800 mm, în grosime de 4-20 m, compactată mecanic în straturi de 40-100 cm./71/.

Din faza de execuție s-a întreprins un studiu experimental privind:

- stabilirea pe bază de măsurători "in situ" a coeficientului vertical de rigiditate " $K_v$ " și a coeficientului de rigiditate " $K_e$ " pentru solicitări la încărcări repetate, precum și compararea cu valorile introduse în calculul grinzii de fundație (cale de rulare) pe mediu continu și deformabil;
- stabilirea reacțiunilor pe suprafața de contact dintre grinzile de fundație și terenul de fundare, precum și calculul deformațiilor și solicitărilor în grinzile de fundație produse de încărcările statice și dinamice.

- În baza studiului general din faza de execuție și în faza de exploatare prin măsurători tensometrică ("in situ") s-a determinat:

- presiuni efective pe terenul de fundare atât pentru încăr-

carea provenită din sistemul constructiv al căii de rulare, notat " $p_{ef.g}$ "; cât și din deplasarea și funcționarea la poziție a utilajului tehnologic, notat " $p$ ";

- tasări efective datorită încărcării provenite din sistemul constructiv, notat " $s_{ef.g}$ "; cât și după deplasarea utilajului tehnologic de 10 ori pe toată lungimea căii de rulare și apoi la poziția de funcționare, notat " $s_{ef.n}$ ";

- efectul exploziilor tehnologice din curiera de gisuri bituminoase asupra presiunilor și tasărilor efective.

Ipoteze:

-Sistemul constructiv urmărește deformațiile terenului de fundare;

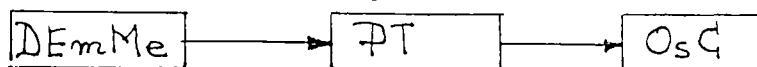
-Terenul de fundare s-a considerat un mediu continuu și deformabil;

-Presiunea efectivă pe terenul de fundare se consideră uniform distribuită.

Aparatura utilizată:

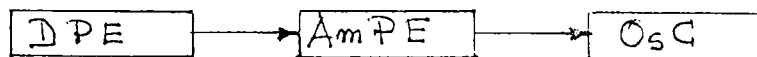
a. La suprafața de contact dintre terenul de fundare și betonul de egalizare s-au introdus doze electrometrice cu membrană elastică ( $DEmM_e$ ) și doze piezoelectrice (DPE) pentru măsurarea de presiuni în teren independent de presiunea apei.

Lanțul de măsură pentru  $DEmM_e$ :



Punte tensometrică (PT) de tip Philips PR<sub>a</sub> 302/1 destinată măsurătorilor de deformații statice și dinamice; oscilograf catodic ( $O_5C$ ) cu bandă înregistratoare.

Lanțul de măsură pentru DPE:



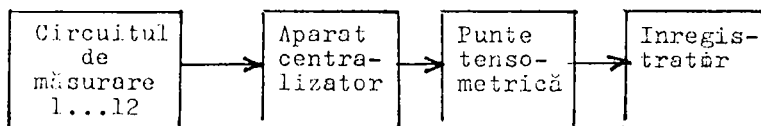
Amplificator piezoelectric ( $A_mPE$ ) și oscilograf catodic ( $O_5C$ ) înregistrator tip Brüel-Kjær 1516/11.

b. La fața superioară a grinzilor de rulare s-a urmărit deformația sub acțiunea de încărcare statică și dinamică a utilajului tehnologic, precum și efectul exploziilor tehnologice prin:

b.1. Traductor electrotensiometric rezistiv (TER) cu fir metalic dintr-un aliaj de cupru-nichel, având grosimea de 0,2 mm și coeficientul de sensibilitate  $K_0 = 2,1$  (autodotare).

Măsurarea, observarea și înregistrarea succesivă a fenomene-

lor de deformare statică și dinamică în mai multe puncte s-a efectuat după lanțul de măsură.



b.2. Comparatoare cu fir (CF) cu precizia de măsurare 0,01mm, amplasate în secțiune transversală.

Măsurătorile cu aparatura prevăzută la "b<sub>1</sub>" și "b<sub>2</sub>" s-au efectuat pentru poziția utilajului tehnologic pe calea de rulare în zona umpluturii maxime a platformei (20 m).

Determinări:

Rezultatele măsurătorilor tensometrice "in situ" pentru presiuni efective și tasări sunt prezentate în diagramele din fig. I.48.

Rezultatele măsurătorilor tensometrice "in situ" privind efectul exploziilor tehnologice din cariera de șisturi bituminose sunt prezentate în figura I.49, pentru cazul a 10 explozii la aceeași poziție a utilajului tehnologic, la un interval de 10 - 45 zile între explozii.

Coefficientul vertical de rigiditate "K<sub>vi</sub>" s-a determinat pentru încărcări verticale statice care acționează la nivelul suprafeței de contact dintre fundație și terenul de fundare, pentru fiecare zonă de variație a presiunii efective și tasare, cu formula:

$$k_{vi} = \frac{P_{ef.s.c}}{s_{ef.s.c}} \quad (\text{Pa/cm})$$

unde:

$$P_{ef.s.c} = P_{ef.g} + P_{ef.gu}; \quad s_{ef.s.c} = s_{ef.g} + s_{ef.gu}$$

Valorile determinate prin măsurători "in situ" pentru "K<sub>vi</sub>" sunt în limita a ± 8% față de valoarea medie considerată în calculul inițial după literatura de specialitate/22/.

Sub acțiunea încărcărilor dinamice, - din funcționarea mașinii de vehiculat șist bituminos -, terenul de fundare înregistrează o deformare remanentă, ceea ce asigură o comportare elastică.

Coefficientul de contracție elastică uniformă(  $\epsilon_{vc}$  ).

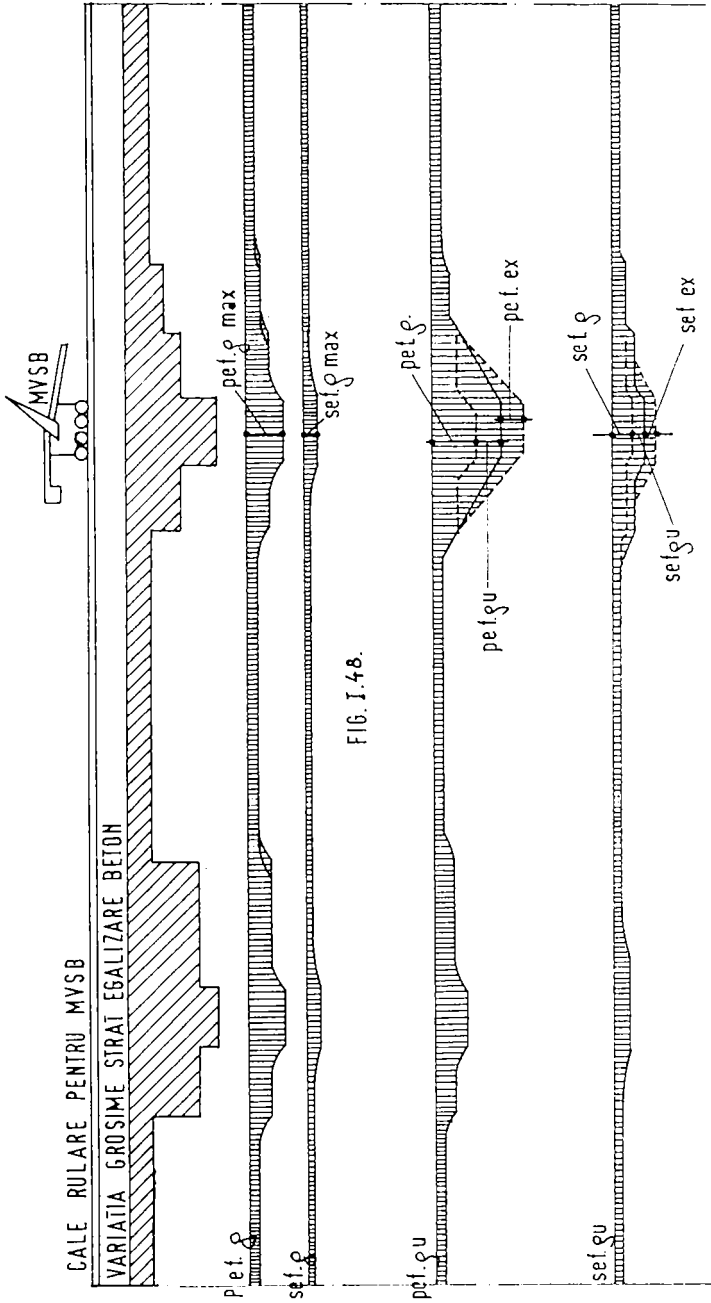


FIG. I.48.

FIG. I.49.

pentru caracterizarea deformațiilor pe verticală la încărcări dinamice s-a determinat pe bază de măsurători "in situ" aferente presiunii efective pe teren din funcționarea utilajului ( $P_{ef.u}$ ) și a tasării efective ( $S_{ef.u}$ ), cu formula:

$$C_{vi} = \frac{P_{ef.u.i}}{S_{ef.u.i}}$$

Iuându-se în considerare numai deformațiile elastice complet reversibile. Valorile determinate prin măsurători "in situ" pentru " $C_{vi}$ " sunt în limita  $\pm 1\%$  -  $\pm 6\%$  față de valoarea calculată cu formula:

$$C_{vi} = W_v \cdot \frac{E_0}{1 - \mu_s} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}$$

unde:

- $W_v$  - constantă determinată din literatura de specialitate funcție de raportul laturilor elementului ( $l/b$ );
- $E_0$  - modulul de elasticitate al terenului de fundare stabilit pe baza curbei de compresiune - tasare;
- $\mu_s$  - coeficientul contractiei transversale pentru teren;
- $A_i$  - suprafața de contact, aferentă zonei de încărcare dinamică a utilajului tehnologic;

Coeficientul de rigiditate pentru solicitări la încărcări dinamice se determină cu formula:

$$k_{ei} = C_{vi} \cdot A_i \quad (\text{Pa/cm}).$$

Constatări și concluzii:

-Presiunea efectivă maximă pe terenul de fundare

$P_{ef,max,i} = P_{ef,s,i} + P_{ef,u,i} + P_{ef,ex,i}$   
reprezintă 0,75 din presiunea admisibilă;

-Tasarea efectivă maximă  $S_{ef,max,i} = S_{ef,s,i} + S_{ef,u,i} + S_{ef,ex,i}$   
stabilizată după 2 ani de la punerea în funcțiune și reprezintă 0,85 din tasarea admisibilă, impusă prin cartea tehnică a utilajului tehnologic.

-Suprafața terenului din afara zonei încărcare se deformează, înregistrându-se tasări și în vecinătatea fundației pe o lățime totală (dreapta - stânga) de până la "2 b" ( b -lățimea tălpii fundației) pentru  $b < 100 \text{ cm}$ .



I.2.11. Deformarea peste limitele admisibile în faza de exploatare a grinzilor metalice tip cheson de la instalația de electrofiltre de la CTE Anina(1988-1989) a impus un studiu complex privind determinarea cauzelor care au condus la avaria tehnică și determinarea prin măsurători "in situ" a continuării deformațiilor până la rupere. Spre deosebire de alte cazuri, studiul efectuat prin măsurători tensometrice asupra grinzii-cheson din metal s-a pornit din faza deformată a grinzii, cu săgeți remanente, precum și cu deplasări transversale și longitudinale. /74/.

Desfășurarea încercării:

-Măsurători privind caracteristicile geometrice ale grinzii-cheson deformată;

-Stabilirea încărcărilor care au acționat până la stadiul de deformare și estimarea totală a încărcărilor posibile pentru continuarea deformației până la faza de scostere din exploatare;

-Stabilirea factorilor de influență asupra pierderii stabilității generale a elementului ca:

- deformabilitatea peste limita admisibilă;
- aparitia fenomenului de oboseală datorită solicitărilor variabile din încărcarea dinamică a utilajelor tehnologice;
- deformații din variații de temperatură;
- deficiențe calitative de fabricație și execuție.

Stadiul inițial de la care s-a pornit studiul de continuare a deformațiilor grinzii-cheson s-a caracterizat prin:

- săgeata măsurată de 4,8 cm. depășește săgeata admisibilă;
- deplasarea în direcția transversală de 34 mm, depășește pe cea admisibilă de 15 mm;
- deplasarea în direcția longitudinală a tălpii superioare față de axa verticală a reazemului de 29 mm, depășește admisibilul de 15 mm.

Grinda-cheson a fost executată din OL 37 - 2 K din tablă mai mică de 12 mm.

Încărcarea totală (proiectare; studiu) de 14.650 kg/m.

Temperatura de lucru (în exploatare): +160°C; accidental max. +200°C.

Distribuția încărcării în condiții tehnologice specifice s-a considerat aplicată în 6 trepte de încărcare, în frac-

țiuni de 25% - 35% din valoarea totală a încărcării de calcul, la intervale de 20 - 40 minute.

Disponerea aparatelor de măsură se prezintă în fig.I.50. Urmărindu-se cazul special - necunoscut în literatura de specialitate - al grinzii-cheson cu deformații inițiale, cu studiul extins în zonele de formare a articulațiilor plastice s-a mărit numărul punctelor de măsurare pentru a înregistra modul de distribuție reală a eforturilor și deformațiilor în secțiune. Având în vedere stadiul avansat de deformare a grinzii-cheson de la care s-a pornit studiul, la dispunerea punctelor de măsurare tensometrică s-a avut în vedere gradientul deformațiilor, stabilind lungimea bazei de măsurare, precum și influența perturbațiilor date de golurile tehnologice din talpa grinzii și a sudurilor. Pentru a stabili influența unor goluri tehnologice punctele de măsurare au fost amplasate chiar în vecinătatea acestora.

Aparatura de măsură folosită: clinometre (6 buc.); comparatoare cu fir tip Maximov (10 buc.); și 270 traductoare electrotensometrice rezistive (vezi fig.I.50). S-au utilizat adizivi cu întărire rapidă prin polimerizare asigurând protecția imediată a traductorilor. Legarea la aparate a traductorilor s-a efectuat cu cabluri cu izolație exterioară și protecție termică. Stabilirea secțiunilor și distribuția punctelor de măsurare s-a ales pentru:

- determinarea eforturilor în secțiunile din câmp B-H prin utilizarea a câte 6 puncte de măsurare pe fiecare față a inimii grinzii-cheson și câte 6 puncte de măsurare pe fața exterioară a tălpii superioare și inferioare;
- precizia stării de eforturi în secțiuni din zona reazemelor A - I, a impus utilizarea de rozete în stea cu câte 3 direcții, în scopul determinării eforturilor principale, a eforturilor tangențiale maxime și a încărcării din zona reazemelor.

Aprecierea rezultatelor încercării;

Operațiunile de măsurare au produs cca.1350 de valori de deformații specifice care au condus după prelucrarea lor pe calculator la cca.180 de eforturi unitare importante utilizate la explicarea unor fenomene de continuare a deformării până la scoaterea din exploatare a grinzii-cheson. La

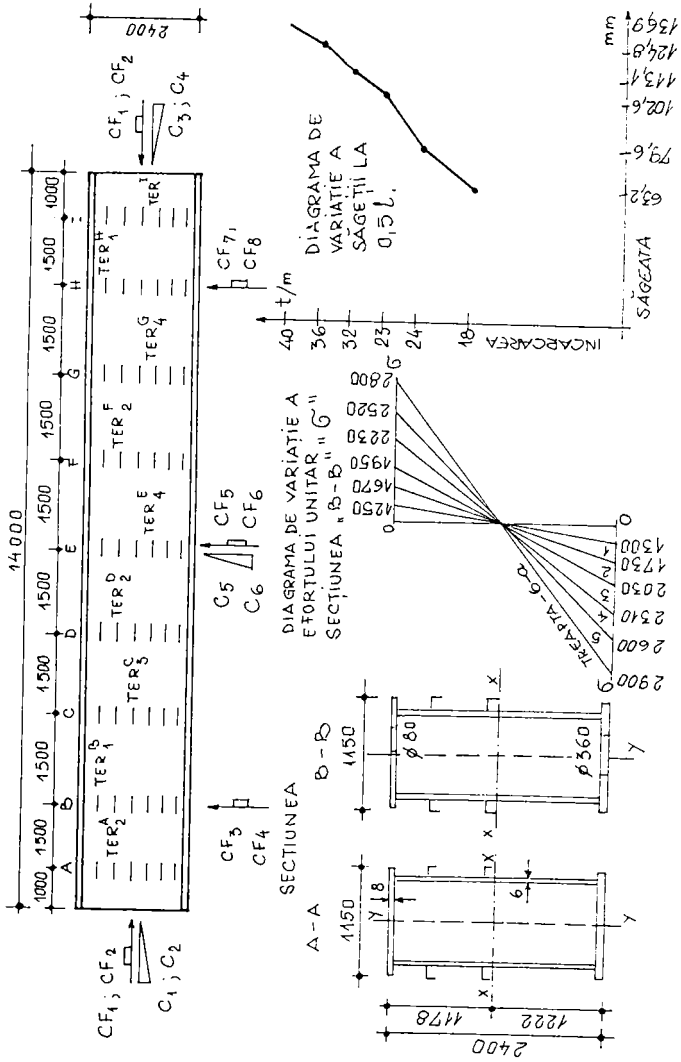


FIG. I.50

Încercarea până la deformarea maximă a elementului un moment interesant în urmărirea comportării l-a constituit formarea articulațiilor plastice. Deformațiile specifice din zona articulațiilor plastice depășind mărimile valorilor uzuale a impus utilizarea de traductori electrici rezistivi speciali, demultiplicatori mecanici și electrici, precum și lacuri casante.

În tabelul I.21 se prezintă variația eforturilor unitare în talpa superioară și inferioară a grinzii-cheson, determinate prin măsurători și calcul, pentru fiecare treaptă de încărcare.

Tabelul I.21

Caracteristica	Efortul unitar maxim aferent treptei de încărcare, daN/cm <sup>2</sup>						
	I	II	III	IV	V	VI	
Încercare t/m	18	24	28	32	36	40	
Momentul "i" tm.	441	588	686	784	882	980	
Secțiunea A-A	T <sub>s</sub>	1148	1534	1786	2041	2297	2550
		1150	1550	1790	2050	2300	2610
	T <sub>i</sub>	1160	1547	1805	2063	2310	2578
		1160	1560	1810	2070	2320	2650
B-B	T <sub>s</sub>	1240	1661	1937	2214	2491	2798
		1250	1670	1950	2230	2520	2800
	T <sub>i</sub>	1293	1724	2018	2299	2587	2873
		1300	1730	2030	2310	2600	2900

Datorită solicitării în exploatare la variații mari de temperatură este posibilă și o reducere considerabilă a valorii modulului de elasticitate efectiv față de valoarea de calcul. Scăderea modulului de elasticitate asociată cu deformarea transversală inițială a grinzii-cheson peste limitele admisibile au condus la pierderea stabilității generale a elementului și scoaterea din exploatare în limita valorilor eforturilor unitare pentru treapta a VI-a de încărcare.

În tabelul I.22 sunt prezentate caracteristicile de calcul ale acțiunilor, capacitatea portantă stabilită prin proiect și pe bază de măsurători corespunzător la deformarea maximă a elementului pentru treapta a VI-a de încărcare.

Tabelul I.22

Caracteristicile elementului pe secțiuni	Capacitatea portantă pentru efortul unitar admisibil la ipoteză		Momentul încovoietor pentru un efort unitar egal cu limita de curgere		Calculul pe bază de măsurători a momentului încovoietor corespunzător la deformația maximă aferentă la treapta a VI-a	
	1	2	$T_1$	$T_s$	$T_i$	$T_s$
o						
A - A S = 504,2 cmp $I_x = 4.166.800$ cmp						
$W_s = 36.400$ cm <sup>3</sup>	598	691	-	922	-	883
$W_i = 38.000$ cm <sup>3</sup>	608	684	912	-	882	-
B - B S = 502,0 cmp $I_x = 4.139.000$ cmp						
$W_s = 35.400$ cm <sup>3</sup>	566	637	-	850	-	892
$W_i = 34.100$ cm <sup>3</sup>	546	614	818	-	887	-

Notă: Ipoteza 1-a - sarcini permanente.

Ipoteza 2-a - sarcini accidentale.

Limită de curgere - 2400 daN/cmp.

In baza încercării efectuate s-a constatat:

-Eforturile unitare calculate pe baza rezultatelor măsurării deformațiilor specifice depășesc pentru fiecare treaptă de încărcare (II - III) eforturile unitare admisibile(ipoteza a 2-a), scoaterea din exploatare a elementului producându-se la un efort unitar maxim (treapta a VI-a), în talpa inferioară pentru secțiunea cu gol tehnologic. Raportul dintre efortul unitar efectiv aferent deformației maxime(treapta a VI-a) și limita de curgere minimă este de 1,06 - 1,19,iar față de rezistența de rupere la tracțiune este de 0,68-0,8;

-Deplasările măsurate sunt mai mari cu până la 35% decât deplasările calculate în direcția transversală;

Intre valoarea săgeții calculate pentru fiecare treaptă de încărcare (pornind de la deformația inițială) și valoarea să-

geții măsurate efectiv sunt diferențe foarte mari (tabelul I.23), ceea ce se explică prin influența deformării inițiale, a reducerii modulului de elasticitate și prin depășirea limitei de curgere a materialului.

Tabelul I.23

Treapta de încărcare	Săgeata (cm)		Deformata ( $\rho_0$ ) -	
	măsurată	calculată	măsurată	calculată
I	6,32	5,88	0,01453	0,01332
II	7,96	6,24	0,01815	0,01423
III	10,26	6,48	0,02339	0,01476
IV	11,31	6,72	0,02579	0,01532
V	12,48	6,96	0,02854	0,01586
VI	13,69	7,20	0,03121	0,01642

-Deformarea maximă s-a produs în secțiunea slăbită "B-B" (cu gol tehnologic).

Rezultatele măsurătorilor au condus la reconsiderarea sistemului constructiv și structural în cadrul instalației tehnologice.

## CAPITOLUL II

EFECTUL EXPLOZIILOR TEHNOLOGICE SI PARAMETRII  
DE PROTECTIE A CONSTRUCTIILOR.

Seismicitatea indusă generală de exploziile tehnologice din cariera de șisturi bituminoase de la CTE Anina (1979 - 1990) a impus un studiu complex privind efectul asupra structurilor de rezistență și în mod special asupra ansamblului structură-utilaj tehnologic.

Efectele exploziilor din cariera de șisturi bituminoase - cu program continuu ca și centrala termoelectrică - constituie acțiuni permanente pentru construcțiile limitrofe, deci sistemele constructive trebuie să se comporte elastic pe toată durata exploatării, incursiunile în domeniul post elastic nu se admit.

Experimentările efectuate în perioada 1980 - 1990 și rezultatele obținute au drept scop delimitarea zonelor cu intensitate seismică periculoasă pentru construcțiile industriale și utilajele tehnologice, stabilind parametrii de protecție a sistemelor constructive, a funcțiunilor tehnologice și încărcătura maximă a explozivului, distanța minimă a exploziei față de obiectiv. (fig. II.1)

11.1. Formațiunile geologice în care se produc exploziile și se transmit vibrațiile sunt alcătuite din gresii calcareoase, șisturi argiloase și bituminoase cu structură stratificată.

Amplasarea termocentralei se încadrează în zona ortogeosinclinalului din munții Aninei.

Formațiunile geologice ale anticlinalului Anina sunt orientate NNE - SSV, Undele seismice generate prin explozii tehnologice se propagă mai repede și mai ușor, direcțional NNE - SSV. Undele seismice pe direcția S-V pierd din viteză și din intensitate.

Falia seismotectonică vestică, direcțional N-S, reprezintă o linie de mare sensibilitate seismică cu focare proprii și cu fenomene magmatice - geotermice.

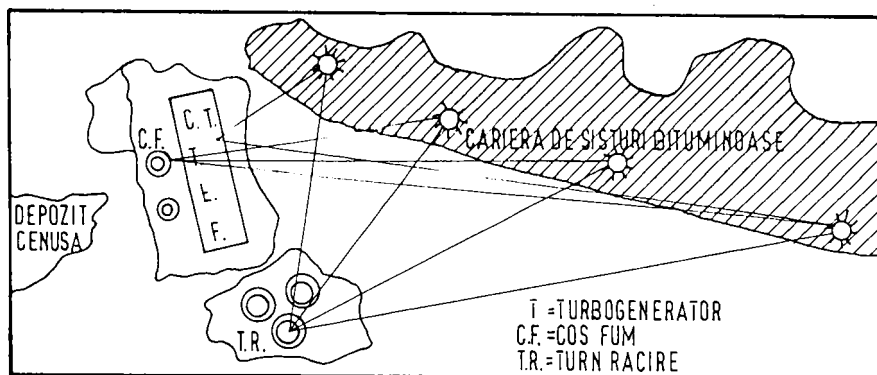


FIG. II. 1.

acceleratia maxima a terenului $\text{cm/s}^2$	$a$	0.8	3	6	12	25	50	100	
viteza maxima a terenului $\text{cm/s}$	$V_t$	0.15	0.30	0.60	1.0	2.0	4.0	8.0	
amplitudinea deplasarii relative $\text{mm}$	$X_0$			0.5	1.0	2.25	2.0	4.0	
intensitatea seismică $\text{Msk-54}$ grade	I.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII

FIG. II. 4.



Heterogenitățile litologice dintre formațiunile cretacee, jurasice și permieniene, produc întârzieri și amortizări apreciable a undelor seismice.

Influența structurii geologice în atenuarea undelor din seisme artificiale - explozii tehnologice - s-a determinat prin măsurători "in situ" pe profile geologice cunoscute, obținându-se pentru coeficientul " $K_T$ " care caracterizează roca de bază, de la fundația obiectivului, valorile din tabelul II.1./77/83/.

Tabelul II.1.

Roca	$K_T$	
	mediu	maxim
Stâncoasă sau semistâncoasă	200	300
Gresie sau argilă compactă	300	450
Umpluturi compacte cu umiditate medie	450	600

Parametrii care caracterizează mișcarea terenului sunt: frecvența; deplasarea; viteza și accelerația. Influența terenului s-a studiat și pe baza unor măsurători "in situ" privind viteza de propagare a undelor elastice " $V$ ", conform tabelului II.2 funcție de natura terenului./77/83/.

Tabelul II.2.

Natura terenului	Calcar tare, Gresie compactă	Calcar moale, Gresie semialterată	Argilă compactă
Viteza de propagare a undelor elastice " $V$ " (cm./s)	45-60	20-30	10-15

Limitarea efectelor vibrațiilor produse de explozii tehnologice impune dezvoltarea cunoștințelor privind răspunsul dinamic al structurilor în funcție de natura și compactitatea terenului de fundare, de stratificația geologică. Spectrul seismelor înregistrate la nivelul terenului de construcție (cota de fundare, medie - 3,00 m) ca urmare a vibrațiilor sub efectul exploziilor tehnologice furnizează informații privind distribuția spectrală a energiei mișcării seis-

mice, constituind un factor caracteristic al zonei seismice în funcție de stratificația geologică și de parametri tehnici ai exploziei. Analiza spectrală a seismelor produse sub efectul exploziilor tehnologice a condus la cunoașterea frecvențelor dominante pentru fiecare profil geologic studiat. Pe baza măsurătorilor "in situ" s-a constatat că la cantități egale de exploziv (Q) și la distanțe epicentrale (D) aproximativ egale, frecvențele dominante sunt în limite apropiate (tabelul II.3) /77/ (vezi și fig.II.1).

Tabelul II.3.

Nr. Profilul geologic spre:	Frecvența dominantă Hz
1. Fundația turbo-generatorului	3,46 3,29
2. Fundația coșului de fum	3,38 3,28
3. Fundația turn răcire	3,72 3,40

Intensitatea seismică a exploziei se reduce prin utilizarea de încărcături mici pe intervalul de întârziere și număr mare de trepte. Valoarea medie a oscilațiilor terenului se reduce în funcție de raportul dintre cantitatea de încărcătură maximă (Q) și cantitatea de încărcătură maximă pe treaptă (q), adică în funcție de numărul de trepte ( $n_t$ ). În baza măsurătorilor efectuate și a considerării factorului de mediu și de exploatare se propune calculul valorii medii corectate, a vitezei oscilațiilor terenului ( $V_{tc}$ ) cu relația: /77/83/.

$$V_{tc} = k_T \cdot k_n \cdot k_f \cdot k_{FD} \cdot k_{m,ex} \cdot V \quad (\text{cm/s})$$

unde:

$k_T$  - coeficientul care caracterizează roca de bază (vezi tabelul II.1);

$k_n = \frac{q_t \cdot \max.}{Q \cdot \max.}$  - coeficientul de treaptă;

$k_f$  - coeficientul care caracterizează spectrul de acțiune al exploziei; funcție de diferența de nivel dintre cota exploziei și cota terenului de fundare ( $\pm \Delta_{ex,f}$ ):

$$k_f = \frac{D - (\pm \Delta_{ex,f})}{D}$$

$D$  - distanța epicentrală (m) ;

$K_{F.D}$  - coeficientul care caracterizează efectul adâncimii de foraj ( $h_F$ ) în raport cu distanța epicentrală ( $D$ ) :

$$K_{F.D} = \frac{h_F}{D}$$

$K_{M.ex.}$  - coeficientul care caracterizează umplerea cu exploziv (volumul de exploziv / gamă notat cu " $V_{ex.}$ ") în raport cu volumul efectiv al forajului:  $h_F \cdot d_F$

$$K_{M.ex} = \frac{V_{ex}}{d_F \cdot h_F}$$

$V$  - viteza de propagare a undelor elastice (vezi tabelul 11.2). (cm/s).

În baza studiilor efectuate s-a constatat că viteza medie a oscilațiilor terenului ( $V_t$ ), determinată pe bază de măsurători "in situ" diferă cu 5% - 8% față de valoarea medie a vitezei oscilațiilor terenului, calculată cu formula corectată ( $V_{tc}$ ). Apreciem că diferențele se datoresc cauzelor următoare: variația caracteristicilor explozibilului; variația petrografică și structurală; configurația geofizică; temperatura atmosferică; umiditatea terenului; etc.

Controlul efectului seismic al exploziilor tehnologice s-a efectuat cu o stație seismică fixă și mai multe stații seismice mobile amplasate în concordanță cu tectonica ortogeosinclinalului și cu importanța construcțiilor.

Stația seismică fixă este amplasată pe platforma depozitului de șist bituminos și funcționează permanent.

Stațiile mobile au fost amplasate în diverse zone pentru a culege o multitudine de date:

- + 3 stații intermediare între cariera de șist și centrală;
- 3 stații în incinta centralei.

Măsurătorile seismice privind vibrațiile elastice induse în teren de către exploziile tehnologice au fost efectuate cu gamă variată de aparatură, în funcție de unitățile colaboratoare.

Măsurătorile pe amplasamentul complexului "carieră - centrală" au fost efectuate cu seismoreceptori tip VEGIK care furnizează o tensiune electromotoare proporțională cu viteza vibrației. Orientarea receptorilor fiind pe trei direcții reciproce ortogonale (V; R; T) și înregistrarea prin oscilograf tip POB - 12 M, echipat cu galvanometre. Viteza

de înregistrate 720 mm/minut. Semnalul a fost amplificat și înregistrat pe bandă-magnetică (magnetofon tip 7003 A), introdus în analizorul instantaneu de frecvență (tip 2305), obținându-se spectrele Fourier pentru fiecare profil geologic.

Lanțul de măsură de dotare complexă utilizat este prezentat în figura II.2.

Traductorii de viteză Ranger SS-1 de tip electrodinamic, având perioada proprie 1 sec., sensibilitatea  $340 \text{ V/m.s}^{-1}$ , factor de amortizare 0,7 sunt conectați la un înregistrator pe bandă magnetică, EAM 500 cu 14 canale. Restituirea semnelor s-a efectuat de pe magnetofon pe oscilograful N 117 cu înregistrare pe hârtie fotosensibilă.

Traductorii de viteză IP 65 tip electrodinamic și amplificator înregistrator (constituind aparatul SMA 30), cu posibilități de a măsura accelerații, viteze și deplasări în domeniul 1 - 1000 Hz, sunt conectați la înregistratorul pe bandă magnetică EAM 500 și cu redare pe oscilograful N 117.

Traductorii de viteză VEGIK de tip electrodinamic, perioada proprie 1,2 sec., sensibilitatea  $22 \text{ V/m.s}^{-1}$ , factor de amortizare 0,7, cu interval optim 1 - 100 Hz, sunt conectați la un oscilograf cu bucle integratoare POB-12 M prin intermediul unui atenuator SK.

Traductorii și lanțurile de măsură utilizați sunt compatibili pentru măsurători de vibrații de frecvențe joase (caracteristice răspunsului dinamic al structurilor verificate). Măsurătorile s-au efectuat periodic pe fundațiile următoarelor obiecte principale: turbină; coș fum; cazan și electrofiltru. Înregistrările au fost efectuate simultan pentru toți traductorii și sincronizat pe grupe de traductori/81/.

Stația seismică fixă, cu înregistrare permanentă este echipată cu:

- Stație seismică Portacorder  $R_v$  - 320 - Teledyne Geotech-USA asociată cu geofonul HS 10.1B - Geo Space - USA;
- Accelerografe SMA 1 - Kinemetrice -USA.

Măsurătorile în teren la diverse obiecte s-au efectuat cu accelerografele SMA-1 cu frecvență proprie de 25 Hz și amortizarea de 0,6 din frecvența critică.

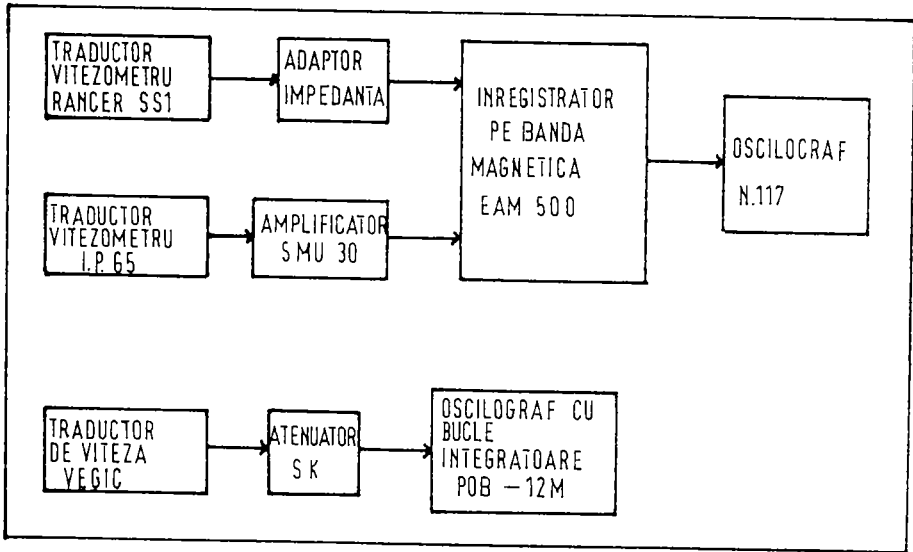


FIG. II. 2.

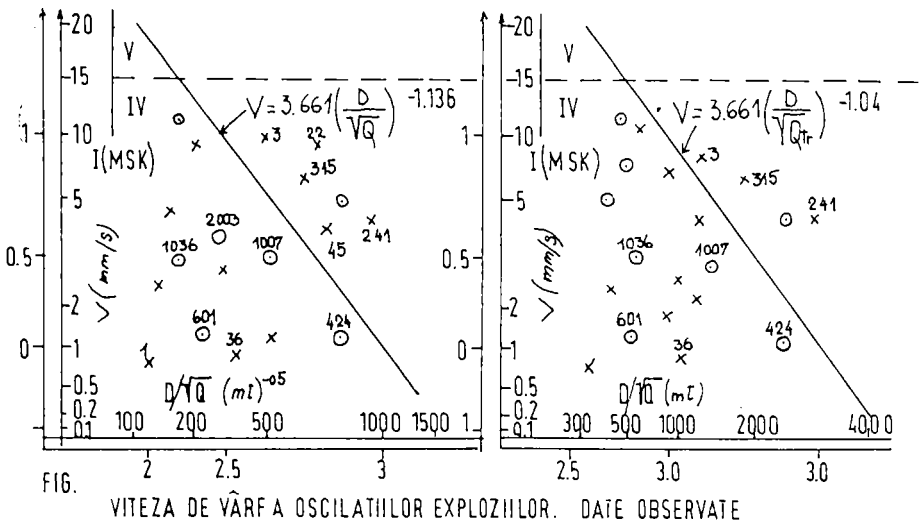


FIG. II. 3.

Prelucrarea seismogramelor s-a efectuat pe calculator, pe baza unui program care a dat: accelerația; viteza și deplasarea.

Pe baza măsurătorilor "in situ" cu ajutorul stațiilor mobile s-a constatat că șocul seismic s-a manifestat mai puternic în zonele de sensibilitate seismică ale dislocației crustale vest-banatice, orientate NNE-SSV, având în vedere și faptul că au existat în ultima jumătate de secol focare seismice în ortogocsinclinal /77/83/. În tabelul II.4. se prezintă seismele din zonă, perioada 1766 - 1979.

Sisturile bituminose amortizează undele seismice produse de explozii. Vibrațiile sunt parțial amortizate de componentele bituminose, cărbunoase și argilitice din masa șisturilor.

Șocul seismic produs de exploziile tehnologice poate genera în structura geologică mișcări secundare de prăbușire a sistemului carstic al calcarelor.

Amplasamentul centralei (vezi fig.II.1.) prezintă o poziție avantajoasă față de complexul geologic în care se produc exploziile tehnologice ce nu depășesc 50 t. exploziv echivalent, detonat în găuri de sondă pe mai multe trepte de întărire (min.3) și la o distanță epicentrală mai mare de 800 m. față de construcțiile cu structura de rezistență din beton sau oțel.

Din examinarea datelor înregistrate/81/ rezultă că amplitudinile maxime (simple), la nivelul terenului de fundare au valori maxime măsurate în limita unor viteze sub 1,5 cm/s.

În ceea ce privește domeniul de frecvențe, se remarcă înregistrarea numai a frecvențelor joase, caracterizând predominant terenul (3,83 Hz), legat probabil de diferența pozitivă de nivel dintre explozie și receptor, de configurația terenului și de adâncimea redusă a forajelor, condiții propice frecvențelor joase. Frecvențe înalte nu au fost înregistrate la nici un obiect, ceea ce constituie o confirmare a predominanței terenului și filtrarea constantă pe traseul parcurs cu influența structurii geologice.

Viteza de oscilație a particulelor terenului s-a măsurat direct, fiind parametrul dinamic proporțional cu energia clastică de radiație. Valorile vitezelor măsurate ating în

TABELUL 11.4.

ANUL	ZIUA	EPICENTRUL	INTENSITATEA SEISMICA I
1766	03. SEPT.	DOGNECEA	8
1866	24. SEPT.	ORAVITA	8
1871	20. IAN.	ORAVITA	8
1879	10. OCT.	MOLDOVA NOUA	9
1879	11. OCT.	MOLDOVA NOUA	8
1884	01. DEC.	SF. ELENA	4
1887	08. FEBR.	ORAVITA	4
1890	09. MART.	ANINA	5
1891	10. MART.	ANINA	4
1897	21. MART.	MOLDOVA NOUA	4
1902	01. APR.	OCNA DE FIER	4
1907	16. IAN.	ORAVITA	5
1909	31. AUG.	ORAVITA	6
1911	31. MAI	SASCA-MONTANA	4
1911	26 SEPT.	SASCA-MONTANA	5
1979	01. OCT.	ANINA	4

unele cazuri limita recomandată pentru vibrațiile la nivelul fundațiilor/78/81/84/82/, impunându-se limitarea cantității de exploziv, chiar pe etapele de execuție a construcțiilor.

Mișcările tipice ale terenului sub acțiunea undelor seismice din explozii au o durată relativ mică, extinzându-se pe un număr redus de cicluri. Repartizarea încărcării totale ( $Q$ ) de exploziv, pe mai multe trepte ( $n$ ), cu un interval de timp scurt între explozii (de 10 - 35 milisecunde), conduce la o reducere importantă a intensității mișcării terenului, deoarece accelerațiile maxime aferente fiecărei explozii se anulează parțial - reciproc și apare o reducere a forței explozive aplicată la sursă datorită efectului de dislocare a rocii în acest mod perturbațiile unei încărcături se amortizează înainte de explozia încărcăturii următoare, iar deplasarea totală a terenului corespunde acțiunii seismice a încărcăturii parțiale.

Un aspect important îl constituie optimizarea adâncimii de foraj, în raport de diferența de nivel dintre terenul de fundare și centrul masic al exploziei, precum și de particularitățile geologice pe distanța epicentrală.

Pe baza înregistrărilor efectuate la stația seismică CTE Anina, corelate cu înregistrările din principalele puncte din amplasament, pe o durată de 10 ani, din care 3 ani cu blocul energetic nr.1 parțial în funcțiune, s-au stabilit relații pentru a ține sub observație efectul sumă al tuturor exploziilor tehnologice din cariera de șisturi bituminoase. Din 1978 și până în 1989 s-au efectuat peste 2.600 de explozii tehnologice cu încărcături variabile  $Q = 20 - 40$  t TNT și la distanțe epicentrale  $D = 300 - 4000$  m, cu un timp de microîntârziere de 25 milisecunde.

În corelație cu datele exploziilor înregistrate și analizate, relația dintre distanța redusă  $D/\sqrt{Q}$  sau  $D/\sqrt{Q_t}$  și vitezile de vârf " $v$ ", se prezintă la scară dublă logaritmică în figura II.3., pentru cele mai semnificative explozii din perioada 1978 - 1988/82/. Împrăștierea mărimilor vitezelor în funcție de distanțele reduse este relativ mare. Astfel, între limita maximă și minimă este un raport de aproximativ 10. Mărimen maximă a vitezelor de vârf a vibrațiilor exploziilor în zona stației seismice, a fost de 7,8



mm/s și nu a depășit limita admisibilă de 8...15 mm/s (gradul 4 de intensitate seismică MSK-64, conform echivalenței vibrațiilor exploziilor - intensitate, Medkedev -1964).

Aprecierea efectului exploziilor tehnologice asupra construcțiilor în corelație cu intensitatea seismică (I) sau cu magnitudinea aparentă ( $M_Q$ ), se realizează prin cunoașterea vitezei de oscilație a particolelor terenului determinată prin calcul ( $V_{tc}$ ) sau pe bază de măsurători "in situ" pentru " $V_t$ ", precum și pentru accelerația maximă " $Q_t$ " (fig.II.4)/77/83/.

În baza măsurătorilor "in situ" (perioada 1980 - 1985) s-a stabilit nomograma privind interdependența dintre: încărcarea totală maximă (Q), numărul de trepte de microîntârziere ( $n_t$ ), încărcătura pe treaptă ( $q_t$  sau  $Q_t$ ) și distanța epicentrală (D) (fig.II.5) și gradul de seismicitate.

Datele rezultate din calcul pentru " $V_{tc}$ " cât și cele din nomogramă pentru "I" sunt susceptibile de îmbunătățiri, atât prin reconsiderarea și considerarea factorilor de mediu, precum și de perfecționarea tehnicii exploziilor, implicit prin îmbunătățirea lanțului de măsură utilizând aparatură complexă și extinzând programul de investigații.

Efectul distructiv al undelor seismice produse de exploziile tehnologice ( $E_Q$ ) depinde de pătratul vitezei de oscilație a particolelor de teren/77/83/:

$$E_Q = 4 \cdot \pi \cdot v_{tc}^2 \approx 13 v_{tc}^2 \quad (m^2/s)$$

În baza datelor prezentate (vezi fig.II.4) s-a stabilit:

$$V_t.lim.1 = 2,25 \text{ cm/s}; E_Q = 0,187 \text{ m}^2/s$$

$$V_t.lim.2 = 3,15 \text{ cm/s}; E_Q = 0,222 \text{ m}^2/s$$

În funcție de calitatea construcțiilor și natura terenului, limita de siguranță s-a stabilit ca limită de separație între domeniul în care construcțiile și utilajele tehnologice nu sunt afectate funcționând și domeniul care generează efecte distructive. Cantitatea de exploziv (Q) și distanța epicentrală (D) sunt limitate pentru a evita pericolul de avarie a construcțiilor și utilajelor tehnologice (vezi fig.II.4 și II.5).

Gradele de intensitate seismică a exploziilor tehnologice (similare cu ale cutremurelor) se corelează cu viteze

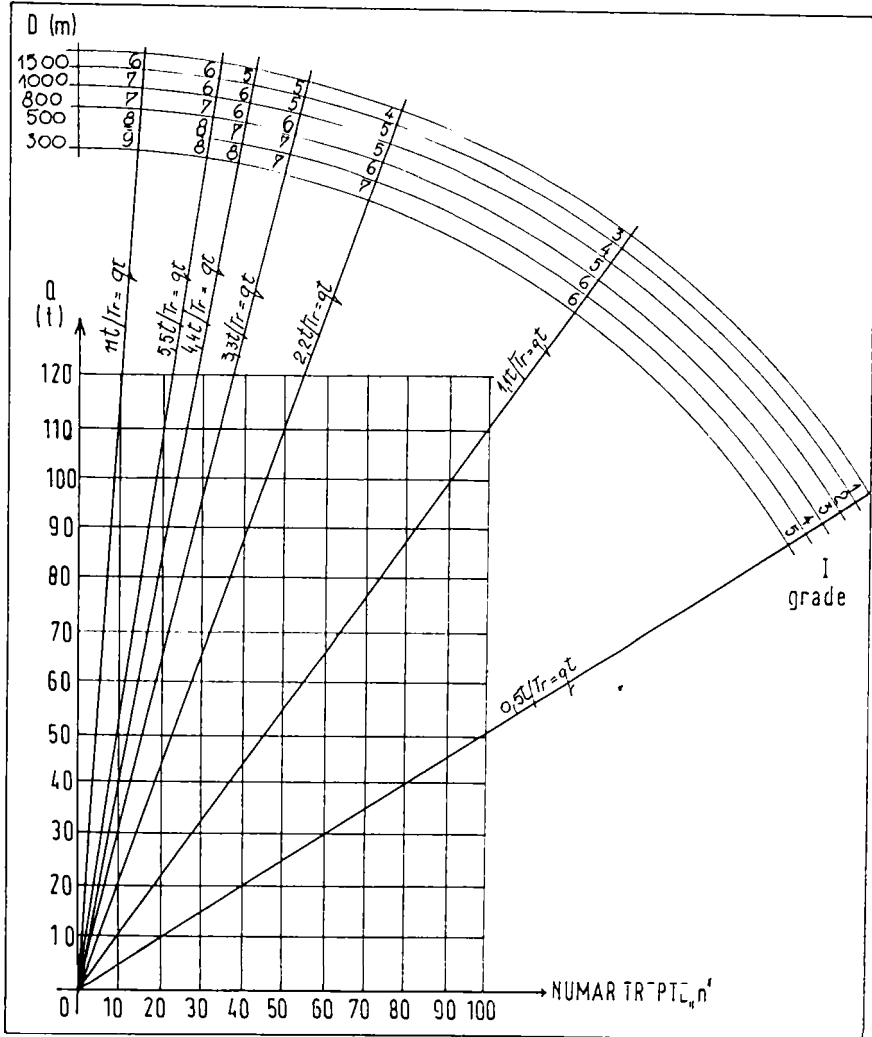


FIG. II. 5.

maximă a deplasării terenului (privește sistemele constructive) și cu amplitudinile (privește utilajele tehnologice) pe un domeniu mare de frecvențe. În baza măsurărilor efectuate în timpul exploziilor și a analizei sistemelor constructive, s-a stabilit - în mod experimental - viteza maximă de deplasare a terenului de 2,25 cm/s ca limită admisibilă și de 3,15 cm/s ca limită maximă admisibilă, corespunzătoare intensității seismice de gradul VI - MSK - 64 conform anexei 1 la STAS 3684-71. Dar având în vedere gradul ridicat de repetabilitate al exploziilor (comparativ cu seismele naturale), ceea ce influențează în mod nefavorabil caracteristicile fizico-mecanice ale rocii de bază și ale structurilor de rezistență din beton armat sau metal, s-a introdus limita de siguranță în exploatare, de 0,8 - 1,5 cm/s.

Cunoscând spectrele de amplitudine a mișcării terenului pentru diferite distanțe epicentrale, cu rezultat al măsurărilor "in situ" de la CTE Anina/78/79/, se reține :

- amplitudinile mai mari sunt în domeniul frecvențelor de 10-40 Hz la componenta radicală și în domeniul de 90 - 120 Hz la componenta verticală (cu implicații defavorabile pentru utilaje tehnologice);
- spectrele caracterizate prin frecvențe înalte sunt generate de explozii produse la adâncime mare și în rocă dură (cu sau fără fisuri).

11.2. Efectuarea calculului dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice la acțiunea exploziilor din cariera de șisturi bituminoase necesită o bancă de date tehnice care să furnizeze elementele fundamentale ale calculului analitic prin diverse metode. Caracterul complex al mișcării terenului pe durata exploziei și comportarea diferențiată a fundațiilor de utilaje tehnologice a impus determinarea unor parametrii tehnici de calcul prin măsurători directe la acțiunea exploziilor.

Efectul exploziilor are o durată relativ scurtă (de ordinul e câtorva zeci de secunde) și de aceea, în principiu, este considerat un proces stohastic staționar. Mișcarea terenului poate fi considerată ca un proces aleator. Timpul de corelație al accelerației seismice, adică intervalul de timp în care are loc o relație statistică vizibilă între valorile funcției aleatoare este de 1 până la 1,5 secunde. Pentru a

obține o informație statistică asupra accelerației, durata intervalului de timp pe accelerogramă, trebuie să fie de ordinul a 10 până la 15 secunde.

În acest interval de timp, oscilațiile seismice ale terenului de fundație care afectează fundația utilajului tehnologic sunt tratate ca un proces stohastic staționar.

Pentru un "volum" determinat de explozii s-au efectuat măsurători, înregistrându-se seismograme. Fiecare seismogramă înregistrată, indiferent de cantitatea de exploziv, de natura terenului sau tipul de fundație, prezintă "zone" caracteristice:

- zona I-a , amplitudini mici și o frecvență mare;
- zona a II-a, creșterea intensă a amplitudinilor și o scădere ulterioară în ritm lent;
- zona a III-a, amplitudini mici

Rezultatele prelucrării seismogramelor au condus la concluzia că perioadele oscilațiilor terenului variază de la 0,25 s. până la 0,75 s. , corespunzătoare terenurilor stâncoase și semistâncoase, având ca rocă dominantă gresia.

Investigarea comportării dinamice a fundațiilor de utilaje tehnologice s-a efectuat prin metoda structurală, măsurând: caracteristicile dinamice proprii și răspunsul la acțiuni dinamice.

În scopul efectuării măsurătorilor s-au montat accelerografe SMA - 1 și stație seismică Portacorder RV 320 în punctele caracteristice ale fundației, declanșate automat în momentul producerii exploziei (comunicare radio între locul de declanșare a exploziei și locul de măsurare a efectului).

La principalele fundații de utilaje tehnologice măsurarea parametrilor s-a asigurat printr-un lanț de măsură simplu:

-accelerometre - punte integratoare - oscilograf.

Determinările "in situ" a caracteristicilor dinamice ale fundațiilor s-au efectuat prin măsurarea și înregistrarea unor mărimi dinamice : deplasări; accelerații; etc; în timpul vibrațiilor produse de exploziile tehnologice.

Frecvențele proprii (f) au fost determinate prin înregistrarea vibrațiilor libere ale fundațiilor (combinații linia-

re ale vibrațiilor proprii ). Frecvența proprie fundamentală ( $f_1$ ) a fundațiilor s-a determinat cu formula:

$$f_1 = \frac{v_0}{d_1} ; \quad \begin{array}{l} v_0 - \text{viteza de deplasare a benzii} \\ \text{aparaturii de înregistrare;} \\ d_1 - \text{distanța între două puncte} \\ \text{ale vibrogramei;} \end{array}$$

Cunoscând valoarea " $f_1$ " se determină valoarea " $T_1$ ", perioada fundamentală de vibrație a fundației.

Formele proprii de vibrație s-au determinat prin înregistrarea vibrațiilor libere ale fundațiilor. Ordonatele formei proprii de vibrație s-au obținut prin măsurarea amplitudinilor vibrațiilor simultan în mai multe puncte.

Decrementul logaritm al amortizării " $\Delta$ " s-a determinat "in situ" pe baza vibrogramelor înregistrate ca urmare a cercetării experimentale efectuate direct asupra fundațiilor sau a structurilor în timpul seismelor artificiale produse prin explozii în carieră. Cu ajutorul decrementului logaritm al amortizării " $\Delta$ " s-a calculat valoarea fracțiunii din amortizarea critică " $\xi$ " la fundațiile și structurile studiate. În tabelul II.5 se dau valorile decrementului logaritm " $\Delta$ " și a fracțiunii din amortizarea critică " $\xi$ ", obținute prin media a 3 măsurători pe fiecare tip de structură.

Comportarea fundațiilor de utilaje tehnologice la acțiuni dinamice produse de exploziv se caracterizează prin apariția unor forțe de inerție. Forțele de inerție care se produc ca urmare a deplasării terenului de fundare sunt echilibrate atât de forțele elastice cât și de cele rezistente.

În normativul P 100 - 81 (valabil la data elaborării studiului /78/, valorile spectrelor convenționale depind de: accelerația seismică de calcul ( $\xi$ ); coeficientul dinamic ( $\beta$ ) și coeficientul de reducere a efectului încărcărilor ( $\psi$ ). Studiul acțiunii dinamice a exploziilor asupra fundațiilor a elaborat pe baza datelor experimentale /78/ valoarea coeficientului dinamic ( $\beta$ ) în funcție de perioada proprie de vibrație a fundației (pentru modul propriu de vibrație considerat) și de natura terenului de fundare (influența caracteristicilor mecano-elastice sub acțiunea

TABELUL II. 5.

OBIECTUL ELEMENTUL DE CONSTRUCTII	MASURATORI "IN SITU" PENTRU DECREMENTUL LOGARITMIC AL AMORTIZARII		
	MATERIAL	" $\Delta$ "	$\xi = \frac{\Delta}{2\pi}$
FUNDATII CAZANE	BETON ARMAT	0.5024	0.08
FUNDATII MORI	BETON ARMAT	0.4396	0.07
FUNDATIE TG. RADIER	BETON ARMAT	0.6280	0.10
FUNDATIE TG. TABLIER	BETON ARMAT	0.8792	0.14
FUNDATIE COS FUM	BETON ARMAT	0.3140	0.05
TEREN FUNDATIE T.G.	GRESIE ROSIE COMPACTA	1.5700	0.25
TURN CAPAT STRUCTURA	METAL	0.1256	0.02
CORP INTEREDIAR PLANSEU	METAL SI BETON PREFABRICAT	0.2512	0.04
CAZAN STRUCTURA	METAL	0.3140	0.05
REZERVOR COMBUSTIBIL LICHID	METAL	0.3768	0.06
CALE RULARE TRAFO	BETON ARMAT	0.0524	0.08

undelor seismice produse de explozii). In baza prelucrării acceleroграмelor (afereute exploziilor tehnologice din perioada 1980-1985 au fost reprezentate în figura II.6 diagramele coeficienților dinamici " $\beta$ ", constatând că valorile maxime sunt în intervalul de perioade 0,25 s+ 0,40 s. /77/78/.

Procesele ireversibile neelastice la fundațiile de utilaje tehnologice în perioada oscilațiilor produse de undele seismice din explozii caracterizează absorbția specifică de energie, care depinde de caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor, calitatea execuției, etc. Determinarea pe bază de măsurători și calcul, a raportului dintre cantitatea de energie absorbită într-un ciclu de procese neelastice și energia totală a oscilației, a stabilit orientativ valoarea absorbției specifice de energie, ceea ce caracterizează dispersia de energie în timpul mișcării (tabelul II.6)

Tabelul II.6

Elementul de construcție. Fundația la:	Absorbția specifică de energie.
-cazane	0,65 - 0,70
-mori de gîst	0,75 - 0,80
-turbogenerator	0,80 - 0,85
-coș de fum	0,70 - 0,75

Rezultatele obținute se încadrează în limitele de 0,6 - 1,0 prevăzute de literatura de specialitate.

-Fundația este primul element de construcție solicitat de unda seismică artificială.

Viteza de propagare a undelor seismice generează în fundații eforturi interioare:

$$\sigma_{max} = \epsilon_{max} \cdot E_b; \quad \epsilon_{max} = \frac{a_{max} \cdot T_1}{2 \pi \cdot v_t}$$

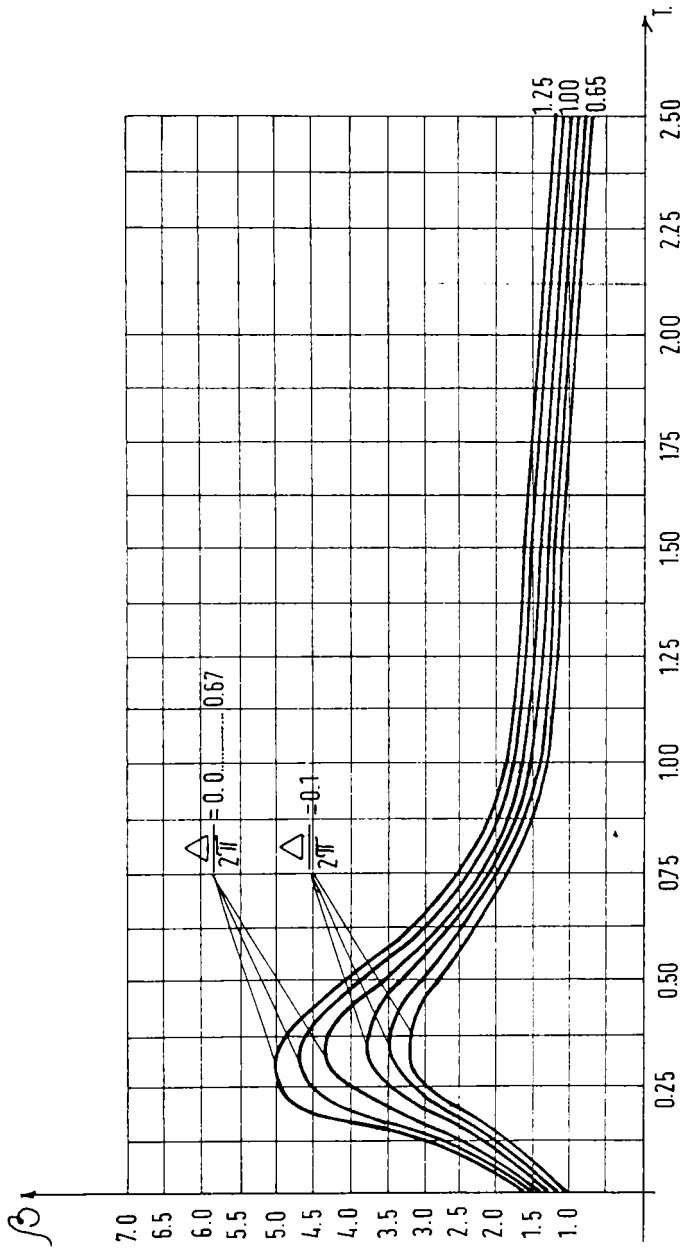
$a_{max}$  - accelerația maximă;

$T_1$  - perioada proprie fundamentală a fundației;

$v_t$  - viteza de propagare.

$E_b$  - modulul de elasticitate a betonului din fundație.

În terenurile stancoase și semistancoase eforturile interioare maxime sunt mici. Pentru cazurile studiate " $\sigma_{max}$ "



DIAGrameLE COEFICIENTILOR DINAMICI,  $\beta$  DETERMINATI PE BAZA PRELUCRARIII ACCELEROGRAAMELOR INREGISTRATE IN TIMPUL UNOR EXPLOZII DIN 1980-1981.

FIG. I I. 6.



a variat între 0,12 și 0,18 N/mm.

Deformațiile au fost măsurate prin metoda tensometriei dinamice, cu traductoare electrotensometrice rezistive (TER), lipite, pe suprafața de beton a fundației, iar puntea tensometrică a fost legată la un oscilograf. Măsurarea s-a efectuat în locurile și pe direcțiile pe care amplitudinile sunt maxime. Având în diferite puncte ale fundației vibrații cu amplitudini diferite, măsurarea s-a efectuat în mai multe puncte, luându-se în calcul alungirea specifică maximă.

Amplitudinile măsurate pe fundațiile de utilaje tehnologice au fost comparate cu amplitudinile admisibile conform STAS 6910-74 și RET-PE 217/73 (valabile la data elaborării studiului /78/) (vezi tabelul II.7), Măsurătorile au fost efectuate cu vibrometrul V 1100. Pe baza datelor prezentate în tabelul II.7, distanța epicentrală (D) și încărcarea cu explozibil (Q) trebuie limitate pentru realizarea amplitudinilor admisibile. Amplitudinile admisibile pentru fundațiile de utilaje tehnologice neprevăzute în normativele tehnice sau în literatura de specialitate se calculează cu formula:

$$A_{adm.} = \frac{0,185}{\left(\frac{m}{1000}\right) \times 1,75} ; \quad n = \frac{\text{ rotații }}{\text{ minut}}$$

Depășirea amplitudinilor admisibile - în exploatare - afectează funcționalitatea utilajelor tehnologice, fiind necesară reconsiderarea parametrilor tehnici de exploatare sub efectul exploziilor din carieră.

Exploziile în carieră reprezintă o activitate ciclică de lungă durată, care conduce în timp la apariția fenomenului de oboseală a materialelor.

Comportarea fundațiilor de utilaje tehnologice la un număr mare de cicluri de solicitare seismică din explozii prezintă un interes deosebit în exploatare. Rezistența la oboseală este în funcție de amplitudinea deformațiilor specifice, datorită numărului de "incursiuni" în domeniul plastic.

Datorită acțiunilor dinamice, la limită, apar deteriorări în structura materială a fundației, deteriorări care se acumulează în timp și reduc gradul de siguranță în exploatare. Colapsul fundației de utilaj tehnologic se produce pe baza

TABELUL I I. 7

TIPUL DE UTILAJ TEHNOLOGIC	TURATIA ROTATIIMINUT	AMPLITUDINEA ADMISIBILA	AMPLITUDINEA MASURATA mm														
			D 30			40			50			60			70		
			D 300	500	1000	300	500	1000	300	500	1000	300	500	1000	300	500	1000
TURBOGENERATOR 330 MW	3000 *	0.05	0.43	0.29	0.03	0.63	0.41	0.07	0.91	0.58	0.11	0.98	0.63	0.13	1.47	0.86	0.15
	5000	0.04															
MORI PENTRU SIST	300	0.80	0.40	0.26	0.02	0.57	0.36	0.06	0.84	0.49	0.09	0.91	0.56	0.10	1.35	0.71	0.12
	600 *	0.40															
VIBRATOARE GAZE ARSE	750	0.73	0.38	0.25	0.01	0.53	0.32	0.05	0.77	0.42	0.08	0.87	0.47	0.09	1.32	0.58	0.10
	1000 *	0.17															

D - INCARCATURA DE EXPLOZIBIL IN TONE

D - DISTANTA EPICENTRALA IN m

\* - TURATIA UTILAJELOR TEHNOLOGICE DELA C.T.E. S.B. ANINA

\*\* - DISTANTELE EPICENTRALE SUNT MAI MARI FATA DE T.G.

acumulării deteriorărilor, după un număr de cicluri generate de exploziile din carieră. Numărul de cicluri ( $N_c$ ) la care se produce reducerea rezistenței betonului din fundație prin oboseala provocată de explozii se determină cu formula:

$$N_c = \left( \frac{R}{\sigma_{max}} \right)^{\alpha(Q;D)}$$

$R$  - rezistența de calcul (N/mm<sup>2</sup>);

$\sigma_{max}$  - efortul unitar, maxim, la betonul din fundație (N/mm<sup>2</sup>);

$\alpha(Q;D)$  - factorul de influență a parametrilor "Q" și "D" (vezi tabelul II.8)

Tabelul II.8

D (m) \ Q (tone)	Q (tone)						
	10	20	30	40	50	60	70
300	8	6	5	4	3	2	1
500	9	8	6	5	4	3	2
1000	10	9	8	7	5	4	3
1500	15	13	11	9	7	5	4
2000	x	x	16	15	14	12	10
2500	x	x	x	25	23	21	20

Valorile factorului de influență " $\alpha$ " au fost stabilite prin luarea în considerare a curbei " $\sigma-\epsilon$ ".

Continuând studiul privind apariția microfisurilor, dezvoltarea fisurilor și deformațiilor sub acțiuni ciclice la betonul din fundațiile utilajelor tehnologice, valorile factorului " $\alpha(Q;D)$ " sunt susceptibile de îmbunătățiri și în funcție de marca betonului.

II.3. Fundațiile pentru utilajele tehnologice sunt considerate ca elemente rigide rezemate pe un mediu elastic, cu 6 grade de libertate dinamică. Deformațiile fundației sunt mai mici în comparație cu deplasările, datorită deformațiilor terenului de fundare.

Sub acțiunea forțelor provenite din seisme artificiale asupra fundațiilor se produc: trei translații, două rotații în plan vertical și o rotație de torsiune. Fundațiile în mișcare antrenează și o masă de teren. Pentru fiecare grad de libertate se dispune de trei constante: rigiditatea fundației, amortizarea critică și masa echivalentă de pământ.

Răspunsul dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice la mișcarea rocii de bază se determină prin soluții analitice, admițând înlocuirea terenului de fundare prin câte un resort elastic și câte un amortizor vâscos pe direcția fiecărui grad de libertate al fundației și îmbunătățind modelul de calcul (tabelul II.9) prin compararea rezultatelor cu măsurători "in situ". Constantele elastice ale terenului de fundare - în care s-a efectuat studiul - sunt prezentate în tabelul II.10, determinate pe bază de măsurători în teren.

Tabelul II.10

Terenul de fundare în zona:	Densitatea terenului de fundare: Mg/mc.	Modulul de elasticitate MN/mp		Coeficientul de contracție transversală: $\nu_t$
		longitudinal $E_t$	transversal $G_t$	
Cazane	1,95- 2,25	125-175	43-61	0,45
Turbogenerator	1,90 -2,10	125-170	45-61	0,40
Coș de fum	1,6 - 1,90	50-125	19-47	0,35
Depozitul de șist	1,6 - 1,90	50-125	19-47	0,35

Reținând din studiul experimental, cazul semnificativ: la fundațiile directe care susțin structura de rezistență a cazanului (520 t/abur pe oră, cu  $H = 100$  m) s-a urmărit comportarea în timp la solicitările seismice artificiale din exploziv. Sub acțiunea forțelor seismice:

$S_{FAU} \rightarrow S_x^{FAU}$  și  $S_y^{FAU}$  (fig.II.7 și II.8), centrul geometric al bazei fiecărei fundații se deplasează:

$$\Delta_{O}^{FAU} \rightarrow \Delta_{Ox}^{FAU} \text{ și } \Delta_{Oy}^{FAU}$$

Inregistrările accelerațiilor maxime pentru fiecare centru geometric a bazei fundației au condus la calcularea deplasărilor maxime, prezentate în tabelul II.11. Pe baza datelor prezentate în tabelul II.11 și II.12 s-a calculat poziția deplasată "O" a centrului geometric a sistemului de patru fundații independente și încărcările totale sub influența seismelor artificiale din explozii. Cunoscând deplasarea efectivă ( $\Delta_{O.ef}^{FAU}$ ) se compară cu deplasarea admisibilă a sistemului constructiv (fără a afecta funcționalitatea), respectându-se:

$$\Delta_{O.ef}^{FAU} \leq \Delta_{O.adm}^{FAU}$$

TABELUL II.9							
SCHEMA DE CALCUL							
CARACTERISTICI DINAMICE ALE FUNDATIEI							
DATE TEHNICE CUNOSCUTE	$\rho_{jt}; E_t; \gamma_t; G_{jt}; A_f = l \times b; I; J; k_s; k_f; k_T [2]$						
ELEMENTE DE CALCUL	GRADUL DE LIBERTATE						
	TRANSLATIE VERTICALA	TRANSLATIE IN PLAN ORIZONTAL	ROTIRE IN PLAN VERTICAL	TORSIUNE			
INALTIMEA ECHIVALENTA $H_e$ (cm)	$0,27\sqrt{A_f}$	$0,05\sqrt{A_f}$	$0,35\sqrt{A_f}$	$0,25\sqrt{A_f}$			
RIGIDITATEA FUNDATIEI $K_F$ (kgf/cm)	$\frac{E_t \sqrt{A_f} k_s}{1 - \gamma_t^2}$	$\frac{E_t \sqrt{A_f} k_T}{1 - \gamma_t^2}$	$\frac{E_t \cdot I \cdot k_p}{\sqrt{A_f} (1 - \gamma_t^2)}$	$\frac{15 E_t J k_T}{\sqrt{A_f} (1 - \gamma_t^2)}$			
FACTORUL DE AMORTIZARE $C_a$ (kgf/s/cm)	$5,42 \sqrt{k_{jt} H_e^3}$	$41,7 \sqrt{k_{jt} H_e^3}$	$0,97 \sqrt{k_{jt} H_e^3}$	$3,76 \sqrt{k_{jt} H_e^3}$			
$l/b$	$k_s$	$k_T$			$K_p$		
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	
1,0	1,06	1,00	0,938	0,868	0,792	0,704	1,984
1,5	1,07	1,01	0,942	0,864	0,770	0,692	2,254
2,0	1,09	1,02	0,945	0,870	0,784	0,686	2,510
3,0	1,13	1,05	0,975	0,906	0,806	0,700	2,955
5,0	1,22	1,15	1,050	0,950	0,855	0,732	3,700
10,0	1,42	1,25	1,160	1,040	0,910	0,940	4,981

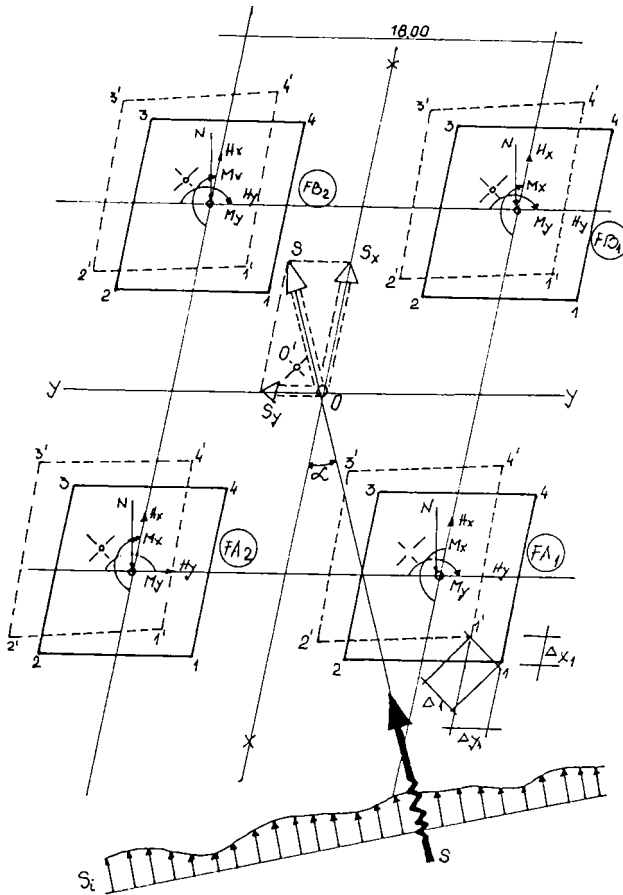


FIG.11.7.

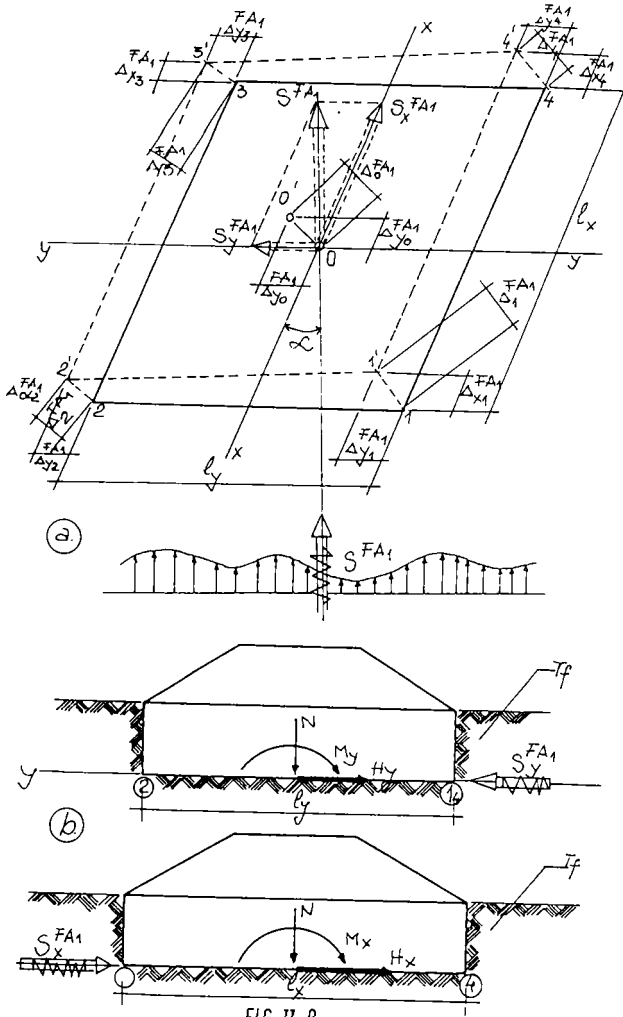


FIG. II. 8.

174.

TABELUL II.11.

F	FA1			FA2			FA3			FA4			
$Q_{EX}$	70 t TNT												
$D_{EX}$	825			832			841			838			
C	L	T	V	L	T	V	L	T	V	L	T	V	
$Q_{max}$ ( $cm/s^2$ )	1	14,5	17,1	16,2	14,1	16,3	16,0	13,2	15,0	15,4	14,1	16,2	15,6
	2	13,2	14,1	15,0	13,6	14,1	14,5	11,7	14,1	14,2	13,2	14,2	14,1
	3	12,8	13,6	14,5	13,2	13,8	14,1	10,8	13,2	13,8	12,8	13,7	14,0
	4	14,0	15,6	15,4	14,0	16,1	15,1	12,6	14,1	15,0	13,6	15,2	15,1
$\Delta_{max}$ (cm)	1	1,5	1,80	1,70	1,0	1,75	1,65	1,20	1,50	1,60	1,35	1,70	1,60
	2	1,20	1,35	1,50	1,25	1,40	1,15	1,00	1,35	1,35	1,20	1,35	1,40
	3	1,15	1,25	1,45	1,20	1,30	1,40	0,90	1,20	1,30	1,15	1,25	1,35
	4	1,40	1,60	1,60	1,35	1,65	1,55	1,10	1,40	1,50	1,25	1,55	1,50

TABELUL II.12.

$Q_{max}$ ( $cm/s^2$ )	13,6	15,1	15,5	13,7	15,1	14,9	12,1	14,1	14,6	13,4	14,8	14,7
$\Delta_{max}$ (cm)	1,25	1,50	1,60	1,30	1,53	1,51	1,05	1,36	1,44	1,24	1,46	1,46
	1,95			2,01			1,72			1,92		



-Măsurătorile experimentale au avut drept scop să estimeze accelerațiile seismice maxime produse de explozii în zona fundațiilor de utilaje tehnologice. Accelerațiile maxime de răspuns ale terenului de fundare sunt mai mari pentru explozii puternice, și descresc pe măsura creșterii distanței epicentrale. Cunoașterea efectelor zonale ale mișcării seismice din explozii se evaluează prin intermediul spectrelor seismice de răspuns, asigurând determinarea deformației maxime a structurii pentru toate perioadele de vibrație. Evaluarea exactă a răspunsului dinamic al unei fundații de utilaj tehnologic se bazează pe înregistrări instrumentale ale variației accelerațiilor terenului sub acțiunea undelor seismice din explozii. Spectrele seismice de răspuns variază în funcție de caracteristicile energetice ale exploziei; de distanța epicentrală și de condițiile geologice ale terenului. În figura 11.9 sunt reprezentate spectrele medii de viteză ( $S_v$ ) și de accelerații ( $S_a$ ), trasate pe baza accelerogramelor înregistrate pe fundație turbogeneratorului-tablier. Curbele spectrelor medii facilitează determinarea răspunsului dinamic maxim al fundației TG - tablier sub acțiunea undelor seismice produse de explozii, de o anumită intensitate. Răspunsul maxim al fundației la mișcarea terenului, datorită exploziei (parametrii definiți) este echivalent cu aria suprafeței de sub curba spectrului viteză, aferentă domeniului perioadei proprii de vibrație.

În timpul unei explozii, fundațiile se mișcă datorită deplasării terenului. Accelerogramele înregistrate pe fundațiile de utilaje tehnologice arată că cele două componente orizontale (longitudinale și transversale) sunt aproximativ egale, iar componenta verticală are o valoare de obicei mai mică.

-Terenul de fundare datorită deformabilității sale influențează amortizarea globală. Prin măsurarea accelerațiilor produse de explozii s-a determinat influența terenului de fundare. Pe baza înregistrărilor accelerațiilor s-a trasat (fig. 11.10) spectrul deplasărilor ( $S_d$ ), spectrul vitezelor ( $S_v$ ) și spectrul accelerațiilor ( $S_a$ ) (în, 1 - teren tare, grele roci; 2 - umplutură compactată). Spectrele medii reprezintă media spectrelor corespunzătoare unui număr de

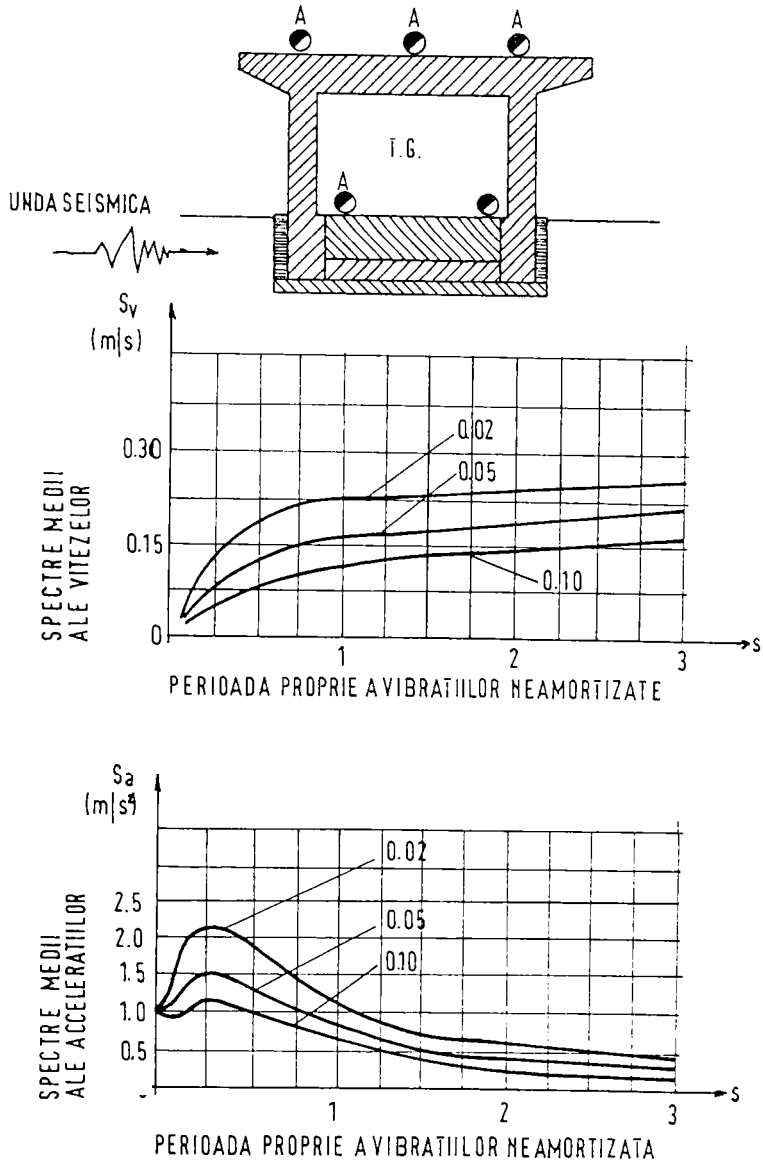


FIG. II. 9.

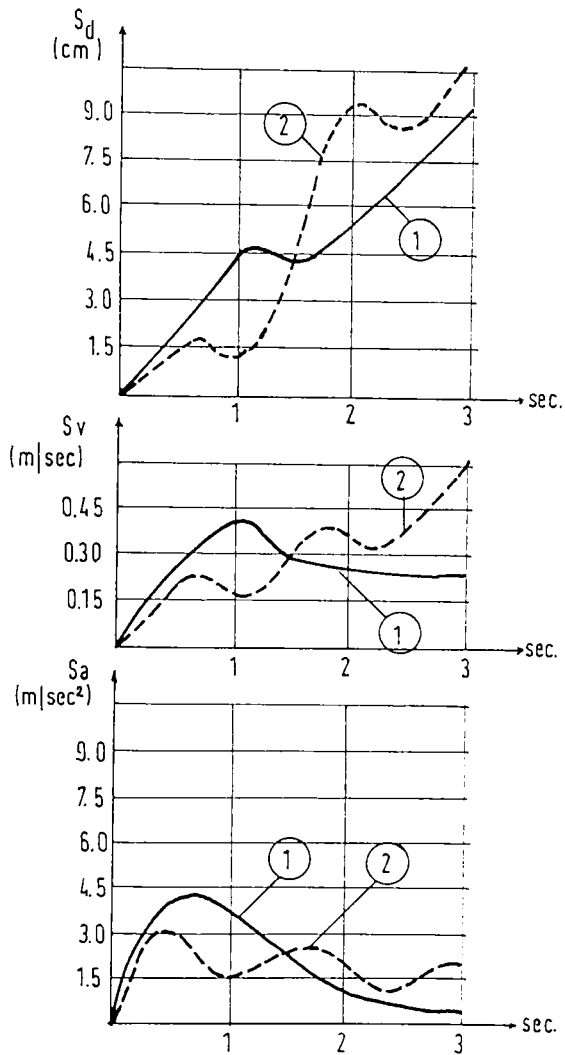


FIG. II. 10.

15 înregistrări de explozii în zonele studiate.

Răspunsul dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice s-a caracterizat prin reprezentarea variației deplasărilor relative, a vitezelor, a accelerațiilor, în funcție de perioada proprie de vibrație neamortizată și de factorul critic de amortizare, când fundația este supusă unei perturbații seismice din explozii. Din analiza variației curbelor spectrale se stabilește coeficienții seismici spectrali pentru fiecare tip de fundație, caracterizând intensitatea forțelor seismice. Analizând figura II.10 se constată că distribuția valorilor maxime sunt în zonă limitrofă cu perioada dominantă a terenului, ceea ce atestă că în această zonă "sistemul" se află în regim tranzitoriu de rezonanță.

-Gradul de atenuare pe care îl impune terenul în propagarea undelor seismice se caracterizează prin accelerațiile maxime de răspuns ale terenului și distanța de la fundație la centrul masic al exploziei.

În cazul fundațiilor de utilaje tehnologice, înglobate integral sau parțial în terenul de fundare, răspunsul seismic este determinat de starea de deformație a terenului și de mărimea forțelor de inerție seismică dezvoltată în fundație.

Rigiditatea terenului de fundare depinde de dimensiunile fundațiilor, de gradul de compactare a terenului și de deformațiile produse în urma deplasărilor fundațiilor sub acțiunea forțelor de inerție seismică. Deplasările produse de cedarea terenului de fundare sunt de translație ( $\Delta_L$ ) și de rotație elastică ( $\Delta_\varphi$ ). Deformabilitatea terenului de fundare introduce modificări sensibile asupra perioadelor proprii de vibrație astfel încât perioadele fundamentale ( $T_{1L}$  și  $T_{1\varphi}$ ) se determină pentru deplasările produse: /79/.

$$\Delta_L = \frac{1}{k_L} = \frac{1}{0,7 \cdot \varepsilon_e \cdot A_f}; \quad \Delta_\varphi = \frac{H_f^2}{k_\varphi} = \frac{H_f^2}{2 \cdot \varepsilon_e \cdot I_f}$$

$$T_{1L} = 2\pi \sqrt{\frac{m_f + m_u}{\varepsilon_L \cdot A_f}}; \quad T_{1\varphi} = 2\pi \sqrt{\frac{m_f \cdot h_f + m_u \cdot h_u}{\varepsilon_\varphi \cdot I_f}}$$

$\varepsilon_e$  - coeficientul de compresiune elastică uniformă, determinat pe baza de măsurători și exprimat în funcție de rezistența la compresiune a terenului de fundare.

(tabelul II.13) /79/.

- $K_L$  - rigiditatea terenului de fundare la alunecare;  
 $K_f$  - rigiditatea unghiulară a terenului de fundare;  
 $\beta_L$  - coeficientul de alunecare elastică a terenului;

Tabelul II.13

Rezistența de calcul a terenului de fundare conform STAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\alpha_e \times 10^3$	2	4	5	6	7	8	8,5	9	9,5	10

Undele seismice se propagă prin roca de bază și la nivelele de separație dintre roci se produc deplasările " $\Delta_R$ " (fig.II.11). Terenul de fundare amplifică sau amortizează mișcarea transmisă de roca de bază, în funcție de concordanța perioadelor de vibrație ale seismului artificial produs de explozii și ale terenului, rezultând la nivelul terenului deplasarea " $\Delta_t$ " și la nivelul tălpii fundațiilor deplasarea " $\Delta_f$ ", având  $\Delta_t \neq \Delta_f$ . Propagarea undelor seismice suferă modificări importante la trecerea prin diferite straturi de teren. Viteza de propagare a undelor elastice transversale ( $V_s$ ) s-a determinat direct pe teren prin măsurători la diverse zone de fundații (tabelul II.14).

Tabelul II.14

Viteza de propagare a undelor elastice transversale (m/s) " $V_s$ "	Terenul de fundare din zona:			
	Cazane	Turbogenerator	Coș fum	Depozit gisist
Calcul	5206	5389	5265	4973
măsurători	$\frac{4350}{5150}$	$\frac{4400}{5120}$	$\frac{4450}{5200}$	$\frac{3100}{4820}$

Notă: Valoare minimă a determinărilor.  
Valoare maximă a determinărilor.

Perioada fundamentală de vibrație proprie a terenului de fundare ( $T_t$ ) în funcție de " $V_s$ ":

$$T_t = \frac{4H_0}{V_s} \text{ (s)}; H_0 = \frac{\sum \rho_i h_i}{\sum \rho_i};$$

180.

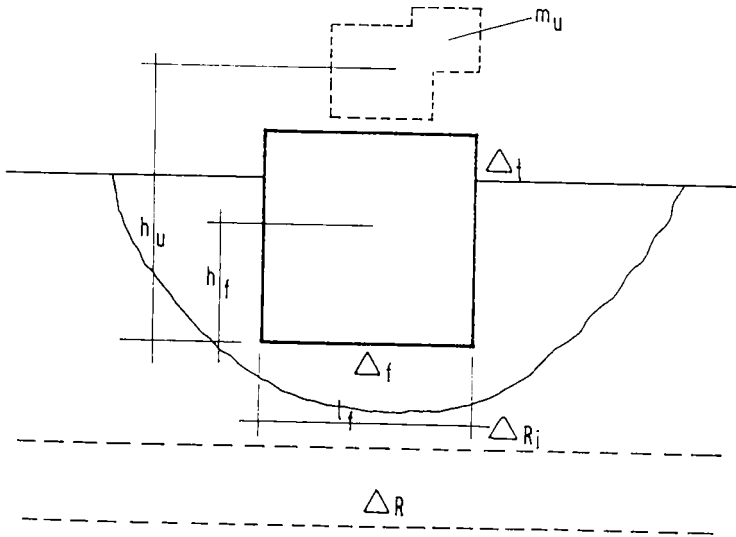


FIG. II. 11.

și este proporțională cu grosimea echivalentă a stratului de teren " $H_0$ ", care vibrează cu caracteristici aproximativ constante pe zona " $\sum h_i$ ". Analitic  $V_s = \sqrt{\frac{G_t}{\rho_t}}$  (m/s) unde se cunosc " $G_t$ " și " $\rho_t$ " pe bază de determinări în teren.

O explozie are efecte maxime asupra fundației când  $T_1 = T_t$ .

Deformabilitatea terenului de fundare are ca efect majorarea perioadei proprii de vibrație, având implicații directe asupra răspunsului dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice.

II.4. La fundațiile independente de la CTE Anina s-au efectuat măsurători "in situ" privind efectul de suprapunere al vibrațiilor produse de utilajul tehnologic și al vibrațiilor produse din efectul exploziilor tehnologice din cariera de gisuri bituminoase.

Scopul principal al măsurătorilor a fost obținerea de valori ale mărimilor caracteristice pentru vibrații combinate în punctele principale ale fundațiilor independente.

După datele măsurătorilor "in situ" rezultă că dintre componentele măsurate cea radială prezintă în mod sistematic mărimea maximă. Atât componenta radială cât și modulul vectorului vitezei vibrațiilor nu au depășit limita maximă admisă din literatura de specialitate de 30...50 mm/s (de ex. Duvall 1962; Langerfore 1973; normele DIN 4150/1975), dar se situează în jurul limitei de 15 mm/s stabilită pentru amplasamentul de la Anina /80/82/.

Caracteristicile tehnice ale efectului exploziilor tehnologice în perioada de studiu 1980 - 1988 și avute în vedere în efectul de suprapunere a vibrațiilor a fost:

- distanța epicentrală: 850...3400 m;
- cantitatea de exploziv: 7 - 47 t TNT
- viteze ale vibrațiilor: 0,2...17,8 mm/s;
- perioada oscilațiilor: 0,15 s...0,70 s; componenta "H";  
idem 0,50 s...0,55 s; componenta "V";
- fracțiunea din amortizarea critică: 0,56...0,16.
- durata semnificativă a oscilațiilor (de la începutul mișcării până la timpul amplitudinii de 5% din maxim): 1...6 s.

Măsurătorile au fost efectuate la turația maximă a utilajului tehnologic.

Fundația turbogeneratorului (TG) a fost studiată cu prioritate și din analiza măsurătorilor rezultă:

-Valorile perioadelor mișcărilor înregistrate pe fundații se grupează în jurul a 0,25...0,50 s, deci în vecinătatea imediată a perioadei estimate a fi a terenului. În general, mișcărilor după direcția radială au perioada terenului, iar cele tangențiale puțin mai lungi.

-La fundația TG domeniul frecvențelor se modifică pe înălțime. Pe tablier (cota + 10,0 m) perioade de 0,38...0,40 s., care pot fi atribuite mișcării proprii a ansamblului structural cu concentrarea masei utilajului la cota +10,0 m. În orice caz perioada proprie a structurii nu este prea depărtată de perioada măsurată la nivelul radierului fundației și implicit influențată de a terenului. În tabelul II.15 se prezintă date tehnice asupra vibrațiilor înregistrate în perioada de funcționare TG-1 la 2850 ture/minut și "contactată" cu efectul unei explozii tehnologice cu  $Q = 40$  t. TNT, distanța  $D=1000$  m.

Tabelul II.15

Punctul de măsură	Traductori folosiți	Direcția măsurată	Deplasări măsurate micrometri	Perioada de măsurate (s)	Fracția din amortizare critică
Fundația TG -4,00 m	Vegik	radial tangential	350 280	0,25 0,30	0,07 0,25
Planșeu + 0,00 m	"	radial	380	0,35	0,17
Tablier +10,0 m.	"	radial tangential	840 1470	0,39 0,37	0,02 0,06
Ax turbina	SNU/30	radial tangential	1500 1500	0,37 0,37	0,08 0,08

-Frecvențele din amortizarea critică pe structura fundației TG-1 variază în limite foarte largi 0,2 ... 0,25 (vezi tabelul II.15) în funcție de cotă și de direcția de mișcare, adică de modul de vibrații implicat. Pentru perioade lungi de vibrații (0,40 s și chiar 0,45 s.) aferente în general mișcării orizontale a tablierului turbogeneratorului (masă mare pe suport relativ flexibil) se obțin amortizări relativ mici, iar pentru perioade mai scurte (0,30 s) aferente mișcării



pe verticală sau la cote mai joase (-4,00 m) marcând o rigiditate mai mare, nivelul amortizării crește până la 0,25.

-Frecvența vibrațiilor fondului de seisme (măsurate la amplitudini maxime și aproximativ egale cu frecvențele predominante) se apropie de frecvențele proprii ale construcției la trecerea de la terenul liber la fundația TG-1 și în continuare la tablier TG-1 (vezi tabelul II.16 - măsurări ale fondului de seisme la data de 10.03.1985 și tabelul II.17 - raportul amplitudinilor și frecvențelor vibrațiilor 1/2, care pun în evidență proprietățile dinamice ale sistemului oscilent).

Tabelul II.16

Amplasament	Teren liber		Fundație TG		Tablier TG	
	V	H	V	H	V	H
	Mărimea "f" (Hz)	5,3	3,6	4,5	5,1	4,8
$A_{med.}$ ( $\frac{mm}{s}$ $10^{-6}$ )	0,11	0,21	0,46	0,74	2,1	18,2
$A_{max.}$ ( $\frac{mm}{s}$ $10^{-6}$ )	0,23	0,40	0,79	1,34	4,2	30,1

Tabelul II.17

?	f	Fundație TG		Tablier TG	
		V	H	V	H
Teren liber	f	0,85	1,39	0,91	0,72
	$A_{med.}$	4,18	3,33	19,1	86,6
	$A_{max.}$	3,43	3,25	18,2	75,2
Fundație TG	f	-	-	1,07	0,52
	$A_{med.}$	-	-	4,57	26,19
	$A_{max.}$	-	-	5,32	23,10

unde: f - frecvențele vibrațiilor;

$A_{med.}$ ;  $A_{max.}$  - amplitudinile medii și maxime ale vitezelor vibrațiilor;

V; H - componenta verticală; orizontală.

Din analiza tabelelor II.16 și II.17 rezultă pentru frecvențe proprii ale construcției mărimi apropiate de 2,6 Hz pentru componenta "H" și 4,5...4,8 Hz pentru componenta "V". Se remarcă o mărire a amplitudinilor oscilațiilor componenta

"V" și "H" de aproximativ 3,5 ori pe amplasamentul fundației TG, în comparație cu amplasamentul teren liber (vezi tabelul II.17). Pe amplasamentul tablier TG în comparație cu amplasamentul fundației TG se constată creșteri ale amplitudinilor oscilațiilor de aproximativ 5 ori pentru componenta "V" și de aproximativ 25 ori pentru componenta "H", Măsurarea vibrațiilor fondului de seismă a evidențiat unele caracteristici elastice dinamice ale construcției (perioada proprie, factorul de amortizare, etc.) prin efectul de suprapunere al vibrațiilor.

Procedeele de analiză a comportării dinamice a fundațiilor independente de utilaje tehnologice sub efectul vibrațiilor din funcționare și sub efectul vibrațiilor din exploatarea tehnologică conduce la reconsiderarea metodelor de calcul operativ și la aplicarea unor detalii speciale, eliminând factorul de risc în exploatare.

Vibrația se crează și se caracterizează prin modul de funcționare a utilajului tehnologic, iar fundația are comportări variabile în funcție de raportul dintre parametrii de calcul și parametrii rezultați din măsurători "in situ". Vibrațiile neabsorbite sau neamortizate de blocul de fundație se transmit terenului de fundare și provoacă scăderea capacității portante, precum și tasarea neuniformă a fundației. Problema vibrațiilor, pe terenuri stâncoase este foarte complexă (cazul CTE Anina). Impulsurile exercitate în teren de către utilajele care produc vibrații se răspândesc sub formă de unde de formă emisferică (imediat sub fundație), până la forma elipsoidală, trecând treptat la o formă sferică și în final ovoidală (unde se atenuază în teren). Undele sunt refractate în teren schimbându-și direcția de propagare. Cea mai mare parte a energiei de vibrație se reflectă atunci când frontul de unde întâlnește un teren stâncos. Datorită fenomenului de refracție și reflexie a undelor în diferite structuri din teren este evident că în anumite puncte se produc fenomene de rezonanță, care pot mări amplitudinile vibrațiilor în așa măsură încât în timp să se producă degradarea terenului de fundare și chiar a sistemului constructiv. Durata probabilă de rezistență a terenului de fundare solicițat la sarcini aleatoare și având amortizare slabă se apre-

ciază pe baza noțiunii de acumulare a deteriorărilor. Condițiile ce determină ruperea prin oboseală a terenului de fundare solicitat prin sarcini aleatoare sunt diferite prin gradul de deteriorare, adică prin numărul de cicluri de solicitare "M" mai mic decât "N", corespunzător amplitudinii efortului unitar la care terenul de fundare cedează. Având în vedere particularitățile terenului de fundare de pe amplasamentul CTE Anina s-au efectuat în laborator și pe teren (cu sprijinul ISPH București) încercări de compresibilitate privind valorile deformațiilor elastice și plastice (tabelul II.18).

Tabelul II.18

Natura rocii	Felul încercării	Deformația totală la compresiu- ne	Deformația rămasă la descărcare
Gresie roșiatică	16 daN/cmp	0,6	0
	cicluri repetate între 8 daN/cmp și zero	0,4	0
Gresie marmorosă	16 daN/cmp	0,9	0,3
	cicluri repetate între 8 daN/cmp și zero	0,7	0,3

Pentru terenurile stâncoase de la CTE Anina s-a aplicat:  
- Evitarea unor amplitudini exagerate ale vibrațiilor fundațiilor de utilaje care să provoace oboseala și distrugerea terenului de fundare (funcție de tipul utilajului tehnologic);

- Blocuri de fundație cu mase mari ( $G_{b.f} \gg G_{u.t}$ ), deoarece undele de vibrații se absorb și se atenuează prin reflexii interioare în bloc;

- Intercalarea unui strat vibroizolator între teren și blocul de fundație, nisip uscat în cuvă izolată, pentru evitarea transmiterii vibrațiilor prin mediul incompresibil;

Din punct de vedere constructiv, la CTE Anina, s-a aplicat sistemul de fundații independente insularizate (pentru turbogenerator, electropompe de abur, concasori de gîst) și fundații independente cu izolatori de vibrații (pentru mori

de șist, ventilatoare de recirculație aer și gaze arse; etc.)

Degradarea în timp a structurii betonului din fundație și deteriorarea utilajului tehnologic se produce în primul rând din cauza frecvențelor de vibrații la rezonanță, ceea ce impune determinarea cantitativă a zonei de minim prin evaluarea histerezei interne de amortizare care limitează transmisibilitatea la rezonanță. Amplificarea la rezonanță a sistemului este determinată de proprietățile materialului elementului care susține utilajul tehnologic. Funcția unui izolator de vibrații este de a reduce mărimea forței transmise de la utilaj la fundație sau de a reduce amplitudinea mișcării transmise de la fundație vibrantă la utilaj. Pe măsură ce amortizarea crește, transmisibilitatea absolută la rezonanță scade. O amortizare mare reduce amplitudinea vibrației utilajului la toate pulsațiile. La frecvențe înalte, în izolatorul de vibrații apar unde staționare, iar transmisibilitatea relativă crește.

Cercetările aplicative de la CTE Anina din perioada 1980-1985 au condus la particularități în proiectare și execuție față de cazurile similare, din care reținem:

- La fundația turbogeneratorului;
- Greutatea infrastructurii (radier casetat) este egală cu greutatea suprastructurii (tablierului);
- Rezultanta forțelor gravitaționale și a forțelor perturbatoare (aplicate în fiecare lagăr al rotorului) trece prin centrul de greutate al radiatorului casetat;
- Diferența de temperatură " $\Delta t$ " la tablier pentru zona corpului de înaltă presiune și a corpului de medie și joasă presiune (conform STAS 7206-78) este preluată printr-o armare specială în zona de separație și prin variația secțiunii betonului (variația masei de inerție);
- Cadrele transversale perpendiculare pe axa turbinei sunt racordate la radier și la tablier prin vute semicirculare, iar frecvența proprie a cadrelor este inferioară frecvențelor de lucru a turbinei.

Amplitudinile dinamice maxime măsurate "in situ" cu vibrometrul V-1000 și cu accelerograful SMA-1 - în perioada exploziilor tehnologice - nu depășesc limitele admisibile prevăzute de STAS 6910-74 și RET-PE-217-73.

•La fundațiile ventilatoarelor de recirculație gaze arse și aer, considerate ca sisteme oscilante cu două grade de libertate, cu două pulsații proprii, deci cu două posibilități de rezonanță:

-masa blocului de beton este egală cu masa ansamblului ventilator-motor;

-centrul de greutate al ansamblului motor-ventilator coincide în plan vertical cu centrul de greutate al blocului de fundație;

-separarea între blocul de fundație propriu-zis și blocul de fundație de care se leagă ansamblul motor-ventilator s-a efectuat printr-un strat izolator din plută expandată și/sau covor de cauciuc;

-izolarea de vibrații (grosimea stratului izolator) s-a calculat pe baza frecvenței paletelor, care este produsul dintre frecvența rotorului și numărul de palete pe rotor.

Amplitudinile dinamice maxime măsurate "in situ" cu vibrometrul, în primii 3 ani de funcționare, nu au depășit limitele admisibile, iar apoi - în timp - s-a constatat variația amplitudinilor dinamice în anumite zone ale blocului de fundație de peste stratul izolator, depășind limita admisibilă în anumite zone. Principalele cauze au fost: încărcarea paletelor cu cenușă de termocentrală; dezechilibrarea rotorului.

•La fundațiile concasorilor de gisț;

-Stabilitatea generală a fundației insularizate s-a asigurat plasând centrul de greutate al utilajului cât mai aproape de cel al sistemului constructiv;

-Sistemul constructiv alcătuit dintr-un radier, cadre spațiale și tablier, reazemă pe terenul de fundație (gresie roșatică compactă) prin intermediul unei perne de balast, compactată în straturi de 20 cm, în grosime totală de 100 cm;

-Izolatori de vibrații la reazemarea concasorului sunt executați din traverse de lemn (esență tare) secțiunea 25x25 cm între două covoare de cauciuc (cu grosimea de 15 mm) pentru sarcina de 300 KN/mp.

În tabelul II.19 se prezintă rezultatele măsurătorilor "in situ" cu vibrometrul V-1000 privind amplitudinile dinamice maxime./30/32/.

Tabelul II.19

Denumirea utilajului	Turația în perioada măsurătorii rot/minut	Amplitudinea admisibilă mm	Amplitudinea măsurată "in situ" mm
Turbogenerator TC - 1	2980	0,04	0,018
Ventilator recirculație gaze arse	3020	0,05	0,038
Generatori gîst	960	0,27	0,19

Interacțiunea dinamică dintre teren de fundare - fundație - utilaj tehnologic se caracterizează prin:

- amplificarea sau diminuarea zonală a solicitărilor seismice din explozii;

- modificarea locală a caracteristicilor geometrice și de rezistență, inclusiv modificarea capacității portante și a fiabilității;

- deformabilitatea terenului de fundare are ca efecte majorarea perioadei proprii de vibrație, cu implicații directe asupra răspunsului dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice și a vibrațiilor funcționale ale utilajului.

Sursele de șocuri seismice (din explozii) conțin o cantitate limitată de energie - în timp - și au un efect mai redus asupra utilajelor grele. Structurile care transmit forțele au o rezistență de valoare finită și ca urmare limitează cantitatea de energie care se transmite utilajului. Din măsurătorile "in situ" s-a constatat că intensitatea șocului produs de explozii scade odată cu creșterea masei utilajului. Din acest motiv s-a recomandat la proiectare și s-a executat - ca buloanele de ancoraj pentru montajul utilajului de tip ușor să reziste la accelerații mai mari decât cele utilizate pentru montajul utilajului de tip greu. Deformațiile elementelor componente caracterizează răspunsul utilajului la șocuri seismice și vibrații funcționale, implicând o acumulare temporară a energiei de deformație. Intensitatea maximă a șocului produs de explozii pe care îl suportă un utilaj, fără efecte dăunătoare, se atinge atunci când eforturile unitare în elementul component cel mai solicitat al

structurii ating rezistența maximă a materialului.

II.5. Influența efectului vibrațiilor produse de explozii asupra variației în timp a rezistenței betonului la compresiune și a modulului de elasticitate s-a studiat prin măsurători "in situ", aplicând metode nedistructive la unele elemente de construcții ca: fundații masive de utilaje tehnologice; stâlpi; subturnări la fundații de utilaje tehnologice; etc. /85/.

Încercările nedistructive pe bază de măsurători "in situ" s-au efectuat prin metoda ultrasonică de impuls cu defectoscop RSR - N 2701 și N 2703, precum și metoda reculului cu sclerometrul Schmith NR-8. Rezultatele au fost prelucrate prin metoda combinată, bazându-se pe legătura care există între viteza de propagare a ultrasunetelor, duritatea de suprafață a betonului și rezistența betonului la compresiune, în conformitate cu prevederile din normativele tehnice în vigoare la data studiului /85/. Determinând prin măsurători "in situ" vitezele de propagare "v" și indicele de recul "n" în corelație cu coeficientul de influență total  $c_t$  - pe baza datelor biografice ale betonului - s-a stabilit rezistența  $R_g^n$  pentru diferite vârste ale betonului ("x"-zile de la turnare).

În scopul dimensionării optime și a urmăririi comportării în timp a elementelor de rezistență din beton armat se impun "informații" din faza de execuție și apoi din exploatare asupra variației în timp a rezistenței și deformărilor betonului. Practica a arătat că rezistențele la încărcări ciclice sunt mult mai reduse decât rezistențele (luate în calcul) pentru încărcări statice de scurtă durată, iar deformările remanente influențează capacitatea portantă a structurii.

Măsurătorile efectuate "in situ" asupra elementelor din beton armat s-au efectuat la: 28; 180; 360 și 540 de zile de la turnarea betonului în elementul cercetat. Măsurătorile au fost efectuate în aceleași puncte și secțiuni ale elementului, făcându-se doar corecțiile impuse de factorul de maturitate al betonului și de temperatura exterioară la data încercării. La interpretarea rezultatelor s-a avut în vedere încărcarea elementului și în mod special numărul de

explozii care au fost efectuate între perioadele de încercare nedistructivă a betonului din elementele de construcții studiate.

În tabelul II.20 se prezintă rezultatele măsurărilor "in situ" privind rezistențele  $R_S^n$  (metoda combinată)/85/.

Tabelul II.20

Obiectul	Elementul	Rezistența $R_S^n$ la "x" zile				
		28	180	360	540	
Turnul de incalzire Structură susținere (B 300)	Stâlp	S 1	320	310	303	301
		S 8	333	316	310	305
		S 13	325	308	300	295
		S 15	315	307	295	290
		S 16	312	310	301	295
		S 18	320	320	310	305
		S 19	337	325	320	315
		S 20	345	330	325	310
		S 30	335	335	305	295
V G A Fundatie (B 200)	Secțiunea	1	255	257	222	220
		2	238	235	218	215
		3	240	238	220	215
		4	265	257	231	224
Acara gizt Fundatie (B 200)	Secțiunea	1	253	249	237	235
		2	250	245	233	223
		3	270	265	257	233
		4	270	262	241	212
Turbogenerator- tablier (B 400) (Subturnare)	Secțiunea	A- A	440	435	404	404
		B- B	460	432	413	410
		C- C	445	425	408	410
		D- D	435	420	402	405

Din analiza datelor prezentate în tabelul II.20, precum și a datelor obținute pe alte elemente din beton armat se reține:

-rezistențele la compresiune  $R_S^n$  (determinate prin metoda combinată) până la 180 de zile sunt apropiate de rezultatele obținute prin încercări distructive asupra probelor păstrate în aceleași condiții cu elementul (excepție încărcarea);



-rezistențele la compresiune " $R_s^n$ " (determinate prin metoda combinată) după 180 de zile (în special la 540 zile) prezintă o reducere față de valoarea preconizată în funcție de factorul de maturitate, reducere care este cu atât mai mare cu cât elementul a fost supus unui număr mai mare de vibrații din explozii repetate și la intervale de timp cât mai reduse.

Abaterile de la curba de creștere a rezistenței betonului în timp se datoresc în bună parte solicitării periodice a elementelor din beton armat la vibrațiile produse de explozii. Din măsurătorile efectuate s-a constatat că efectul vibrațiilor din explozii asupra rezistenței betonului se reduce cu creșterea perioadei de "repaus" dintre două explozii succesive. Aceasta se explică prin fenomenul de "autocimentare" a microfisurilor la betoane cu vârsta până la 180 zile, cât și prin descreșterea deformațiilor în acest interval de timp.

Efectul vibrațiilor din explozii asupra rezistențelor betonului din elementele de rezistență se poate asimila cu încărcări în trepte diferite de solicitări ciclice și comportarea la oboseală a betonului se apreciază după criteriul Palmgren - Miner /85/.

În baza datelor rezultate ca urmare a măsurătorilor "in situ" se constată că efectul vibrațiilor din explozii asigură o creștere cu până la 10% a rezistenței betonului la compresiune la 28 de zile față de betoanele neafectate de vibrații din explozie, numai dacă vibrațiile acționează în max. 2+6 ore de la turnare, având efecte similare cu revibrarea. După 10 ore de la turnare și până la atingerea a 85% din marca prescrisă (cca. 10 - 15 zile) s-a constatat că efectul vibrațiilor din explozii dăunează asupra calității betonului (apar deplasări tangențiale care conduc la apariția de fisuri foarte fine în masa betonului, din această cauză rezistența betonului se reduce în timp sau nu crește în limitele normale de exploatare).

Vibrațiile produse de explozii sunt acțiuni exterioare repetate, la intervale de timp nedeterminate, conducând la o solicitare complexă a betonului. Curba efort-deformație variază cu numărul de repetări ale acțiunii exterioare. Deformarea ireversibilă care se produce este determinată de

Formarea microfisurilor și a fisurilor în elementele de beton. Pe baza măsurătorilor "in situ" la elementele studiate s-a determinat modulul de elasticitate dinamic /85/:

$$E_d = 0,833 v^2 \frac{\rho a}{g} \quad (\text{daN/cm}^2)$$

În tabelul II.21 se prezintă variația în timp a modulului de elasticitate dinamic la principalele elemente studiate, utilizând formula de mai sus.

Tabelul II.21

Obiectul Elementul		Modulul de elasticitate dinamic "E <sub>d</sub> " de- terminat în funcție de viteza de propagare a undelor de impuls "v", la "x" zile de la turnare:			
		28	180	360	540
Turn de răci- re susținere (B 200)	S 1	381.947	377.141	372.933	371.914
	S 8	387.990	383.331	378.267	373.412
	S 13	384.396	379.221	376.022	375.216
	S 15	379.662	375.565	370.382	369.216
	S 16	378.198	377.140	375.045	375.020
	S 18	381.946	378.331	376.066	375.820
	S 19	389.812	384.396	381.003	380.920
	S 20	393.365	386.600	384.395	385.042
	S 30	388.969	388.828	384.395	384.312
	S 38	384.396	380.179	377.842	377.803
Pondăția VGA Secțiunea (B 200)	1	335.928	333.849	321.846	320.798
	2	325.454	324.945	324.804	323.441
	3	337.187	335.823	332.441	329.798
	4	352.845	348.065	341.185	340.276
Pondăție moară și st (B 200)	1	345.501	342.975	338.197	336.849
	2	343.631	340.486	337.512	335.588
	3	355.753	352.845	347.952	345.512
	4	355.754	352.008	347.821	346.027

Comparând datele din tabelul II.21 cu cele din tabelul II.20, rezultă o concordanță deplină între variația în timp a lui "R<sub>g</sub><sup>n</sup>" și a lui "E<sub>d</sub>", în funcție de efectul exploziilor asupra elementelor de construcție.

Cunoscând relația care există între modulul de elasticitate dinamic și modulul de elasticitate secant, valcarea medie a coeficientului "α" este în medie 1,079, ceea ce atestă că betoanele studiate prin metode nedistructive se încadrează în categoria betoanelor cu o comportare elastică, preparate cu agregate concusate și dozaje ridicate.

În calculul răspunsului dinamic al structurilor la efectul vibrațiilor produse de explozii, cunoașterea modulului de elasticitate dinamic real are o importanță deosebită.

În studiul complex al efectului vibrațiilor din explozii s-a impus și analiza defectoscopică a calității betonului prin:

- determinarea golurilor prin turnare;
- determinarea fisurilor și a adâncimii de fisurare.

Heterogenitatea compoziției betonului s-a resimțit în omogenitatea măsurărilor efectuate la fundațiile masive de utilaje tehnologice și mai puțin la stâlpii prefabricați de la turn rîcire.

Influența anizotropiei betonului s-a simțit în vecinătatea suprafețelor de contact a cofrajului, în special la colțurile fundațiilor masive de utilaje tehnologice și în zonele de colț a subturnărilor de la legătura dintre fundație și utilajului tehnologic.

În aceste zone se separă un beton cu fracțiuni fine de agregate și conținut ridicat de ciment datorită, în mod special, compactării insuficiente.

Aprecierea unor structuri din beton armat, care sunt supuse unor repetate scisme artificiale din explozii tehnologice prezintă un subiect de interes major în luarea deciziilor cât privește exploatarea în continuare a construcțiilor. Examinarea tradițională este cea vizuală, iar cea de fond este aplicarea metodelor nedistructive. În urma solicitării violente și complexe, la care se supune o structură din beton armat în timpul scismelor artificiale, rezultă un număr de elemente în care betonul a suferit degradări structurale datorită nivelului de solicitare a betonului. Metoda de încercare utilizată la elementele afectate este metoda ultrasonică de impuls, în tehnica de transmisie directă, iar când nu există posibilitatea de a alege direcția de propagare perpendiculară pe planul de fisurare se recomandă tehnica transmisiei diagonale. Principiul metodei se bazează pe modificarea timpului de propagare a impulsurilor ultrasonice, în zonele fisurate sau microfisurate, ca urmare a lungimii drumului parcurs de impuls între emițător și receptor prinocolirea fisurilor de către impulsuri.

Se calculează pentru fiecare punct viteza convențională (în linie dreaptă):  $V = L : T$ .

Se selectează pentru fiecare direcție de încercare primele 6 viteze în ordinea mărimii și cu acestea se calculează media superioară

$$V_{M, sup} = \frac{\sum v_i}{6}$$

Zonle degradate ( $V_D$ ) sunt cele care îndeplinesc condiția:  $V_D \leq 0,95 V_M$ .

Cu rezultatele rămase în afara zonelor stabilite ca degradate în prima etapă se calculează o medie generală.

$$V_I = \frac{\sum v_i}{n}$$

"n" - numărul punctelor care au intrat în calculul mediei generale

În a doua aproximație, se stabilește extinderea zonelor degradate cu ajutorul condiției:  $V_D \leq 0,9 V_I$ .

Pentru determinarea rezistenței betonului se utilizează metoda nedistructivă combinată SOMREB, bazată pe măsurarea vitezei de propagare longitudinală a impulsurilor ultrasonice și pe măsurarea înclului de recul cu sclerometrul Schmidt. Metoda oferă maximum de precizie, atunci când există epruvete sau carote și informații privind biografia betonului.

Această simultaneitate de tehnici de încercare a condus la calculul coeficienților totali de influență:

$$C_t = \frac{R_C^C}{R_C^R}$$

în care:  $R_C^C$  - rezistența cubică obținută la încercări nedistructive;

$R_C^R$  - rezistența betonului de referință pentru valorile mărimilor nedistructive efectiv măsurate

Analizând prin metode nedistructive comportarea betonului în timp la un număr mare de cicluri de solicitare seismică sub efectul exploziilor se constată o reducere a rezistenței la compresie și a modulului de elasticitate dinamic, datorită unor "deteriorări" în structura betonului, "deteriorări" care se acumulează în timp și care implicit reduc gradul de siguranță în exploatare.

II.6. Investigațiile teoretice și studiile experimentale la "scară naturală" privind efectul exploziilor tehnologice din cariera de șisturi bituminoase asupra rezervoarelor metalice de suprafață destinate stocării de păcură a condus la determinarea răspunsului seismic global și la stabilirea unor măsuri tehnice imperios necesare în exploatare.

Rezervorul metalic de 10.000 m.c. este amplasat pe un teren parțial de umplutură într-un inel de beton armat (fig. II.12).

În programul experimental rezervorul s-a umplut cu apă.

Rezervorul metalic în exploatare va fi afectat de efectul undelor seismice artificiale produse de explozii. Unda seismică străbate 4 - 5 formațiuni geologice cu rigidități seismice și litologice diferite /88/, ceea ce conduce la modificarea intensității seismice. Unda seismică în aceste medii anizotrope va avea efectul unui elipsoid orientat cu axa mare pe direcția structurii terenului. Amplasamentul s-a format din umpluturi compacte pe o zonă de stâncă nealterată (fig. II.12 a). Terenul astfel realizat se caracterizează printr-o componentă eterogenă, având proprietăți mecanice diferite. Fenomenele de multireflexe din suprafețele de discontinuitate, amplifică vibrațiile terenului către suprafață. Flexibilitatea terenului de fundare influențează mărirea perioadei construcției și repartizarea forțelor seismice.

Acțiunea undelor seismice artificiale generează presiuni dinamice la rezervoarele metalice de suprafață care conțin fluide cu suprafață liberă. Undele seismice din explozii imprimă o accelerație peretelui rezervorului. Fluidul de lângă perete este accelerat și exercită o presiune de impuls datorită acțiunii peretelui asupra fluidului, apar oscilații ale fluidului, iar accelerațiile produc asupra fluidului o presiune convectivă.

În baza documentării efectuate /88/ și a verificărilor efectuate prin măsurători "in situ" /73/, caracteristicile fundamentale de calcul sunt prezentate în tabelul II.22. Notațiile au următoarea semnificație:  $M_0$  - masa de fluid legată rigid;  $M_1$  - masa echivalentă de fluid ce poate avea o mișcare oscilatorie pe direcție orizontală;  $K_1$  - constan-



la elastică a mediului echivalent;  $a$  - accelerația orizontală a rezervorului;  $b$  - deplasarea masei echivalente în raport cu rezervorul;  $H$  - adâncimea fluidului în repaus;  $Z$  - cota de calcul a presiunii;  $T$  - perioada fundamentală a sistemului.

Presiunea de impuls este direct proporțională cu accelerația peretelui. Presiunea convectivă asupra peretelui și fundului rezervorului, a cărei amplitudine este direct proporțională cu amplitudinea oscilațiilor fluidului, reprezintă o sollicitare dinamică importantă.

Logistica de calcul (vezi tabelul II.22) constă în determinarea presiunii hidrodinamice pe pereții ( $p_p$ ) și fundul rezervorului ( $p_f$ ) prin includerea fenomenului de interacțiune /88/. Sub efectul undelor seismice, ansamblul fundație-rezervor fluid trece din starea de repaus în regim dinamic. Fundația și structura rezervorului vibrează, iar particulele de fluid în mișcare oscilatorie afectează starea de presiune interioară. Modelul discretizat (G.Honsner) introduce prin masa " $M_0$ " componenta de răspuns în accelerații, iar prin " $M_1$ " componenta de răspuns în deplasări.

Studiul experimental al comportării rezervorului metalic sub efectul exploziilor tehnologice s-a efectuat pe baza unui program special de cercetare/88/73/.

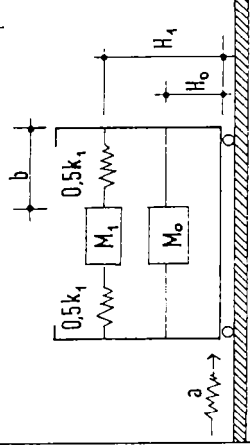
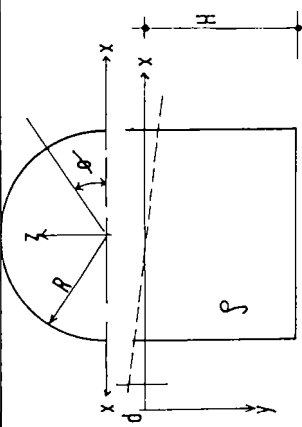
Schema amplasării punctelor de măsură este prezentată în figura II.13.

Aparatura utilizată:

- Stație seismică tip Portacorder RV 320 - Teledyne Geotech-SUA asociată cu geofon HS 10- Geo Space SUA;
- Accelerograf SMA - 1 - Kinematics SUA tip triaxial. Accelerograful a măsurat componente ale accelerațiilor: longitudinal (L); vertical (V) și transversal (T);
- Dose de presiune ( $D_{00}$  ;  $D'_{00}$ ; ... $D_{04}$ ;  $D'_{04}$ ; vezi figura II.13 b,c);
- Traductori electrotensometrici rezistivi (TER) ( $A_{D_0}$ ; ...;  $B_{D_0}$ ...;  $C_{30}$ ;  $C_{D_0}$ ...vezi fig.II.13 b,c)/88/73/.
- Măru de nivel hidrostatic și hidrodinamic.

CARACTERISTICI DE CALCUL TABELUL II.22.

SCHEMA



$$M_0 = M \frac{\text{th}(\sqrt{3} \frac{H}{R})}{\sqrt{3} \cdot \frac{R}{H}}; \quad M_1 = \frac{3}{5} M \frac{\text{th}(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R})}{\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R}}$$

$$k_{y1} = M_1 \frac{9}{H} \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R} \text{th} \left( \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R} \right); \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{M_1}{k_{y1}}}$$

$$H_0 = \frac{3}{8} H \left[ 1 + \alpha \left( \frac{\sqrt{3} \cdot \frac{R}{H}}{\text{th}(\sqrt{3} \cdot \frac{R}{H})} - 1 \right) \right]; \quad \alpha = 1,33; \quad \alpha = 0;$$

$$H_1 = H \left[ 1 - \frac{\text{ch}(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R}) - \beta}{\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R} \text{sh}(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R})} \right]; \quad \beta = 2; \quad \beta = 1;$$

$$P_p = a g H \left[ \frac{Y}{H} - \frac{1}{2} \left( \frac{Y}{H} \right)^2 \right] \sqrt{3} \text{th} \sqrt{3} \frac{R \cos \phi}{H} + b g R \frac{15}{16} \cdot \frac{k_1}{M_1} \left( 1 - \frac{\cos \phi^2}{3} - \frac{\sin \phi^2}{2} \right) \cos \phi \cdot \frac{\text{ch} \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H-Y}{R}}{\text{ch} \sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R}}$$

$$P_f = a g H \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{\text{sh}(\sqrt{3} \frac{X}{H})}{\text{ch} \sqrt{3} \frac{R}{H}} + b g R \cdot \frac{15}{16} \cdot \frac{k_1}{M_1} \left( \frac{X}{R} \right) \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{X}{R} \right)^2 - \frac{1}{2} \left( \frac{X}{R} \right)^3 \right] \frac{1}{\text{ch}(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{H}{R})}$$



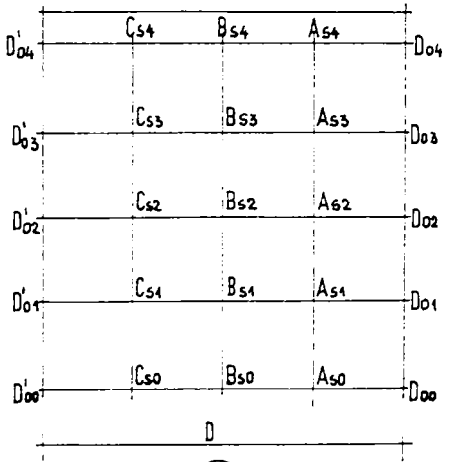
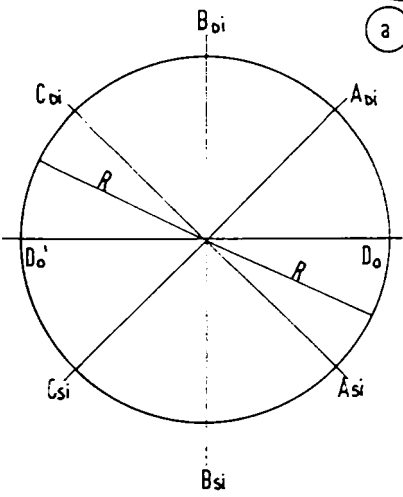
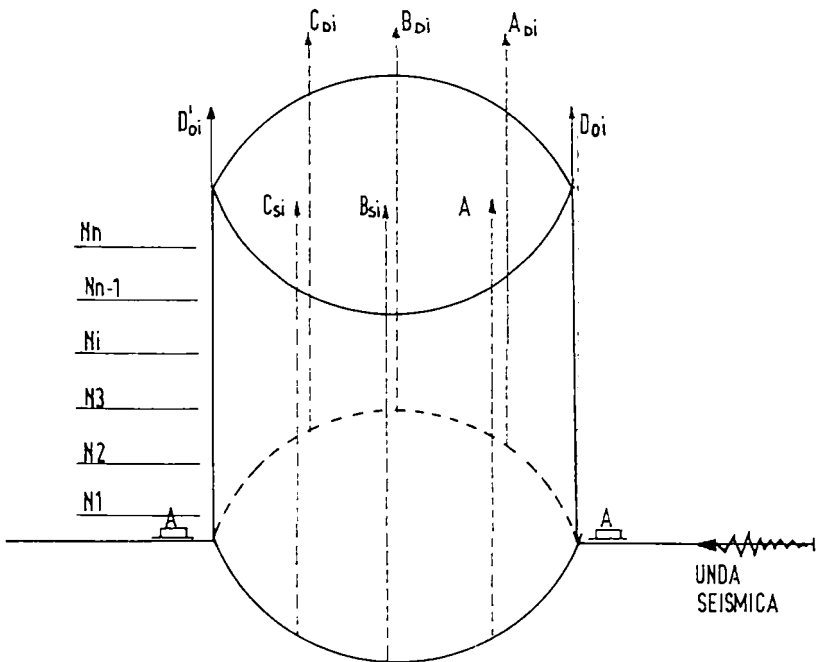


FIG. II.13.

Tasarea sub încărcare statică și dinamică s-a urmărit cu dispozitivul prezentat în figura II.14, amplasat pe contur în patru puncte echidistante.

Rezultatele tasărilor după cele trei faze de încărcare (0; 0,5 și IV) și după trei explozii consecutive cu încărcătura " $Q_{ex.}$ " (30 t) și distanța epicentrală ( $D = 1.000$  m) sunt prezentate în tabelul II.23.

Rezervoarele metalice de suprafață prezintă o mare sensibilitate la acțiunea undelor seismice din explozii, ca urmare a sollicitării dinamice induse de fluidul din interior. Comportarea rezervoarelor metalice supraterane sub efectul exploziilor s-a studiat prin: observații directe și măsurători pe construcție.

Observații directe:

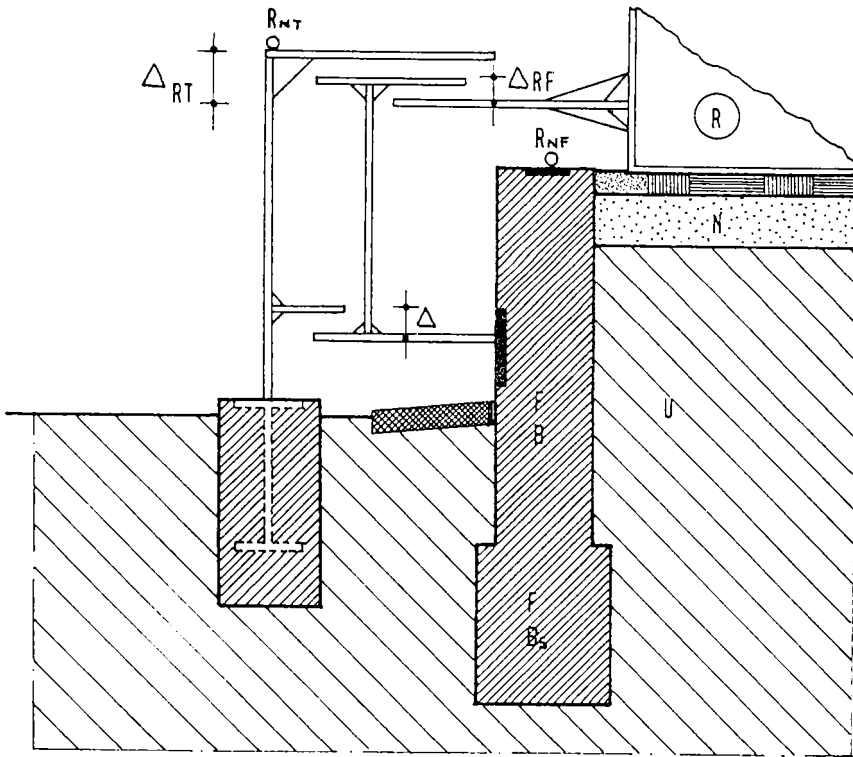
- Oscilația masei de fluid din rezervor, indusă de mișcarea terenului;
- Deplasarea rezervorului de pe fundație;
- Deplasarea pereților rezervorului.

Măsurătorile "in situ" privesc urmărirea comportării rezervorului în timpul exploziilor din carieră în 1981-1982, de diverse intensități seismice, înregistrând caracteristici dinamice.

Fundațiile prezintă mișcări diferențiate față de mișcarea terenului de fundare.

Procesarea accelerogramelor înregistrate în diverse faze tehnologice și de încărcare s-au efectuat la calculatorul IBM de la ISPH București, pentru componentele L; V; T; spectrul de viteză ( $S_v$ ); spectrul accelerației ( $S_a$ ) și spectrul deplasării ( $S_d$ ).

Caracteristicile dinamice au fost determinate teoretic și



TABELUL II.23.

$V_L$	0				0.5				1			
R	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
$\Delta_{RT}$	5	10	8	6	12	23	21	20	18	35	30	28
$\Delta_{FT}$	0	2	1	0	0	3	2	1	2	6	5	3

$\Delta_{RT}$   $\Delta_{FT}$  - mm

$R_{NT}$  - REPER NIVEL TEREN AMENAJAT

$R_{NF}$  - REPER NIVEL NIVEL FUNDARE

FIG. II.14.

experimental pentru diferite situații de umplere cu lichid (V; 0,75 V; 0,5 V; 0,25 V și 0).

- Perioadele proprii de oscilație ale ansamblului rezervor cu lichid ( $T_{RL}$ ) și ale lichidului care oscilează ( $T_L$ ) sunt prezentate în tabelul II.24 și figura II.15.

Tabelul II.24

Volumul de Lichid	$T_{RL}$ (s)		$T_L$ (s)		$T_L : T_{RL}$	
	Teo	Exp.	Teo	Exp.	Teo	Exp.
1 V	0,051	0,0525	1,5	1,52	29,41	28,95
0,75 V	0,0378	0,0389	1,63	1,59	43,12	40,87
0,50 V	0,0289	0,0283	1,70	1,65	58,82	58,30
0,25 V	0,0158	0,0163	2,15	2,05	136,08	125,77
0	0,0138	0,0143	-	-	-	-

Datele prezentate evidențiază concordanța între datele teoretice și experimentale, precum și comportarea distinctă a ansamblului rezervor - fluid, oscilând fiecare component cu perioada proprie. Perioada de oscilație proprie a fluidului depinde de densitatea aparentă, de gradul de vâscozitate. Cu cât fluidele sunt mai vâscoase cu atât perioada de oscilație proprie este mai redusă față de apă.

-Valul seismic se formează ca efect al balansării fluidului (fig.II.16 a) pentru exploziile care prezintă un maxim de răspuns în spectrul de răspuns al domeniului perioadei fundamentale a fluidului:

$$H_{vs} = 0,25 R \cdot k_s \cdot \eta_{ki} \cdot \beta_L$$

$$c_1 = 0,138 \frac{c_h(1,84 \frac{z}{R})}{c_h(1,84 \frac{H}{R})}; k_s; \eta_{ki}; \beta_L - \text{vezi } P_{100-90}$$

- Lunecările relative între rezervor și fundație au înregistrat valoarea maximă de 0,65 mm, la o accelerație de  $50 \text{ cm/s}^2$ . Nu sunt semnificative la volume de fluide mai mari de 0,35 V.

- Rezervorul are tendința de ridicare de pe fundație (fig.II.16 b), la volume de fluid mai mari de 0,45 V și pentru accelerații mai mari de  $80 \text{ cm/s}^2$ . Masa de fluid liber ( $M_1$ ) crește cu nivelul de fluid în rezervor, dar scade

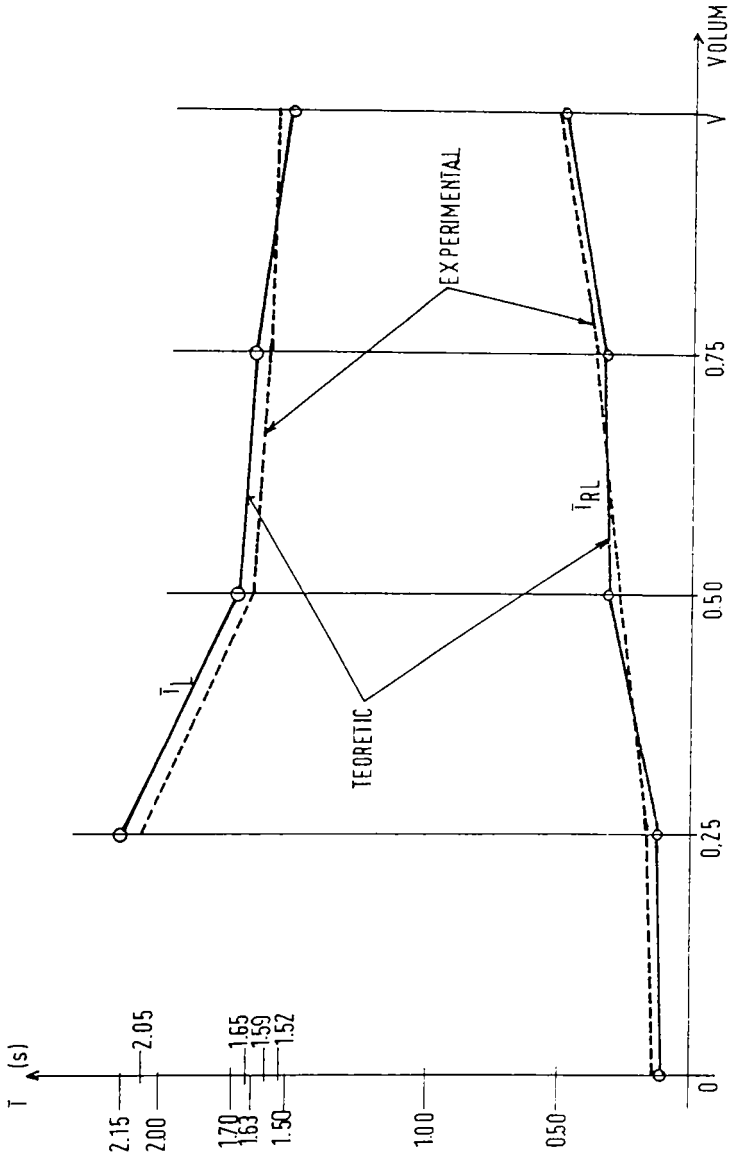


FIG. II. 15.

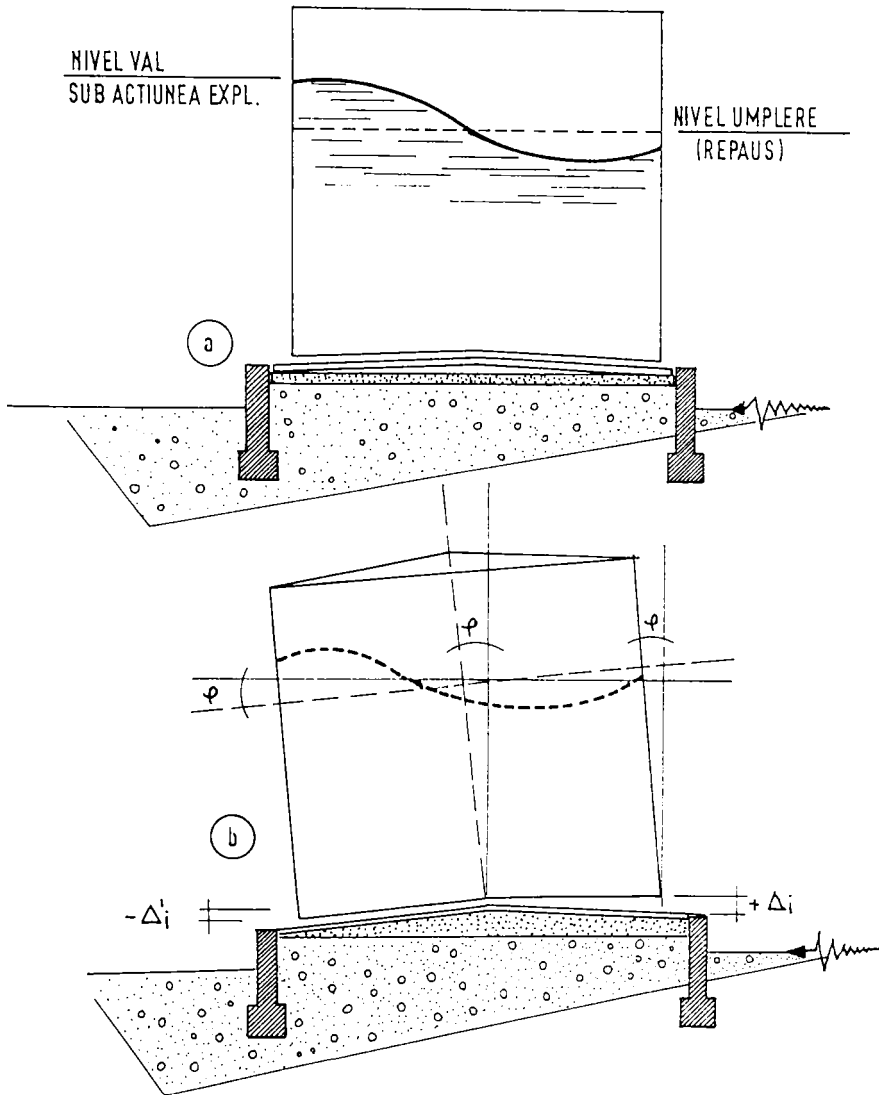


FIG. II. 16.

procentual față de masa totală. Balansarea lichidului se produce pe direcția de acțiune a undei seismice. La accelerația de  $80 \text{ cm/s}^2$  înclinarea maximă a rezervorului a fost de  $8^\circ$ . Inclinarea stabilizată după un ciclu de 10 explozii a fost de  $3^\circ$ .

- În timpul exploziilor, la interfața manta-lichid apar suprapresiuni, măsurate pe înălțime conform schemei din figura II-13. Suprapresiunile la interfața manta-fluid cresc în valoare absolută concomitent cu mărirea volumului fluidului din rezervor și a acțiunii seismice.

Determinarea pe cale experimentală a parametrilor caracteristici privind răspunsul seismic global conduce la o mai bună abordare a calculului seismic al rezervoarelor metalice de suprafață, la concluzii și recomandări:

- Ansamblul rezervor-fluid se comportă ca un corp comun, într-o gamă mare de frecvențe la componentele cu perioadă mică ale mișcării terenului;
- Ansamblul rezervor-fluid se comportă ca un sistem independent, la componentele cu perioadă mare ale mișcării terenului;
- Ansamblul rezervor-fluid, se comportă "mixt", în prima parte a acțiunii seismice se comportă ca un corp comun și în final ca un sistem independent;
- Comportarea nu este afectată de direcția de propagare a undelor seismice;
- Tendința de lunecare și de ridicare de pe fundație se limitează prin adâncirea cu max. 10 cm a rezervorului în interiorul incluzului de beton armat, asigurând pe circumferință un spațiu liber de 8-15 cm (umplut cu material elastic și hidrofug).

II.7. Exploziile din cariera de gisuri bituminos- se afectează scheletul metalic al construcțiilor industriale multietajate și elementele de închidere.

Rigiditatea în plan orizontal a scheletului metalic este relativ redusă, elementele fiind capabile de a prelua deformații plastice considerabile, constituind sisteme constructive rezistente la cutremur. Pe lângă scheletul metalic se execută și zidării din cărămidă eficientă, având rigiditatea mai mare decât scheletul metalic. Mărind rigiditatea sistemului constructiv, se asigură creșterea încălzirii seismice, aceasta distribuindu-se proporțional cu rigiditatea elemente-

lor componente. În schema de calcul analitic a construcțiilor pe schelet metalic, greutatea întregii construcții se consideră concentrată la nivelul plășelor. Din acest motiv, la nivelul plășelor s-au efectuat principalele măsurători "in situ".

Măsurătorile s-au efectuat pentru trei faze de execuție:

- schelet metalic terminat;
- schelet metalic și plangeu din beton armat terminat;
- schelet metalic, plangeu din beton armat și zidărie de umplutură - terminat.

În cazul scheletului metalic terminat s-au măsurat cu un vibrometru amplitudinile orizontale la stâlpii metalici (la 0,5 H<sub>0</sub> și la 0,2 H<sub>0</sub>), precum și amplitudinile verticale la grinzii și rigle (la 0,5 l și la 0,2 l, la ambele capete).

Rezultatele măsurătorii pentru încărcarea de Q = 50 t. TNT, respectiv Q = 60 t. TNT, la distanța epicentrală de 1.000 m, respectiv 1.500 m sunt prezentate în tabelul II.25. Din analiza rezultatelor se constată:

- amplitudinile sunt diferite pe lungime, respectiv înălțimea elementului;
- amplitudinile se modifică în raport cu rigiditatea îmbinării elementelor în nodurile limitrofe;
- amplitudinile se reduc în raport de creșterea momentului de inerție.

Aparatul "Vibrometer 1100 -NCAB" dispune de două sisteme de măsură selectabile între: 10 mm/s și 100 mm/s. Datorită acestor caracteristici de măsură, aparatul a fost foarte util în constatarea calității de execuție a îmbinărilor sudate la "Turn de capăt", "Electrofiltre"; "Corp intermediar"; etc.

În baza măsurătorilor și a observațiilor directe s-a constatat:

- construcțiile metalice cu îmbinări sudate, prezintă o viteză mare de stabilizare a deformațiilor din acțiunea seismică a exploziilor;

În cazul scheletului metalic și a plășei din beton armat terminat s-au efectuat măsurători "in situ" cu accelerograful SM 1 de tip triaxial cu frecvența proprie de 25 Hz, cu înregistrări fotografice pe film de 70 mm. Accelerograful a măsurat componente ale accelerațiilor vibrațiilor: longitudinal (L); vertical (V) și transversale (T) /36/. Prin înre-



TABELUL II.25.

OBIECTUL ELEMENTUL DE REZISTENTA	POZITIA	Q = 50t		Q = 60t	
		D.		D.	
		1000	1500	1000	1500
CORP INTERMEDIAR COTA + 15.00 ax 0-6	AMPLITUDINI MASURATE mm				
RIGLA ax 6 $\overline{BC}$	0.2l <sub>(B)</sub>	0.001	—	—	—
	0.2l <sub>(C)</sub>	0.004	0.002	0.002	—
	0.5l	0.002	0.005	0.007	0.004
STÂLP B6 $\uparrow$ 15	0.2H <sub>e</sub>	0.04	0.02	0.02	—
	0.5H <sub>e</sub>	0.07	0.06	0.06	0.05
STÂLP C6 $\uparrow$ 15	0.2H <sub>e</sub>	0.03	0.01	0.01	—
	0.5H <sub>e</sub>	0.06	0.04	0.05	0.03
TURN DE CAPAT COTA + 11.70	AMPLITUDINI MASURATE mm				
RIGLA ax 2 $\uparrow$ BC	0.2 (B)	0.005	0.004	0.003	0.001
	0.2l <sub>c</sub>	0.006	0.003	0.004	0.002
	0.5l	0.011	0.008	0.009	0.005
STÂLP B $\uparrow$ 2	0.2H <sub>e</sub>	0.05	0.04	0.03	0.04
	0.5H <sub>e</sub>	0.09	0.08	0.08	0.07
STÂLP C2 $\uparrow$	0.2H <sub>e</sub>	0.04	0.02	0.03	0.01
	0.5H <sub>e</sub>	0.08	0.06	0.07	0.05
H <sub>e</sub> - ÎNALTIMEA NIVELULUI l - DESCHIDERA LIBERA A RIGLEI					

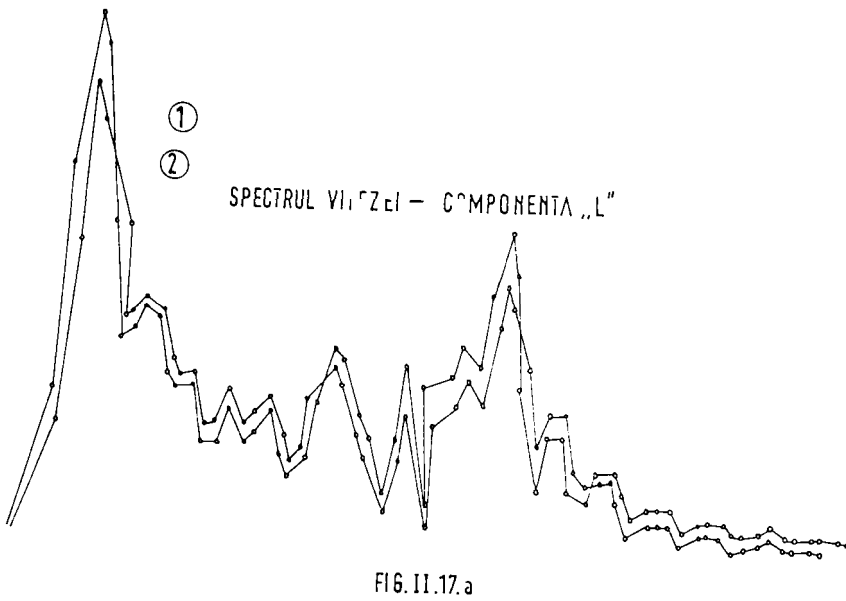
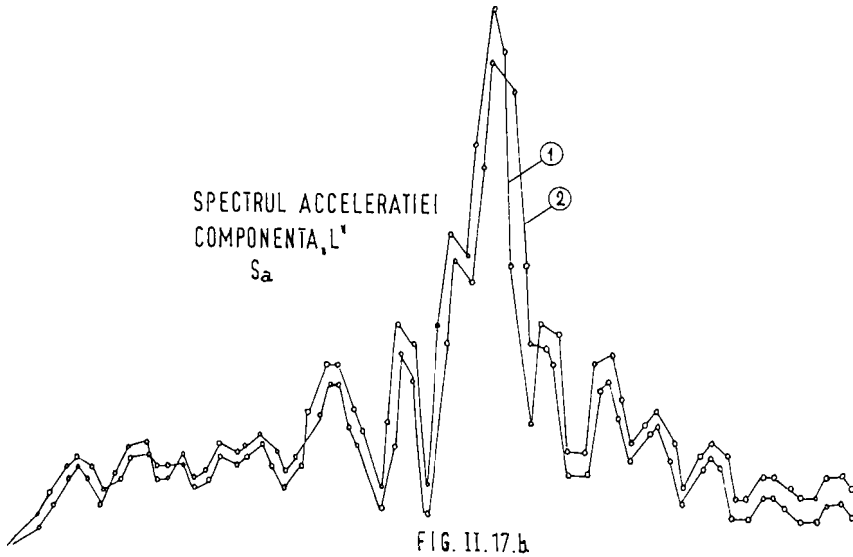
gistrarea accelerațiilor și deplasărilor dinamice s-a calculat spectrele de acțiune seismică și s-a efectuat analiza spectrală a vibrațiilor. Din datele prezentate și în tabelul II.26 se constată că exploziile când se efectuează peste limita de siguranță a distanței epicentrale ( $D \geq 800$  m), provoacă vibrații libere de mică amplitudine la structurile metalice cu îmbinări sudate.

În figura II.17 a,b, s-a reprezentat spectrul vitezelor ( $S_v$ ), al accelerațiilor ( $S_a$ ), determinate la structură pe bază de măsurători "in situ" efectuate la nivelul plangeelor din beton armat (suprabetonate) de la "Turn capăt" (2) și "Corp intermediar" (1). Prelucrul acceleroграмelor s-a efectuat la calculatorul de tip IBM prin grija ISPH București, pe baza unui program care ne asigură accelerația, viteza și deplasarea corectată, adică reală și spectrele Fourier ale mării (fig. II.17 ab reproduce datele calculatelor pentru o componentă "L").

Completarea studiului experimental s-a asigurat prin măsurarea deformațiilor dinamice cu traductoare electrotenso-metrice rezistive (TER), lipite cu adeziv special pe stâlpi și grinzi, protejate cu vopsea, legate la o punte tensometrică corectată cu un oscilograf. În acest mod s-a măsurat și deformațiile plangeelor comparate cu rezultatele obținute cu aparatură seismică sensibilă. Diferențele au fost în limita 5% - 20%, fapt nesemnificativ.

Determinarea eforturilor interioare în grinzile structurii metalice s-a efectuat cu ajutorul traductoarelor electrotenso-metrice rezistive (TER) tip 30 ma, cu înregistrări la puntea tensometrică și amplificator tip ORION - EMG 2352.

În baza măsurătorilor efectuate s-a constatat că deplasările și deformațiile din variații de temperatură modifică acceleroграма inițială, deci implicit spectrele seismice. /36/ Pornind de la această constatare s-a reținut în mod special înregistrarea comportării structurii metalice de susținere a cazăului de 520 t abur/oră. Datorită condițiilor de exploatare și în mod special a temperaturilor ridicate, structurile metalice își modifică în limite foarte largi rigiditatea. Efectul acestei modificări influențează caracteristicile dinamice ale structurii. În cazul construcțiilor metalice



înalte, perioada proprie fundamentală se dublează, fapt ce afectează comportarea la acțiuni seismice artificiale produse de explozii în carieră. Sub acest aspect se impune în timpul exploatării determinarea pe cale experimentală a caracteristicilor vibrațiilor proprii, pe baza unui program special. În baza măsurătorilor efectuate se constată că rigiditatea în plan orizontal a structurii metalice este relativ redusă. Ansamblul grinzi-rigle metalice și plăci prefabricate din beton armat monolitizate, suprabetonate, formează o "gălbă" inelabilă, asigurând un grad sporit de concurență a elementelor structurale. Aplicarea detaliului de execuție prezentat în figura II.18, constituie un element semnificativ care asigură îmbunătățirea comportării ansamblului structural la plângeu, variantă executată ca urmare a cercetării aplicative.

În cazul schelet metalic-plângeu - zidărie de cărămidă la pereții interiori, terminat, s-au efectuat măsurători "in situ" cu accelerograful SM 1 de tip triaxial montat direct pe plângeu, determinându-se: spectrul vitezelor ( $S_v$ ); al accelerațiilor ( $S_a$ ) și al deplasărilor ( $S_d$ ) /86/. Studiile au fost completate prin măsurători directe de vibrații pe elementele structurale (stâlpi, grinzi), utilizând un Combigraph NC-AB tip C.V.15. Pe baza măsurătorilor efectuate s-a stabilit decrementul logaritmice al amortizării, respectiv fracțiunea din amortizarea critică /86/87/. Cazurile studiate sunt prezentate în tabelul II.26.

Tabelul II.26

Poziția plângelui	Corp intermediar cota +15,00	Cazan cota +12,00	Turn capăt +11,70	Buncăr gîst +12,00
Decrementul logaritmice al amortizării " $\Delta$ "	0,2512	0,3768	0,3141	0,3142
Fracțiunea din amortizarea critică " $\eta$ "	0,04	0,06	0,05	0,05

Pe baza frecvențelor determinate la structurile metalice studiate ( $f_1$ , vezi și /78/) rezultatele corelate cu analiza

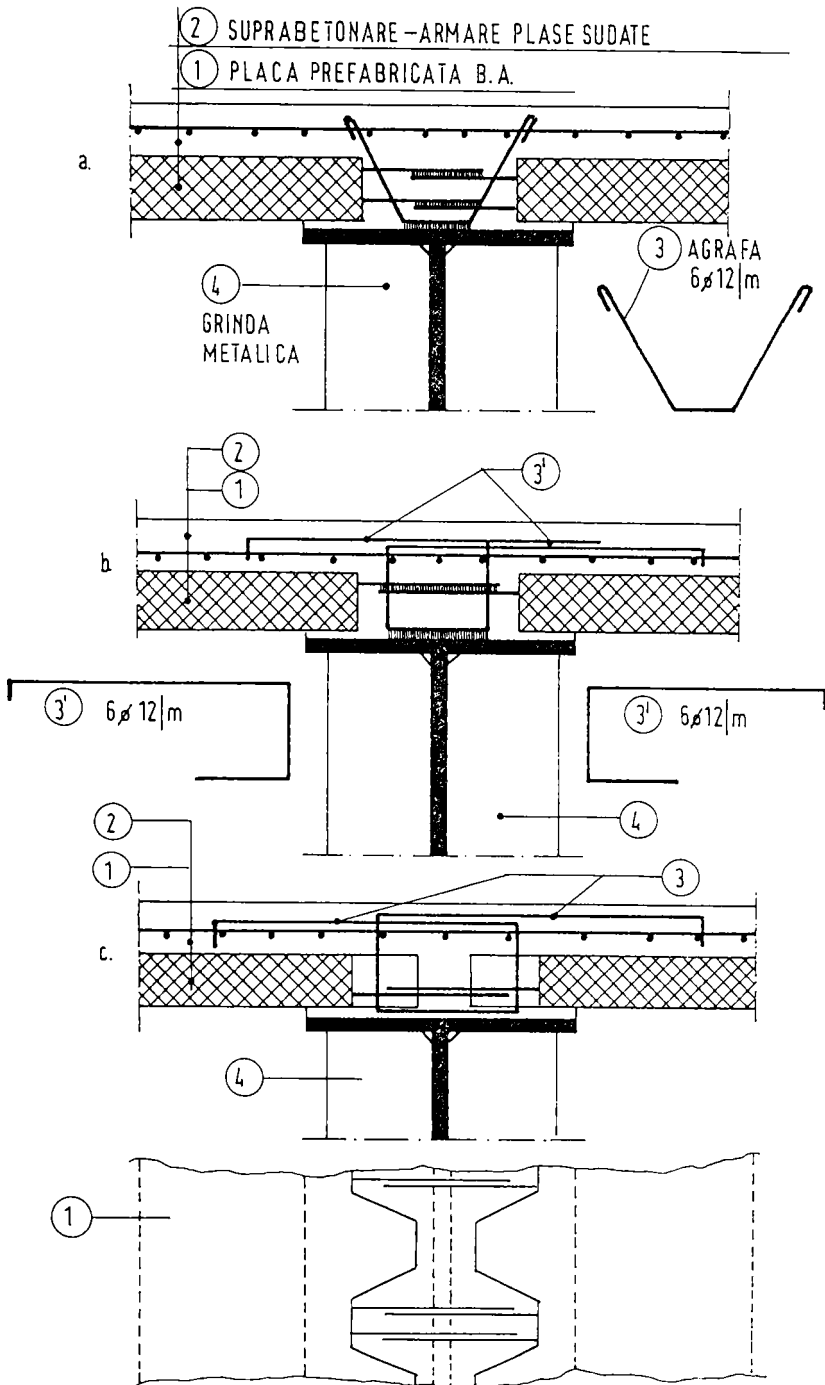


FIG. II. 18.

dinamică a fenomenelor vibratorii /86/ se prezintă orientativ perioadele fundamentale ( $T_1$ ) pentru cazurile studiate (tabelul II.27)/86/.

Tabelul II.27

Obiectul	Corp intermediar $H = 52,30$ m $n_t = 13$	Turn capăt $H = 60,5$ m $n_t = 16$	Buncăr $H = 41,00$ m $n_t = 10$
$f_1$	0,78219	0,65703	0,91743
$T_1$	1,312	1,522	1,091

Rezultatele prezentate în tabelul II.27 se încadrează în limitele calculului perioadei fundamentale ( $T_1$ ) cu formula Housner - Brady /86/.

$$T_1 = 0,5 \sqrt{n_t - 4} \quad (s)$$

$n$  - numărul de nivele;

$n_t$  - numărul mediu de nivele tehnologice.

$$n_t = \frac{H}{h_{i.min.}}$$

Energia de explozie se transformă în energie elastică, calorică, etc. O parte din energia produsă în sursă se propagă în mediul înconjurător sub formă de unde seismice.

Orientativ, energia radiată de explozii se calculează cu relația /87/:

$$E_{ex} = 2 \cdot \pi^3 \cdot D \cdot \rho \cdot v \cdot \left( \frac{a_p}{T} \right)^2 \cdot t_0$$

$D$  - distanța epicentrală

$\rho$  - densitatea rocii de bază

$v$  - viteza de propagare a undelor

$a_p$  - amplitudinea maximă măsurată pe elementul de construcție.

$T$  - perioada proprie fundamentală.

-Factorii principali care condiționează oscilațiile construcțiilor cu schelet metalic sunt deformațiile terenului, deformațiile din încovoire și undele de șoc aerian generate de explozii. În timpul exploziilor din cariera de gisuri bituminose, în afara deplasării terenului asupra construc-

țiilor acționează și suflul exploziei definit de mărimea presiunii și de durata impulsului presiunii, mărimi cu caracter tranzitoriu /87/. Unda de presiune datorită suflului exploziei se caracterizează printr-o creștere bruscă a presiunii mediei (faza suprapresiunii), urmată de o scădere în timp (faza destinderii). Schema de calcul operativ este prezentată în tabelul II.28./86/87/.

Din cercetările efectuate s-a constatat:

-Vibrații puternice la pereții din tablă cutată și chiar la ferestrele metalice, deoarece presiunea pe frontul undei de șoc crește brusc datorită formării undei de șoc reflectate. Valoarea suprapresiunii reflectate variază cu mărimea suprapresiunii incidente, cu impedanța mecanică a peretelui și cu unghiul de emergență al undei de șoc pe suprafața reflectată. Când unda de șoc cade normal pe suprafața peretelui, suprapresiunea reflectată este dublă și se determină cu formula /87/:

$$\Delta p_r = 2 \cdot sp_0 \cdot \frac{7 P_{atm.} + 4 sp_0}{7 P_{atm.} + sp_0} ;$$

$$sp_0 = 10^7 \left( \frac{Q}{10^8} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{400}{D} \right)^2 ;$$

$P_{atm.}$  - presiunea atmosferică.

Când valoarea " $sp_r$ " nu depășește  $12 \times 10^4$  dyn/cm<sup>2</sup>, nu apar deteriorări care să afecteze sistemul de prindere a peretelui din tablă cutată de riglele metalice ale scheletului de susținere. Când " $sp_r$ " depășește  $6 \times 10^4$  dyn/cm<sup>2</sup> - geamurile ardate de la ferestrele metalice ( sala TC ) apar fisuri și/sau crăpături.

Viteza de propagare a undei de șoc serione este mai mică decât viteza undei seismice prin roci. "Suflul exploziei" crează mișcări a maselor de aer, vânturi puternice care însoțesc unda de șoc.

Efectul presiunii produce de aceste vânturi puternice generează o presiune dinamică care suprasolicitează întreg ansamblul constructiv, dând efecte asemănătoare cu rafalele puternice.

TABELUL 2.28.

SUPRAPRESIUNEA MAXIMA $p_{s,max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{s,max} = p_a (1 + 0.338 \frac{q}{q_z})^2 g_v$
VITEZA UNDEI DE SOC $V_0$ ( $\frac{m}{s}$ )	$V_0 = 341 \sqrt{1 + 0.0857 p_{s,max}}$
SUPRAPRESIUNEA MAXIMA REFLECTATA $p_{r,max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{r,max} = p_{s,max} \left( 2 + \frac{6 p_{s,max}}{7 p_a + p_{s,max}} \right)$

$g_v$  - PRESIUNEA DINAMICA DE BAZA DIN VÂNT CONF. STAS 10101/78

+DIRECTIA VÂNTULUI EXPLOZIE

-DIRECTIA VÂNTULUI INVERS

TABELUL II.29.

DATE TEHNICE	TURN CAPAT COTA +56.50				CORP INTEREDIAR COTA +48.30			
	50		60		50		60	
$Q$ (t)	50		60		50		60	
$D^1$ (m)	1000	1500	1000	1500	1000	1500	1000	1500
$t_{ex}$ (°C)	+12°	+18°	+21°	+19°	+12°	+18°	+21°	+19°
$V_0$ ( $\frac{m}{s}$ ) *	985	1070	1080	1070	1060	1070	1080	1070
$p_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	100.2	101.3	101.8	101.6	100.4	101.4	101.9	101.6
$p_{s,max}$	102.76	103.17	104.69	103.47	102.96	103.27	104.79	103.47
$p_{r,max}$	285	286	290	287	285	286	290	287

\*1  $V_0$  - VITEZA MEDIEI DE SOC MASURATA EFECTIV LA SUPRAFATA CONSTRUCTIEI



Presiunea dinamică maximă se calculează cu formula: /87/:

$$P_{dmax.} = 3 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{Q}{10^8}\right)^{0,424} \cdot \left(\frac{500}{D}\right)^{1,272} \quad (\text{dym/cm}^2)$$

și durata fazei pozitive a presiunii dinamice cu formula:

$$t_{pd} = 2,25 \cdot 10^3 \cdot \sqrt[6]{Q} \cdot \sqrt{D} \quad (s)$$

Pe bază de măsurători "in situ" s-a înregistrat deplasări importante la riglele de susținere a pereților cazanului, de ordinul a 7-15 mm., sub efectul presiunii dinamice pentru explozii cu  $Q = 50 \dots 60$  t TNT și la distanțe epicentrale de 1000...1500 m. Presiunea dinamică influențează sistemul pendular al cazanului de 520 t.abur/oră când depășește  $27 \times 10^4$  dyn/cm<sup>2</sup>.

Măsurătorile "in situ" s-au efectuat pentru determinarea vitezei undei de șoc aerian ( $V_0$ ) cu ajutorul unui anemometru cu bandă înregistratoare. Rezultatele măsurărilor sunt prezentate în tabelul II.29.

Amplitudinile orizontale măsurate la riglele metalice care susțin panourile metalice termoizolante de la închiderile exterioare, sunt prezentate în tabelul II.30. Determinările pe bază de măsurători "in situ" au avut drept scop să completeze calculul analitic și să contribuie la elaborarea unor detalii de execuție, care să asigure o exploatare bună.

Elementele de rezistență a unei structuri metalice, trebuie să asigure o conformare spațială corespunzătoare, o capacitate sporită de absorbție a energiei indusă de acțiunea seismică din explozii.

În concepția structurii de rezistență din metal, trebuie avut în vedere interdependența dintre rezistența elementelor și ductilitatea lor, cunoscut fiind faptul că, creșterea rezistenței produce o micșorare a ductilității și invers. Rezistența și ductilitatea fiecărui element trebuie să fie comparabilă cu rezistența și ductilitatea de ansamblu a structurii. Rezerva de rezistență a structurii metalice la acțiuni din seisme artificiale se atribuie ductilității materialului care favorizează disiparea energiei, prin de-

TABELUL II.30.

DATE TEHNICE	TURN DE CAPAT COTA + 56.50		CORP INTERMEDIAR COTA + 48.30	
	50	60	50	60
$Q_{(t)}$				
$D'_{(m)}$	1000 1500	1000 1500	1000 1500	1000 1500
pr. max.	285 286	290 287	285 286	290 287
$\mathcal{S}_x$ mm	0.007 0.006	0.006 0.005	0.008 0.007	0.007 0.006

\*

\*  $\mathcal{S}_x$   
max- AMPLITUDINEA ORIZONTALA MAXIMA, mm măsurata la 0.5 l<sub>r</sub>

formații plastice a elementelor de rezistență. Structurile metalice au o ductilitate ridicată, iar disiparea energiei depinde de ductilitatea ansamblului structural cât și de tipurile de îmbinări între elementele de rezistență.

În baza studiilor și a măsurărilor efectuate, criteriile de bază la soluționarea îmbinărilor la structurile ductile antiseismice sunt următoarele:

-Capacitatea de rezistență a îmbinării nu trebuie să fie mai mică decât capacitatea maximă de rezistență a celui mai slab element din îmbinare, pentru a nu favoriza disiparea de energie printr-un mecanism care implică degradarea rezistenței și a rigidității la încărcări seismice în domeniul inelastic.

-Îmbinările trebuie să se comporte elastic la acțiunea seismică de intensitate moderată.

## CAPITOLUL III.

OBSERVAREA VIZUALA SI/SAU INSTRUMENTALA PRIVIND  
COMPORTAREA IN TIMP A CONSTRUCTIILOR.

Urmărirea comportării în timp a unui obiectiv presupune cunoaşterea caracteristicilor de bază, comportarea preconizată a elementelor sale şi toleranţele admisibile pentru variaţia principalelor parametri.

Urmărirea comportării în timp reprezintă în esenţă o continuă raportare a observaţiilor şi măsurărilor, "in situ" la caracteristicile de bază.

Culegerea unor date tehnice utile privind urmărirea comportării în timp a construcţiilor impune dotarea acestora cu aparatul de măsură şi control necesară la nivelul tehnicii actuale.

Interpretarea măsurărilor se face prin prelucrarea datelor:

- compararea datelor statistice cu datele din fişele de măsurători şi cu mărimile de control;
- analiza variaţiei în timp a parametrilor măsuŗaţi (tasuri; vibraţii; etc.)şi prognoza evoluţiei lor;
- corelaţii între diferite tipuri de măsurători;
- raportarea continuă a observaţiilor şi măsurărilor privind comportarea în timp la datele de proiectare prin instrumente matematice complete (programe);
- depistarea din timp a oricărui fenomen nedorit în exploatarea construcţiilor şi stabilirea operativă a unor soluţii de remediere;
- perfecţionarea proiectării prin apropierea ipotezelor şi datelor de calcul de modul real de solicitare şi comportare a construcţiilor.

În general criteriile actuale de apreciere a comportării în timp a construcţiilor au un caracter limitat, datorită domeniului limitat de aplicabilitate şi a unor condiţii impuse desfşurării încercărilor "in situ" pe elemente şi ansambluri

structurale.

Scopul urmăririi comportării în timp a construcțiilor este de a cunoaște aptitudinea lor pentru exploatare, atât sub aspectul siguranței, cât și al corespondenței cu condițiile de deformabilitate impuse de destinația ei.

Urmărirea comportării în timp a construcțiilor reprezintă activitatea sistematică de culegere și valorificare a datelor rezultate din observațiile și măsurătorile efectuate asupra unor fenomene și mărimi ce caracterizează aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor.

Obiectivul principal al comportării în timp a construcțiilor este constatarea apariției unor modificări dimensionale și deficiențe tehnice în raport cu nivelul parametrilor de calitate conform prescripțiilor tehnice.

Organizatoric - în România - activitatea de urmărire a comportării în timp a construcțiilor se desfășoară sub formă de:

- urmărire curentă sau permanentă;
- urmărire specială.

Experiența a demonstrat utilitatea acestor sisteme de urmărire în timp a construcțiilor și acumularea unui volum important de date tehnice valorificabile în proiectare, execuție și exploatare.

Dupunând de o bancă de date tehnice, se impune trecerea integrală la calculul pe calculator în scopul modelării comportării în exploatare a construcțiilor, ca rezultat a unui feed-back între ipotezele de calcul și comportarea reală. În fig. III.1 se prezintă unul din modelele de tratare a informațiilor privind comportarea în exploatare a construcțiilor, în cadrul unui sistem integrat proiectare - exploatare (exemplu aplicat de ISVE București la construcțiile energetice.)

Autorul a organizat și executat urmărirea comportării în timp a unui număr important de obiective, asigurând furnizarea unui volum important de date tehnice. Redăm în continuare cercetările aplicative efectuate de autor.

III.1. Prospecțiunile electrometrice au drept scop furnizarea unor caracteristici de bază asupra terenului de fundare pentru studiul tasărilor și în mod special detectarea unor lucrări subterane neidentificate prin studii "geo", pre-

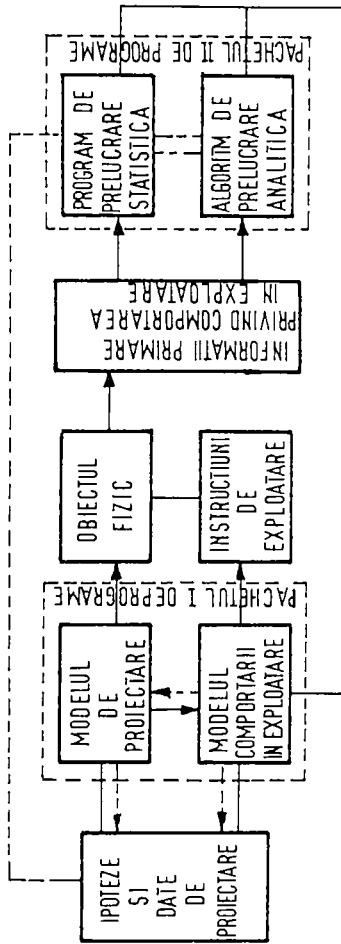


FIG.III.1. ORGANIZAREA TRATARIII INFORMATIEI PRIVIND COMPORTAREA  
IN EXPLOATARE A CONSTRUCTIILOR SPECIALE ENERGETICE.

zența unor goluri datorită carsturilor, precum și stabilirea gradului de fisurare al rocilor ca urmare a exploziilor repetate din zonă.

Amplasamentul supus studiului este situat la limita de sud a anticlinalului din M. Aninei, aparținând permianului și liasicului inferior. În cadrul permianului au fost puse în evidență o alternanță de roci formate din: microconglomerate cu elemente mari; gresii grosiere; gresii medii consolidate; gresii fine consolidate și gresii fine carbonatate. Liassicul inferior este reprezentat prin: microconglomeratul cuarțos, gresie grosieră cuarțoasă -micacee; gresie cuarțoasă -micacee; gresie fină argiloasă, intercalații de argilă. Greutatea specifică aparentă variază între 26.200-26.900 N/mc; porozitatea între 4,3% și 9,6%; iar rezistența la compresiune între 24,0 - 50 N/mm<sup>2</sup>.

Calcarele care urmează anticlinalului din partea de vest și este anticlinalului Anina, sunt carstificate și apele din precipitații ridică nivelul până la cote cuprinse între +510 m și +610 m. unde apar izbucnirile preaplin.

Din punctul de vedere al prospecțiunilor electrometrice terenul de fundare se comportă diferit după cum golurile și fisurile din rocă sunt pline cu aer, apă sau materiale fine și grosiere.

Prospecțiunile electrometrice s-au efectuat prin metoda sondeului electric vertical (SEV) și profilare electrică (PE).

Aparatul folosit pentru măsurarea rezistivității terenului de fundare: AF-72, de tip autocompresor și dispozitive cuadripol simetrice tip Schlumberger (AMNL).

Aparatura folosită în scopul studierii variantei laterale a rezistivității aparente la adâncime constantă este alcătuit din dispozitive de măsură: tip Wenner și tip gradient.

Rezistivitatea aparentă " $\bar{R}_a$ " se calculează cu formula:

$$\bar{R}_a = k \cdot \frac{\Delta V}{I}$$

$\Delta V$  - diferența de potențial;

I - intensitatea curentului electric;

K - constanta dispozitivului de măsură;

La metoda "SEV" distanța dintre electrozii de emisie s-a mărit progresiv pentru a măsura variația rezistivității cu

adâncimea, iar dispozitivele cuadripol AMNE cu linia AB maximă de 100 m. au fost orientate paralel și perpendicular față de lucrările subterane identificate la cota +650 m. (fig. III.2).

La metoda "PE" cu dispozitiv tip Wenner, deplasarea dispozitivului de dimensiuni constante  $AB : 3 = a = 10$  m. s-a efectuat de-a lungul profilului cu pasul de 5 m. Constanta dispozitivului este:  $K = 2 \cdot \sqrt{3} \cdot a = 62,8$  m.

La metoda "PE" cu dispozitiv tip gradient s-a folosit un dispozitiv cu linie de emisie fixă  $AB = 68$  m. și linie de emisie mobilă  $MN = 2$  m., iar pasul de deplasare 2 m.

În baza prospecțiunilor electrometrice s-a efectuat studiul de identificare a profilului longitudinal și transversal al lucrărilor subterane executate prin 1734, lucrări care afectează fundații de utilaje tehnologice și de construcții.

În baza măsurătorilor efectuate s-a întocmit harta de izorezistivități la cota +657 și +650 (fig. III.3).

Profilele "gradient" au evidențiat valori de rezistivitate minimă deasupra galeriilor (II la 20) și valori de minim local (II la 58) datorită unor roci relativ slabe (fig. III.4)

La profilul Wenner (fig. III.4) se constată valori minime de rezistivitate între 53 și 90 m.

Forajele de cercetare efectuate au evidențiat forma constantă a secțiunii galeriei ( $h = 2,5 - 3$  m și lățimea de bază  $l = 2,5 - 2,7$  m), zonele de prezență a apei și gradul de fisurare al rocii în mod special la "cheia" galeriei. Extinzându-se forajul și în afara profilului transversal al galeriei s-a constatat în unele zone roci cu fisuri de diverse dimensiuni.

Prospecțiunile electrometrice efectuate și forajele au pus în evidență:

- lucrări subterane cu caracter minier vechi de prospecțiuni sau de exploatare, stabilindu-se poziția în plan;
- fisuri în rocă;
- structura neomogenă a numeroase falii;
- efectul exploziilor din zonă asupra fisurilor din rocă și a lucrărilor subterane cu caracter minier, tendința de dezvoltare a fisurilor și de modificarea a formei geometrice a galeriilor;



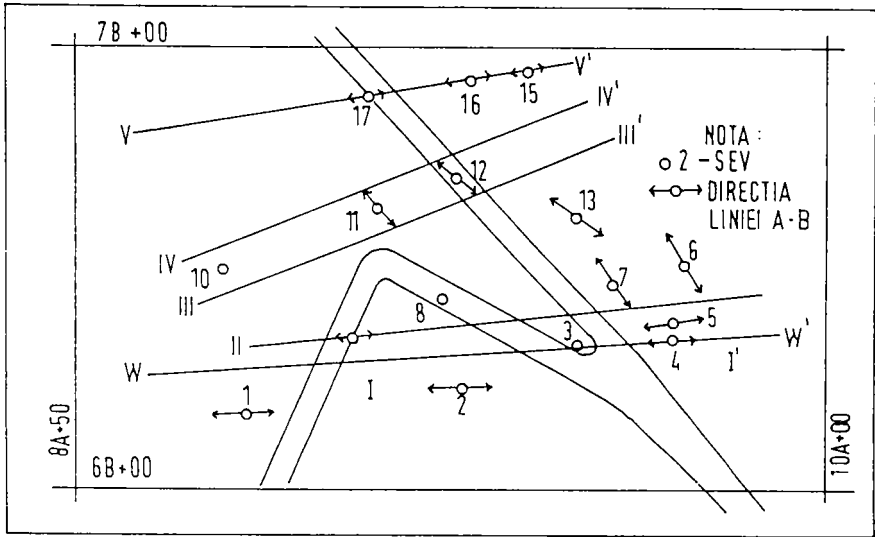


FIG. III. 2

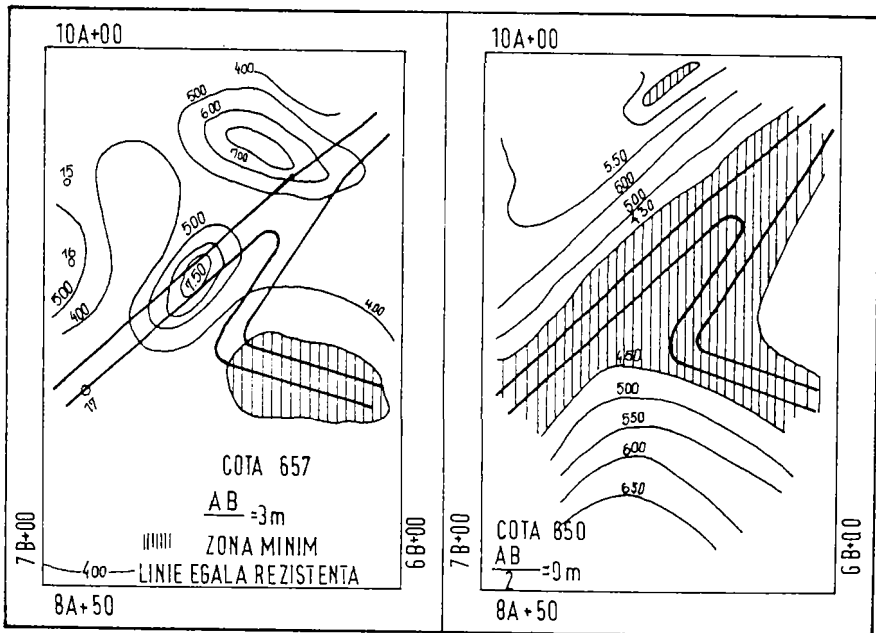


FIG. III. 3.

În scopul îmbunătățirii condițiilor de fundare s-au întreprins următoarele măsuri:

-Degajarea galeriei, curățirea de materialul surpat sau prăbușit;

-Limitarea cantității de exploziv atât pentru săparea gropilor pentru fundații cât și pentru lucrările din cariera de gisături bituminoase;

Consolidarea vechilor galerii miniere s-a efectuat prin două procedee /90/91/;

-plombarea galeriilor prin injecție în zona nedescoperată;

-umplerea cu betoane injectate a galeriilor din zone descoperite;

Plombarea galeriei s-a efectuat prin injecții în zonele unde diferența dintre cota terenului de fundare și cota interioră a bolții galeriei miniere este mai mare decât 1,5 m.

Pe traseul galeriei s-a executat foraje de injectare cu diametrul  $\emptyset$  300 mm., din 3 în 3 m., asigurându-se umplerea liberă cu pâlna de foraj cu M 100 (tip I) de la pompa de beton.

Pentru eliminarea aerului s-a montat în forajele executate țevi metalice de aerisire ( $\emptyset$  2").

Între forajele de umplere s-au executat din 1,0 m în 1,0 m foraje de injecție cu diametrul  $\emptyset$  150 mm, prin care s-a introdus mortar de injecție M 100 (tip II), în dozaj:  $1_c - 3_n - 1_x$  la presiunea de 3 atm. până la obținerea refusului.

Absorbția medie de mortar a fost de 6-12 t/foraj.

Absorbția medie de ciment a fost de 2-5 t/foraj.

Intervalul de timp între umplerea cu mortar tip I și II a fost în medie 5 zile.

Controlul umplerii galeriei s-a efectuat prin foraje auxiliare cu diametrul de  $\emptyset$  150 mm, în stânga și în dreapta forajelor de umplere ( $\emptyset$  300), la distanța de 3 m.

Controlul s-a efectuat cu mortar de ciment (1:1), absorbția medie de ciment fiind de 1,1 - 1,5 t/foraj, la presiunea maximă de 3,5 atm., până la obținerea refusului.

În perioada injectării cu mortar tip II și a injectării de control nu s-au efectuat explozii tehnologice în cariera de gis și nici la lucrările de săpături pentru construcții.

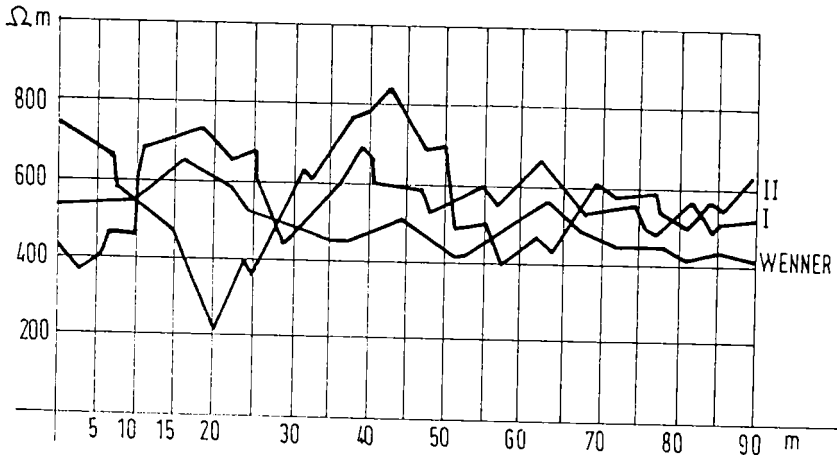


FIG. III. 4

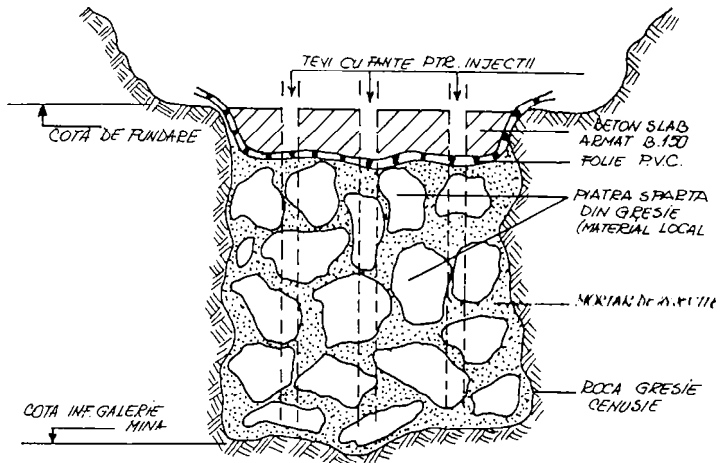


FIG. III. 5. SECȚIUNE TRANSVERSALĂ - GALERIE MINIERĂ UMPLUTĂ CU BETON INJECTAT.

Verificarea calității execuției s-a mai efectuat la cea l. un de la plombarca prin injecție, a galeriei, prin prospecțiuni electromecanice. Profilele transversale studiate pe lungimea galeriei, din 10 în 10 m., au demonstrat umplerea completă a galeriei.

-Datorită diferenței foarte mici dintre cota de fundare și cota interioară de boltă a galeriei miniere, prin proiectare s-a prevăzut decopertarea completă a zonelor afectate și de influență, precum și umplerea cu un material care să se încadreze în limitele unei presiuni convenționale de calcul de 1000-1200 KPa.

În baza unor cercetări aplicative pe șantier s-a trecut la valorificarea unor materiale locale (blocuri de piatră rezultată de la decopertarea galeriei miniere și cenușă de termocentrală, precum și nisip de concasaj) sub formă de betoane injectate pentru umplerea galeriei miniere din zona decopertată. Procedul tehnologic se caracterizează prin umplerea profilului galeriei miniere cu piatră spartă de dimensiuni mari (material inert), așezată într-o alegere preferențială a dimensiunilor pentru a reduce volumul de goluri la 25%-30% și asigurând completarea interspațiilor cu mortar de ciment. Schema tehnologică se prezintă sinoptic:

EXCAVAREA GALERIEI DE MINA	
SUPLAREA CU AER A PERETILOR ȘI CURĂȚAREA VETREI GALERIEI	
EXECUTAREA PLOURILOR DIN BETON Bc 75 LA 20 M DISTANȚA ÎN GROSIME VARIABILĂ 60-80 cm.	
AMPLASAREA VETREI SPARTĂ DIN GRESIE ROSIATICĂ ȘI CENUȘIE ÎN MARLE DE 150 mm LA 600 mm	Piatra spartă se spală sub jet de apă. Piatra spartă se așază la "liberă alegere" cu excavator cu greifer
INTI DERE CARTON BITUMINAT	Folie PVC (înlocuitor)
BETON SLAB ARMAT B 150 CU REȚEA Ø 6/30 cm.	Se lasă goluri de foraj Grosimea 10-15 cm. Cota suprafețelor = cota de fundare din proiect
FORAJ GOLURI PENTRU ÎNJEȚARE	
INJEȚARE CU MORTAR DE CEMENT SUB PRESIUNE, PRIN CONDUCTE CU FANTE	Ciment P <sub>43</sub> +cenușă de termocentrală+nisip de concasaj+aditiv de injecție.

Ritmul tehnologic a fost stabilit prin împărțirea profilului longitudinal al galeriei în tronsoane de 20 m., separate prin ploturi din beton simplu în scopul umplerii complete a interspațiilor cu mortar de ciment.

Aderența dintre piatra spartă și piatra de ciment constituie un factor important pentru rezistența la compresiune a betoncelor injectate. Suprafața rugoasă și neregulată a pietrei sparte asigură întrepătrunderea cu mortar de injecție. Rezistența la strivire pentru piatra spartă din gresie rogiatică și cenugie s-a determinat pe 59 probe de rocă (culese în timpul excavației din diverse zone și adâncimi), obținând o valoare medie de 150 MN/mp (valoarea minimă 93 MN/mp, valoarea maximă de 241 MN/mp).

Volumul de goluri a fost determinat de modul de așezare corectă a materialului inert.

Betonul slab armat (B 150) de la partea superioară, executat peste umplutura de piatră spartă, are drept scop să asigure: formarea unui ecran de rezistență a mortarului de injecție introdus sub presiune; nivelul constant al betonului de egalizare sub fundații; acces tehnologic.

Mortarul de injecție s-a preparat cu rețeta:

- ciment Pa 35. . . . . 2 părți
- cenugă de termocentrală . . . . . 1 - 1,5 părți
- nisip de concanaj . . . . . 2,5- 3,0 părți
- aditiv de injecție. . . . . 1% din cantitatea de ciment
- apă. . . . . până la amestecul fluid.

Volumul mortarului de injecție s-a stabilit în funcție de volumul de goluri rezultat din preasamblarea materialului inert, la care se mai adaugă un spor de până la +20%.

Mortarul de injecție se pompează sub presiune prin conducte cu fante (fig.III.5).

Controlul calității execuției și urmărirea comportării în timp a consolidării terenului de fundare s-a efectuat:

- prin măsurii geoelectrice, prin metoda rezistivităților;
- prin montarea de repere de tasare pe fundațiile independente de utilaje tehnologice și pe fundațiile clădirii;
- prin amplasare (prin foraj) a dozelor de presiune sub fundații;
- prin amplasarea (prin foraj) a geofonelor în vederea măsurării efectului exploziilor tehnologice.

Rezultatele măsurătorilor "in situ" pe durata numai a 3 ani (lucrarea s-a sistat în 1990) s-au încadrat în limitele prevederilor din proiect.

III.2. Gospodăria de păcură, lubrefianți și reacțivi din gara Anina (CT) Crivina) s-a anglosat pe o haldă constituită din mixte de cărbune, unde sunt posibile îmbibări cu păcură, motorină și uleiuri până la proporție de max.10%. In scopul creșterii gradului de siguranță în exploatare prin evitarea fenomenului de autoaprindere, s-au efectuat cercetări științifice pentru stabilirea măsurilor de prevenire a focurilor endogene în halda din mixte de cărbune.

Tendința de autoaprindere a mixtelor de cărbune se bazează pe proprietatea acestora de a reacționa cu oxigenul.

Stabilirea tendinței de autoaprindere pe probe prelevate din halde constituite din mixte de cărbune s-a determinat prin: metoda cu perhidrol; metoda derivatografică și verificarea la standul pilot de la Centrul de cercetări pentru securitate minieră din Petrogani (1985-1986).

Din rezultatele cercetării științifice se reține: /92/.

-Materialul din haldă are o compoziție neomogenă în ceea ce privește repartiția granulometrică a particolelor de cărbune, fără a prezenta tendința de autoaprindere;

-Comportarea materialului în stația pilot evidențiază posibilitatea apariției unor procese de autooxidare însoțite de creșteri de temperatură în zonele de aglomerare a particolelor de cărbune. La tratarea materialului din haldă cu 10% păcură nu s-a atins punctul critic, ceea ce demonstrează că păcura a peliculizat suprafața liberă a cărbunelui împiedicând procesul de oxidare. La tratarea materialului cu 10% motorină efectul de izolare este mai redus și are loc un proces de autooxidare în decursul căruia conținutul de CO înregistrează o creștere importantă, evidențiindu-se o tendință slabă de autoaprindere a particolelor de cărbune din materialul din haldă.

-Analiza structurală a materialului din haldă evidențiază cuiburi de cenușă și roci sterile calcinate, ceea ce atestă focuri subterane vechi și nu exclude posibilitatea apariției focurilor de haldă.

In baza cercetărilor efectuate, prevenirea focurilor en-

dogene și asigurarea siguranței în exploatare a sistemelor constructive și tehnologice s-a realizat prin:

- strat izolator din material incombustibil - nisip de concasaj (Maidan) - pe o grosime de cca.1 m;
- betonarea integrală a platformelor tehnologice în scopul prevenirii îmbibării stratului izolator cu materialele combustibile care se depozitează și îndepărtării eventualelor scurgeri sau acumulări prin spălare cu jeturi de apă.

Pentru formarea stratului izolator din material incombustibil s-a excavat pe o adâncime de 1,0 m din halda constituită din mixte de cărbune pe zona amplasamentului depozitului și s-a înlocuit cu nisip de carieră 0/3 compactat în straturi de 25....35 cm.grosime, cu cilindrii vibratorii.

Studii efectuate pe gantier:/93/.

-Determinarea caracteristicilor de comportare ale pernei de nisip (conform STAS 1913/13-75);

-Compresibilitatea ca urmare a compactării mecanice a pernei de nisip, caracterizată prin modulul de deformare liniară "E" s-a studiat în execuție conform STAS 8942-75. Presiunea de încărcare s-a luat echivalentă cu presiunea maximă rezultată din condiții de exploatare;

-Capacitatea portantă s-a studiat prin metoda "G<sub>1</sub>"/93/ (vezi și punctul III.3), determinându-se modulul de deformare liniară pe baza cărui s-a efectuat calculul terenului la starea limită de deformare;

-Greutatea volumetrică în stare uscată după compactare s-a realizat în limita a 16,5 - 17,5 KN/m.c.;

-Umiditatea optimă la compactare a fost în limita: 8%-10%

Urmărirea comportării în timp a mixtelor de cărbune de sub perna de nisip în zona de influență a fundațiilor cu încărcări importante s-a asigurat prin măsurarea periodică (pe durata a 5 ani, lunar) a variației temperaturii straturilor de mixte prin intermediul a 10 foraje de adâncime. Temperatura a variat în medie cu 2°C - 5°C în perioada iunie-septembrie și cu 3° - 8° în perioada septembrie - mai, după aplicarea încălzirii maxime de exploatare.

III.3. Realizarea unor construcții de importanță deosebită din punctul de vedere al încălzirii efective transmisă la terenul de fundare și prin limitarea tasărilor

la valori admisibile relativ reduse, pe amplasamente cu umpluturi stratificate de înălțimi variabile, impun măsuri speciale pentru determinarea caracteristicilor de bază ale terenului de fundare și urmărirea comportării în timp atât a umpluturilor cât și a construcțiilor.

Determinarea caracteristicilor de compactare ale umpluturilor de pe amplasamentul depozitului de gisț bituminos și de la rezervoarele de pământ (CTE Anina, 1982) s-a efectuat conform STAS 1913/13-73. Probele de argilă liasică inferioară-component de bază în materialul local de umplutură -, cu diametrul maxim al granulației de 30 mm., au fost recoltate din ficcare străt de umplutură (9 probe), la un carcu de 10 m. x 10 m. În figura III.6 s-a reprezentat poziția de recoltare a probelor și greutatea volumetrică în stare uscată.

În figura III.7 s-a reprezentat curba Proctor  $\gamma_d = f(W_i; I_p)$  de variație a greutății volumetrică în stare uscată în funcție de umiditatea de compactare.

Ambele determinări pentru terenul de fundare din umpluturi compacte de la rezervoarele metalice de suprafață de 10.000 m.c.

Compresibilitatea terenului ca urmare a compactării mecanice a umpluturii, caracterizată prin modulul de deformatibilitate liniară "B" s-a studiat în execuție conform STAS 8942/3-75 și rezultatele sunt prezentate în figura III.8. Presiunea de încărcare s-a luat echivalentă cu presiunea maximă rezultată din condițiile de exploatare.

Capacitatea portantă a terenului compactat mecanic s-a studiat prin metoda "G<sub>1</sub>" propusă de autor, (pentru umpluturile de la depozitul de gisț bituminos), determinându-se modulul de deformație liniară, pe baza căruia s-a efectuat calculul terenului la starea limită de deformație.

Metoda de lucru consta din:

- Nivelarea stratului de teren în suprafață de 3,5 x 3,5 m, fără abateri în plan orizontal (max.2 mm/m.);
- Amplasarea fundațiilor de încercare conform detelilor tehnice din figura III.9;
- Montarea dispozitivelor de susținere și a ceasurilor microcomparatoare;
- Măsurarea tasării din greutatea dispozitivului, timp de



COTA	$\alpha$ (grad)	L (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
656.10	27°	11.00	20.60	19.05
656.10	180°	5.00	22.40	20.70
656.10	267°	9.00	21.10	19.48
656.60	85°	12.00	21.10	20.30
656.60	153°	12.20	20.20	19.43
656.60	308°	13.60	21.40	20.59
656.70	87°	12.20	20.40	19.60
656.70	218°	12.80	20.10	19.29
656.70	328°	8.20	20.00	19.20
657.00	8°	13.00	23.40	22.49
657.00	134°	10.80	22.40	21.53
657.00	292°	9.60	23.00	22.10
657.35	45°	12.00	21.40	20.70
657.35	202°	11.80	21.10	20.40
657.35	341°	13.00	21.50	20.79
657.70	113°	13.80	22.20	22.50
657.70	228°	9.20	22.30	21.56
657.70	250°	14.40	22.40	21.66

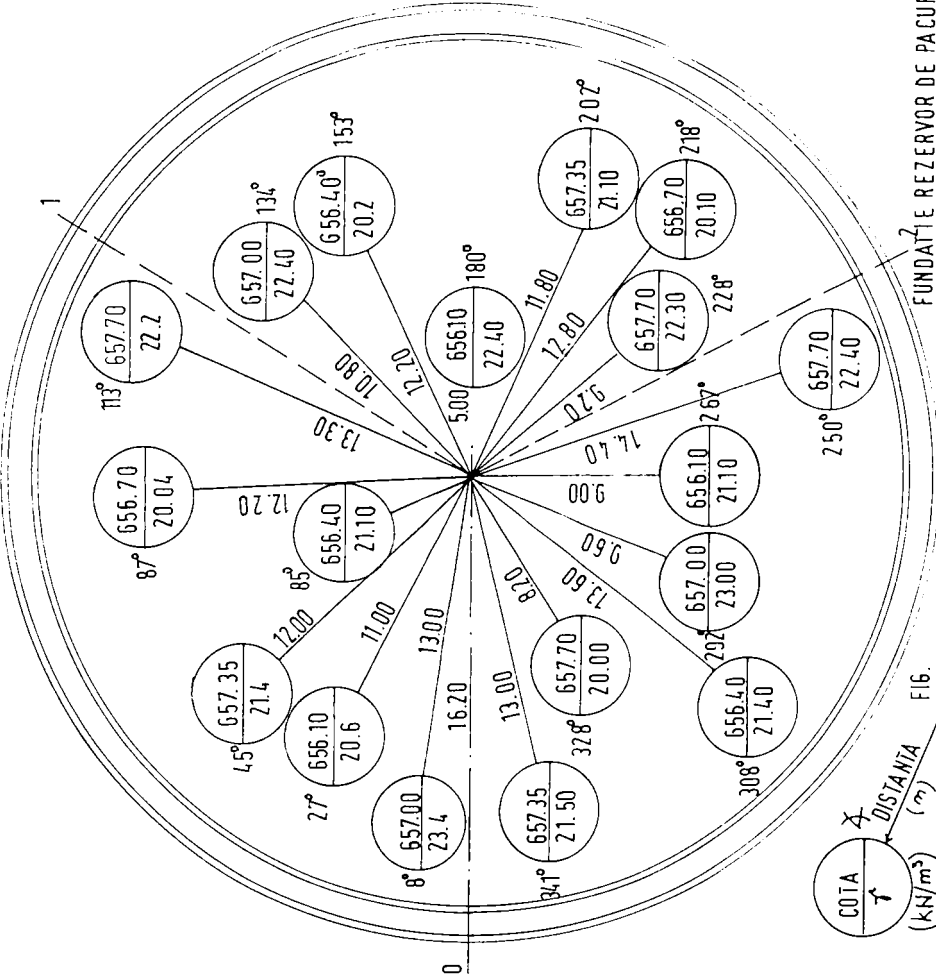
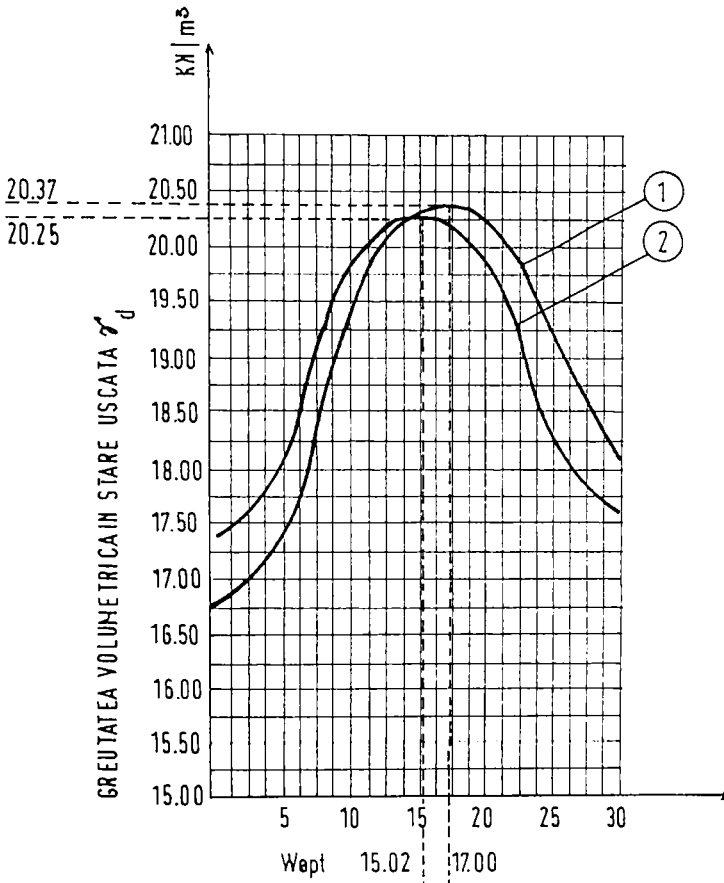


FIG. III.6.

FUNDATIE REZERVOR DE PACURA 10:000 (m²) R4



CARACTERISTICA	$U_m$	AMPLASAMENT	
		DEP. SIST. 1	COMB. LICHID 2
GREUTATE VOLUMETRICĂ ÎN STARE USCATĂ $\gamma_d$	$\frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$	20.37	20.25
UMIDITATE OPTIMĂ $W_{opt}$	%	17.00	15.02

FIG. III. 7.

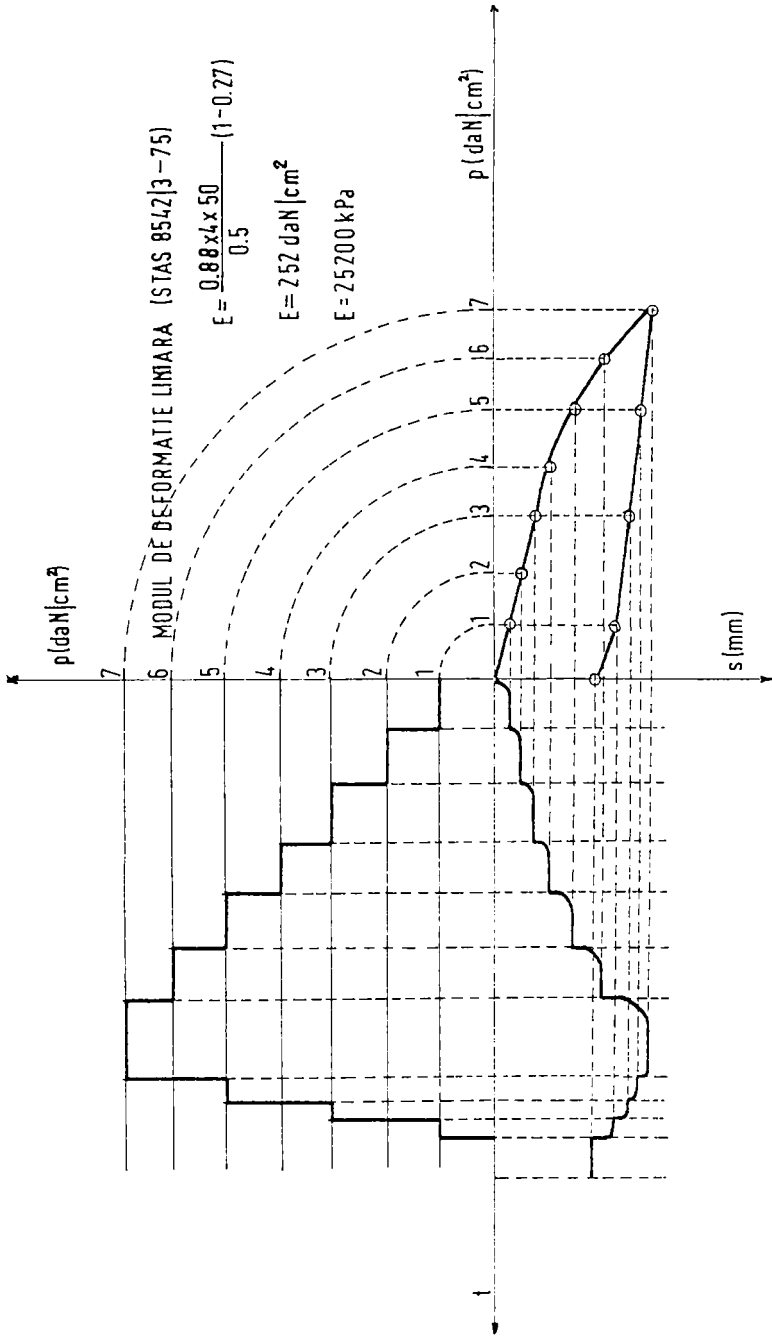
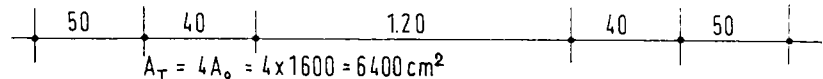
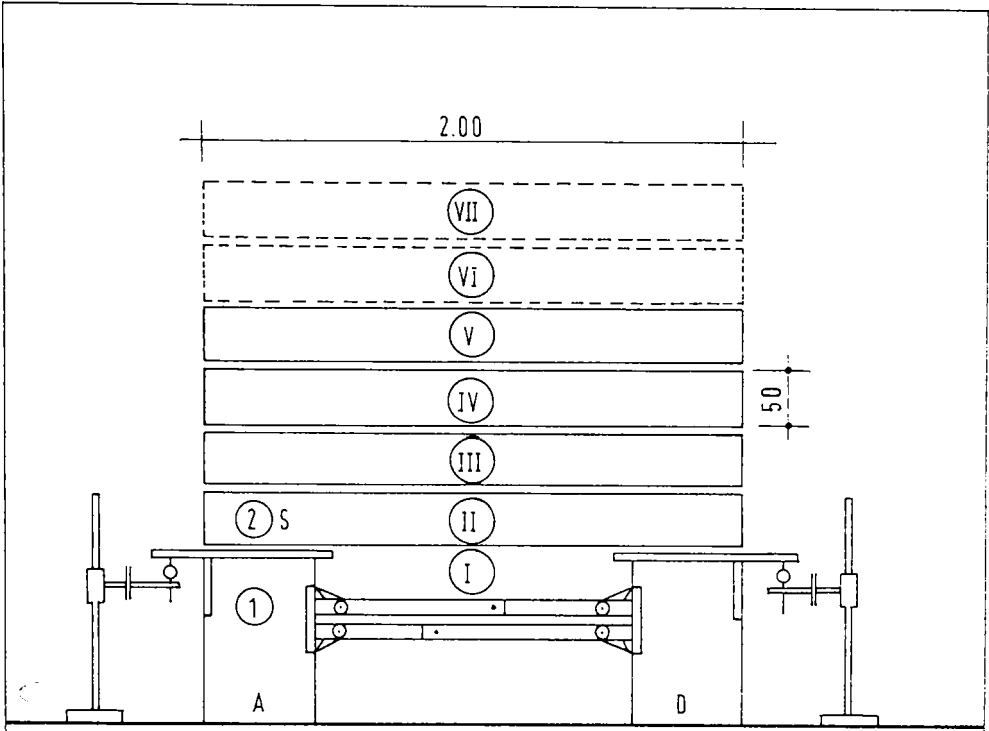


FIG. III. 8.



NR.FAZA	1	2	3	3'	4	4'	5	5'	6	6'	7	7'	7''	7'''	
COMPUNERE FAZE	G <sub>b</sub> +	I+II	2S	-S	3S	-S	4S	-S	5S	-S	6S	-S	6S	6S	
N <sub>i</sub> (t)	1.2	6.2	11.2	6.2	16.2	11.2	21.2	16.2	26.2	21.2	31.2	26.2	31.2	31.2	
0.25N <sub>i</sub> (t)	0.3	1.55	2.8	1.55	4.05	2.8	5.3	4.05	6.55	5.3	7.8	6.55	7.8	7.8	
$\frac{p}{daN/cm^2}$	0.19	0.97	1.75	0.97	2.53	1.75	3.31	2.53	4.09	3.31	4.88	4.09	4.88	4.88	
MASAREA S <sub>ij</sub> (cm <sup>2</sup> )	A	14	18	26	20	30	28	36	32	44	40	52	48	50	50
	B	10	12	20	14	24	22	32	26	38	36	46	42	44	44
	C	12	14	22	16	26	24	34	28	40	38	48	44	46	46
	D	8	10	18	12	22	20	30	24	38	34	46	42	44	44

FIG. III. 9.

24 ore, din 4 în 4 ore, notând tasarea pe fiecare element de fundație;

-Încărcarea și descărcarea în trepte. După fiecare încărcare se măsoară timp de 24 ore, din 4 în 4 ore tasarea maximă efectivă, pe fiecare element. La expirarea termenului de 24 ore se efectuează descărcarea, cu elementul încărcării anterioare și apoi se măsoară tasarea remanentă efectivă timp de 24 ore, din 4 în 4 ore. După descărcarea de la limita presiunii maxime rezultată din condițiile de exploatare se reîncarcă dispozitivul la presiune de încărcare efectivă și se continuă măsurarea tasării efective până când creșterea tasării a ajuns la intervalul a două citiri succesive de 0,1 mm. sau tasarea staționează timp de 48 ore, în condiții climatice constante.

-Descărcarea definitivă a dispozitivului și măsurarea tasării remanente, când  $p = 0$ .

În tabelul din figura III.9 se prezintă tasările efective măsurate în zona de amplasare a căii de rulare de la margina de vehiculat gisuri bituminose.

-Exploziile din coriera de gisuri bituminose - la o distanță de 100...1000 m. de depositul de gis și la 1500...2000 m de depositul de ca bustibil lichid - influențează gradul de compactare a umpluturilor/93/.

Componentele materialului de umplutură - granulații de la 0,3 la 600 (800) mm. și cu densități diferite - la accelerațiile solului sub efectul exploziilor, oscilează diferit, deci se imprimă deplasări diferențiate, ceea ce asigură o "agezare" gravitațională a granulelor generând efectul de "împănare". Din acest punct de vedere se reduce volumul de goluri din umplutură, fapt constatat prin creșterea greutateii volumetrice în stare uscată. Sub efectul de "agezare gravitațională" și de "împănare" a componentilor materialului de umplutură s-a constatat tasarea în timp a suprafeței terenului. Cu această ocazie s-a măsurat în primă fază tasări de 10-12 cm. pe suprafețe umplute cu 3 - 4 zile înainte de explozie, suprafețe de 300-400 m.p. După 5-6 explozii succesive tasarea suprafeței terenului s-a redus la 2-4 cm. S-a constatat că tasarea este cu atât mai mare cu cât granulația este mai neuniformă.

Tasarea terenului sub influența exploziilor expulzează apa din materialul local de umplură ( efect de slăbire a legăturilor structurale).

Sub efectul exploziilor s-a asigurat sporirea modulului de compresiune de la 18.000 la 26.000 KPa, în cazul depozitului de gîst bituminos.

Caracteristicile de compactare a umpluturilor de la depozitul de gîst bituminos au fost studiate la "cota finală" - parțială - a terasamentelor după efectuarea a 10 explozii în carieră, în zona de sub 500 m. față de locul de încercare. Măsurătorile au fost efectuate pe traseul căii de rulare a asfalții de vehiculat gîst, cu metoda "G<sub>1</sub>", determinîndu-se pentru fiecare poziție " bloc - diagrama tasărilor" (fig.III.10, pentru datele prezentate în tabelul din figura III.9).

Umplîrea tasării construcțiilor executate pe umpluturile compacte din zona gospodăriei de combustibil lichid s-a efectuat la rezervorul de 10.000 m.c. p cură, în perioade de execuție a încercărilor de probă. Măsurătorile au fost efectuate pe conturul exterior în patru puncte, (x;y;z;w) în perioada mai 1981 - martie 1982. Diagrama tasărilor este prezentată în fig.III.11.

III.4. În cazul fundațiilor de utilaje tehnologice de greutate mare și acțiune dinamică neuniformă în perioade de exploatare tasările neuniforme datorită deformațiilor terenului de fundare ating valori de la unu la zece centimetri./94/.

Condițiile de exploatare - conducte sub presiune, pericol de incendiu și explozie - impun limitarea tasărilor la maximum 3 cm., urînd ca aceste tasări să se producă pînă la intrarea în probe tehnologice.

Reducerea acestor tasări pînă la valorile minime recomandate de tehnologie, precum și de furnizorul utilajului este posibilă prin îmbunătățirea caracteristicilor de compresibilitate ale terenului de fundare, respectiv o intervenție asupra stării naturale. Autorul a aplicat în 1978 la "Azur" și "Detergenți" Timișoara, compactarea prin coloană de balast nisip și zgură de Hmedoara.

Coloanele au fost distribuite la distanțe egale în toate direcțiile (în colțurile unui triunghi echilateral) conform

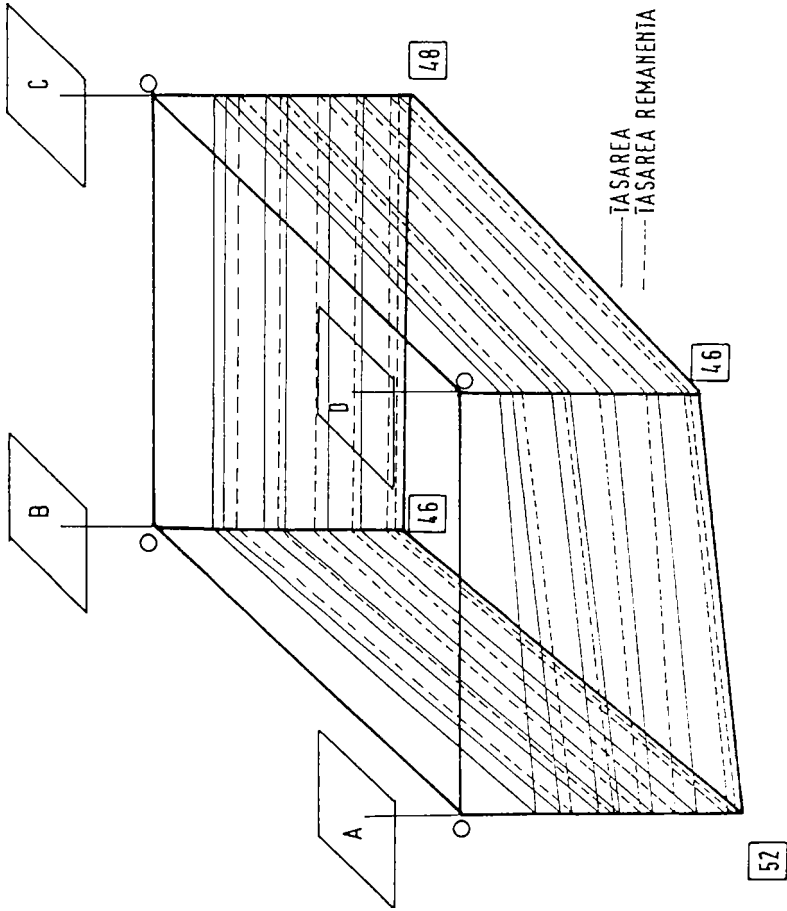


FIG. III. 10.

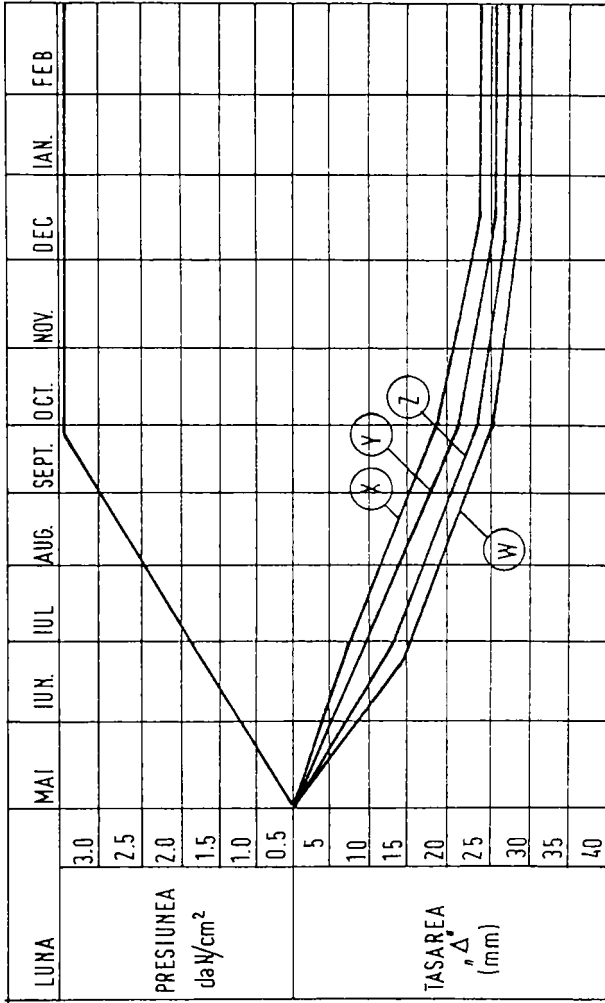


FIG. III 11



figurii III.12, în funcție :

-diametrul coloanei (d) sau diametrul zonei compactate (D), influențată de coloană;

-starea naturală a terenului ( $n_1\%$ );

-starea de îndesare la care trebuie să se aducă terenul în zona compactată prin influență ( $n_{1c}\%$ ).

Compactarea de adâncime la terenurile de fundare pentru utilaje tehnologice s-a realizat prin vibrare, asigurând înfîșurarea în pământ, cu ajutorul unui agregat de vibrare (AV P<sub>1</sub>) a unui tub metallic cu diametrul de 325 mm. Datele tehnologice caracteristice sunt prezentate în tabelul III.1.

Tabelul III.1

Materiulul de compactare	Diametrul tubului metallic	"Treapta" de extragere a tubului metallic	Timpul de vibrare
	mm.	cm.	sec.
Nisip	325	30	15
Balast	325	40	20
Argilă granulară	325	50	25

Dimensiunile suprafeței compactate cu coloane s-au stabilit astfel ca dimensiunile geometrice ale fundației izolate să fie depășite cu "2 b'" sau "d'<sub>f</sub>" (fig. III.13):

$$B' = b \cdot \gamma \geq 0,35b \quad \text{sau} \quad d'_f = d_f \cdot \gamma \geq 0,45d'_f$$

$\gamma$  - coeficientul de deformare laterală a stratului de pământ, determinat prin probe de laborator pe șantier:

$$\gamma = 0,35 \quad \text{pentru argilă nisipoasă.}$$

În mod experimental s-a determinat și coeficientul de deformare laterală " $\gamma$ " în cazul rezemării directe a fundației izolate, pentru:

-pernă de balast compactat:

$$h_{\min.} = 50 \text{ cm.}; \quad \gamma = 0,12.$$

-pernă de nisip compactat:

$$h_{\min.} = 50 \text{ cm.}; \quad \gamma = 0,20$$

Cota de fundare s-a stabilit sub nivelul platformei de bătăre a coloanelor:

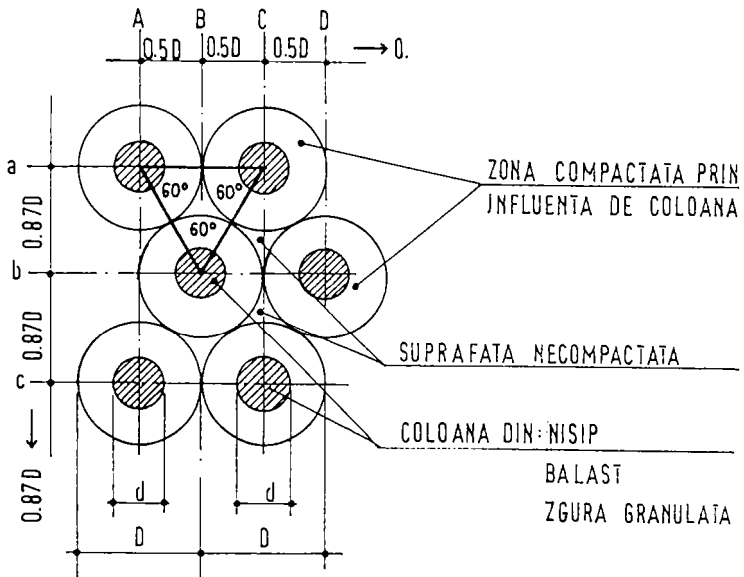


FIG. III 13

DISTRIBUTIA COLOANELOR DIN NISIP, BALAST SAU ZGURA GRANULATA

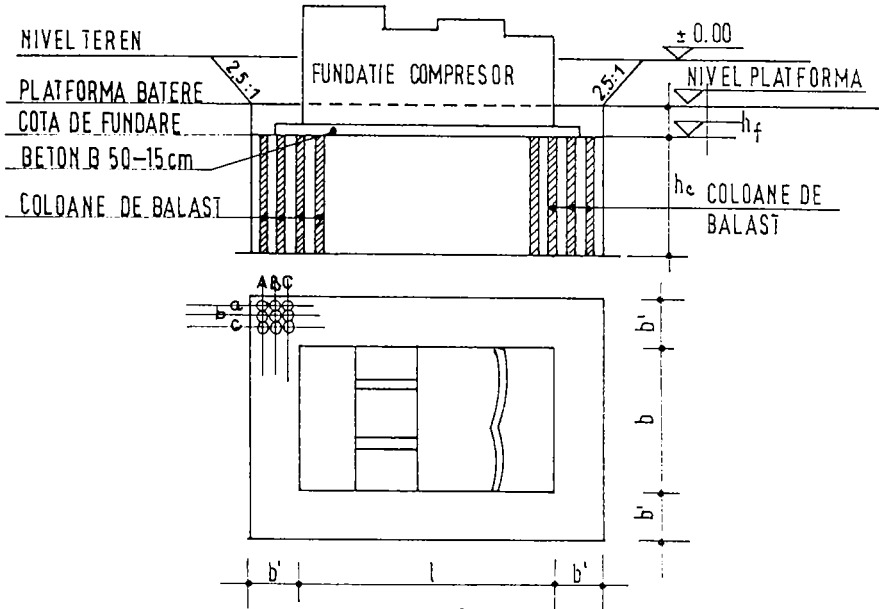


FIG. III. 13.a

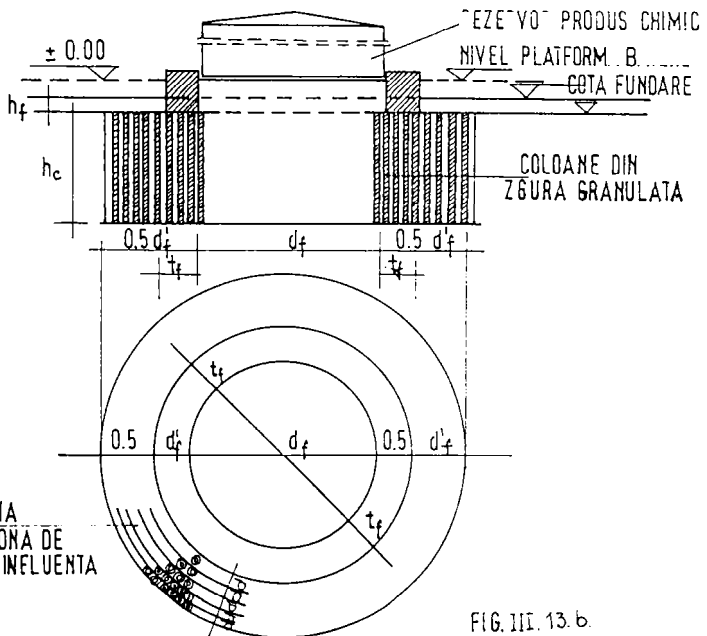


FIG. III. 13.b

$$h_F = h_c (1 - \mu) \geq 0,25 h_c$$

$h_c$  - înălțimea coloanei de consolidare;

$\mu$  - coeficientul de frecare pe talpa fundației, determinat prin încercări de teren

$\mu = 0,30$  pentru argilă nisipoasă;

În mod experimental s-a determinat și coeficientul de frecare pe talpa fundației izolate în cazul rezemării directe:

- perni de balast compactat:

$$h_{\min.} = 50 \text{ cm.}; \quad \mu = 0,85$$

- perni de nisip compactat:

$$h_{\min.} = 50 \text{ cm.}; \quad \mu = 0,80$$

Țiimpul de execuție a unei coloane: 30' - 55' (funcție de natura materialului).

Înainte de începerea extragerii tubului s-a lăsat vibro-generatorul în funcțiune până la 1 minut, pentru distrugerea forțelor de frecare dintre tub și teren, precum și pentru sporirea gradului de compactare.

Cercetarea terenului în faza inițială și finală s-a efectuat cu penetrări dinamice cu con până la 7,0 m.

În fig.III.14 se prezintă:

- diagrama medie a penetrării inițiale ( $P_1$ );
- diagrama medie a penetrării finale în cazul coloanelor ( $P_2$ );
- diagrama medie a penetrărilor finale în spațiul dintre coloane ( $P_3$ ).

În baza cercetărilor din teren și analizelor efectuate (pe amplasamentul fundațiilor de utilități tehnologice) a rezultat:

- Diagrama penetrărilor în faza inițială a terenului ( $P_1$ ) prezintă o rezistență slabă până la cote -4,50 m., sub 10 lovituri necesare unei pătrunderi de 10 cm. a vârfului conic al penetrometrului;
- Diagrama penetrărilor în faza finală a terenului ( $P_2$ ) sau ( $P_3$ ) evidențiază creșterea rezistenței în stratul de nisip galben-cafeniu și nisip fin;
- Diagrama penetrărilor în faza finală a terenului ( $P_{2B}$ ;  $P_{2Z}$ ; sau  $P_{3B}$ ;  $P_{3Z}$ ) evidențiază realizarea unei compactități mai bune datorită granulozității continue și a indicelui de compresibilitate.
- În timp, la coloanele din Zgură s-a constatat creșterea gradu-

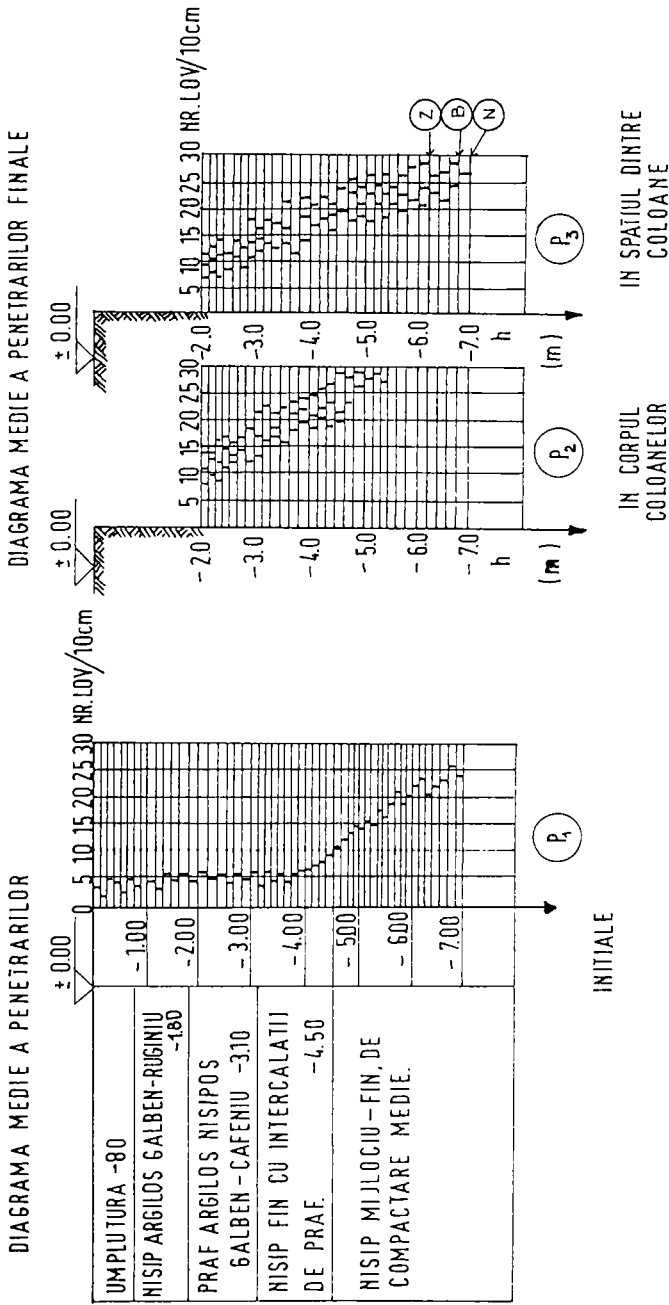


FIG. III. 14.

lui de rezistență în corpul coloanei, datorită proprietăților ei purolonice.

III.5. Măsurarea parametrilor caracteristici comportării dinamice a construcțiilor prezintă unele particularități. Pentru comportarea dinamică a unei construcții, mărimile cele mai importante sunt: deplasările dinamice, vitezele și accelerațiile. În cazul fundațiilor pentru utilaje tehnologice s-a urmărit și studiat deformațiile produse la diferite stadii de exploatare.

Măsurarea deformațiilor în regim de încărcare dinamică s-a efectuat cu traductoare electrotensiometrice rezistive (similare cu cele utilizate pentru măsurări statice) și folosind puntea tensometrică Brüel Kjaer (Danemarca).

Frecvențele și durațiile utilajelor tehnologice au fost cunoscute din cartea tehnică a utilajului.

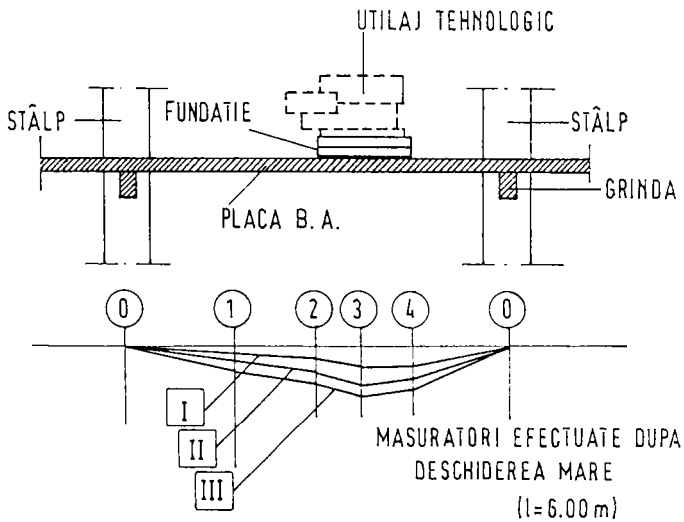
Verificarea periodică a frecvențelor și durațiilor pentru utilajele tehnologice s-a efectuat cu oscilograful catodic, respectiv tahometru electric.

Comportarea unei fundații supuse încărcărilor dinamice se caracterizează prin apariția unor deplasări și solicitări care variază sensibil în intervale de timp, în funcție de: modulul de elasticitate dinamic (la fundație; teren de fundare); caracteristicile de amortizare; rezistențele la solicitări dinamice (la fundație; teren de fundare).

Comportarea "in situ" a fundațiilor de utilaje tehnologice s-a studiat pentru cazurile specifice din industria chimică ("Solventul"; "Azur"; "Detergenți" Timișoara, 1975-1980)/95/ privind:

- Utilajul tehnologic este amplasat pe plangeul din beton armat, prin intermediul unei fundații speciale (fig. III.15);
- Utilajul tehnologic este amplasat pe plangeul din beton armat, cu gol tehnologic, prin intermediul unei fundații de contur și grinzi de rețenire (fig. III.16);
- Utilajul tehnologic este amplasat pe o fundație izolată (fig. III.17);
- Utilajul tehnologic este amplasat pe un cadru spațial, independent (fig. III.18).

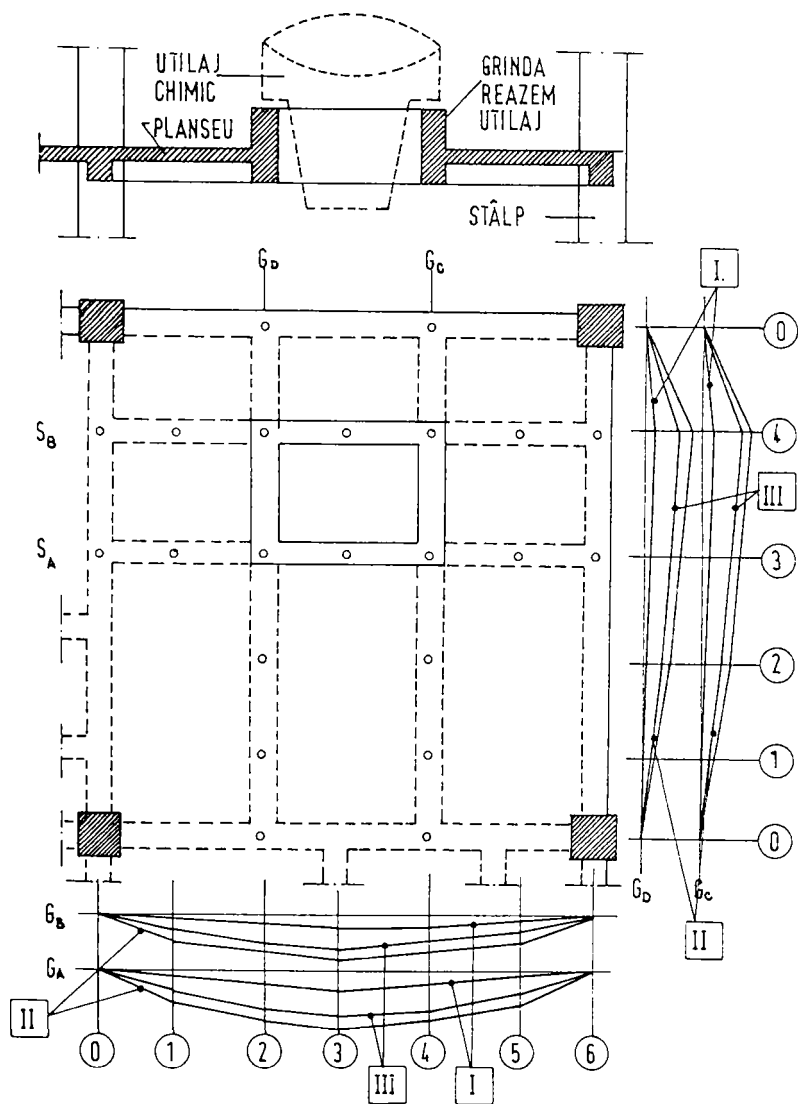
În baza măsurărilor și cercetărilor efectuate se prezintă mărimea deplasărilor pentru diverse etape tehnologice, precum



- I. UTILAJ IN RODAJ FARA SARCINA TEHNOLOGICA
- II. UTILAJ IN EXPLOATARE, LA PORNIRE (30-40 sec.)
- III. UTILAJ IN EXPLOATARE, TURATIA DE REGIM.

VARIATIA DEPLASARILOR LA PLACA DE BETON ARMAT CU FUNDATIE  
PENTRU UTILAJ TEHNOLOGIC.

FIG. II. 15



VARIATIA DEPLASARILOR LA GRINZILE DE REZEMARE A UTILAJULUI TEHNOLOGIC

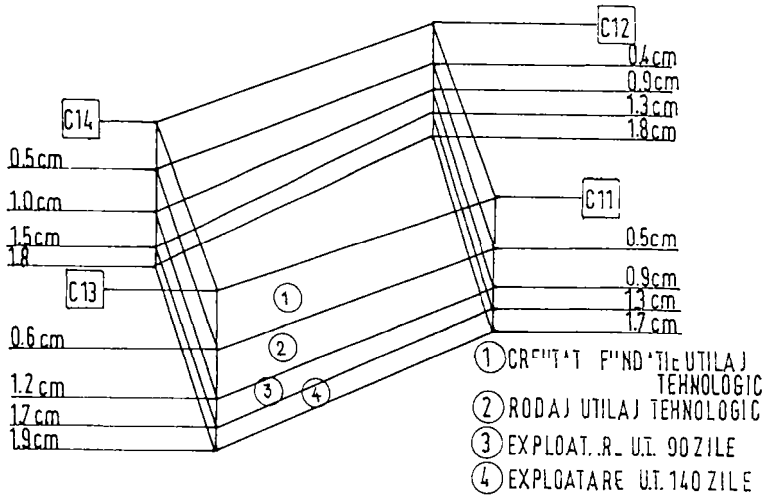
I. UTILAJ IN RODAJ FARA SARCINA.

II. UTILAJ IN EXPLOATARE, 30-40sec. LA PORNIRE

III. UTILAJ IN EXPLOATARE, TURATIA DE REGIM

FIG.III. 16





BLOCDIAGRAMA TASARILOR FUNDATIEI COMPRESORULUI

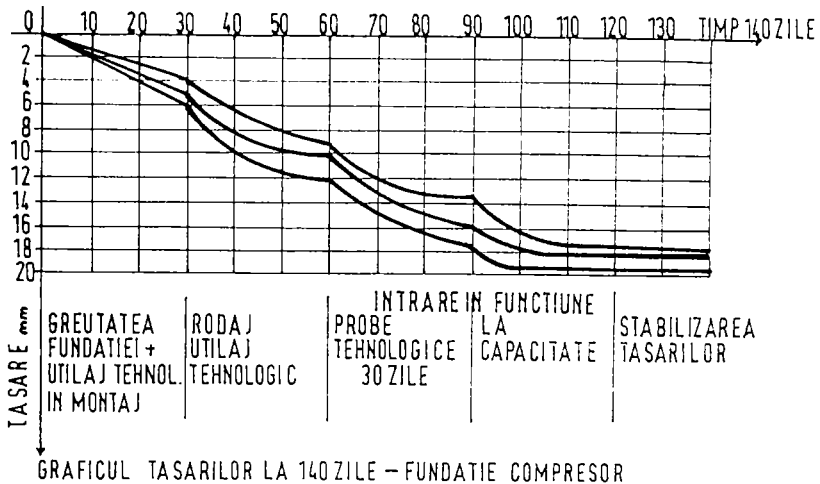
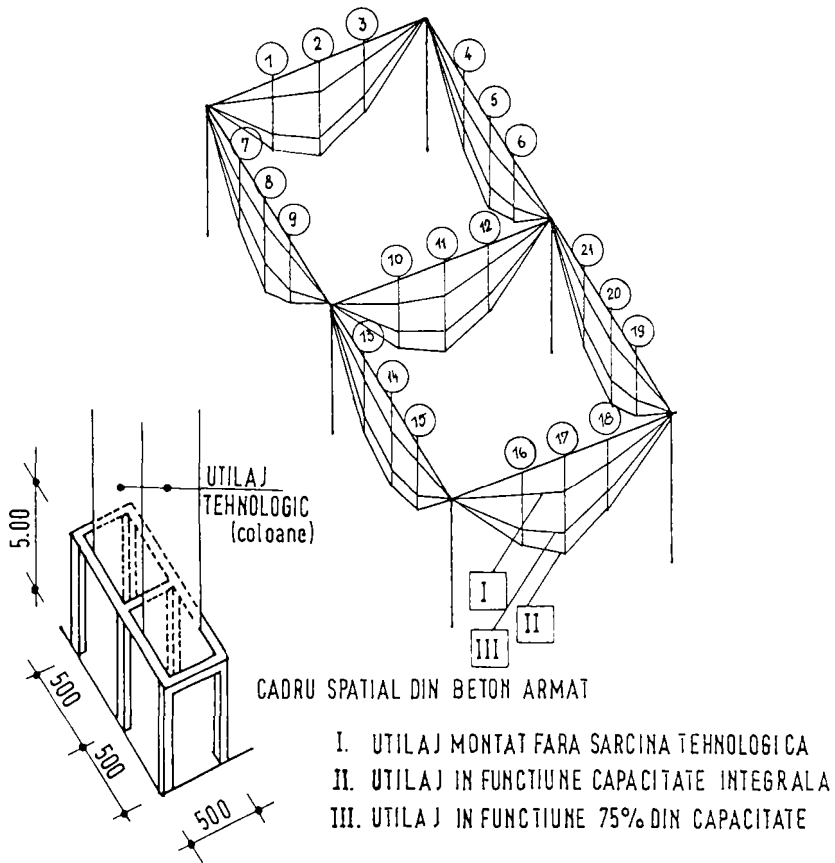


FIG. III.17



BLOCDIAGRAMA DEPLASARILOR LA GRINZILE CADRU  
PE CARE REAZEMA DIRECT UTILAJUL TEHNOLOGIC

FIG. III.18.

PLACA DE BETON ARMAT CU FUNDATIE PENTRU UTILAJ (Fig. III.15)	S <sub>D</sub>	Secțiunea								
		0	1	2	3	4	0	-	-	-
	I	0	3	9	11	10	0	-	-	-
	III	0	5	12	16	14	0	-	-	-
	II	0	10	16	20	18	0	-	-	-
PLACERU CU GRIBEL DE REGLARE SI FUNDATIE DE CANTUR PENTRU UTILAJ  (Fig. III.16)	S <sub>D</sub>	Secțiunea la "G <sub>A</sub> " și "G <sub>B</sub> "								
		0	1	2	3	4	5	0		
	I	0	4	9	10	9	5	0		
		0	5	10	12	10	6	0		
	III	0	10	20	21	20	11	0		
		0	11	20	22	20	12	0		
	II	0	16	22	24	22	17	0		
		0	17	23	25	23	18	0		
	S <sub>D</sub>	Secțiunea la "G <sub>A</sub> " și "G <sub>B</sub> "								
		0	1	2	3	4	5	0		
	I	0	0	0	9	9	0			
		0	0	0	10	10	0			
	III	0	8	13	20	20	0			
0		9	14	20	20	0				
II	0	10	15	22	22	0				
	0	10	17	23	23	0				
CADRU SPATIAL DIN BETON ARMAT PENTRU AMPLASAREA I DEPENDENTA A UTILAJULUI TEHNOLOGIC (Fig. III.17)	S <sub>D</sub>	Secțiunea								
		1	2	3	10	11	12	16	17	18
	I	5	10	4	6	18	5	5	9	4
	III	10	16	9	11	17	10	10	15	9
	II	16	20	15	17	22	16	15	19	15
	S <sub>D</sub>									
		7	8	9	4	5	6			
	I	5	10	5	4	10	5			
	III	11	17	11	9	17	10			
	II	17	21	16	16	21	16			
	S <sub>D</sub>									
		13	14	15	21	20	19			
	I	5	9	5	4	9	5			
	III	10	17	11	10	17	11			
	II	16	21	16	16	21	16			

și concluziile:

-In stadiul de exploatare (turația de regim), elementul de construcție solicitat dinamic (placă; grinzi - fig.III.15; III.16 și III.18) nu ajung să lucreze în stadiul plastic, de aceea deplasările și deformațiile sunt relativ mici, iar între tensiuni și deformații există relații liniare;

-Stabilizarea tasărilor se produce într-un timp relativ redus (cca 90 zile) de la rodajul utilajului tehnologic (fig. III.18), deoarece încălzirile dinamice aplicate fundațiilor produc vibrații ale acestora, care se transmit direct la terenul de fundare, asigurând consolidarea structurii terenului prin vibrații proprii sub sarcină;

-In exploatare la pornirea utilajului tehnologic (pe o durată de 30-60 sec. funcție de caracteristicile tehnice ale utilajului), deplasările la elementele de rezonanță sunt mai mari (cca.20% - 30%) față de deplasările la frecvența și turația de regim (fig.III.15, 16, 18), fenomen generat de variația factorului de cuplaj " $\mu$ " de la 1 la 0.

-Raportul  $\omega ; \omega_0 \neq 1$  (dintre pulsația forței perturbatoare și pulsația proprie a sistemului de vibrație), nu apare fenomenul de rezonanță pentru cazurile studiate. In cazul prezentat în figura III.15 și III.18, rigiditatea elastică nu este anulată de forțele de inerție, apare fenomenul de disipare a energiei.

-Aprecierea efectelor dinamice asupra elementelor de construcții studiate, în timp, au condus la următoarele observații și concluzii:

-Scăderea modulului de elasticitate ca urmare a solicitărilor repetate și datorită temperaturii ridicate (condiții tehnologice). Pe baza determinărilor efectuate în 120 de zile s-a constatat scăderea modulului de elasticitate al betonului în medie cu: 5% (fundații); 7,5% (plăci) și 5,5% (grinzi).

-Apariția de fisuri caracteristice cu modul de rezonanță al utilajului tehnologic:

-Fisuri dispuse radial la distanță aproximativ constantă (150-160 mm), de deschidere variabilă (1-2 mm la pornire; 0,5-0,8 mm la jumătatea lungimii de fisurare), de lungime aproximativ 0,7 - 0,9 din lotura cea mai lungă a fundației de rezonanță (observație pentru cazurile din fig.III.15); la pornirea

utilajului deschideroa de fisurare se mărește, iar la intrarea în "regim normal" fisurile parțial se închid;

-fisuri verticale la mijlocul deschiderii pentru grinzile de la cadrul spațial (fig.III.18), cauzate de variația momentului încovoietor în exploatare ( $\Delta f_{max} = 0,2 \text{ mm}$ ;  
 $\lambda_0 = 100 - 150 \text{ mm}$ ).

-Fundațiile izolate se rotește în sensul tasării celei mai mari, sens care coincide (la cazurile studiate) cu direcția forței transmise fundației ( $F_T \text{ max.}$ ) în funcție de viteza unghiulară de rotație.

Studiul efectuat asupra tipurilor de fundații pentru utilaje tehnologice nu epuizează tipurile existente în practică.

Fundațiile de compresoare au făcut obiectul cercetării aplicative pentru stabilirea gradului de intensitate și nocivitate a vibrațiilor /96/.

Cercetările aplicative au fost efectuate în perioada 1977-1979 pe compresorul de "CO<sub>2</sub>" de la Combinatul Chimic "Solventul" Timișoara. Utilajul furnizat de UCM Reșița.

Înainte de efectuarea unor măsurători de vibrații au fost calculate, pe baza datelor din proiect, frecvențele proprii, luând în considerare patru grade de libertate dinamică și anume:

-rotația ( $\Psi$ ) în jurul unui ax vertical, mișcare independentă;

-deplasarea pe direcția (x) perpendiculară pe axa motorului cuplat cu compresorul;

-rotația ( $\Theta$ ) în jurul unei axe paralele cu axa motorului;

-deplasarea pe direcția verticală (z), mișcare independentă;

În baza datelor de calcul, pentru cazul studiat (fig.III.19 și III.20), frecvențele proprii sunt:

$f_{\Psi} = 7,6 \text{ Hz}$ ;  $f_x = 9,9 \text{ Hz}$ ;  $f_{\Theta} = 13,9 \text{ Hz}$ ;  $f_z = 17,9 \text{ Hz}$ .

iar frecvențele semnificative conform cărții tehnice a utilajului:

$f_{1n} = 6,0 \text{ Hz}$ ;  $f_{2n} = 12,5 \text{ Hz}$ ;  $f_{3n} = 18,5 \text{ Hz}$ ;  $f_{4n} = 37,5 \text{ Hz}$ .

Analizând aceste valori în faza inițială se constată un fenomen de rezonanță la mișcările verticale, vibrațiile fiind posibile.

Criteriul de evaluare a mărimii amplitudinilor deplasărilor vibrațiilor înregistrate impune calculul deplasărilor maxime

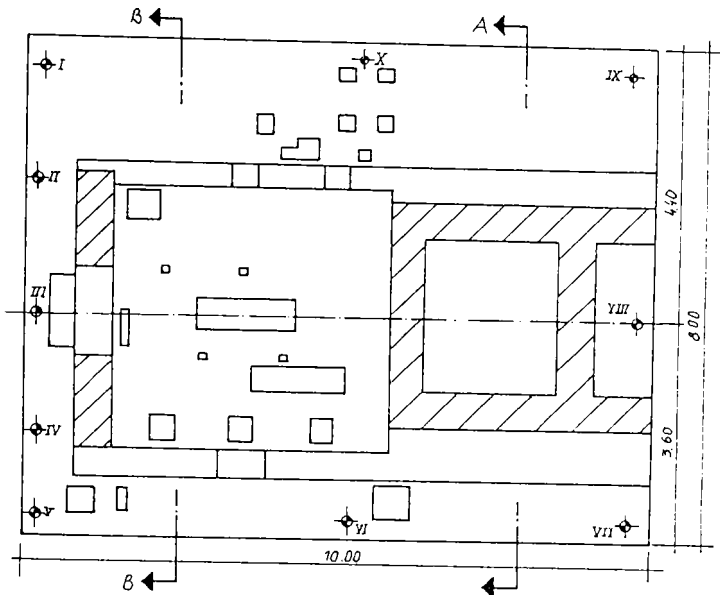


FIG. I.19. VEDERE PLACA CU AMPLASAREA PUNCTELOR DE MASURA

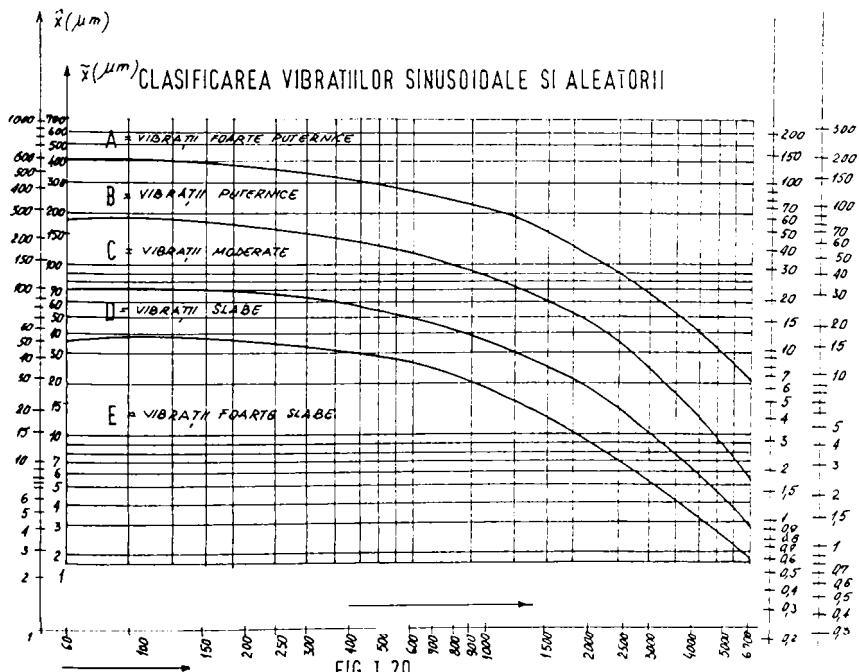


FIG. I.20.

datorate acțiunii utilajului, obținându-se:

- $12 \mu\text{m}$  pe direcția perpendiculară pe axa motorului (x) la frecvența  $f_{1n} = 6,0 \text{ Hz}$  și intensitatea maximă a forței perturbatoare de  $4500 \text{ daN}$ ;
- $4 \mu\text{m}$  pe direcția axei verticale, la frecvența de  $f_{1n} = 6,0 \text{ Hz}$  și o forță perturbatoare de  $1500 \text{ daN}$ ;
- $6 \mu\text{m}$  pe direcția axei motorului, la o frecvență  $f_{2n} = 12,5 \text{ Hz}$  și o forță perturbatoare de  $800 \text{ daN}$ .

Investigarea experimentală a fundației compresorului s-a efectuat în două etape:

- la punerea în funcțiune a utilajului (1977);
- anual, în următorii 3 ani, (1978-1980).

Din datele experimentale obținute a rezultat că fundația a "lucrat" în perioada de funcționare a utilajului, constatându-se că fundația a căpătat în timp o comportare dinamică destul de stabilă.

Pentru evaluarea pericolului pe care îl prezintă vibrațiile asupra structurilor de rezistență, precum și pentru evaluarea gradului de percepere de către oameni a intensității vibrațiilor se impune determinarea ca măsuri caracteristice: amplitudinea deplasării; a vitezei sau a accelerației măsurată într-un punct dat.

Concluziile aplicative efectuate pe fundații de compresoare au evidențiat următoarele aspecte specifice:

- Investigatiile experimentale au demonstrat că sistemul utilaj-fundație nu are o comportare bună de ansamblu, constatare evidențiată prin existența unor vibrații puternice atât pentru frecvența fundamentală a utilajului cât și pentru toate armonicile sale. După o perioadă de funcționare se constată fenomene de stabilizare a ansamblului evidențiat prin omogenizarea valorilor amplitudinii deplasărilor vibrațiilor cât și prin dispariția vibrațiilor puternice la armonicile superioare ale utilajului. Explicația este modificarea conclucrării în timp a sistemului utilaj-fundație și fundație-teren.

III.6. Singurul criteriu obiectiv al cunoașterii exacte a tasărilor unei construcții este măsurarea directă prin diverse metode, cu dispozitive și aparate specifice.

Măsurarea tasărilor are drept scop:

- cunoașterea tasărilor absolute și diferențiate;

-furnizarea de elemente certe pentru îmbunătățirea metodelor de proiectare a fundațiilor.

Comportarea în timp a clădirilor din panouri mari este influențată de distribuția tensiunilor pe talpa de fundare și de tasarea construcției. Distribuția tensiunilor depinde de caracteristicile fundației și a structurii; de natura terenului, etc.

Tasăările clădirilor din panouri mari fundate pe terenuri neuniform compresibile au un caracter complex. Tasările neuniforme ale terenului de fundare reprezintă una din principalele cauze care pot provoca fisurarea panourilor și îmbinărilor, influențând nefavorabil condițiile de siguranță și de exploatare.

Studiul s-a efectuat pe durata 1980-1983 pentru trei clădiri din panouri mari (P+4 E), fundate pe terenuri neuniform compresibile prin intermediul unei perne de nisip de grosime redusă (70 cm), având infrastructura realizată din elemente prefabricate de fundație cu îmbinări de monolitizare și cu centuri continue din beton armat (secțiune 30 x 40 cm), pe care sunt așezate direct panourile. Studiul a avut drept scop observații prin măsurători la tasări asupra comportării clădirilor executate și depistarea apariției eventualelor avarii /97/.

Tasăările au fost măsurate prin amplasarea de repere de tasare pe elementele prefabricate de fundație, pe panouri mari la nivelul "0" și "n", în fiecare nod din colțurile clădirilor și în zona caselor de scară (fig. III.21). Tasările au fost măsurate în următoarele faze:

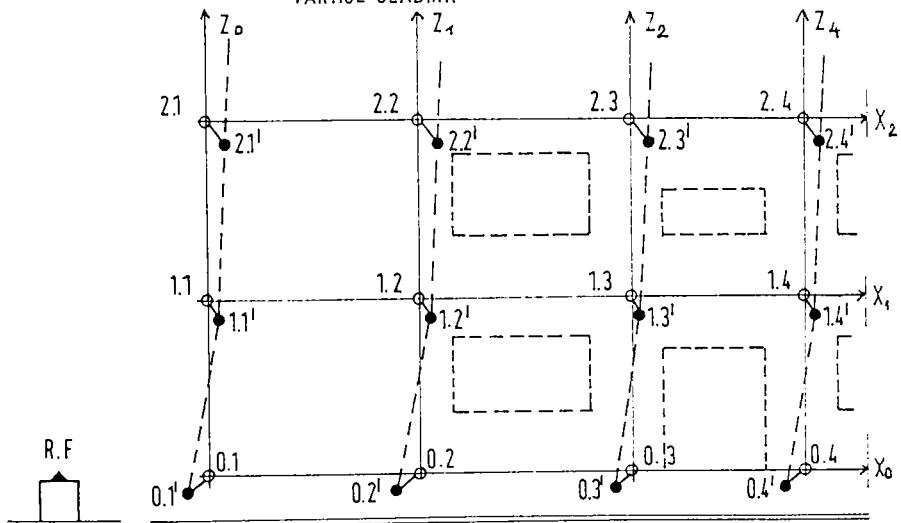
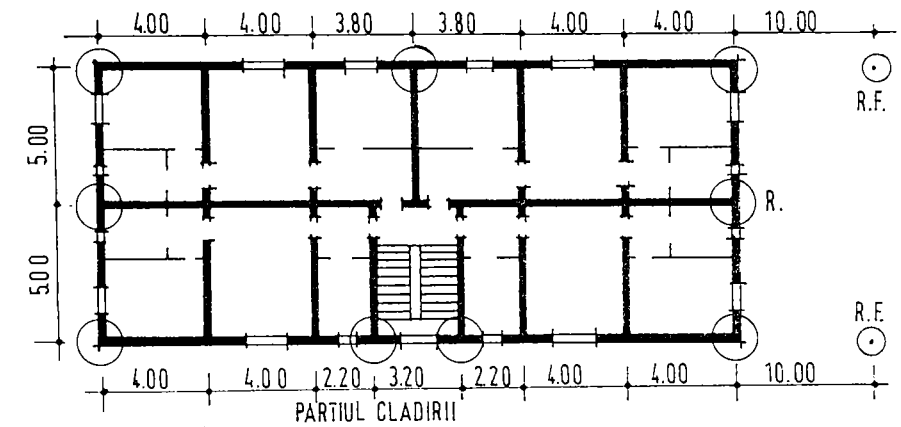
-la montajul elementelor prefabricate pentru nivelul de studiu, notat cu faza "0";

-la terminarea montajului clădirii, notat cu faza "1";

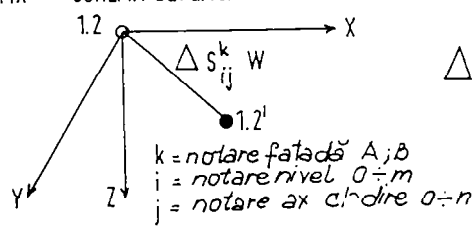
-la 6; 12; 24 și 36 luni de la terminarea montajului elementelor prefabricate, notat cu numărul de luni pe fază.

La fiecare nod din axa "x" de la nivelul "i" s-a efectuat măsurători topografice privind poziția pe faza "n", atât privind tasarea cât și înclinarea. Pentru fiecare nod s-a întocmit o fișă privind evoluția tasărilor și înclinării, modelul din figura III.22. Citirea tasărilor s-a efectuat pentru fiecare clădire în raport cu patru repere ficți amplasați la colțurile fiecărei clădiri (distanță - 10 m) și încastrați prin foraj până la roca de bază ( $\varnothing$  300 mm.,  $h_n = 7$  m.).





SCHEMA DEPLASARII NODURILOR SUB EFECTUL TĂRĂRIILOR



$$\Delta S_{ij}^k W \begin{vmatrix} \Delta S_{ij}^{kx} W \\ \Delta S_{ij}^{ky} W \\ \Delta S_{ij}^{kz} W \end{vmatrix} \quad W = f \cdot z_a$$

FIG. III. 21.

În baza măsurătorilor "in situ" pe durata a 36 de luni, la toate cele trei clădiri studiate s-a constatat tasări neuniforme pentru fiecare nod, dar a căror valori nu au depășit valorile luate inițial în calcul privind interacțiunea clădirii cu terenul de fundare neuniform compresibil. În figura III.23 se prezintă evoluția tasărilor maxime pentru fiecare clădire pe durata a 36 luni față de valorile admisibile luate în calcul.

În baza studiului efectuat s-a constatat că principalele cauze ale tasării neuniforme sunt:

-Heterogenitatea terenului de fundare în plan vertical și orizontal, după cum a rezultat din forajele "geo" efectuate în cele patru colțuri ale fiecărei clădiri;

Distribuția neuniformă a presiunii reactive în planul suprafeței de contact a elementelor prefabricate de fundație cu terenul de fundare, după cum a rezultat și din măsurătorile efectuate prin amplasarea a câte 12 doze de măsurare a presiunii (doze hidraulice) pentru fiecare clădire, în zona monolitizărilor de la elementele prefabricate de fundație pentru nodurile anticipate a fi cele mai solicitate.

-Sensibilitatea la umezire a terenului de fundare de sub perna de nisip. Odată cu umezirea intensă s-a constatat mărirea deformabilității și scăderea rezistenței terenului, iar nisipul din pernă "se scurge" spre zona deformată și astfel s-au produs tasările provocate de depășirea portanței terenului în cazul creșterii umidității. Astfel devin posibile tasări mari ale terenului, ca urmare a deformatării straturilor de adâncime, terenul se desprinde de sub elementele prefabricate ale fundației, construcției rămânând în consolă sau deformându-se după tasarea neuniformă a terenului. Acest fenomen s-a constatat și la alte clădiri din panouri mari unde subsolul tehnic este inundat de apă (din neglijență în exploatare).

Măsurătorile efectuate se limitează la informații privind dezvoltarea tasărilor neuniforme a căror mărime și direcție nu este dependentă de tasarea în ansamblu a clădirii. În toate cazurile s-a constatat că pe măsură ce clădirea se tasează în ansamblu, înclinarea poate să varieze atât cu sens cât și cu mărime. Faptul că în timp - înclinațiile sau chiar tersiunile pot atinge un maxim, apoi să se reducă pe măsură ce

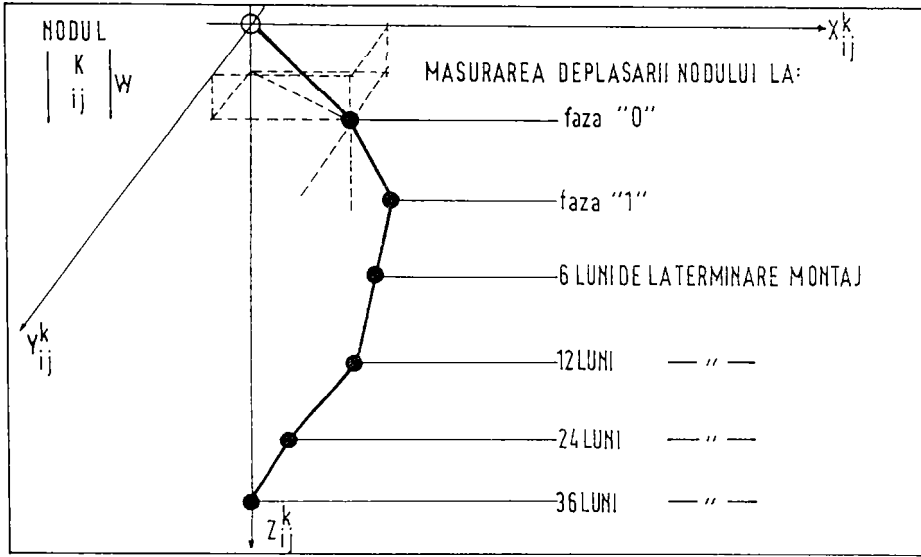


FIG. III 22

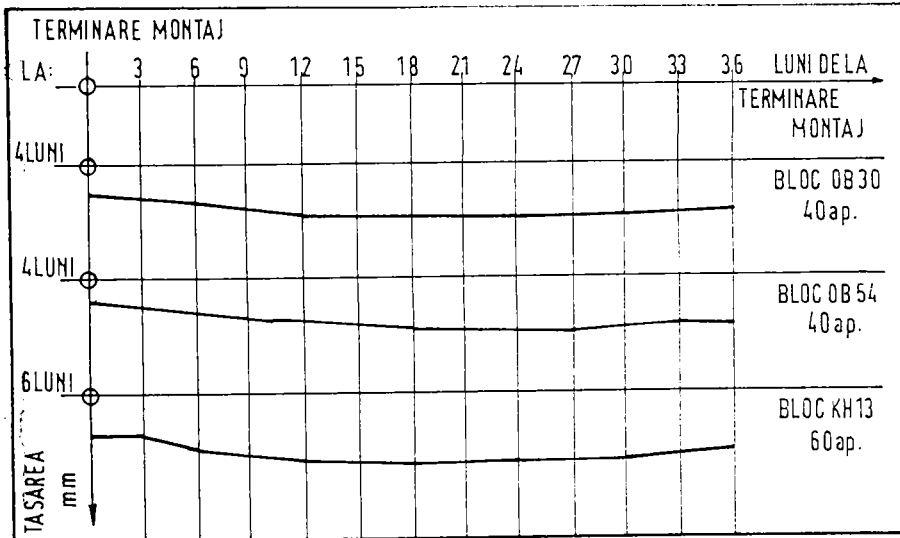


FIG. III 23.

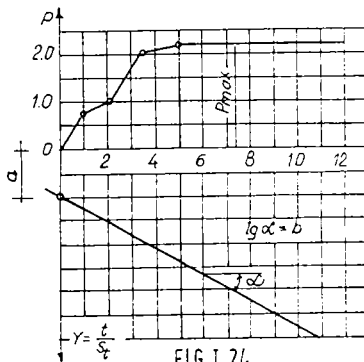


FIG. I. 24.

tasările cresc și impune o profundare a studiului privind condițiile locale ale terenului de fundare și identificarea situațiilor semnificative de conlucrare a clădirii din panouri mari cu terenul.

Pentru a avea o imagine clară asupra deformațiilor structurii clădirii din panouri mari executate pe terenuri de fundare slabe, s-au folosit următoarele metode:

- metoda tensometrică mecanică, la măsurarea deformațiilor în diafragmele longitudinale ale infrastructurii și la stâlpii gorii din înbinare;
- metoda tensometrică electroacustică, la măsurarea deformațiilor la înbinări verticale și orizontale;
- metoda tensometrică electrică rezistivă, la măsurători de verificare pentru primele două prezentate.

Aparatura pentru măsurarea deformațiilor din diafragme a fost aleasă din deformatoare tip D 250 (Huggenberger).

Determinarea deformațiilor din barele de armătură ale înbinărilor verticale s-a efectuat utilizând pe suportii speciali traductoare electroacustice de tipul SB-90 (TELEMAC - Franța) sau SB-141, iar citirea cu aparatul TELEMAC-Pc-5, (Franța).

Aplicarea tensometrică electrică rezistivă s-a efectuat cu traductoare electrotensometrice rezistive (TER) de tip I CERC 20-H-120  $\Omega$ , lipite cu chit adeziv rapid M-BOND 200 (produs VISHAY - SUA) și chit termostabil (pentru desensibilizare) de tip RCMTEX - C -90 (Romania). Traductoarele au fost conectate la o instalație tensometrică tip PENKEL (Glanda) cu cutii de comutare SU - 10 și amplificatoare CA-670.

În baza observațiilor s-a constatat apariția de fisuri concentrate în înbinările și panourile clădirilor din panouri mari. Aplasarea și mărimea deschiderii fisurilor sunt dependente de evoluția tasărilor neuniforme ale terenului de fundare și de rigiditatea clădirii. Având în vedere deformațiile la baza structurii de rezistență la clădirile din panouri mari față de cele din beton armat monolit, s-a studiat și înclinările laturilor opuse, stabilindu-se o strânsă dependență între înclinările și torsiunile maxime pentru elementele măsurate. Din examinarea statistică a tasărilor, înclinărilor și torsiunilor maxime, în zone caracteristice, se

constată o creștere cu 0,15 - 0,35% pe 10 m. a torsionii unitare maxime, pentru o creștere cu 0,8 - 1,0% a înclinării maxime. Dependența liniară între înclinări și torsioni este până în limite de max. 5% a înclinării, după care creșterea torsionilor se atenuază rapid.

Tasăririle se manifestă pe măsura aplicării sarcinilor pe terenul de fundare, iar factorul timp influențează evoluția prin:

- creșterea deformațiilor terenului de fundare sub sarcină variabilă oronțătoare, luându-se în considerare perioade și ritmul de execuție al clădirii;
- creșterea deformațiilor în timp sub sarcină constantă.

Din acest punct de vedere, raportul dintre valorile tasării medii din perioada de execuție și valoarea totală a tasării, funcție de caracteristicile "geo" ale terenului de fundare, a fost determinat și de durata de execuție a montajului clădirii din panouri mari (tabelul III.3).

Tabelul III.3

Clădirea	Durata de montaj (luni)	Raportul dintre valoarea tasării medii la montaj și valoarea totală a tasării
Bloc OB 30/40 sp.	4	0,53
Bloc OB 54/40 sp.	4	0,51
Bloc XII 13/60 sp.	5	0,63

În cazul terenurilor de fundare neuniform compresibile cca. 50% - 60% din valoarea totală a tasării se realizează în faza de montaj a panourilor mari.

Constatarea cu privire la evoluția în timp a tasărilor, precum și faptul că înclinările sau torsionile pot să atingă un maxim, apoi să se atenueze rapid pe măsură ce tasările cresc, impun examinarea interacțiunii clădirilor din panouri mari cu terenul de fundare neuniform compresibil pe o durată de minim 36 luni din faza de execuție.

Cu privire la soluțiile constructive aplicate în mod curent se fac următoarele recomandări:

- Elementele prefabricate de fundații să se monteze prin intermediul unui strat de egalizare, 20 - 30 cm. grosime, din beton slab armat;
- Partea superioară a elementelor prefabricate de fundație să se înglobeze într-o grindă continuă din beton armat (Bc 10 Bc 15), pe tot conturul clădirii;
- Armăturile de la îmbinarea elementelor prefabricate de fundații să fie continuate atât în îmbinarea panourilor mari de la primul nivel, cât și în grinda continuă de la partea superioară.
- Janelale terasice de sub cota  $\pm 0,00$  m. să fie izolate hidrofug și racordate la canalizare.
- Considerând combinații admisibile ale variației compresibilității terenului de fundare și tasării medii a lui, se determină prin calcul valorile limită admisibile ale tasărilor neuniforme la clădirile din panouri mari.

Terenul de fundare neuniform compresibil trebuie urmărit și din punct de vedere al sensibilității la umedire și la îngheț - dezgheț, în mod special în faza de realizare a fundațiilor. Dacă lucrările de betonare a fundațiilor se execută într-o perioadă de timp când gradul de umiditate al terenului neuniform compresibil este mai mare decât 0,4 (vezi SPAS 1243-83) se impune efectuarea de epuizante mecanice în afara amplasamentului clădirii (la o distanță de min. 5 m. de cea mai apropiată fundație) pe toată durata de execuție și intercalarea unui strat de nisip de 20 - 30 cm. între terenul de fundare și betonul de egalizare.

Stabilirea raportului dintre tasările efective măsurate la diferite intervale de timp și tasările probabile calculate, conduce la cunoașterea caracteristicilor de compresibilitate ale terenului din zona activă a fundațiilor, pentru o exploatare mai eficientă a capacității portante a terenului de fundare.

Fenomenul de apariție a fisurilor și crăpăturilor constat (pe durata a 10 ani) la unele clădiri de locuit din Oravița a impus o corectare a evoluției în timp, precum și determinarea cauzelor.

Clădirea de serviciu a unității agricole (P + 2 E) realizată în 1962 - 1965 prezintă fisuri și crăpături la nivelul

plangeelor superioare și în zidăria portantă din cărămidă pe latura II - B. Fundarea s-a efectuat pe un strat de argilă nisipoasă. Cu data clădirii este rigidă, continuă, calculată pentru 1,6 daN/cm<sup>2</sup>. La adâncimea de fundare de - 2 m. (pentru sarcini fundamentale). Structura clădirii este din zidărie portantă și fâșii prefabricate. Fenomenul de avarie prezintă:

- la pereți, fisuri înclinate la 45° și verticale, fiind continue pe toată înălțimea;
- la plangee, fisuri evidente în zona de avarie;
- la trotuar, tășiri de 5-7 cm.

Fenomenul de avarie a clădirii s-a datorat tasării terenului de fundare din cauza tasării succesive, diminuând capacitatea portantă la nivelul adâncimii de fundare. Dăzirea terenului a fost provocată de: ape pluviale de suprafață (burlețele descarcă direct pe trotuar) și scurgeri accidentale din rețelele exterioare din zonă.

Evaluarea tasărilor probabile ale construcțiilor fondate pe terenuri cu proprietăți de deformare diferite este una din problemele complexe ale mecanicii pământurilor, datorită influenței multitudinii de factori și condiții.

Pe baza unui număr mare de măsurători efectuate în u timpii 20 de ani la construcții cu structuri diverse, fondate pe terenuri cu proprietăți diferite, am formulat unele concluzii asupra comportării în timp și se prezintă o metodă de evaluare a tasărilor finale, precum și a celor dezvoltate în timpul perioadei de construcție.

În domeniul construcțiilor industriale s-a urmărit un siloz de cereale cu capacitatea de 5000 t., fundat pe radier de aral, având forma în plan dreptunghiulară cu raportul laturilor  $a/b = 1,4$  și o presiune maximă (calculată) transmisă terenului de 2,5 daN/cm<sup>2</sup>. Adâncimea de fundare a fost de 2,50 m., ș adarea efectuându-se pe un strat de nisip cu pietriș, având la bază un strat de marnă. Deformațiile au fost urmărite prin 10 repere de nivel fixate pe perimetrul silozului. Observațiile și măsurătorile au început după terminarea construcției și echipării silozului, dar înainte începerii încălzirii celulelor.

În cazul silozurilor sunt posibile variații sezoniere ale încălzirii și atingera după un timp îndelungat a încălzirii maxime.

Variația în timp a tășirilor se exprimă cu relația:

$$S_t = \varphi_t \cdot S_{\max.}$$

care prezintă inconvenientul că nu putem aprecia tasarea finală ( $S_{\max.}$ ), decât prin relații teoretice de calcul, care dau abateri față de cele reale.

Variația tășirilor se face într-un sistem de coordonate:

$$x = t; \quad y = \frac{t}{S_t} \cdot \frac{P_t}{P_{\max.}};$$

iar dreapta care reprezintă variația în timp a tășirilor va avea forma: (fig. III.24)

$$\frac{t}{S_t} \cdot \frac{P_t}{P_{\max.}} = a + b \cdot t$$

Rezultatele măsurătorilor efectuate la silozul de 5000 t, conduce la o dreaptă a cărei ecuație este de forma celei prezentate mai sus și care prin prelucrarea statistică a datelor devine:

$$\frac{t}{S_t} \cdot \frac{P_t}{P_{\max.}} = 0,440 + 0,2649 t.$$

Valoarea tășirii finale:

$$t \rightarrow \infty \quad S_{\max.} = \frac{1}{b} = \frac{1}{0,2649} \approx 3,775 \text{ cm.}$$

Tasarea măsurată efectiv la 52 luni, a fost de 3,60 cm., față de 3,658 cm. cât rezultă din aplicarea relației propuse.

Tasarea totală este:

$$S_{\text{total}} = S_0 + S_{\max.}$$

unde  $S_0$  - tasarea consumată în timpul execuției.

III.7. Urzărirea riguroasă în timp a stabilității versantului ediscent platformei de depozitare a gisurilor bituminose s-a asigurat prin:

- observații;
- măsurători topografice;
- măsurători prin inclinometrie.

Observațiile tehnice privind comportarea versantului sub acțiunea factorilor exteriori s-a efectuat periodic și în mod obligatoriu după interperii.

Observațiile tehnice s-au efectuat cu privire la:

- starea generală;



- aparitia unor fisuri, crăpături sau denivelări;
- aparitia unor zone cu stagnări de apă.

Principalele constatări din registrul special sunt:

- după intemperii s-au observat alunecări de teren;
- taluzul se stabilizează natural la un unghi de  $40^{\circ}$  -  $45^{\circ}$ ;
- roca de bază (gresia roșistică) fisurează sub acțiunea variațiilor de temperatură și umiditate;

Alunecările masive de teren au fost urmărite prin măsurători topografice după profilele transversale și longitudinale. La intersecția profilului T/B s-au montat repere mobili, la vârf și la 0,5 din înălțimea versantului. Reperele mobili au fost realizați din țeavă 3'', fixați la o adâncime variabilă 0,5 - 1,0 m, prin foraj și injecțaji cu mortar de ciment.

Majoritatea reperilor mobili au fost antrenaji cu alunecările de teren.

Măsurătorile topografice privesc variația poziției reperilor mobili s-a efectuat în raport cu doi repere fixe.

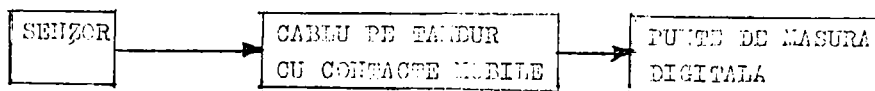
Rezultatele măsurătorilor topografice au un caracter orientativ. Metoda este indicată în condițiile unor alunecări lente.

Dilatațiile din cariera de gisuri bituminoase afectează stabilitatea taluzului. La accelerațiile solului sub efectul exploziilor, componentele materialele ale versantului oscilează diferit, deci în masa versantului se imprimă deplasări diferențiale, ceea ce conduce la o dislocare după linia pantei, prin alunecări de suprafață sau de adâncime și prin fenomenul de desprinderi sau alunecări de rocă.

Utilizarea metodei inclinometrice pentru măsurarea deformațiilor orizontale a asigurat stabilirea adâncimii planului de alunecare și punerea în evidență a dinamicii alunecărilor de teren.

Măsurătorile au fost efectuate din 1984 până în 1986, utilizând inclinometrul de mare precizie tip SINCO - SUA.

Șanțul de măsurători utilizat:



La efectuarea măsurătorilor s-a asigurat:

- încadrarea tubulaturii inclinometrice 2-3 m. în roca de bază;

- cimentarea forajului prin injecții locale după echipare;
- adâncimea forajului între 10 - 15 m.

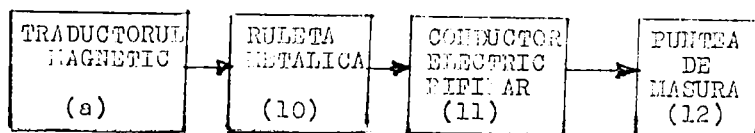
În figura III.25 se prezintă pozarea forajelor inclinometrice și cele trei planuri caracteristice, precum și fișa deplasărilor.

Pe baza măsurătorilor efectuate s-a constatat:

- instabilitatea permanentă a versantului sub acțiunea factorilor de mediu și a exploziilor tehnologice;
- planurile de alunecare sunt la suprafața rocii de bază;
- amplitudinea mișcării este în sensul pantei.

După 1986 măsurătorile au continuat cu coloane inclinometrice (fig. III.26) cu tubulatura din aliaje de aluminiu (executată la IPAS Slatina) care asigură extinderea domeniului pentru măsurarea deformațiilor orizontale, verticale și de tăiere.

Înțelul de măsură cuprinde:

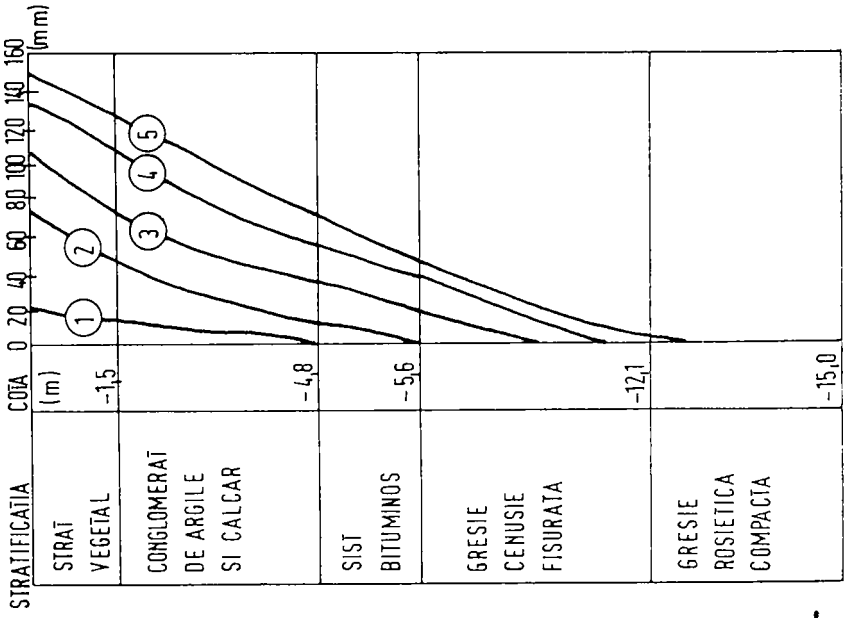


Trecerea traductorului prin dreptul inelelor magnetice (5) este realizată la suprafața terenului printr-un semnal sonor delat de unul luminos în puntea de măsură. Adâncimea reperilor față de capul superior al coloanei se citește pe ruleta metalică (10) cu o precizie de câțiva milimetri. Se calculează distanțele dintre repere și cotele absolute ale acestora, cu condiția determinării exacte a cotei capului superior al coloanei. Prin măsurători periodice, din variația distanțelor dintre repere și cotele acestora, s-au dedus măsurile relative (pe straturi) și absolute.

Metoda a fost aplicată eficient la barajele din materiale locale (Poneasca; Gura Golumbului - CTE Anina) ca aparatură de măsurare a comportării în timp.

III.8. Digurile și barajele din materiale locale au un grad ridicat de utilitate /99/.

Corpul barajului de la acumulația de apă industrială-Minig (CTE Anina 1986) s-a realizat dintr-o gamă variată de materiale locale din albia râului Minig.



FISA DEPLASARILOR ORIZONTALE FORAJ 37.2

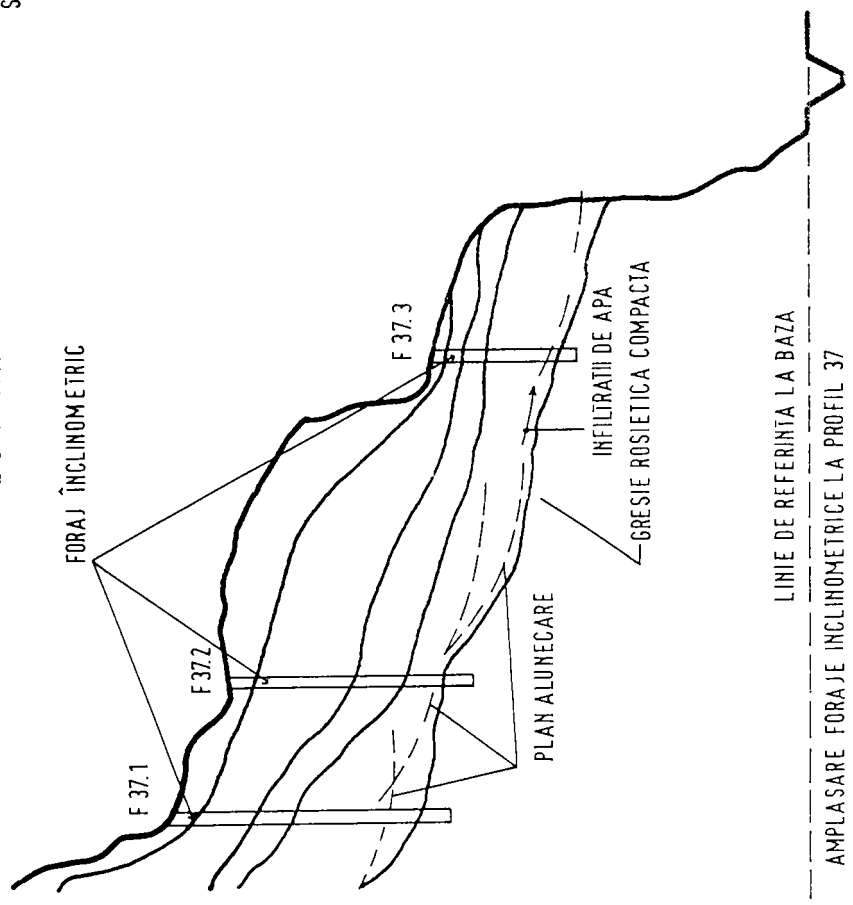


FIG. III.25.

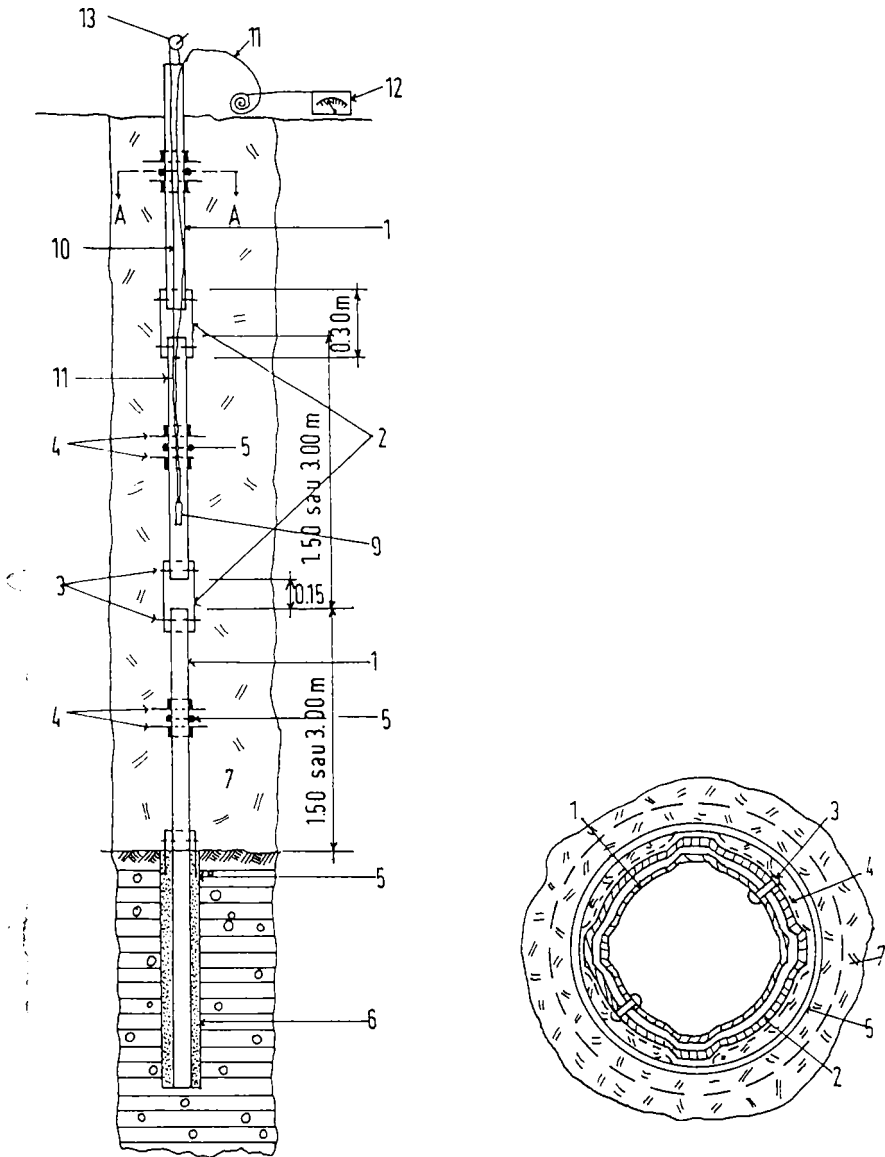


FIG. III. 26.

Caracteristicile de bază ale materialelor utilizate sunt în limita:

- Limita superioară de plasticitate ( $W_L$ ) . . . . . 41%;
- Limita inferioară de plasticitate ( $W_P$ ) . . . . . 13%;
- Indicile de plasticitate ( $I_P$ ) . . . . . 27%;
- Modulul de deformabilitate edometric (daN/cmp), pentru (W optim):
- neinundat: 105 - 320 daN/cmp;
- inundat: 75 - 305 daN/cmp

determinate în laboratorul de gantier.

Studiul privind calitatea execuției și comportarea în timp a umpluturilor din materiale locale în corpul barajului de acumulare a apei industriale s-a efectuat pe baza unui program privind:

- determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor utilizate;
- comportarea în timp a corpului digului și barajului.

Urmașirea comportării în timp s-a organizat conform programului din tabelul III.4.

Tabelul III.4

Supravegherea tehnică	Perioada			
	zilnic	lunar	trim.	anual
Examinarea generală vizuală	x	-	-	-
Nivelul apă în biefuri	-	x	-	-
Tasări exterioare	-	-	x	-
Tasări interioare	-	-	-	x
Deplasări orizontale exterioare	-	-	x	-
Deplasări orizontale interioare	-	-	-	x
Debite de infiltrație	-	x	-	-

Aparatura de măsurat și control utilizată:

- reperi de tasare și de deformații;
- mire hidrometrice pentru stabilirea nivelului apei din corpul barajului;
- debitmetre pentru apele drenate și evacuate;
- tuburi piezometrice verticale și orizontale pentru măsura-

rea nivelelor piezometrice;

La barajul de la Minig s-au efectuat măsurători și calcule aferente asupra debitului filtrației apei prin corpul și pe sub barajul din materiale locale, în baza măsurătorilor de niveluri și debite, precum și pe baza parametrilor hidraulici ai terenului conform studiului geotehnic /lol/. Din verificările efectuate (dec.1983 și ianuarie 1984), predominante au fost debitele de filtrație prin corpul barajului, constatându-se:

- la nivelul apei în lac la cota +414,5 m. rezultă un debit de filtrație de 0,863 K/mc/s/m ( $K = 3,4 \times 10^{-9}$  m/s);
- la nivelul apei în lac la cota nivelului de retenție, a rezultat un debit de filtrație de 0,1698 k.mc./s/m ( $K=3,4 \times 10^{-9}$  m/s).

Debitul filtrației apei pe sub baraj măsurat la piciorul aval al barajului a rezultat de 1,8 l/s, datorită faptului că stratul permabil are o grosime redusă (60-80 cm) și apare la suprafață în chiuveta lacului la 215 m. amonte de axul barajului.

Deplasările pe orizontală și pe verticală (tasările) au fost urmărite prin măsurători topogodezice, efectuate asupra reperilor de pe coronament și a reperilor ficți de pe mal.

Deplasările pe orizontală de pe coronament s-au produs spre aval, sub acțiunea dominantă a împingerii apei din lac. Mărimea deplasărilor orizontale față de cota de referință a variat între 0 și 10 mm. Deplasările orizontale s-au stabilizat după cca.90 de zile de la acumularea apei din lac.

Deplasările pe verticală (tasările) au fost măsurate pe reperii de pe coronament și variază în limita a 20 - 68 mm. Tasările masivului de pământ au fost în plină creștere în primele două luni, iar apoi s-au redus, observându-se tendința de staționare.

Atât tasarea maximă cât și deplasarea orizontală maximă au fost măsurate în zona de contact a barajului din material local cu barajul din beton. Acest fenomen se explică printr-o compactare necorespunzătoare a masivului de pământ la suprafețele limită de contact.

Corpul digului de acumulare a centralei de termocentrală s-a realizat folosind o gamă variată de materiale locale, de la

praf argilos-balast-blocuri de gresie - calcar. Supraînălțarea digului se face cu cenușă de termocentrală. Cenușa sedimentează corespunzător sub influența apelor tehnologice și din precipitații. Datorită gradului de finețe ridicat cenușa prezintă o compresibilitate mare, chiar la încălziri mici. Cenușa suportă bine sarcini verticale pentru umidități  $W \leq 25\%$ , dar își pierde capacitatea de rezistență pentru  $W \geq 25\%$ .

Vibrarea cenușei sub acțiunea exploziilor tehnologice asigură o creștere a gradului de îndesare. Încercările efectuate au arătat că densitatea crește pe măsură ce crește accelerația până la un nivel limită (30 cm/s), adică până la atingerea stării de echilibru funcție de efortul vertical aplicat.

Pe baza măsurătorilor efectuate în timp se reține:

- debitul filtrației din ape tehnologice accidentale sau din ape provenite din întemperii a scăzut de la 4,12 l/s în septembrie 1984 la 2,05 l/s în octombrie 1985;
- deplasările orizontale ale coronamentului spre aval (în sensul de împingere a cenușei) au fost în limita a 25 mm la 82 mm., atenuându-se în timp;
- deplasările verticale măsurate pe coronament concomitent cu cele orizontale au fost în limita a 22 mm. la 49 mm., atenuându-se în timp.

Digul de acumulare zgură și cenușă este amplasat în albia unei văi, pe un teren de fundare practic impermeabil cu un  $K_0 < 20 K$ .

Datorită unor greșeli de concepție privind amplasarea și funcționarea tehnologică, suprafața debitului este inundată periodic cu apă din precipitații și din scăpările tehnologice. Concepția tehnologică de descărcare a cenușii în zona amonte a depozitului și împingerea în aval cu buldozerul a condus la formarea unui "bazin" între haldă și taluzul interior a digului de bază, ceea ce a favorizat acumularea apei și a sistemului cenușă-apă (fig. III.27).

În luna mai 1989, ca urmare a unei ploi torențiale de 70 l/mp pe o durată de 134 ore s-a constatat deversarea apei și a sistemului cenușă-apă peste coronamentul digului, formând 3 breșe cu adâncimea de 1,8 ... 2,2 m. și lățimea de 1,4...1,9 m. În scopul elucidării cauzelor care au condus la

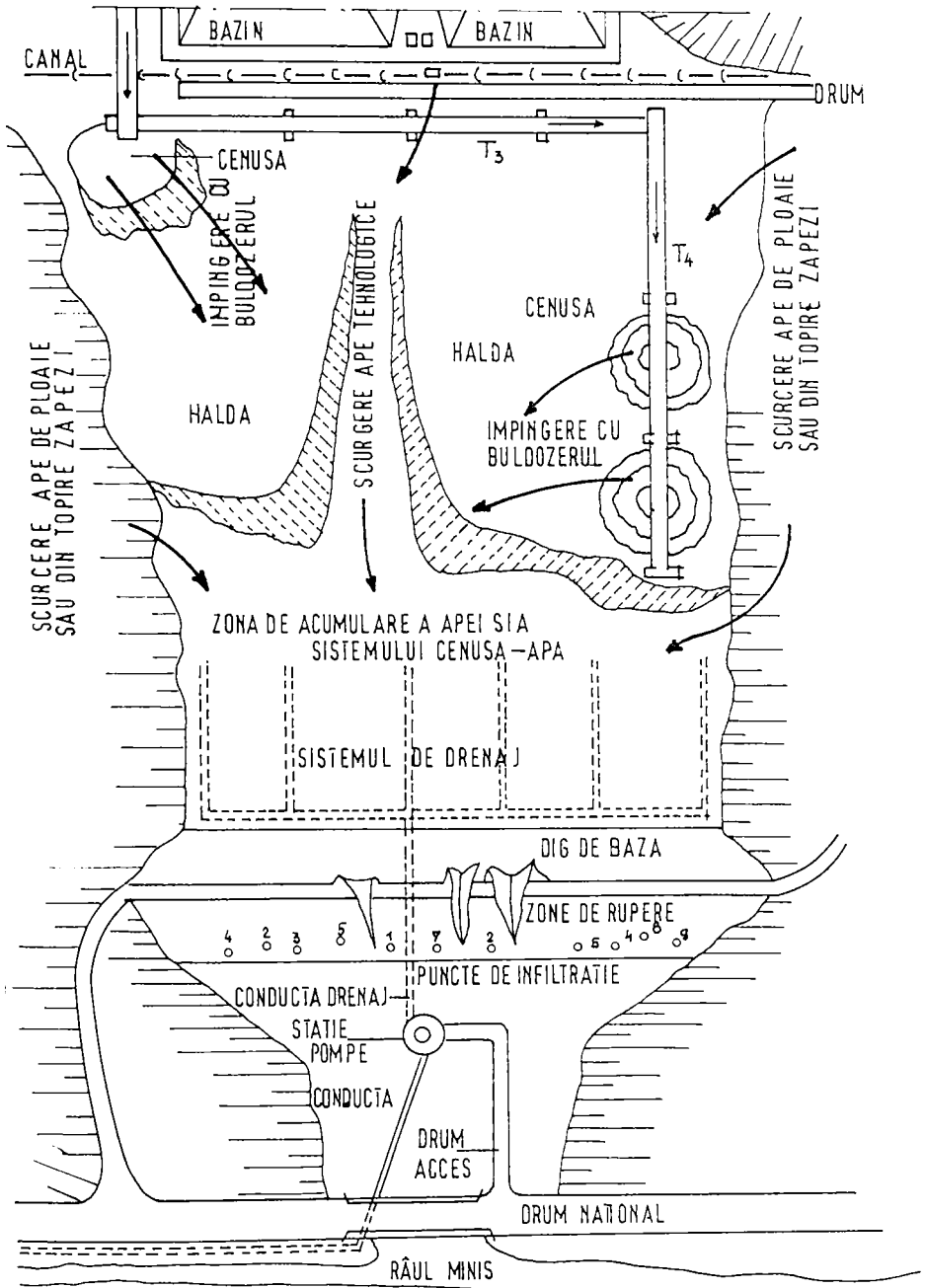


FIG. AMPLASARE DEPOZIT DE CENUSA



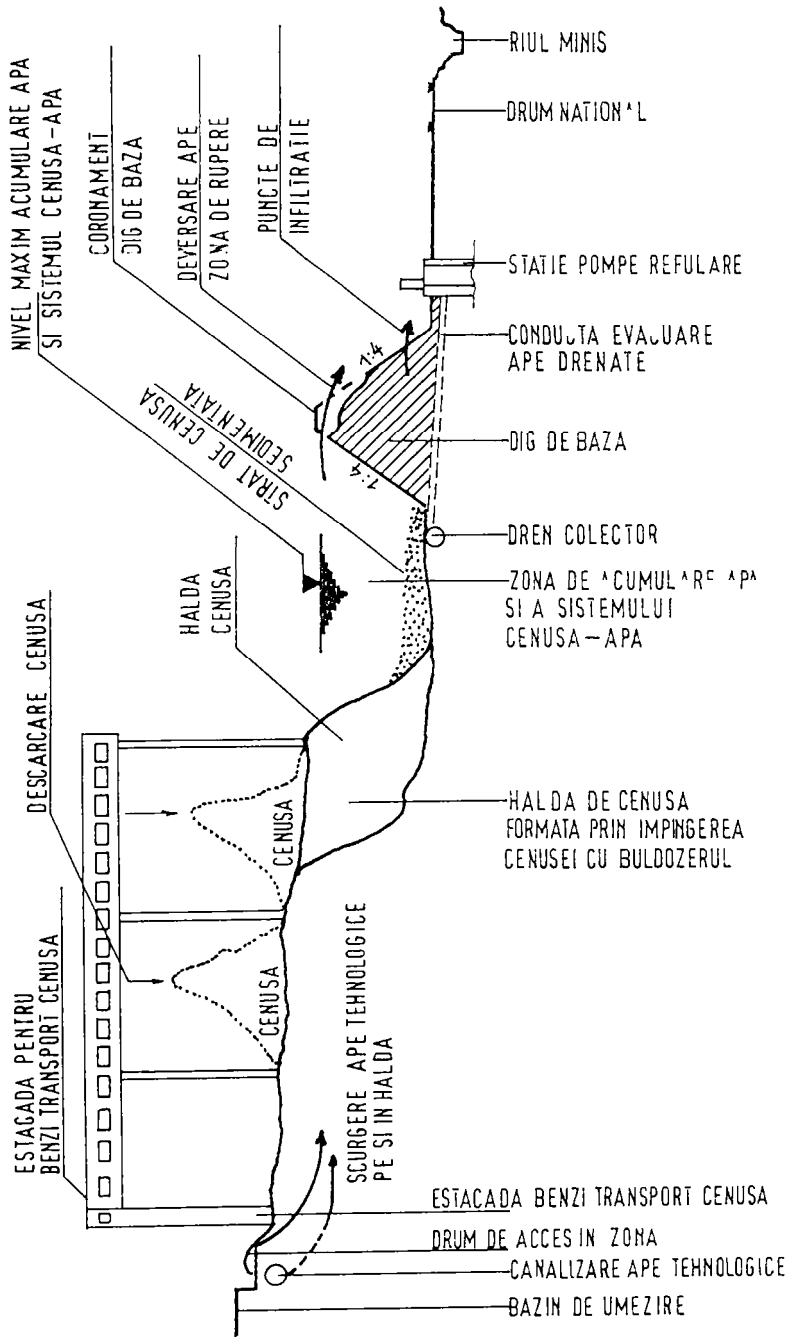


FIG. III.28. SECTIUNE LONGITUDINALA PRIN DEPOZITUL DE CENUSA

svaria digului de acumulare a cenușei de termocentrală s-au întreprins cercetări operative pe bază de măsurători "in situ"./100/.

În faza de exploatare, digul de bază a fost solicitat la:  
-presiunea hidrostatică din "bazinul" de acumulare a apei de diverse proveniențe, cu nivel variabil;

-subpresiunea în condiții normale de exploatare și de funcționare a sistemului de drenaj;

-presiunea provenită din creșterea subpresiunii și ridicării suprafeței libere de infiltrație datorită colmatării parțiale a sistemului de drenaj cu cenușă și măr în perioada creșterii accidentale a nivelului apei în spațiul dintre haldă și digul de bază ca urmare a ploii torențiale de durată;

-suprasolicitarea provenită din împingerea cu buldozerul a cenușii în depozit, reducând suprafața de acumulare a apei, dar în același timp ridicând nivelul liber pe suprafața taluzului interior a digului de bază;

-presiunea sistemului cenușă-apă, sistem cu nivel variabil.

Cu toate solicitările suplimentare față de prevederile proiectului digul de bază s-a comportat bine, deoarece prin măsurători topografice nu s-au constatat tasări sau devieri față de cotele inițiale, precum și față de datele obținute prin măsurători periodice.

Pierderea periodică a stabilității taluzului haldei de cenușă sub influența factorilor exteriori conduce la căderi masive de cenușă în apa acumulată între haldă și digul de bază, formând permanent un sistem cenușă-apă de consistență variabilă în timp. Pe bază de măsurători efectuate s-a constatat că funcție de nivelul sistemului cenușă apă variază și presiunea hidrostatică pe taluzul interior al digului de bază;

Sistemul cenușă-apă (C/A) reprezintă masa de cenușă în contact cu apa. În cazul cenușii din găsturi bituminose cu mărimea particulei de 5 ~~μm~~ la 3,5 mm., viteza de sedimentare este de 0,15...0,25 mm/s. Înălțimea variabilă a lamei de apă de deasupra depunerilor de cenușă din spațiul dintre haldă și dig, generează prejudicii de bază prin posibilitatea de a crea valuri și implicit eroziuni pe taluzul interior;

Digul de bază a avut în permanență taluzul interior în

contact direct cu apa de acumulare și/sau cu sistemul cenușă-apă, pe un nivel variabil, suprafața de contact fiind expusă în permanență la efectele de îngheț-dezghet și la efectul de val din diverse cauze (vânt, împingeri și căderi de cenușă, explozii tehnologice în zonă, etc.) Aceste cauze au condus în timp la infiltrații în și prin masa digului de bază. În prima etapă a constatării infiltrațiilor, apa de infiltrație prezenta un conținut redus de particule fine de cenușă (max. 0,5 mg/l), ca în etapa ulterioară avariei și în special după ploii torențiale să se constate creșterea conținutului de particule fine de cenușă (60...80 mg./l). Distribuția punctelor de infiltrație este variabilă pe suprafața taluzului exterior, atât în lungime cât și pe înălțime. În etapa premergătoare avariei tehnice existau 3-6 zone de infiltrație în părțile laterale, cu un debit infiltrat pe max. 0,015 l/s/100 ml., iar după avaria tehnică unele din zonele de infiltrație au dispărut și în schimb au apărut zone de infiltrație în partea centrală la o distanță aproximativ egală cu picioarul taluzului exterior (cca. 1,2... 1,5 m.), cu debit infiltrat de maxim 0,08 l/s/100 ml. Debitetele infiltrate maxime au fost măsurate în perioada nivelului maxim de acumulare a apei în spatele digului de bază. Curentul de infiltrație iese tangent la linia taluzului natural.

Panta taluzului exterior a digului de bază (egală cu panta taluzului interior) este de 1:4, iar gradientul critic " $J_{cr}$ " egal cu 0,8 pentru caracteristicile cenușii din sisturi bituminoase. În baza determinărilor efectuate prin măsurători "in situ" s-a constatat că raportul dintre gradientul critic " $J_{cr}$ " și gradientul efectiv " $J_{ef}$ " este de 3,2, adică mai mare decât 2,5...3, deci taluzul exterior al digului de bază prezintă stabilitate la infiltrații.

Malda de argură-cenușă din amonte are cota maximă de depozitare cu 30 m peste nivelul coronamentului digului de bază, existând pericolul permanent al ruperii datorită fenomenului de alunecare prin curgere sub influența apelor din ploii torențiale sau scâpări tehnologice, fenomen ce se amplifică în perioada exploziilor tehnologice. Efectul nefavorabil a fost că sistemul cenușă-apă extins pe vale a colmatat parțial sistemul de drenaj.

-Exploziile au contribuit la compactarea cenușii uscate din holdă. Când cenușa din holdă acumulează apă, prin ridicarea nivelului apei subterane sau a spei de la suprafața depozitului, apa din pori se opune eforturilor de compresiune, iar creșterea presiunii apei din pori reduce eforturile de forfecare, producându-se o mare deformație și ruperi prin lichifiere. Prin acest fenomen se explică ruperile din halda de cenușă sub efectul exploziilor în perioada după ploii torențiale sau descărcări de ape tehnologice. Ruperile nu au fost masive, decât numai în zonele în care factorii determinanți ai lichifierii au favorizat fenomenul și în cazul accelerațiilor mai mari de  $1,5 \text{ cm/s}^2$  (măsurate la nivelul terenului). Ruperile au mai fost influențate și de numărul mare de jocuri, adică de gradul de repetabilitate a exploziilor.

III.9. În scopul abordării sistematice a cauzelor care au generat avaria tehnică a instalației de electrofiltre (CF Anino 1989), prezentată în figura III.29 a alcătuirea constructivă și tehnologică, prevăzută din: structuri de rezistență (1) pentru susținerea echipamentului tehnologic compusă din fundații de beton armat, stâlpi și grinzi de oțel; precum și instalația de separare a prafului prin sistemul de electrofiltre (2-5).

Deformarea peste limitele admisibile - în faza de exploatare - a grinzilor metalice tip cheson (3) a impus un studiu complex privind determinarea cauzelor care au condus la avaria tehnică și la determinarea prin măsurători "in situ" a cantității deformațiilor, precum și urmărirea comportării în timp a întregului ansamblu structural, stabilind influența factorilor tehnologici./102/103/104/.

-Deficiențe tehnice la data constatării avariei:

La date scoaterii din funcțiune a instalației s-au efectuat pentru fiecare corp de electrofiltru măsurători prin metode topografice pentru deplasarea stâlpilor carcaset (2, fig. III.29 a) la partea superioară și a săgeților maxime ( $f_m$ ) (fig. III.29 b) la grinzile tip cheson (3, fig. III.29 a). În figura III.29 b se prezintă sinoptic măsurătorile efectuate la "BLEFI" corp 1, din care se reține: deplasarea stâlpului carcaset spre exterior în domeniul 8-71 mm., dar săgeata maximă " $f_m$ " în domeniul 68 - 187 mm.



Talpa superioară din zona săgeții maxime "s-a smuls" din sudură față de pereții laterali ai grinzii, ondulându-se în plan vertical cu cute de 5 - 28 mm. înălțime pe o lungime de 400 - 800 mm.

Pereții laterali au voalat pe diverse zone între rigidizările transversale, cu deformații pronunțate în zona săgeții maxime.

Profilele metalice de susținere a electrozilor de depunere au suferit două tipuri de deformații (fig.III.29 c,d).

Mediul termic de temperaturi ridicate ( $160^{\circ}\text{C}$  -  $200^{\circ}\text{C}$ ) a condus la depășirea limitei de curgere a materialului (OL 37-2 K).

Deformațiile grinzilor tip cheson peste limitele admisibile au condus la modificarea distanței dintre electrozii de depunere și de emisie, deci implicit la scoaterea din funcțiune a instalației.

Analiza aprofundată a tuturor deficiențelor tehnice constatate pe întreaga durată de existență a elementului constructiv a condus la stabilirea unor deficiențe din: concepție-proiectare; uzinare; transport-depozitare; execuție la montaj și din exploatare./103/104/.

În scopul elucidării comportării grinzii tip cheson după apariția deformațiilor peste limitele admisibile s-au efectuat măsurători "in situ" pentru determinarea eforturilor unitare maxime aferente fiecărei trepte de încălzire până la scoaterea din stabilitatea generală.

Exploatarea grinzilor metalice tip cheson s-a efectuat într-un mediu termic cu temperaturi ridicate ( $160^{\circ}$  -  $200^{\circ}\text{C}$ ), ceea ce modifică capacitatea de deformare plastică și limita de curgere a oțelului OL 37 - 2 K. Modulul de elasticitate de calcul de  $2,1 \times 10^6$  daN/cm<sup>2</sup>, valoare stabilită pentru  $+20^{\circ}\text{C}$ , se reduce cu creșterea temperaturii. Prin încercare în laborator a 3 probe "recoltate" din talpa inferioară a grinzii exploatare la  $+130^{\circ}\text{C}$  s-a constatat reducerea cu 0,81...0,85 a limitei de curgere față de probe de OL 37-2K care nu au fost afectate de mediul termic. Grinda tip cheson este solicitată pe cca.30% din înălțime la temperatură tehnologică de max.+ $200^{\circ}\text{C}$ , iar la talpa superioară prevăzută cu izolație termică, influențată de variația temperaturii exterioare.

(fig.III.30 a). Variația temperaturii pe înălțimea grinzii conduce la deformații diferențiate între talpa inferioară și superioară. Pentru efectuarea de măsurători "in situ" privind mărimea deformațiilor de variații de temperatură s-a considerat: grinda încastrată elastic la ambele capete (fig. III.30 b, c, d) și grinda simplu rezemată (prin tăierea sudurii din zona de rezemare) (fig. III.30 d). Aparatura de rezemare s-a compus din: comparatoare cu fir (CF); clinometre (C); transductori electrici rezistivi (TER), precum și doze electro-mecanice tip "Vibro-Meter" montate la capetele grinzii (în varianta cu rezemele libere). Pentru grinda încastrată la ambele capete și solicitată la temperaturi diferite s-au determinat prin calcul și măsurători valorile pentru " $\Delta_t$ " și " $\Delta_t'$ ". În tabelul III.5 sunt prezentate rezultatele măsurărilor pentru deplasări și rotiri pe rezeme, cazul grinzii încastrate elastic.

Tabelul III.5.

Temperatura tehnologică maximă	Temperatura exterioară " $t_e$ "	Temperatura măsurată " $t_{TS}^o$ " " $t_{TI}^o$ "		Deplasarea stălpului la rezem " $\Delta$ " (mm)	Rotirea pe rezem " $\beta$ "	" $\Delta_i$ " (mm)
200°C	-18°C	+80°	+195°	22,3	2°40'	55,2
	+20°C	+120°	+190°	26,2	2°55'	56,8
	+32°C	+140°	+200°	30,6	3°25'	63,4

Săgeata maximă măsurată la 0,5 din deschidere (7 m), din variații de temperatură a fost de 78 mm., în cazul  $t_e = -18^\circ\text{C}$ . Săgeata remanentă a fost de 37 mm., în cazul  $t_e = -18^\circ\text{C}$  și  $t_i = +20^\circ\text{C}$ .

În tabelul III.6 sunt prezentate rezultatele măsurărilor pentru deplasări și rotiri pe rezem, cazul grinzii simplu rezemate.

Săgeata maximă măsurată la 0,5 din deschidere (7 m.) din variații de temperatură a fost de 54 mm., în cazul  $t_e = -18^\circ\text{C}$ . Săgeata remanentă a fost de 23 mm., în cazul  $t_e = -18^\circ\text{C}$  și  $t_i = +20^\circ\text{C}$ .

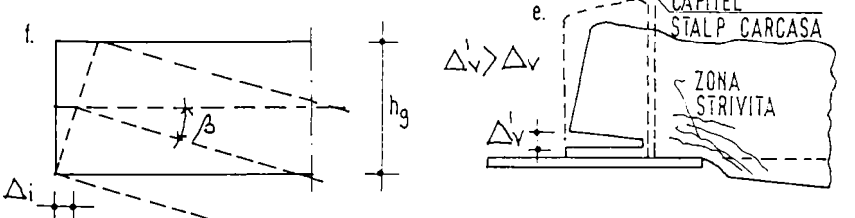
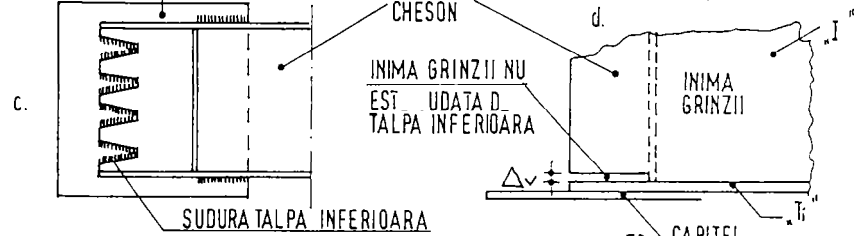
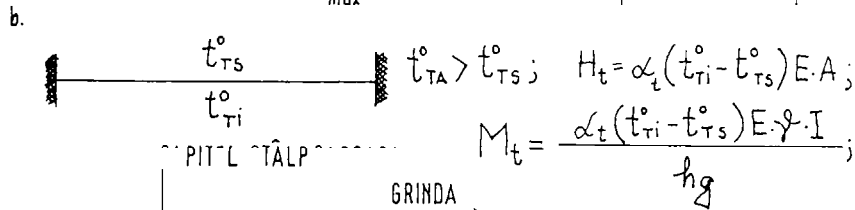
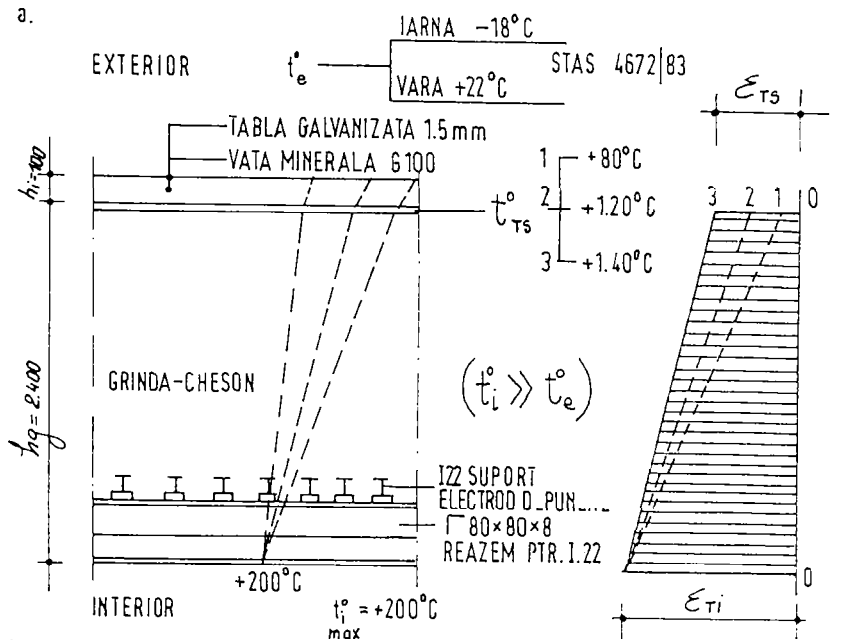


FIG. STAREA DE EFORTURI SI DEFORMATII DIN TEMPERATURA.

FIG. III. 30.



Tabelul III.6

Temperatura tehnologică	Temperatura exterioară "t <sub>e</sub> "	Temperatura măsurată		Deplasarea specifică calculată/măsurată în "mm"	
		"t <sub>TS</sub> "	"t <sub>TI</sub> "	TS	TI
200°C	-18°C	+80°	+195°	$\frac{14,112}{15,013}$	$\frac{31,752}{32,781}$
	+20°C	+120°	+198°	$\frac{22,008}{22,638}$	$\frac{31,752}{33,881}$
	+32°C	+140°	+200°	$\frac{22,646}{25,015}$	$\frac{31,752}{34,093}$

Modul de rezemare al grinzii pe stâlpii carcasei și prin fanta realizată în pereții grinzii (fig. III.30 d), permite rotirea pe rezem cu talpa inferioară sudată pe capitel (fig. III 30 e), ceea ce se atestă prin deschiderea fantei în exploatare ( $\Delta'_V > \Delta_V$ ) precum și prin strivirea tablei la limita rezemului cu un mare a modificării direcției reacțiunii.

Analizând starea de eforturi și deformații sub influența mediului termic continuu de temperatură ridicată se reține:

- Deplasarea orizontală a reazemelor este împiedecată (fig. III.30 c,d) și apar solicitări suplimentare "M<sub>t</sub>" și "M<sub>t</sub>", a căror mărime este direct proporțională cu diferența de temperatură ( $t_1 > t_e$ ), ceea ce a condus la deplasarea spre exterior a capitelor stâlpilor carcasi;
- Cumulând efectul de deformare datorită reducerii modului de elasticitate sub influența temperaturii ridicate cu efectul din dilatarea diferențiată pe înălțimea grinzii, săgeata măsurată depășește săgeata calculată. Solicitarea termică repetată a condus prin acumulare la creșterea săgeților remanente.

Rezultatele măsurărilor "in situ" atestă ipoteza de grindă încastrată elastic și sunt pe departe de asimilarea cu grindă simplu rezemată (ipoteza inițială de calcul).

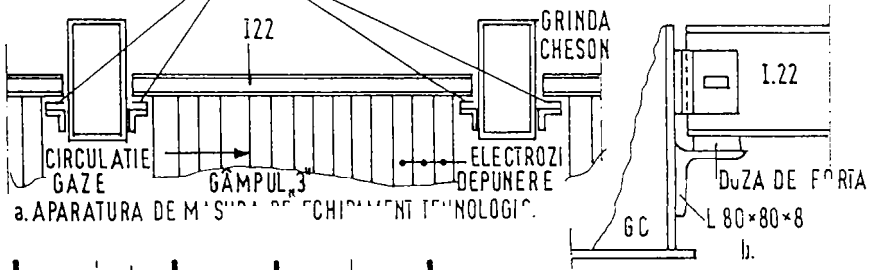
Un alt factor studiat a fost influența vitezei de curgere a cenușii acumulate între panourile electrozilor de depunere asupra forțelor verticale de frecare la suprafața de contact.

Aprofundând fenomenul la nivelul cercetărilor întreprinse

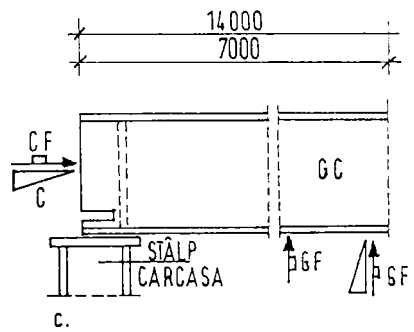
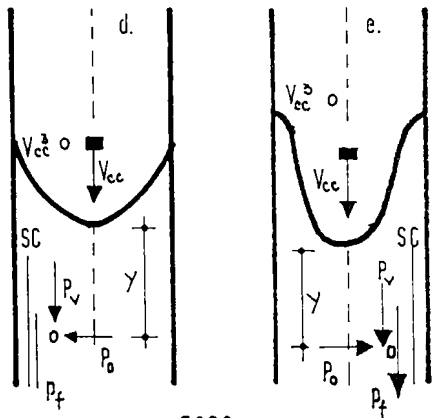
În domeniul materialelor pulverulente pentru determinarea forțelor verticale de frecare ( $p_f$ ) la suprafața de contact ( $S_c$ ) din figura III.31.d.e., nu putem asimila fenomenul cu "efectul de siloz" (ipoteza A, fig.III.32.a), impunându-se considerarea comportării dinamice a materialului la golire sub influența vitezei de curgere a cenușii ( $V_{cc}$  fig.III.31 d, e; ipoteza B fig.III.32 a). Golirea cenușii din carcasa electrofiltrului se efectuează pentru fiecare cîmp prin evacuare mecanică (EVT), cu un debit constant de 140 mc/oră, cu o viteză de curgere de 0,06 m/s (fig.III.31 f). Pentru determinarea directă a aportului forțelor de frecare la încălcarea grînzilor metalice tip cheson s-au efectuat măsurători "in situ". Sub fiecare grîndă "I<sub>22</sub>" de susținere a electrozilor de depunere, grîndă care prin console metalice rează pe grînda tip cheson, s-a introdus o doză electro mecanică cu membrană rigidă, echipată cu transductoare inductive (tip Vibro-Meter), cu transmiterea forțelor înregistrate la distanță de 14 m. La nivelul dozelor s-au înregistrat pentru fiecare grîndă "I<sub>22</sub>" reacțiunile de reacșune, provenite și din aportul forțelor verticale de frecare la golirea cenușii (fig.III.31 a, b). Pentru măsurători grînde tip cheson s-au fost echipate cu: clinometre (C) și comparatoare cu fir tip Maximov (CF) (fig. III.31 c). În tabelul III.7 și în figura III.32 a sunt prezentate valorile maxime ale forțelor verticale de frecare ( $p_f$ ) calculate sub "efectul de siloz" (ipoteza A) și sub influența vitezei de curgere a cenușii ( $V_{cc}$ ) cu lăsură în considerare a caracteristicilor dinamice (ipoteza B), precum și valorile obținute pe baza măsurătorilor "in situ" în funcție și de înălțimea de acumulare a cenușii între electrozii de depunere (măsurători la +20°C) /104/105/.

Profilul caracteristic al depunerilor la cenugă între electrozi este reprezentat (după măsurători) în fig.III.31 d pentru particule fine și în fig.III.31 e pentru particule grosiere. În apropierea electrozilor se "acumulează" un strat de cenugă aderentă la care " $V_{cc}$ " se reduce practic la zero și crește cu depărtarea de la suprafața de contact. Pe baza măsurătorilor "in situ" și a calculului efectuate avînd în vedere influența vitezei de curgere a cenușii asupra forțelor verticale de frecare la suprafața de contact, în fig.III.31 f sunt

DOZA ELECTROMECHANICE TIP. VIBROMETER\*



a. APARATURA DE MĂSURĂ DE EFICIENȚĂ TEHNOLOGICĂ.



c. APARATURA DE MASURA PE „GC”

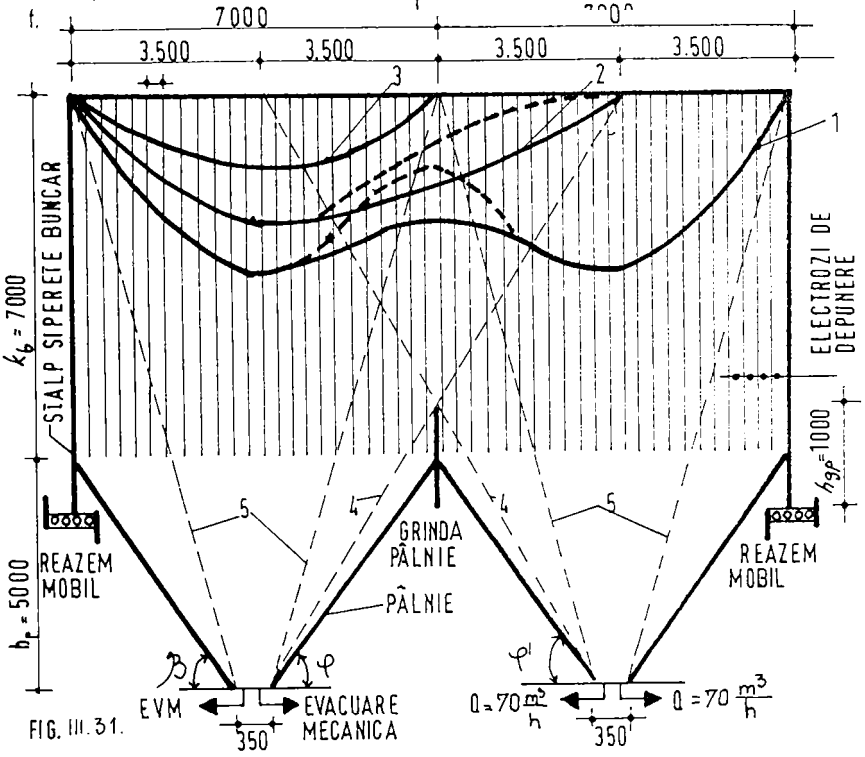
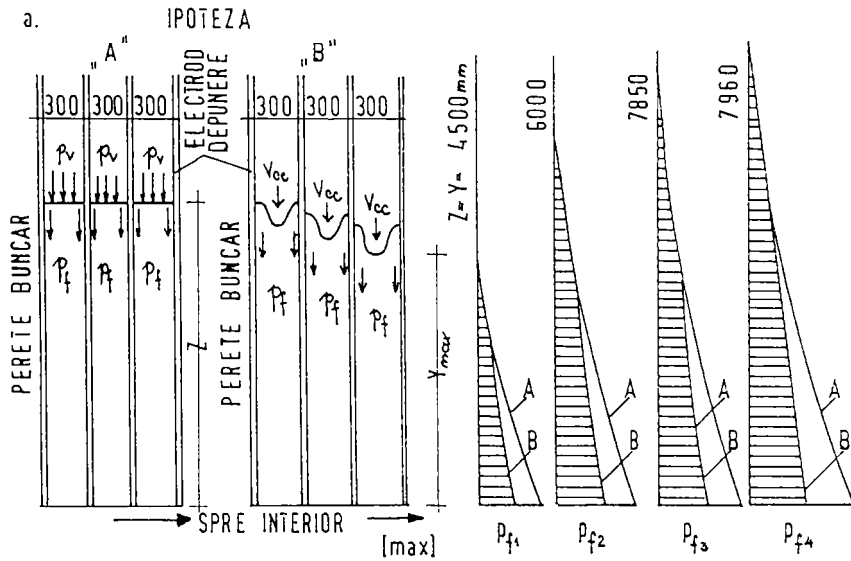


FIG. III. 31.



SCHEMA	DE CALCUL		daN/m			
	"A"	"B"				
	MASURATORI		440	645	916	918
			215	330	510	525

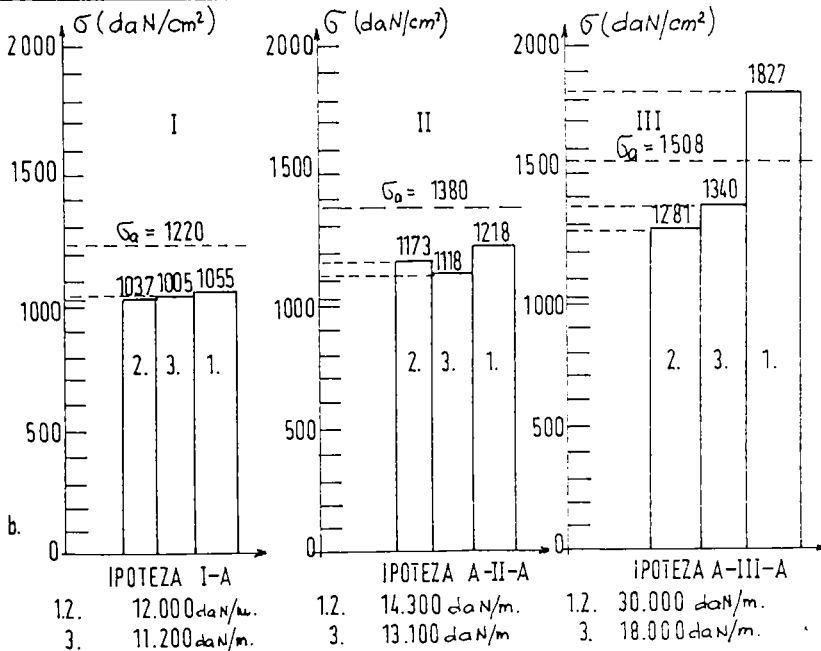


FIG. REPREZENTAREA GRAFICA A STARIИ DE SOLICITARE SI EFORTURI PRIN DIFERENTIAREA DINTRE INTERPRETAREA TEORETICA SI COMPORTAREA, IN SITU"

traseate diagonalele de distribuție pentru " $p_f$ " pe lungimea grinzii cheson în funcție de evacuarea mecanică printr-o pâlnie (curba 3) sau prin ambele pâlnii (curba 1), precum și în funcție de unghiul taluzului natural ( $\varphi$ ) (curba 2) și volumul conului de descărcare condiționat de unghiul încălzirii interioare " $\varphi'$ " în corelație cu unghiul de pantă a pâlniei de descărcare " $\beta$ ". La diagonalele "1" și "2" linia plină reprezintă distribuția forțelor verticale de frecare calculate, iar linia întreruptă corectarea pe bază de măsurători, fiind explicată prin influența conului de descărcare (5), adică curgerea cenugii dintre electrozi este împiedicată de materialul reținut pe pereții pâlniei atunci când  $\beta < \varphi'$

Tabelul III.7

Ipoteza	Forța verticală de frecare maximă " $p_f$ " (daN/m) la descărcarea cenugii, în funcție de înălțimea de acumulare ( $h_{pc}$ )			
" $h_{pc}$ " (m)	4,5	6,00	7,85	7,95
"A" (calcul) $\gamma=1000 \text{ kg/mc}$	440	645	916	919
"B" (calcul) $\gamma=1000 \text{ kg/mc}$	388	447	509	516
Măsurători "in situ"	315	450	540	565

Curbele de variație a forțelor verticale de frecare (1; 2; 3), coincid cu viteza de curgere și sunt delimitate de conul de descărcare (5) a materialului după ambele direcții, fiind afectate de linia unghiului de frecare interioară, conducând în final la o distribuție parabolică a încălzirii pe deschiderea grinzii tip cheson cu valoarea " $p_f \text{ max.}$ " la 0,5 din deschidere (coincide cu axul vertical al descărcării mecanice).

În figura III.32 b se prezintă diagramele efortului unitar " $G_{\text{max.}}$ " pentru ipotezele de încălzire IA; II A; III; avute în vedere la proiectare. Diagramele "1" reprezintă " $G_{\text{max.}}^1$ " calculat pentru grinda simplă rezemată și pentru forțele verticale de frecare după "efectul de siloz". Dia-

gramele "2" reprezintă " $\sigma_{\max}^2$ " calculat pentru grinda încastrată elastic sub acțiunea variațiilor de temperatură și a forțelor verticale de frecare provenite din influența vitezei de curgere a conușii la evacuarea mecanică. Diagramele "3" reprezintă " $\sigma_{\max}^3$ " determinat pe bază de măsurători "in situ" pentru comportarea reală a grinzii tip cheson în raport cu ipotezele din faza de proiectare.

Analiza aprofundată a rezultatelor măsurărilor "in situ" comparativ cu calculele efectuate în ipoteza "A" și "B", conduc la concluzia că deformațiile peste limitele admisibile în faza de exploatare provin din sollicitările suplimentare din mediul termic cu temperaturi ridicate și parțial din forțele de frecare de la evacuarea mecanică, precum și din elocutivitatea constructivă a rezemării. Prin modul de organizare a cercetării aplicative și a măsurărilor "in situ" lucrarea constituie un unicat în domeniul verificării unor elemente de construcții integrate structural în echipamente tehnologice.

Analiza aprofundată a tuturor deficiențelor tehnice constatate pe întreaga durată de serviciu a sistemului constructiv, precum și pe baza rezultatelor cercetării aplicative s-a elaborat o schemă logică pentru reabilitarea structurii de rezistență a electrofiltrelor în condiții de eficiență tehnico-economică (fig. III.33). "Flow - Chart"-ul elaborat reprezintă un model de interacțiune dintre cercetarea aplicativă prin măsurători "in situ" și valorificarea rezultatelor în proiectare, execuție și exploatare, asigurând desfășurarea operațiunilor pentru obținerea de date tehnice imperios necesare optimizării sistemelor constructive.

III.10. Intensificarea circulației rutiere de tip greu, în orașe, afectează în timp, starea tehnică a șoselelor și elementele de construcții a clădirilor,

-S-a studiat influența circulației cu trafic greu în orașele Oravița și Anina cu ocazia transporturilor efectuate pentru realizarea CTE Anina.

-Pe distanța de parcurs a orașelor se întâlnesc secțiunile transversale caracteristice prezentate în figura III.34.

Traficul rutier intensiv și cu vehiculele de tip greu (peste 10 t.) produce vibrații transmise prin teren la construcțiile limitrofe urterei de circulație.

## SCHEMA LOGICA PENTRU REABILITAREA ELECTROFILTRELOR

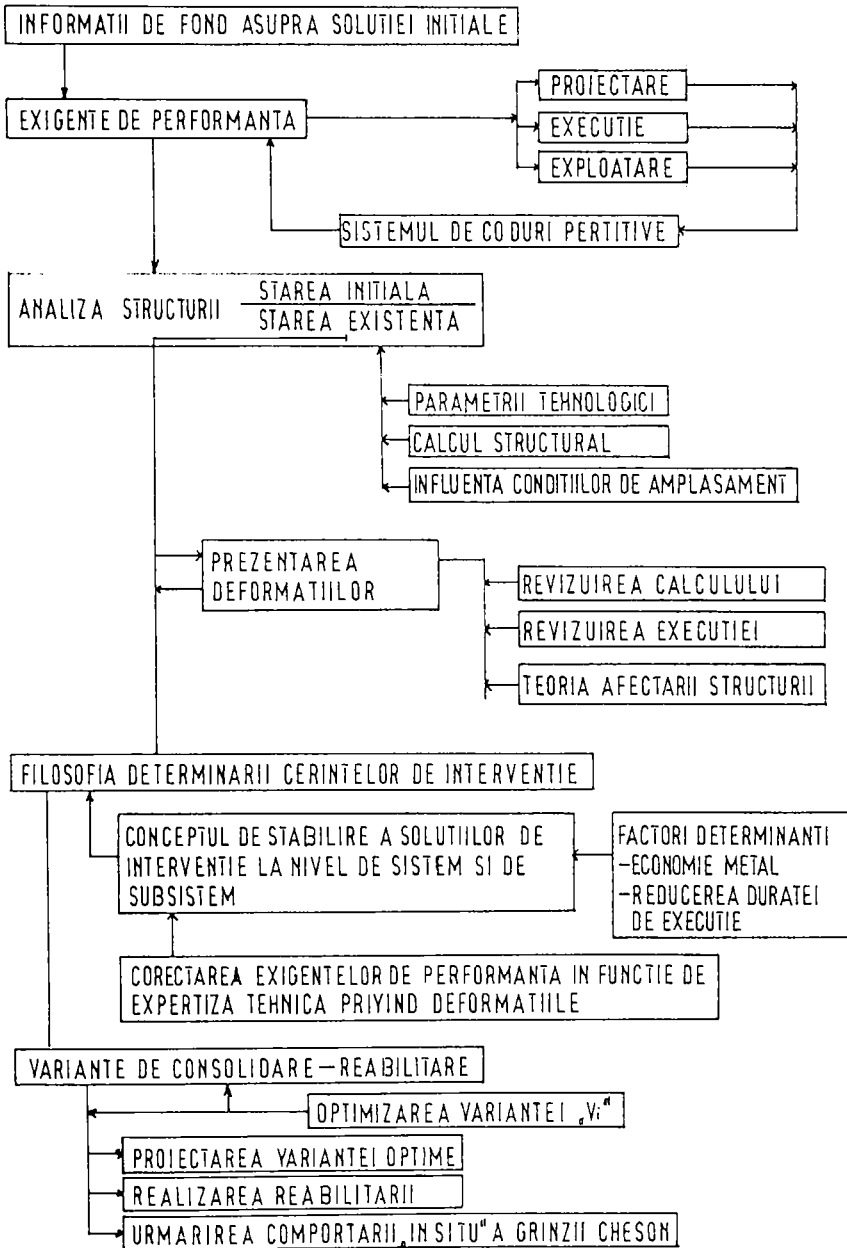
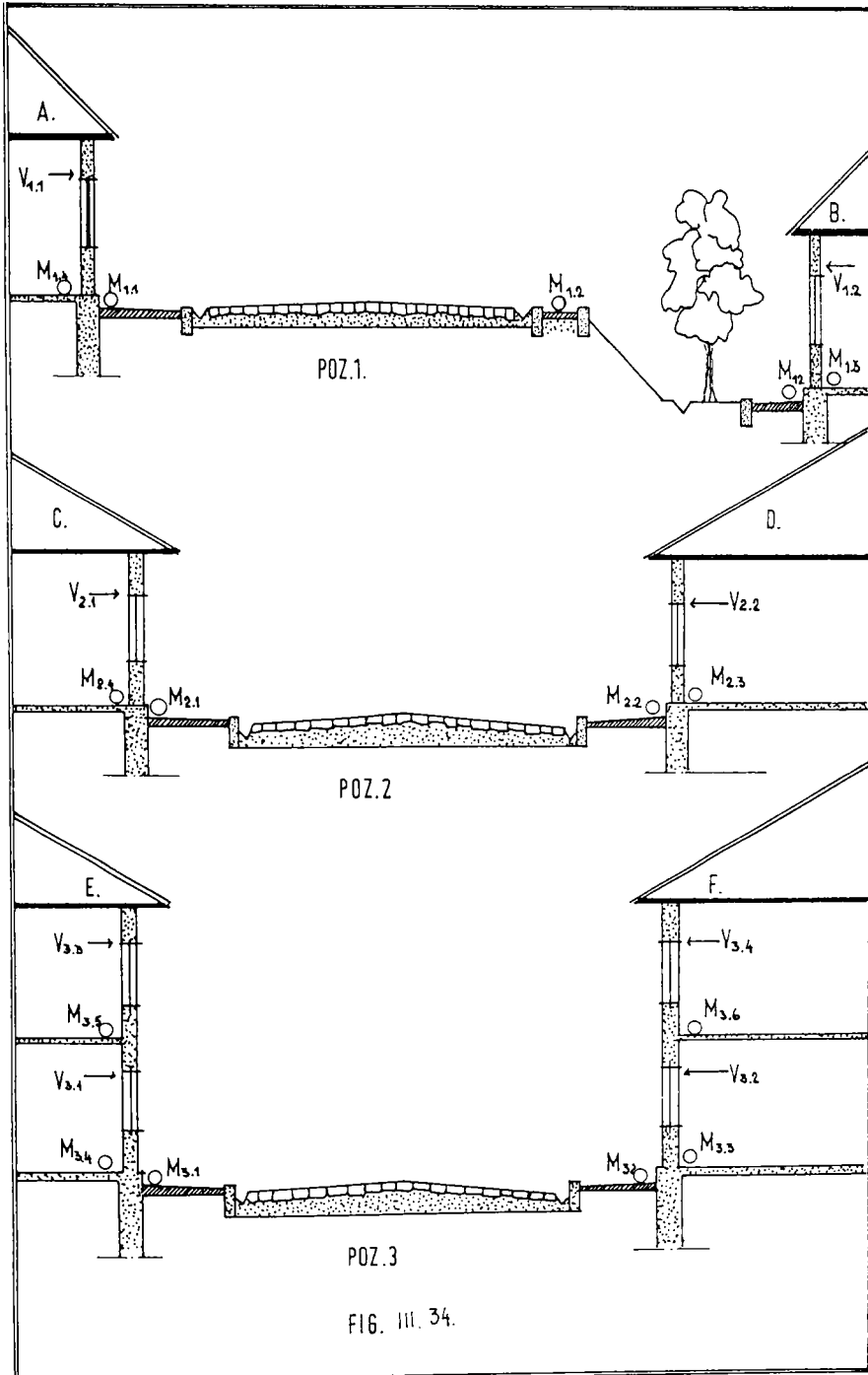


FIG. III. 33.





Numărul variabilelor care apar în problema vibrațiilor din sistemul de circulație și afectarea sistemelor constructive este foarte mare, iar lipsa de date tehnice fundamentale care să constituie un ghid în aprecierea influenței traficului rutier, a condus la studiul pe bază de măsurători experimentale. Variabilele incluse în prima etapă a studiului sunt:

- sistemul de circulație;
- parametrii tehnici ai sistemului de circulație;
- sistemul rutier al arterei de circulație;
- sistemul constructiv și de finisaj al clădirilor;
- vehiculele construcțiilor;
- parametrii geometrici ai secțiunilor caracteristice din artera de circulație.

În studiu, prin circulație intensivă de tip greu se înțelege:

- autovehicule cu încărcare utilă  $\geq 10$  to., circulând 5-6 autovehicule/oră în fiecare secțiune caracteristică.

În anul 1981 s-a determinat pentru orașul Oravița intensitatea medie a circulației zilnice pentru programul 7,00 - 16,00 și rezultatele sunt prezentate în tabelul III.8.

Tabelul III.8.

Tipul autovehiculului	Intensitatea medie a circulației buc./oră	Viteza medie km/oră în secțiunile caracteristice		
		1	2	3
Autobasculante 10 t.	4	60	50	40
Autobasculante 16 t.	5	60	50	40
Autocamioane cu remorcă	1	40	30	30
Remorchere cu treiler 20 t.	0,3	30	20	20
Alte tipuri de autovehicule	0,7	60	40	30
Total autovehicule	11,0	57,36	46,72	37,90

Suprastructura în orage este alcătuită din:

- pavaj din piatră, cu denivelări;
- covor asfaltic, aplicat peste pavaj din piatră (prezintă văturiri).

În zonele unde sunt efectuate măsurătorile, clădirile

prezintă caracteristici structurale variabile/105/:

- Fundații din zidărie de piatră la beton;
  - Zidărie din tuf vulcanic, cărămidă, blocuri de beton; pereți din lemn; etc.
  - Plânșee din: lemn; bolți de cărămidă; profile metalice și beton; beton armat;
  - Coperișul din șarpantă de lemn cu țiglă sau tablă;
- Vechimea clădirilor din zona studiată este de:
- până la 30 de ani: 10% (O); 7% (A);
  - 30 - 50 de ani: 20% (O); 15% (A);
  - peste 50 de ani: 70% (O); 78% (A);

Actualul traseu de circulație este folosit de peste 300 de ani în orașul Oravița (atestat documentar 1694) și de peste 240 ani în orașul Anina (atestat documentar 1750). În ambele cazuri infrastructura este alcătuită din: bolovani de piatră în grosime de 30-40 cm.; nisip 5-10 cm.; macadam în grosime de 20-30 cm. (strat peste care s-a circulat foarte mulți ani), apoi a urmat completarea cu pavaj de piatră cubică și în ultimii 20 de ani cu covor asfaltic.

Stratul de apă subterană este la cota de - 0,8 până la - 1,40 m. în Oravița (în medie) și de - 1,20 - - 1,60 m. în Anina. Nivelul apelor subterane variază cu profilul geologic și foarte mult cu anotimpul (factorii climatici).

În contextul datelor prezentate, studiul s-a efectuat cu scopul de a stabili parametrii limită pentru circulația rutieră asigurând condiții optime privind comportarea în timp a construcțiilor din zona circulației intensive. Rezultatele măsurătorilor "in situ" sunt prezentate în tabelul III.9. Pe baza datelor înregistrate, mișcarea vibratorie produsă de circulația zilnică a autovehiculelor de tip greu, se poate asemăna cu seism de gradul II-III (scara MSK, conform STAS 3674-71). Analitic clădirile se pot considera supuse zilnic unui seism de gradul II-III, de o durată ciclică de 3 - 8 secunde (max) și la un număr de 11 cicluri/oră, în programul 7,00 - 16,00. Din această cauză la clădirile vechi apar anume degradări în timp, cele mai frecvente fiind:

- microfisuri și fisuri la tencuieli;
- deslipirea stratului de tencuială de pe zidărie, în special la golurile de uși și ferestre;
- desfacerea trotuarului de lângă soclul clădirii, etc.

TABELUL III. 9.

POZITIA DE STUDIU	STRUCTURA	ACCELERATIA MAX. $\text{cm/s}^2$	OBSERVATII DE FOND
M 1.1	TROTUAR BETON	1.85	SE SIMTE LA CIRCULAT
M 1.2 <sup>1</sup>	IDEM	1.70	IDEM
M 1.2	IDEM	0.85	NU SE PERCEPE
M 1.3	COTA $\pm 0.00$ CLADIRE UMPLUTURA - PARCHET	1.65	SE SIMTE LA CIRCULAT
M 1.4	COTA $\pm 0.00$ CLADIRE BETON - PARCHET	1.70	OBIECTELE VIBREAZA
M 2.1	TROTUAR - ASFALT	2.86	SE SIMTE BINE LA CIRCULAT
M 2.2	IDEM	2.98	IDEM
M 2.3	COTA $\pm 0.00$ CLADIRE PLANSEU BOLTII CARAMIDA	2.23	PLANSEUL VIBREAZA
M 2.4	COTA $\pm$ CLADIRE PLANSEU METAL CU BOLTII	2.46	PLANSEUL VIBREAZA
M 3.1	TROTUAR ASFALT	3.12	SE SIMTE BINE LA CIRCULAT
M 3.2	IDEM	3.16	IDEM
M 3.3	COTA $\pm 0.00$ CLADIRE PLANSEU METALIC CU BOLTII	2.75	PLANSEUL VIBREAZA
M 3.4	IDEM	2.87	IDEM
M 3.5	COTA $+4.80$ CLADIRE PLANSEU LEMN	2.65	FISURI IN TENCUIALA
M 3.6	COTA $+5.25$ CLADIRE PLANSEU METAL SI BOLTII	2.55	IDEM
POZITIA	PERETE DIN	AMPLITUD.ORIZ.	OBSERVATII
V 1.1	CARAMIDA NORMALA	0.07	FISURI LANGA TOC FEREASTRA
V 1.2	TUF VULCANIC MAIDAN	0.03	—
V 2.1	CARAMIDA NORMALA	0.09	FISURI TENCUIALA
V 2.2	TUF VULCANIC MAIDAN	0.05	—
V 3.1	PIATRA SI CARAMIDA	0.04	TENC. SE DESPR. PE ZID. (zona I)
V 3.2	CARAMIDA PLINA	0.10	FISURI LANGA TOC USASI FER.
V 3.3	CARAMIDA PLINA	0.14	CADE TENC. LANGA TOC FER.
V 3.4	CARAMIDA PLINA	0.12	FISURI SUB PLANSEU

Efectul vibrațiilor produse de circulația rutieră de tip greu, intensiv, este influențat de caracteristicile fizico-mecanice ale suprastructurii străzii. Din acest punct de vedere s-au efectuat măsurători pentru două tipuri de suprastructuri:

- covor asfaltic aplicat pe pavaj din piatră;
- beton Bc 20 aplicat pe macadam.

Rezultatele măsurătorilor "in situ" sunt prezentate în tabelul III.10. Comparând datele din tabelul III.9 cu cele din tabelul III.10., pentru clădiri cu structură de rezistență identică și secțiune caracteristică de stradă asemănătoare se constată:

- acceleerațiile și amplitudinile pentru zonele cu suprastructura străzii din covor asfaltic, sunt mult mai reduse, cca- 30% - 35% față de suprastructura din pavaj.
- suprastructura străzii din beton rutier, nu influențează valoric accelerația și amplitudinile față de suprastructura din pavaj.

Efectul vibrațiilor asupra clădirilor se pune în evidență prin factorul de deteriorare:

$$F_D = 2 \cdot \pi^2 \cdot x_0^2 \cdot f^2 \quad (\text{mm}^2/\text{s})$$

$x_0$  - amplitudinea măsurată (mm)

$f$  - frecvența ( $\text{s}^{-1}$ ).

Aprecierea acțiunii vibrațiilor s-a stabilit luând în considerare acțiunea simultană a amplitudinii și frecvenței, deoarece prin masa diferită a părților componente a clădirii și a sistemelor de îmbinări, deplasarea se efectuează cu amplitudini diferite la aceeași frecvență. Influența simultană a frecvenței și amplitudinii este definită prin coeficientul de sollicitare la frecvență, determinat cu relația:

$$\begin{aligned} k &= x_0 \cdot f^2 & f < 5 \text{ Hz} \\ k &= 5 x_0 \cdot f^2 & 5 \text{ Hz} < f \leq 40 \text{ Hz} \\ k &= 200 x_0 & 40 \text{ Hz} < f \leq 100 \text{ Hz} \end{aligned}$$

În tabelul III.11 se prezintă determinarea efectelor vibrațiilor asupra clădirilor studiate în secțiunile caracteristice din fig. III.34.

TABELUL III. 10.

POZITIA DE STUDIU	STRUCTURA	ACCELERATIA MAXIMA (cm/s <sup>2</sup> )	
		COVOR ASFALTIG PE PAVAJ PIATRA	BETON B 300 PE MACADAM
M 1.1	TROTUAR BETON	1.25	1.75
M 1.2 <sup>1</sup>	IDEM	1.10	1.70
M 1.2	IDEM	0.55	0.80
M 1.3	COTA ± 0.00 CLADIRE UMPLUTURA - PARCHET	1.05	1.50
M 1.4	IDEM BETON - PARCHET	1.15	1.65
M 2.1	TROTUAR ASFALT	2.30	2.80
M 2.2	IDEM	2.45	2.90
M 2.3	COTA ± 0.00 CLADIRE PLANSEU BOLTII CARAMIDA	1.90	2.20
M 2.4	IDEM PLANSEU METAL CU BOLTII	2.05	2.35
M 3.1	TROTUAR ASFALT	2.15	3.15
M 3.2	IDEM	2.85	3.20
M 3.3	COTA ± 0.00 CLADIRE PLANSEU METALIC CU BOLTII	2.12	2.65
M 3.4	IDEM	2.15	2.70
M 3.5	COTA + 4.80 CLADIRE PLANSEU LEMN	1.95	2.70
M 3.6	COTA + 5.25 CLADIRE PLANSEU METALIC CU BOLTII	1.85	2.60
POZITIA	PERETE DIN:	AMPLITUDINEA CRIZONTALA	
V 1.1	CARAMIDA NORMALA	0.04	0.07
V 1.2	TUF VULCANIC MAIDAN	0.01	0.03
V 2.1	CARAMIDA NORMALA	0.05	0.08
V 2.2	TUF VULCANIC MAIDAN	0.02	0.06
V 3.1	PIATRA SI CARAMIDA	0.02	0.05
V 3.2	CARAMIDA PLINA	0.08	0.09
V 3.3	IDEM	0.10	0.15
V 3.4	IDEM	0.09	0.13

Tabelul III.11.

Tipul de clădire	Factorul de deteriorare $\text{mm}^2/\text{s}$	Efectul asupra clădirii:
A	70	Fisuri la tencuieli tavane
B	64	Idem
C	83	Fisuri la tencuieli pereți
D	87	Fisuri la legăturile dintre pereți
E	85	Fisuri la tencuieli, pereți și tavane
F	75	Fisuri la tencuieli tavane

Pentru cazul de tip "D" s-a desfiicut tencuiala și s-a constatat apariția de microfisuri în zidărie.

Până în prezent nu s-au constatat degradări sau avarii care să periclitese siguranța și stabilitatea construcțiilor. Tot, în condițiile circulației intensive se impun măsuri de protecție a clădirilor, având în vedere că zona Anina-Orașița este afectată de vânturi puternice (Coșava) și seisme (cutremurele bănățene cu epicentrul la Porța și Ciclova Montană).

## CAPITOLUL IV.

URMĂRIREA ÎN TIMP A VARIĂȚIEI PARAMETRILOR DE  
CONFORT TERMIC.

Confortul higrotermic al clădirilor de locuit reprezintă ansamblul condițiilor optime necesare desfășurării vieții fiziologice a omului în spațiul organizat pentru refacerea capacității fizice și continuarea perfecționării profesional-culturale, mediu în care condițiile impuse de anabolism sunt hotărâtoare și cele impuse de catabolism sunt determinante. Modul în care o clădire răspunde condițiilor termofiziologice se apreciază prin optimizarea temperaturii și a umidității relative a aerului interior în limita desfășurării normale a tuturor proceselor vitale ale organismului uman/112/(fig.IV.1).

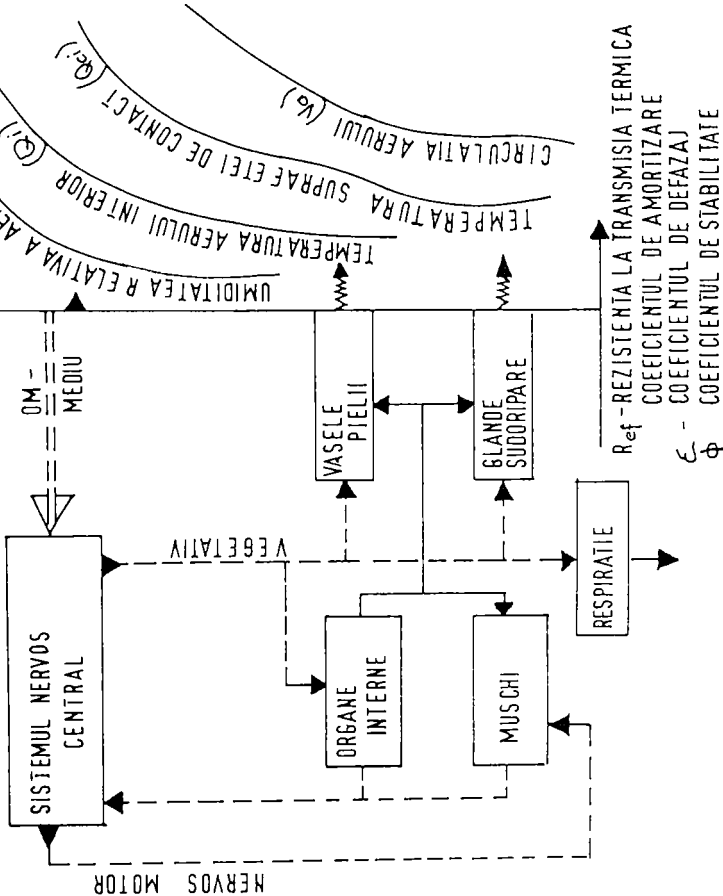
IV.1. Studiile și corecțiile aplicative au fost efectuate asupra clădirilor din panouri mari, amplasate în zona climatică II, în regim construit de P + 4 - E, cu acoperiș terosă necirculabilă și parter executate din beton armat cu miez termoizolant din BCA/112/109/.

Aparatura utilizată pentru măsurători "in situ" a câmpului termic, a riscului de condens în zona punților termice și la stabilirea deformațiilor totale din variații de temperatură, pentru elementele de construcții și încăperile din clădirile de locuit, s-a compus din:

- termografe înregistratoare pentru măsurarea temperaturii aerului interior " $\Theta_i$ " și exterior " $\Theta_e$ ";
- potențiometre cu 12 canale pentru înregistrarea temperaturii suprafeței elementelor de construcții " $\Theta_{si}$ " (pereți; planșee);
- termocuple cupru - constanta pentru măsurarea locală a temperaturilor " $\Theta_p$ " prin instalarea traductorilor în elementele de construcții executate (prin perforare, introducere și injectare a canalului);
- higrometre cu fir de păr, pentru măsurarea umidității aerului

STAREA GENERALA A SANATATII:

ACLIMATIZAREA;  
PROFESIA;  
PANDEREA; VÂRSTA



$R_{ef}$  - REZISTENTA LA TRANSMISIA TERMICA  
 $\epsilon$  - COEFICIENTUL DE AMORTIZARE  
 $\phi$  - COEFICIENTUL DE DEFAZAJ  
 $\psi$  - COEFICIENTUL DE STABILITATE

FIG.1/1 RELATIA OM - MEDIU PRIN SISTEMUL TERMOREGULATOR.

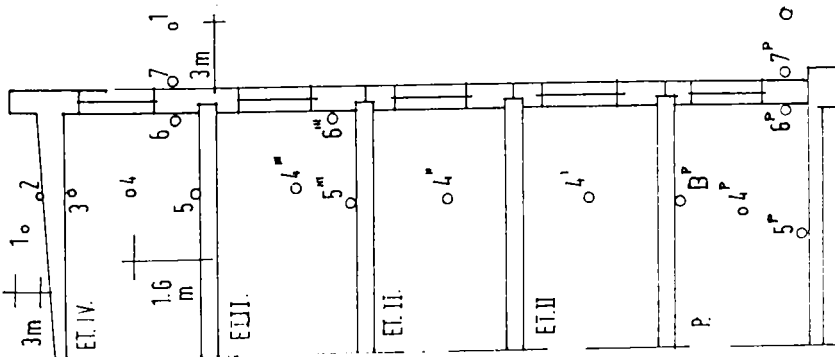


FIG.1/2 AMPLASARE PUNCTE DE MASURA



lui " $\varphi_i$ " și " $\varphi_e$ " (cu precizia  $\pm 5\%$ );

Punctele de măsură (PM) la clădirile de locuit studiate au fost stabilite prin programul de cercetări aplicative (atât pentru Anina cât și pentru Oravița) conform notațiilor din figura IV.2.

Organizarea măsurătorilor s-a efectuat în perioada de vară (Iulie - august) și iarnă (ianuarie - februarie) (1986 - 1988)

Analiza comportării fiziologice s-a efectuat în baza rezultatelor măsurătorilor "in situ" privind variația parametrilor de confort higrotermic în interacțiune cu omul, cu factorii termofiziologici (vezi fig.IV.1).

Condițiile reale de funcționare a clădirilor de locuit nu corespund cu cele stabilite prin calcul, datorită complexității factorilor variabili (materiale, temperaturi, orientări, etc). În figura IV.3 se prezintă valorile variațiilor de temperatură măsurate în perioada de vară ( pentru " $\Theta_e$ " max, la 24 ore), pentru o încăpere de la ultimul etaj, la o clădire de locuit din panouri mari cu izolație termică din BCA și pentru o terasă cu izolație termică din BCA cu hidroizolație bituminoasă. Din analiza diagramei prezentate în figura IV.3 și a celorlalte diagrame (de 24 ore) întocmite în baza măsurătorilor efectuate în perioada de vară (pe o durată de 54 de zile) rezultă:

- valorile temperaturii suprafeței exterioare a terasei sunt în limita a  $+ 50^{\circ} - + 60^{\circ}\text{C}$  la temperatura exterioară de  $+ 30^{\circ} \dots + 35^{\circ}\text{C}$ ;

- valorile maxime ale temperaturii aerului interior se înregistrează la încăperea de la ultimul nivel, cu diferențe de  $1^{\circ} \dots 4^{\circ}\text{C}$  în funcție de orientare, ceea ce atestă că factorul determinant al creșterii valorii lui " $\Theta_i$ " îl constituie transmisia căldurii prin terasă; " $\Theta_i$ " măsurat "in situ" depășește limita admisibilă de  $+ 24^{\circ} \dots + 26^{\circ}\text{C}$ ;

- valorile minime ale temperaturii aerului interior se înregistrează la camerele de la parter, cu diferențe de  $3^{\circ} \dots 7^{\circ}\text{C}$ , în funcție de orientare, iar " $\Theta_i$ " măsurat "in situ" nu depășește limita admisibilă de confort  $+ 24^{\circ}\text{C}$ ;

- la scăderea temperaturii aerului interior se constată o scădere mare a temperaturii suprafeței pardoselii și temperaturii suprafeței interioare a peretelui exterior, diferența

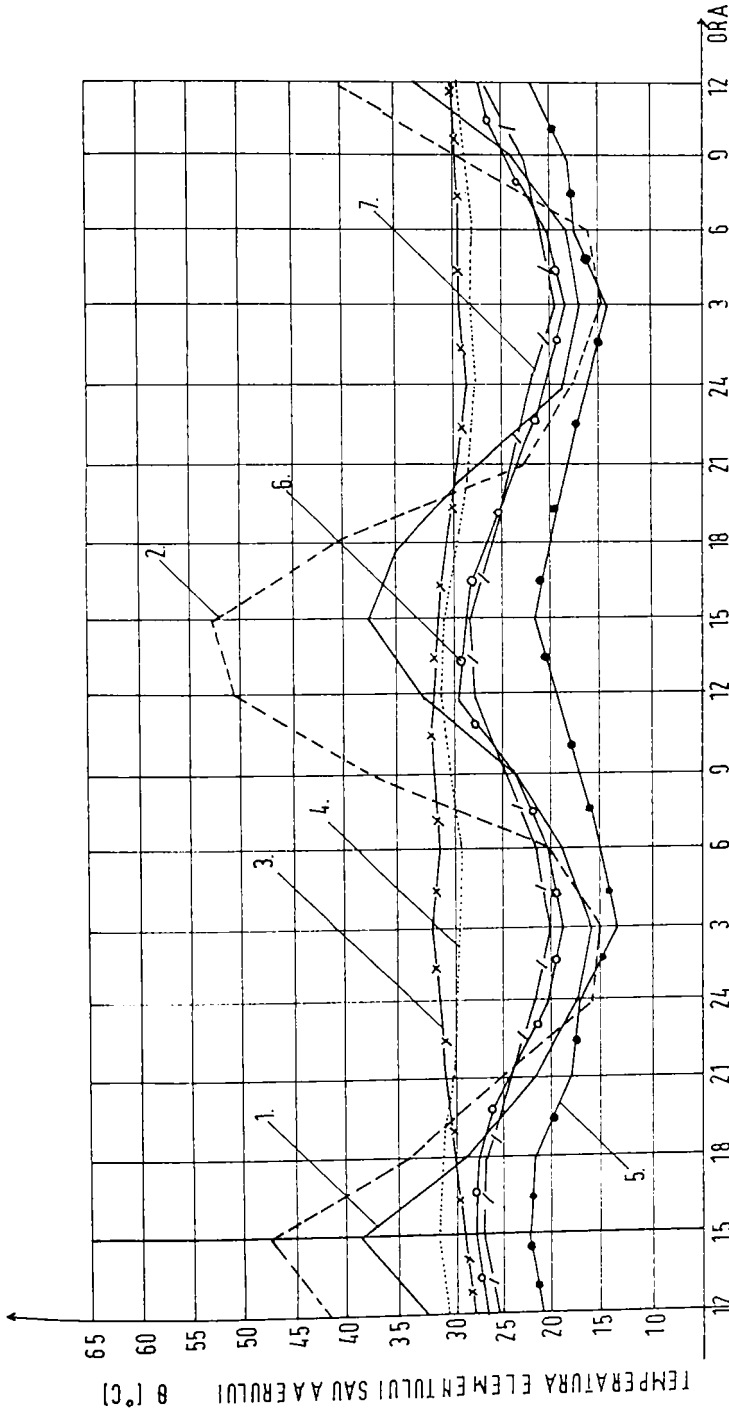


FIG. IV.3. VARIATIA TEMPERATURII LA O CLADIRE DELOCUIT - CAMERA DE LA ULTIMUL NIVEL (VARA)

1. TEMPERATURA AER EXTERIOR; 2. TEMPERATURA SUPRAFETEI EXTERIOARE A TERASEI; 3. TEMPERATURA TAVAN;  
4. TEMPERATURA AER INTERIOR; 5. TEMPERATURA PAROSELI; 6. TEMPERATURA SUPRAFETEI INTERIOARE A  
PERETELUI; 7. TEMPERATURA SUPRAFETEI EXTERIOARE A PERETELUI.

depășind limitele admisibile.

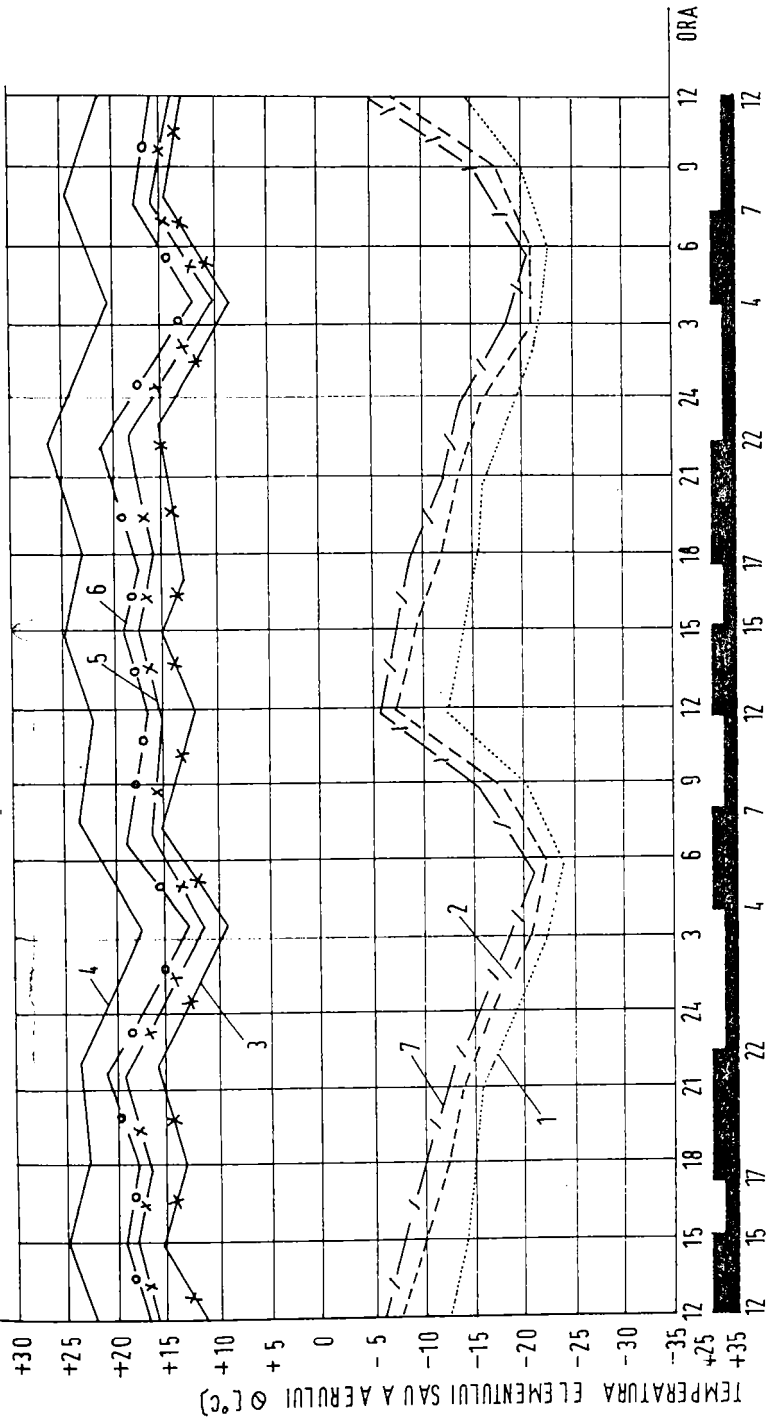
În figura IV.4 se prezintă valorile variațiilor de temperatură măsurate în perioada de iarnă ( pentru " $\Theta_e$ " minim la 24 ore). Din analiza diagramei prezentate în figura IV.4 și a celorlalte diagrame (de 24 ore) întocmite în baza măsurătorilor efectuate în perioada de iarnă, pe o durată de 52 zile rezultă:

- Temperatura suprafeței exterioare a teraselor prezintă diferențe de max.  $5^{\circ}\text{C}$  față de temperatura aerului exterior, iar temperatura suprafeței exterioare a peretelui de max.  $3^{\circ}\text{C}$ ;
- temperatura suprafeței interioare a tavanului prezintă cele mai scăzute temperaturi de pe suprafața interioară a elementelor de construcții, dar diferența dintre temperatura aerului interior " $\Theta_i$ " și a suprafeței interioare a elementelor de construcții este semnificativă de  $5^{\circ}\dots 8^{\circ}\text{C}$ , funcție de element (6) (5) (3);

← cu toate că temperatura aerului interior se menține în limitele  $\Theta_{i(\text{med})} = + 20^{\circ}\text{C}$ , datorită funcționării continue a instalației de încălzire (vezi fig. IV.4), temperaturile suprafețelor elementelor de construcții sunt mult mai reduse datorită coeficienților mici de asimilare termică și a unor valori scăzute a rezistențelor la transfer termic.

Asigurarea confortului termic în interiorul unei încăperi impune repartizarea uniformă a " $\Theta_i$ " pe verticală și pe orientare. Prin măsurători "in situ", în condiții de vară diferența între " $\Theta_i$ " măsurat la 30 cm. de tavan și la 30 cm. de pardoseală, la 100 cm. de peretele exterior este de  $2^{\circ}\dots 4^{\circ}\text{C}$  pentru încăperile de la ultimul nivel și de  $4^{\circ}\dots 6^{\circ}\text{C}$  pentru încăperile de la parter ( cazul fără subsol). Dacă planul de măsurare se depărtează de peretele exterior diferențele se reduc. În condiții de iarnă, pentru aceleași planuri de măsurare diferențele sunt de  $1^{\circ}\dots 2^{\circ}\text{C}$ , respectiv  $3^{\circ}\dots 6^{\circ}\text{C}$  (cu încălzire continuă). În toate cazurile s-a depășit limita normată de  $2^{\circ}\text{C}$ , ceea ce conduce la sensibilizarea organismului uman sau necesită condiții de adaptare.

Pe baza măsurătorilor efectuate s-a constatat că alura curbelor de variație a umidității relative a aerului interior este similară cu a variației temperaturii aerului interior, cu excepția colțurilor pereților și a colțurilor pereți-tavan



INCALZIRE CU APA CALDA - REGIM CONTINUU  
 FIG. IV.4. VARIATIILE TEMPERATURII LA 0 CLADIRE DE LOCUIT - CAMERA DE LA ULTIMUL NIVEL (IARNA): 1. TEMPERATURA AER EXTERIOR; 2. TEMPERATURA SUPRAFETEI EXTERIOARE A TERASEI; 3. TEMPERATURA TAVAN; 4. TEMPERATURA AER INTERIOR; 5. TEMPERATURA PARDOSEALA; 6. TEMPERATURA PERETE, INTERIOR; 7. TEMPERATURA PERETE, EXTERIOR.

unde s-a constatat că intervin fenomene specifice privind transmisia termică. În aceste zone micșorarea curenților de aer determină micșorarea transmisiei pentru convecție interioară, conducând la reducerea temperaturii în zonă, favorizând fenomenul de condens și dezvoltare a mucoșului.

Prin efectuarea de măsurători prin sondaj s-a constatat că umiditatea higroscopieă a panourilor mari cu termoizolație la exterior și cu un strat de finisaj interior de până la 10 mm este influențată considerabil de scăderea temperaturii aerului interior. Fenomenul s-a constatat la unele încălziri și pe starea îmbrăcămintei, pe intradosul tăbliilor de mobilă etc.

Cunoașterea aprofundată a condițiilor de umiditate în exploatarea clădirilor de locuit se impune din punct de vedere sanitaro-igienic, cunoscut fiind faptul că prin creșterea umidității interioare, în timp, se crează condiții favorabile pentru instalarea unor afecțiuni cronice (reumatism, etc), iar prin apariția și formarea mucoșului și/sau a ciupercilor de asemenea instalarea unor afecțiuni virotice (alergice).

Cercetările aplicative întreprinse la un număr mare de clădiri de locuit, în perioada de vară și de iarnă, conduc la diferențe mari între măsurimile termofizice calculate și cele măsurate "in situ" pentru perețele exterior de la ultimul nivel (tabelul IV.1).

Tabelul IV.1.

Tipul termoizolației	Calculată SPAS 6478-84 /106/112/	Măsurată "in situ" (val.medie din diagrame)
Coefficientul de amortizare " $\gamma$ "	42,86	14,45
Coefficientul de defazăj " $\epsilon$ "	12,64	3,28

Coefficientul maxim de amortizare termică care caracterizează răspunsul termic al clădirii s-a considerat ca fiind valoarea raportului amplitudinii diurne maxime a variației temperaturii aerului exterior față de amplitudinea din aceeași și a variației temperaturii aerului din interiorul clădirii.

Defazajul măsurat (vezi tabelul IV.1) este mult mai mic decât limitele admisibile de  $\mathcal{E} = 10...12$  ore, în timp ce amplitudinea oscilației temperaturii interioare  $\Delta_{T_{int}} = 2^{\circ}\text{C}$  (valoare medie măsurată), nu depășește limita de  $3^{\circ}\text{C}$ . Diferențele dintre valorile calculate și cele măsurate provin din efectul suprafețelor vitrate și a mesei de beton din panou care absoarbe o mare cantitate din fluxul de căldură de la exterior. În cazul acoperișului terasă (vară) de la încaperile ultimului nivel, defazajul măsurat  $\mathcal{E} = 8,5$  ore (valoare medie) este sub valoarea limită de 12 ore. Amplitudinea oscilației temperaturii aerului interior este de  $\Delta_{T_{int}} = 3^{\circ}\text{C}$ . Temperatura medie a aerului interior " $\Theta_{i}$ " med. =  $+28^{\circ}\text{C}$ , pentru perioada cea mai caldă din perioada măsurărilor, apropiată de temperatura medie a aerului exterior " $\Theta_{e}$ " med. =  $+32^{\circ}\text{C}$ , generând disconfort.

Climatul anual de umiditate relativă a unei clădiri este determinat de condițiile atmosferice și de condițiile microclimatului interior. Dezvoltarea de mucegaiuri în locuințe generează probleme sanitare pentru locatari. Efectul alergen este recunoscut pentru afecțiuni ale căilor respiratorii și acțiuni cancerigene (alfatoxina B<sub>1</sub>, substanță cu cel mai mare potențial oncogen).

Senzația de temperatură este efectul avertizării pe care o primește conștientul omului de la sistemul său nervos asupra modului cum este îndeplinit schimbul termic din organism pentru menținerea constantă a temperaturii interne. În figura IV.1 se prezintă schema de principiu a sistemului termoregulator sub influența factorilor din mediul înconjurător. Din punct de vedere fiziologic, confortul higrotergic înseamnă lipsa senzației neplăcute de frig sau de căld, precum și menținerea unui ritm cardiorespirator normal, ceea ce se realizează atunci când eliminarea căldurii interne din organism se asigură fără suprasolicitarea sistemului termoregulator uman. După datele OMS, temperatura de confort pentru activitatea umană din clădiri de locuit este de  $+18^{\circ}\text{C}...+20^{\circ}\text{C}$ , fiind considerată ca o temperatură de referință pe scala biologică. Variația în limite foarte largi a parametrilor microclimatului interior și cu preponderență în afara condițiilor de performanță a clădirii de locuit conduce la apariția unor afecțiuni

fiziologice /112/ (vezi tabelul IV.2).

Tabelul IV.2

Temperatura aerului interior " $\theta_i$ "	
$\theta_i < \theta_{iN}$	$\theta_i > \theta_{iN}$
oboseală la frig	oboseală la căldură, nervozitate
$\theta_i < \theta_{om}$ , vasoconstricții puternice	$\theta_i > \theta_{om}$ , vasodilatații; crește pulsul, transpirații;
$\theta_{pele} < +26^\circ\text{C}$ , începe tremuratul	$\theta_{pele} > +36^\circ\text{C}$ , transpirații intense
$\theta_i < \theta_{si}$ dureri în musculatură picioarelor și abdomen	$\theta_i > \theta_{si}$ dureri de cap (migrene)
Umiditatea aerului interior " $\varphi_i$ "	
50%	60%
și $\theta_i < \theta_{om}$ , degașarea umidității din organism crește anormal;	și $\theta_i > \theta_{om}$ , evacuarea umidității din organism este împiedicată

Activitatea în construcții impune acțiuni interdisciplinare pentru asigurarea funcționalității.

Rezultatele măsurărilor "in situ" privind variația parametrilor de confort higrotermic la clădiri de locuit din punouri mari coraborate cu constatările de comportament termofiziologic uman impun o reflectare științifică atât asupra normelor de proiectare cât și asupra calității execuției pentru a realiza criteriile de confort optim al clădirilor de locuit.

Conceptul de calitate în construcții se exprimă prin aptitudinea măsurabilă de a satisface exigențele stabilite destinației construcției, în condițiile respectării prescripțiilor tehnice.

Confortul termic al clădirilor de locuit constituie condiție optimă pentru desfășurarea vieții fiziologice a omului.

Clădirea trebuie să acționeze ca un volant termic asigurând condiții optime de temperatură și umiditate atât la aerul interior cât și la elementele de construcții.

Din punctul de vedere al confortului termic, la clădirile de locuit s-a constatat defecte funcționale comune, pe bază de

mişurători /306/;

- Variația diferențelor de temperatură a aerului interior pe înălțime cu  $1^{\circ} - 2^{\circ}\text{C}/\text{m}$  la camerele curente (clădire din panouri mari);

În zona punților termice, temperatura suprafeței interioare a elementului scade față de temperatura interioară cu:

$4^{\circ} - 6^{\circ}\text{C}$  la îmbinările de colț;

$3^{\circ} - 5^{\circ}\text{C}$  la îmbinările curente,

ceea ce favorizează apariția unor zone de condens sau de mucegai;

Condensul și mucegaiul se amestecă și imediat mușcă apar cu prioritate la încăperile situate la colțurile clădirilor, pe suprafața interioară a peretelui, din principalele cauze:

-Forma geometrică a colțului conduce la o inegalitate între suprafața interioară, care preia căldura din aerul interior, și suprafața exterioară, care cedează căldura aerului exterior ( $t_1 > t_e$ ), comparativ cu peretele curent, astfel încât fluxul de căldură cedat aerului exterior în dreptul colțului este mai mare, ceea ce conduce la scăderea bruscă a temperaturii suprafeței peretelui interior;

-cedarea de căldură de la aerul interior la suprafața peretelui se face mult mai greu la colț, întrucât aerul se mișcă mult mai greu, ceea ce reduce transmitia prin convecție, iar pe de altă parte se reduce și cantitatea de căldură pe care peretele o primește prin radiație.

{ - Fenomenul de eflorescență se datorează sărurilor de sodiu, magneziu și potasiu depuse la suprafața elementelor de construcție în urma evaporării apei ce migrează de la exterior spre interior și influențate local de gradientul termic al corpurilor de încălzire (fenomen constat la orientarea nord a încăperilor).

La clădirile de locuit din panouri mari (realizate în România), în număr foarte mare până în 1989, cca. 100.000 apartamente/an - producția de vârf), pereții exteriori se realizează din panouri mari în 3 straturi cu izolația termică din polistiren celular sau vată minerală de 8,4 cm. grosime sau în combinație cu GBM 25 și nervuri din beton armat care formează punți termice. Coeficientul de transfer termic a soluțiilor tipizate de panouri mari pentru exterior variază



$K = 1,2 - 1,3 \text{ W/mp.}^{\circ}\text{C}$

La blocurile de locuințe din panouri mari prefabricate, după proiect ISART 1615/III, structura panourilor de fațadă este de tip sandwich, constând dintr-un strat interior de rezistență din beton armat de 12 cm., un strat termoizolant din vată minerală tip P 90 de 8 cm. și un strat exterior de protecție de 7 cm din beton. Panoul este prevăzut cu nervuri pe chenar și cu două nervuri verticale. Chiar din prima iarnă, condensul a apărut în dreptul nervurilor, iar în zilele mai friguroase și în zona dintre nervuri, ajungând la unele panouri chiar să se prelingă în interior sub formă de picături de apă. Fenomenul de condens a apărut mai accentuat în pereții orientați spre Nord, în camere supraîncălzite. Efectuând sondaje la un număr de 8 panouri, a rezultat că stratul de vată minerală prevăzut de 8 cm., era în realitate de 6 - 6,8 cm. Cercetând în atelierul de panouri mari, prin probe de compresie, s-a ajuns la concluzia că sub influența vibrației betonului turnat, tasările la vata minerală P 90 ajung la 25%-30%. Astfel s-a ajuns la înlocuirea stratului termoizolant cu vată minerală G 100 de 10 cm grosime (conform proiect reactualizat T 364).

Trecerea la o protecție termică sporită a clădirilor de locuit a impus aducerea de modificări importante în sistemul constructiv, astfel încât valorile coeficientului de transfer termic să ajungă la 0,5 - 0,6 W/mp.<sup>°</sup>C. Condițiile de confort termic implică asigurarea temperaturilor optime nu numai în condițiile de iarnă, prin limitarea temperaturii aerului interior la +18°C - +20°C, a diferenței de temperatură dintre aerul interior și suprafața interioară a elementului exterior la 4°C, dar și pentru condițiile de vară, ca temperatura aerului interior să nu depășească +24°C...+26°C.

Pe stabilirea corectă a pierderilor de căldură pentru structuri neomogene - panouri mari de exterior - s-a aplicat metoda câmpurilor și determinarea lățimii de influență a punctelor termice. Coeficientul global al pierderilor de căldură (kg. W/m.<sup>°</sup>C) se calculează cu relația:

$$K_g = \frac{1}{R_g} = \frac{\sum (k_{ec} \cdot A_c) + \sum (k_{ei} \cdot h_i)}{\sum A_c}$$

ceea ce reprezintă suma pierderilor de căldură la suprafața elementului și a pierderilor de căldură prin elementele de legătură sau îmbinări, raportată la suprafața totală (fig. IV.5)

Pe baza calculului efectuate și a măsurărilor "in situ" s-a ajuns la concluzia că pierderile de energie termică prin suprafețele exterioare sunt direct proporționale cu lungimea punților termice. La aceasta trebuie adăugat și faptul că în cazul producției de serie a panourilor mari prefabricate s-a constatat că nu se respectă distribuția materialului termoizolant, ceea ce implicit conduce la mărirea dimensiunilor geometrice a punților termice, favorizând apariția de zone de condens extinse pe suprafața interioară a panoului.

În baza studiilor și cercetărilor efectuate s-a ajuns la concluzia că economia de energie termică se obține prin reducerea lunginii sau prin eliminarea punților termice asigurând o creștere a rezistenței termice a panoului exterior până la valori de 2,0 m.p. °C/W.

IV.2. Cercetărilor higrotermice efectuate de autor au condus la soluții constructive care să asigure reducerea pierderilor de căldură.

-Panourile mari realizate din beton de zgură expandată (la Deva) și beton de granulat cu ados de cenușă de termocentră (Timișoara; Cluj; etc.) au prezentat o structură omogenă, cu o conductivitate termică de 0,48 W/m°C, respectiv 0,45 W/m°C (la marca Bc 15). Nu s-a observat condens pe suprafața interioară a pereților. Executarea corectă a îmbinărilor a diminuat pierderile de căldură.

-Panouri mari cu legături punctuale (fig. IV.6) se obțin prin utilizarea de carcasa spațiale din oțel beton, de înălțime egală cu grosimea stratului termoizolant, asigurând legătura între stratul exterior de protecție și stratul interior de rezistență, realizat din beton greu sau din beton ușor. Stratul termoizolant din vată minerală, polistiren celular, beton celular autoclavizat se poate înlocui și cu un strat de aer ventilat. O problemă specială a ridicat-o îmbinările dintre panouri, cu toate că au fost executate conform proiect IPCT-T 744/R /107/. Pierderile de căldură sunt reduse. Nu s-a observat condens pe suprafața interioară a pereților.

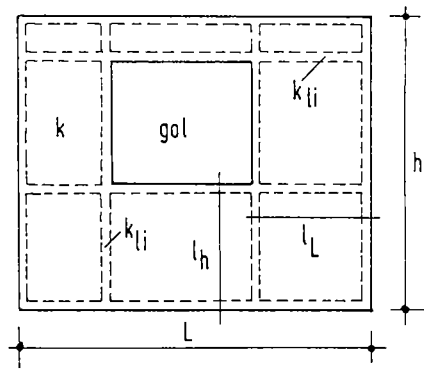
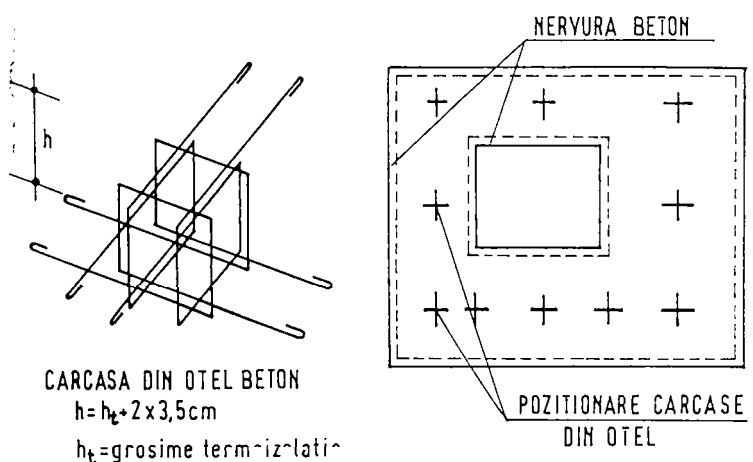


FIG. IV.5.



CARCASA DIN OTEL BETON  
 $h = h_t + 2 \times 3,5 \text{ cm}$   
 $h_t = \text{grosime term-izolatie}$

FIG. IV.6.

-Panourile mari chesonate, cu miez termoizolant sau strat de aer ventilat (fig.IV.7) asigură eliminarea punților termice din suprafața panoului, dar îmbinările dintre panouri impun măsuri speciale de izolare termică.

Etanșarea rosturilor la panourile de fațadă s-a prevăzut în proiect prin introducerea unui profil PVC prins între doi tridenți metalici, înglobați în panou la turnare. Din cauza unor defecțiuni de fabricație, muchii imperfect verticale sau știrbite, precum și din cauza unor defecțiuni de poziționare la montaj (rosturi mai mari), profilul PVC nu se fixează perfect între tridenți. Din această cauză la ploii și la vânt s-a infiltrat apa și curenții de aer în rosturi și în camere. Remedierea deficienței prin chituiră cu mortar cu aracet a fost doar o soluție de compromis.

-Elementele biplane la colțuri și intersecții (fig.IV.8) asigură continuitatea termoizolației, eliminând punțile termice din intersecții. Sistemul de îmbinare asigură o tehnologie de execuție ușoară și stabilitatea necesară sistemului constructiv la montaj. Pierderile de căldură sunt diminuate și nu apare condens pe suprafețele interioare. Execuția elementelor biplane ridică problema unor utilaje speciale.

-Alegerea soluției constructive și realizarea corectă a îmbinărilor la clădiri de locuit din panouri mari asigură continuitatea izolării termice, evitând efectul de punte termică. În figura IV.9 se prezintă detaliile studiate și experimentate de autor pentru profilajul proiectului tip IPCT-T 744/R (1978-1979, Timișoara).

Evitarea apariției condensului la îmbinările experimentate se explică prin mărirea rezistenței termice a elementului, ceea ce implică asigurarea creșterii temperaturii suprafeței interioare.

Prezența stratului de aer în partea exterioară a îmbinării (vezi fig.IV.9), are drept scop să producă o detentă a presiunii reale a vaporilor sub valoarea presiunii saturate, evitând formarea condensului. Etanșarea rosturilor s-a executat cu profile PVC flexibile, vacuate și introduse prin presare.

Cu ajutorul metodei aproximațiilor succesive cu diferențe

## SECTIUNE PANOU CHESONAT



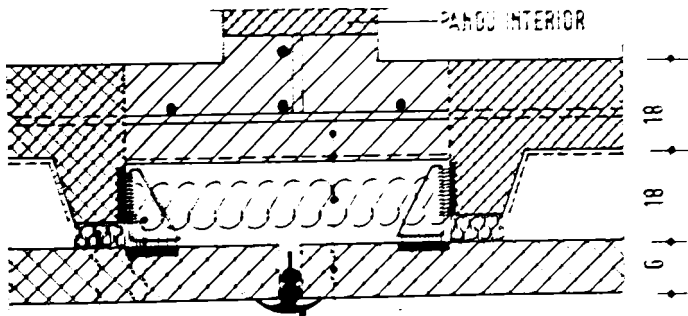
CHESON B.A. - STRAT REZISTENTA

BARIERA DE VAPORI

STRAT TERMIZOLANT SAU STRAT AER VENTILAT

PANOU DE PROTECTIE

## IMBINARE CURENTA INTRE PANOURI EXTERIOARE SI PANOU INTERIOR



BUSEI METALIC

8mm

PLACA METAL

8x30x100

FASIE DE CALSID

10mm

BETON ARMAT - MEINARE

FOIE P.V.C. - BARIERA DE VAPORI

POLISTIREN CELULAR - TERMIZOLATIE

PANOU DE PROTECTIE

PROFIL P.V.C.

FIG. 1.7

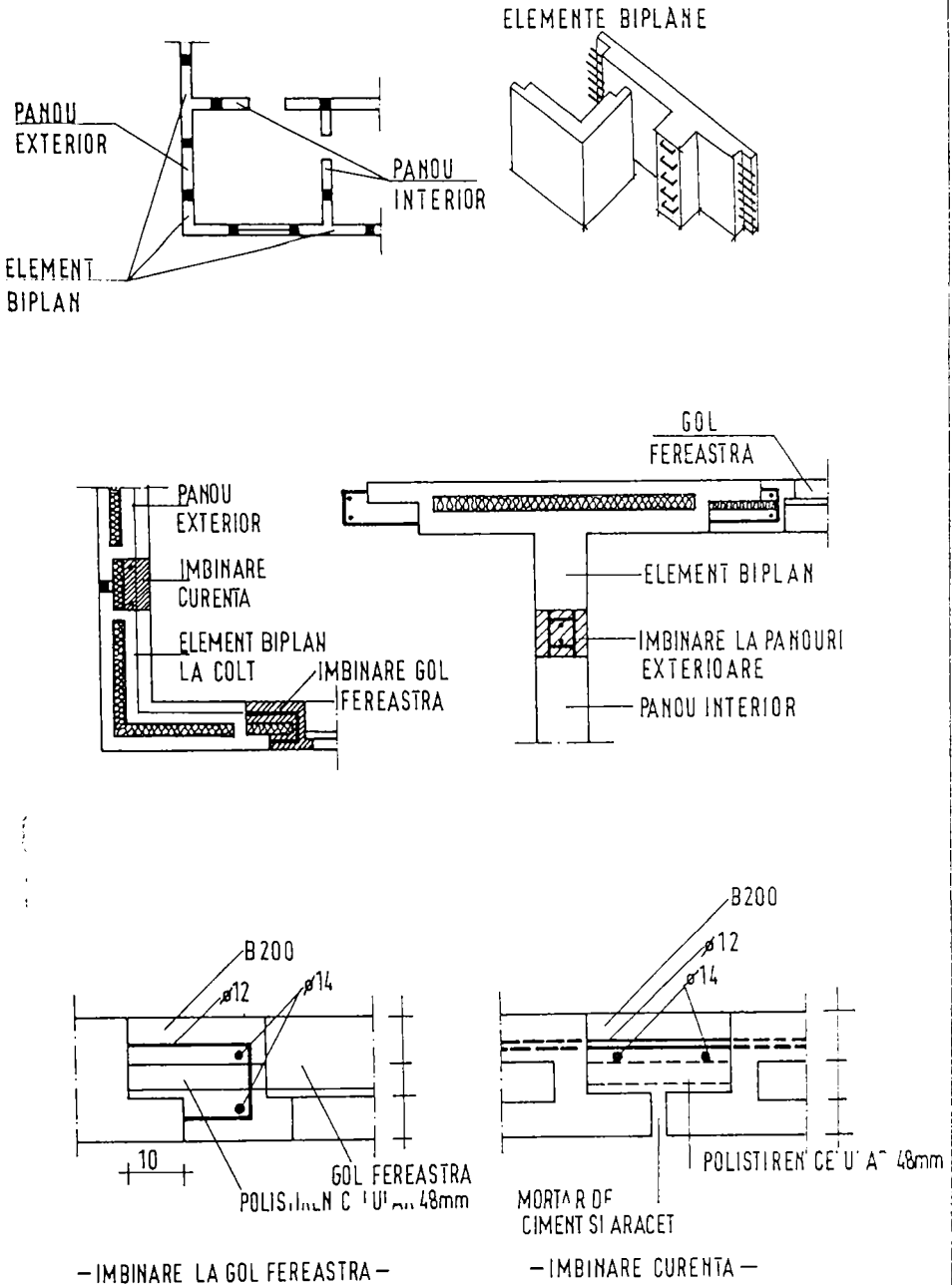


FIG. IV. 8.

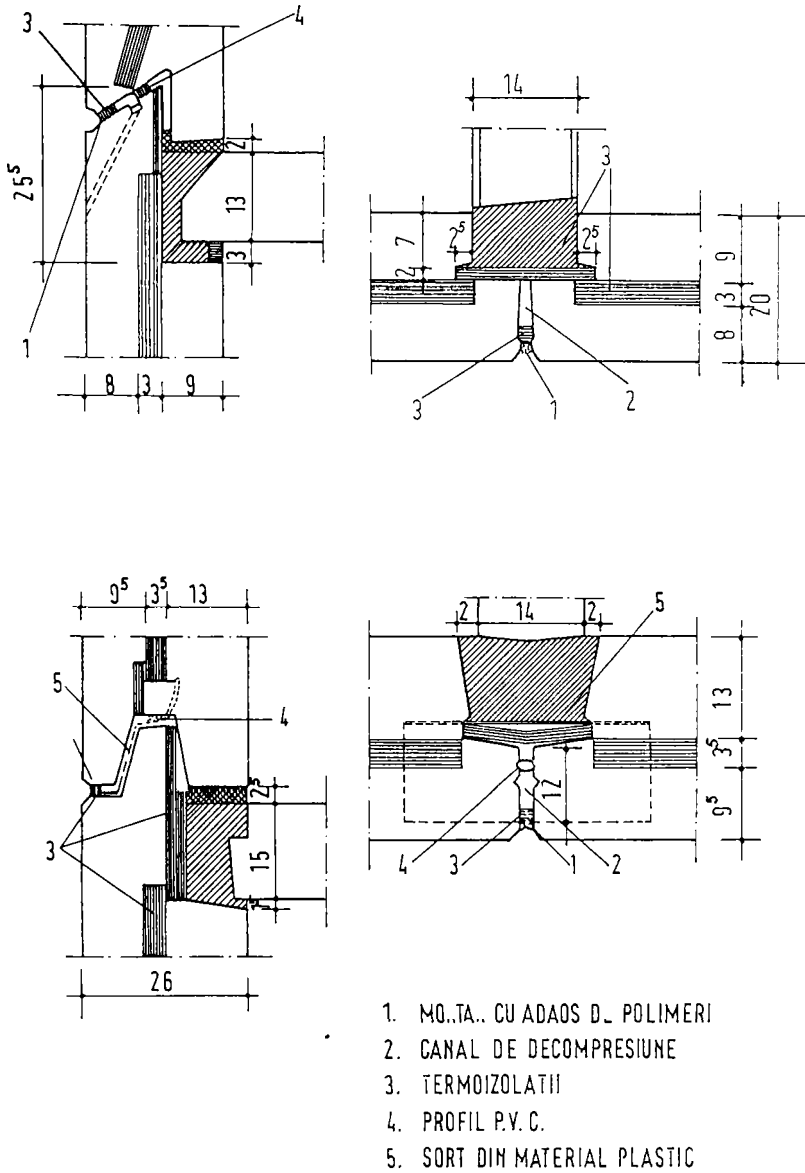


FIG. IV. 9.

finite au fost stabilite câmpurile de temperatură în zona îmbinărilor executate în mod experimental (fig.IV.10).

Sistemele de îmbinări au fost experimentate la 400 de apartamente (1978-1979).

Sistemele de îmbinări concepute se comportă în timp bine la condens superficial, condensul apărând la temperaturi exterioare de  $-20^{\circ}\text{C}$  și la umiditatea relativă interioară de 60% - 65%. Pe conturul ferestrelor s-a observat apariția condensului superficial, datorită neexecutării corespunzătoare a îmbinării dintre tocul de lemn și panoul de beton armat.

Măsurătorile "in situ" la clădiri de locuit din panouri mari, diverse sisteme constructive, arată că soluțiile constructive concepute și executate nu corespund exigențelor de confort higrotermic, fapt ce generează apariția fenomenului de condens pe suprafața interioară a pereților exteriori și la îmbinarea pereților exteriori cu plengeul de la terasă.

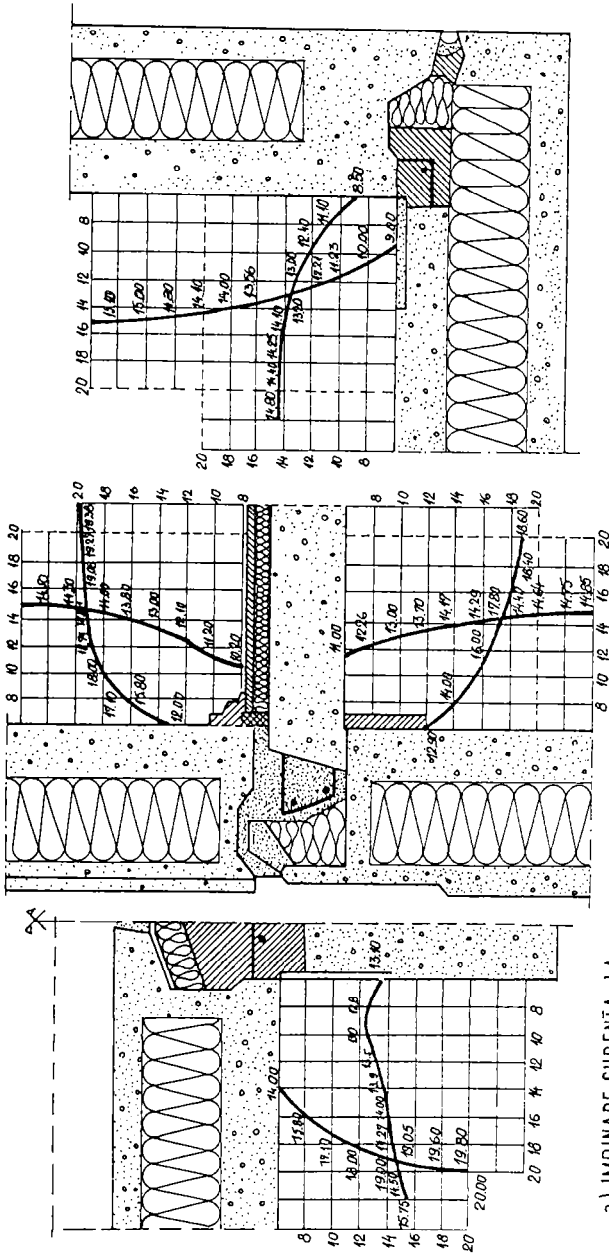
La panourile mari din beton ușor realizarea valorii energo-economice a rezistențelor termice se obține prin executarea unor goluri continue pe înălțimea panoului, în condițiile turnării panoului în baterii de cofraje verticale.

Tipurile de panouri mari cu goluri continue pe întreaga înălțime au fost experimentate (1968 - zgură expandată), concomitent cu unele probleme privind siguranța clădirii în mod special la acțiuni seismice.

Din punct de vedere a confortului termic soluția experimentată a realizat valori ale rezistențelor termice efective de 1,5 - 2,0 m.p. $^{\circ}\text{C}/\text{W}$ . Apariția condensului a fost posibilă la  $-20^{\circ}\text{C}$  numai în zona de îmbinare a panoului de perete exterior cu panoul de plengeu.

În figura IV.11.a se prezintă cazul de îmbinare a panourilor mari cu goluri continue - în zona curentă - cu panouri interioare (sau diafragme monolite din beton armat). Pentru diminuarea efectului de punte termică se utilizează izolație termică (5). Sistemul prezintă dezavantajul unui volum important de suduri pentru legăturile orizontale din rosturile verticale. S-a constatat fisuri de contracție și de deformare în zona de îmbinare. La  $-20^{\circ}\text{C}$  a apărut condensul la intersecție, în partea superioară.





c) IMBINARE LA COLT

b) IMBINARE LA PLANSEU

a) IMBINARE CURENTA LA PANOU INTERIOR

FIG. IV.10.

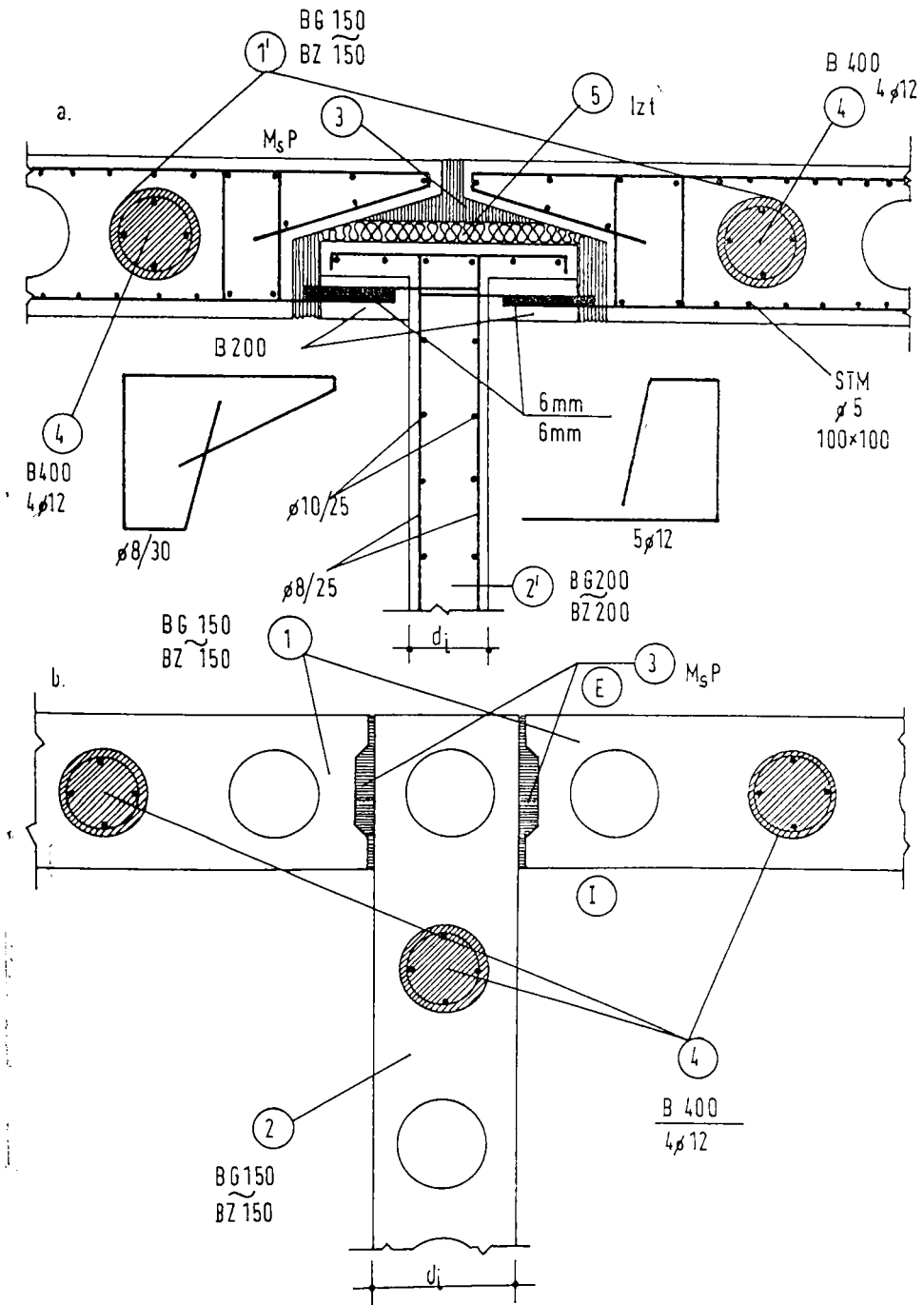


FIG. IV. 11.

În figura IV.11 b și IV.12 b se prezintă cazul de îmbinare a panourilor mari cu goluri continue, prin intercalarea panoului interior între două panouri exterioare (IV.11 b) și prin "acoperirea" panoului interior de două panouri exterioare (IV.12 b). Efectul de punte termică practic s-a exclus. În îmbinare nu au apărut fisuri de contracție sau din deplasări și datorită etanșării prin injecție cu mortar de ciment cu superplastifiant (3) /108/.

În figura IV 12 a se prezintă cazul de îmbinare a panourilor mari cu goluri continue, în zona de colț. Efectul de punte termică și de fisurare nu s-a constatat.

Legăturile se continuă pe întreaga înălțime a clădirii și se realizează din sâmburi de beton armat, din EG 400 (Bc30) sau B 400 (Bc30), armați cu 4  $\varnothing$  12 la clădiri cu P + 4 E. Sâmburii de beton armat se distribuie în plan orizontal, la panouri, în funcție de variația eforturilor unitare din secțiune. Armătura verticală de legătură, se sudează de la panoul inferior la cel superior, la nivelul superior al plangeului /108/.

Armătura verticală se "ancorează" în fundație sau în centură de beton armat de la partea superioară a fundației.

Armătura verticală de min. 4  $\varnothing$  12 (la clădiri P+4 E) se poate înlocui cu armătură posttensionată.

Panourile de plangeu rezază pe 0,5  $d_1$ , legătura asigurându-se prin sudarea bazelor din alveole. Îmbinările experimentate asigură efectul de "gaibă" a panourilor de plangeu, continuitatea transmiterii eforturilor și legătura cu panourile din pereți la nivelul plangeului.

Sistemul de calcul /113/ și tipurile de îmbinări experimentate asigură clădirii condițiile de rezistență și de ductilitate, absorbind o mare cantitate de energie prin amortizarea elastică și prin deformații plastice limitate.

Sistemele experimentate în realizarea îmbinărilor asigură transmiterea în mod uniform și continuu a eforturilor în zona de îmbinare, asigurând:

- comportarea în care deformațiile rămân elastice până la starea limită de rezistență, atestând starea continuității elastice între pereți și plangee;
- comportarea în care aparitia stării limită de rezistență

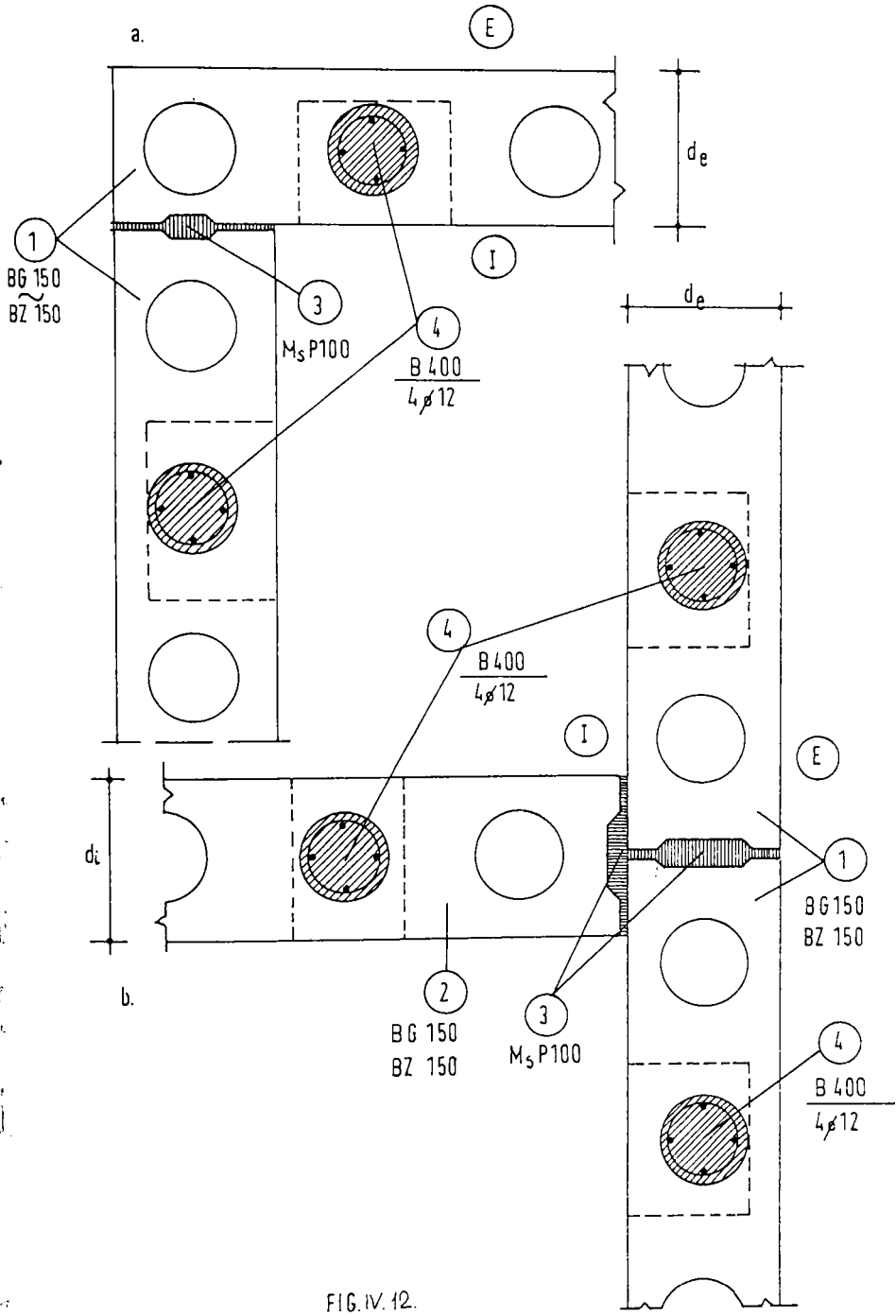


FIG. IV. 12.

este precedată de deformații cu caracter neelastic, atestând forarea unei articulații în zona de legătură.

Măsurătorile "in situ" efectuate la clădirile experimentale din panouri mari cu goluri continue a condus la următoarele aprecieri din punctul de vedere a confortului higrotermic:

- Valorile rezistențelor termice efective corectate  $R_{0 \text{ med.}}$  sunt în domeniul 1,2...1,8  $\text{mp}^{\circ}\text{C/W}$ .
- Punțile termice practice nu există;
- La ferestre, prin măsurătorile efectuate rezistențele termice efective au prezentat valori sub 0,20  $\text{mp}^{\circ}\text{C/W}$ , datorită unei execuții necorespunzătoare și deformațiilor din contracție.

Rezultatele bune obținute cu privire la confortul higrotermic de la lucrările experimentale din perioada 1970-1985 nu au fost în măsură să convingă organele tehnice abilitate pentru renunțarea la unele proiecte tip IPCT care au distrus fondul de locuințe realizat în România. Cu toate prezentările la simpozioane și conferințe a rezultatelor total necorespunzătoare din punctul de vedere al confortului higrotermic /106/107/108/109/111/112/, nu s-a luat nici-o măsură de sistare a execuției după proiectele IPCT și fondul locativ se degradează continuu, abandonându-se în ultimul timp foarte multe apartamente.

Cercetările higrotermice au continuat și cu soluții de remediere (caracter experimental, în prezent abandonate).

În baza cercetărilor efectuate /109/ s-a constatat apariția ciupercilor, mucegaiului și alte procese biochimice pe suprafața panourilor mari executate după proiecte IPCT, precum și devalorizarea caracteristicilor higrotermice a stratului termoizolant ca urmare a condensării vaporilor și acumulării umezelii în "măga" elementului de construcție.

Din sondajele efectuate la 30 de clădiri din 3 centre urbane, s-a constatat acumularea progresivă a apei (pe durata a 3 ani) datorită condensului vaporilor în interiorul panourilor mari în timpul exploatarei. Sondajul s-a efectuat pentru fiecare clădire asupra a câte două panouri mari de la colțul clădirii și două panouri mari de la bucătărie, pentru parter și ultimul nivel, prin extrageri de carote care au

fost analizate în laborator. Extinzând sondajul în timpul perioadei reci a anului (ianuarie-februarie) asupra conținutului de umiditate maximă în perioada de condensare s-a constatat că în toate cazurile se depășește " $\Delta W_{adm.}$ ".

Significativ este faptul că la tencuielile interioare a panourilor mari din colțul clădirilor, conținutul de umiditate a fost de 3,2% - 4,6%, depășind cu mult  $\Delta W_{adm.} = 2\%$ . În stratul termoizolator realizat din plăci de beton celular autoclavizat, conținutul de umiditate a fost de 6,8% - 8,8%, depășind cu mult  $\Delta W_{adm.} = 4\%$ . Pornind de la experimentările efectuate s-a constatat că numai prin realizarea unor straturi de aerare în structura panourilor mari se asigură atestarea panourilor mari sub aspectul comportării la umedire datorită condensării vaporilor de apă în interiorul lor.

Din sondajele efectuate s-a constatat că în cazul când  $\theta_i - \theta_{ip} \leq 3^{\circ}\text{C}$  nu apare fenomenul de condens pe suprafețele interioare a panourilor mari. Evitarea condensului superficial în zonele "critice" s-a asigurat în unele clădiri din panouri mari prin mărirea rezistenței la transmiterea termică, asigurând menținerea temperaturii suprafeței interioare peste punctul de condensare. În mod experimental panourile mari au fost tratate în "zonele critice" cu un strat de tencuielă absorbantă de 3 cm. grosime, care absoarbe vaporii de apă și apa de condensare și în funcție de regimul termic variabil din interiorul și exteriorul clădirii, redă la interior, prin capilaritate și evaporare, umiditatea acumulată din condens. În baza măsurărilor efectuate - pe durata a doi ani - soluția din punct de vedere higrotermic nu satisface decât parțial, datorită senzației permanente de zone cu umiditate.

Execuția incorectă sau renunțarea la hidroizolație orizontală a infrastructurii clădirilor din panouri mari, constituie cauza care generează apariția umezelii în zone inferioare a panourilor mari datorită pătrunderii prin ascensiune capilară a umidității din teren sau din subclourile tehnice când sunt inundate cu apă (exploatare incorectă și lipsă de legătură la canalizare). Fenomenul este permanent, dar se accentuează în perioada rece, când se acumulează cu umiditatea acumulată p in condens.

Deficiențele de execuție stăt în tehnologia de fabricație

cât și în tehnologia de execuție la montaj a panourilor mari, constituie o importantă cauză a apariției fenomenului de condens într-o frecvență ridicată la clădirile de locuit din panouri mari. În tehnologia de fabricație principalele deficiențe s-au constatat la realizarea barierei de vapori (întrepreri), la realizarea stratului termozolent (grosime variabilă, rosturi, etc.), precum și la realizarea profilajului pe centur. În tehnologia de montaj s-a constatat șoboteri de la proiect - din neglijență - la realizarea termoizolației dintre panourile mari (la verificările prin sondaj au fost cazuri când termoizolația e lipsită complet).

Accumularea progresivă a umidității pe suprafețe și în interiorul panourilor mari, precum și difuzia vaporilor de apă prin structura de rezistență, asociate și cu permeabilitatea la aer prin panouri mari, favorizează apariția și dezvoltarea fenomenelor de coroziune a armăturilor de rezistență. Din sondajul efectuat asupra a 10 panouri mari la care fenomenul de condens a fost observat în perioada de studiu, s-a constatat că armătura de rezistență în unele zone se caracterizează prin ruginită, datorită oxidării fierului în  $Fe_2O_3$ . Din sondajul efectuat la 10 îmbinări la panouri mari (prin dezvelirea armăturii de rezistență numai la exteriorul clădirii), unde fenomenul de condens a fost observat în perioade de studiu, s-a constatat că armătura de rezistență în unele porțiuni se caracterizează printr-o ruginită mai accentuată, precum și capsule de rugină care eflorăază. Fenomenul de coroziune a armăturilor de rezistență din panourile mari, ca urmare a termodinamicii migrației vaporilor de apă constituie o problemă complexă care poate periclita stabilitatea sistemului constructiv.

La fondul locativ existent, unde s-a constatat apariția continuă sau periodică a fenomenului de condens, este imperios necesară suplimentarea protecției termice și ameliorarea bilanțului termic.

În mod experimental s-a aplicat la câteva apartamente soluții de îmbunătățire a confortului termic prezentate în figura IV.13, după cum urmează: /109/.

-Placaj termozolent aplicat la interiorul clădirii (fig. IV. 13 a) pe pereții exteriori sau la colțuri și în zona punților

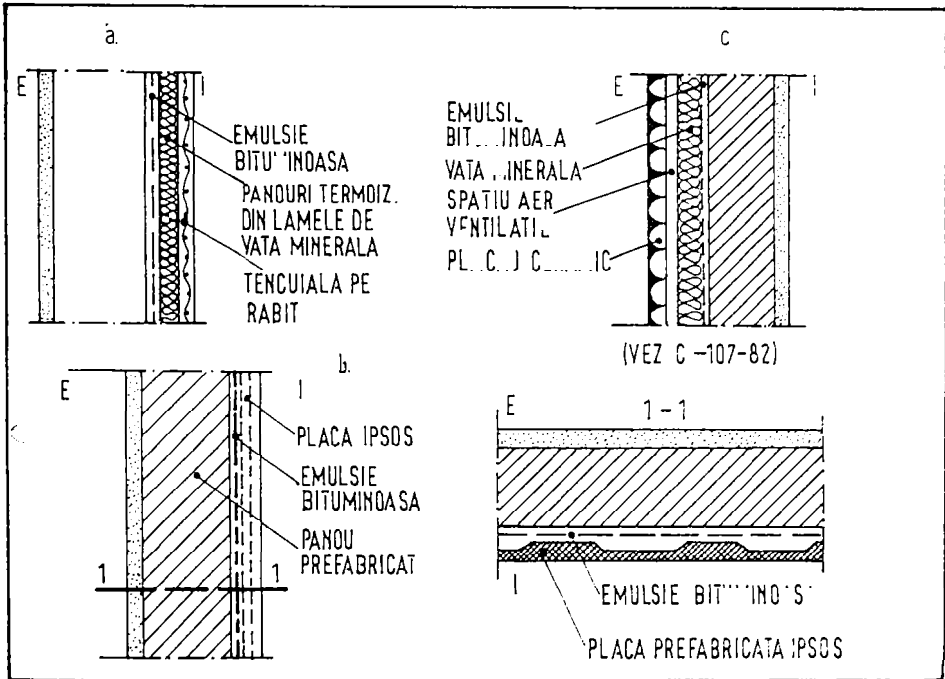


FIG. IV. 13



termice, utilizând ca material termoizolant la lamele de vată minerală în grosime de 2,4 cm și ca strat protector tencuială pe rabiț în grosime de 2,5 cm. După aplicare nu a mai apărut condens, iar temperatura interioară - în perioada de iarnă - a crescut cu 4°C.

-Placaj interior cu elemente prefabricate de ipsos cu strat de ventilație (fig.IV.13 b) și tapet lavabil. După execuție nu s-a constatat condens, iar în perioada de iarnă temperatura interioară a crescut cu 3°C.

-Aplicarea pe perețele exterior a unui strat de emulsie cationică bituminoasă, a unui strat termoizolant de vată minerală (C 107-82) și placaj ceramic cu interspațiu de aer ventilat. Nu s-a observat condens, dar nici creșterea temperaturii interioare în perioada de iarnă (max.1°C).

Blocurile de locuințe executate cu structura din diafragme de beton armat, după modul de execuție se împart în:

- blocuri cu diafragme turnate în cofraje glisante;
- blocuri cu diafragme turnate în cofraje metalice plouă, universale, tip INCERC;

Din punctul de vedere al comportamentului higrotermic, prezintă marele dezavantaj că apare condensul în încăperile cu umiditate ridicată (bucătăria, băi), la fel și în cele cu umiditate redusă (camere de locuit). Pentru stratificarea folosită (cu miez termoizolant din beton celular autoclavizat, 10 cm. grosime) a rezultat pentru rezistența la transfer termic  $R_0 = 0,6514 \text{ m.K/W}$ , la limita prevederilor din normativele tehnice în vigoare (0,65 mk/W). Cu toate că s-a respectat prescripțiile tehnice, în unele cazuri la fața interioară a pereților exteriori au apărut pete de umezeală din condens, datorită discontinuității stratului termoizolant, formându-se o rețea de punți termice, suprafața rosturilor reprezentând un procent ridicat din suprafața totală a izolației termice (cca. 30% - 35%).

Infiltrațiile de apă pluvială din exterior spre interior au apărut în pereții exteriori datorită unor segregări în structura betonului de protecție (5 cm.grosime) și chiar a betonului de rezistență (15 cm.)

IV.3. În ultimii 30 de ani betonul celular autoclavizat se utilizează sub formă de blocuri și panouri la cons-

trucții civile și industriale.

Pentru cunoașterea și verificarea comportării higrotermice a construcțiilor cu pereții din beton celular autoclavizat s-a determinat câmpul termic "in situ", /110/ utilizând:

- la determinarea temperaturii aerului interior, termografe înregistratoare;
- la înregistrarea temperaturii suprafeței peretelui, potențio-metre cu mai multe canale;
- termocuple în structura elementului pentru măsurarea variației temperaturii în timp.

Pentru cunoașterea condițiilor de microclimat interior la clădirile cu pereții din beton celular autoclavizat s-au efectuat măsurători privind umiditatea aerului (metoda psihometrul Assmann) și a peretelui (metoda conductivității electrice).

Structura termoizolantă a pereților exteriori reglează regimul higrotermic a fațadelor, în sensul că evită formarea unei cantități mari de condens pe suprafața interioară și în interiorul structurii.

Puterea de pătrundere a apei în structura pereților din beton celular autoclavizat este în funcție, atât de presiunea apei, cât și de acțiunea forțelor capilare care repartizează apa în interiorul diferitelor materiale. În cazul betonului celular autoclavizat s-au determinat valori relative pentru timpul de absorbție a apei, 4 - 5 secunde și pătrunderea apei 0,75 - 1,15 cmc/cm<sup>2</sup> la 10 minute.

În cazul clădirilor cercetate (de la Combinatul Chimic "Solventul" Timișoara) cu pereți din beton celular autoclavizat s-a constatat în timp că regimul higrotermic este perturbat, deoarece apa acumulată în structura peretelui nu are posibilitatea să se elimine prin evaporare spre exterior sau interior, din anumite motive de alcătuire constructivă.

Apa de ploaie influențează direct:

- structura moleculelor de lichid din stratul superficial al peretelui;
- formarea unui front de condensare pe suprafața de separație dintre stratul de finisaj și stratul suport;
- procesul de pseudoinflare a sistemului activ din punct de vedere osmotic.

Apa de ploaie în contact cu fațada prin propria ei energie

de lovire și prin acțiunea vântului se "fixează", în eventualele goluri, fisuri și asperități. "Transportul" apei spre interiorul peretelui din beton celular autoclavizat se "asigură" prin absorbția capilară sau prin pătrunderea lentă a apei, care este în mișcare. (fig. IV.14)

Pentru a evita pătrunderea apei de ploșie în structura fațadelor din beton celular autoclavizat, aplicarea unei pelicule etanșe nu este o soluție suficientă. Peliculele din vopsele pe bază de polimeri se degradează în timp, apar microfisuri, se decojesc, etc., elementele care favorizează pătrunderea apei din precipitațiile atmosferice.

Rosturile dintre elementele de beton celular autoclavizat, realizate din materiale cu caracteristici fizico-mecanice diferite față de structura elementelor care alcătuiesc perețele, constituie adevărate "zone" vulnerabile care favorizează pătrunderea apei din precipitațiile atmosferice spre interior. (fig. IV.14)

Prin măsurătorile efectuate s-a constatat că la pereții din beton celular autoclavizat, conductivitatea termică crește în funcție de creșterea umidității din mediul de exploatare. Volumul de apă acumulată în structura materialului, sub influența umidității de exploatare mărește conductivitatea termică a betonului celular autoclavizat cu 40% - 80% (determinările s-au efectuat după metoda B.N. Kaufmann). Clădirile amplasate în zone geografice cu umiditate ridicată sau cu regim de umiditate ridicată în exploatare, cu o comportare higrotermică nesatisfăcătoare datorită pierderilor ridicate de căldură ( $\lambda_u > \lambda$ ) și datorită migrării vaporilor de apă ceea ce favorizează apariția condensului.

La pereții din beton celular autoclavizat după o exploatare de 5 - 10 ani s-a constatat și o creștere de 15% - 20% a coeficientului de permeabilitate la aer.

Condensarea vaporilor în masa peretelui din beton celular autoclavizat depinde de soluția constructivă, de etanșeitatea suprafeței interioare la acțiunea vaporilor de apă și de etanșeitatea suprafeței exterioare la acțiunea apei din intemperii. În figura IV.15 se prezintă cazul aplicării unor detalii constructive care favorizează degradarea pereților exteriori din beton celular autoclavizat.

EXEMPLE PRIVIND DEFECTE SI AVARII IN UTILIZAREA PANOURILOR B.C.A. DUPA O CATEGORIE DE PROIECTE

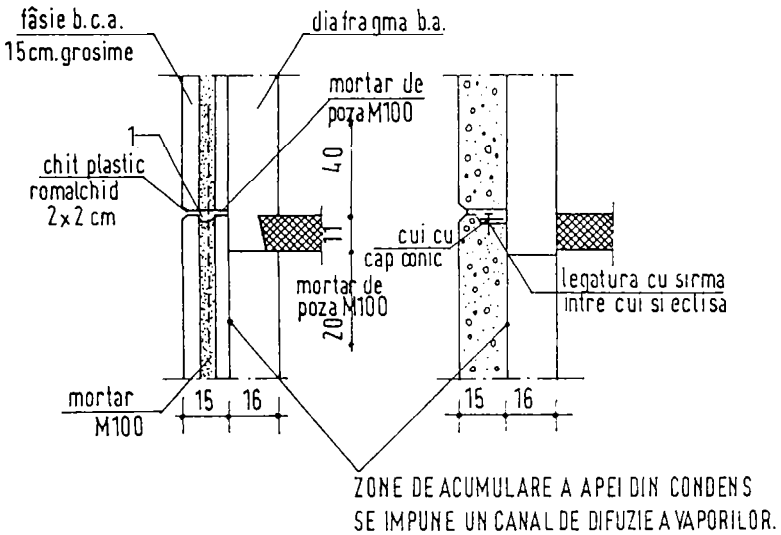
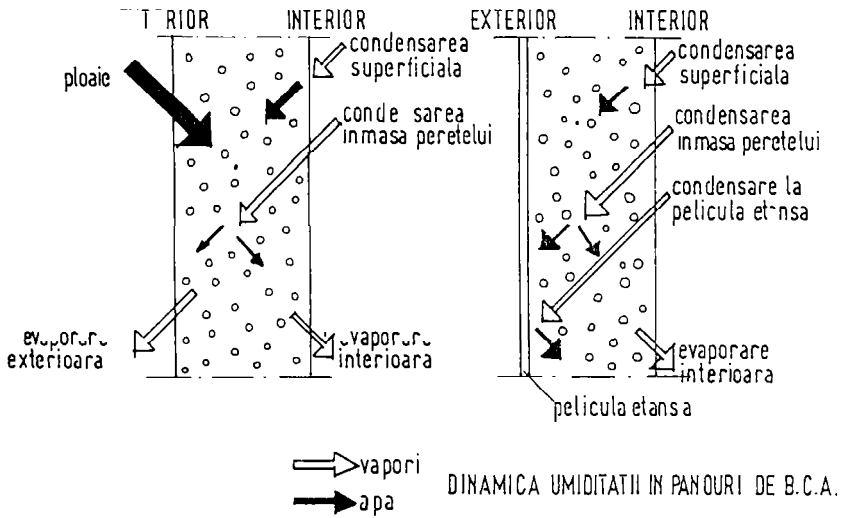


FIG. IV. 14.

La pereții din beton celular autoclavizat procesul de migrare a apei este permanent, ca urmare a condensărilor și evaporărilor în structură și în straturile superficiale. Barierele etanșe la exterior (aplicate după unele proiecte prin vopsele pe bază de polimeri) sau la interior (la unele proiecte cu tapet lavabil sau semilavabil) favorizează formarea condensului în "zonă". Folosirea tencuielilor absorbante elimină sau limitează formarea condensului la suprafață. Creșterea umidității așive în perioada de condensare,  $\Delta W = 6\% - 10\%$  s-a dovedit necorespunzătoare deoarece în cazuri repetate ale acțiunii de condens (după 5-10 ani de exploatare) se reduce rezistența la transmisia termică datorită degradării materialului (aparitia microfisurilor generate de tensiuni interne de structură).

Umectarea și uscarea repetată a pereților din beton celular autoclavizat sub influența factorilor de mediu este un fenomen complex, prin care se echilibrează nivelurile de presiune ale vaporilor de apă, sub acțiunea simultană a câmpurilor de absorbție, tensiunii superficiale a apei, a gradientului de temperatură, a tendinței de difuzie și a gravitației.

Fenomenele de condens constatate la clădirile cu panouri din beton celular autoclavizat se datoresc în principal următoarelor cauze:

- masă redusă, insuficientă pentru a putea amortiza umiditatea relativă interioară și exterioară ce acționează;
- condițiile de însorire a pereților orientați spre nord, care determină o eliminare foarte redusă spre exterior a vaporilor de apă;
- prezența punților termice la rosturi, îmbinări, colțuri, centuri, etc.;
- modul de exploatare al clădirilor, determinat de sursele de umiditate, procesele umede, insuficienta ventilare.

Fenomenele de eflorescență constatate la colțuri și sub plănșee se datoresc sărurilor solubile de sodiu, magneziu și potasiu depuse la suprafața peretelui, în urma evaporării apei ce migrează la fațadele nord, în condiții de iarnă și de vară, de la exterior spre interior, și influențate local de gradientul termic al corpurilor de încălzire. Faptul că eflorescențele sunt localizate pe suprafețele interioare ale pere-

ților se explică astfel:

- evaporarea apei este mai intensă la suprafața interioară a pereților exteriori din cauze temperaturii mai ridicate din încăperi în condiții de iarnă;
- apa din intemperii dizolvă sărurile ce se depun la suprafața exterioară a pereților însoriți și le îndepărtează prin spălare;
- o mare parte din săruri sunt antrenate de apa absorbită în pereți, fiind "transportate" în anuale condiții și spre suprafața interioară a pereților exteriori, fenomen constatat la orientarea nord;
- masa redusă a pereților nu asigură o amortizare corespunzătoare a umidității higroscopice și, în special, a apei rezultate din alunecarea directă a ploilor la fațada nord.

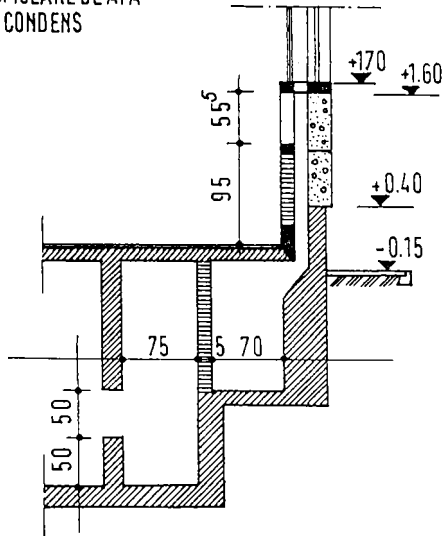
O importanță deosebită în comportarea higrotermică a pereților din beton celular autoclavizat, reprezintă fenomenele ecologice care provoacă deformații și crează microfisuri sau fisuri în structura peretelui. Curgerea lentă a betonului celular autoclavizat din structura pereților de fațadă este periculoasă întrucât duce la distrugerea aderenței în planul de separație dintre betonul celular și stratul de finisaj.

Curgerea lentă a structurilor din beton celular autoclavizat este un fenomen bazat pe deformabilitatea betonului, deformabilitate care acționează asupra pietrei de ciment, pe care, la umiditate, o microfisurează, distrugând în parte și aderența dintre agregat și piatra de ciment (prin planuri transversale de forfecare și alunecare a eforturilor); deformațiile de curgere lentă a betonului astfel produse rămân ireversibile chiar după reducerea parțială a solicitărilor care acționează la un moment dat asupra pereților de fațadă.

Fenomenul de curgere lentă se evidențiază în special la rosturile dintre elementele de beton celular autoclavizat, la colțuri și la îmbinările cu elementele din beton armat, indiferent de tipul de finisaj exterior. Pentru evitarea degradării fațadelor cu panouri din beton celular autoclavizat s-au executat rosturi acoperite cu profile de mascare (cuvre-jointe) confecționate din materiale plastice și elastomeri (benzi).

#### IV.4. Proiectarea de detaliu a construcțiilor tre-

VARIATIE DE UMIDITATE SI  
ACUMULARE DE APA  
DIN CONDENS



DEGRADAREA PANOURILOR DIN B.C.A LA UN CANAL DE  
AER CONDITONAT DE LA O HALA -INDUSTRIE USOARA  
SE IMPUNEA UN TRATAMENT HIDROFUG

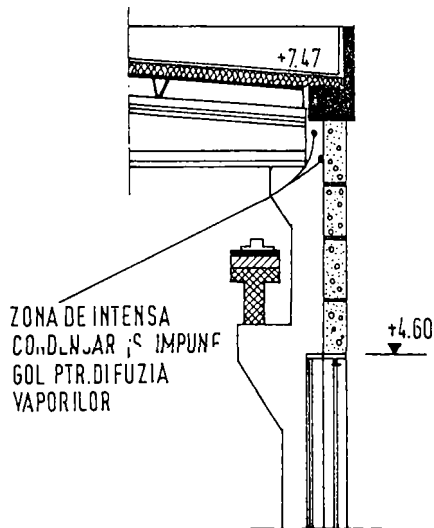


FIG. IV.16.

buie să fie predominantă de evoluarea conceptului de calitate prin aplicarea elementelor fundamentale din fizica construcțiilor.

Urmasrind comportarea în timp a construcțiilor și din punct de vedere higrotermic se constată neaplicarea în proiectare, execuție și exploatare a unor principii fundamentale din fizica construcțiilor împieteașă asupra confortului termic și a durabilității elementelor de construcții.

La unele construcții de locuințe izolarea termică a planșeului terasă s-a efectuat cu beton din agură de locomotivă. Aticele s-au executat din zidărie de cărămidă de 12,5 cm. cu îngroșări la 3,60 m. de 25 cm. În exploatarea acestor blocuri au apărut o serie de deficiențe:

- rosturi între fâșiile de planșeu;
- desprinderea aticelor de planșeu creându-se un rost continuu între atic și planșeul de rezervare, datorită unor solicitări orientate.

Analizând cauzele s-a constatat:

- Monolitizarea între fâșii nu s-a executat corespunzător (umplerea completă prin vibrație a spațiului);

- Agură de locomotivă a conținut materiale active (sulfi și carbon) care pe parcursul timpului au dus la dilatarea betonului de pantă și termoizolant, generând forțe de împingere asupra aticului.

La ultimul nivel al clădirilor cu pereți portanți din zidărie de cărămidă au apărut în pereții transversali crăpături orientate la  $45^\circ$  din interior - sus spre exterior - jos, având deschideri la partea de sus de 0,5 - 3 cm.

Analizând cauzele s-a constatat:

- Crăpăturile sunt produse ca urmare a izolației termice insuficiente, fapt ce a permis încălzirea exagerată a planșeului de beton, care s-a dilatat și a transmis eforturile din dilatare la perețele pe care se rezemă și care nu a putut prelua eforturile de întindere, a cedat, generând fisuri și crăpături.

În literatura de specialitate se recomandă din punct de vedere higrotermic pentru zonele de munte acoperiguri cu pod, acoperiguri cu goluri de ventilație sau acoperiguri cu canale de difuzie a vaporilor de apă. Aceste acoperiguri au avantajul



permeabilității la vapori. Cu toate datele cunoscute s-au proiectat și executat în zone de munte (ex. M. Aninei) acoperiguri tip terasă lipsite de posibilitatea evaporării vaporilor de apă. În mod special s-a urmărit comportarea în timp a acoperigurilor tip terasă din zona de munte de la un complex sanatoriu (Marila - Crovița) și de la unități industriale (CSE Anina; fabrica de bere Cielova Montană). Prin descrierea deficiențelor constatate se prezintă și principalele cauze care au condus la deprecierea unor elemente de construcții.

-Hidroizolația prezintă defecțiuni de formă. Aerul din porii materialului termoizolant, care prezintă la fața exterioară variații de temperatură de la zi la noapte de cea.  $60^{\circ}\text{C}$ , crează presiuni în timpul încălzirii și depresii în timpul răcirii, acționând asupra straturilor hidroizolante (Fig. IV.16), producând fisuri sau crăpături, adevărate "punți" de infiltrație a apelor din precipitații sau din scăpările de la conductele tehnologice (la construcții industriale).

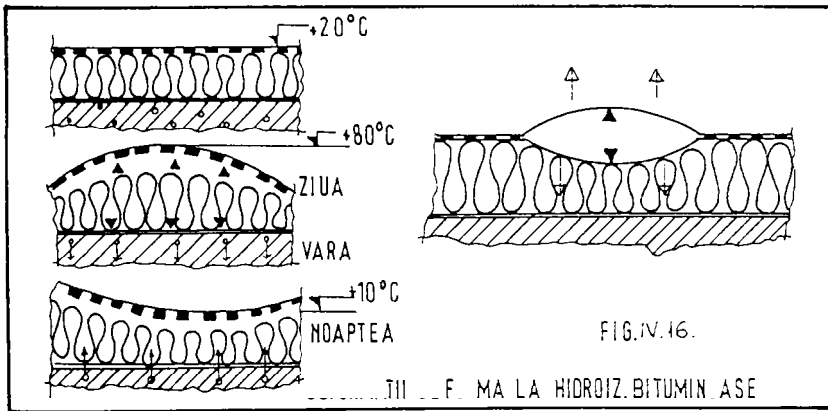
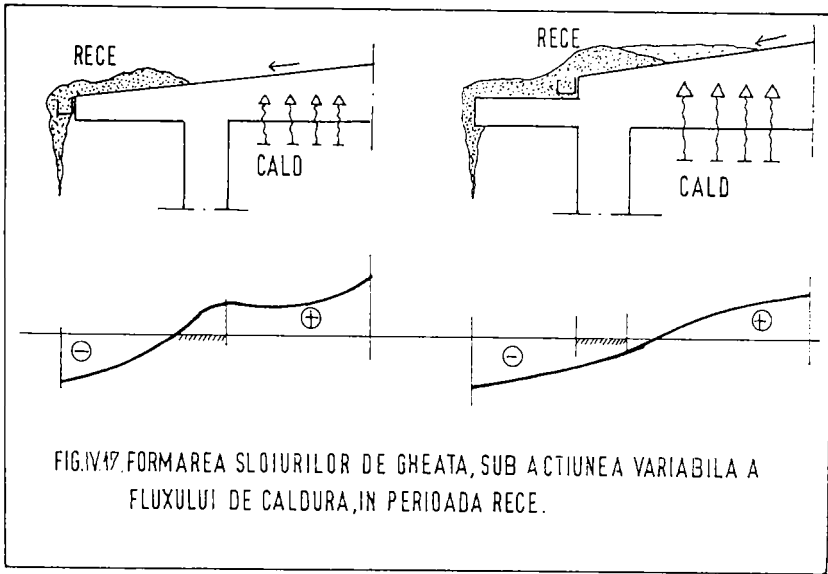
-Pătrunderea infiltrațiilor de apă în structura clădirii produce exfolierea stratului de acoperire și dezvoltă coroziunea armăturii.

Remedierea s-a realizat prin executarea unor canale de ventilație sau prin executarea unui strat de aer ventilat. La fabrica de bere din Cielova Montană s-a executat un "pod ventilat" din ferme metalice ușoare și învelitoare din tablă ondulată peste planșoul din beton armat.

-Îmbătrânirea învelitorilor bituminoase datorită intensității sporite a razelor ultraviolete. Straturile superioare după 3-5 ani devin casante, iar masa bituminoasă prezintă fisuri și crăpături, dezlipiri de pe stratul suport.

Remedierea deficienței prin straturi de protecție puternic reflectorizante (deșeurii de sticlă în asfalt de 2-3 cm. grosime, la Uzina Mecanică Cugir).

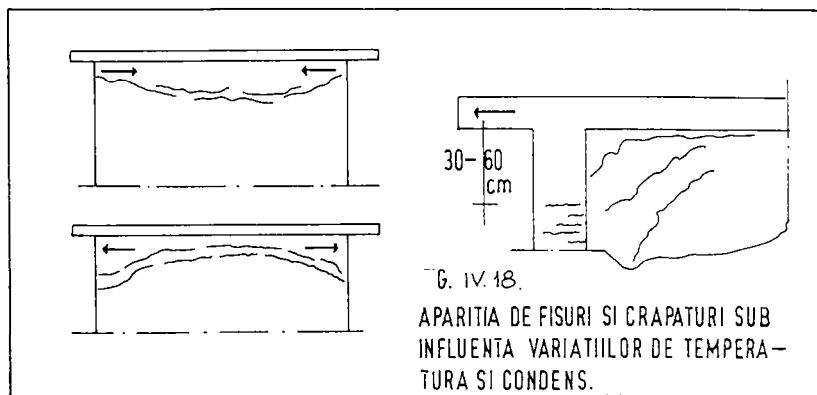
-Acțiunea variabilă a fluxului de căldură împiedică evacuarea apelor din gheaburi în perioade de dezghețului favorizând formarea sloiurilor de gheață și împiedicând evacuarea apelor din gheaburi (Fig. IV.17). Urmărind variațiile de temperatură din zona gheaburilor la acoperigurile terasă în diverse perioade de timp s-au determinat cauzele nefuncționării corespunzătoare din punct de vedere higrotermic și a producerii unor in-



filtrații de apă, precum și formarea zonelor de condens. La acoperișurile tip terasă cu jghebur, condensul se dezvoltă la tavan și în zona buiandrugilor de la ferestrele peretelui exterior, pe suprafața interioară.

Apariția de fisuri și crăpături la partea superioară a pereților exteriori s-a reținut ca o consecință a formării zonelor de condens și a punților termice pe acoperișurile calde tip terasă în perioade de iarnă (figura IV.18). Formarea fisurilor și crăpăturilor este specifică clădirilor cu pereții din zidărie de cărămidă și cu ateleuri din zidărie de cărămidă. Apar eforturi din dilatația diferențiată a structurii la nivelul plengeului.

Eliminarea deficiențelor constatate se asigură numai cu respectarea strictă a principiilor fizicii construcțiilor.



## CAPITOLUL V.

APRECIEREA STĂRII DE DEGRADARE A ELEMENTELOR  
DE CONSTRUCȚII SUB INFLUENȚA FACTORILOR DE  
MEDIU.

Aprecierea stării de degradare a elementelor de construcții sub influența factorilor de mediu, impune utilizarea metodelor de cercetare "in situ", direct pe sistemele constructive aflate în exploatare, cât și prin încercări de laborator efectuate pe probe prelevate din elementele de construcții.

Factorii de mediu care determină caracterul și intensitatea procesului de degradare în timp a elementelor de construcții sunt:

- intensitatea factorilor naturali (vânt; ploaie; zăpadă; insoliență; îngheț; etc);
- natura agenților corozivi;
- concentrația mediului în substanțe chimice agresive;
- solubilitatea gazelor agresive în apă;
- higroscopicitatea și solubilitatea în apă a pulberilor agresive;
- pH-ul mediului;
- umiditatea relativă a aerului;
- temperatura mediului;
- modul și durata de contact a agenților agresivi cu sistemul constructiv.

Metodologia urmăririi comportării "in situ" a construcțiilor sub influența factorilor de mediu constă din:

- Cunoașterea istoricului construcției;
- date generale ale construcției;
- urmărirea procesului tehnologic;
- examinarea de detalii a elementelor de construcții privind protecția la acțiunea factorilor de mediu;
- Stabilirea zonelor de verificare prin determinări și măsurători:
- agresivitatea terenului;

- efectul mediului asupra:infrastructurii și suprastructurii;
- Modul de prelevare a probelor;
- Efectuarea determinărilor și măsurătorilor;
- examinarea aspectului solului și/sau a elementelor de construcții;
- analiza probelor prelevate de sol, de apă, de pulberi corozive, de beton, de metal, etc.;
- observații vizuale asupra elementelor de construcții;
- determinarea alcalinității betonului;
- determinarea concentrației agenților corosivi din beton;
- măsurarea potențialului armăturii din oțel beton;
- trasarea curbelor de polarizație a elementelor din oțel, prin:
  - metoda potențialului de trasare a curbelor de polarizație a elementelor din oțel, prin aplicarea pe suprafața oțelului a unui potențial crescător și înregistrarea simultană a densității de curent corespunzător;
  - metoda potențiostatică de trasare a curbelor potențial-timp la o densitate de curent constantă.

Starea de degradare a elementelor de construcții se apreciază pe baza măsurătorilor "in situ" și conduce la stabilirea interacțiunii dintre efect-cauze - remedieri prin urmărirea evoluției în timp.

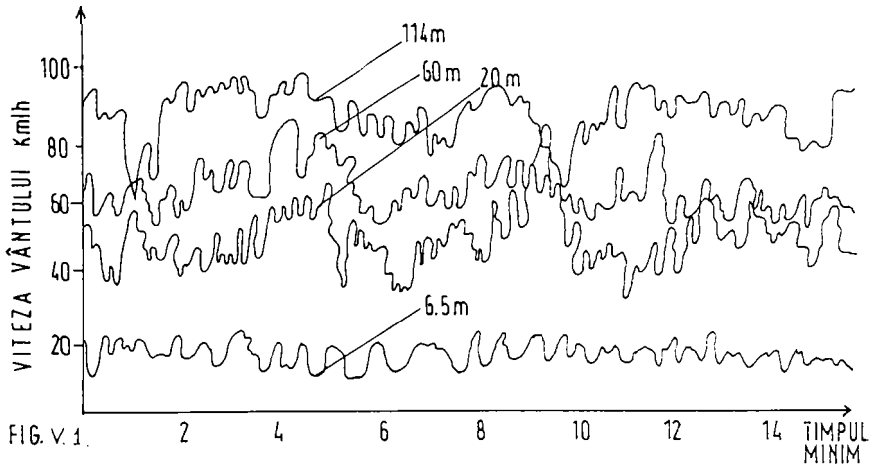
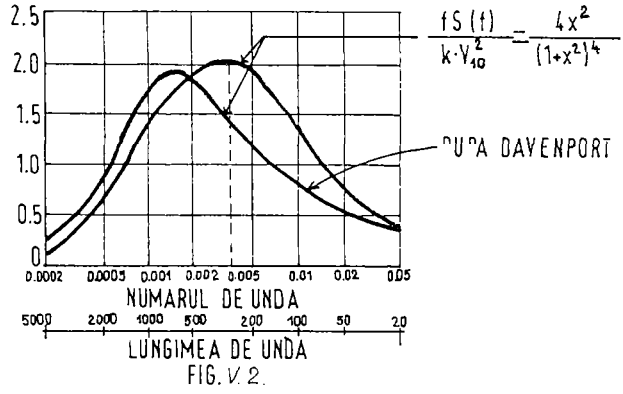
V.1. Inserarea de "surse reci" în sistemele funcționale de producere a energiei electrice este o necesitate fundamentală, legată de conceptul "energii utilizabile".Funcționarea unei centrale termoelectrice necesită utilizarea unei "surse reci", care nu poate fi alta decât mediul înconjurător. În condițiile amplasamentului de la CTE Anina, mediul "utilizat" îl constituie aerul atmosferic în instalații de răcire cu tiraj natural, prin acțiunea vântului a cărui viteză minimă măsurată "in situ" pe durata a 5 ani a fost de 1,5 m/s /117/. Procesul de răcire se realizează prin evaporarea unei cantități mici din apa de circulație (1%..2% din debit) și prin schimbul termic datorat convenției termice. Aerul de răcire "încruciează" apa de circulație care este dispersată prin efectul "splash" în milioane de picături prin intermediul unui sistem de dispersie, iar suprafața de schimb este suprafața picăturilor. Turburile de răcire funcționează cu un volum

variabil de aer deoarece tiroajul variază cu temperatura aerului exterior și viteza vântului.

Evoluția din ultimii ani a construcțiilor turnurilor de răcire de formă hiperbolică din beton armat impune dimensionarea și sub aspectul durabilității lor. Durata de viață se determină pe baza aprecierii duratei procesului complex a unor degradări care să conducă la starea limită de exploatare a turnurilor de răcire. Sensibilitatea structurii din beton armat la acțiunea agenților exteriori este direct legată de calitatea execuției, de gradul de compactare, de respectarea grosimii stratului de acoperire și nu în ultimul rând de marca betonului.

Proiectarea și executarea pentru prima dată în România a turnurilor de răcire la o cotă peste + 650 m. într-o zonă climatică cu acțiuni variaționale importante a impus măsurători "in situ" privind stabilirea mărimilor efective a parametrilor de calcul pentru acțiunea vântului în vederea asigurării unui nivel rațional de siguranță structurală. Datorită încălzirii uniforme de către radiațiile solare a zonelor de văi și dealuri din vecinătatea turnurilor de răcire, sub efectul diferențelor de presiune barometrică apar deplasări permanente de mase de aer a căror viteză depinde de gradientul de presiune. În figura V.1. se prezintă înregistrările ale vitezei vântului la turnul de răcire numărul 1 de la CTE Anina pe trei cote de nivel: în zona de acces a aerului în turn (până la + 6,00 m.); la nivelul pasarelei metalice de control +60,00 m. și la cota finală de +114 m. (altitudine +764 m). În baza înregistrărilor zilnice s-a determinat densitatea probabilității vitezelor instantanee. Determinările preliminare au fost efectuate în perioade 1978-1982, iar determinările de fond în perioade 1983-1987. De reținut câteva particularități: /117/

- Amplasamentul studiat este cuprins în depresiunea Carpați-Balcanică deasupra căreia stăpânează îndelung mase de aer provenite din anticicloul Siberian, aer rece dirijat de arcul Carpatic spre partea sudică a țării. În sezonul rece, prin stărnirea masei în depresiunea Carpați-Balcanică, crește potențialul baric astfel încât se reversonă peste recordul montan spre vest sub forma unor vânturi de descărcare, care



În unele cazuri ating viteze foarte mari. Aceste vânturi, pe versanții vestici ai munților Aninei spre vest, sunt cunoscute sub denumirea de "Cogeva" vânturi calde și uscate de tip foehnial, ale căror efecte fizice se materializează în mari pagube materiale (ex.1978).

-Frecvența medie anuală din direcția nord-est este de 25,4%

-Cea mai mare viteză medie anuală pe direcția est este de 9,4 m/s., iar cea mai mică viteză medie anuală este pe direcția nord de 2,7 m/s.

-Pe baza diagramelor înregistrate s-a stabilit pentru proiectare și exploatare: viteza medie care corespunde măsurării componentelor de joasă frecvență și viteza de rafală care corespunde componentelor de înaltă frecvență. Înregistrările au fost efectuate cu două tipuri de anemometre, de joasă și înaltă frecvență.

Profilul vitezelor medii respectă o creștere exponențială cu înălțimea deasupra terenului după legea:

$$V_h = V_{10} \cdot \left( \frac{h}{10} \right)^{\alpha_1}$$

$V_h$  - viteza vântului la înălțimea "h" deasupra terenului (m)

$V_{10}$  - viteză de bază măsurată în câmp deschis, pentru  $h=10$  m.;

$\alpha_1$  - 0,25...0,30; coeficient de rugozitate;

Turbulența vântului are un caracter aleator în timp și spațiu, iar cunoașterea proprietăților turbulenței sunt importante pentru determinarea răspunsului dinamic al structurii exterioare a turnului de răcire. Din punctul de vedere al sarcinii din vânt pe structura exterioară a turnului de răcire de formă hiperbolică spectrul cel mai important este al componentei longitudinale (turbulența componentei longitudinale).

Spectrul rafalelor orizontale, reprezintă variația vitezei prin variația densității spectrale a vitezelor în funcție de frecvență. Din analiza înregistrărilor și prelucrărilor a 150 spectre obținute la diferite înălțimi în fig.V.2 se prezintă spectrul componentei longitudinale a vitezelor orizontale la turnul de răcire nr.1 de la CTE Anina (comparativ cu spectrul Davenport), reținându-se:

-vârful spectrului are punctul maxim pentru lungimi de undă de 300 m.;



-spectrul este proporțional cu frecarea dintre aer și teren, respectiv cu coeficientul de antrenare  $K = 0,3...0,4$  (după Kázmán).

-energia disipată de vânt se realizează pentru lungimi de undă sub 300 m.

Rezultatele calculului distribuției statistice a raportului între viteza maximă și viteza medie, la 10m, deasupra terenului, pentru diferite frecvențe la turnul de răcire nr. 1 (CPE Anina) sunt prezentate în tabelul V.1.

Tabelul V.1.

Frecvența de înregistrare a anemometrului cel/s	Viteze mediate pe 10 minute	Viteze mediate pe oră
0,2	1,65	1,75
0,5	1,85	2,05
0,8	1,95	2,10
1,0	2,00	2,15
2,0	2,05	2,25

Asupra construcțiilor, solicitările exercitate de vânt se manifestă atât sub formă de presiune uniformă ale cărei proporții depind de viteza mediată pe un interval scurt de timp, cât și sub forma unor trene de impulsuri date de vitezele instantanee ce se prezintă sub formă de pulsații. În unele cazuri aceste pulsații pot provoca intrarea în rezonanță. Pentru ca un turn de răcire să intre în rezonanță trebuie să conțină părți care acumulează energia în anumite fracțiuni dintr-o perioadă de oscilație și părți care acumulează energia în celelalte fracțiuni ale perioadei. Mărimea amplitudinilor de rezonanță este dată de condiția ca energia corespunzătoare disipată în sistemul constructiv al turnului de răcire să fie egală cu energia furnizată de sistemul care exercită constrângerea, vântul. Astfel, intrarea în rezonanță se poate produce fie menținând constante frecvențele proprii ale sistemului oscilant și variind frecvența constrângerii până când coincide cu una din aceste frecvențe proprii, fie menținând frecvența constrângerii și variind frecvențele

propriii ale sistemului oscilant, până când una din ele coincide cu frecvența constrângerii. Dacă una din aceste părți ale sistemului răspunde la frecvența elementului de constrângere spre a elimina complet cu energie cealaltă parte, turbulența de răcire intră în rezonanță.

Analizând condițiile în care se produce acest fenomen, se constată că viteza vântului prin natura sa pulsatorie, trebuie considerată ca element de constrângere care poate provoca intrarea în rezonanță atât prin acumulări și disipări de energie în cadrul structurilor care își mențin constante propriile frecvențe cât și în cadrul celor a căror frecvență se suprapune periodicității pulsațiilor lui într-un anumit interval de timp.

Pentru a putea studia structura intimă a vitezei vântului a fost adoptat un anemometru astfel încât digrama care în mod normal se derulează în 24 ore să se deruleze numai în 4 minute. Pe fondul unor variații de "undă lungă" de ordinul minutelor ale vitezei vântului pe această diagramă sunt evidențiate pulsații de scurtă durată (de ordinul secundelor).

Modul în care variază viteza vântului în timp, durata creșterilor și descreșterilor, mărima lor reală și cea relativă, periodicitatea, raportată la viteza mediată, sunt elemente ce caracterizează structura pulsatorie a vântului. Pe platforma CTE Anina am realizat înregistrări care apoi au fost prelucrate pentru a se putea obține dependența perioadei pulsațiilor de viteză mediată pe două minute. Din analiza variației perioadei medii în secunde a pulsațiilor vântului în funcție de viteza mediată pe 2 minute (m/s), rezultă că la viteza de 1 m/s. perioada pulsațiilor este de 39,4 secunde; la 5 m/s este de 17,0 secunde; la 10 m/s este de 9,8 secunde; la 20 m/s este de 6,2 secunde; la 40 m/s este de 4,6 secunde; la 60 m/s este de 3,2 secunde.

Ca parametru de bază pentru estimarea vitezelor vânturilor este și durata de acțiune pe praguri valorice:

$V > 1$ m/s.....	6.700 ore
$V > 3$ m/s.....	3.860 ore
$V \gg 10$ m/s.....	660 ore

Singurul factor meteorologic major, în afară de vânt, care trebuie avut în vedere ca acțiune asupra construcțiilor este

cantitatea depunerilor de "solide meteo". Prin "solide meteo" se înțelege acoperirea cu gheață de diferite feluri, de la cea transparentă sticloasă până la cea cristalină, precum și cu lapoviță și ninsoare. Aceste depuneri de gheață se produc din diferite cauze. De cele mai multe ori apar din cauza depunerii pe structura de beton a apei suprarăcite care se află în aer sub formă de ceață, aer cețos, burniță sau ploaie. Mărirea și densitatea depunerii depinde de dimensiunile picăturilor suprarăcite, densitatea ceții, intensitatea ploii, temperatura și umezeala aerului, direcția și viteza vântului. Fenomenul este frecvent din noiembrie până în martie.

Depunerile asimetrice provoacă disfuncțiuni tehnologice și modifică starea de eforturi din structură din variația parametrilor higrotermici.

În baza studiilor întreprinse și a rezultatelor măsurătorilor "in situ" s-a asigurat la proiectare banca de date tehnice imperios necesară unui calcul corect privind încărcarea turnului de răcire. Viteza critică " $V_{cr}$ " a fost de 143 km/oră, iar presiunea dinamică de calcul  $p_v^c = 4,46$  KN/mp. Până în prezent turnul de răcire de formă hiperbolică (la cota + 650 m.) se comportă bine.

V.2. Principalele acțiuni la care sunt supuse turnurile de răcire cu tiraj natural de formă hiperbolică se grupează în: acțiuni axiale simetrice și acțiuni nesimetrice.

Variația de temperatură datorită funcționării turnului intră în cadrul acțiunilor simetrice, iar variația de temperatură datorită insolației intră în cadrul acțiunilor nesimetrice.

Variația de umiditate relativă exterioară în raport cu variația umidității interioare se ia în considerare cu privire la stabilirea unor măsuri constructive pentru mărirea gradului de durabilitate a betonului din structura exterioară a turnului.

În structura exterioară a turnului de răcire de formă hiperbolică apar eforturi importante produse de variații mari de temperatură, atât din punct de vedere tehnologic cât și din punct de vedere a condițiilor atmosferice. Din acest punct de vedere apar deformații importante în grinda

inelară superioară de susținere a structurii exterioare, în zona punctului de inflexiune a suprafetei hiperbolice și în grinda inelară terminală (de la cota finală).

Structura exterioară a turnurilor de răcire se armează cu o rețea dublă de armătură care în bună parte este destinată pentru a îmbunătăți comportarea la fisurare la efectul variațiilor mari de temperatură ce apar în timpul exploatarei. Pe baza cercetărilor și măsurărilor "in situ" s-a constatat că perturbarea stadiului de membrană al pânzei hiperbolice apare pronunțat în zona rezemării structurii pe stâlpii de susținere și în zona de legătură a structurii cu grinda inelară terminală. La unele turnuri de răcire s-a constatat că după 10 - 20 ani de exploatare apar degradări în structura exterioară remarcate prin: exfolieri; fisuri; crăpături; coroziuni la barele de oțel beton și alte defecțe, care împietecază siguranța și stabilitatea în exploatare, iar în unele cazuri reduce din randamentul tehnologic.

Principali factori climatici de bază în condițiile amplasamentului de la cota + 650 m. s-au determinat pe durata a 5 ani și prezentați sintetic cu valori medii în tabelul V.2.

Tabelul V.2.

Factorii climatici	Date tehnice medii
Temperatura min., med. an	- 25°C
Temperatura medie anuală	+ 12°C
Temperatura max., med. an	+ 35°C
Variația max. a temperaturii în 12 ore	20°C
Densitatea maximă a fluxului termic a radiației solare în cal/cm <sup>2</sup> (min.)	1,5 cal./cm <sup>2</sup> (min.)
Umiditatea relativă a aerului, la + 20°C.	65%

La turnurile de răcire, ciclul de variație a temperaturii exterioare, atât pe durata unei zile, cât și pe durata unui an (în special în zona de munte), produce un efect negativ asupra modului de comportare a betonului din structura exterioară.

Variațiile de temperatură sunt amplificate de acțiunea

directă a razelor solare care depinde de orientarea suprafețelor expuse.

În tabelele V.3 și V.4 prezentăm variațiile de temperatură înregistrate pe fețele cardinale ale unui turn de răcire executat la cota +650 m., în raport cu temperaturile exterioare ale aerului la o distanță de 20 m. de construcție (turnul de răcire nu a fost în funcțiune).

Tabelul V.3

		Luna: septembrie 1983											
Ziua		1		5		10		15		20		30	
Zona cardinală		S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N
Temperatura exterioară la 20 m. de obiect și la +5 m. de la cota ±0,00		+22	+20	+23	+22	+21	+20	+20	+19	+20	+18	+18	+16
		+14	+13	+14	+13	+12	+12	+11	+11	+11	+11	+10	+10
Temperatura la suprafața betonului la cota +8,5 m.		+18+8		+18+9		+16+7		+14+7		+14+7		+10+6	
		+10+7		+11+7		+10+7		+8+6		+8+6		+7+6	

Tabelul V.4

		Luna: februarie 1984											
Zona cardinală		S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N
Temperatura exterioară la 20 m. de la obiect și la 5 m. de la cota ± 0,00		-10	-18	-12	-16	-10	-14	-8	-9	-8	-10	-10	-11
		-16	-18	-18	-20	-17	-20	-12-13	-13	-14	-15	-16	
Temperatura la suprafața betonului la cota +8,5 m.		-10	-13	-9	-15	-10	-14	-10	-13	-7	-9	-9	-10
		-16	-18	-16	-20	-16	-21	-15	-18	-11-13	-13-15		

Temperaturile au fost măsurate la ora: 12 și 24.

Temperaturile de pe suprafața betonului sunt influențate de: viteza vântului; umiditatea aerului și efectul radiațiilor solare.

Pe baza măsurătorilor "in situ" privind variațiile de temperatură /117/ s-au evaluat /118/ deplasările verticale a căror mărime în timpul iernii a fost între - 0,75 și - 0,96 cm, conducând la scurtări, iar în timpul verii la alungiri (în zona de insolație) între + 0,98 și +1,26 cm. (înălțimea de calcul 108 m., numai pentru pânza hiperbolică).

În zonele de munte, variațiile zilnice de temperatură produc împingeri orizontale importante în zona de legătură a stâlpilor înclinați cu grinda înelară superioară. Datorită acestor acțiuni este posibil ca în zona de contact - stâlpi și grinda înelară - să apară deformații plastice care cresc în cicluri succesive. Din acest punct de vedere, la turnurile de răcire amplasate în zona de munte, nu este de neglijat supraunerea efectelor din variații de temperatură zilnice cu efectele produse de acțiunea vânturilor puternice (cazul apariției unei depresiuni puternice). Datorită solicitării la încălziri dinamice (în mod special efectul de rafală) se amplifică fenomenul de microfisurare, ceea ce afectează - în timp - nefavorabil rezistența la variații de temperatură.

-Temperatura exterioară și interioară, vaporii de apă, sunt factorii principali prin care se "acționează" asupra structurii exterioare din beton armat.

Diferența dintre temperatura aerului exterior și temperatura mediului interior conduce la apariția fenomenului de condens în masa betonului. Expus direct contactului cu vaporii de apă, betonul din structura exterioară se saturează în timp.

Curgerea apei din intemperii direct pe suprafața betonului expus înghețului repetat, îl saturază și îi reduce durabilitatea.

Cu cât diferența dintre temperatura aerului exterior ( $t_e$ ) și temperatura interioară ( $t_i$ ) (în exploatare  $+40^{\circ}$  -  $+55^{\circ}$ C) este mai mare, crește viteza de difuzie a vaporilor de apă de la suprafața interioară spre suprafața exterioară, iar fenomenul de condens apare în zone variabile (funcție de grosimea elementului, de gradul de permeabilitate al betonului; etc) în masa betonului. În perioade de iarnă, când  $t_e \ll 0^{\circ}$ C apare și fenomenul de îngheț care este un proces gradat, funcție de viteza de transfer a căldurii prin masa betonului și de creșterea în timp a concentrației de alcalii dizolvate de către vaporii de apă sau de apă condensată în migrare de la

interior spre exterior prin porii comunicativi sau prin fisuri (eventual și microfisuri). Difuzia apei din masa betonului spre zona cea mai rece, unde se produce înghețul, se datorează presiunii osmotice ridicate. Amplasarea degradării betonului variază pe măsura formării straturilor de gheață în masa betonului. Prin sondajele efectuate s-a constatat că zonele din structura exterioară a turnurilor de răcire care se mențin (umede în perioade îndelungate de timp) cu un grad de saturație de 65% - 80% sunt vulnerabile la îngheț - dezgheț, apărând în prima etapă exfolieri superficiale și în timp dislocări din masa betonului (dezvelirea parțială a armăturii).

- La unele turnuri de răcire, datorită compactării slabe în anumite zone sau a netratării corespunzătoare a zonelor de voinare a betonării, precum și a apariției fisurilor s-a constatat că vaporii de apă se infiltrează de la interior spre exterior, condensează în contact cu exteriorul, iar ca urmare a reacției dintre  $\text{CO}_2$  și  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  s-a format carbonatul de calciu sau reacția dintre  $\text{SO}_2$  și  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  formează sulfatul de calciu, adică depuneri de culoare albă pe suprafața exterioară a betonului. Aceste depuneri au favorizat în timp degradarea betonului prin mărirea gradului de permeabilitate și reducerea locală a rezistenței la gelivitate, creând și un aspect neplăcut.

- Pe suprafața exterioară a structurii turnurilor de răcire datorită temperaturilor ridicate vara se produce o deshidratare intensă și decompunerea formațiunilor gelice, prin pierderea apei absorbite din mediul interior, ceea ce se manifestă prin contracții foarte importante. Măsurătorile efectuate cu dilatometre diferențiale au înregistrat scurțiri până la 1,25%, depășind scurțirile în condiții normale care au valori de ordinul a 0,1% - 0,3% (vezi tabelul V.5)

Tabelul V.5.

Zona cardinală	E - S	S - V
Cota m.	+8,5 +44,5	+8,5 +44,5
Temperatura exterioară de la suprafața betonului	+32° +34°	+33° +31°
Temperatura la suprafața betonului	+24° +25°	+25° +21°
Contractia %	1,03 1,25	1,18 0,95

Prin pierderea în timp - a apei absorbite se reduce și rezistența pietrei de ciment.

La turnurile de răcire la care s-au luat măsurări de a împiedeca migrarea apei din interior spre exterior, în condiții de temperatură ridicată vara nu se produce deshidratarea formațiunilor hidratate și betonul din structura exterioară nu manifestă dilatații termice reversibile.

Durabilitatea betonului din structura exterioară a turnurilor de răcire sub efectul variațiilor de temperatură și umiditate s-a urmărit prin măsurători "in situ" privind rezistența la compresiune prin încercări nedistructive și prin determinarea reducerii modului de elasticitate dinamic după un număr important de cicluri de îngheț - dezgheț/117/118/. (tabelul V.6).

Tabelul V.6.

Turnul de răcire	1	2	3	4	
Numărul de cicluri de îngheț-dezgheț	36	51	79	105	
Rezistențele $R_c^n$ calculate pe baza măsurărilor "in situ" (metoda combinată) (daN/cm <sup>2</sup> )	Poz. 1	410	380	315	310
	2	405	325	305	300
	3	425	365	305	305
	4	395	385	320	300
	5	415	370	345	295
Marca betonului prevăzută la structura exterioară	400	400	400	400	
Procentul de reducere din modulul de elasticitate dinamic inițial, %	0	2,5	3,5	7,5	

Efectuarea încercărilor nedistructive pe bază de măsurători "in situ" s-a efectuat prin metoda ultrasonică de impuls cu defectoscopul N 2703 și încercări de recul cu sclerometrul Schmidt MR-8, iar rezultatele au fost prelucrate prin metoda combinată.

-În testarea urmării comportării în timp a turnurilor de răcire o atenție deosebită s-a acordat durabilității îmbinărilor elementelor prefabricate. Apariția de prefisuri sau microfisuri la contactul dintre betonul prefabricat și



betonul nou turnat în zona de legătură constituie principala defecțiune cu implicații pe întreaga durată de viață a construcției. Aceste prefisuri și microfisuri se transformă în timp în fisuri și favorizează pătrunderea apei, implicit dezvoltarea coroziunii electrochimice a armăturii de continuitate și sub efectul  $\text{CO}_2$  se carbonatează hidroxidul de calciu în timp. Aceste fenomene sunt de durată, dar se dezvoltă cu intensitate mărită în prezența apei calde.

V.3. Turnurile de răcire de la combinatele chimice sunt supuse acțiunii continue a unor factori care conduc la degradarea structurii de beton armat. Cercetările aplicative au fost efectuate de autor la combinatul de îngrășăminte chimice de la Arad și la combinatul "Solventul" de la Timișoara, în perioada 1977-1980. Cazurile studiate au celulele de răcire a apei executate după licența belgiană Homon.

Factorii care influențează degradarea construcțiilor din beton armat de la celulele de răcire a combinatelelor chimice care folosesc cantități mari de apă de răcire pe parcursul proceselor tehnologice, sunt acțiunile corosive provenind din:

- circulația permanentă cu presiune mare a apei cu duritate temporară mică;
- apele industriale cu conținut de substanțe chimice agresive;
- acțiunea microorganismelor ce se formează pe suportul din beton;
- degradarea fizică produsă de fenomenul de îngheț-dezghet repetat și de curenții de aer;
- efectul mecanic datorită presiunii apei.

Prezența în apele industriale a unor substanțe chimice agresive se datorește în principal  $\text{NH}_4^+$  sau  $\text{SO}_4^{2-}$  utilizați pentru neutralizarea apei în domeniul de  $\text{pH} = 6,5 - 7,5$ . În acest domeniu hidroxidul de amoniu se combină cu acidul sulfuric rezultând sulfatul de amoniu care este foarte agresiv pentru beton. În cazul în care nu se folosește o instalație de dozare automată a acidului sulfuric necesar pentru neutralizare, acesta fiind turnat brusc în cantități mari, reacționează violent cu betonul și îl degradează prin reacția acidă

și prin reacție sulfatică (cu mărire de volum).

Acțiunea agresivă a apelor cu duritate temporară mică asupra betonurilor se manifestă prin dizolvarea și dislocarea unor componente a pietrei de ciment, a hidroxidului de calciu ca urmare a fenomenelor de hidroliză și hidratare.

Coroziunea microbiologică este generată de microorganismele vegetale din specia *Novicula*, care se dezvoltă pe suprafețele din beton însoțită de formarea unor depuneri gelatinoase *Siderocypsa*. Analiza biologică a probelor de ape recirculate de răcire, evidențiază:

- turbiditate: 4-10 I.P.U.
- pH: 5,2 - 8,0
- bacterii:  $2,5 \times 10^4 \dots 1,2 \times 10^5$ /ml;
- ciuperci microscopice: 45 ... 225/ml;
- $\text{NH}_4^+$  (N) p.p.m = 0,45... 25,0
- $\text{NH}_4^+$  p.p.m = 0,60...30,0
- $\text{NO}_3^-$  (N) p.p.m = 10.... 55,0
- $\text{NO}_3^-$  p.p.m = 45....250,0

Acțiunea combinată a factorilor enunțați a produs o degradare avansată a suprafețelor de beton armat, în mod special la stâlpii exteriori și la pereții exteriori.

Structurile din beton armat ale turnurilor de răcire cu apă recirculată sunt supuse la: coroziune chimică; depuneri de cruste și biofiling. Aceste fenomene sunt interdependente și se condiționează reciproc. Coroziunea structurilor din beton armat a turnurilor de răcire se datorează coroziunii chimice a apei și bacteriilor sulfo-oxidante și sulfat-reductoare. Fulingul fier are originea în suspensiile din apă și în particulele antrenate din mediul de exploatare.

Biofilingul reprezintă pelicula de microorganisme de pe pereții interiori ai structurilor, pe conducte metalice, etc., având o consistență gelatinoasă, alcătuită din expolimeri generați de microorganismele din apă.

Aplicarea degradărilor din acțiuni corosive impune prevederea unor măsuri speciale de protecție anticorosivă, implicit un tratament corect al apelor de răcire.

Tratamentul apelor circulate comportă o curățire a depunerilor de cruste și de sămoleni minerali și biologici, precum

și un tratament anticoroziv și antifling.

Tratamentul anticoroziv constă dintr-o pasivare a elementelor metalice din sistem și întreținerea "filmului" protector.

Tratamentul antifling vizează combaterea microorganismelor alomformatoare și corozive cu ajutorul biocizilor și prevenirea depunerilor minerale cu ajutorul inhibitorilor de crăstă și dispersanților.

Combaterea biofilingului se bazează pe inhibarea dezvoltării microbiene cu biocizi (antibiotice).

Tratarea antifling încubă utilizarea unor aditivi anti-crăstă, distingând crăsta de carbonat de calciu de pe pereții conductelor metalice.

V.4. În cazul controlului termoelectrice care utilizează combustibili solizi (de diferite puteri calorice) există pericolul de rădări cogurilor de fum și canalelor de gaze (vezi).

-În cazul unui cog de fum (Oradea, 1966), datorită racordării la patru cazane (4x400 t.abur/oră) față de două cât se prevedea prin proiect, au apărut în timp avarii tehnice importante, din care se reține:

-făurii în structura exterioră de beton, străpungeri de acizi, pete de rugină, dislocări și goluri în beton, umflături, fenomene de c Florescență;

-efectarea betonului de rezistență prin corodarea pe anumite porțiuni a stratului de Kieselsgur prin distrugerea parțială a izolației de protecție prin fisurare locală.

cercetarea cogului de fum s-a efectuat prin:

-controlul nedistructiv al betonului;

-controlul betonului prin extraceri de carote;

-controlul izolației anticorozive (vizual);

-recoltarea de probe de material din zonele de penetrație sau de scurgeri pentru stabilirea adâncimii și a vitezei de pătrundere a condensului acid.

Principalele cauze au fost stabilite (prin expertiză tehnică 1973):

-Utilizarea unui combustibil inferior (lignit) cu un conținut ridicat de sulf (2,75%); prin combinarea sulfului cu oxigenul din aerul adus în focar se formează biocidul de sulf ( $SO_2$ ) și trioxidul de sulf ( $SO_3$ ). Trioxidul de sulf fiind

principala sursă de acid în cog, reacționează cu vapori de apă, formându-se picături de acid sulfuric ( $H_2SO_4$ ), care atacă materialele de construcții din cog.

-Apariția suprapresiunilor pe coloana cogului și creșterea acestora (prin încălzirea cu încă două cazane), a făcut posibilă penetrarea gazelor arse prin zidăria de căptușală și condensarea lor sub formă de  $H_2SO_4$  în spațiul dintre beton și zidărie. În aceste condiții Kieselgurul s-a înmuiat și prin tasare și-a pierdut rolul de izolator termic. Astfel betonul a fost supus acțiunii corozive a acidului sulfuric rezultat din condens și asupra solicitărilor termice.

-Străpungerea acidă este rezultatul proceselor de migrare din interior spre exterior a acidului sulfuric în masa betonului, în cazul atingerii punctului de rouă. Fenomenul este susținut de apariția presiunilor pozitive umare a vitezelor mari a gazelor de ardere, cu tendința de migrare a acestor gaze spre interiorul căptușelii, proces și de menținerea presiunii negative la viteze mici ale gazului evacuat, cu tendința de absorbție din căptușală spre circuitul de gaze, cu producerea răcirii gazelor și cu acumularea de condens acid pe suprafața căptușelii.

În cazul unei cog de  $H = 220$  m. înălțime (Hintis-Deva) pus în funcțiune în anumite condiții de exploatare și atmosferice, au apărut în interiorul coclului - spațiul dintre suprafața exterioră a cilindrului cogului și suprafața interioară a aceluiași de con - pături de gaze arse cu temperaturi ridicare și conținut de dioxid de sulf.

Principalele cauze care au determinat acest fenomen sunt:

-Diagrama de calcul a presiunilor pe verticale cogului de fun arată că punctul de inflexiune se situează în jurul cotei de +40,6 m. pentru încălzirea blocului cu sarcină normală și utilizarea cărbunelui cu putere calorifică de 4100 kcal/kg. Ut luând cărbune cu putere calorifică inferioară 2880 kcal/kg. a rezultat creșterea volumului de gaze arse cu 10% - 12% și coborârea punctului de inflexiune a curbei de presiune.

-Excesul de aer în gaze arse, după ventilatoarele de gaze arse, are valoarea măsurată de aer. 1,7 față de 1,55 prevăzută în proiect.

De reținut soluția de remediere:

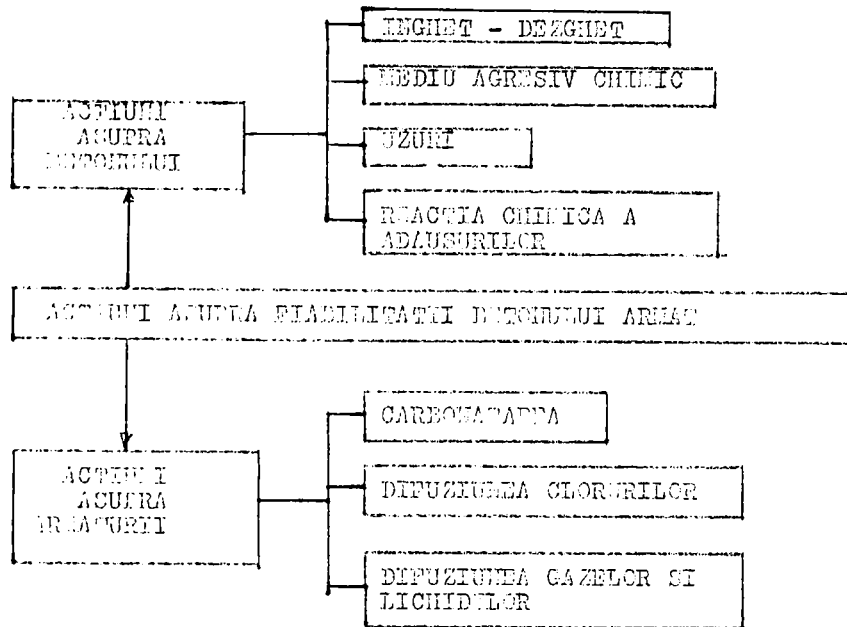
- îndepărtarea betonului afectat prinucidere pe o adâncime de 1,5 - 2,0 cm., până la betonul cu  $\text{pH} > 9$  și realizarea unei rugozități;
- sădarea suprafeței cu jet de apă;
- suflarea cu aer comprimat;
- aplicarea de emorsă de mortar fin de ciment;
- torcretarea cu B 400 (Bc30);
- drăgăuirea suprafeței torcretate cu mortar de ciment (dozaj 600 kg.ciment la m.c.) și nisip fin cu granulatia max. 3 mm;
- protecția anticorozivă din: 3 straturi emorsă ALOREX- SA; 1 - strat de 3 - 5 mm. grosime masă de spaclu ALOREX - MS 81 (durata de unere în operă 40 minute).

După executarea remedierilor la structură și corectarea parametrilor tehnologici, cogurile de fum au o bună comportare în timp.

V.5. Durabilitatea este o noțiune complexă, care include: rezistența; rigiditatea; stabilitatea și aplicabilitatea.

În scopul creșterii duratei de serviciu a structurilor din beton armat, atât în țară cât și în străinătate, s-au efectuat numeroase verificări tehnice privind comportarea în timp a sistemelor constructive, insistându-se în mod special asupra prevențării unor cauze care au generat avarii tehnice ca și asupra unor factori care au contribuit în mod direct, continuu la reducerea gradului de siguranță și a durabilității.

Fiabilitatea structurilor din beton armat depinde de concepția, proiectarea, execuția și întreținerea sistemului constructiv, precum și de caracteristicile fizico-mecanice ale betonului din lucrare. Principalele cauze care acționează asupra fiabilității betonului armat sunt:



În prezent a crescut numărul studiilor și experimentărilor pentru evaluarea deteriorărilor pe care le provoacă opa normală asupra pietrei de ciment, cât și pentru determinarea limitei de deteriorare în masa betonului și în special asupra betonului armat.

În limita sferei de activitate și a posibilităților oferite de practica curentă în proiectare, execuție și exploatare, autorul a analizat unele aspecte ale degradării structurilor din beton armat, la un interval de timp scurt de la intrarea în exploatare, celor în perioada când construcțiile nu au fost utilizate la parametrii proiectați, nici 20% din durata normală de serviciu.

Degradarea în timp a construcțiilor din beton armat este generată de următoarele cauze:

- Concepția greșită în alcătuirea sistemului structural fără aprofundarea fenomenelor complexe de solicitare a obiectivului construit (ex. acțiunea condensului de la încălzirile de locuit asupra dezvoltării fenomenului de coroziune la armăturile de rezistență de la îmbinarea panourilor mari și chiar din stratul de beton de rezistență din alcătuirea panoului; etc.);
- Neglijarea în calcul a unor solicitări importante în fața de exploatare (ex. efectul variației temperaturii tehnologice

la cadre, grinzi, plăci din beton armat cu consecințe negative privind reducerea rigidității elementului prin dezvoltarea fisurilor și a deformațiilor, cazuri frecvent întâlnite la construcții destinate pentru procese tehnologice cu temperaturi ridicate; etc.);

-Nerespectarea integrală a normelor din tehnologia de execuție;

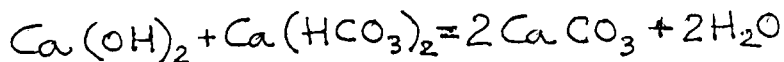
-Reacții silico-calcare în betoane;

-Coroziunea betonului și armăturii;

-Să nu în ultimul caz acțiunea agresivă a contactului direct cu apa.

Acele având  $pH > 6,5$  sunt considerate ca neagresive.

Cercetările întreprinse în ultimii ani demonstrează că există canalii când apa atacă betonul. Reacțiile legate de hidroliză pot stagna sau fi oprite prin formarea unui strat protector din calcit, care se generează în mod continuu la suprafața betonului în contact direct cu apa neagresivă (fig.V.1 și V.2).

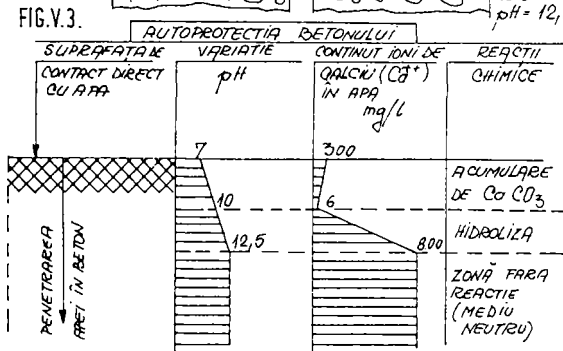
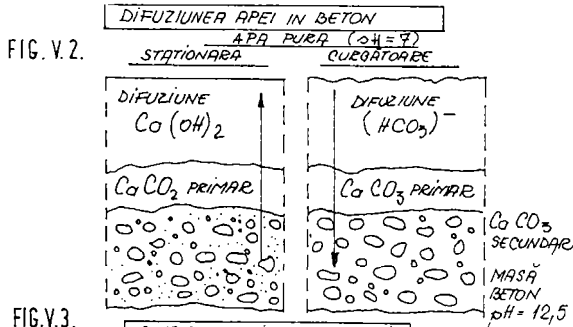
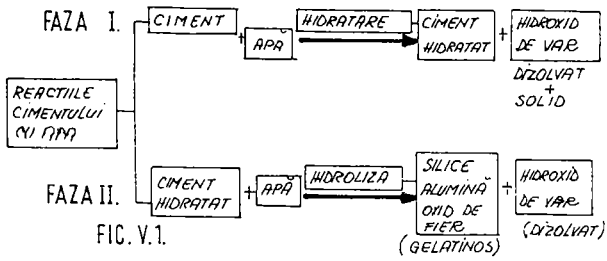


fenomenul nu se confundă cu carbonatarea betonului, care se formează pe suprafețele expuse la aer prin reacția hidroxidului de calciu cu acidul carbonic din aer.

Stratul de calcit are o grosime de 10 - 15 mm. și o structură poroasă.

În apa cu regim staționar din rezervoarele de beton armat (fig.V.2), hidroxidul de calciu din beton se dizolvă. Datorită difuziunii hidroxidului de calciu, apa în regim staționar devine alcalină și potențialul de hidrogen atinge progresiv 12,5 (echilibrul), încetând să stăce betonul. Această apă fixează acidul carbonic din aer, producând o depunere de nămol calcaros pe fundul rezervoarelor sau "accente" sub formă de lameluri albe distincte pe suprafețele verticale de beton. /115/.

În apele curgătoare, canale deschise, conducte, etc., calcificarea betonului este foarte pronunțată. Prin dizolvarea acidului carbonic din aer, se formează ioni de bicarbonat ( $HCO_3$ ), care prin porii stratului de calcit se infiltrează în masă





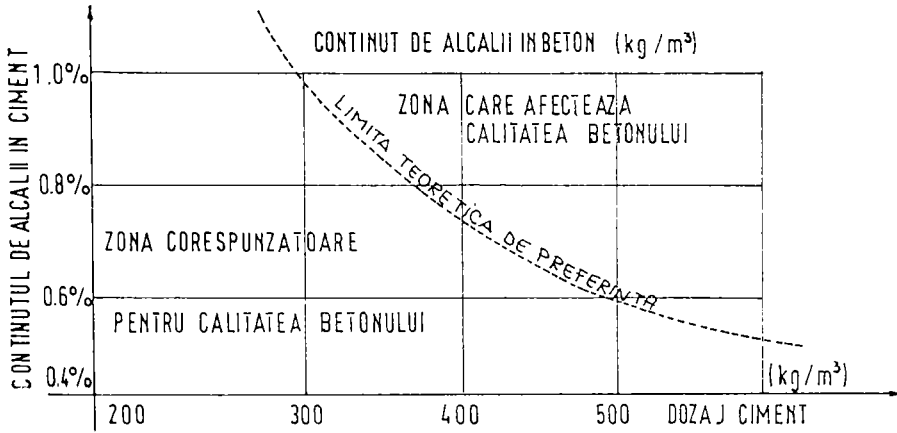


FIG.V.5. INFLUENTA COMPOZITIEI ASUPRA REACTIILOR SILICO-ALCALICE

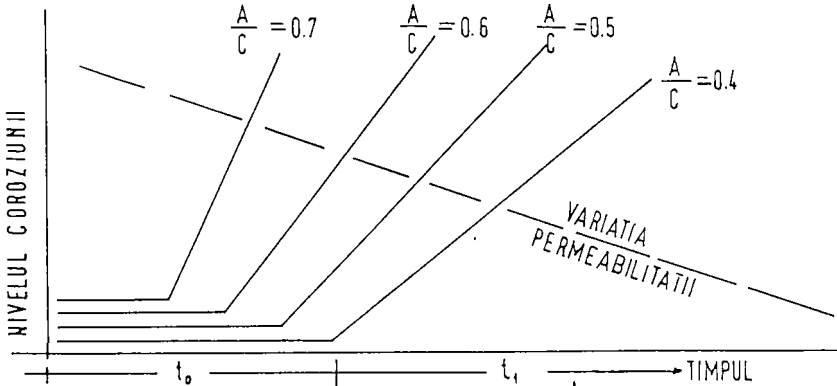


FIG.V.4. EVOLUTIA COROZIUNII ARMATURII FUNCTIE DE T si  $\frac{A}{C}$

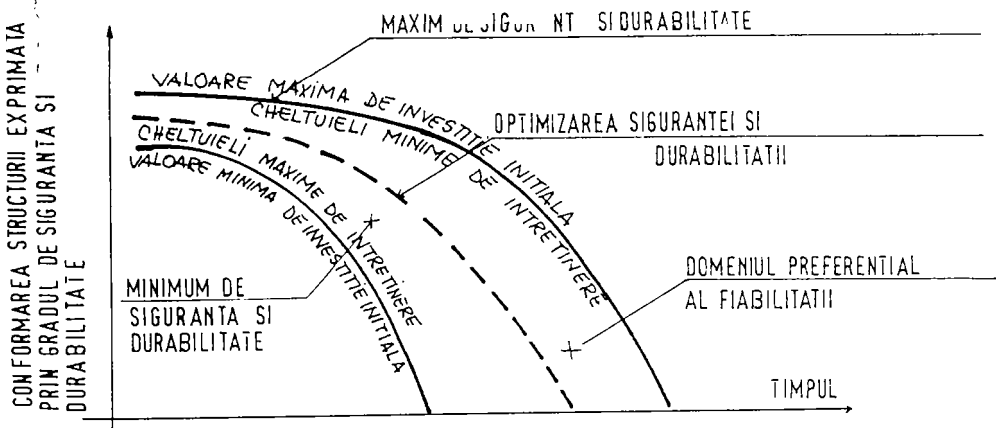


FIG.V.6. RELATIA DINTRE REZISTENTA SI FIABILITATE

betonului unde se depune calcitul secundar (fig.V.2). În timp fenomenul produce o creștere a etanșeității stratului de calcit, fenomen care se continuă până când capilarele din masa betonului sunt complet închise. Rezistența la apă a betonelor cu un strat de calcit depinde de solubilitatea calcitului în apa pură (chiar potabilă).

Apa potabilă sau apa "neagresivă" cu  $pH > 6,5$  este în mod frecvent o apă dură care conține var sub formă de bicarbonat de calciu solubil, care dezvoltă mecanismul de etanșare prin echilibrul var-acid carbonic din apă. În apele naturale, se constată acest echilibru și nu pot dizolva mult var. Din acest punct de vedere un beton protejat cu un strat de calcit este inatacabil de apele naturale dure (fig.V.3).

Construcțiile din beton armat care sunt în contact direct cu apa, ca: rezervoare; canale; etc.; trebuie să asigure o bună etanșitate, precum și rezistența la ape agresive din exterior, rezistențe la acțiuni chimice, rezistență la abraziune, rezistență la fisurare, rezistență la expunerea la raze ultraviolete, păstrarea calității apei de potabilitate. Apele dure cu  $CO_2$  în exces, determină în mod frecvent fenomenul de spălare a cimentului din beton. Ozonul folosit în stațiile de tratare a apelor este un oxidant puternic, în timp ce nămolurile din decantoare sunt abrazive.

Contactul direct al apei cu structurile din beton armat impune măsuri constructive de protecție a elementelor din beton armat prin stabilirea unor condiții tehnice speciale în funcție de domeniul de utilizare, propunând o clasificare a betonelor în 5 grupe:

- A. beton protejat de acțiuni meteorologice și de eventuali agenți agresivi;
- B. beton protejat de ploai mari și îngheț;  
beton expus la condens;  
beton în contact cu apă;  
beton în contact cu un sol neagresiv;
- C. beton protejat de acțiunea ploilor permanente, cu alternanță de cicluri umed-uscat, precum și ciclul de îngheț-dezghet;
- D. beton protejat contra acțiunii apei de mare și a înghețului puternic;

E. beton protejat la acțiunea concomitentă a vibrațiilor, a apei de mare sau a apei freatice cu  $\text{pH} < 4,5$ .

Funcție de domeniul de utilizare se stabilesc caracteristicile fizico-mecanice ale betonului indicat, optimizând raportul A/C, calitatea și conținutul de ciment, grosimea stratului de acoperire.

În contactul direct al betonului cu apa factorul determinant al reducerii fiabilității este permeabilitatea, prin care se afectează în primul rând armătura de rezistență.

Principala cauză a degradării timpurii a betonului este scăderea alcalinității ca urmare a carbonatării betonului. Timpul în care procesul de carbonatare ajunge la armătura de rezistență depinde de raportul A/C și de grosimea stratului de acoperire. În figura V.4 se prezintă fazele coroziunii armăturii în raport cu timpul de acțiune, notând:  $t_0$  - timpul de pătrundere a agentului agresiv până în stratul superficial al armăturii;  $t_1$  - timpul în care coroziunea atinge nivelul periculos, adică 0,1 din secțiunea barei de oțel beton (peste 0,2 din secțiunea barei, nu se mai contează pe aportul armăturii). Coroziunea armăturii este consecința pătrunderii lichidelor și gazelor prin masa de beton până la armătură. Rezistența la coroziune este funcția permeabilității, adică crește cu reducerea gradului de permeabilitate a betonului.

Difuziunea clorurilor în masa betonului prezintă un mecanism cu două faze: în prima fază clorurile pătrund până la armătură ( $t_0$ ), iar în a doua fază ( $t_1$ ) se produce coroziunea cu o anumită viteză, în funcție de densitatea specifică de agentul provocator al coroziunii și de raportul A/C.

Din încercările efectuate în laborator pe probe prelevate din elemente de construcții s-a constatat că permeabilitatea este influențată de creșterea numărului de capilare în masa de beton. În consecință, fiabilitatea poate fi mărită prin "blocarea" capilarelor.

Betoanele permeabile sunt penetrate de apa "neagresivă", iar depunerea de cristale de calcit este întârziată și se produce mai adânc în masa betonului.

Vorul este precipitat sub formă de calcit prin hidroxidul de calciu puternic alcalin și pH-ul din apă crește. La un  $\text{pH} > 10$ , când carbonatul de calciu se dizolvă în apă pură,

tet bicarbonatul este fixat. Apa care conține mai mult hidroxid de calciu, pH-ul crește, dar nu se mai produce o depunere de var. Capacitatea apei de a dizolva calcitul este mult mai mare în zona alcalină decât în zona neutră. Din acest punct de vedere rezultă că apa este agresivă față de beton, cu atât mai mult cu cât, nu se poate forma un strat protector de carbonat pe suprafața betonului. În cazul când apa continuă să se infiltreze în beton nu se mai produc depuneri și nici dizolvare. Trebuie menționat că în zona de depunere a varului și cea de dizolvare a hidroxidului de calciu, precum și în zona cimentului hidratat, fenomenul avansează la interiorul betonului, continuând distrugerea până nu mai rămâne decât un sediment de var și de silice, fenomen constat la betonurile impermeabile de calitate inferioară. Fenomenele prezentate explică deteriorările cauzate de spele dure și de spele clorurate. Rezistența betonului în contact direct cu apa se asigură prin creșterea gradului de impermeabilitate, fiind capabil să-și formeze o autoprotejare prin formarea stratului protector de calcit, compact și etanș /115/.

Reacțiile silico-alcalice se produc în prezența cantității corespunzătoare de apă, substanțe alcaline (provenite în special din ciment) și a dioxidului de siliciu. Efectul compoziției asupra reacțiilor silico-alcalice este prezentat în figura V.5. Reacțiile silico-alcalice sunt reacții specifice componentilor de bază ai cimentului și sunt foarte puțin influențate de condițiile exterioare. /115/.

Între rezistența și fiabilitatea unei structuri din beton armat trebuie să existe o limită de interpretare a domeniului cuprins între limita inferioară și limita superioară de siguranță și durabilitate, în raport cu volumul chestiunilor. (fig. V.6)

Conceptia unei structuri din beton armat în contact direct cu apa impune ca betonul să fie impermeabil și dimensionarea armăturilor să excludă apariția și dezvoltarea fisurilor sub sarcini, pentru valori minime de investiții și întreținere.

V.6. Testarea comportării în timp a elementelor din beton armat sub efectul acțiunii corozive s-a studiat prin procedee simple pentru a furniza datele tehnice inițiale în scopul aprofundării fenomenelor de degradare și evita-

re a accidentelor tehnice, urmărindu-se și adoptarea unor soluții tehnice de remediere și consolidare care să nu afecteze durabilitatea, stabilitatea și siguranța în exploatare.

Acțiunea degajărilor în atmosfera halelor industriale a vaporilor de apă și dispersii de substanțe chimice corozive față de beton și armături, conduce la modificarea în timp a caracteristicilor fizico-mecanice și la efectuarea capacității portante a elementelor de construcții.

-La umiditate ridicată,  $SO_2$ ,  $CO_2$  și alte gaze acide prezente în mediul industrial al construcțiilor atacă betonul prin dizolvarea și exfolierea pietrei de ciment.

Dioxidul de sulf se găsește foarte frecvent în gazele de ardere ale cărbunelui, ale găturilor bituminose, deci în diverse proporții în zona termocentralelor. Dioxidul de sulf acționează asupra ionului de calciu, formând sulfat acid de calciu, care nu este stabil în aer și se oxidează în sulfat de calciu, provocând expansiunea sulfurică. Gazele sulfuroase ( $SO_2$ ;  $SO_3$ ; etc.) în atmosferă umedă, acționează prin agresivitatea acidă, direct sau prin oxidare, formând  $H_2SO_4$ , acțiune ce presupune asocierea agresivității acide cu cea sulfatică.

La elementele din beton armat studiate, etacate de sulfat și s-a constatat degradarea colțurilor și a muchiilor, un aspect albicios, fisuri și exfolieri progresive, ceea ce a dus - în timp - betonul într-o stare friabilă.

La construcțiile în exploatare testarea betonului s-a constatat prin determinarea (pe carote extreme) în piatra de ciment a conținutului de anhidrină sulfurică (tabelul V.7) /114/.

Tabelul V.7

Denunțarea elementului	Durata în exploatare	Conținutul în anhidrină sulfurică
Stâlp SA 4	10	7,5%
Grinda 15 GA 2	10	3,7%
Ferma BA 24 m.	8	4,2%
Cheon acoperis	8	5,1%
Grinda GA 7	4	1,7%
Pane Pa 10	4	1,6%

Conținutul normal de anhidrină sulfurică este de 1,5% - 1,6%, iar degradările care afectează capacitatea portantă

oper la peste 12%.

Vulnerabilitatea betonului la coroziunea sulfatică depinde de gradul de impermeabilitate.

-În atmosfera unei hale din industria chimică am constatat pe lângă de măsurători degajării importante de vapori de apă și dispersii de substanțe chimice: NaOH 1,2 mg/mc; Cl<sub>2</sub> 0,8 mg/mc; SO<sub>2</sub> 0,4 mg/mc; SH<sub>2</sub> 0,5 mg/mc; în domeniul unei umidități relative medii de 50% și a unei temperaturi interioare medii anuale de +30°C la intradosul acoperișului (la 50 cm. de la talpa ferelor din beton armat). Structura de rezistență din beton armat, deși protejată prin vopșurile anticorozive cu clorcauciuc, s-a degradat în timp prin: exfolierea betonului de acoperire și reducerea rezistenței betonului /114/.

Agenții corodanți "Cl<sub>2</sub>" și "SO<sub>2</sub>" au acțiune distrugătoare asupra peliculei de clorcauciuc prin continuarea procesului de clorurare și prin solubilizarea produșilor de îmbătrânire.

Dispersiile de substanțe chimice: Cl<sub>2</sub>; NaOH; SH<sub>2</sub>; SO<sub>2</sub> și vaporii de apă printr-un lanț de reacții chimice formează: NaOCl; NaCl; care atacă betonul atât la suprafață cât și prin penetrare, iar Fe (OH)<sub>3</sub> la temperaturi peste +25°C atacă armăturile, formând Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.

Din corodarea elementelor de construcții cu degradări importante s-a constatat exfolierea betonului în jurul armăturii, deoarece rețea formată în timp își mărește volumul față de forma inițială, exercitând o presiune interioară, ceea ce determină ca barele de oțel beton să nu mai prezinte o aderență în beton.

Rezistența betonului din elementele de construcții a fost testată la stâlpi prin extragerea de carote (tabelul V.8), iar pentru grinzi prin încercări nedistructive. (tabelul V.9) /114/.

Tabelul V.8

Stâlp. Marca din proiect B 250	Nota de la care s-a extras carota	Secțiunea afectată de unde s-a extras carota		Rezistența la compresiune determinată pe carote kg/cm <sup>2</sup>
A.1	+ 2,20	1-1	2-2	206    210
A.4	+11,45	3-3	—	198    —
C.10	+18,50	4-4	5-5	225    232
E.9	+11,45	6-6	7-7	205    202

Tabelul V.9

Grinda Marca din proiect B 300	Distanța față de reazem (m)	Secțiunea afectată, unde s-a efectuat încercarea	"R <sub>s</sub> " metoda com- binată daN/cmp
GA 10	A + 2,35	1 - 1	280
	A + 3,49	2 - 2	282
GB 9	B + 4,20	3 - 3	205
	B + 4,80	4 - 4	200
GC 7	C + 1,20	5 - 5	235
	C + 2,40	6 - 6	245

Testarea betonului supus agresivității mediului tehnologic s-a efectuat prin recoltarea probelor de beton (carote) din elementele de construcții afectate (Tabelul V.10).

Tabelul V.10

Nr.	Elementul	Conținutul în:		pH	R daN/cmp
		sulfatați mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> / kg.beton	cloruri mg Cl <sup>-1</sup> / kg.beton		
1.	Fundația FA 2	300	65,6	13	256
2.	Grinda GA 10	750	87,6	12	217
3.	Grinda GA 12	860	142,6	12	205
4.	Placă planșeu	950	284,0	10	245

Conținutul de constituenți chimici SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> și Cl<sup>-1</sup> s-a determinat prin metode electrochimice. Analizând rezultatele probelor efectuate s-a constatat:

-valoarea constituenților chimici de agresivitate depind de modul de expunere a elementelor de construcție la factorii tehnologici;

-la placă planșeu (pH < 12...13) s-a constatat o lipsă de alcalinitate care expune armătura pericolului corodării (valorile scăzute ale pH-ului corespund în general prezenței sulfatilor în beton).

În decursul timpului, pot interveni schimbări cu privire la factorii de mediu exteriori construcției, care să impiețeze asupra comportării ansamblului structural și arhitectural. Datorită dezvoltării industriale și tehnice începută în seco-

lul trecut, acțiunile omului asupra mediului înconjurător a luat proporții tot mai mari, în condițiile amplitudinii exploziei demografice și urbane, dar mai ales a fenomenului de poluare care este factorul modificator de prim ordin al mediului înconjurător. Poluarea se manifestă cu diferite intensități asupra atmosferei, apelor și solurilor, influențând comportarea construcțiilor, evoluția spațială a arhitecturii și urbanismului.

Gradul de impurificare al atmosferei, prin pulberi, gaze și emanații, determinate de o serie de activități industriale și transport, în contextul favorizării factorilor meteorologici (vânt, ploaie, etc.), devine un factor negativ în comportarea construcțiilor.

Poluarea apelor de suprafață aduce implicații în comportarea construcțiilor, cu consecințe asupra fundațiilor.

Poluarea solurilor se manifestă mai ales prin fenomenele de degradare a structurii geologice, ca urmare a eroziunii și alunecărilor de teren (amestecul cu rocile subiacente).

În continuare prezentăm cazuri specifice de degradare a elementelor de construcții din beton armat în funcție de profilul industrial.

V.7.1. La construcțiile destinate industriei alimentare s-a studiat efectul uleiurilor și grăsimilor asupra betonului, funcție de aciditatea și de fluiditatea lor. Esterii se descompun în glicerină și acizi grași liberi, care cu  $\text{Ca(OH)}_2$  formează săpunuri de calciu.

Hidrosilicații de calciu sunt descompuși cu formare de săruri de calciu și silice coloidală.

La fabricile de zahăr și produse zaharoase s-a studiat efectul zahărului, a siropului de zahăr și a soluțiilor care conțin zahăr asupra elementelor din beton armat (Fabrica de produse zaharoase "Feliacul" Cluj-Napoca, 1966). Aceste substanțe organice exercită o puternică acțiune de peptizare asupra betonului și favorizează coroziunea oțelului beton.

Acțiunile chimice ale substanțelor organice asupra betonului, acțiuni corozive, cresc la cald ca urmare a sporirii fluidității și penetrării în beton. Pentru două hale etajate s-au efectuat măsurători "in situ", la grinzi și plăci de planșeu privind determinarea modulului de elasticitate dinamic



prin metoda ultrasonică cu defectoscopul N 2703, rezultatele fiind prezentate în tabelul V.11./114/.

Tabelul V.11

Obiectul Elementul Marca betonului din proiect	Agresivitatea chimică pro- vine din:	Modulul de elasticitate dina- mic "Ed" determinat în func- ție de viteza de propagare a undelor de impuls, la 10 ani de la intrarea în funcțiune: (daN/cmp)	
		zona reazem	zona centrală
Hala 1 cota +14,40 m. grinda G 12 grinda G 16 placa ax.4-5 placa ax.5-6 B 300	grăsimi animale	362.935 366.022 365.045 371.033	368.267 360.382 366.066 374.395
Hala 2 cota +7,50 m. placa ax.A-B placa ax.B-C placa ax.E-F B 200	produse zaharoase	320.798 329.780 335.602	323.451 336.850 342.513

Funcție de gradul de degradare a elementelor de construc-  
ții s-a dispus măsuri locale de remediere, iar în ambele ca-  
zuri pentru planșeu s-a executat o suprabetonare a plăcii plan-  
șeului în grosime de 6 cm., armată pe două direcții cu  $\phi$  6 la  
25 cm. Protejarea betonului din placa planșeului s-a efectuat  
cu șapă din mortar de ciment cu adaus de fluosilicat de sodiu  
(activator de întărire) și sticlă solubilă în amestec cu nisip  
silicios în granulație 0/3.

V.7.2. Mediile corozive din specificul tehnologic al  
industriei ușoare se caracterizează printr-o agresivitate redu-  
să. Agresivitatea mediului este determinată de unele substanțe  
cum sunt acizii (acidul acetic; clorhidric; etc.), compușii sulfu-  
lui (sulfură de sodiu; hidrogen sulfurat; acid sulfuric; hidro-  
xid de sulf); degajări de substanțe oxidante (hipoclorit de so-  
diu; apă oxigenată; oxid de carbon), acțiunea biochimică a  
bacteriilor aerobe asociată cu umiditatea relativă de 70% -  
80% și temperaturi de 20° - 40°C (favorizând condensul).

Intr-o tăbăcărie, atmosfera umedă și caldă, favorizează  
dezvoltarea mucegaiului în zonele de condens. Atacul biochi-

mic se datorează și prezenței hidrogenului sulfurat, care are o acțiune directă asupra hidroxidului de calciu, transformându-l în sulfură de calciu, care oxidată (mediu umed) se transformă în sulfat de calciu și distruge betonul (expansivitate sulfatică). (Fabrica "Clujana" Cluj-Napoca, 1964).

V.7.3. Elementele de construcție din clădiri destinate industriei chimice de produse clorosodice vin în contact direct cu agenți corosivi prezenți sub formă gazoasă sau soluții apoase.

Clorul gazos este în atmosfera exterioară și interioară, în limitele 0,2 - 1,8 mg/mc. aer, precum și acidul clorhidric 3,5 - 15 mg/mc aer, acidul sulfuric 1,5 - 3,5 mg/mc aer; etc.

Clorul gazos se manifestă prin coroziunea armăturii de oțel determinând fisurarea betonului și în final expulzarea stratului de acoperire a armăturii. Acest fenomen se explică prin difuzia ușoară a clorului gazos în beton, care în contact cu umiditatea trece în acid clorhidric care transformă  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  din porii betonului în  $\text{CaCl}_2$  solubilă, determinând reducerea pH-ului betonului și depasivarea armăturii. Probele de beton (carote) extrase din stâlpi, grinzi, etc., evidențiază concentrații de ioni  $\text{Cl}^-$  și variații ale pH-ului în funcție de adâncimea de extracție:

Adâncimea	$\text{Cl}^-$ mg/kg.beton	p.H
0 - 2 cm.	85.000	6
2 - 5 cm.	30.000	9

Prezența în aer a acidului clorhidric și/sau a acidului sulfuric sub formă gazoasă determină numai coroziunea stratului superficial de beton, având o difuzie lentă prin structura betonului. În general acțiunea corosivă apare în combinație cu clorul gazos.

Soluțiile apoase de "HCl" și " $\text{H}_2\text{SO}_4$ ", în contact cu elementul de construcție, determină coroziunea puternică a betonului și a armăturii. "HCl" transformă "CaO" din piatra de ciment în  $\text{CaCl}_2$ , compus foarte solubil în apă, care este spălat sau cristalizează.

Soluțiile de " $\text{H}_2\text{SO}_4$ " au un efect dublu de coroziune asupra betonului. " $\text{H}_2\text{SO}_4$ " transformă, CaO din piatra de ciment în  $\text{CaSO}_4$  (ghips), puțin solubil care cristalizează cu 2  $\text{H}_2\text{O}$ , cu

mărire de volum. În final, betonul se distruge prin expansiunea produșilor formați.

Soluțiile apoase de NaOH generează coroziunea alcalină a betonului atât din cauza reacțiilor de schimb de ioni, cât și datorită cristalizării carbonaților formați cu  $\text{CO}_2$  din atmosferă. Mediul alcalin asigură pasivitatea oțelului. În contact cu soluțiile de NaOH s-a produs expulzarea betonului de pe armătură fără coroziunea armăturii.

Soluțiile apoase cu conținut de NaCl provoacă coroziunea armăturii datorită difuziei ionilor de  $\text{Cl}^-$  prin beton, determinând depasivarea oțelului și formarea produșilor de coroziune care conduc la fisurarea betonului și la desvelirea armăturii.

V.7.4. Acțiunea substanțelor petroliere asupra betonului s-a studiat într-o primă etapă în cazul unor separatoare de păcură de la gospodăriile de combustibili lichizi de la centralele termice. Acțiunea asupra betonului este influențată de:

- puterea de penetrare (funcție de greutatea și vâscozitatea specifică);
- gradul de inflamabilitate (conținutul de substanțe volatile);
- gradul de puritate.

În elementele din beton armat și beton precomprimat, uleiurile minerale exercită o influență negativă asupra caracteristicilor mecanice ale betonului și asupra conlucrării între beton și armătura pasivă sau activă, reducând aderența, favorizând o scădere a forței de ancorare a barelor de oțel în zona de capăt și o dezvoltare mai rapidă a fisurilor în zona întinsă, precum și reducerea rigidității elementelor penetrate.

Cauza principală de degradare a caracteristicilor mecanice ale betonului constă în faptul că în compoziția uleiurilor minerale cca.2% - 3% sunt substanțe tensoactive (gudron, rășini, produse naftenice, etc.), care modifică tensiunea superficială a apei absorbite, slăbind legăturile fizico-chimice dintre agregat și piatra de ciment și de asemenea legăturile de structură a pietrei de ciment, precum și diminuarea aderenței dintre piatra de ciment și armătură.

Acțiunea uleiurilor minerale asupra betonului nu constitu-

ie un proces chimic de coroziune, fenomenul este de natură fizico-chimică prin modificarea tensiunilor superficiale ale apei absorbite.

Din cercetările efectuate s-a constatat că efectul negativ produs de acțiunea uleiurilor minerale depinde de structura betonului. Sporirea gradului de reducere a rezistenței betonului la acțiunea uleiurilor minerale depinde de: microdefectele de structură; creșterea raportului A/C; variațiile de temperatură; încărcarea prematură; acțiunile dinamice; etc.

V.7.5. Avariile și degradările care se produc la unele elemente de construcție se datoresc și proceselor industriale specifice, condițiilor de exploatare necorespunzătoare, factorilor fizici naturali care pot să reducă sau să amplifice fenomenele de degradare.

Cercetările aplicative au fost efectuate în perioada 1975-1980, la o serie de combinate chimice.

-Apele de răcire de pe circuitul amoniac-uree acționează asupra scheletului de rezistență din beton armat și beton pre-comprimat de la răcitor, generând fisuri cu deschideri de 0,5 - 1,0 mm. și crăpături până la 4 mm. În zona fisurilor au fost corodate până la o adâncime de 0,5 mm armăturile de rezistență ( $\emptyset$  18 mm).

Degradările se evidențiază prin friabilitatea pietrei de ciment și prin îndepărtarea agregatului fin.

Coroziunea betonului de la celulele de răcire este cauzată de apa cu duritate temporară mică, circulată permanent, cu presiune mare, precum și de apele industriale de răcire care conțin substanțe chimice agresive. Amoniacul prezent în apele de răcire este neutralizat cu acid sulfuric în scopul obținerii unui pH de 6 - 7,5, rezultând sulfatul de amoniu. Pentru diminuarea formării microorganismelor vegetale și animale ce opturează secțiunea conductelor de circulație a apei se introduc substanțe biodegradabile, dar care au o acțiune corozivă asupra betonului prin sărurile de amoniu și fenolii din compoziția lor.

Protecția elementelor de construcții se asigură cu pastă hidrofobă în grosime de 0,5 - 1,0 mm. aplicată cu spaclu.

-Depunerile de pulbere de sulfat de sodiu din atmosfera unui combinat chimic, în contact cu ploaia și cu umiditatea

mediului, conduce la formarea unei soluții concentrate de sulfat de sodiu pe suprafața exterioară a elementelor din beton armat.

Agentei agresivi existenți (măsurăți periodic) în zona combinatului chimic au valori în domeniul:/114/:

-pulberi de sulfat de sodiu: 2,2 - 2,5 mg/mp.24 h.

-acid sulfuric: 0,3 ... 0,9 mg/mc.aer;

-bioxid de sulf: 4...6 mg./mp.aer;

ceea ce pentru structurile din beton armat prezintă o"coroziune foarte puternică".

Ionii de sulfatați pătrund în tencuială pe bază de mortar de ciment și în elementele de beton armat, generând exfolieri și fisuri în beton, precum și corodarea în adâncime a armăturii. Betonul atacat are o culoare albicioasă, o structură poroasă și friabilă datorită compușilor expansivi de sulfat de calciu. In adâncime s-a constatat lipsa de alcalinitate până la 4-5 cm.,favorizând corodarea cu fenomene de mărire de volum, exfolierea și chiar stratificarea armăturii.

Coroziunea provocată de soluțiile de sulfat de sodiu, în prima fază prin reacțiile cu hidroxidul de calciu conduce la decalcifierea betonului. In faza a doua are loc reacția dintre hidroaluminatul de calciu și sulfatul de calciu care distruge piatra de ciment prin presiunea de cristalizare(expansiune sulfatică).

-Mediile agresive din cadrul unei filaturi de fibre artificiale (la mercerizare), constituite din hidroxidul de sodiu (utilizat pentru albirea fibrelor artificiale) concentrat 400 - 500 g/l și bioxidul de carbon din atmosferă, în contact cu elementele din beton armat ale structurii de rezistență,favorizează coroziunea betonului. Hidroxidul de sodiu pătrunde în porii betonului și se carbonatează cu ajutorul bioxidului de carbon și cristalizează, iar betonul se distruge prin acumularea de săruri de carbonați acizi.

V.7.6. Construcțiile miniere destinate prelucrării minereurilor sunt expuse unor condiții de microclimat agresiv datorită proceselor tehnologice (Anina,1984) /119/.

Structura de rezistență a fost afectată chiar din primii ani de exploatare.

Urmărind comportarea în timp a sistemului constructiv de la preparăția de cărbune s-a constatat degradarea elementelor de rezistență, degradări care prin evoluția în timp periclitează stabilitatea și siguranța obiectivului în exploatare.

Observații vizuale pe elemente de construcții:

- beton fisurat care se desprinde ușor de pe armăturile de rezistență, atât la stâlpi cât și la grinzi;
- armături de rezistență dezvelite cu pete superficiale de coroziune;
- armături de rezistență dezvelite cu exfolieri de oxizi;
- beton căzut în zona armăturilor de rezistență.

Verificarea calității betonului la data expertizării construcției s-a efectuat prin încercări nedistructive./119/.

Din analiza rezultatelor obținute se reține:

- betoanele la data executării obiectivului au avut marca prevăzută în proiect (conform cărții construcției);
- rezistențele la compresiune după un număr important de ani (40) de exploatare oglindesc efectele distructive ale agenților corozivi, prezentând reduceri de 25% - 30%.

Cauzele care au generat degradarea sistemului constructiv sunt:

- gaze și vapori corozivi, predominând  $H_2SO_4$  în concentrații mai mari, în condițiile de umiditate relativă a mediului de până la 65%;
- pulberea fină depusă pe suprafața elementelor din beton armat care în prezența umidității tehnologice și a condensului, conduce la formarea unei substanțe acide cu concentrație ridicată, având o puternică acțiune corozivă.

Din analiza pulberilor de pe elementele de construcții a rezultat:

- caracterul acid:  $pH = 1,15 \dots 2,35$ ;
- concentrația ionilor  $/SO_4^{2-}/$  de  $135 \dots 185 \text{ mg. } SO_4^{2-} / \text{kg.}$ , ceea ce atestă un efect coroziv față de beton și oțel beton;
- concentrația ionilor  $/Cl^-/$  de  $320 \dots 820 \text{ mg. } Cl^- / \text{kg.}$ , ceea ce atestă un efect coroziv față de oțel-beton.

În baza datelor prezentate s-a dispus măsuri de reparații capitale, consolidând structura din beton armat afectată prin mărirea secțiunii la grinzi și stâlpi, plombări la plăci de planșeu.

V.7.7. Sub egida unor organizații internaționale (FIP; RILEM; AIPG; IASS) în ultimii 20 de ani s-au întreprins analize tehnice privind comportarea în timp a elementelor și construcțiilor executate din beton precomprimat, atât a celor cu comportare normală, cât mai ales a celor care au prezentat fenomene de coroziune cu caracter evolutiv - exploatate în diferite medii agresive.

Elementele din beton precomprimat situate în medii agresive (aer umed, impurificat cu gaze, vapori și pulberi corozive; apă impurificată cu diverse substanțe chimice) sunt supuse acțiunii acestuia, care se poate manifesta prin:

- acțiunea corozivă asupra betonului;
- acțiunea corozivă asupra armăturii de oțel pretensionată;
- acțiunea corozivă concomitentă asupra betonului și armăturii.

Factorii principali ai mediului care determină caracterul și intensitatea procesului de coroziune sunt:

- natura agentului corosiv;
- concentrația mediului în substanțe agresive;
- higroscopicitatea și solubilitatea pentru medii solide;
- umiditatea relativă a atmosferei și gradul de solubilitate a gazelor;
- temperatura și variația temperaturii mediului;
- pH-ul mediului;
- factorii climatici;
- variația în timp a factorilor de influență.

Depistarea apariției fenomenului de coroziune la elementele din beton precomprimat s-a efectuat prin trei metode:

- observația vizuală;
- determinarea adâncimii betonului "alterat";
- măsurarea potențialului armăturii de oțel în beton.
- Observația vizuală pune în evidență:
  - existența eventualelor defecte în beton;
  - infiltrații de lichide, exfiltrații, condens;
  - apariția de fisuri în beton, degradarea betonului la muchii și colțuri;
  - pete de rugină, cristalizarea de săruri; exfolierea sau desprinderea stratului de beton; etc.

-Determinarea adâncimii stratului de beton alterat se efectuează prin determinarea pH-ului electrolitului conținut în porii pietrei de ciment, prin tratarea suprafeței betonului cu soluții de indicatori pH (fenolftaleină; alizarină; difenol; etc). Datorită reacțiilor agenților corosivi cu componenții pietrei de ciment, soluțiile reactive colorează diferit suprafețele betonului care își păstrează alcalinitatea în comparație cu cele care și-au pierdut alcalinitatea. Determinările s-au efectuat pe straturi succesive de la exterior spre interior, perpendicular pe suprafața elementului de beton precomprimat.

-Măsurarea potențialului armăturii pretensionale din beton s-a efectuat cu un electrod de comparație de  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$  saturat și utilizând un voltmetru magnetoelectric cu domeniul 0-1000 mV (metodă INCERC București). Valorile limită ale diferențelor de potențial armătură-sol, în raport cu electrodul  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$  saturat s-au stabilit astfel:

150.....300 mV, nu există risc de coroziune;

300.....500 mV, există risc de coroziune;

500.....1000 mV, pericol de coroziune.

Autorul a aplicat metoda INCERC București în cercetarea a două cazuri:

-Grinzi tubulare din beton precomprimat;

-Rezervor de apă 2000 m.c.

În cazul grinzilor tubulare din beton precomprimat (tip IPIU), exploatate în halele unei țesătorii de fire groase, (Negrești, 1970) și examinate la 4 ani de exploatare, s-a pus în evidență: degradări locale ale betonului; condens pe suprafață; exfolieri a peliculei de protecție (din email clorcauciuc), precum și pierderi locale a alcalinității betonului pe o adâncime de 10....12 mm. Grinzile tubulare au servit la introducerea de aer proaspăt și la aspirarea aerului viciat din hală. Mediul de exploatare este dominat de vapori corosivi din soluțiile utilizate (soluții de  $\text{H}_2\text{SO}_4$ ;  $\text{HCl}$ ;  $\text{NaCl}$ ;  $\text{NaNO}_2$ ; etc), la o umiditate relativă de 60 % - 70%. Rezultatele cercetării au condus la aplicarea periodică (la 2 ani) a unor straturi protectoare de email clorcauciuc.

În cazul rezervorului de 2000 m.c. de apă, amplasat în zonă muntoasă, s-a constatat: deteriorarea tencuiei de protecție pe suprafețe mari, în zonele cu exfiltrații, iar



mortarul din tencuială și-a pierdut alcalinitatea pe cca. 8 - 10 mm. ( și efectul fenomenului de îngheț-dezghet); coroziunea localizată a sârmelor SBP I Ø 5 în profunzime până la 0,8 mm; măsurătorile de potențial armătură - sol au indicat valori de 350...400 mV. Procesul electrochimic de coroziune a sârmelor de oțel s-a desfășurat în zonele unde tencuiala a fost deteriorată datorită infiltrațiilor de apă și a fenomenelor de îngheț-dezghet, în prezența oxigenului și a umidității. Rezultatele cercetării au impus refacerea integrală a tencuiei de protecție.

V.8. Complexul lucrărilor de construcții din stațiile de epurare și canalizări sunt supuse în afara coroziunii datorită agresivității apelor tehnologice și la acțiunea coroziunii microbiologice. Activitatea metabolică a microorganismelor conduce la o degradare chimică și fizică - în timp - a structurilor superficiale de beton.

Coroziunea biochimică este condiționată de prezența microorganismelor cu un metabolism foarte ridicat și potențial variat de oxido-reducere.

Coroziunea biochimică a betonului este generată prin oxidarea sulfului de către bacteriile aerobe sau anaerobe prin procese metabolice.

Coroziunea biochimică a betonului este cauzată și de alge, mușchi sau ciuperci.

Fenomenele de coroziune biochimică se constată în mod evolutiv în stații de epurare și canalizări pentru ape reziduale.

Apele reziduale pot conține o gamă foarte variată de substanțe chimice cu agresivitate față de betoane. Combinarea și concentrarea substanțelor chimice este variabilă în timp, cu tendința de creștere în ultimii ani, datorită folosirii pe scară tot mai largă a detergenților și a diferitelor substanțe chimice diluante de grăsimi.

Elementele componente ale apelor reziduale de la stația de epurare orășenească sunt:

- ioni de amoniu: 25 - 35 mg./l.
- fosfați: 10 - 20 mg./l.
- fenoli 0,15 - 0,20 mg./l.
- plumb 0,10 - 0,12 mg./l.
- detergenți 0,2 - 12 mg./l.
- $\text{CO}_5$  300 - 600 mg./l.

- CCO (C<sub>2</sub>): 800-1000 mg./l.
- sedimentul: 1,0-1,4 cm<sup>3</sup>/l.
- suspensii totale: 150- 600 mg./l.
- pH-ul: 6,9-7,8 mg./l.

Imediat după punerea în funcțiune a instalației de epurare se constată depunerea unei paste fine de culoare brun-cenușie pe pereții cuvelor de beton la nivelul tehnologic al apelor reziduale, pastă care constituie zona activă a microorganismelor. În funcție de conținutul de substanțe chimice și de pH-ul apelor reziduale apare în zona superioară a pastei de pe cuvă o zonă de culoare brun-verzuie, zonă specifică formării de ciuperci sau de fixare pentru alge și mușchi. Nivelul tehnologic al apelor reziduale atât în cuve, cât și în canale variază și din acest punct de vedere la suprafața betonului se dezvoltă în timp microfisuri și fisuri (variații de temperatură, îngheț-dezghet, etc), prin care pasta de culoare brun-cenușie sau brun-verzuie pătrunde spre structura exterioară a betonului și în acest mod (în funcție de constituenții chimici) apare fenomenul de coroziune a betonului și a armăturii./116/.

Din cercetările efectuate s-a constatat că la canalizările menajere și industriale, bioxidul de carbon se acumulează în special în apele în care are loc descompunerea unor substanțe organice sub acțiunea microorganismelor. Agresivitatea apelor carbonice s-a pus în evidență la verificarea "in situ" prin corelația dintre durtatea temporară și pH-ul corespunzător concentrației de echilibru a bioxidului de carbon. Constatând efectele coroziunii carbonice a apelor reziduale de la canalizarea unei fabrici de bere s-a conceput evacuarea prin canale deschise din beton cu agregate calcaroase. În prima variantă canalizarea era executată din tuburi de beton cu agregate de râu și de carieră, predominând granodioritul. În timpul exploatării s-a constatat exfolieri și degradări prin coroziunea carbonică a peretelui de beton și o coroziune pronunțată asupra armăturilor dezvelite datorită în primul rând a acidului carbonic. Betonul preparat cu agregate calcaroase are o stabilitate mai mare la agresivitatea apelor carbonice, ca urmare a neutralizării efectului acidului carbonic și prin acțiunea agregatelor.

Coroziunea prin expansiune este proprie unor substanțe organice și a prezenței microorganismelor, favorizând formarea sărurilor de calciu și alcoolilor agresivi, ca urmare a interacțiunii directe a substanțelor agresive cu  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  sau a procesului de saponificare a esterilor în prezența hidroxidului de calciu. Urmare a presiunii de cristalizare a sărurilor apar importante tensiuni în piatra de ciment, determinând creșterea volumului și implicit apariția de fisuri, crăpături și desprinderi de bucăți din beton până la armătură sau la pereții de grosime redusă, caverne sau goluri de diverse dimensiuni. În timpul procesului de saponificare a esterilor în prezența hidroxidului de calciu apare și fenomenul de fermentație a apelor reziduale datorită potențialului ridicat de oxido-reducere a bacteriilor aerobe, fenomen remarcat și prin degajarea continuă de bioxid de carbon, chiar și de sub straturile superficiale de beton degradat sub efectul acțiunii coroziunii microbiologice.

În canalizările la care apele reziduale deversează la temperaturi peste  $+40^\circ\text{C}$  (ex. industria chimică ; alimentară; etc) compuşii sulfului se reduc de către bacteriile anaerobe la  $\text{H}_2\text{S}$ , iar prin oxidarea continuă deasupra nivelului de curgere a apelor reziduale s-a constatat formarea acidului sulfuric, care atacă progresiv betonul./116/.

La centralele termoelectrice, apele de condens și apele calde la  $+45^\circ\text{C}$  provenite de la condensatori și evacuate prin canale spre turnurile de răcire conținând  $\text{CO}_2$ , dizolvă  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  provocând - în timp - o ușoară eroziune la suprafața betonului. În perioada când centrala nu a funcționat timp de 3 luni, în canal, în zona eroziunii au apărut ciuperci și microorganisme care atacă piatra de ciment.

V.9. Încăperile unde există o umiditate ridicată, aerare insuficientă, luminozitate redusă și variații mici de temperatură, oferă condiții favorabile de habitat unor "populații" microbiologice, în special în zonele care favorizează condensarea vaporilor de apă. Varietatea nosologică se constituie îndeosebi din ciuperci microscopice (mușegaiuri) și din bacterii la care se pot adăuga uneori licheni sau briofyte, acestea găsindu-și resursele de hrană în aerul din încăpere, în nutrienții minerali oferiți de tencuieli, în aerosolii

organici din atmosfera interioară; etc. Fenomenul sugerează ideea existenței de microbiocenoze cu interrelații ecologice și trofice determinate de varietatea factorilor biotici și abiotici existenți. Pe suprafața pereților și a tavanelor se fac pelicule albicioase sau colorate funcție de pigmenții produși de microorganisme. Activitatea deteriorantă se bazează pe mecanisme de acțiune intimă a microorganismelor, asociindu-se, potențiind sau fiind potențiate, de activitatea corozivă fizico-chimică a apei sau a unor aerosoli din incintă. Rolul principal aparține unor produși de metabolism acizi care generează modificări de pH local, conducând în mod lent la deteriorarea structurilor.

Cercetările aplicative au fost efectuate într-un centru de vinificare, constatându-se evoluția fenomenului în profunzime favorizând infiltrația apei, cu repercursiuni asupra structurii.

Prin metode bacteriologice și biochimice s-au realizat identificări de microorganisme majoritare care au aparținut genurilor *PENICILLIUM*, *ASPERGILLUS* și *OIDIODENDRON*.

Tencuiala de la pereți și tavan a prezentat zone supuse unui atac biologic puternic.

Suprafața văruiată prezenta zone acoperite cu pete verzui-negricioase de mucegai și era parțial decojită. Tencuiala (pe bază de mortar de var-ciment) prezenta un aspect sfărâmițos în care miceliile fungice albicioase erau vizibile cu ochiul liber. Au fost locuri în care miceliile fungice au penetrat rosturile dintre cărămizi.

Tratamentul antifugic s-a realizat:

- curățirea peretelui și tavanului de tencuiala atacată, prin ciocănire și frecare cu perea de sârmă;
- spălarea peretelui sau tavanului cu soluția de apă și 10% carbid dizolvat;
- tencuieli cu includerea în mortarul de var-ciment de biocid FUNGOSTOP CT;
- spoieli pe bază de lapte de var cu includerea de biocid BIOSTOP TD.

În timp s-a constatat că suprafețele au rămas neatacate.

Mecanismul de inhibiție biologică prin care acționează produsul FUNGOSTOP CT, se explică prin blocarea unor ioni metalici de tip Cu, Co, Zn și Mn existenți în constituția unor

enzime esențiale care intervin în metabolismul microorganismelor, asigurând astfel protecția împotriva dezvoltărilor biologice.

V.10. În alcătuirea structurilor de rezistență din elemente prefabricate din beton armat și/sau beton precomprimat se practică sistemul de îmbinări uscate (metalice) sau îmbinări umede. Conectarea se face prin sudură.

Durabilitatea îmbinărilor metalice este mult mai redusă decât durabilitatea elementelor din structura de beton armat, dacă nu se iau măsuri speciale de protecție.

Siguranța îmbinărilor determină asigurarea stabilității construcției în exploatare.

Din cercetările efectuate, s-a constatat la construcții executate cu 15-25 de ani în urmă, un nivel foarte ridicat de coroziune la unele elemente metalice din componența îmbinărilor.

Urmărind în timp cinetica coroziunii a îmbinărilor, s-a constatat că reducerea coroziunii este determinată de reducerea umidității din îmbinări și de volumul produșilor de coroziune formați la suprafața elementelor metalice (pasivarea oțelului).

Determinarea adâncimii de coroziune (teoretic) s-a efectuat pornind de la relația generală aplicată în domeniul betonului pentru calculul adâncimii stratului de dezalcalinizare sub acțiunea  $\text{CO}_2$  din atmosferă:

$$\Delta_c = k \cdot \sqrt{t}$$

t - durata de timp în care a avut loc coroziunea.

K - coeficientul comportării în timp, determinat statistic prin analiza cazurilor cunoscute (mediu coroziv; durata de exploatare; protecția; etc.)

Important este ca la determinarea pe cale experimentală a coeficientului "K" (orientativ) să se aibă în vedere și starea de tensiune din metal. Tensiunile mari fac ca efectul coroziunii să fie mai pronunțat, cedarea poate să aibă un efect casant, atunci când coroziunea acționează și asupra ductilității metalului. Ca urmare a pătrunderii hidrogenului în structura metalului sunt situații când armătura sub efectul coroziunii devine mai fragilă. La eforturi ridicate, peste 75% din rezistența oțelului, ca urmare a efectului de fragi-

lizare și concentrărilor de tensiuni (cu microfisuri zonale) pot genera cedări casante.

Atunci când din diverse motive apar fisuri, la vârful acestora au loc concentrări importante de tensiuni ce pot provoca ruperi locale, transgranulare sau intergranulare influențate de gradul de fragilizare al oțelului.

Din analiza în practică a diferitelor elemente metalice supuse efectului de coroziune din acțiunea atmosferei naturale sau agresive, se pot face unele aprecieri asupra influenței tensiunilor.

-Coroziunea din zone fisurate sub tensiune, asigură formarea în stratul de oxid protector de la suprafața metalului a unei pile electrice însoțită de eliberarea de hidrogen care pătrunde în rețeaua metalică provocând "fragilizarea locală", micșorând capacitatea de deformare plastică a metalului.

-Coroziunea prin ciupituri se caracterizează prin existența pe suprafața elementului a unui crater apărut ca urmare a unei dizolvări locale a materialului, în prezența unor agenți corosivi.

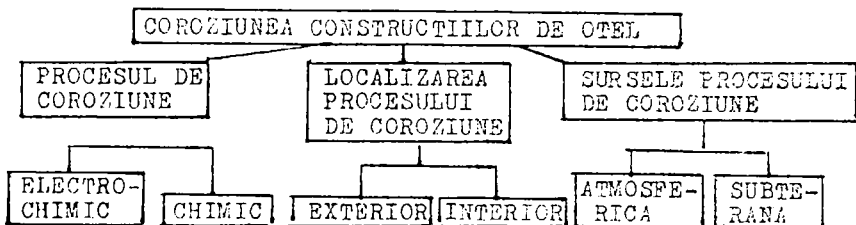
Cercetările privind modul de comportare a îmbinărilor sudate în apă și în soluții apoase foarte diluate explică fenomenul coroziunii preferențiale a sudurii sau a zonei limitrofe pe baza diferențelor de potențial care apar pe ansamblul îmbinării sudate datorită diferențelor de compoziție chimică și structură cristalină dintre materialul de bază și materialul de adaus. Apa poate deveni un agent coroziv puternic în situațiile în care se asigură condițiile dizolvării și difuzării în adâncime a oxigenului, (apa curgătoare la temperaturi scăzute). Cercetările aplicative au impus măsurarea potențialului de suprafață " $E$ ", în mV (-), în diverse puncte a zonei de îmbinare, în secțiuni transversale și longitudinale. Potențialul a variat în limita a 180 - 260 mV (-). Cercetarea a demonstrat prezența unor porțiuni anodice în zona sudurii, respectiv zona de trecere. În mediu coroziv, construcția neprotejată cu vopsea se corodează puternic în zonele anodice. Dacă se asigură protecția cu o peliculă de vopsea, apare fenomenul de curgere electroosmotică a apei de la zonele anodice spre zonele catodice, unde se formează umflături

din apă și  $H_2$  rezultat din descărcarea ionului de hidrogen la catod. În timp pelicula se rupe, devine anod și fenomenul de coroziune continuă în zona de vecinătate.

V.11. Publicațiile de specialitate consemnează faptul că anual, echivalentul a cca.25% - 30% din producția mondială de oțel se pierde datorită coroziunii. Din datele statistice publicate rezultă că pagubele provocate din coroziune sunt mult mai mari decât cele cauzate, însumat de către incendii, seisme, uragane, etc.

Studierea "in situ" a procesului de coroziune pentru construcțiile din oțel a condus la determinarea zonelor unde s-a constatat apariția și dezvoltarea în timp a fenomenului de coroziune în cadrul structurilor de rezistență, în mod special de la CTE Anina /120/121/122/123/.

În cercetarea fenomenului de coroziune se reține următoarea schemă:



Procesul de coroziune apare și se dezvoltă sub influența complexă a factorilor caracteristici mediului de exploatare, a nivelului de solicitare și de alcătuire constructivă. Urmărirea dezvoltării fenomenului de coroziune la construcțiile de oțel exploatate în medii impurificate (cu  $SO_2$ ;  $NO_2$ ;  $H_2S$ ;  $NH_3$ ;  $Cl_2$ ; etc.) apare deformarea și reducerea capacității portante a elementelor și /sau a sistemului constructiv.

În cadrul programului de studiu pentru CTE Anina, procesul de coroziune a apărut și s-a dezvoltat astfel:

a. Coroziunea chimică s-a produs în zonele cu degajări de gaze fierbinți și cu conținut de  $CO$ ;  $CO_2$ ;  $SO_2$ , în sectoarele: sala cazane - structura de rezistență a plânșelor realizate din grinzi metalice (peste cota +45 m. până la +90 m.); electrofiltre - structura metalică de susținere a dozatorilor de umectare a cenușii; etc. "Scăpările" de apă fierbinte și aburi tehnologici peste elementele metalice favorizează dezvoltarea

tarea fenomenului de coroziune chimică, în special în zonele de contact direct cu praful de șist bituminos sau cu cenușă de termocentrală.

b. Coroziunea electrochimică de aerație diferențiată s-a dezvoltat:

-La îmbinările cu șuruburi de la stâlpii metalici pentru structura de rezistență a cazanelor și a corpurilor de buncări, deoarece zonele mai puțin aerate lucrează anodic și apare în timp fenomenul de distrugere;

-La fermele de acoperiș - de la sala mașinilor și sala cazanelor - unde datorită scăpărilor de abur tehnologic se formează o umiditate relativă a aerului ridicată, la care prin scăderea temperaturii la suprafața de contact, vaporii de apă condensează pe suprafețele metalice (exemplu: dezvoltarea fenomenului de coroziune la fermele metalice din zona luminatorului de la sala de mașini sau cazul fermelor și grinzilor metalice de planșeu cota +45 m. de la sala cazane);

-La grinzile cheson de la corpul de electrofiltre s-a constatat dezvoltarea fenomenului de coroziune datorită impurităților din atmosferă (sulfați; cloruri; etc.) având rolul de microcatozi și metalul la anod;

c. Coroziunea atmosferică s-a produs și s-a dezvoltat rapid, în zonele de staționare a peliculei de apă sau de zăpadă, favorizată fiind de impuritățile atmosferice din zonă și de impuritățile tehnologice.

Starea de eforturi din elementele de construcții influențează coroziunea.

Eforturile de compresiune "stagnează" coroziunea, iar eforturile de întindere "stimulează" coroziunea. Solicitarea la oboseală accelerează fenomenul de coroziune prin apariția și dezvoltarea unui număr mai mare de microfisuri și fisuri. Starea de tensiuni generată de acțiunea variațiilor de temperatură favorizează apariția microfisurilor în zona de solicitare maximă, unde impuritățile atmosferice și tehnologice, precum și "scăpările" de apă fierbinte și/sau abur tehnologic, produce și dezvoltă în timp fenomenul de coroziune. Asemenea fenomene au apărut la unele elemente de construcții din zonele tehnologice cu variații mari de temperatură.



Urmărirea apariției și dezvoltării în timp a fenomenului de coroziune la construcțiile de oțel de la CTE Anine se prezintă în tabelul V.12.

Tabelul V.12

Elemente de construcție	Caracteristica mediului de lucru pentru element:	Viteza de coroziune mm/an
Sala cazane: Ferme metalice și planșeu de la cota +45 m.	$t_m^{\circ} = -30^{\circ}\text{C}; \dots +40^{\circ}\text{C}$ $u_{r.\text{max.}} = 95\%$ -vapori de apă care condensează pe structură; -depuneri de praf de șist bituminos și cenușe fină, în combinație cu acumulări periodice de apă, zăpadă și abur tehnologic; -variații mari de temperatură între fețele planșeului;	0,22...0,48
Sala mașini: Ferme metalice	$t_m^{\circ} = -30^{\circ}\text{C}, \dots +40^{\circ}\text{C};$ $u_{r.\text{max.}} = 96\%$ -vapori de apă care condensează pe structură; -variații de temperatură.	0,20...0,35
Electrofiltre Stâlpi și grinzi metalice	$t_m^{\circ} = -30^{\circ}\text{C} \dots +37^{\circ}\text{C}.$ $u_{r.\text{max.}} = 87\%$ -impurități cenușe; -"scăpări" de apă; -acțiune directă: vânt; ploii; zăpadă.	0,18...0,36

În tabelul V.12 se prezintă rezultatele măsurărilor "in situ" în perioada 1982-1987.

Elementele de construcții metalice, de secțiune închisă sunt supuse la:

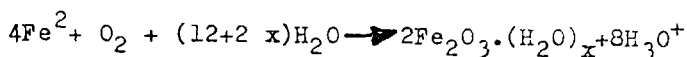
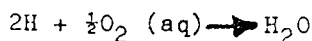
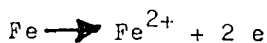
- coroziune interioară
- coroziune exterioară

Coroziunea interioară se produce în spațiul închis, la volum constant de aer, și în mediu coroziv format din aer uscat și din aer cu umiditate relativă ( $f_a > 70\%$ ). În funcție de procentul de oxigen din cele două medii corozive, având în vedere cantitatea de fier oxidată de 1 mol de oxigen, se de-

termină grosimea stratului de metal corodat de pe suprafața activă a sudurilor și de pe suprafața de contact.

Coroziunea exterioară se produce datorită oxigenului din atmosferă și a umidității aerului. Viteza de coroziune exterioară atmosferică depinde de anotimp (față de vară, de 4 ori mai mare toamna, de 3 ori primăvara, de 2 ori iarna). Dioxidul de carbon este principalul factor de conductibilizare a peliculei de umiditate condensată pe suprafața metalului în atmosferă. Oxigenul are acces bun la suprafața metalului datorită grosimii foarte reduse a peliculei de apă.

Lanțul de reacții corozive:



Coroziunea exterioară este foarte periculoasă reducând dimensiunile elementelor de construcții în timp, impunându-se măsuri speciale de protecție anticorozivă.

În mod special s-au efectuat cercetări aplicative asupra apariției și dezvoltării fenomenului de coroziune la conductele metalice de transport apă industrială și potabilă la CTE Anina, atât asupra conductelor îngropate cât și asupra conductelor subterane./122/123/.

La conducta  $\varnothing$  1000, neutilizată 4 ani s-a constatat fenomene de coroziune datorită aerației reduse, în mod special la conducta amplasată pe teren datorită și fenomenului de condens rezultând pe bază de măsurători "in situ" prin metoda penetrației, viteze de coroziune de 0,12...0,22 mm/an (măsurători 1985-1987);

La conducta  $\varnothing$  600, porțiunea din zona amplasării în terenuri cu umiditate ridicată (lângă mal râul Miniș) s-a constatat dezvoltarea fenomenului de coroziune deoarece lucrează anodic; Cablurile electrice de 6 Kv., amplasate între două conducte metalice  $\varnothing$  600, au favorizat dezvoltarea fenomenului de coroziune datorită măririi densității curenților vagabonzi, determinându-se viteze de coroziune de 0,10...0,20 mm/an (1984-1987).

## CAPITOLUL VI.

## APTITUDINEA PENTRU EXPLOATARE A CONSTRUCȚIILOR.

VI.1. Conceptul de evaluare a calității construcțiilor are o semnificație complexă, privind în principal:

- siguranța și durabilitatea;
- toleranțele dimensionale;
- funcționalitatea;
- eficiența tehnico-economică;
- comportarea în timp.

Evaluarea performanțelor calității construcțiilor reprezintă o estimare globală a mărimii unui ansamblu eterogen de indicatori tehnici cu care se poate defini eficiența tehnico-economică a proiectării și execuției./129/

Siguranța și durabilitatea structurii au caracter imperativ, iar valorile efective ale caracteristicilor structurale corespund limitelor admisibile din normative și standarde.

Analiza siguranței și durabilității unei structuri impune următorul spectru de verificare:

- |                        |   |                                                                                                                                                                      |
|------------------------|---|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| -Siguranța structurală | — | <ul style="list-style-type: none"> <li>-rezistența;</li> <li>-rigiditatea;</li> <li>-ductibilitatea;</li> </ul>                                                      |
| -durabilitatea         | — | <ul style="list-style-type: none"> <li>-rezistența la agenți chimici;</li> <li>-rezistența la acțiuni tehnologice specifice;</li> <li>-rezistența la foc.</li> </ul> |

Toleranțele dimensionale încadrează proiectarea și execuția în limitele admisibile din prescripțiile tehnice, atât elementele de construcții, cât și sistemul constructiv în ansamblu. Analiza toleranțelor dimensionale impune:

- studiu complex al sistemului constructiv;
- metode eficiente de investigare pentru parametrii dimensionali;
- instrumente și aparate de măsură și control adecvate;
- fundamentarea teoretică și practică a prescripțiilor tehnice;

-exigență în proiectare - execuție - exploatare.

Funcționalitatea se atestă prin realizarea parametrilor tehnologici și de confort. Evaluarea calitativă a funcționalității din punctul de vedere al parametrilor tehnologici impune:

- studiul repartizării spațiului construit în funcție de zona tehnologică și posibilitatea sumulării spațiilor funcționale (element de multifuncționalitate);
- optimizarea circulației funcționale;
- conformarea posibilităților de adaptare la progresul tehnic al funcțiunilor tehnologice;
- efectul componentelor tehnologice asupra sistemului constructiv.

Eficiența tehnico\_economică se exprimă prin indicatorii sintetici:

- costul specific;
- consumul specific de materiale;
- consumul specific de energie și combustibil;

Comportarea în timp a construcțiilor reprezintă activitatea sistematică de culegere și valorificare a datelor rezultate din observațiile și măsurătorile efectuate asupra unor fenomene și mărimi ce caracterizează aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor.

Comportarea în timp a construcțiilor implică posibilitatea evaluării a unor fenomene specifice sistemului constructiv, ca:

- modificarea în timp a rezistențelor fizico-mecanice ale materialelor componente;
- deformații din curgere lentă și contracții;
- deformații de elemente constructive și la structură în ansamblu sub acțiunea încărcărilor din procesul tehnologic;
- degradarea prin oboseală a structurii;
- și alte fenomene specifice.

Calitatea este un atribut indispensabil al construcțiilor, prezentând un caracter dinamic, având la bază o abordare sistemică în procesul de concepție, execuție și exploatare.

Condițiile și performanțele de calitate se stabilesc pe baza cercetării aplicative într-o perspectivă a progresului tehnic, definite și prezentate astfel:

- condiții generale specifice sistemului constructiv;
- performanțele de siguranță și durabilitate;
- performanțele dimensionale;
- condiții de confort;
- condițiile estetice;
- condițiile de exploatare;
- performanțele economice.

Betonul și construcțiile din beton armat după anul 2000 vor fi în mod evident diferite față de cele realizate până în prezent. Principalele aspecte care caracterizează perspectivele în perfecționarea continuă a metodelor de proiectare a elementelor și structurilor din beton armat și beton precomprimat, se prezintă sistematic prin direcțiile congruente de orientare ale procesului de concepție a structurilor, prin:

- conformarea structurilor la acțiunile de serviciu;
- asigurarea omogenității unei calități superioare;
- personalitatea construcției - determinată de capacitatea creativă a autorului.

Activitatea de "a construi" constituie o certitudine a necesității actului de creativitate, stimulat și dirijat prin nevoile societății. Actul de creație în construcții are la bază inteligența, perfecționarea continuă și atitudinea pozitivă față de muncă.

Performanțele betonului în anul 2000 se vor referi la: calitate; greutate redusă asociată cu rezistență mărită; durată de fabricație mică, cu productivitate mărită și uniformitatea produsului prin perfecționarea dozării componentelor betonului.

Concepția structurală impune asigurarea utilizării caracteristicilor materialelor prin conformarea structurilor, astfel încât la acțiunile din exploatare, să lucreze preponderent axial, cunoscut fiind faptul că în regim elastic energiile capabile de deformație la o solicitare axială sunt mult mai mari decât la o solicitare de încovoiere (de exemplu, la secțiunea dreptunghiulară raportul este 3). Direcțiile congruente de orientare ale procesului de concepție a structurilor din beton armat sunt:

-Adoptarea în mai mare măsură a calculului la caracteristicile reale de comportare a betonului armat, ca material ne-

omogen, inelastic, cu proprietăți aparte sub aspectul comportării la solicitări dinamice și la încărcări de lungă durată;

-Calculul la starea limită a elementelor de beton armat prin urmărirea comportării elementului de la stadiul elastic până la cedare;

-Analiza răspunsului structurilor din beton armat la solicitări seismice, în sensul localizării controlate a zonelor plastice potențiale;

-Extinderea betonului parțial precomprimat, realizat prin folosirea combinată a armăturilor pretensionate (active) și a celor pasive;

-Calculul și comportarea elementelor compozite, conlucrând cu suprabetonarea monolită;

-Calculul elementelor de suprafață (bidirecționale).

Conformarea unei structuri este rezultatul unei analize profunde de logică inginerescă, iar calculul constituie metoda de verificare și de garanție asupra soluției concepute.

Fiecare structură din beton armat are un grad de siguranță și ca un complement un grad de risc. Relevarea factorilor de risc explică producerea defecțiunilor și accidentelor tehnice în construcții. Din acest punct de vedere analiza conformării unei structuri impune abordarea sistemică în vederea optimizării raportului între siguranță și economic, prin prisma analizei comportării structurii în momentul "atingerii" stărilor limită, a "definirii" rezervelor de rezistență care împiedică distrugerea structurii, integral sau parțial, impunându-se aprofundarea studiului asupra modului de cedare a structurii, prin deformații mari cu cedare lentă sau prin deformații mici cu cedare bruscă. Pe baza analizei conformării structurale se impune ca raportul dintre gradul de risc și gradul de siguranță să fie cât mai redus.

Problema conformării structurilor din beton armat în vederea conferirii siguranței necesare și a reducerii gradului de risc la acțiuni seismice constituie o problemă de optimizare și schematizare a structurilor. În concepția structurilor din beton armat trebuie avut în vedere interdependența dintre rezistența și ductilitatea elementelor componente structurale, cunoscut fiind faptul că creșterea rezistenței produce o micșorare a ductilității și invers. Rezistența și ductilitatea

unui element de rezistență trebuie să fie comparabilă cu rezistența și ductilitatea de ansamblu a structurii. Rezerva de rezistență a structurii la acțiuni seismice se atribuie ductilității materialului care favorizează disiparea energiei prin deformații plastice a elementelor de rezistență. Structurile din beton armat au o capacitate ridicată de absorbție de energie indusă de acțiunea seismică, proporțional cu gradul de nedeterminare statică. Construcțiile în cadre de beton armat asigură un grad satisfăcător adaptării spațiale peste limita elastică. Construcțiile cu diafragme verticale de rezistență din beton armat posedă puține legături care să asigure redistribuirea eforturilor în domeniul elasto-plastic, având și o capacitate mai mică de disipare a energiei./130/

Funcțiile fundamentale de conformare a unei structuri din beton armat la acțiuni seismice sunt caracterizate prin:

- disiparea energiei prin deformații plastice;
- distribuția maselor și rigidităților;
- ductilitatea elementelor și structurilor.

Satisfacerea exigențelor complexe a utilizatorului (la CTE Anina) în condițiile de unicitate a obiectivului a impus numeroase studii și cercetări aplicative care au determinat în primul rând mărimea acțiunilor exterioare (seismele artificiale repetate produse de explozii tehnologice) și în al doilea rând pentru analiza conformării structurale, având în vedere și modernizarea tehnologiei de execuție. În scopul realizării parametrilor de protecție a construcțiilor din beton armat la efectul acțiunii seismice și a seismelor artificiale din explozii tehnologice, cu grad ridicat de repetabilitate (din cariera de șisturi bituminoase), pe baza studiilor și cercetărilor aplicative efectuate în perioada 1980-1989 s-a aplicat analiza conformării structurale în baza schemei logice prezentate în continuare:/130/

PARAMETRII GENERALI PRIVIND PROTECTIA ANTISEISMICA SI CONTRA EXPLOZIILOR TEHNOLOGICE REPETATE.

DISTRIBUTIA UNIFORMA A INCARCARILOR IN STRUCTURA-  
CONFORMAREA STRUCTURALA.

REALIZAREA DE STRUCTURI CU REPARTIZARI CAT MAI UNIFORME ALE MASELOR SI RIGIDITATILOR PROPRII.

FORTELE SE REPARTIZEAZA PROPORTIONAL CU RIGIDITATILE RELATIVE ALE ELEMENTELOR DE REZISTENTA DIN STRUCTURA

EVITAREA ELEMENTELOR DE REZISTENTA CU DUCTILITATI REDUSE

EVITAREA FENOMENELOR DE TORSIUNE

REDUCEREA GREUTATII PROPRII SI A RIGIDITATII ELEMENTELOR STRUCTURALE.

STRUCTURA TREBUIE CONCEPUTA CA SA ASIGURE O CONLUCRARE SPATIALA A TUTUROR ELEMENTELOR COMPONENTE

FUNDAREA IN TERENURI (ZONE) CAT MAI PUTIN SENSIBILE LA VIBRATII (EVITAREA ZONELOR DE CARST; GALERII; ETC.)

PERIOADA FUNDAMENTALA A STRUCTURII PROIECTATE ( $T_s$ ) SA FIE DIFERITA DE PERIOADA DOMINANTA A TERENULUI DE FUNDATIE ( $T_f$ ).

FUNDATIILE SE INCASTREAZA IN TERENURI DE FUNDARE PE O ADANCIME CAT MAI MARE SI SE RIGIDIZEAZA INTRE ELE PENTRU A IMPIEDECA DEFORMATIILE.

Comportarea bună a structurilor din beton armat executate la CTE Anina s-a confirmat prin rezultatele măsurătorilor "in situ", în perioada de la realizarea obiectivului 1980 pînă în prezent.

În baza cercetărilor efectuate s-a determinat principalii factori care influențează comportarea în timp a sistemului constructiv, măsurile de protecție ale structurii de rezistență, finisajul și fiabilitatea.

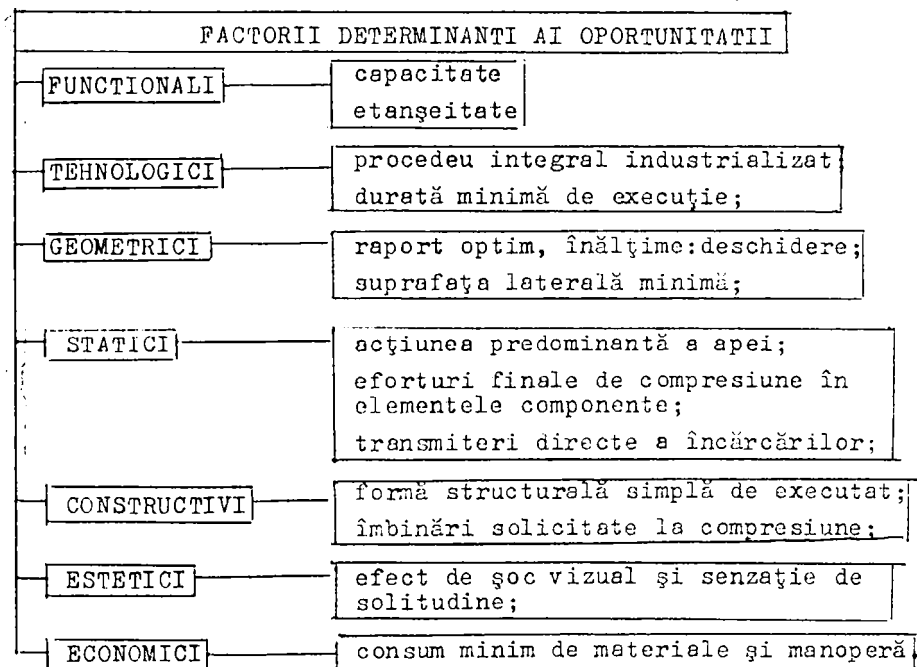
Comportarea unei structuri se definește prin mărimi ca: deformații specifice; deplasări; eforturi unitare; apariția și dezvoltarea fisurilor; precum și ruperea în diverse forme. Pe baza studiilor efectuate la CTE Anina în perioada 1980-1989 (vezi bibliografia) s-a constatat că posibilitatea de deformabilitate și cedare a unei structuri se corelează cu factorii de influență la încărcări în exploatare:



- variabilitatea în timp;
- variabilitatea în spațiu;
- dependența de decizii umane.

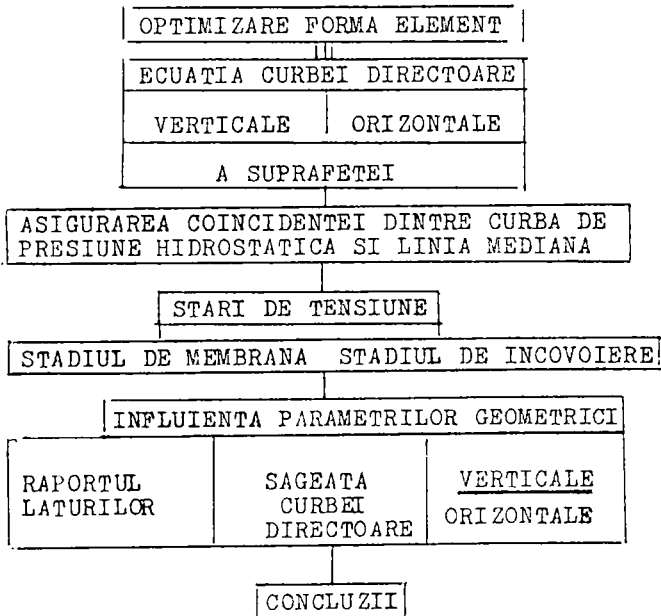
Fiabilitatea și mentenabilitatea, se referă la menținerea în timp a caracteristicilor calitative ale materialelor, în condiții determinate de exploatare, fiind mărimi probabilistice, care exprimă capacitatea materialului de a asigura îndeplinirea funcțiilor sale.

Din punct de vedere economic, realizarea unei structuri conformată static din elemente componente cu distribuție rațională a materialelor, conduce la indici tehnico-economici reduși față de soluțiile tradiționale. Parametrii care intervin în procesul de proiectare sunt prezentați în schema de mai jos (exemplificând pentru rezervoarele de 3500 mc. din elemente prefabricate de la CTE Anina și Oravița):



Rămânând în cazul exemplului: concepția de alcătuire a recipientilor de apă (rezervoare de 3500 mc; decantoare de 750 mc.; etc.) se fundamentează pe logica unei structuri conformată static, cu o distribuție a materialelor cât mai rațională, adaptată la soluții constructive ce depind de forma geo-

metrică și de modul de asamblare a elementelor componente. Pereții au fost concepuți într-o formă geometrică generată de o curbă opusă direcției presiunii lichidului din recipient, definind forma caracteristică eforturilor interioare, asigurând numai eforturi de compresie. Realizarea elementelor în poziție orizontală, astfel încât betonul să fie turnat în straturi perpendiculare pe direcția de acțiune a forței de împingere a apei, asigurând un coeficient superior de impermeabilitate a betonului. Aptitudinea pentru exploatare a recipientilor din elemente prefabricate din beton armat se fundamentează pe abordarea unei scheme logice privind stabilirea unei geometrii optimale a elementelor componente:



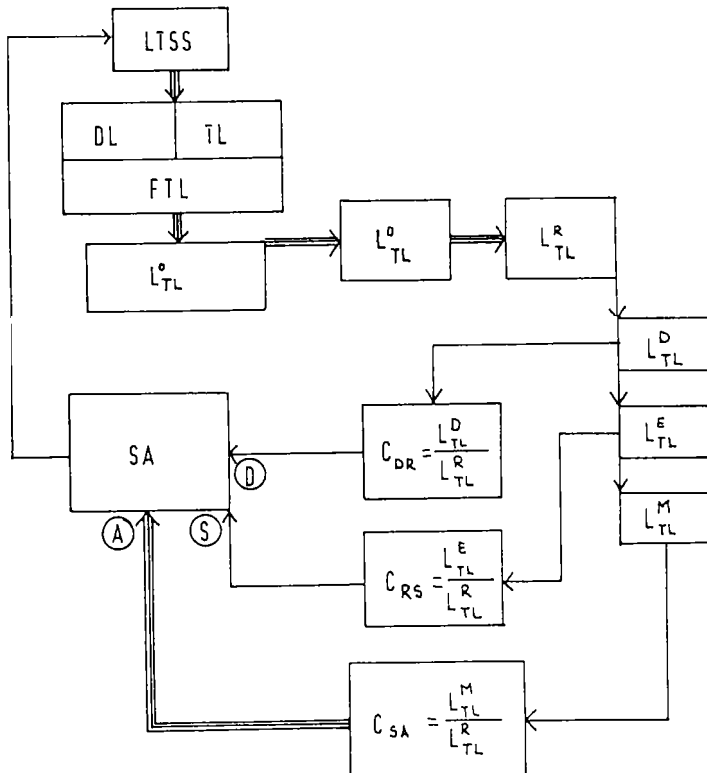
În baza studiilor și cercetărilor efectuate asupra elementelor prefabricate executate pentru rezervoarele de 3500 m<sup>3</sup> și decantoarele de 750 m<sup>3</sup> de la CTE Anina se rețin următoarele concluzii: /132/.

- solicitarea economică a materialului se asigură când forma în plan a elementului component este dreptunghiulară (raportul laturilor 1,6 - 2,2, deoarece la raportul de 1 eforturile  $N^{22}$  cresc foarte mult față de  $N^{11}$ , vezi capitolul I fig. );

- influența săgeții curbei directoare verticale este ne semnificativă (raportul  $N^{11}$ :  $N^{22}$  tinde spre valori optime pentru valori ale raportului " $\alpha$ " cât mai mici);
- influența săgeții curbei directoare orizontale este determinantă asupra stării de eforturi din elementul prefabricat (pentru valori ale raportului " " cât mai mari, raportul  $N^{11}/N^{22}$  tinde spre valori optime).

Notațiile " $N^{11}$ "; " $N^{22}$ "; " $\alpha$ " și " $\beta$ " au semnificația din: Manualul de calcul pentru construcții cap.VII Ediția 1959.

Inercarea "in situ" a recipientelor de mare capacitate din elemente prefabricate de beton armat, pentru determinarea aptitudinii de exploatare a construcțiilor, s-a efectuat pe baza unei scheme logice în scopul verificării ipotezelor de calcul, pentru rezerva de siguranță (RS) și rezerva de deformabilitate (RD):



Comportarea mecanică a formei elementului component al structurii, atât individual cât și în ansamblul structurii, privind încărcarea de probă (TL) cât și încărcarea totală de încercare (FTL), confirmă faptul că ipotezele luate în considerare în calculul elementelor componente și a ansamblului sistemului constructiv au fost corecte.

Semnificația specifică a nivelelor de încărcare:

$L_{TL}^0$  - recipientul fără lichid;

$L_{TL}^R$  - nivelul lichidului din recipient este egal cu nivelul optim de exploatare (proiectat);

$L_{TL}^D$  - nivelul lichidului din recipient este egal cu nivelul mediu de exploatare;

$L_{TL}^E$  - nivelul lichidului din recipient este egal cu nivelul maxim admis în exploatare (proiectat).

$L_{TL}^M$  - nivelul lichidului din recipient este egal cu nivelul maxim posibil - cazuri accidentale în exploatare - din considerente de capacitate determinată de formă.

SA -aptitudinea pentru exploatare.

$$S(L_{TL}^D); S(L_{TL}^R); S(L_{TL}^E); S(L_{TL}^M);$$

- stadiul

de solicitare aferent nivelului de încărcare cu lichid.

Performanța recipientilor realizați din elemente prefabricate de beton se evidențiază prin rezultatele studiilor și cercetărilor (tabelul VI.1), fără să apară fenomene periculoase în exploatare:/131/132/.

Tabelul VI.1.

Caracteristica determinată	Obiectul	
	Rezervor 3500 mc	Decantor 750 mc
Coeficientul rezervei de deformabilitate "C <sub>DR</sub> "	1,60	1,55
Coeficientul rezervei de siguranță "C <sub>RS</sub> "	2,00	1,95
Coeficientul de asigurare al aptitudinii pentru exploatare "C <sub>SA</sub> "	2,30	2,37

Probabilitatea cedării unei structuri sau a unui element component se determină prin intermediul unei convoluții între distribuția statistică a încărcărilor și distribuția statistică a rezistențelor. În studiul întreprins asupra unor structuri unicate, atât încărcările, cât și rezistențele mecanice au fost exprimate prin variabile comune, constând în transformarea încărcărilor în eforturi unitare determinate pe structură în diverse stadii de încărcare.

VI.2. Analiza aprofundată a comportării în timp a unei structuri din beton armat la diferite solicitări impune luarea în considerare a aspectelor reologice, legate de deformabilitatea în timp a betonului sub acțiunea încărcărilor de lungă durată. Creșterea deformațiilor în timp poate fi considerată ca o micșorare a rigidității elementelor pe care le afectează.

-Când structura este acționată de deformații impuse (cazul studiat: reazeme tasabile) intervine o relaxare a eforturilor (micșorare) pe ansamblul structurii, ca urmare a deformațiilor de curgere lentă. Măsurătorile efectuate în cazul unei grinzi continue cu reazeme intermediare tasabile, în timp, au arătat că modulul de rigiditate "EI" scade cu dezvoltarea tasării în timp, deci se reduce momentul capabil. Reducerea de moment a crescut și după stabilizarea tasării datorită creșterii în timp a deformațiilor de curgere lentă.

-Variația în timp a rigidităților ca urmare a deformațiilor din curgere lentă determină o redistribuție a eforturilor între elementele componente. Cazul a fost studiat pentru o hală industrială cu diafragme interioare și stâlpi pe contur. Sub acțiunea încărcărilor verticale eforturile unitare de compresiune în stâlpi sunt mult mai mari decât cele din diafragmă (cazul studiat,  $85 \text{ daN/cm}^2$  în stâlp, față de  $35 \text{ daN/cm}^2$  în diafragmă). Deformațiile de curgere lentă, fiind mai mari în stâlp au condus la deformarea în timp și la apariția forțelor de redistribuire, solicitând grinzile de legătură la momente încovoietoare și forțe tăietoare suplimentare. Datorită neglijării în calcul a fenomenului au apărut fisuri normale și înclinate în zona stâlp-grindă și mult mai pronunțate în zona grindă-diafragmă (fig.VI.1).

În cazul clădirii multietajate realizată din stâlpi prefabricați, grinzi prefabricate, fâșii prefabricate și supra-

391.

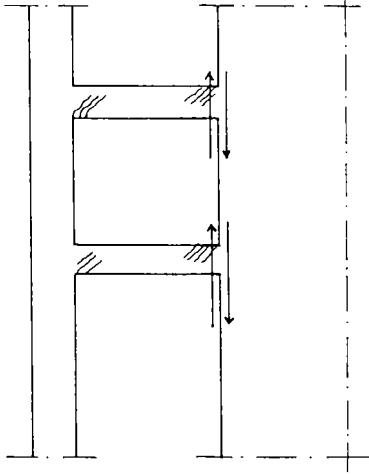


FIG. VI. 1

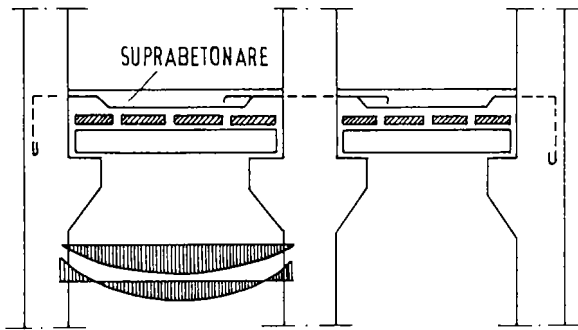


FIG. VI. 2.

betonarea unei zone de planșeu, datorită suprapunerii eforturilor în diverse etape tehnologice (prin schimbări de destinații), apare în final cazul de redistribuire între momentele din câmp și cele de pe rezeme, ceea ce în final reduce deformațiile din curgere lentă la grinda prefabricată față de etapa inițială (trecerea de la grindă simplu rezemată la grindă încastrată) (fig.VI.2).

VI.3. Acțiunea variației temperaturii tehnologice se încadrează în categoria acțiunii indirecte-deformații impuse - suprapunând eforturile cu cele din alte încărcări./ 133/.

La starea limită a capacității portante a structurilor static nedeterminate din beton armat, se ajunge de cele mai multe ori la situația în care, datorită fisurării și deformațiilor plastice, efectul temperaturii tehnologice influențează siguranța construcției.

În exploatarea unor categorii frecvente de construcții din industria chimică variația temperaturilor tehnologice este în domeniul a  $130^{\circ}\text{C}$  -  $170^{\circ}\text{C}$ .

În baza unor cercetări de laborator, pe probe de beton culese de la unele construcții din industria chimică, cu domeniul de temperatură tehnologică de exploatare  $130^{\circ}\text{C}$  -  $170^{\circ}\text{C}$ , s-a constatat:

- rezistența la compresiune scade direct proporțional cu creșterea temperaturii peste  $130^{\circ}\text{C}$  (la  $170^{\circ}\text{C}$  pentru B 300/Bc 22,5/ s-a constatat o scădere a rezistenței la compresiune cu 33,4%);
- rezistența la întindere scade cu creșterea temperaturii peste  $110^{\circ}\text{C}$  (la  $170^{\circ}\text{C}$  pentru B 300/Bc 22,5/ s-a constatat o scădere a rezistenței la întindere cu 48,5%);
- modulul de elasticitate își menține constantă valoarea până la  $135^{\circ}\text{C}$ , peste această valoare se constată reduceri (la  $170^{\circ}\text{C}$ , pentru B 300/ Bc 22,5/s-a constatat o scădere a modulului de elasticitate cu 35,5%);
- deformațiile de curgere lentă cresc odată cu ridicarea temperaturii, fără a influența valoarea finală până la temperaturi de  $130^{\circ}\text{C}$ , iar peste această temperatură s-au constatat creșteri de până la 15%.

Rezultatele obținute pe cale de laborator, a impus studiul în faza de exploatare a comportării în timp a unor hale

din industria chimică cu variații de temperaturi tehnologice, constatându-se:/133/:

-La elementele de beton armat cu deformare liberă (fără legături exterioare), acțiunea temperaturii tehnologice ridicate generează o stare de eforturi pe secțiuni; efortul unitar de compresiune din armătură scade (proporțional cu procentul de armare), iar efortul unitar de întindere din beton crește. Apar fisuri și dislocări de beton în zona întinsă. La variații de la  $0^{\circ}\text{C}$  ( $+30^{\circ}\text{C}$ ) la  $130^{\circ}\text{C}$ , elementul se degradează total în timp.

-La elementele de beton armat din cadrul sistemului constructiv s-a constatat apariția unor momente încovoietoare datorită variațiilor de temperatură ( $M_T$ ), care dezvoltă deformări plastice. În cazul legăturilor care împiedică total rotirea nodurilor, momentul " $M_T$ " a modificat starea de eforturi în funcție de rigiditatea elementului. În cazurile studiate s-a constatat apariția și dezvoltarea de fisuri în zona întinsă;

-La structurile static nedeterminate de beton armat, predomină comportarea elastică, deoarece deformările remanente intervin cu pondere redusă, iar eforturile din variații de temperatură se suprapun peste acțiunea încărcărilor exterioare și s-a constatat în timp apariția și dezvoltarea fisurilor normale, precum și creșterea valorii săgeților;

-La structurile în cadre și la structurile cu stâlpi și planșee, efectul temperaturii tehnologice influențează capacitatea portantă, constatându-se la structurile studiate apariția și dezvoltarea în timp a fisurilor înclinate (elemente solicitate la încovoiere cu forțe tăietoare), deci diminuarea capacității portante. Pentru cazul unui planșeu tip dală grosă ( $h_p = 35$  cm), dimensiunile 4,5 x 4,5 m., exploatat în condiții de temperaturi tehnologice de mediu de  $+85^{\circ}\text{C}$  s-a constatat după 3 ani diminuarea capacității portante cu 12,5%.

VI.4. Incendiile izbucnite adhoc în interiorul unor construcții cu menținerea sub influența flăcărilor pe o durată de min. 2 ore (din momentul izbucnirii incendiului până la stingerea completă a focului) produc deformări importante în structura de rezistență din beton armat.

În ianuarie 1983 s-a produs un incendiu la centrala termică de pornire de la CTE Anina. Temperaturile constatate și



apreciate pe baza efectului incendiului și a indicațiilor piro-metrice cu privire la afectarea elementelor de construcție au fost cuprinse între  $175^{\circ}\text{C}$  și  $250^{\circ}\text{C}$ , variind în funcție de poziția flăcării și de natura materialului de construcție. Sub acest aspect două din cadrele de beton armat au fost "învelite" complet în flăcără, ceea ce a determinat ca la suprafața betonului să se înregistreze și după stingerea incendiului temperaturi ridicate (tabelul VI.2) /144/.

Tabelul VI.2

Ore de la stingerea incendiului		Cadre din beton armat - Temperatura: $^{\circ}\text{C}$					
		Secțiunea de la măsurare					
Temperatura exterioară		1	2	3	4	5	6
1 h $-2^{\circ}\text{C}$	C 1	90	100	102	110	96	94
	C 2	100	108	112	126	116	110
	C 3	87	90	95	98	94	90
3 h $+1^{\circ}\text{C}$	C 1	70	75	76	77	74	72
	C 2	87	92	95	95	90	88
	C 3	67	69	70	73	70	68
7 h $+7^{\circ}\text{C}$	C 1	36	38	39	40	38	35
	C 2	43	48	48	47	45	44
	C 3	38	39	40	41	39	37

Suprafața betonului care a venit în contact cu focul a ajuns la o încălzire excesivă, față de temperatura normală de exploatare (la grinzile cadrului  $+18^{\circ}\text{C}$  -  $+25^{\circ}\text{C}$ ).

Sub efectul temperaturilor ridicate și a flăcării în direct, structura betonului s-a degradat, observându-se după incendiu:

- apariția de fisuri și crăpături la partea inferioară a grinzilor;
- dezvoltarea stării de microfisurare pe toată suprafața grinzii;
- diminuarea rezistenței dintre matrice și agregat;
- apariția de exfolieri datorită dilatării diferențiate a structurii betonului de la exterior spre interior, fenomen ce conduce la "separarea în straturi";
- săgeata remanentă după incendiu a fost de 2-3 cm. (deschidere

600 cm);

Săgeata a fost favorizată și de dilatarea liberă a armăturii în perioada de incendiu, iar la răcire - lipsind aderența - s-a redus foarte puțin din deformația inițială.

Exfolierile pronunțate de la partea inferioară a grinziilor se explică prin dilatarea rețelelor de armături, distrugându-se în acest mod aderența cu betonul. În zonele limitrofe armăturilor dezvelite de beton s-a constatat că între armătură și beton există un spațiu liber de 3-5 cm., pe adâncimi variabile, deci în aceste zone este exclusă conlucrarea armăturii cu betonul.

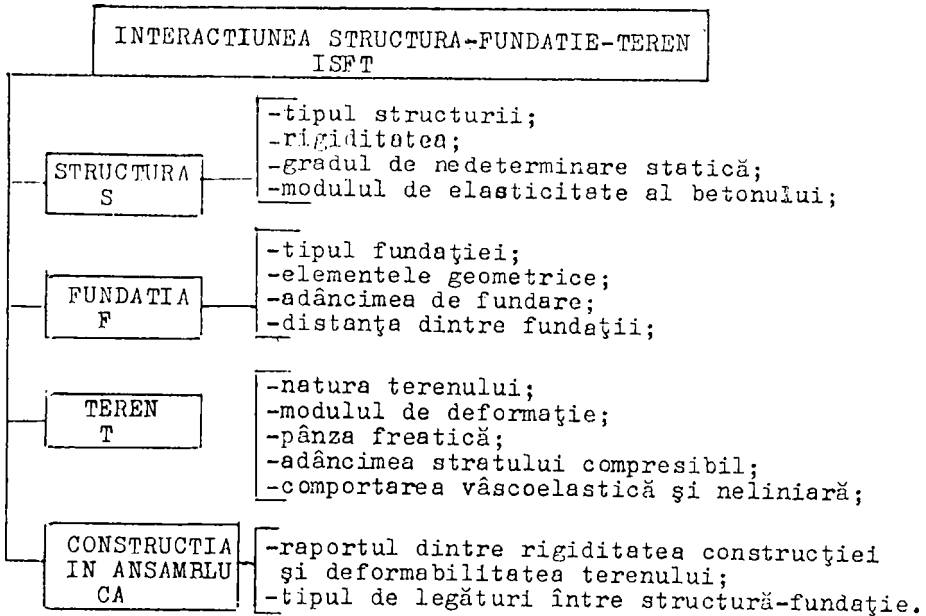
Armăturile fiind expuse la temperaturi înalte, oțel-betonul a fost afectat din punct de vedere al rezistenței, materialul devenind în anumite zone casant (sub influența temperaturilor prin flacără directă se reduce rezistența la întindere, limita de elasticitate și modulul de deformație).

Incompatibilitatea termică a celor două faze - matricea și agregatul - manifestă modificări de volum diferențiat, ceea ce afectează aderența la suprafața de separație între piatra de ciment și agregat. Diferențele dintre coeficienții de dilatare termică și conductivitate, atât la armături cât și la matrice și agregate, exercitând o acțiune nefavorabilă asupra betonului, se produce o deteriorare progresivă. La încălcarea elementelor afectate de incendiu cu sarcinile inițiale se produc deformații pronunțate și este posibil formarea de articulații plastice. Din acest punct de vedere structura din beton afectată de incendiu s-a cercetat prin încercări nedistructive pe bază de măsurători "in situ" cu metoda ultrasonică de impuls, utilizând defectoscopul N 2702 și prin încercări de recul cu sclerometrul Schmith NR 8. După 100 zile de la producerea incendiului rezistențele  $R_s^n$  au variat între 180 - 235 daN/cm<sup>2</sup>/144/. Analizând rezultatele obținute prin măsurători cu marca proiectată B 300 (Bc 22,5), se consideră că betonul a avut o comportare satisfăcătoare bună, impunându-se numai măsuri locale de consolidare.

VI.5. Conlucrarea structură-fundație-teren (SFT), datorită influenței simultane a încărcărilor exterioare și ale tasărilor progresive ale fundațiilor, reprezintă o problemă importantă, deoarece redistribuirea eforturilor produse

de rigidități și nedeterminări statice, conduce la o stare de efort și deformare a construcțiilor cu implicații tehnice și economice /134/.

În baza studiilor și cercetărilor efectuate s-a determinat și definit parametrii care influențează interacțiunea structură-fundație-teren:



Din punct de vedere al mecanicii construcțiilor, clădirile multietajate studiate sunt sisteme alcătuite din bare drepte, cu momente de inerție constante, care sunt cinematic fixe, ca rezultat al legăturilor rigide la nodurile lor.

Interacțiunea construcție-teren s-a urmărit în timp prin efectuarea de măsurători privind variația tasărilor (măsurători topografice) și a deformațiilor (tensometrie electrică-punte ORION-EMG). Din măsurătorile efectuate privind determinarea stării de efort și deformare a structurilor multietajate datorită tasărilor progresive ale fundațiilor, sub influența încărcărilor din condiții de exploatare rezultă:

-Stâlpii din zona centrală ( $S_{ic}$ ) a clădirii, datorită tasărilor mai mari (încărcări axiale mari), se descarcă prin redistribuire - cu valori importante, încărcare ce se transmite la stâlpii marginali ( $S_{im}$ ), conducând la o creștere a presiunii

nii efective pe talpa fundației din zona marginală, modificând raportul de solicitare dintre elemente (tabelul VI.3) /133/.

Tabelul VI.3

Clădire multi-etajată de tip	Tasarea medie pe stâlp cm. $\frac{Z_c}{Z_m}$		Variația în % față de calculul convențional					
			N		M		M	
			$S_{ic}$	$S_{im}$	$S_{ic}$	$S_{im}$	$G_{mc}$	$G_{mm}$
A	7	5	-15%	+17%	-18,5%	+20%	-13,5%	+15%
B	8	7	-17%	+19%	-22%	+29%	-14%	+16%
C	10	8	-20%	+22%	-25%	+31%	-15,5%	+19%

Notă:  $Z_c$  - zonă centrală clădire;  $Z_m$  - zonă marginală clădire;  $S_{ic}$ ;  $S_{im}$  - stâlp din zonă centrală, respectiv marginală;  $G_{mc}$ ;  $G_{mm}$  - grindă marginală pentru reazem din zonă centrală, respectiv pentru reazem din zona marginală.

-Grinzile din deschiderile marginale, la îmbinarea cu stâlpii marginali sunt solicitate la momente negative suplimentare, în timp ce momentele negative se reduc (vezi tabelul VI.3) la îmbinarea cu stâlpii din zona centrală (a fost cazul când momentul a schimbat de semn). În mod frecvent valoarea momentelor negative rezultate la îmbinarea cu stâlpii marginali, depășește valoarea momentului capabil, favorizând apariția de articulații plastice. Evitarea efectelor nefavorabile la îmbinări, datorită tasărilor progresive a fundațiilor, se realizează prin dimensionarea îmbinărilor la momentul rezultat maxim din compunerea încărcărilor exterioare, ceea ce a condus la armări speciale.

Structurile realizate din elemente prefabricate sau mixte sunt sensibile la tasări neegale. Acțiunea în timp a procesului de tasare și redistribuire succesivă a stării de efort și deformații, modifică ordinul de mărime al solicitărilor din structură și diminuează capacitatea portantă, în mod special a îmbinărilor. Pentru cazul structurilor executate și cercetate /133/, influența rigidității în procesul tasării progresive a fundațiilor s-a reconsiderat în calcul

utilizând metoda transferului de sarcină. Calculul tasărilor neegale al fundațiilor și reconsiderarea eforturilor din structură, funcție de comportarea vâscoelastică a betonului armat sub acțiunea încărcărilor de exploatare și de viteza de creștere a tasărilor neegale, s-a efectuat după metoda Chamecki /133/, iar rezultatele pentru o clădire de tip "B" sunt prezentate în tabelul VI.4.

Tabelul VI.4 /133/

Caracteristica	Calculul	Stâlpul					
		$S_{1m}$	$S_{1c}$	$S_{2m}$	$S_{2c}$	$S_{3m}$	$S_{3c}$
Reacțiunea în stâlp R (t)	AC	88	178	207	315	118	237
	I	171	204	151	188	195	234
	II	142	206	169	234	183	233
Presiunea reactivă P (t/mp)	AC	50	49	49	49	49	49
	I	94	57	36	22	81	48
	II	79	57	39	29	77	48
Eforturi unitare (daN/cm <sup>2</sup> )	AC	16,83	20,83	18,79	25,08	16,38	20,63
	I	18,34	19,66	18,70	22,08	16,89	19,46
	II	18,01	19,99	18,74	22,71	16,86	20,40
Tasarea (cm)	AC	5,33	9,01	7,28	12,19	4,87	8,83
	I	6,80	8,00	7,14	9,97	5,40	7,84
	II	6,29	8,39	7,22	10,74	5,24	8,20

Notă: AC - analiza convențională; I - relaxarea I; II - relaxarea II;

La structurile studiate de tip A,B,C, exemplificate în tabelul VI.4 pentru tipul B, după redistribuirea eforturilor, datorită tasării progresive a fundațiilor și interacțiunii, se constată:

-Reacțiunile în stâlpi sunt mai mari decât cele calculate inițial;

-Tasările neegale sunt mai mici decât cele calculate inițial, datorită continuității dintre elementele componente ale structurii, asigurând o rigiditate considerabilă. Incluziunea în calcul a constantelor reologice ale terenului și comportarea reologică a structurii, conduc la rezultate apropiate de stadiul real.

Acest mod de calcul abordat /133/ este foarte important, deoarece în cazul când structura nu dispune de rezervele necesare de redistribuire a eforturilor se depășește capacitatea portantă, construcția se distruge. Prin aplicarea acestui mod de calcul la construcțiile realizate s-a asigurat o conlucrare bună între structură și teren, confirmată prin măsurătorile efectuate în stadiul de exploatare. Calculele au fost efectuate pe baza unui program întocmit în 1977/78 ISFT - A.B.C. la calculatorul FELIX.

-Procesul de redistribuire a eforturilor în structurile de beton armat depinde de: deformațiile plastice ale oțelului și betonului; fisurarea; curgerea lentă a betonului; precum și de alți factori constituind un fenomen complex. În contextul complexității fenomenului asupra clădirilor multietajate executate din elemente prefabricate sau mixt s-au efectuat încercări pentru încărcările impuse de factorii tehnologici de exploatare.

Studiile și cercetările au fost efectuate la clădiri de tip A.B.C., asupra fiecărui tip de element structural.

Deformațiile betonului (în zonele comprimate) și armăturii (în zonele întinse) au fost măsurate prin tensometrie electrică în 48 puncte pentru fiecare tip de structură. Deplasările orizontale și verticale au fost măsurate cu 12 microcomparatoare pe structură; unghiul de rotire al secțiunilor grinzilor au fost măsurate cu 4 clinometre pe structură și săgețile cu 8 fleximetre/structură.

Rezultatele obținute au fost comparate cu datele de calcul inițial a structurilor studiate și vom prezenta numai unele probleme care tratează aspecte deosebite:

-La fisurare se reduce local rigiditatea și betonul se comportă plastic datorită unei redistribuiri a momentului. Eforturile unitare de întindere sunt preluate de armătură în deschiderea fisurii, iar pe porțiunea dintre fisuri - datorită aderenței - betonul preia efortul de întindere.

Evitarea fisurării grinzilor prefabricate a impus la execuție armarea zonei întinse pe înălțime, eliminând concentrarea fisurilor și cumulara pe înălțime, asigurând în același timp armarea cu bare de diametru minim admis (fig.VI.3),

400

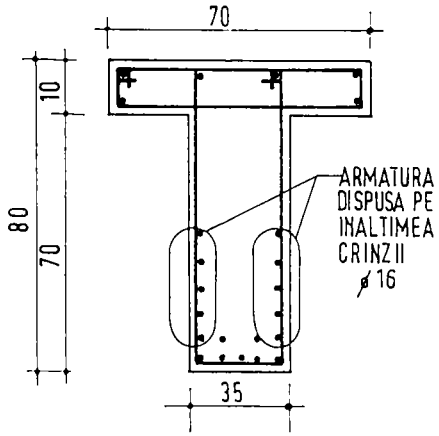


FIG. VI. 3.

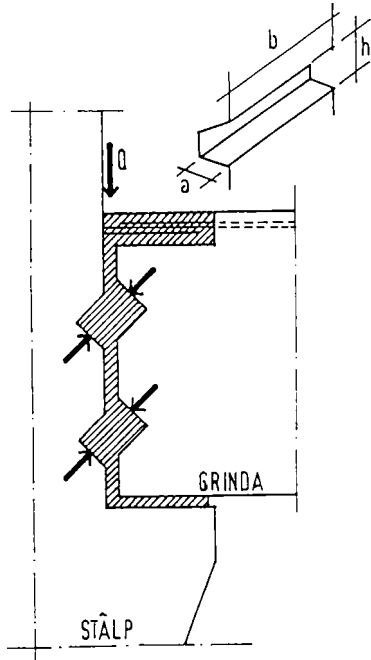


FIG. VI. 6.

-Erorile de execuție și de acțiune a încărcărilor impune verificarea structurilor la eforturi suplimentare. Calculele se conduc după organigrama:

RIGIDITATEA SI STABILITATEA SPATIALA A STRUCTURILOR			
CONDITIA DE RIGIDITATE SI STABILITATE SPATIALA	$h = \sqrt{\frac{N}{EI}} \leq 6; n > 4$ $h = \sqrt{\frac{N}{EI}} < 0,2 + 0,1n; n \leq 4$		CALCUL DE ORDINUL II
VERIFICAREA DATORITA ERORILOR DE EXECUTIE SI DEZAXARI DE INCARCARI VERTICALE	ELEMENTE DE RIGIDIZARE ORIZONTALE	$\varphi_1 = \pm \frac{1}{200\sqrt{R_1}}$	$H = \tan \varphi_1 \cdot N$
	ELEMENTE DE RIGIDIZARE VERTICALA	$\varphi_2 = \pm \frac{1}{100\sqrt{R_1}}$ $\varphi_1 = 0,5 (\varphi_0 + \varphi_1)$	$H = \tan \varphi_2 \cdot N$

-Pentru construcțiile concepute și executate nu a fost nevoie de calculul de ordinul II, condiția limită fiind îndeplinită. În schimb, erorile de execuție datorită "devierilor de la verticală" au impus determinarea încărcării suplimentare "H" și considerarea calculelor privind stabilitatea spațială. Valoarea încărcării suplimentare "H" nu este neglijabilă, reprezentând 15% - 25% din încărcarea verticală, ceea ce ne-a determinat să impunem condiții speciale ca:

- prevederea (încă din faza de proiectare) a unei armături suplimentare capabilă pentru preluarea unei forțe orizontale suplimentare de 10% - 15% din încărcarea verticală;
- precizia la execuție prin verificări cu măsurători topografice;
- stâlpii pe care reazemă grinzile prefabricate, la partea superioară au fost prevăzuți pe înălțimea 1,3 h (h - înălțimea secțiunii stâlpului) cu etrieri special prevăzuți pentru a evita fenomenul de despicare:  $A_e = \frac{1}{R} (0,34 N + H)$ .

-Imbinările elementelor prefabricate la clădirile multi-etajate studiate au fost concepute și executate ca legături de continuitate.

Imbinările cu legături de continuitate sporesc gradul de nedeterminare al structurilor, asigură preluarea de momente



încovoietoare și forțe tăietoare, fiind superioare altor tipuri de îmbinări datorită modului de distribuție a eforturilor în lungul elementelor și a rezervelor de rezistență (fig. VI.4; VI.5) /133/.

Atât în faza de concepție cât și în faza de execuție s-a urmărit realizarea unor condiții tehnice:

-Betonul din îmbinare să fie de marcă (clasă) egală cu betonul din elementul prefabricat din nod. Incercările nedestructive după 1 an de la execuție au confirmat marca unitară pe structură;

-Suprafața de îmbinare a grinzilor cu stâlpii prefabricați sau monoliți s-a realizat cu amprente pentru prelusarea eforturilor tangențiale: (fig.VI.6) /133/.

$$d = \frac{Q}{R_{pr} \cdot b \cdot n} ; \quad h' = \frac{Q}{2R_t \cdot b \cdot n}$$

Măsurătorile efectuate prin tensometrie electrică au confirmat prezența eforturilor de compresiune în prismele de beton din amprente.

-La grinzi îmbinările au fost concepute și executate astfel încât să se preia momente încovoietoare egale cu cele capabile ale secțiunilor de capăt ale elementelor, asigurând o distribuție avantajoasă a momentelor încovoietoare în câmp și pe reazeme. Prin astfel de îmbinări s-a asigurat reducerea ariei armăturii din câmp cu 8% - 10%, față de recomandările prescripțiilor tehnice ca momentul încovoietor din îmbinare să fie echivalent cu 50% din momentul capabil.

VI.6. Analiza aptitudinii pentru exploatare a construcțiilor sub acțiunea unor viitoare seisme este posibilă prin folosirea metodelor de cercetare experimentală.

Construcțiile trebuie să reziste la acțiunile normale de exploatare și la sollicitările induse de forțe orizontale puternice, șoc repetat la baza construcției, precum și la forțele de lunecare verticale care apar în structura de rezistență ca urmare a oscilațiilor generate de mișcarea terenului.

Analiza aptitudinii pentru exploatare a construcțiilor sub acțiunea seismelor impune:

-analiza statică a structurii construcției sub acțiunea unui sistem de forțe orizontale și verticale, evidențiind zonele cele mai critice;

403

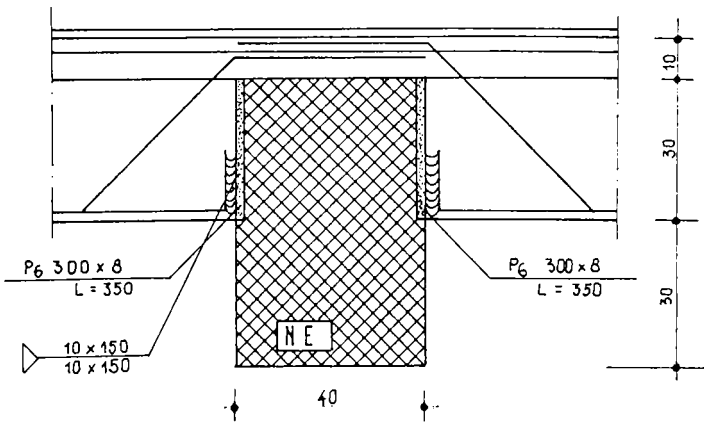
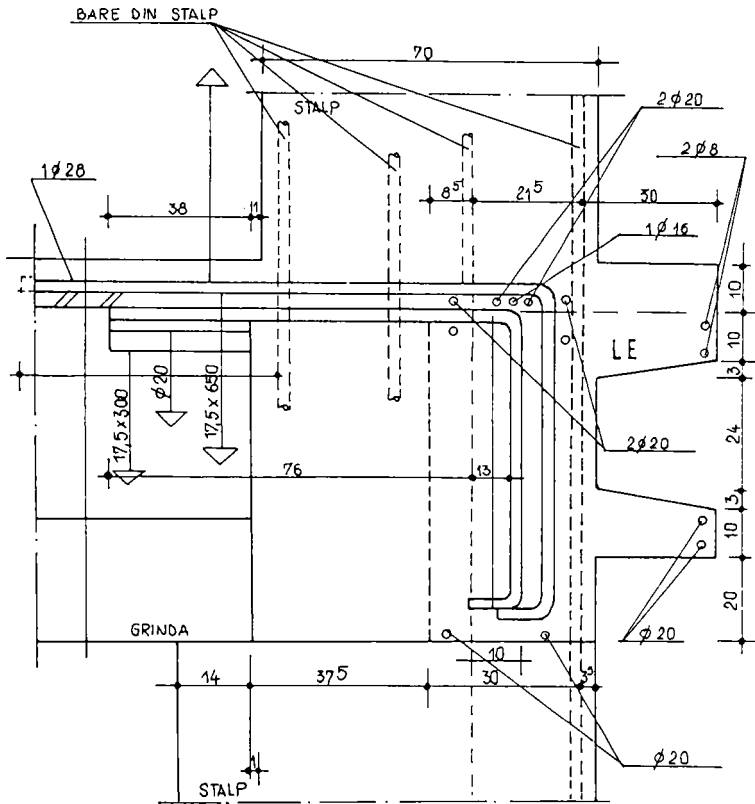


FIG. VI. 4.

404

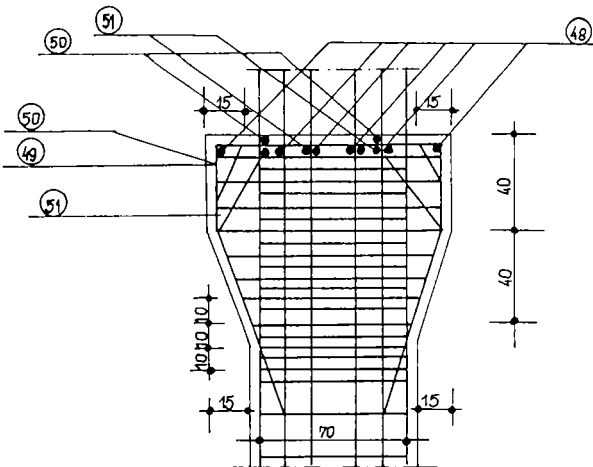
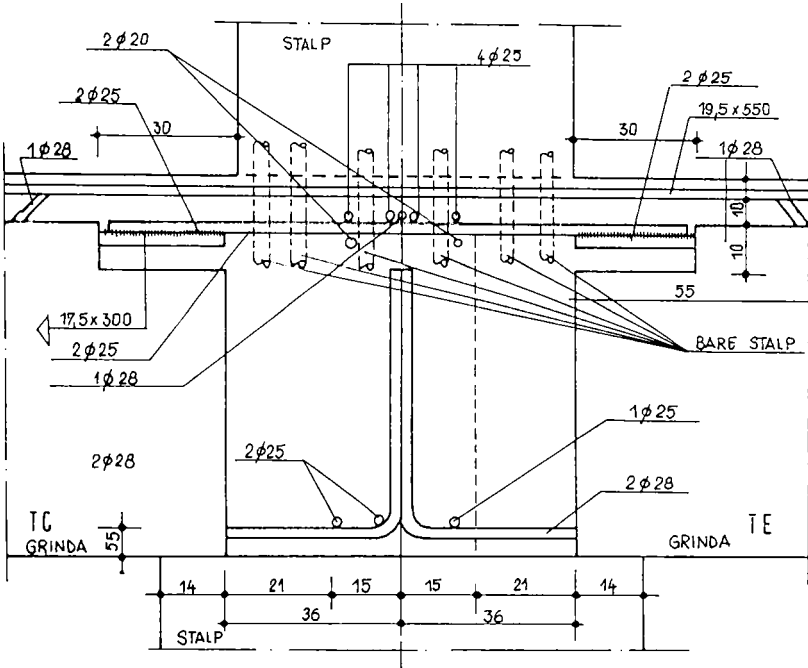


FIG. VI. 5.

-starea efectivă a proprietăților materialelor din zonele critice; proprietățile deformative ale materialelor componente și modul lor de distribuire în elementele constructive, conducând la aprecierea rigidității fiecărui element în parte și a ansamblului prin considerarea modulului de elasticitate și al momentelor de inerție;

-cunoașterea parametrilor dinamici (perioadele proprii de oscilație, formele proprii și capacitatea de amortizare a ansamblului construcției) pentru analiza răspunsului dinamic.

Principalele metode experimentale în analiza aptitudinii pentru exploatare a construcțiilor sunt:

- încercarea "in situ" prin încărcări statice de probă locale cu acțiune verticală, fiind utilă pentru determinarea:
  - capacității de preluare a unor solicitări din acțiunea de supraîncărcare (generate de oscilațiile pe verticală ale construcției) a elementelor portante verticale;
  - capacității de preluare a unor solicitări suplimentare în îmbinările elementelor, ca urmare a lunecărilor (deplasărilor relative) interne ale ansamblului structural;
  - capacității de deformare pe verticală și a rezervei de deformabilitate a elementelor orizontale.

-încercarea "in situ" prin încărcări dinamice "forțate", introducând în structura construcției oscilații generate manual (hand-shake), mecanic (generate de vibrații), reactiv (impuls de rachete) sau prin seisme artificiale (explozii).

Încercarea permite determinarea principalelor caracteristici dinamice, în mod special decrementul logaritmic al amortizării.

Determinarea perioadelor proprii de oscilație a construcției se efectuează prin măsurători la diverse nivele, pe două direcții perpendiculare sub influența agitației microseismice a terenului. Din rapoartele amplitudinilor măsurate la diferite nivele se determină formele proprii de oscilație. Repetarea măsurătorilor la intervale determinate de timp conduce la aprecierea evoluției rigidității construcției și la deconspirarea zonelor de anomalii față de formele proprii inițiale.

-încercări nedistructive (cu ultrasunete și cu șoc mecanic) pentru determinarea caracteristicilor mecanice ale materialelor din construcție și a aspectelor de defectoscopie.

Aplicarea metodei acustice cu impulsuri ultrasonore permite depistarea golurilor din turnare, a zonelor cu segregări și fisuri, etc.

-Incerări nedistructive (metoda electrică prin inductanță-pahometrie și metoda radiografiei cu raze "X" sau " $\gamma$ ") pentru verificarea existenței și stabilirea poziției (diametrului) armăturilor în elementele din beton armat.

Verificarea gradului de corodare a armăturilor s-a efectuat prin metoda diferenței de frecvență feromagnetică a undelor incluse în barele de oțel-beton.

Comportarea reală a construcțiilor are drept obiective principale: analiza situației în domeniul cunoașterii comportării "in situ" a construcțiilor; stimularea interesului cercetătorilor, proiectanților, executanților și beneficiarilor de construcții pentru desfășurarea metodică și continuă a domeniului; depistarea principalelor probleme de comportament a construcțiilor.

Plecând de la considerentele de lucru a structurilor în domeniul plastic, am urmărit modul cum acest concept modern este oglindit în prescripțiile tehnice de proiectare în corelație directă cu posibilitățile de execuție. Într-o proiectare modernă a structurilor, pentru obținerea unui grad de protecție antiseismică satisfăcător, se urmărește:

-Asigurarea rezistenței și rigidității globale și pe elemente simple, astfel încât construcția să lucreze elastic sub acțiunea unor seisme de mică intensitate;

-Asigurarea unei corelații judicioase între proprietățile de rezistență, rigiditate și ductilitate la fiecare nivel și între diferitele nivele, astfel încât structura prin lucrul în domeniul inelastic să poată disipa energia imprimată de seismul de intensitate maximă probabilă, fără avarii grave;

-Asigurarea rezervelor de lucru în domeniul de lucru post-ultim, evitând colapsul.

Structurile în cadre din beton armat sunt investite cu o mare capacitate de disipare a energiei seismice, fiecare capăt de bară - prin apariția articulațiilor plastice - fiind un dissipator potențial de energie.

Principiile aplicate în proiectarea unei structuri capătă viabilitate numai atunci când alcătuirea secțiunilor se face

în deplină concordanță cu posibilitățile reale de execuție. În acest sens se impune o corelare perfectă între prescripțiile de proiectare și normativele de execuție.

Din practica de proiectare și execuție, pe parcursul experienței acumulate s-au efectuat o serie de observații comunicate la diverse manifestări științifice. Să prezentăm cazul cadrelor din beton armat, din zone seismice, cu recomandările specifice:

-Lățimea riglelor în raport cu dimensiunile secțiunii transversale a stâlpilor se impune a fi mai redusă din următoarele considerente: (fig.VI.7):

- evită intersecția barelor din stâlp cu cele din riglă;
- extinderea articulației plastice din riglă în zona nodului nu afectează betonul din nod (fig.VI.8);
- betonare mai ușoară;

-Mărirea distanțelor între armăturile grinzilor, la min. 3,5 cm. la partea inferioară și la 4 cm. la partea superioară, din următoarele motive:

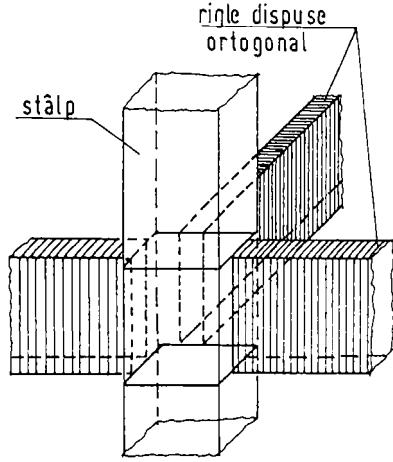
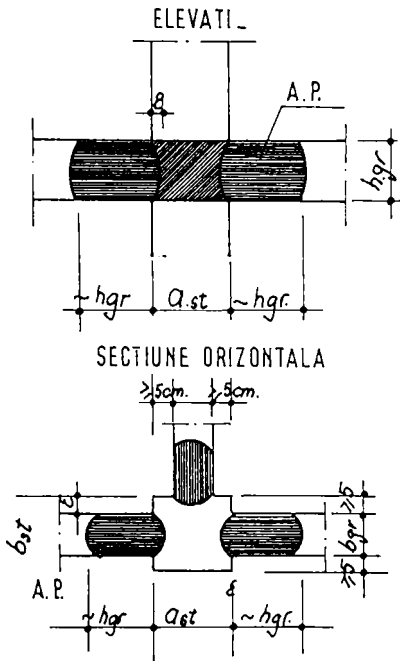
- utilizarea agregatelor cu dimensiunea până la 31 mm;
- vibrarea nodurilor în bune condițiuni (umplerea completă a nodului);

-Intreruperea betonării (rosturi de lucru) elementelor solicitate la încovoiere, compresiune excentrică, etc. să se facă perpendicular pe axul acestora, printr-o ecranare de cofraj;

-Sudarea barelor (dacă este cazul) să se amplaseze în afara zonelor probabile de apariție a articulațiilor plastice. Această restricție se bazează pe faptul că sudurile limitează deformabilitatea secțiunii, reducând posibilitatea de deplasare laterală a construcției.

VI.7. Performanțele în construcții, în condițiile realizării unor obiective prin implementarea tehnologiilor de vârf este determinată de noile condiții funcțional-tehnologice și de exigențele socio-tehnice de realizare a construcțiilor, în raport cu condițiile macro-sociale de eficiență economică.

Modernizarea activității de construcții-montaj este concepută în consens cu nevoile și cerințele dezvoltării de tip intensiv, orientată și concentrată spre obținerea unor



$A.st \geq A.gr + 2 \times 5cm.$   
 $bst \geq bgr + 2 \times 5cm.$   
 $\epsilon =$  adâncimea de pătrundere  
 a A.P. a riglei în nod.

FIG. VI. 7.

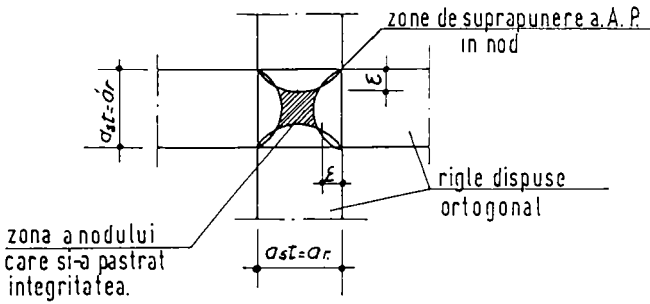


FIG. VI. 8.

rezultate reale în domeniul performanțelor, cunoscut fiind faptul că progresul tehnic este unicul factor care favorizează competitivitatea prin calitate.

Conceptul de performanță constituie nivelul superior de interpretare a calității și, totodată, o exprimare globală a mărimii unui ansamblu eterogen de indicatori cu care se poate defini eficiența economică și funcționalitatea unei construcții din beton armat din punctul de vedere al tuturor factorilor care participă la proiectarea, executarea și utilizarea obiectivului de investiție. Aplicarea criteriului de performanță în aprecierea calității construcțiilor impune determinarea cerințelor tehnico-economice care trebuie satisfăcute și încadrarea în exigențele normativelor tehnice și a standardelor în vigoare.

În domeniul construcțiilor, abordarea sistematică de performanță, stabilește și evaluează factorii sintetici care definesc "personalitatea sistemului constructiv", prin fundamentarea modernă a calității pornind de la totalitatea caracteristicilor de comportare în condițiile de exploatare ale construcției, determinând aptitudinea structurii de a corespunde integral scopului pentru care a fost realizată, atât din punct de vedere funcțional cât și structural.

Sistemul de asigurare a calității lucrărilor din construcții trebuie să se fundamenteze pe exigențele de performanță, prin: strategie; documentare; organizare și funcții.

Calitatea în construcții depinde de concepție, proiectare, de utilizarea materialelor și de calificarea muncitorilor, precum și de modul de organizare a sistemului de conducere și dotare a controlului calității.

Autorul a întreprins numeroase studii privind aplicarea unor metode de control preventiv pentru determinarea abaterilor și erorilor de execuție pentru a nu împiedica siguranța și stabilitatea construcțiilor.

Exemplificăm prin prezentarea metodei de verificare a formei geometrice a unui coș de fum executat prin procedeul cofrajelor glisante. E cazul coșului de fum nr.1 de la CTE Anina, cu  $H = 235$  m. (1981/1982).

Executarea coșurilor de fum impune o realizare cu abateri și erori cât mai reduse pentru a nu afecta prin "deformații"



din execuție" starea de solicitare complexă din timpul exploa-  
tării, pentru a nu afecta siguranța și stabilitatea construc-  
ției. Din acest punct de vedere aprecierea calității execu-  
ției s-a efectuat asupra parametrilor următori:

- deplasarea după direcția razei;
- deplasarea față de axa verticală și rotirea;
- orizontalitatea cofrajului glisant;
- corelația vitezei de glisare cu rezistența betonului.

Aceste determinări au avut drept scop să furnizeze date  
tehnice privind normele de urmărire a comportării în timp a  
coșului de fum, funcție de parametrii de exploatare./137/.

Instalația de cofraj-reglabil pentru realizarea grosimii  
variabile a structurii de rezistență, se compune din 30 căru-  
cioare port cofraj (fig.VI.9), care rulează pe grinzile ra-  
diale ale platformei. Deplasarea cărucioarelor pe grinzile  
radiale la modificarea continuă a diametrului, se efectuează  
cu 30 dispozitive de împingere radială, care asigură depla-  
sarea concentrică a întregului sistem cu o precizie de 1 mm.

Deplasările după direcția razei s-au măsurat cu ajutorul  
comparatorului cu fir (fig.VI.9), legându-se firul de partea  
deplasabilă a cofrajului glisant, iar comparatorul de partea  
stabilă. S-au citit deplasări până la 10 cm., cu precizie de  
1 mm. Cofrajul glisant se poate deforma în plan orizontal din  
cauza:

- deformabilității neuniforme a îmbinărilor dintre grinzile  
radiale a panourilor de cofraj;
- incorecta manipulare a dispozitivelor de împingere radială;
- încărcarea neuniformă a platformei cofrajului glisant;
- compactarea neuniformă a betonului, precum și alte cauze de  
mai mică importanță.

Deformarea în plan orizontal a cofrajului glisant conduce  
în mod implicit la deformarea secțiunii de beton a coșului  
de fum "transformând" secțiunea circulară (proiectată) într-o  
secțiune ovalizată sau de o formă oarecare (fig.VI.10). Pentru  
determinarea abaterilor în plan orizontal, s-a citit la fieca-  
re 2 m. de glisare raza efectivă " $R_r^i$ " la fiecare grindă ra-  
dială și s-a comparat cu raza proiectată " $R_p^i$ ":

$$\pm \Delta R_n^i = R_r^i - R_p^i$$

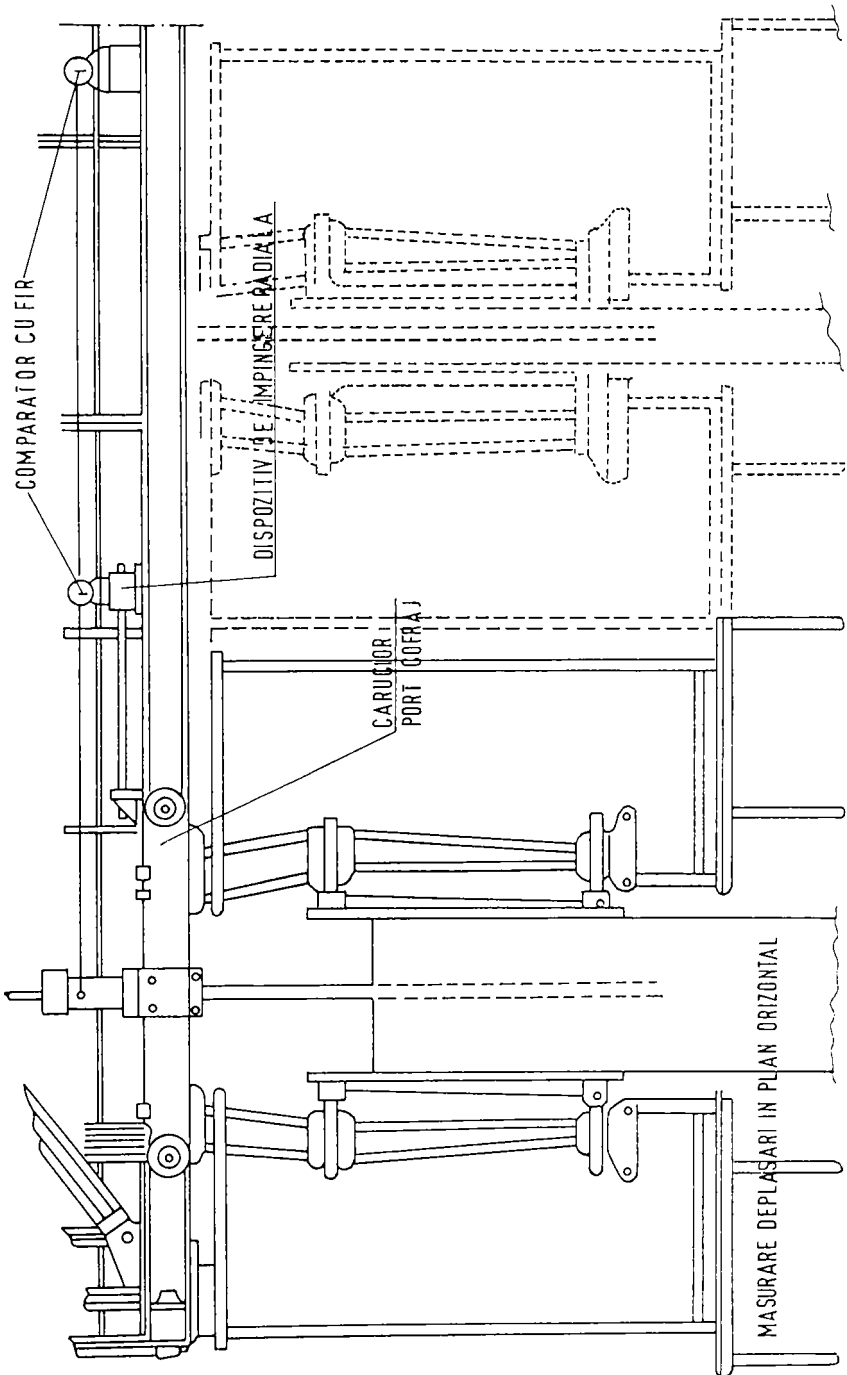


FIG. VI. 9.

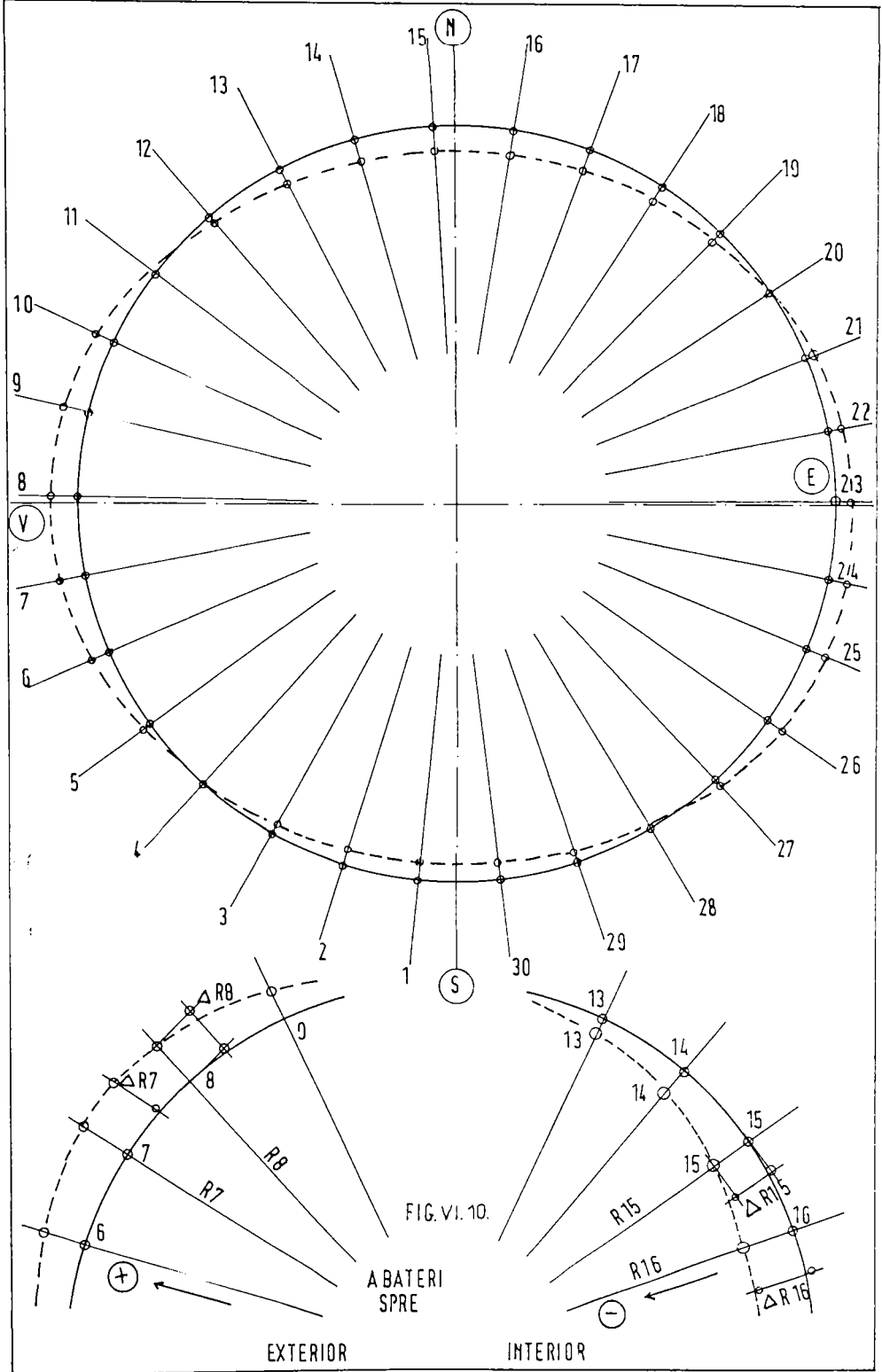


FIG. VI. 10.

A BATERI SPRE  
EXTERIOR INTERIOR

Cunoscând valorile " $\Delta_{Ra}^c$ " se poate trasa "deformata secțiunii" sau "desfașurata abaterilor pe nivelul "i"(fig.VI.11.A), (exemplificare cota +42,45 și +43,65 m.)

Deplasarea față de axa verticală și rotirea secțiunii s-a măsurat cu ajutorul dispozitivelor de măsurare a verticalității (fig.VI.12), amplasate în zona centrală și pe axele cardinale (fig.VI.13).

Cu dispozitivul de verificare a verticalității din zona centrală, s-a citit la bază abaterea secțiunii de la nivelul "i" față de axul teoretic vertical, notându-se și cadrantul: " $\Delta_{SEi}^c$ ". S-a citit și proiecția pe axele cardinale, adică " $\Delta_{Ei}^c$ " și " $\Delta_{Si}^c$ ".

Cu dispozitivele de verificare a verticalității, amplasate pe axele cardinale la distanța de 3,5 m. față de axa coș s-a determinat rotirea secțiunii "i" măsurată la bază. Dispozitivele sunt numerotate de la "1" la "4". Deplasările se raportează la proiecțiile pe axele cardinale. Exemplu, la dispozitivul "2"; " $\Delta_{Nc}^2$ " și " $\Delta_{Ec}^2$ ".

În baza deplasărilor măsurate atât în zona centrală cât și pe axele cardinale, s-a trasat pentru nivelul "i" cercul minim de rotire (fig.VI.13 - "3") care se compară cu cercul teoretic al secțiunii ( fig.VI.13 - "2").

În baza acestor măsurători se stabilește pentru fiecare secțiune - rotirea și deplasarea pe verticală.

Exemplificăm în tabelul VI.5 pentru cota +43,65.

Tabelul VI.5 (cm).

C	1	2	3	4					
$\Delta_S^c$	$\Delta_E^c$	$\Delta_N^1$	$\Delta_E^1$	$\Delta_N^2$	$\Delta_E^2$	$\Delta_S^3$	$\Delta_E^3$	$\Delta_S^4$	$\Delta_V^4$
1,7	2,1	1,6	1,9	1,8	2,2	1,9	2,1	1,8	2,0

Orizontalitatea cofrajului glisant s-a efectuat cu o instalație de nivel cu semnalizare electrică.

Deformabilitatea cofrajului glisant în plan vertical este cauzată în principal de:

- cursa variabilă a verinelor;
- încărcarea neuniformă a platformei de lucru;
- nerealizarea uniformă a rezistenței betonului; și alte cauze.

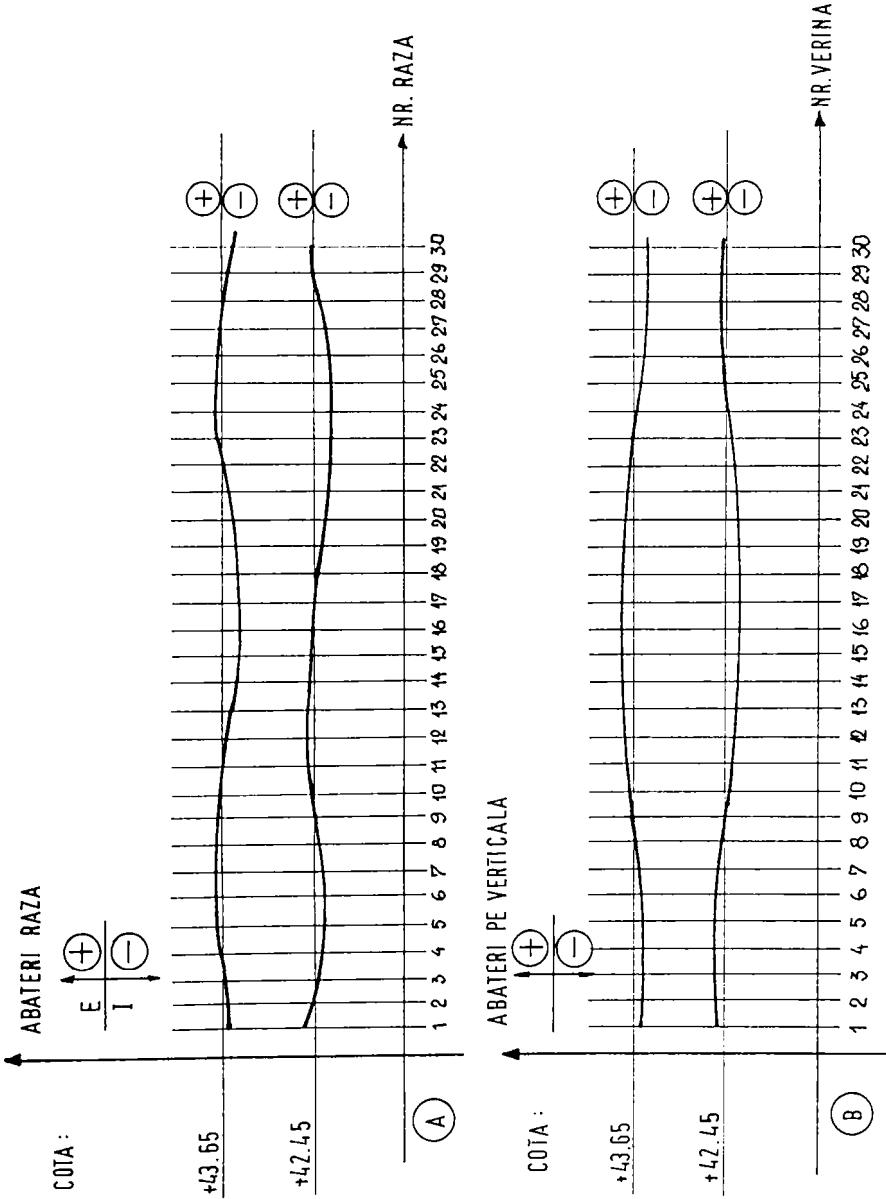


FIG. VI. 11.

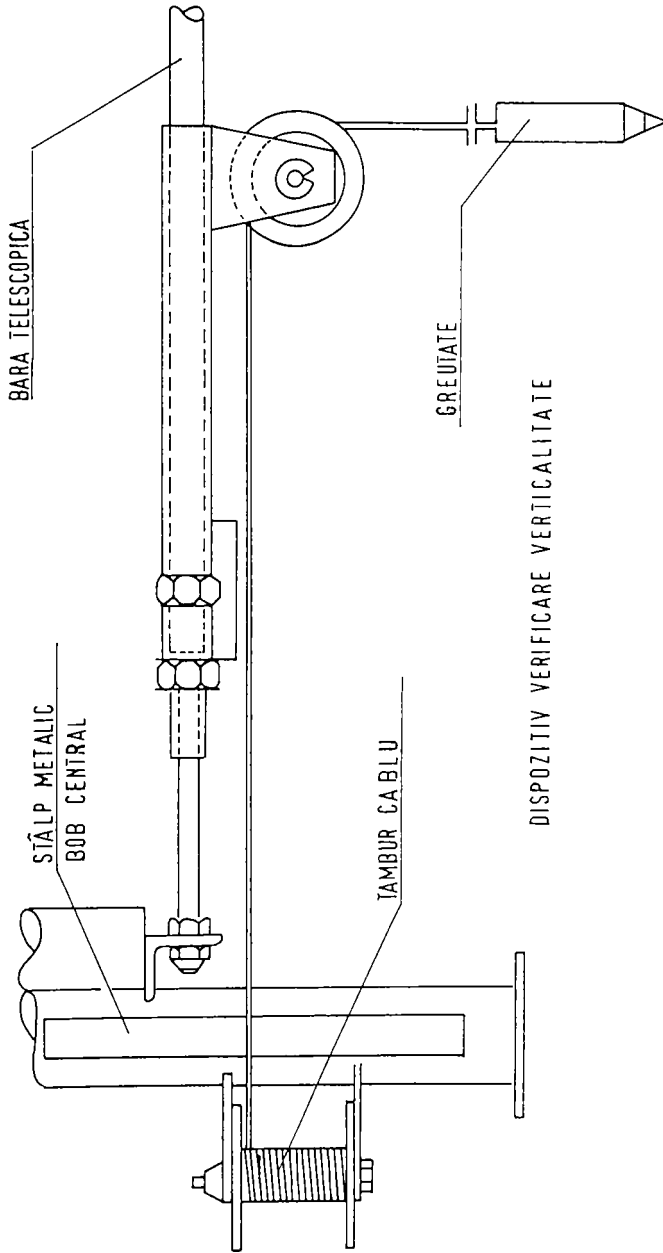


FIG. VI. 12.

416.

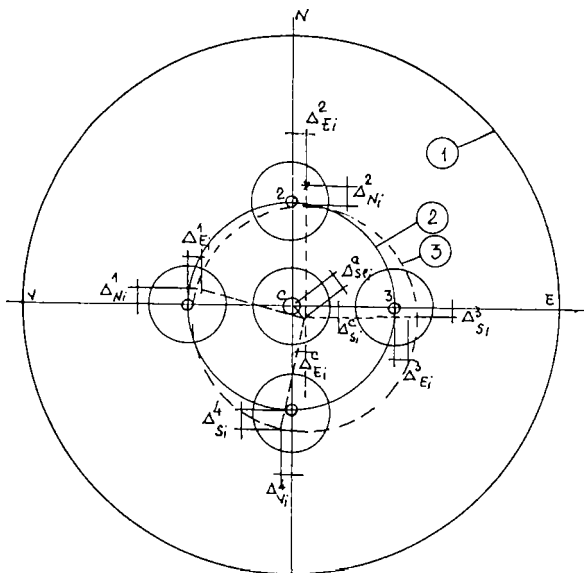
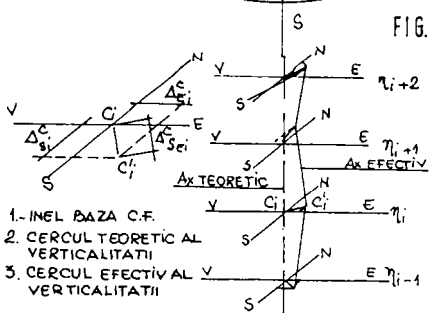


FIG. VI.13



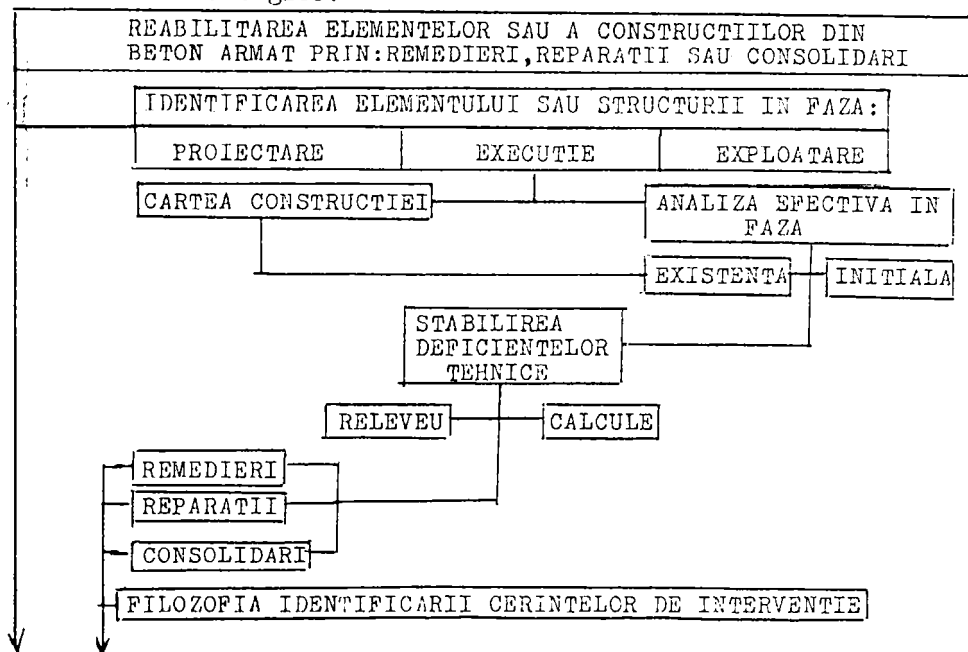
- 1.- INEL BAZA C.F.
2. CERCUL TEORETIC AL VERTICALITATI
3. CERCUL EFECTIV AL VERTICALITATI

În figura VI.14 se prezintă forma deformată a cofrajului glisant, notându-se cu " $\pm \Delta_{\sqrt{n}}^c$ " deplasarea pe verticală, + la urcare, x - la coborâre.

Cunoscând valorile " $\Delta_{\sqrt{n}}^c$ " se poate trasa "desfășurata abaterilor pe verticală" la nivelul "i" (fig. VI.11 B), (exemplu cota +42,65 m.)

Stabilirea vitezei de glisare (v) pe fiecare schimb s-a asigurat în funcție de temperatura exterioară ( $t_e$ ) și rezistențele minime prevăzute în C 140-79 anexa VII-2 pct.1,6 (valabil în 1981), împiedicând deformarea tijei de susținere. În figura VI.15 s-a reprezentat conform măsurătorilor și studiilor efectuate, adâncimea betonului turnat în cofraj (H<sub>Bo</sub>) care asigură consolidarea tijei de susținere în funcție de temperatura exterioară ( $t_e$ ), viteze de glisare (v) și rezistența minimă a betonului. În baza determinărilor efectuate, viteza de glisare a fost în limita a 8-14 cm/oră, evitându-se antrenarea betonului.

VI.8. Lucrările de remedieri, reparații sau consolidări la elemente din beton armat și beton precomprimat din cadrul structurilor de rezistență impune un studiu aprofundat pentru optimizarea soluțiilor de intervenție, pe baza unei scheme logice:





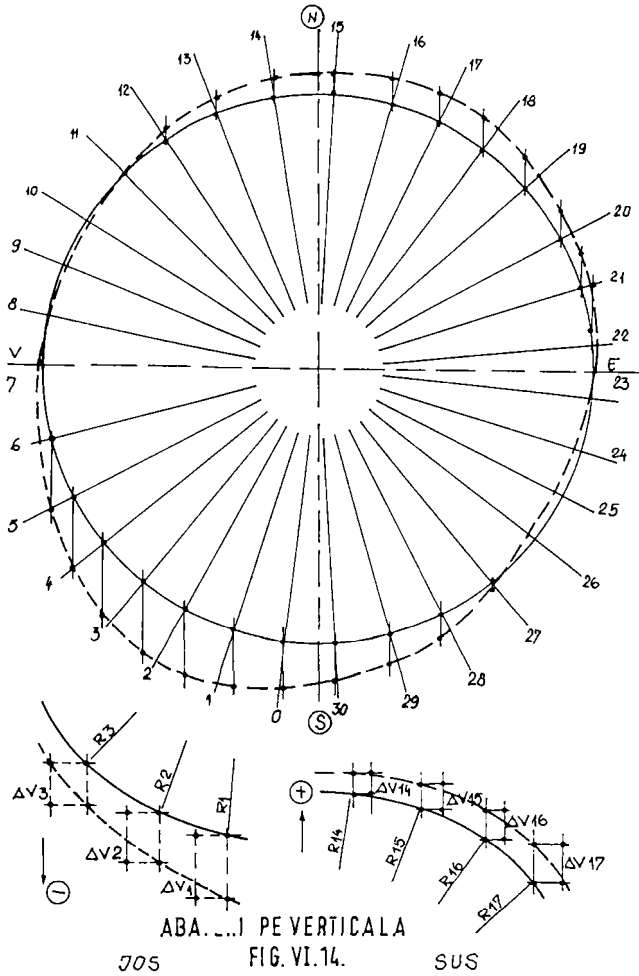


FIG. VI.14.

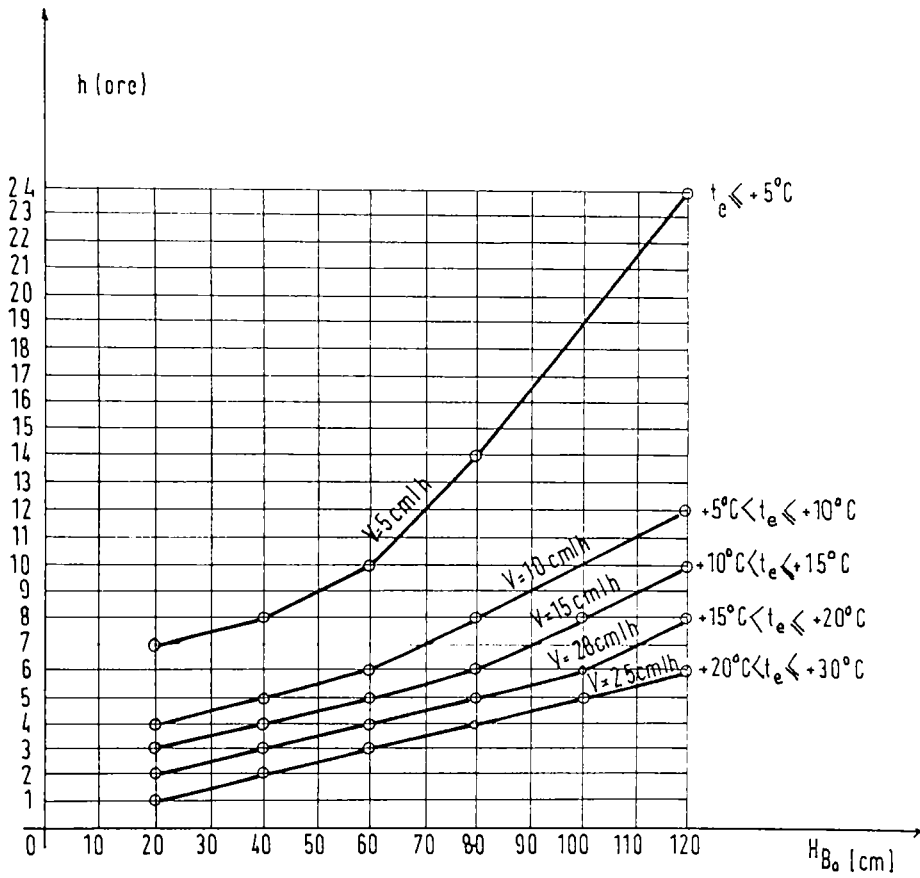
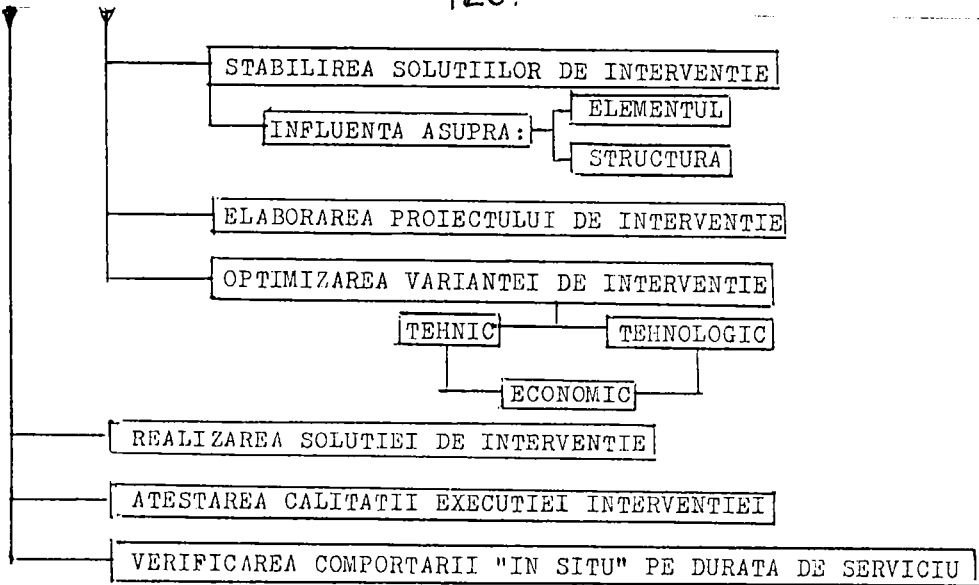


FIG. VI.15.



În majoritate, lucrările de remedieri, reparații și consolidări provin din diverse cauze "exterioare" ca urmare a nerespectării legislației tehnice în vigoare, precum și ca urmare a unor modernizări "impuse" procesului tehnologic fără o verificare prealabilă a structurii de rezistență.

Stabilirea soluțiilor de renovare (remedieri, reparații, consolidări) se realizează pe baza unor studii și cercetări asupra cauzelor care au produs avaria tehnică și în mod deosebit asupra comportării construcției.

Proiectele de execuție a lucrărilor de renovare trebuie să evidențieze tehnologiile și detaliile de realizare a lucrărilor.

Evaluarea analitică aproximativă a stării construcțiilor constă în calculul coeficientului capacității de rezistență a elementelor portante, inclusiv a terenului de fundație, ca raport între eforturile unitare efective datorită încărcărilor din încărcări permanente, cvasipermanente, variabile și excepționale, la construcția avariata și eforturile unitare necesare siguranței și stabilității sistemului constructiv.

Evaluarea analitică aprofundată a stării unei construcții constă în completarea calculelor cu determinarea deformațiilor relative de nivel și/sau a deformațiilor totale, prin intermediul ductilității construcției afectate (raportul între deformația limită de rupere și deformația corespunzătoare intră-

rii în stadiul postelastice, comparate cu ductilitatea necesară pentru construcția renovată. Evalgarea are la bază procedee energetice comparând energia consumată prin deformații elasto-plastice cu energia indusă de acțiuni excepționale:  $E_{ep} > E_{ex}$ .

Analiza "in situ" a construcțiilor afectate de avarii tehnice impune calcule și verificări, atât prin criteriul rezistenței cât și prin cel al deformațiilor, în mod special:

- stabilirea disponibilului de siguranță și de capacitate portantă a elementelor de construcții și a structurii de rezistență în ansamblu pentru situația de avarie;
- verificarea și dimensionarea construcției renovate, capabilă să reziste la noua stare de solicitare;
- calculul deformațiilor elementelor de construcții și structurii în ansamblu, inclusiv probleme de ductilitate și de apariție a deformațiilor plastice;
- calcule de stabilitate pentru evitarea flambajului unor elemente;
- calcule la apariția și dezvoltarea fisurilor pentru construcțiile cu restricții la fisurare;

Calcululele pentru construcția renovată se efectuează pentru:

- stări limită ultime de rezistență (până la rupere se dezvoltă și unele deformații plastice), de stabilitate (menținerea poziției sau formei elementelor) și de oboseală (pentru elemente metalice și de beton armat);
- stări limită ale exploatării normale (cu referire la calculul deformațiilor și al calculului de fisurare).

VI.9. Considerând proiectarea ca un sistem cibernetic, se impune ca o condiție imperios necesară transmiterea de informații asupra modului de comportare reală a construcției, adică să se compare rezultatele modelării cu rezultatele exploatării, activitate care să funcționeze ca un "feed-back".

Aprecierea aptitudinii pentru exploatare a unei construcții necesită investigații pentru stabilirea stării tehnice.

Starea tehnică a unei construcții -la data expertizării tehnice - este definită de: caracteristicile geometrice; chimice; mecanice și de starea de eforturi interioare.

Expertizarea tehnică a unei construcții conține următoarele faze:

- stabilirea stării generale;
- corespondența între documentația de execuție și modul de realizare a construcției; abateri neadmise la dimensiuni și formă; greșeli de execuție;
- degradări prin solicitare: fisuri; striviri; flambaj local; etc. pierderi de stabilitate sau deformații neadmise; degradări prin coroziune; degradări prin acțiuni fizico-chimice directe;
- stabilirea pe bază de calcul a stării de eforturi în structura de rezistență, în condițiile stării generale;
- încercarea "in situ" prin încărcare statică și/sau dinamică a unor elemente și/sau ansambluri ale construcției;
- urmărirea comportării în exploatare a construcției.

Autorul a efectuat un volum important de expertize tehnice, la lucrări de importanță deosebită, utilizând următoarele procedee (în funcție de specificul obiectivului):

- vizualizarea elementelor și a ansamblului;
- măsurători geometrice directe;
- dezvelirea unor finisaje sau straturi de protecție, care acoperă structura;
- sondaje pentru delimitarea unor defecte de execuție;
- analize fizico-chimice pe probe prelevate;
- determinări nedistructive;
- încercări distructive pe probe prelevate;
- determinarea caracteristicilor dinamice proprii ale construcției în regim de micro-oscilații;

Construcții de locuințe din penouri mari au o durată de serviciu de 80 - 100 de ani (calculată pentru proiecte tip după 1951 până în 1989). Starea bună de funcționare este dependentă de: starea limită de rupere; instabilitate; oboseală; tasare; fisuri și deformații; dar și de efectele produse de variațiile de temperatură și umiditate, având ca efecte secundare: dilatarea pereților în lung; fisuri verticale; dilatarea teraselor; fisuri orizontale între terase și pereții portanți; etc.

Studiul stării tehnice a construcției constituie unicul procedeu de apreciere a aptitudinilor pentru exploatare și prognozarea comportării, dacă este fundamentat pe baza unor cercetări aplicative.

Scopul încercării in situ a construcțiilor prin încărcări statice este cunoașterea aptitudinii lor pentru exploatare, atât sub aspectul siguranței, cât și al corespondenței cu condițiile de deformabilitate impuse de destinația ei.

Obiectivele încercării in situ a construcțiilor au un caracter dublu: "de verificare", respectiv aptitudinea structurii pentru exploatarea în condiții de siguranță acceptabile și "de cunoaștere în perspectivă", respectiv culegerea unor date care să permită o exploatare a rezultatelor încercării în timp și spațiu, utile pentru proiectare.

Criteriile de apreciere a aptitudinii pentru exploatare a unei construcții încercate, cuprinde două condiții de admisibilitate: asigurarea unei rezerve de deformabilitate față de deformațiile limită impuse și asigurarea unei rezerve de rezistență și stabilitate față de condițiile de exploatare. Aceste condiții se exprimă prin intermediul nivelelor de probă determinate prin încercări in situ pentru starea limită de deformabilitate ( $N^D$ ) și pentru starea limită a comportării elastice ( $N^E$ ), comparate cu nivelul de referință ( $N^R$ ) al încercării de probă, obținându-se:

-coeficientul de asigurare  
la deformabilitate:

$$C_D = \frac{N^D}{N^R}$$

-coeficientul de asigurare  
a rezistenței și stabilității:

$$C_{RS} = \frac{N^E}{N^R}$$

Valoarea minimă dintre valorile celor doi coeficienți se va considera coeficientul de asigurare a aptitudinii pentru exploatare ( $C_{AE}$ ) al construcției:

O apreciere mai completă a aptitudinii pentru exploatare a construcției încercate impune luarea în considerare și a factorilor de influență afectați de evoluția în timp (curgere lentă; relaxarea; contracția; coroziunea; efectele dinamice; dilatarea; etc.). Sub încărcarea de scurtă durată caracteristică încercării in situ, există posibilitatea de luare în considerare a unor factori de influență în timp (curgere lentă, oboseala, etc.) prin fixarea unor limite de deformabilitate sau de stare de efort mai severe.

Un element de construcție supus încercării poate fi caracterizat drept apt pentru exploatare, dacă la nivelul încercărilor de probă corespunzător valorilor de calcul al intensității încercărilor reale are o comportare elastică stabilizată fără a atinge valorile limită ale deformațiilor, cu condiția ca deformația remanentă la nivelul zero de încărcare să fie mai mică decât cea măsurată după descărcarea nivelului maxim de încărcare.

VI.10. Comportarea "in situ" a construcțiilor este rezultatul interacțiunii acestora cu mediul ambiant-natural și tehnologic - și cu sine însăși. Aprecierea construcțiilor se face prin criterii ce corespund cerințelor beneficiarilor în raport cu destinația lor specifică, cerințe ce pot fi generalizate la trei: siguranță, confort și economicitate.

Aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor este suma proprietăților unei construcții; calitatea lor globală, definită în raport direct cu destinația specifică a fiecărui tip de construcție.

Elaborarea conceptului de aptitudine pentru exploatare a construcțiilor poate avea consecințe practice importante privind fundamentarea măsurilor de întreținere, reparații, reabilitare, ca și în ceea ce privește evitarea accidentelor tehnice, orientarea cercetării și luarea deciziilor.

Aprecierea aptitudinii de exploatare a construcțiilor existente comportă aspecte teoretice și empirice. În măsura în care se cunoaște schema statică a structurii de rezistență, verificarea se face prin calcul, iar în măsura în care această condiție nu este satisfăcută, intervine aprecierea empirică, bazată pe experiență.

Aprecierea aptitudinii are un caracter relativ și orientativ, justificat prin multitudinea elementelor insuficient cunoscute până în prezent și care se referă atât la modul de manifestare al diferitelor solicitări, cât și la modul în care construcțiile răspund la solicitări.

Interacțiunea construcție-mediul se manifestă prin fenomene, mai mult sau mai puțin sesizabile, prin simțul omului, direct, sau cu ajutorul a diverse mijloace tehnice.

Interacțiunea construcțiilor cu mediul ambiant și cu sine însăși este de natură fizică (mecanică; termică; acustică;

optică; radiantă) și chimică, deși agenții de mediu pot fi și de natură biologică.

Nevoia de cunoaștere sistematică a legilor interacțiunii construcțiilor cu mediul ambiant și cu sine însăși a condus la definirea unor proprietăți, în parte legate direct de modul de manifestare al exigențelor celor doi termeni: construcție-mediu, în parte exprimând efectul interacțiunii.

Cerințele umane în raport cu construcțiile sunt: siguranță, confort și economicitate.

Cerințele de siguranță au un caracter primordial și imperativ, privind reducerea la minim posibil a riscului în ceea ce privește menținerea vieții și sănătății omului și a colectivității umane, precum și a menținerii formelor legate de activitatea acestora.

Cerințele de confort au un caracter secundar și opțional, acestea vizând ușurarea și înfrumusețarea vieții în toate formele ei de manifestare.

Cerințele de economicitate vizează utilizarea mijloacelor de realizare a primelor două cerințe în limita mijloacelor financiare existente.

Aprecierea prin prisma acestor criterii necesită stabilirea unor condiții, care să dea măsura în care proprietățile de comportament satisfac cerințele utilizatorilor legate de destinația construcțiilor.

Măsura în care o proprietate de comportament satisface cerințele de siguranță, confort și economicitate, impuse de destinația fiecărei construcții, trebuie stabilită cu ajutorul unor condiții de calitate.

Formularea condițiilor de calitate, constituie problema cheie a conceptului de aptitudine pentru exploatare, deoarece acestea au o importanță deosebită cu rezonanțe puternice în domeniul economic-social.

În măsura în care o proprietate de comportament corespunde condițiilor de calitate stabilite pentru o construcție de anumită destinație pentru acea construcție proprietatea devine o calitate.

Condițiile de calitate pot fi prezentate sub forma unor intervale, în cadrul cărora cerințele beneficiarilor sunt satisfăcute într-o măsură mai mare sau mai mică, permițând astfel



o împărțire pe grade de calitate și o apreciere mai fină a măsurii în care o proprietate corespunde cerințelor impuse. Limitele intervalelor, definite prin condiții de calitate, pot fi considerate ca stări limită pentru proprietatea respectivă.

Aprecierea gradului de satisfacție a cerințelor impuse la fiecare destinație specifică se raportează la încadrarea proprietăților de comportament între limitele impuse de condițiile de calitate.

Aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor este calitatea globală, care confirmă faptul, că proprietățile de comportament corespund condițiilor de calitate impuse de cerințele legate de destinația construcției.

În principiu, în cazul verificării aptitudinii pentru exploatare a unei construcții, se procedează la construirea unei matrice, în care, pe verticală se prezintă proprietățile de comportament, și parametrii caracteristici, iar pe orizontală se prezintă condițiile de calitate, pe grade de calitate, corespunzător cerințelor - criterii ce se impun în domeniul aprecierii.

În aprecierea unei aptitudini pentru exploatare a unei construcții trebuie avut în vedere și eventuala ei componentă multifuncțională și în special de ponderea pe care fiecare calitate o are în definirea calității globale.

Conceptul aptitudinii pentru exploatarea construcțiilor necesită cercetări ample și intensive, multidisciplinare.

Adoptarea oficială a conceptului de "aptitudine pentru exploatare" a construcțiilor impune suma calităților unei construcții ce o fac să corespundă cerințelor de siguranță, confort, și economicitate, în funcție de destinație.

Urmărirea comportării în timp a construcțiilor implică posibilitatea evaluării a unor fenomene specifice sistemului constructiv ca:

- modificarea în timp a rezistențelor fizico-mecanice ale materialelor componente;
- deformații din curgere lentă și contracții;
- deformații de elemente constructive și la structură în ansamblu sub acțiunea încărcărilor din procesul tehnologic;
- degradarea prin oboseală a structurii.

Studiul comportării în timp a construcțiilor asigură aprecie-

rea aptitudinii și stabilirea condițiilor tehnice privind compararea caracteristicilor efective cu performanțele prescrise, în vederea asigurării unei depline concordanțe între concepție și realizare.

Comportarea în timp a construcțiilor reprezintă activitatea sistematică de culegere și valorificare a datelor rezultate din observațiile și măsurătorile efectuate asupra unor fenomene sau mărimi ce caracterizează aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor.

Studiul comportării în timp a construcțiilor asigură stabilirea probabilității admise pentru depășirea încărcării limită (depășirea valorilor extreme), ceea ce impune cercetarea comportării structurii până în momentul "atingerii" stării limită, "definirea" rezervelor de rezistență care împiedică distrugerea structurii, integral sau parțial, în funcție de procesul tehnologic în exploatare. Se impune modul de cercetare a structurilor, prin deformații mari cu cedare lentă sau prin deformații mici cu cedare bruscă.

Teoria actuală a siguranței structurale pornește de la imposibilitățile practice de a prezenta în mod determinist evenimentele care pot apărea pe durata de viață a unei construcții, adaptând un punct de vedere probabilistic.

Analiza siguranței structurale impune definirea unui sistem de stări limită specifice tipului de construcție, ordonate într-o succesiune corespunzătoare cu gravități corespunzătoare. În aceste condiții siguranța structurală poate fi caracterizată prin sistemul de probabilități de nedepășire a stării limită într-un interval de timp determinat. Important este numărul de cazuri de așteptare și de depășire a stării limită.

Variația în timp a caracteristicii de bază a riscului de avariere este determinată în principal de două categorii de factori:

- fenomenele de avarii și degradare progresivă din categoria coroziunii, microfisurării, etc., care se suprapun peste tendința de modificare în timp a caracteristicilor de rezistență a materialelor;(cel mai edificator aspect: încălzirea în timp a betonului);
- fenomenele de suprasolicitare care apar la intervale relati-

ve rare, datorită unor intensități de vârf ale diferitelor încărcări.

Caracterul fenomenelor este ireversibil.

Considerarea diferitelor strategii posibile de remediere - consolidare, în care pe lângă factorii considerați mai înainte (caracteristica de rezistență a structurii; caracteristicile acțiunilor), intervine factorul acțiune umană, complică fundamental problema, care nu mai rămâne o problemă de analiză a riscului sau siguranței unei soluții.

Implicațiile principale ale variabilității în timp a caracteristicii de rezistență sunt următoarele:

- variația în timp a caracteristicii de rezistență implică variația în timp a caracteristicii de risc, și în consecință, modificarea în timp a probabilității de avariere (sau de supra-viețuire fără avariere) pe un interval fix de timp (pe o durată de referință);
  - necesitatea unor activități tematice de urmărire în timp a construcțiilor în scopul colectării de informații generale, asupra tendințelor de modificare în timp a caracteristicilor de rezistență;
  - conceperea unui cadru de activitate care să prevadă intervenția promptă și eficientă în situațiile în care această intervenție devine necesară datorită scăderii intolerabile a nivelului de asigurare.
- În practică, siguranța construcției se cuantifică ca o "siguranță proiectată", corespunzătoare situației ideale de execuție și exploatare.

În realitate, construcția este înzestrată cu o anumită capacitate portantă, care de obicei este în exces față de solicitările normale de exploatare, și la limită față de încărcările excepționale, dat fiind faptul că acestea din urmă impun dimensionarea. La acțiunea încărcărilor normale de exploatare construcția lucrează în domeniul elastic de solicitare - deformare, iar la acțiunea încărcărilor excepționale în domeniul inelastic.

După normativele în vigoare nu proiectăm durabilitatea, rezultând doar ca o consecință a modului în care s-a dimensionat sistemul constructiv la stările limită ale exploatării normale și la stările limită ultime, precum și prin măsurări

constructive. Dacă dorim un calcul deliberat al durabilității se impune considerarea unor factori care influențează și se detașează cu pregnanță:

- nivelul și tipul de solicitare produs în secțiune;
- dezvoltarea procesului de fisurare.

Un aspect particular al durabilității îl constituie capacitatea portantă disponibilă - reziduală - în momentul producerii unei solicitări la vârf (exemplu: solicitări din seisme artificiale). Din acest punct de vedere nu putem accepta o constantă a capacității de adaptare postelastice a elementelor structurale vitale, pe întreaga perioadă de exploatare, fiind posibile schimbări esențiale în comportamentul real față de cel anticipat. Acest aspect capătă o importanță majoră în definirea vulnerabilității reale a construcției.

Orice construcție este vulnerabilă, expusă riscului datorită apariției unui fenomen natural de o mărime dată într-o perioadă de timp nedefinit. Utilizarea conceptului de vulnerabilitate permite cuantificarea probabilistică a efectului acțiunilor permanente, temporale sau excepționale pentru a caracteriza aptitudinea pentru exploatarea construcțiilor.

O construcție nu se comportă exact ca modelul de calcul, din următoarele cauze:

- variabilitatea calitativă a materialelor;
- interacțiunea construcțiilor cu mediul înconjurător și tehnologic definit prin parametrii cu variații aleatoare între limite foarte mari.

Conform documentelor UNDRO (Oficiul Organizației Națiunilor Unite pentru Recuperare după Dezastre), vulnerabilitatea semnifică gradul de pierdere suferit de un element sau un grup de elemente expuse riscului datorită apariției unui fenomen natural de o mărime dată și exprimat pe o scară a avariei tehnice de la "0" (nici-o avarie) până la "1" (avarie totală).

Vulnerabilitatea -semnifică sensibilitatea sau lipsa de rezistență a unui element, a unei construcții, la o acțiune exterioară.

Vulnerabilitatea - semnifică gradul de diminuare a siguranței unui element sau grup de elemente expuse riscului prin apariția unui fenomen natural de o mărime dată.

Vulnerabilitatea observată (VO) rezultă ca umare a unor investigații ulterioare apariției fenomenelor naturale.

Vulnerabilitatea prezisă (VP) reprezintă gradele de avarie prezise pentru un sistem constructiv la o solicitare viitoare,

În accepțiunea dată prin funcție de vulnerabilitate se înțelege variația vulnerabilității observate sau prezise a unei categorii de construcții sub intensitatea acțiunii exterioare cauzale.

Autorul a studiat mai multe cazuri de vulnerabilități care nu conduc la pierdere a calităților de rezistență, stabilitate sau funcționalitate. Vulnerabilitatea se clasează după cauze:

-Vulnerabilitatea la acțiunea vântului se caracterizează prin stabilirea mărimilor fizice de acțiune discontinuă; procentajul de elemente distruse; mărirea deformațiilor remanente; vibrații periculoase pe tipuri de structuri; etc.

-Vulnerabilitatea la explozii de carieră și tehnologice - a fost studiată în cazul CTE Anina provenind de la cariera de șisturi bituminoase Anina- prin combinarea de avarii de la tipurile de acțiuni anterioare cu cele posibile din unde seismice artificiale sau prin undă de șoc aerian.

-Vulnerabilitatea la acțiuni seismice cuantificată prin difuziuni de 0,2 VO comparabile cu cele 5 grade de avarie din scara MSK.

-Vulnerabilitatea la tasare se caracterizează prin cantitatea și mărirea gradului de fisurare, prin manifestarea unor excentricități sau prin disfuncționalități.

- Vulnerabilitatea prin coroziune se caracterizează prin adâncimea de pătrundere a procesului de coroziune, corelarea cu reducerea secțiunii utile și starea de fisurare.

-Vulnerabilitatea la acțiuni tehnologice se caracterizează prin schimbări de destinații; supraîncărcare; vibrații; variații de temperatură; fisuri; etc.

-Vulnerabilitatea ca funcție de timp - îmbătrânirea, curgerea lentă - este specifică fiecărui tip de construcție și se analizează pe bază de studii și măsurători în timp.

Pornind de la observări periodice pe durată de serviciu a construcției constatăm direcția de propagare a fenomenului de vulnerabilitate, importanța fenomenelor reologice și stabili-

rea duratei de exploatare limită (sigură).

Sub influența acțiunilor cu caracter permanent și temporar se corelează durata de acumulare a unei vulnerabilități limită (VL) pu perioada medie de revenire ( $T_{rev.}$ ) a acțiunilor excepționale și perioada de exploatare a construcției ( $T_{C.Ex.}$ ) definind trei stadii de bază:

- $T_{lim.}$  - perioada de acumulare a unei vulnerabilități limită acceptabilă pentru acțiuni permanente;
- $T_{rev.}$  - perioada medie de revenire pentru o acțiune cu o periodicitate aleatoare de o intensitate dată, care să provoace o vulnerabilitate acceptabilă de standard pentru acțiunile excepționale;
- $T_{expl.}$  - perioada de exploatare în condiții de siguranță și funcționalitate în raport cu destinația construcției.

Intre aceste perioade există - în practică - mai multe relații (tabelul VI.6).

Tabelul VI.6

Corelația dintre perioade	Cazul:
I. $T_{lim.} \geq T_{expl.}$ $T_{lim.} \geq T_{rev.}$ $T_{rev.} \geq T_{expl.}$	-siguranța ideală; -probabilitate redusă de apariție a acțiunii excepționale.
II. $T_{lim.} \leq T_{expl.}$ $T_{rev.} \leq T_{expl.}$ $T_{rev.} \geq T_{lim.}$	$T_{expl.} \leq (n+1) \cdot T_{lim.}$ $T_{rev.} \leq (n+1) \cdot T_{lim.}$ $n \geq \frac{T_{expl.}}{T_{lim.}} - 1$ -asigurarea implicit și la acțiunea excepțională;
III. $T_{lim.} \leq T_{expl.}$ $T_{rev.} \leq T_{expl.}$ $T_{lim.} \geq T_{rev.}$	$K \cdot T_{rev.} \leq T_{expl.} \quad (n+1) T_{lim.}$ $n \geq \frac{K \cdot T_{rev.}}{T_{lim.}} - 1$ -reparații după fiecare eveniment excepțional

Notă: "n" - numărul de reparații pe durata de serviciu a construcției;

"K" - numărul probabil de evenimente excepționale, având fiecare o perioadă de revenire " $T_{rev.}$ ".

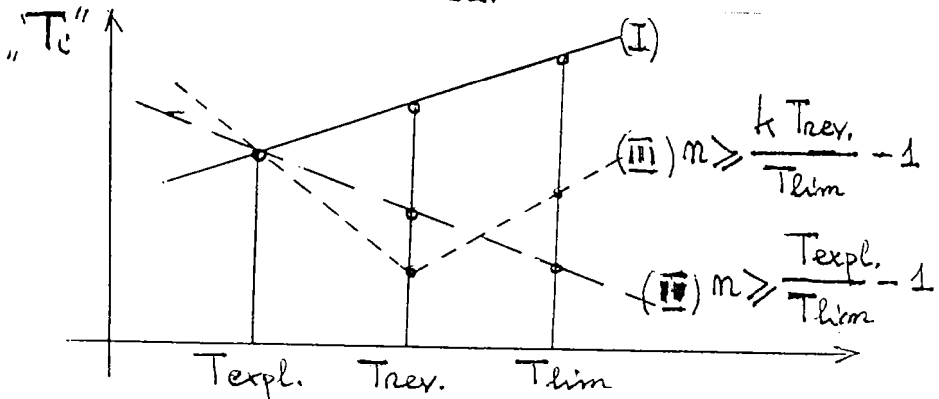


Fig.VI.16. Optimizarea numărului de reparații "n"

Conceptul gradului de vulnerabilitate conduce la cuantificarea probabilistică a efectului acțiunilor permanente, temporare sau excepționale, caracterizând aptitudinea pentru exploatare a construcțiilor. Evoluția în timp a gradului de vulnerabilitate a unor clase de structuri la efectul unor acțiuni simple și combinate determină evaluarea riscului posibil în exploatare.

Analiza statistică a evoluției în timp a caracteristicilor de vulnerabilitate a unor clase de structuri la efectul unor acțiuni simple și combinate permite evaluarea riscului posibil în exploatare.

Sintetizarea datelor actuale de observație pe obiecte și clase de construcții conduce la elaborarea stărilor de vulnerabilitate specifice unor acțiuni sau grupări de acțiuni reale care fundamentează științific și unitar studiile de vulnerabilitate în timp.

Concepția actuală de stabilire a siguranței disponibile trebuie adusă pe o poziție realistă acceptând necesitatea verificării funcționalității construcției, pe criteriul de siguranță considerat ca o fracțiune variabilă în timp, în cadrul complex în care construcția este implementată în mediul înconjurător.

În conceptul actual, construcției i se cere ca sub acțiunea încărcărilor normale de exploatare să ofere un răspuns elastic, în timp ce sub acțiunea încărcărilor excepționale i se permite un comportament inelastic ca mijloc de supraviețuire.

Capacitatea de adaptare postelastice a elementelor structurale, nu poate fi considerată ca o constantă pe întreaga perioadă de exploatare a construcției, privită sub aspectul impactului cu mediul înconjurător și a încărcării în timp.

Sarcina exterioară care poate aduce construcția la limita de colaps are valori diferite de sarcina anticipată prin proiectare, funcție de perioada de timp scursă de la executarea construcției până la data producerii evenimentului.

Clasicul "coeficient de siguranță" care exprimă raportul dintre capacitatea portantă ( $C_p$ ) și sarcina efectivă ( $S_{ef}$ ), chiar dacă ține seama uneori de natura construcției, de material sau /și de natura și frecvența sarcinilor, are în fond o valoare arbitrară, nu ține seama în mod rațional de caracterul statistic al elementelor ce-l compun, de gravitatea efectelor unor eventuale cedări a construcției și, în general, nu are o concepție și o valoare bine definite.

Eliminarea, pe cât posibil, a arbitrariului în probleme de siguranță a construcțiilor cuprinde un domeniu vast, cu aspecte variind de la simplu la complex. Unul din aspectele care ușurează abordarea problemei este acela după care siguranța elementelor de construcție este evaluată pe baza încercărilor "in situ" la rupere.

Pornind de la raportul dintre capacitatea portantă ( $C_p$ ) și sarcina efectivă ( $S_{ef}$ ), noile teorii consideră pe " $C_p$ " și " $S_{ef}$ " ca mărimi statistice, condiția ca o construcție să nu cedeze fiind:

$$C_s = \frac{C_p}{S_{ef}} > 1$$

În felul acesta, din punct de vedere statistic " $C_s$ " este o mărime stocastică bidimensională, iar siguranța "S" a unei construcții este probabilitatea "p" ca " $C_s$ " să fie supraunitar:

$$S = p (C_s > 1)$$

Nesiguranța asupra lui " $C_p$ " se datorește neuniformității calității materialului, condițiilor de confecționare și montaj, etc. fiind pusă în evidență de neuniformitatea rezultatelor unor încercări asupra unor corpuri de probă identice și din aceeași serie.

La rândul său, " $S_{ef}$ " este rezultanta unor combinații convên-



ționale de sarcini.

Pentru a calcula riguros pe "S" trebuie cunoscută frecvența relativă cu care intervine fiecare valoare a lui " $C_p$ " și " $S_{ef}$ ", adică ceea ce se numește curba frecvențelor sau a repartiției acestor valori. Cunoașterea acestor curbe este posibilă numai în cazuri rare; în general, se pot face doar aprecieri sau aserțiuni, bazate pe experiență sau rațiune, asupra formei acestor curbe și aceasta numai pentru fiecare caz în parte. Va trebui să ne limităm numai la parametrii apreciativi deduși din informații restrânse ca, de exemplu, un număr de încercări. Acești parametrii vor fi la rândul lor mărimi întâmplătoare, deoarece sunt deduși din alte mărimi întâmplătoare. Intervine astfel o nouă nesiguranță, respectiv probabilitatea (p), și anume aceea a justetei aserțiunilor făcute asupra repartițiilor lui " $C_p$ " și " $S_{ef}$ ", pentru cazul particular considerat. În felul acesta, siguranța unui element de construcție este întotdeauna asociată cu o anumită probabilitate "p", "S" și "p" referindu-se numai în cazul particular studiat. În concluzie, afirmația că un element de construcție prezintă gradul de siguranță (și siguranța) "S", cu probabilitatea "p", se "traduce" în limbaj comun prin aceea că un număr de "S%" din elementele de un anumit fel nu vor ceda sub încărcarea prevăzută, afirmație valabilă numai pentru "p%" din cazurile analoge.

Concepția probabilistică a siguranței implică renunțarea la ideea că singura valoare acceptabilă este  $S = 1$ , adică că o construcție sau un element nu trebuie să cedeze în nici un caz.

Statisticile accidentelor tehnice arată că, în condițiile vieții moderne, omul acceptă de bună voie anumite riscuri. Pentru zonele urbane aglomerate din țările dezvoltate, se contează pe un risc mortal de  $10^{-3}$ /cap x oră pentru cei ce își petrec cea mai mare parte a vieții în contact cu construcții sub sarcină; pentru o viață medie de 50 de ani ar însemna o probabilitate de  $4 \times 10^{-3}$ . În Olanda, o statistică a accidentelor tehnice datorate supraîncărcărilor, arată că, în realitate, acest risc este numai de  $10^{-3}$ , adică  $S = (1 - 10^{-3}) = 0,999$ .

Calculul lui  $S = p(C_s > 1)$  se simplifică dacă de la început se elimină ca inacceptabile anumite valori:

$$C_p = 0 \text{ și } S_{ef} > S_{ef.L} \quad \text{punând condițiile: } S_{ef} = S_{ef.L} \text{ și}$$

$C_p > 0$ , ceea ce înseamnă că în calculele statistico-probabilistice nu se va ține seama de cazurile în care capacitatea portantă este nulă sau încărcarea depășește o anumită valoare, a cărei frecvență relativă de repartizare este " $\varepsilon$ ", limitându-ne în final la cazul unei valori bine determinate " $S_{ef.L}$ " și în acest caz gradul de siguranță depinde numai de " $C_p$ ".

$$S = p \left( \frac{C_p}{S_{ef.L}} \gg 1 \right) = 1 - \varepsilon$$

Adeptarea conceptului de "domeniu de siguranță" ar permite aprecierea mai corectă, favorizând înțelegerea reacțiilor posibile a construcției față de evenimentele de solicitare, în condițiile în care sunt luate în considerare și efectele rezultate din impactul construcției cu mediul înconjurător în care a fost integrată.

Siguranța structurală este caracterizată prin sistemul de probabilități de nedepășire a stării limită într-un interval de timp determinat. Aprecierea mai realistă asupra siguranței construcției se face prin înlocuirea conceptului "coeficient de siguranță" cu un concept nou "domeniu de siguranță".

Domeniul de siguranță se definește prin limitele sale inferioare și superioare, reprezentând cota minimă a nivelului de siguranță admis, - în situația limită de solicitare maximă și respectiv cota maximă acceptabilă a nivelului de siguranță în situația limită de solicitare minimă. Stabilirea unui domeniului de siguranță, în locul coeficientului de siguranță tradițional, permite includerea în calcule și a altor factori care de fapt determină siguranța reală, funcție de probabilitatea realizării în procesul de execuție și de exploatare, a unor abateri față de datele teoretice de proiectare, constituind elemente subiective ale factorilor de realizare.

Trecerea la conceptul "domeniului de siguranță" poate conduce la o creștere apreciabilă a posibilităților de determinare a siguranței reale, prin punerea condiției de stabilire a limitei inferioare corespunzător însumării nefavorabile a acestor abateri, iar a limitei superioare, corespunzător situației favorabile de compensare a abaterilor. Mărimea domeniului de siguranță nu poate fi definită ca o constantă, trebuie avute în vedere mai multe intervale de siguranță în corelație cu clasele de funcțiuni structurale și caracteristicile de solicitare,

după cum sunt unanim clasificate:

- clasa I-a, funcție structurală vitală;
- clasa II-a, funcție structurală esențială;
- clasa III-a, funcție structurală normală;
- clasa IV-a, funcție structurală auxiliară.

În același timp, este necesar a se introduce diferențieri și funcție de specificul de solicitare, luând în considerare natura încărcărilor și modul lor de acționare din punctul de vedere al perioadei de revenire. ( $T_{rev.}$ )

Numai în aceste condiții va rezulta o corelare generală a siguranței fiecărui element cu cerințele rezultate din asigurarea nivelului de siguranță globală a ansamblului în corelație directă cu funcția structurală, specificul de schemă statică, caracteristica de solicitare și clasa de importanță a construcției.

O construcție care îndeplinește toate criteriile conceptului de calitate este o construcție de calitate și care nu prezintă riscuri pe parcursul duratei de serviciu, decât numai în cazuri excepționale.

Structurile sunt supuse riscurilor rezultate din două activități: mediul înconjurător și activitatea umană în procesul de proiectare, construire și exploatare a construcției.

Siguranța generală a unei structuri se obține îndeplinind condițiile de siguranță pentru toate elementele componente luate în parte și rezultă din analiza în detaliu nu numai a unei structuri anume (care să asigure siguranța), ci a tuturor structurilor cu aceeași funcție, care fie că au suferit o avarie, fie că au avut o comportare bună.

Reducerea construcțiilor la starea de siguranță structurală este foarte importantă întrucât prin aceasta se vor împiedica accidente viitoare la care pot fi expuse structurile odată executate, acest fapt constituind obiectul unor preocupări specifice.

Durata de serviciu (viață) este perioada de timp în care o construcție își păstrează aptitudinea pentru exploatare.

Durata de serviciu reprezintă intervalul de timp în cadrul căruia probabilitatea de cedare a structurii rămâne inferioară nivelului optim al riscului acceptat prin proiectare.

Normarea duratei de serviciu are în vedere ca în cazul unui ansamblu constructiv, pierderea aptitudinii pentru exploatare, respectiv a calității ansamblului, se produce în mod diferențiat pentru diferitele părți componente, fiecare dintre acestea având propria lor durată de serviciu și un ritm propriu de dezvoltare a procesului de degradare.

Analiza variației în timp a siguranței structurale impune luarea în considerare atât a variației în timp a capacității portante cât și a solicitării produse de acțiuni.

Valoarea medie a capacității portante scade în timp, prin: reducerea în timp a rezistenței de rupere și diminuarea dimensiunilor geometrice ale secțiunii ca urmare a coroziunii.

Siguranța structurală reală, reprezintă rezultatul nivelului calitativ al execuției, în timp ce siguranța structurală efectivă la un moment dat din exploatare reprezintă rezultatul acțiunii directe a condițiilor de exploatare și a factorilor de mediu ambiant.

Variația în timp a siguranței structurale pe parcursul duratei de serviciu a construcției se reflectă în costurile inițiale, de întreținere și de reparații. În stabilirea duratelor de serviciu - la proiectare - trebuie să se pornească de la criteriul economic al minimalizării costului total.

## CONCLUZII FINALE.CONTRIBUTII SI VALORIFICAREA CERCETARILOR.

Programul tehnic în construcții realizat în ultimii 50 de ani pe plan mondial se explică și prin extinderea cercetărilor aplicative. Numai în Japonia în 1993, valoarea lucrărilor experimentale și a cercetărilor aplicative au fost de peste 25% din valoarea lucrărilor realizate. În alte state (Franța; Germania; Italia) firmele particulare de proiectare și execuție contribuie la dezvoltarea cercetării fundamentale și aplicative cu importante sume de bani. Beneficiarii marilor investiții, la organizarea licitațiilor sau la încredințări de lucrări, au în vedere și "legătura materială" a unității de proiectare sau de execuție cu cercetarea științifică în construcții. În SUA, CANADA, marile antreprize de construcții au centre proprii de cercetare (laboratoare; standuri; colaborări permanente cu personalități din învățământ, etc.)

Lucrarea cuprinde studii și cercetări experimentale care au și satisfăcut - la etapa respectivă - necesitățile proiectării și execuției.

VII.1. Concluzii finale.

Din studiile și cercetările experimentale întreprinse conform tematicii din teza de doctorat se rețin următoarele concluzii finale mai importante :

I.1. Elemente experimentale:

- 1.- Interpretarea și aprecierea rezultatelor (pentru cazul elementelor prefabricate precomprimate din beton cu granulit, pct.1.1.1. și pct.1.1.5.) au drept scop să constate modul în care s-au respectat particularitățile de calcul la diverse trepte de încărcare statică de scurtă durată până la rupere, reținând :
  - Ruperea elementelor s-a produs prin fisurarea betonului din zona întinsă și cedarea betonului din zona comprimată;
  - Treapta de rupere nu a fost apropiată de treapta de fisurare, intervalul de deformație avertizează apropierea epuizării capacității portante;

- Valoarea săgeților remanente crește proporțional cu încărcarea exterioară, mult mai pronunțată decât la betonul greu, în special după ce s-a depășit nivelul de încărcare la fisurare.
  - Coeficientul de conlucrare din beton și armătura preîntinsă este  $\Psi_n = 0,30 \div 0,35$  la betonul cu granulit față de 0,50 la betonul obișnuit;
  - Betonul întins, plastifiat, are deformația limită  $\bar{\epsilon}_t = 0,17 \text{ ‰}$  mai mare decât la betonul cu agregate grele (0,15 ‰).
  - Coeficientul de plasticizare a betonului întins  $\lambda_p = 0,45$  mai mic decât la betonul normal.
2. Elementele prefabricate din beton ușor armate cu fibre de oțel prezintă următoarele caracteristici de bază care trebuie incluse ca particularități de calcul (pct.1,4):
- Rezistența la întindere crește cu 38% ÷ 48% față de betonul convențional (cu dozajul de fibre de oțel);
  - Energia absorbită este considerabil mărită, deci rezistă bine la sarcinile produse de acțiuni dinamice;
3. Grinzile compuse alcătuite dintr-o dală de beton ușor și o grindă spațială din oțel-beton sunt elemente de construcții cu funcție dublă: element de rezistență cu dală termoizolantă, având o capacitate portantă ridicată datorită conlucrării dintre dala de beton ușor și grinda spațială din oțel-beton.

## I.2. Structuri experimentale:

1. În cazul plăcilor plane supuse la acțiunea încărcărilor uniform distribuite în prezența variației de temperatură, s-a constatat că eforturile din variații de temperatură influențează apariția primei articulații plastice, la mărimi mai reduse cu 26% ÷ 30% față de stadiul de exploatare normală. După formarea primei articulații plastice, datorită reducerii rigidității se constată o diminuare a valorii absolute a momentului încovoietor din variația temperaturii tehnologice.

În cazul plăcilor cu dublă curbura, verticale, de la recipientii de apă, supuse la presiuni hidrostatice și varia-

ții de temperatură (în special te > ti ), valoarea eforturilor interioare este influențată de raportul laturilor elementului prefabricat (l:H) și a diafragmei (L:H ), în cazul legăturilor semirigide și rigide, fiind cu atât mai mare cu cât diafragma este mai lungă.

2. Betonul cu granolit ( ca de altfel toate betoanele ușoare) se recomandă a fi utilizat la realizarea pereților antifoc prin ( pct.I.2.2.):
  - durată ridicată la acțiunea directă a focului, cu cca. 1+1½ ore față de betonul cu agregate grele, la grosime și clasă echivalentă;
  - indeformabilitate și nemodificare de stare fizică la acțiunea jeturilor de apă;
  - capacitate mare de absorbție a apei, constituind efectul de " burete antifoc " sau la temperaturi mai ridicate " perdea antifoc cu vapori".
3. Pe baza determinărilor experimentale asupra pereților din beton cu granolit rezultă (pct.I.2.3.):
  - betoanele de marcă BG100 - : BG200 au o comportare în domeniul elastic până la fisurare;
  - ruperea prin compresiune a betonului se produce în dreptul fisurii, secțiune în care zona comprimată este mai îngustă decât în secțiunile aferente treimilor de capăt din înălțimea peretelui;
  - ruperea zonei comprimate se produce la (0,48 - : 0,52) H. (H - înălțimea peretelui).
4. Betonul ușor cu zgură expandată, cu sau fără adaos de cenușă, și betonul ușor cu granolit, se recomandă la realizarea pereților exteriori și interiori de la clădirile de locuit. Pe baza cercetărilor efectuate, în timp, s-a constatat că betonul ușor cu granolit prezintă caracteristici fizico-mecanice în exploatare mai bune decât în cazul betonului cu zgură expandată, ceea ce se aplică printr-un pronunțat fenomen de vacuumare internă și o aderență de natură chimică la interfața piatră de ciment - agregat ușor, ca urmare a reacțiilor chimice între Ca (OH)<sub>2</sub> și componenții mineralogici ai agregatului care se remarcă la vârste mai mari (pct.I.2.4; I 2.5.)
5. Cercetările efectuate asupra recipientilor de apă de mare capacitate executați din elemente prefabricate evidențiază

o comportare bună în timp la solicitările exterioare cu condiția respectării (cu mare exigență) a formei geometrice a elementelor componente supuse în direct la acțiunea presiunii hidrostatice și a tehnologiei de execuție a îmbinărilor (continuitatea armăturilor; compactarea betonului). (pct. I.2.6.).

6. Măsurătorile tensometrice efectuate asupra rezervoarelor cilindrice verticale de suprafață (pct. I.2.8.) și rezervoare metalice sferice (pct. I.2.9.) evidențiază ca la încărcarea de probă maximă, raportul dintre valoarea efortului unitar determinat prin măsurători " în situ " și valoarea efortului unitar de calcul este în limită  $0,742 \pm 0,968$ , atestând variabilitatea ipotezelor de calcul și calitatea execuției (scopul cercetării aplicative). Punctele unde s-au înregistrat deformațiile maxime coincid cu punctele unde s-au înregistrat valorile maxime ale eforturilor unitare (curbele presiune deformație fig. I.47).

7. Anvergura măsurătorilor " în situ " (cu o dotare tehnică de înalt nivel calitativ) a asigurat determinarea presiunii efective pe terenul de fundare ( $p_{ef.g}$ ) și tasările efective ( $s_{ef.g}$ ), la căi de rulare din elemente prefabricate de beton armat montate pe terenuri cu umpluturi compacte ( $h$  - umplutură, 4,- 20 m) supuse la încărcări mobile importante, stabilind valoarea reală a coeficientului de contracție elastică uniformă ( $\nu^C$ ) și implicit a coeficientului de rigiditate ( $K_{el}$ ). (poz. I2.10).

## II. Seisme artificiale

În conjunctura executării de explozii tehnologice în vecinătatea unor construcții (în diverse stadii de execuție) s-a organizat lanțuri de măsură " pentru determinarea caracteristicilor dinamice fundamentale atât pentru terenul de fundare cât și pentru toate sistemele constructive din zonă. Cât privește comportarea sistemelor constructive la acțiunea seismelor artificiale s-a constatat în general o similitudine cu comportarea la seisme naturale, dar cu câteva excepții care nu sunt de neglijat, acestea datorându-se gradului mare de repetabilitate.

- În baza măsurătorilor efectuate și luând în considerare heterogenitatea litologică s-a propus formulă pentru calculul



valorii medii corectate a vitezei oscilațiilor terenului (Vtc , pt.II.1), confirmându-se valabilitatea prin măsurători " in situ ",, in limita a  $\pm 8\%$ .

- Cercetările efectuate pentru un volum important de explozii au condus la concepția unei nomograme privind interdependența dintre factorii tehnologici ai exploziilor și gradul de seismicitate. Nomograma a fost foarte utilă in perioada de exploatare a centralei termoelectrice pentru limitarea exploziilor, dar se poate utiliza și in alte cazuri (ex. demplări; etc). Limita de siguranță s-a stabilit la  $0,8 \pm 1,5$  cm/sec. (fig.II.4; II 5, poz.II.1.)

Scara de intensitate MSK-64 a fost adoptată de multe țări europene printre care și România, fiind in corelație directă cu baza de citire instrumentală, incadrarea in grade seismice efectuându-se după datele de mai jos: I I

Intensit. seismică in grade	Accelerația maximă a oscilației terenului pentru perioada de $0,1 \pm 0,5$ sec. cm/sec.	Viteza maximă a oscilației terenului pentru perioada $0,5 \pm 2,0$ sec. cm/sec.	Amplitudinea Deplasării relative a pendulului standard. m m
V.	12... 25	1,0... 2,0	0,5... 1,0
VI.	26... 50	2,1... 4,0	1,1... 2,0
VII.	51... 100	4,1... 8,0	2,1... 4,0
VIII.	101... 200	8,1... 16,0	4,1... 8,0
IX.	201... 400	16,1... 32,0	8,1... 16,0
X.	400... 800	32,1... 64,0	16,1... 32,0

Rezultatele prelucrării seismogramelor și a vibrogramelor au condus la determinarea:

- perioadelor proprii a oscilațiilor terenului, in limita a  $0,25$  s  $\pm$   $0,75$  s, funcție de natura rocii dominante;

- perioada fundamentală de vibrație a fundației (T1), in raport de frecvențele proprii (f1) determinate prin inregistrarea vibrațiilor libere ale fundațiilor;

- decrementul logaritm al amortizării " $\Delta$ ", și implicit s-a calculat valoarea fracțiunii de amortizare critică " $G = \frac{\Delta}{2}$ " (fig.II.6; tabelul II.5, pct.II.2); precum și coeficientul dinamic

" $\beta$ " și coeficientul de reducere a încărcării " $\psi$ ";

- Colapsul fundațiilor de utilaje tehnologice se produce pe baza acumulării deteriorărilor din structura materialelor prin efectul de oboseală generat de numărul de cicluri de seisme artificiale (pct.II.2.) precum și prin suprapunerea și a efectului din vibrațiile proprii ale utilajului tehnologic (pct.II.4), constatată prin diminuarea în timp a rezistenței betonului la compresiune și a modulului de elasticitate (pct.II.5);

Pentru determinarea rezistenței betonului s-a utilizat metoda nedistructivă combinată "SONREB", bazată pe măsurarea vitezei de propagare longitudinală a impulsurilor ultrasonice și pe măsurarea indicelui de recul cu sclerometrul Schmidt. Metoda a oferit maximum de precizie având carote și "biografia betonului". Această simultaneitate de tehnici de încercare a condus la determinarea coeficientului total de influență:

$$C_t = \frac{R_c^{ef}}{R_c^{ref}} ; \quad R_c^{ef} - \text{rezistența cubică obținută la încercarea nedistructivă.}$$

$R_c^{ref}$  - rezistența betonului de referință.

$C_t = 1,2$ , la fundația TG.

- Spectrele seismice de răspuns variază în funcție de caracteristicile energetice ale exploziiei; de distanța epicentrală și de condițiile geologice ale terenului (fig.II.9, poz.II.3).

Răspunsul dinamic al fundațiilor de utilaje tehnologice s-a caracterizat prin reprezentarea variației deplasărilor relative, a vitezelor, a accelerațiilor, în funcție de perioada proprie de vibrație neamortizată și de factorul critic de amortizare, când fundația este supusă unei perturbații din seisme artificiale.

Analiza comportării dinamice a construcțiilor bazată pe determinările experimentale la scară naturală este cea mai concludentă metodă de expertizare a construcțiilor.

- Măsurătorile "in situ" privind efectul seismelor artificiale asupra unui rezervor metalic umplut cu apă (pct.II.6) au condus la determinarea răspunsului dinamic global în funcție de nivelul de încărcare. Experimentarea a durat 3 luni.

Se retin aspectele următoare :

- Perioadele proprii de oscilație ale ansamblului rezervor cu lichid. ( TRL ) și ale lichidului care oscilează -(TL ) sunt diferite ( Tabelul II 24 ).

- Valul seismic se formează ca un efect al balansării fluidului ( fig.II.16 ).

- la interfața manta - lichid apar suprapresiuni;

- Seismele artificiale acționează asupra construcțiilor metalice prin: unde elastice, transmise de la terenul de fundare la sistemul constructiv și unde de șoc aerian.

Din analiza rezultatelor se reține :

- amplitudinele se modifică în raport de rigiditatea îmbinării elementelor în modurile limitrofe ;

- amplitudinele se reduc în suport de creșterea momentului de inerție;

- deplasările și deformațiile din variații de temperatură modifică spectrele seismice.

### III. Observarea vizuală și instrumentală

Urmărirea compactării la timp reprezintă în esență o continuă raportare a observațiilor și rezultatelor măsurătorilor " in situ " la caracteristicile de bază de calcul și / sau din faza inițială a exploatării .In aceeași măsură se asigură depistarea din timp a oricăror fenomene nedorite în exploatarea construcțiilor care ar putea afecta negativ siguranța în exploatare. Modulul comportării în timp a structurilor pornite de la modulul de calcul pentru proiectare , incluzând posibilitățile de apariție a modificărilor în faza de exploatare, privind : structura; solicitările și proprietățile materialelor.

1. Terenurile de fundare care au prezentat fisuri în rocă , carsturi, goluri de mină, etc. au fost cercetate pentru stabilirea profilului geologic real prin prospecțiuni electromagnetice utilizând metoda sondajului electric vertical ( SEV ) și profilare electrică. (pct.III.1.)Procedeu este mult mai eficient și mai sigur decât metodele uzuale. Prin prospecțiuni electrometrice s-a verificat calitatea execuției la consolidarea galeriilor miniere.

2. Terenurile de fundare care contin mixte bituminoase sub sarcină exterioară - prezintă fenomene de autoaprindere , impunându-se măsuri de prevenire a focurilor endogene. Stabilirea tendinței de autoaprindere s-a efectuat prin

metoda cu perhidrol ; metoda derivatografică și verificarea la un stand pilot. Prevenirea s-a asigurat prin intercalarea între talpa fundației și mixte bituminoase a unei perne de nisip de concasaj, iar supravegherea s-a asigurat prin 10 foraje de adâncime , urmând variația temperaturii : ( pct.III.2).

3. Determinarea caracteristicilor de compactare umpluturilor s-a efectuat cu metoda " G<sub>1</sub>" , ( poz.III.3).

Tasarea terenului sub influența seismelor artificiale din explozii tehnologice expulzează apa din materialul local de umplură.

Oscilațiile diferențiate cu componentele lor granulametrice ale materialului de umplură, imprimă deplasări diferențiate asigurând o " așezare gravitațională " și generând efectul de " împănare ". Sub efectul exploziilor tehnologice s-a constatat în timp mărirea modulului de compresie de la 18.000 la 26,000 KPa .

4. Îmbunătățirea caracteristicilor de compresibilitate a terenurilor de fundare prin coloane cu zgură granulară (pct. III.4), a dat posibilitatea determinării prin măsurători " in situ " a coeficientului de deformare laterală a stratului de pământ ( ex. "  $\nu$  " = 0,12 și coeficientul de frecare pe talpa fundației ( ex. "  $\mu$  " = 0,85 ). La coloanele din zgură granulară , în timp s-a constatat creșterea gradului de rezistență în corpul coloanei, datorită proprietăților ei puzolani - ce.

5. Aprecierea efectelor dinamice asupra elementelor de construcții studiate ( pct. III.5), au condus la observații și concluzii : reducerea modulului de elasticitate în medie cu 7% ;

- apariția de fisuri caracteristice cu modul de rezemare a utilajului tehnologic :

- rotirea fundației în sensul tasării maxime , sens care coincide cu direcția forței transmise fundației (  $F_T$  max) în funcție de viteza unghiulară de rotație.

6. Urmărirea tasării construcțiilor ( pct.III.6) și a stabilității versanților ( pct.III.7) s-a găsit aplicabilitatea metode de tensometrie mecanică, electroacustice și electrice rezistive, prin care se prezintă o imagine complexă a deformațiilor structurii studiate.

7. Intensificarea circulației rutiere de tip greu , în orașe, afectează starea tehnică a clădirilor. Mișcarea seismică produsă de circulația intensivă s-a asimilat - în baza măsurătorilor - cu seisme de gradul II - III ( scara MSK-61, conf. STAS 3674 - 71 ), impunându-se limitarea parametrilor de circulație concomitent cu îmbunătățirea suprastructurii drumurilor.

#### IV. Confort higrotermic

Studiile și cercetările aplicative au fost imperios necesare având în vedere disconfortul de la clădirile de locuit din Țara Românească , caracterizat prin : pierderi importante de căldură, condens, mușcături, etc. Analiza comportării fiziologice s-a efectuat în baza rezultatelor măsurătorilor , " in situ " privind variația parametrilor de confort higrotermic în interacțiune cu omul, cu factorii termofiziologici ( fig.IV.1.)

Mărimile termofizice măsurate sunt diferite de cele calculate. ( vezi tabelul IV.1.), cu diferențe foarte mari.

Autorul a studiat și experimentat o varietate de soluții constructive , din care se reține: panourile monostrat din beton ușor, panouri din beton ușor și goluri verticale continue ( fig. IV.11-12).

#### V. Durabilitatea.

- Factorii de mediu - vântul, variațiile de temperatură și umiditatea relativă a aerului - împletează asupra comportării la timp atât asupra siguranței structurii cât și asupra betonului. S-a studiat cazul turnurilor de răcire de la mare altitudine (poz. V.1 - 2 ) și turnul de răcire tip Hamon ( poz.V,3 ).
- În prezent a crescut nr.studiilor și cercetărilor pentru evaluarea determinărilor pe care le produce apa normală asupra pietrei de ciment, cât și pentru determinarea limitei de deteriorare în masa betonului și în mod special asupra betonului armat. Apa potabilă sau apa " neagresivă " cu  $pH > 6,5$  este în mod firesc o apă dură care conține var sub formă de bicarbonat de calciu.solubil, care dezvoltă mecanismul de etanșare prin echilibrul var - acid carbonic din apă. În apele naturale, se constată acest echilibru și nu pot dizolva mult var.Din acest punct de vedere, un beton protejat cu un strat de calcit este inatacabil de apele naturale dure

(fig.V.3). Apele dure, cu  $\text{CO}_2$  în exces, determină în mod frecvent fenomenul de spălare a cimentului din beton (pct. V.5).

Cercetarea stării de degradare a elementelor din beton armat în condiții naturale s-a realizat și determinat prin :

- Examinare vizuală :
  - defecte în beton (segregări, goluri, fisuri).
  - Infiltrații de lichide
  - Condens umezeală);
  - Acumulări de pulbere
- Utilizarea de metode nedistructive de control :
  - Modificarea caracteristicilor geometrice (săgeți, rotiri;etc).
  - Fisuri (deschideri, lungimi,etc,)
  - Caracteristici de rezistență,.
  - Poziția și diametrul armăturilor din beton.
- Utilizarea metodelor distructive de control:
  - Grosimea stratului de acoperire prin dezvelirea armăturii de oțel
  - Adâncimea betonului care a suferit transformări (dezalcalinizarea betonului).
  - Prelevarea probelor de beton și armături.

Cercetările în laborator pe probe prelevate din elementele de construcții afectate au constatat din:

- determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului
- determinarea alcalinității betonului și a concentrației agenților corozivi din beton +
- determinarea stării armăturii de oțel .

Alcalinitatea betonului ( pH-ul electrolitului din porii pietrei de ciment) s-a determinat cu ajutorul pH-metrului și cu hârtie indicator, în soluția obținută prin filtrarea suspen-

siei apoase rezultate din amestecarea probei de beton pisat  
fin cu apă distilată.

Barele de oțel beton au fost analizate prin metode de veri-  
ficare metalografică difracție cu raze " X , difracție electro-  
nică, metode acustice, etc.

Prognoza durabilității elementelor de construcție s-a efec-  
tuat în funcție de :

- Adâncimea de dezalcalinizare a stratului de acoperire cu  
beton sub acțiunea gazelor și vaporilor cu caracter acid ( $CO_2$  ,  
 $SO_2$  ,  $H_2S$  ;HF): ( $t_H$ )

$$t_H = \left( \frac{a}{h_H} \right)^2 \cdot t_0 , \text{ când } h_H > 0,2 a$$

- Concentrația de clorură în stratul de acoperire cu beton  
a armăturii, în cazul acțiunii mediilor care conțin compuși pe  
bază de clor: ( $t_{ce}$ );

- adâncimea degradării betonului sub acțiunea soluțiilor  
acide ( $h_d$ ).

În tabelul VII.1 se prezintă aprecierea stării de degradare  
a elementelor cercetate.

$h_H$  - adâncimea de dezalcalinizare;

$a$  - grosimea stratului de acoperire;

$\Delta R$  - reducerea rezistenței betonului;

$\Delta \alpha_f$  - mărirea deschiderii fisurilor;

$t_0$  - durata de exploatare în momentul determinării  
(ani)

$t_d$  - durata de prognozare (ani)

$Ca;Co$  - concentrația de cloruri la suprafața armăturii  
respectiv în stratul superficial de beton;

$h_{cl}$  - adâncimea de pătrundere a ionilor de clor (mm)

$h_d$  - adâncimea de degradare (betonului) (mm)

$t_H$  - durata dezalcalinizării totale = stratului de beton  
în ani;

$t$  - durata de exploatare a elementului; (ani)

$t_{cl}$  - durata până la atingerea concentrației limită admisă de clox-  
ruri la suprafața armăturii ( ani)

$H_0$  - adâncirea de degradare în momentul determinării (mm).

TABELUL Vm.1

Nr. Starea betonului  $h_H; \Delta R; \Delta \Delta f$  ..... Observații ..... Coroziunea armăturii (după CEB) ..... Aprecierea stării; soluții ..... Categoria stării de degradare

1. $h_H < 0,5 a$ $\Delta R = 0$ $\Delta \Delta f = 0$	Microfisuri	0	Stare satisfăcătoare	I
2. $0,5 a < h_H < 0,9 a$ $\Delta R = 5\%$ ; $\Delta \Delta f < 10\%$	Exfolieri ușoare	1.	Refacerea stratului de acoperire.	II
3. $0,9a < h_H < a$ $5\% < \Delta R < 20\%$ ; $10\% < \Delta \Delta f < 50\%$	Betonul se sfărâmă Armătură dezvelită	2.	Reparații și consolidări	III
4. $h_H > a$ $\Delta R > 20\%$ ; $\Delta \Delta f > 50\%$	Inceput de de flambare a armăturii	3.	Reparații capitale	IV

$$t_H = \left( \frac{a}{H} \right)^2 \cdot t_o \text{ când } h_H > 0,2 a$$

$$t_{Cl} = \left( \frac{C a}{C_s} + \frac{1,06a}{h_{Cl}} \right)^2 \cdot t_o \text{ când } h_{Cl} > 0,2a$$

$$t_{Cl} = 1,124 \left( \frac{a}{h_{Cl}} \right)^2 \cdot t_o \text{ când } \frac{Ca}{C_s} > 50$$

$$h_d = H^o \sqrt{\frac{t_d}{t_0}}$$



Prognozarea durabilității elementelor de construcții din beton armat, categoria III și IV se verifică prin calculul determinării capacității portante în momentul analizei și se apreciază reducerea capacității portante pe durata exploatării în continuare a construcției în medii agresive, folosind caracteristicile reale și de rezistență ale betonului și armăturii, nu intră în calcul armăturile la care diametrul s-a redus sub 50% );corectate cu coeficienții suplimentari cu condițiile de lucru :

coeficienții	Categoria degradări		
	I	II	III
$K_n^R$ pentru rezistența betonului	1,0	0,9	0,8
$K_n^A$ - pentru rezistența armăturilor	1,0	0,95	0,9
$K_n^{ad}$ - pentru aderența armăturii la beton	1,0	0,9	0,8

Calculul se ordonează pântru determinarea : capacitate portantă, deschiderea medie a fisurilor și săgeata maximă.

După normele CEB, consolidarea elementului se impune la :

- reducerea capacității portante peste 20%.
- creșterea deschiderii fisurilor cu mai mult de 50%
- creșterea săgeții cu mai mult de 30%.

3. Acțiunea degajărilor în atmosfera halelor industriale a vaporilor de apă și dispersii de substanțe chimice corozive față de beton și armătură , conduce la modificarea în timp a caracteristicilor fizico-mecanice și la afectarea capacității portante a elementelor de construcții (pct.V.6)

Degradarea elementelor de construcții din beton armat este în funcție de nerespectarea detaliilor de execuție specifice și de factori de mediu ( în principal, , vaporii de apă și suspensii de substanțe chimice ) în raport de profilul industrial (poz.V.6 - 10).

Incompatibilitatea agregatelor cu cimentul apare la betoanele preparate cu cimenturi bogate în alcalii la care poate avea loc reacția de expansiune.

Coroziunea armăturilor se produce datorită pătrunderii prin beton a agenților agresivi din mediul exterior ( $CO_2$ , ioni de clor, etc. ) care în prezența apei și oxigenului produce o coro-

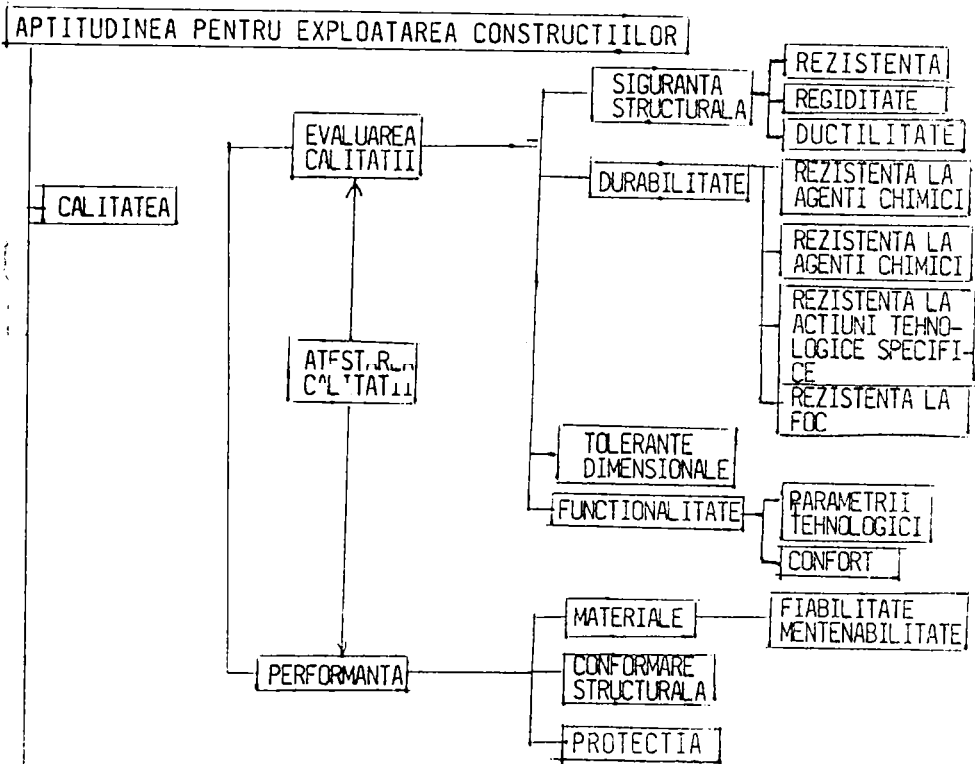
ziune electro-chimică cu un potențial diferențiat în lungul barelor de oțel-beton.

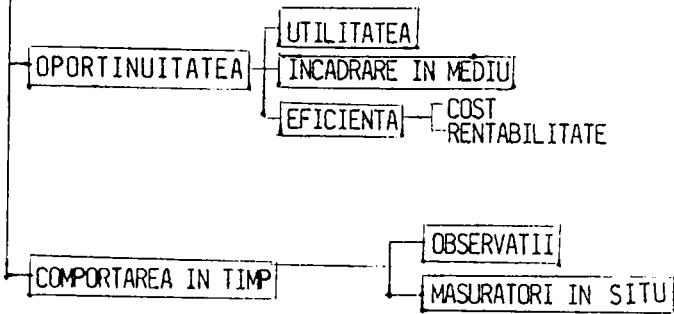
4. Procesul de coroziune la construcțiile din oțel apare și se dezvoltă sub influența complexă a factorilor caracteristici mediului de exploatare, a nivelului de solicitare și de alcătuire constructivă. Coroziunea este inamicul nr.1 al construcțiilor din metal în actualele condiții, viteza de coroziune este mult mai mare ca în urmă cu 50 - 60 de ani Prin măsurători " în situ " s-a determinat viteze de coroziune în condiții normale de 0,35 - 0,50 mm /an ( tabelul V.12 ).

Bioxidul de carbon este principalul factor de conductibilitate a peliculei de umiditate condensată pe suprafața metalului în atmosferă. Oxigenul are drum liber la suprafața metalului, datorită grosimii foarte reduse a peliculei de apă (pct. V.11).

## VI. Aptitudinea

Aptitudinea pentru exploatarea construcțiilor este calitatea globală, care confirmă faptul, că proprietățile de comportament corespund condițiilor de calitate impuse de cerințele destinației construcției, având la bază schema logică de întreținere:



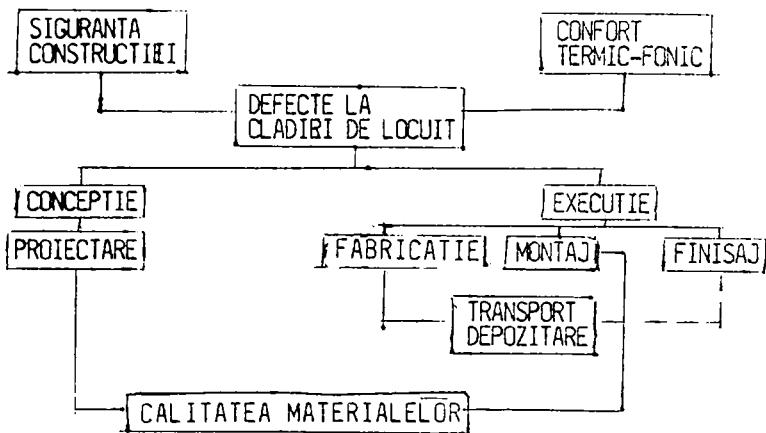


Siguranța construcțiilor este indisolubil legată de conceptul de calitate și se exprimă cantitativ prin probabilitatea de existență.

Conceptul de calitate în construcție se exprimă prin aptitudinea măsurabilă de a satisface exigențelor stabilite destinației construcției, în condițiile respectării prescripțiilor tehnice pentru proiectarea și executarea construcțiilor.

Studiile întreprinse privind defectologia construcțiilor de locuințe din panouri mari are drept scop să evidențieze defectele apărute în execuție, cauzele și măsurile tehnice organizatorice care se impun.

Defectele apărute la clădirile din panouri mari au fost sintetizate în funcție de frecvența apariției și de importanța tehnică și care afectează siguranța - confortul.



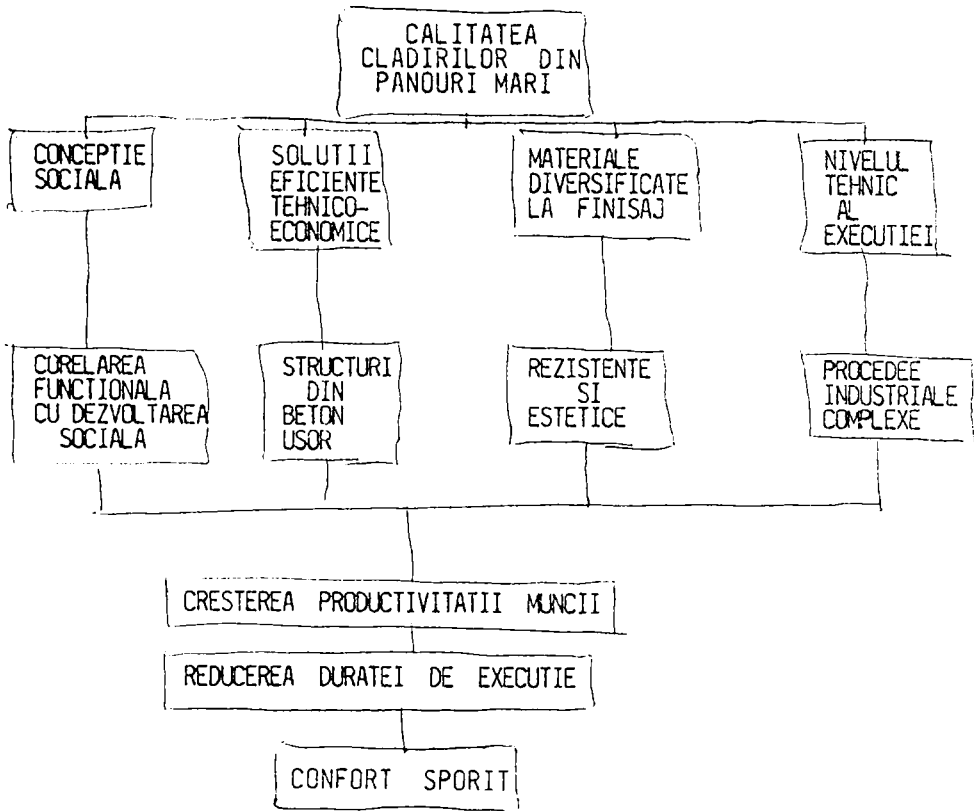
Siguranța structurală este afectată în mod hotărâtor de calitatea execuției fiind "o necunoscută" în momentul proiectării, calitatea reprezintă o incertitudine care este cu atât mai accentuată cu cât gradul de calificare și controlul execuției este sub nivelul normelor tehnice admise. Implicațiile nivelului execuției, în esență, este o problemă de domeniul asigurării. Prin asigurarea unei clădiri se înțelege realizarea unei soluții structurale care se caracterizează prin siguranța solicitată. Siguranța unei structuri pentru clădiri de locuit din panouri mari este o funcție de durată în exploatare și de condițiile de lucru. Estimarea siguranței unei structuri la clădirile de locuit din panouri mari se face cu suficientă certitudine pe baza unor informații asupra :

- caracteristicile geometrice și de rezistență a panourilor mari.
- cotelor de montaj
- îmbinările de rezistență.

Simultanitatea defectelor apărute la structura de rezistență constituie o problemă importantă în analiza siguranței construcțiilor, întrucât pe parcursul exploatării lor acestea sunt supuse la mai multe acțiuni care prezintă o variabilitate în timp.

Studiul "defectologia clădirilor din panouri mari" s-a efectuat asupra unui volum de peste 10.000 de apartamente 106 a evidențiat că defectele apar atunci când în conceperea și realizarea unei structuri nu se respectă regulile de calitate din prescripțiile tehnice. Clădirea trebuie să fie adoptată omului, nu omul clădirii, luându-se în considerare : siguranța construcției; confortul și aspectele estetice interioare - exterioare, concomitent cu încadrarea în costuri rezonabile pentru o durată de utilizare bine definită.

Realizarea acestor deziderate conduce la implementarea unor noi idei despre clădirile de locuit din panouri mari, cu importante implicații de natură tehnică prezentate sinoptic în schema alăturată.



Teoria actuală a siguranței structurale pornește de la imposibilitățile practice de a prezenta în mod determinist evenimentele care pot apărea pe durata de viață a unei construcții, adoptând un punct de vedere probabilistic. #

Analiza siguranței structurale impune definirea unui sistem de stări limită specifice timpului de construcție, ordonate într-o succesiune corespunzătoare unor gravități aferente în aceste condiții siguranța structurală poate fi caracterizată prin sistemul de posibilități de nedepășire a stării limită într-un interval de timp determinant. Important este numărul de cazuri de așteptare sau de depășire a stării limită.

Variația în timp a caracteristicii de bază a nivelului de avarie este determinată în principal de două categorii de factori:

- fenomenele de avarie și degradare progresivă din categoria coroziunii și microfisurării, etc., care se suprapun peste

tendința naturală de modificare în timp a caracteristicilor de rezistență ale materialelor (cel mai pregnant aspect: întărirea în timp a betonului).

- fenomenele de suprasolicitare care apar la intervale relative rare, datorită unor intensități de vârf ale diferitelor încercări.

Caracterul fenomenelor este ireversibil

Considerarea diferitelor strategii posibile de remediere

- consolidare, în care pe lângă factorii considerați: caracteristica de rezistență a structurii; caracteristicile acțiunilor, intervine factorul acțiunii umane, complică fundamental problema, care nu mai rămâne o problemă de analiză a riscului sau siguranței unei soluții. Implicațiile principale ale variabilității în timp a caracteristicii de rezistență sunt;
- Variația în timp a caracteristicii de rezistență implică variația în timp a caracteristicii de risc, și în consecință modificarea în timp a probabilității de avariere (sau de supravețuire fără avarie). Pe ce durată de referință (interval fix de timp);
- Necesitatea unor activități de urmărire în timp a construcțiilor la care prezintă importanță cunoașterea continuă a nivelului efectiv de asigurare;
- Necesitatea urmăririi în timp a caracteristicilor în scopul corectării de informații generale, asupra tendințelor de modificare în timp a caracteristicilor de rezistență;
- Intervenția promptă și eficientă când se impune datorită scăderii intolerabile a nivelului de asigurare.

Criteriul cel mai eficient de verificare a unei structuri consolidate este prin analiză instrumentală (experimentală) determinând caracteristicile proprii de vibrație a structurii în faza inițială și finală (după consolidare).

Investigațiile instrumentale sunt bazate fie pe înregistrarea răspunsului, structurii la agitația microseismică fie pe înregistrarea vibrațiilor libere produse de surse artificiale tranzitorii sau permanente. În cazul C.T.E. Anina studiile au fost efectuate prin seisme artificiale produse de explozii tehnologice.

Cunoscând pe bază de măsurători:

$T_1$  - perioada fundamentală inițială;

$T_d$  - perioada fundamentală la structura degradată. (afectată)

$T_R$  - perioada fundamentală la structura remediată (consolidată, reparată); se determină :

- gradul de avarie

$$G_A = \left( \frac{T_D}{T_i} \right)^2 \geq 1$$

- coeficientul de eficacitate a remedierii.

$$C_{ER} = \left( \frac{T_D}{T_C} \right)^2$$

## VII.2. Contribuții originale

În baza programului de cercetări aplicative stabilit în funcție de contractele de cercetare ( perioada cât am lucrat în învățământul superior ) și în raport de interesele de ordin tehnic a unor unități de proiectare sau și execuție, contribuțiile au fost în următoarele domenii de activitate:

1. Realizarea de elemente experimentale și în premieră pe țară) prin stabilirea compoziției optime a betonului , a tehnologiei, de execuției și calculului specific timpului de element, pentru:

- Elemente prefabricate precomprimate din beton cu granolit (sursa Mureșeni) de tip CP 1,5 x 12 m și  $TT_{ca}$  3 x 12 m (IPB Turda, 14 noiembrie 1970 ) (vezi pct. 1.1.1 ) și elemente prefabricate din beton cu granolit de tip CI - 21 , cu armătură postinterioară ( 198 ) (vezi pct. 1.1.5 );
- Elemente prefabricate armate cu fibre de oțel (armare dispersă) utilizând beton greu ( 1977 ) și beton cu granolit (1987/1988)
- Grinzi compuse din beton cu granolit și oțel - beton ( 1969 - 1970 ).
- Mărirea gradului de confort higrotermic prin soluții constructive:
- Panouri mari cu legături punctuale ( fig.IV.6. ) ;
- Elemente biplane ( fig. IV.8.);
- Panouri mari cu goluri continue ( fig.IV.11 - 12 ) ;

2. Realizarea de construcții experimentale a căror comportare în faza inițială de încărcare și în timp a fost urmărită prin măsurători " in situ " :

- Pereți antifoc din beton cu granolit , turnat monolit (1976) și din elemente prefabricate (1972)(vezi pct.1.2.2) cu

- omologarea gradului de rezistență la foc;
- Hala experimentală cu pereți din beton cu granulit turnat în cofraje plane și acoperișul din elemente prefabricate precomprimare din beton cu granulit, cu efectuarea calculului privind capacitatea portantă și stabilitatea elastică a pereților și verificarea prin măsurători " în situ " ( 1972) (vezi pct.I.2.3.)
  - ~~Pereți~~ glišați din beton cu zgură expandată de Hunedoara (1966) (vezi pct.I.2.4.),.
  - Panouri mari din beton cu zgură de Hunedoara cu adaos de cenușă de termocentrală de Paroșeni și Mintia (1968-1972). (vezi pct.I.2.4.),
  - Recipientul de mare capacitate pentru apă industrială realizat din elemente prefabricate din beton armat (decantoare tip Sediclar; rezervoare de apă de 3500 m<sup>3</sup> și decantoare suspensionale de 1500 m<sup>3</sup>) ( 1977 : 1984), numai partea de verificare individuală a elementelor componente (vezi pct.I.1.3.) și de ansamblu la încărcări de probă (vezi pct.I.2.6.) inclusiv tehnologia de execuție;

3. Elaborarea de proiecte și executarea de măsurători " în situ " pentru elemente de construcții și structuri de rezistență exploatate în condiții speciale, privind :

- Efectul seismelor artificiale produse de explozii tehnologice asupra : terenului de fundare; fundațiilor ; structurii de rezistență; etc; determinând la scară naturală caracteristicile dinamice ( 1980 - 1991 ; ) (vezi pct..II.1.II.2;II.3,II.5;II 7;).
  - Răspunsul global la rezervoare metalice de 10.000 m<sup>3</sup> (vezi.pct. II.6.) ( 1981/1982);
  - Măsurători tensometrice la rezervoare metalice sferice de 1000 m<sup>3</sup> vezi pct.II.2.9 ) ( 1978 ) ;
  - Urmărirea stabilității versanților prin metoda inclinometrică utilizându-se pentru prima dată coloane inclinometrice tip IPA Slatina ( 1986 ) ( vezi pct. III.7 );
  - Măsurarea caracteristicilor termofizice la clădiri de locuit din panouri mari în corelație cu factorii termofiziologici (acțiune interdisciplinară) (vezi pct.IV.1.)
4. Organizarea lanțurilor de măsură " în situ " și a standurilor de încercări experimentale privind :
- Echiparea stației seismice la C.T.E.Anina pentru măsurarea



- seismelor naturale și artificiale ( vezi pct.II.1); "lanțuri de măsură " specifice obiectului ( vezi.pct.II.2 - II.7);
- Stand pentru determinarea rezistenței la foc a elementelor de construcții ( vezi pct..I.2.2 );
  - Stand mobil pentru determinarea caracteristicilor de compactare a umpluturilor de mare grosime ( peste 2 m ); (vezi pct. III.3.) ( 1981/1983);
  - Lanțuri de măsură pentru determinarea prin măsurători "in situ" a presiunilor și tasărilor efective sub căi de rulare așezate direct pe terenul de fundare , precum și determinarea coeficientului vertical de rigiditate "  $K_v$  " și a coeficientului de rigiditate "  $K_e$  " ( 1984 - 1986 ) ( vezi pct.I.2.10 );

### VII.3. Valorificarea cercetării

Cercetările aplicative efectuate în perioada 1964-1991 au fost valorificate la terminarea fiecărui program prin :

- executarea de elemente și construcții experimentale ;
  - comunicarea rezultatelor cercetării la factorii interesați ( proiectanți , executanți; etc.);
  - comunicări la manifestări științifice în țară și străinătate.
- În afară de elementele și construcții experimentale , precum și unele rezolvări de detalii de execuție citate în teza de doctorat studiile și cercetările aplicative au mai fost valorificate de autor și la proiectarea unor construcții:
- Elemente prefabricate din beton slab armat la captări verticale de ape subterane /146/ ;
  - Clădire de locuit unifamiliară cu pereți portanți din fâșii de beton celular autoclavizat/146/;
  - Clădiri înalte cu nucleu central din beton greu și contur periferic din elemente prefabricate de beton ușor /148/ ;
  - Structuri spațiale din rețele de grinzi prefabricate asamblate prin precomprimare / / ;
  - Construcții multietajate destinate industriei chimice /152/
  - Stații de preepurare realizate din elemente prefabricate/151/;
  - Turn tehnic realizat prin metoda cofrajelor glisante și a planșeelor executate concomitent; /153/
  - Piață agroalimentară din elemente prefabricate din beton ușor /155/ ;
  - Soluții moderne în realizarea turnurilor de răcire /160/;
  - Structură comună pentru castel de apă și coș de fum /156/ ;
  - Elemente prefabricate de tip special pentru planșee /157/ ;

- Traversarea conductei Ø 1000 de aducțiune apă industrială prin defileul Miniș /158/
  - Pătule pentru stocarea porumbului știulete realizate din elemente prefabricate de beton armat /159/ ;
  - Castele de apă din elemente prefabricate /163/
  - Dig de acumulare pe cursul râurilor cu debit redus, executat din elemente prefabricate din beton armat /164/ ;
  - Turn pentru retransmiterea emisiunilor de televiziune /165/;
- Profesorul C.Avram și colaboratorii, în lucrarea " Betonul armat în România " vol.2., au inclus principalele lucrări realizate în țară noastră.

## - B I B L I O G R A F I E : -

1. Avram C., ș.a. "Betonul armat în România " Editura tehnică București 1987 (lucrările autorului citate la pag.151; 233;267;270;793;794;798; 827).
2. Avram C.  
Bob C. " Noi tipuri de betoane speciale " Editura tehnică București 1980 (lucrările autorului citate la pag. ).
3. Bob C. " Verificarea calității siguranței și durabilității construcțiilor ".Editura Facla Timișoara 1989 ( lucrările autorului citate la pag. 188).
4. Avram C. " Structuri compuse din oțel-beton și beton precomprimat - beton armat ".Editura tehnică 1975.
5. Avram C.  
Făcănaru I.  
Filimon I.  
Mărsu O.  
Terțea I. " Rezistențele și deformațiile betonului " Editura tehnică 1971.
6. Constantinescu P. " Geofizică inginerescă " Editura tehnică 1979. "
7. Ghiocel Ion  
Lungu Dan " Acțiunea vântului, zăpezii și variațiilor de temperatură în construcții " Editura tehnică 1975.
8. Gerwik Jr.BC " Beton leger precontraint Congres FIP - Paris, 1966.
9. Hangan S.  
Crăinic L. " Concepții și metode energetice în dinamica construcțiilor ".Editura Academiei București 1980.
10. Mihailescu M.  
Boto O.  
Bucur Ildiko  
Zălcescu D.  
Moldovan I.  
Giurgiu I. Decantoare radiale de tip Sediclar realizate din elemente prefabricate " Revista " construcții " nr.2 din 1979.
11. Mihul A. " Construcții de beton armat " editura didactică - 1969.

12. Mirșu O.  
Friedrich R " Construcții industriale speciale din beton armat ".Editura Tehnică 1975.
13. Mirșu O. " Betoane ușoare simple și armate " Litografia I.P.Timișoara - 1957.
14. Marinescu I. " Răspunsul seismic al rezervoarelor metalice ". Rev. " construcții " nr.9/1980.
15. R.Jones " Incercarea nedistructivă a betonului " Editura tehnică București - 1971.
16. Negoită Al.  
ș.a. " Aplicații ale ingineriei seismice " Editura tehnică 1988 ;
17. Timoshenko S.P. "Teoria stabilității elastice " . Editura tehnică 1967.
18. Timaschenko S.P. " Teoria plăcilor plane și curbe " Editura tehnică 1968.
19. Sandi Horia " Elemente de dinamică structurală " Editura tehnică 1983.
20. \* \* \* "Comportarea in situ a construcțiilor - lor " Publicații ale schimbărilor de experiență , perioada 1976 - 1990 , Editura INCERC București.
21. Buzdugan Gh. " Măsurarea vibrațiilor mecanice " Editura tehnică 1964.
22. Bălan Stefan  
Arcan Mircea " Incercarea construcțiilor " Editura tehnică 1965.
23. Popescu Victor  
Pătrănice Nic.  
Chesan Eugen " Calitatea și siguranța construcțiilor " Editura tehnică 1987.
24. Ghiocel D.  
Stegănescu C. " Modelarea interacțiunii seismice teren - structură " .Simpozionul CNIT, IPJ.Tg.Mureș 1986;
25. Housner G " Socuri și vibrații " vol.III.Editura tehnică București 1969 ;

26. Lungu D.  
Ghiocel D. " Metode probabilistice în calculul construcțiilor " Editura tehnică București 1982.
27. Mazilu P. " Dinamica și stabilitatea construcțiilor (note de curs) Institutul de construcții București.
28. Moraru S. " Seismele și acțiunea lor asupra construcțiilor " Editura tehnică București 1985.
29. Negoită Al.,ș.a. " Clădiri civile" Editura. D.P.București 1976.
30. Negoită Al.,ș.a. " Incercări pentru determinarea caracteristicilor seismice ale materialelor " Cap.20 din " Incercarea materialelor " Vol.2 Editura tehnică 1982..
31. Negoită Al., ș.a. " Aplicații ale ingineriei seismice " Editura tehnică București 1988.
32. Tițaru Em.  
Cișmigiu Ai. " Calculul dinamic și spațial al construcțiilor la cutremur și alte acțiuni laterale. " Rev. "Construcții"nr.12/1969.
33. Schultze E., " Beispiele für Setzungsbeobachtungen in bindigen und nichtbindigen Böden, Aachen,1964.
34. Ierdea I. ș.a. " Proiectarea betonului" Ed.D.P.București 1975.
35. C.E.B. "Recommandations pratiques unificées pour le calcul et l' execution des ouvrages en beton armé ", Paris 1964.
36. Tomlison "Proiectarea și executarea fundațiilor" Ed.Tehnică București.1969.
37. A.Caqont " Tratat de mecanica pământului " Ed. Teh - nică București 1969.
38. A.Steopoe " Durabilitatea betonului" Ed.Tehnică București 1965.

39. Nedelcu , N. " Materiale indigene folosite in protectia betonului împotriva coroziunii" Ed.Tehnică București , 1968.
- 40.F.E:I4 Hann " Concluziile anchetei privind urmărirea comportării construcțiilor in România " Simpozionul " comportarea in situ a construcțiilor " Oradea 1976.
41. Beleş D.  
Soare M. "Calculul plăcilor curbe subțiri " Editura tehnică Bucuresti 1969.
42. F.E.I. Hann " Pe marginea recomandărilor RILEM privind tehnologia și notațiile din domeniul încercărilor in situ a construcțiilor " rev."construcții" nr.1/1978.
43. Mihailescu M. " Invelitori subțiri " secțiunea VII din "Manual pentru calculul construcțiilor " Ed.Tehnică Bucuresti 1959.
44. Bălan S.  
Petcu V. " Calculul structurilor in domeniul plastic - optimizări " Ed.Academiei București 1979.
45. Popescu H. "Probleme actuale ale structurilor din beton armat" Ed. Academiei București 1979.
46. Beleş A.  
Mihăilescu C.  
Mihailescu S. " Calculul construcțiilor amplasate in terenuri deformabile " Ed.Academiei Bucuresti 1977.
47. F.Borges  
M.Constaneta "Siguranța structurilor " (traducere) Ed.Tehnică Bucuresti 1974.
48. Hugo Lehr " Fundații " vol.II Ed.Tehnică București 1957;
49. Zaicescu Ø.C. " Rezervoare din elemente prefabricate in formă de invelitori subțiri. ( Teză de doctorat) , 1978 Cluj-Napoca.

50. Ifrim M. " Analiza dinamică a construcțiilor și  
Inginerie seismică " Ed.D.P.București  
1984.

BIBLIOGRAFIE - DIN LUCRARILE DOCTORANDULUI

51. " Clădiri cu elemente de rezistență din beton ușor " Insti-  
tutul Politehnic Cluj-Napoca 1972.
52. " Elemente prefabricate precomprimate din beton cu granu-  
lit " MC Ind - CDCAS București 1973.
53. " Pereți glisați din beton cu zgură expandată " Revista  
" Construcții și Materiale de construcții " nr.2/1970.
54. " Contribuții la stabilirea compoziției optime a betonului  
cu granolit BG 300 - BG 500 pentru industria prefabricate-  
lor " Buletinul Științific " A IV-a conferință de betoane"  
Brașov 1971, vol.I. pag.263.
55. " Particularități în tehnologia elementelor prefabricate  
precomprimate din beton cu granolit" Buletinul Științific  
" A IV-a conferință de betoane " Brașov 1971,vol.I.pag.253;
56. " Obiectiv experimental din beton cu granolit în orașul  
Cluj", Buletin Științific "A IV-a Conferință de betoane "  
Brașov 1971,vol.III.pag.889; Revista " Santierul de cons -  
trucții nr.5/1972 ;
57. " Stâlpi din beton cu granolit " CDCAS-BIT nr.8/1972  
pag.4.
58. " Pereți antifoc din beton ușor " Revista "Santierul de  
construcții " nr.12/1972;
59. " Considerații privind compoziția și caracteristicile fizi-  
co - mecanice ale betonului din granolit de marcă superi-  
oară, utilizat la elemente prefabricate " Buletinul Știin-  
țific al I.P.Cluj nr.14/1971 pag.91.
60. " Considerații privind încercarea la sarcini statice de  
scurtă durată a elementelor experimentale CP1,5x12 și  
TT<sub>ca</sub> 3x12 precomprimate din beton cu granolit" Buletinul  
Științific al IP CLUJ nr.14/1971 pag.21.
61. " Zid antifoc din beton cu granolit" Buletinul științific  
" A VIII-a conferință de betoane "CLUJ 1975,vol.II.pag.86;
62. " Betoane cu fibre de oțel utilizate la elemente prefabri-  
cate pentru planșee supuse la vibrații continue"Buletinul  
științific "A IX-a conferințe de betoane"Onești-1978, vol.

II.pag.315;

63. " Decantaree radiale tip Sediclar realizate din elemente prefabricate" Revista "Construcții"nr.2/1979 pag.7.
64. " Urmărirea comportării în situ a decantoarelor de tip Sediclar și a rezervoarelor de apă industrială realizate din elemente prefabricate " la "Comportarea în situ a construcțiilor " Tg.Mureș 1980 vol.2.pag.91.
65. " Comportarea în timp a diaframelor din beton ușor" la " Comportarea în situ a construcțiilor" Tulcea 1982, vol.2 pag.71;
66. " Utilizarea tensometriei electrice rezistive la testarea hidrostatică a unui rezervor metalic de suprafață cu capacitatea de  $10000 \text{ m}^3$  ", la " Al IV-lea simpozion de tensometrie" Timișoara 1983,vol.III.pag.65;
67. " Incercări pe elemente prefabricate din beton armat " la "Al III-lea simpozion de tensometrie" Timișoara 1983,vol.III pag.75;
68. " Aplicarea metodei tensometrice în studiul solicitării fermetelor metalice cu deschiderea de 30 ... 40 m ", la " Al III-lea simpozion de tensometrie", Timișoara 1983,vol.III pag.71;
69. " Aplicarea metodei tensometrice la studiul teoretic și experimental al solicitării conductelor metalice de aducțiune apă industrială" la " Al III-lea simpozion de tensometrie " Timișoara 1983,vol.III pag.81;
70. " Considerații privind starea de tensiuni și deformații remanente la îmbinări sudate ", " A IV-a Conferință de construcții metalice", Timișoara 1985,vol.1 pag.151;
71. " Măsurători tensometrice "în situ" privind comportarea căilor de rulare de la mașinile de vehiculat sist bituminos" ," A IV-a conferință de tensometrie" Brașov 1986,vol.III pag.121;
72. " Comportarea unei ferme de acoperiș cu două pante realizate din laminate profilate și oțel-beton";A-V-a Conferință de construcții metalice" Timișoara 1988,vol.4,pag.167;
73. " Măsurători tensometrice asupra unui element prefabricat din beton ușor armat cu fibre de oțel-moale", "Al V-lea



- simpozion de tensometrie", Galați 1989;vol.II pag. 257;
74. " Măsurători tensometrice privind continuarea deformațiilor "in situ" a unei grinzi metalice tip cheson care susține echipament tehnologic", "Al V-lea simpozion de tensometrie" Galați 1989,vol.II pag.263;
75. " Măsurători tensometrice asupra unui element prefabricat precomprimat din beton ușor destinat pentru acoperirea unui bazin de înot", " Al V-lea simpozion de tensometrie",Galați 1989, vol.III pag.271;
76. " Observații și interpretări asupra comportării reale a plăcilor plane și curbe din beton armat la acțiunea variațiilor temperaturilor tehnologice", "Conferința a XV-a de beton", Timișoara 1991,vol.1, pag.311.
77. " Studiul efectului exploziilor și parametrii de protecție a construcțiilor" Consfătuirea de lucru Anina 1986,vol.1, pag.77.
78. " Acțiuni dinamice datorită exploziilor asupra fundațiilor de utilaje tehnologice", simpozionul "Comportarea in situ a construcțiilor" Tulcea 1982, vol.3,pag.111;
79. " Răspunsul dinamic al fundațiilor pentru utilaje tehnologice la mișcarea rocilor de bază sub acțiunea exploziilor", Simpozionul " Comportarea in situ a Construcțiilor" Tulcea 1982,vol.3,pag.123;
80. " Răspunsul dinamic al fundațiilor pentru utilaje tehnologice sub efectul vibrațiilor produse de explozii tehnologice", Conferința de geologie și fundații, Galați 1987,vol 2, pag.165;
81. " Observații și comentarii asupra măsurătorilor in situ privind răspunsul dinamic al unor structuri de rezistență sub efectul exploziilor tehnologice", Simpozionul "Comportarea in situ a construcțiilor" Constanța 1986,vol.1 pag.43;
82. " Urmărirea comportării în timp a structurilor din beton armat sub efectul vibrațiilor din explozii tehnologice și a vibrațiilor din exploatarea utilajului tehnologic",Simpozionul "Comportarea in situ a construcțiilor "Arad 1988,vol.4 pag.665.
83. "Parametrii de protecție a construcțiilor sub efectul exploziilor", Revista " Construcții" nr.11/1986 pag.47;

84. " Parametrii de protecție antiseismică" Consfătuirea de lucru Crivina 1986, vol.1 pag.150.
85. " Utilizarea metodelor nedistructive pentru verificarea calității betonului în elemente supuse la efectul vibrațiilor din explozii repetate", Simpozionul "Comportarea în situ a construcțiilor" Piatra Neamț 1984 vol.1 pag.75;
86. " Acțiunea dinamică a exploziilor asupra construcțiilor metalice ", Simpozionul " Comportarea în situ a construcțiilor " Tulcea 1982 vol.2 pag.143;
87. " Efectul exploziilor din cariera de șisturi bituminoase asupra construcțiilor metalice", Conferința națională de construcții metalice Timișoara 1988, vol.3,pag.53.
88. " Efectul exploziilor asupra rezervoarelor metalice de mare capacitate amplasate la suprafața terenului",Simpozionul "Comportarea în situ a construcțiilor ", Tulcea 1982,vol.2 pag.123.
89. " Prospekțiuni electrometrice privind detectarea și profilarea unor lucrări subterane", Consfătuirea de lucru,Crivina 1986, vol.1 pag.59;
90. " Plombarea unei galerii miniere prin injecție," Consfătuirea de lucru, Crivina 1986,vol.1,pag.74;
91. " Plombarea unei galerii miniere prin metoda betoanelor injectate", Conferința de fundații, Galați 1987, vol.3 pag.68;
92. " Măsuri de siguranță privind realizarea unor construcții pe mixte bituminoase", Consfătuirea de lucru, Crivina 1986, vol.1, pag.162;
93. " Considerații privind gradul de compactare a umpluturilor executate pe amplasamentul depozitului de șist bituminos și la depozitul de combustibil lichid", Simpozionul "Comportarea în situ a construcțiilor" Tulcea 1982, vol.3 pag.177;
94. " Consolidarea unor terenuri pentru fundații de utilaje tehnologice și rezervoare de mare capacitate", Simpozionul "Comportarea în situ a construcțiilor" Târgu Mureș 1980,vol. 2 pag.141;

95. " Urmărirea comportării " in situ " a unor fundații de utilaje tehnologice", Simpozionul " Comportarea in situ a Construcțiilor" Târgu Mureș, vol.2 pag.37.
96. " Fundații independente pentru utilaje tehnologice" Conferința de fundații Galați 1987 vol.2 pag.157;
97. " Considerații privind tasarea clădirilor din panouri mari fundate pe terenuri neuniform compresibile", Simpozionul " Comportarea " in situ " a construcțiilor " Piatra Neamț, 1984, vol.2 pag.47;
98. " Urmărirea comportării in timp a versantului adiacent platformei de depozitare a șisturilor bituminoase ", Simpozionul " Comportarea " in situ " a construcțiilor" Constanța 1986, vol.5, pag.221;
99. " Urmărirea comportării in timp a digurilor din materiale locale ", Simpozionul " Comportarea " in situ " a construcțiilor " Constanța 1986, vol.4 pag.47;
100. " Cauzele care au determinat avaria digului de bază de la depozitul de zgură și cenușă de termocentrală", Simpozionul "Comportarea " in situ " a construcțiilor", Bacău 1990 vol. III pag.419;
101. " Comportarea " in situ " a amenajărilor hidrotehnice de pe Valea Minișului", Revista " Construcții " nr.11/1984 pag.30.
102. " Măsurători " in situ " privind comportarea grinzilor metalice tip cheson pentru elucidarea efectului de deformare peste limitele admisibile sub acțiunea variațiilor de temperatură și a forțelor verticale de frecare la suprafața de contact, sub influența vitezei de curgere a cenușii aglomerate în electrofiltre", Simpozionul "Comportarea " in situ " a construcțiilor " Bacău 1990, vol.II.pag.273.
103. " Cumularea unor deficiențe tehnice care au condus in timp, in faza de exploatare, la deformarea peste limitele admise a unor grinzi metalice tip cheson integrate in echipamente tehnologice", Simpozionul "Comportarea " in situ " a construcțiilor" Bacău 1990, vol.II.pag.281.
104. " Cauze și efecte perturbatorii în exploatarea electrofiltrelor " Consfătuirea de lucru Anina 1991, vol.I pag.112.

105. " Influența circulației rutiere asupra mișcării terenului și a clădirilor sub efectul suprastructurii șoselelor"; Simpozionul "Comportarea " in situ " a construcțiilor " Tulcea 1982,vol.5 pag.9
106. " Defecte apărute la clădirile de locuit din panouri mari" Simpozionul "Comportarea " in situ" a construcțiilor" Târgu Mureș 1980,vol.1 pag.33.
107. " Evitarea condensului la clădiri de locuit prin studiul de reprojectare a îmbinărilor dintre panouri mari " Simpozionul " Comportarea " IN SITU " a construcțiilor" Târgu Mureș 1980 vol.1 pag.199.
108. " Defecte apărute la clădirile de locuit executate din panouri mari.Constatări și remedieri", Simpozionul "Comportarea " in situ " a construcțiilor " Tulcea 1982, vol.2 pag. 123.
109. "Condensul la clădiri de locuit din panouri mari.Constatări și remedieri". Simpozionul " Comportarea in situ a construcțiilor" Piatra Neamț 1984, vol.2 pag.105.
110. " Defecte și avarii in utilizarea betonului celular autoclavizat după o categorie de proiecte" Simpozionul "Comportarea " in situ " a construcțiilor" Oradea 1976, vol. B.pag.64.
111. " Considerații privind comportarea acoperișurilor tip terasă la construcțiile industriale și civilex in zonele montane" Simpozionul "Comportarea "in situ" a construcțiilor" Constanța 1986,vol.2 pag.63.
112. "Urmărirea variației parametrilor de confort termic la clădirile de locuit din panouri mari și influențele termofiziologice" Simpozionul "Comportarea "in situ" a construcțiilor" Bacău 1990, vol.III.pag.333.
113. " Considerații privind calculul antiseismic la clădirile de locuit din panouri mari din beton cu zgură expandată", Conferința a 4-a de betoane Brașov 1971.
114. " Testarea rezistenței betonului la acțiuni corozive" A - XII-a Conferințe de betoane, Iași 1986,vol.II.pag.17.
115. " Flabilitatea structurilor din beton armat in contact cu apa" A XV-a Conferință de betoane,Timișoara 1991,vol.II.

pag.170.

116. " Considerații privind coroziunea biochimică a betoanelor din stații de epurare și canalizări" A XII-a Conferință de betoane , Iași 1986 vol.II.pag.25.
117. " Rezistența și comportarea betonului din structura exterioară a turnurilor de răcire sub efectul variațiilor de temperatură și a umidității" A XII-a Conferință de betoane, Iași 1986 vol.I. pag.92.
118. " Acțiunea agenților de natură fizică, chimică și biologică a mediului ambiant și tehnologic asupra turnurilor de răcire", Simpozionul " Comportarea " in situ " a construcțiilor " Arad 1988. vol.I.pag.141.
119. " Soluții de remediere și consolidare pentru structura de rezistență din beton armat afectată de acțiunea de durată a agresivității chimice", A XII-a conferință de betoane Iași 1986 vol.II. pag.29.
120. " Coroziunea - "inamicul" nr.1 al metalului", A IV-a Conferință de construcții metalice, Timișoara 1985 vol.1 pag. 83.
121. " Evoluția în timp a coroziunii construcțiilor metalice la C.T.E.Anina", Simpozionul " Prevenirea și combaterea coroziunii la construcții metalice" Iași 1987 pag.174.
122. " Măsuri privind protecția anticorozivă a construcțiilor metalice" Simpozionul "Prevenirea și protecția anticorozivă a construcțiilor metalice" Iași 1987, pag. 176;
123. " Coroziunea conductelor metalice destinate pentru transport apă industrială "Simpozionul "Prevenirea și Protecția anticorozivă a construcțiilor metalice" Iași 1987,pag.181;
124. " Sisteme de protecție anticorozivă la elementele din tablă neagră cutată pentru evitarea coroziunii premature", Simpozionul "Prevenirea și protecția anticorozivă a construcțiilor metalice" Iași 1989, pag.153;
125. " Aspecte privind evoluția coroziunii la acoperișurile din tablă cutată și materiale termoizolante" Simpozionul "Prevenirea și protecția anticorozivă a construcțiilor metalice Iași 1989, pag. 144.
126. " Efectele coroziunii cenușii de termocentrală asupra construcțiilor din oțel "Simpozionul "Prevenirea și protecția

- anticorozivă a construcțiilor metalice" Iași 1989 pag.149.
127. " Intreținerea în faza de exploatare a construcțiilor metalice industriale" Simpozionul " Prevenirea și protecția anticorozivă a construcțiilor metalice" Iași 1989 pag.93.
128. " Comportarea și modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului sub acțiunea unui incendiu" A XII-a Conferință de betoane vol.III pag.65.
129. " Interacțiunea proiectare-execuție-exploatare în baza conceptului de evaluarea performanțelor calității construcțiilor", Consfătuire de lucru Crivina 1986 pag.21.
130. " Conformarea structurilor și asigurarea calității construcțiilor din beton armat" Conferința a XV-a de betoane Timișoara 1991 vol.I.pag.331.
131. " Influența condițiilor de exploatare tehnologică asupra aptitudinii construcțiilor industria chimică" Simpozionul "Comportarea " în situ" a construcțiilor " Tîrgu Mureș vol.2 pag. 53.
132. " Analiza performanțelor construcțiilor executate din elemente prefabricate de beton armat la recipienti de mare capacitate pentru apă industrială"Simpozionul"Comportarea "In situ" a construcțiilor Tîrgu Mureș 1980 vol.2 pag.65,
133. " Influența condițiilor de exploatare asupra betonului armat din structura turnurilor de răcire destinate industriei chimice" Simpozionul "Comportarea "in situ" a construcțiilor" Oradea 1976 vol.1 pag.112.
134. " Contribuții la realizarea construcțiilor multietajate cu structură mixtă în industria chimică și analiza exigențelor de exploatare tehnologică" Simpozionul"Comportarea "in situ" a construcțiilor" Tîrgu Mureș 1980 vol.2 pag.77.
135. " Puncte de vedere privind supravegherea tehnică a executării lucrărilor de construcții-montaj și practica urmării comportării în timp a construcțiilor"Simpozionul "Comportarea "in situ" a construcțiilor" Tulcea 1982 vol.1 pag.111.
136. " Studiul comportării în timp privind realizarea construcțiilor pe șantier și interacțiunea proiectare - execuție în baza concepției de eficiență economică"Simpozionul "Comportarea în situ aconstrucțiilor"Tulcea 1982 vol.1

pag.121.

137. " Considerații practice privind metodele de apreciere a calității construcțiilor executate în sistemul cofraje-lor glisante" Simpozionul "Comportarea în situ a construc-țiilor" Tulcea 1982 vol.2 pag.163.
138. " Creșterea duratei de exploatare a construcțiilor din beton armat în industria de prelucrare a cărbunelui" Conferința a XIV de betoane Cluj-Napoca 1988 vol.3 pag.161.
139. " Îmbunătățirea calității execuției în condițiile utili-zării cenușii de termocentrală de la CTE Anina la lucră-rile de construcții din beton armat",Conferința a XII-a de betoane , Timișoara 1991 vol.II pag.43;
140. " Asigurarea calității elementelor prefabricate din beton armat executate în poligoane de șantier în condițiile utilizării energiei solare la tratamentul termic" Confe-rința a XV-a de betoane, Timișoara 1991 vol.II pag.53.
141. " Puncte de vedere privind organizarea laboratoarelor pen-tru beton armat la nivelul antreprizelor de construcții" Conferința a XV-a de betoane,Timișoara 1991,vol.II.pag.63.
142. " Observații și interpretări asupra comportării reale a unor soluții de consolidare la elementele din beton armat" Conferința a XV-a de betoane , Timișoara 1991 vol.II.pag. 322.
143. " Reabilitarea calității elementelor din beton armat la nivelul capacității portante inițiale prin procedee tehnolo-gice eficiente de reparare și consolidare" Conferința a XV-a de betoane,Timișoara 1991 vol.2 pag.332.
144. " Comportarea și modificarea caracteristicilor fizico-meca-nice ale betonului sub acțiunea unui incendiu ",A XII-a conferință de betoane Iași,vol.II.pag.65.
145. " Elemente prefabricate,precomprimate din beton cu granu-lit" MC Ind- CDCAS București - 1973.
146. " Elemente prefabricate din beton slab armat la captări verticale de ape subterane" Rev."Construcții" nr.7/1970 și "Hidrotehnică" nr.2/1971;
147. " Clădire unifamiliară cu pereți portanți din fâșii de

- beton celular autoclavizat" CDCAS - BIT caiet "D" nr.8/1970;
148. " Clădiri înalte cu nucleu central din beton greu și contur periferic din elemente prefabricate de beton ușor" Buletinul Științific " A-4-a conferință de betoane" vol.II pag.422, Brașov 1972.
149. " Considerații privind alcătuirea structurilor spațiale din rețele de grinzi prefabricate asamblate prin precomprimare ", Revista " Arhitectura" nr.2/1975;
150. " Rezervoare  $2 \times 3500 \text{ m}^3$  pentru apă realizate din elemente prefabricate de beton armat", "A-IX-a Conferință de betoane" vol.II.pag.365, Onești 1978;
151. " Stație de preepurare realizată din elemente prefabricate de beton armat", "A IX-a conferință de betoane",vol.II. pag.375,Onești 1978;
152. Contribuții privind aplicarea unor procedee eficiente în realizarea construcțiilor multietajate destinate industriei chimice", Sesiunea științifică Jubiliară I.P.Cluj-Napoca Secția C<sub>3</sub>, pag.9, Cluj 1975;
153. " Turn tehnic realizat prin metoda cofrajelor glisante și a planșelor executate concomitent", Sesiunea științifică Jubiliară I.P.Cluj-Napoca, Secția C<sub>3</sub>,pag.21, Cluj-Napoca 1975;
154. " Piață agroalimentară cu structură metalică",A-V-a Conferință de construcții metalice vol.4 pag.162, Timișoara;
155. " Piață agroalimentară din elemente prefabricate de beton armat", A XIV-a conferință de betoane,vol.2 pag.1 Cluj-Napoca 1988;
156. " Structură comună pentru castel de apă și coș de fum", A XIV-a conferință de betoane,vol.2 pag.122, Cluj-Napoca 1988;
157. " Elemente prefabricate de tip special pentru planșee la construcții energetice" Conferința a II-a de inginerie tehnologică, caiet 6 pag.176, Cluj-Napoca 1988;
158. " Soluția de traversare prin defileul Miniș a conductei Ø 600 de alimentare cu apă industrială", Conferința a II-a de inginerie tehnologică,caiet 6,pag.182 Cluj-Napoca 1988;



159. " Realizarea din elemente prefabricate de beton armat a pătulelor pentru stocarea porumbului știulete", Conferința a II-a de inginerie tehnologică în construcții, caiet 6 pag.186, Cluj-Napoca 1988;
160. " Realizarea din elemente prefabricate de beton armat a turnurilor de răcire", Conferința a II-a de inginerie tehnologică în construcții, caiet 6, pag.222, Cluj-Napoca 1988;
161. " Clădiri cu elemente de rezistență din beton ușor" Editura I.P. Cluj-Napoca 1972 Indicativ: CZU 666.973, 252 pagini.
162. " Interacțiunea - proiectare-execuție-exploatare în baza concepției de eficiență tehnico-economică a lucrărilor de construcții" MCInd-MEE, editura I.P.C.Ind.-1986.
163. " Costele de apă din elemente prefabricate de beton armat" Conferința a II-a de inginerie tehnologică în construcții caiet 6, pag. , Cluj-Napoca 1988;
164. " Diguri de acumulare apă pe parcursul râurilor cu debit redus " A III-a conferință de inginerie tehnologică în construcții, București 1989;
165. " Turn pentru retransmiterea emisiunilor de televiziune" A III-a conferință de inginerie tehnologică în construcții București, 1989.