

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMIȘOARA

Facultatea de Construcții

Ing. BRAD IOAN ILARIE

TEZĂ DE DOCTORAT

**CONTRIBUȚII LA STUDIUL INTERACȚIUNII
SUPRASTRUCTURĂ – FUNDAȚIE – TEREN
LA CLĂDIRILE DE LOCUINȚE**

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

Conducător Științific :

Prof. Dr. Ing. MARIN PĂUNESCU

1998

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMIȘOARA

Facultatea de Construcții

Ing. BRAD IOAN ILARIE

TEZĂ DE DOCTORAT

**CONTRIBUȚII LA STUDIUL INTERACȚIUNII
SUPRASTRUCTURĂ – FUNDAȚIE – TEREN
LA CLĂDIRILE DE LOCUIȚE**

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

Conducător Științific :

Prof. Dr. Ing. MARIN PĂUNESCU

1998

MULȚUMIRI

Țin în mod deosebit să mulțumesc domnului **profesor doctor inginer Marin Păunescu**, pentru onoarea și încrederea pe care mi-a acordat-o atunci când a acceptat să-mi fie conducător științific în munca de elaborare a prezentei Teze de Doctorat. Fără sprijinul său de o deosebită competență profesională și fără îndemnurile pe care mi le-a făcut pe tot parcursul elaborării lucrării, această întreprindere nu ar fi putut fi dusă la bun sfârșit.

De asemenea trebuie să mulțumesc întregului colectiv didactic din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara, pentru sprijinul acordat, pentru aprecierile și sugestiile pe care mi le-au făcut în toată perioada de pregătire a lucrării.

Mulțumesc colegilor și colaboratorilor de la S.C. LINIA S.R.L. și S.C. SYNERGIC SYSTEM S.R.L. din Arad, precum și foștilor colegi de la S.C. PROIECT ARAD S.A. care mi-au fost un real sprijin în muncă.

În final, dar nu în ultimul rând, mulțumesc soției, copiilor, tatălui meu pentru răbdarea avută în toți acești ani, pentru înțelegerea și sprijinul acordat pe tot parcursul elaborării acestei lucrări, fără de care munca ar fi fost mult mai dificilă.

Autorul

CUPRINS

CAP 1. INTRODUCERE

CAP 2. STUDIU (SINTEZĂ) CU PRIVIRE LA INTERACȚIUNEA SUPRASTRUCTURĂ - FUNDAȚIE - TEREN

- 2.1 Câteva aspecte generale asupra problemei studiate
- 2.2. Metode de calcul folosite în timp pentru evidențierea conlucrării structură - fundație - teren
- 2.3. Despre starea de eforturi și deformații la terenurile de fundare.
- 2.4. Despre structura terenului de fundare și comportarea lui sub acțiuni.
- 2.5 Considerații teoretice și tehnico economice ale interacțiunii teren – structură
- 2.6 Concluzii privind stadiul problemei și preocupări ale autorului în abordarea ei în viitor

CAP. 3 STUDII TEORETICE A UNOR MODELE ȘI METODE DE CALCUL ACONLUCRĂRII DINTRE CONSTRUCȚIE ȘI TEREN

- 3.1 Câteva Aspecte Generale
- 3.2. Studii referitoare la câteva Modele Fizice pentru terenul de fundare
 - 3.2.1 Cu privire la modelul Winkler - Zimmermann
 - a) Metoda grinzii de lungime infinită echivalentă (Bleich).
 - b) Metoda parametrilor inițiali
 - c) Metoda diferențelor finite
 - d) Modul de calcul folosind ecuația diferențială de ordinul II
 - e) Modul de calcul folosind ecuația diferențială de ordinul IV
 - 3.2.2. Cu privire la Modelul Semispațiului Elastic al lui Boussinesq
 - a) Metoda de calcul Jemocikin
- 3.3. Considerații cu privire la unele Modele Matematice în Mecanica Rocilor
 - 3.3.1. Modelul Liniar - Elastic
 - 3.3.2 Modelul elastic - neliniar
 - 3.3.3 Modelul Elasto Plastic
 - 3.3.4 Modelul Vâsco Plastic
 - 3.3.5 Modelul Vâsco - Elastic

3.4 Studii asupra unor Metode de Calcul în Mecanica Structurilor

3.4.1. Prezentare generală

3.4.2 Sisteme fizice continue și discrete

3.4.3. Modelul fizic în mecanica structurilor

3.4.4 Modelul matematic în mecanica structurilor

3.4.4.1. Cu referire la Starea de tensiune

3.4.4.2 Cu referire la Starea de deformație

3.4.4.3. Referiri la Mecanica Structurilor Elastice - Ecuatii Fundamntale

a - Ecuatii de echilibru și mișcare

b - Ecuatii constitutive - care leagă tensiunile de deformațiile specifice

c - Ecuatii de compatibilitate - reprezentând relații diferențiale între deplasări și deformații specifice

3.4.4.4. Clasificarea metodelor de calcul

a - Metode matematice exacte

b - Metode matematice aproximative

3.5. Concluzii

CAP. 4 - STUDIUL ȘI CONCEPEREA UNUI PROGRAM DE CALCUL LUÂND ÎN CONSIDERARE INTERACȚIUNEA STRUCTURĂ - FUNDAȚIE – TEREN (PROGRAM – INTERFUN)

4.1. Cu privire la scopul programului de calcul conceput și caracteristicile sale

4.1.1. Caracteristici generale ale programelor de calcul cu elemente finite pentru microcalculatoare

4.1.2 Caracteristici particulare ale programului de calcul cu elemente finite INTERFUN

4.2. Descrierea programului INTERFUN

4.3 Prezentarea unor elemente pentru stabilirea, pregătirea, introducerea datelor de intrare (Programul PREP) și rezultatele obținute

4.4. Evidențierea unor fenomene ce apar la contactul fundație teren – relevante prin aplicarea calculului cu elemente finite - Program INTERFUN

4.5. Concluzii privind posibilitățile programului de calcul INTERFUN la analiza interacțiunii fundație - teren

CAP 5. STUDII DE EVALUARE A INTERACȚIUNII PE LUCRĂRI REALIZATE, (EXPERIMENTĂRI ȘI COMPARAȚII A REZULTATELOF OBȚINUTE)

5.1 STUDII REALIZATE PENTRU BLOCUL DE LOCUINȚE I3 – CALEA A. VLAICU ARAD

5.1.1 Cu privire la amplasament și structura geotehnică

5.1.2 Studii cu privire la echiparea și urmărirea specială în timp realizată la blocul I3 (presiuni și tasări)

5.1.3 Studii cu privire la calculul presiunilor și deformațiilor cu metode clasice (standardizate) și programul INTERFUN propus, la blocul I3

5.1.3.1 Calculul deplasărilor radierului blocului I3 prin metoda STAS 3300/2 - 85

5.1.4 Interpretarea datelor obținute pe cale experimentală referitoare la starea de deformații și presiuni, comparativ cu datele calculate la bloc I3

5.2 STUDII REALIZATE (EXPERIMENTAL ȘI TEORETIC) PENTRU BLOCUL DE LOCUINȚE Z17 - CALEA A. VLAICU ARAD

5.2.1 Cu privire la amplasament și structura geotehnică

5.2.2 Cu privire la echiparea și urmărirea specială în timp realizată la blocul Z17

5.2.3 Studii cu privire la calculul presiunilor și deformațiilor cu programul INTERFUN și metode clasice (standardizate), la bloc Z17

5.2.3.1 Calculul presiunilor și deformațiilor cu programul INTERFUN

5.2.3.2 Calculul deplasărilor radierului blocului Z17 prin metoda STAS 3300/2 - 85

5.2.4 Interpretarea datelor obținute pe cale experimentală referitoare la starea de deformații și presiuni, comparativ cu datele calculate la bloc Z17

5.3 STUDII REALIZATE PENTRU BLOCUL DE LOCUINȚE U4 - PIAȚA U.T.A. ARAD

5.3.1 Cu privire la amplasament și structura geotehnică

5.3.2 Cu privire la echiparea și urmărirea specială în timp realizată la blocul U4

5.3.2.1 Urmărirea deplasărilor pe verticală în timp la Blocul U4 - Arad

5.3.2.2 Urmărirea în timp a presiunilor de contact la nivelul contactului între fundație și terenul îmbunătățit la Blocul U4 - Arad

5.3.3 Studii cu privire la calculul presiunilor și deformațiilor cu metode clasice (standardizate) și programul INTERFUN propus, la Blocul U4 din Piața UTA - Arad

5.3.4 Calculul tasărilor fundației continue la blocul U4 în Ax A,B 1,5 prin metoda STAS 3300/2 - 85

5.3.4 Interpretarea datelor obținute pe cale experimentală referitoare la starea de deformații și presiuni, comparativ cu datele calculate la bloc U4 - din Arad

Cap. 6 INTERPRETĂRI ȘI CONCLUZII

BIBLIOGRAFIE

CAP. 1 INTRODUCERE

Conlucrarea respectiv interacțiunea dintre construcție și terenul pe care aceasta este așezată, este un fenomen natural, care apare ori de câte ori omul acționează asupra mediului prin plasarea unei construcții.

Dezvoltarea deosebită în domeniul construcțiilor, prin ridicarea unor clădiri și lucrări de artă de o amploare deosebită, a făcut ca fenomenul de interacțiune dintre structură – fundație – teren, să devină prin impactul din nefericire uneori negativ pe care poate să-l aibă asupra construcțiilor noi sau a celor învecinate, un domeniu de studiu din ce în ce mai necesar a fi aprofundat. Primele studii privind conlucrarea statică datează de aproximativ șase decenii iar mai nou se dezvoltă și o ramură privind conlucrarea dinamică.

Autorul și-a propus în prezenta lucrare să studieze interacțiunea dintre fundație ca element al structurii în ansamblul ei și terenul de fundare în condiții statice la clădirile de locuit. Această idee a pornit din necesitatea de a proiecta construcții mai sigure și mai economice în condițiile în care terenurile de fundare zise “dificile” sunt din ce în ce mai de folosite în special în marile orașe iar sistemele constructive impuse sunt din ce în ce mai sofisticate și mai greu de stăpânit din punctul de vedere al comportării lor “in situ”. În această direcție a analizei și comportării în timp a conlucrării dintre fundație și terenul de fundare autorul și-a propus să caute noi perspective de studiu și analiză.

În acest sens s-a pornit de la o analiză a situației problemei în faza actuală și s-a gândit găsirea unor metode de calcul cât mai generale care să permită rezolvarea problemelor de conlucrare fundație masiv de pământ. Având în vedere dezvoltarea neabătută a calculatoarelor personale, care astăzi sunt un instrument aflat pe masa fiecărui proiectant, autorul și-a propus realizarea unui program de calcul simplu, orientat și specializat tocmai în studierea acestui fenomen de conlucrare.

În concret pentru atingerea acestui deziderat autorul și-a propus în prezenta teză studierea stadiului actual al problemei precum și completarea acestuia cu unele studii personale.

Astfel **Capitolul 2** al lucrării se vrea un studiu sinteză cu privire la interacțiunea suprastructură – fundație – teren. În evoluția cunoașterii conlucrării dintre construcție, fundație și teren, preocupările privind calculul grinzilor și

plăcilor pe mediul elastic sunt foarte importante, primul model utilizat, îl reprezintă modelul Winkler, care a cunoscut o largă răspândire, datorită simplității lui.

În acest capitol autorul a studiat punctul de vedere al metodelor de calcul propuse de către Meyerhof încă din 1947, când a prezentat o metodă aproximativă pentru determinarea interacțiunii la structurile în cadre folosind modelul Winkler. Același autor propune în 1953 un procedeu pentru determinarea rigidității generale a cadrelor și înlocuirea structurii printr-o grindă de rigiditate echivalentă, la care calculează distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact și tasările diferențiate care rezultă în continuare se mai amintesc câteva nume de prestigiu în domeniu, a căror lucrări au fost studiate de autor.

Chameki propune în 1956 o metodă iterativă pentru determinarea efectelor interacțiunii la structurile în cadre, folosind coeficienți de transfer ai încărcărilor. Tot el reia problema în 1968 și tratează tasările progresive ale fundațiilor pentru structuri elastice.

În 1966 **David Morris** propune determinarea solicitărilor în structurile cadre cu fundații izolate folosind modelul vâsco-elastic Kelvin pentru proprietățile terenurilor deformabile.

Arutiunian N. Kh, propune pentru determinarea eforturilor la structurile static nedeterminate, o metodă cu luarea în considerare a influenței simultane a încărcărilor exterioare și a tasărilor progresive a fundațiilor. Pentru determinarea solicitărilor se ține seama de deformațiile elastice instantanee și de fenomenul de curgere lentă a betonului. Metoda propusă se limitează numai la structurile cu cadre plane, cu un singur nivel, cu fundații izolate sau la grinzi continue cu reazeme tasabile.

Simvulidi I.A., propune o metodă de calcul prin care asimilează construcția cu grinzi rezemate pe un semispațiu deformabil, liniar, elastic, omogen și izotrop.

Jemocikin B.N., Simișin A.P., propun o metodă de calcul a grinzilor de mediu elastic, la care se consideră că rezemarea pe terenul de fundare, se face printr-un număr finit de puncte.

De Beer E., Grasshoff H., Kany M., prezintă o metoda simplificată, care are la bază coeficientul de rigiditate ce ține seama de comportarea reală a ansamblului construcție - teren. Terenul de fundare se consideră un semispațiu, elastic, izotrop, cu rigiditate constantă, E_s , în funcție însă de natura sa. Coeficientul de rigiditate ține seama de influența rigidității fundației asupra terenului de fundare, precum și de influența rigidității suprastructurii asupra repartiției presiunilor pe teren.

Prof. Dr. Ing. Tudor Silion se ocupă cu studiul conlucrării dintre construcție, fundație și teren, la structurile în cadre. În acest calcul de conlucrare se pune condiția ca deformațiile suprastructurii, infrastructurii și terenului să fie conforme. Fundațiile izolate se tasează independent una față de cealaltă. Se arată că diferențele de tasări ale fundațiilor au ca efect importante redistribuiri de solicitări în construcție.

În preocupările autorului au intrat și studiile deosebit de laborioase efectuate de diverși autori în domeniul modului de comportare a terenului de fundare, a stării

de eforturi și a deformațiilor, care au dus la aprofundarea modului de conlucrare dintre construcție și teren.

Conlucrarea dintre construcție și terenul de fundare depinde de natura terenului de fundare, de modulul de deformație al masivului din pământ, de grosimea stratului compresibil, de stratificație, de anizotropie, de rigiditatea masivului din pământ și în special de comportarea lui sub sarcini.

Concluzia generală a sintezei documentare este că analiza convențională se îndepărtează mult de la starea reală de efort și deformație a construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, iar atunci când rezervele de rezistență ale structurii sunt utilizate cu strictețe în urma unui calcul spațial sau elastoplastic fără a ține seama de interacțiune, construcția nu mai are capacitatea de a se adapta la tasările inegale ce apar, iar consecințele respective pot fi dezastruoase.

Metodele de calcul și conlucrării pentru structurile în diafragme sau cadre prezentate anterior, prezintă dezavantajul că nu pot lua în considerare toți parametrii și factorii ce influențează această conlucrare în regim static și dinamic și nu ține seama de redistribuirea stării de eforturi și deformație, ce iau naștere în elementele de rezistență ale construcției.

O metodă care elimină dezavantajele amintite mai sus este Metoda Elementului Finit Acest model permite luarea în considerare a redistribuirii stării de eforturi și deformații, a ansamblului suprastructură, infrastructură și teren

Autorul însușindu-și această nouă metodă, își propune să prezinte un calcul unitar, prin aplicarea metodei elementului finit pentru structuri în cadre sau diafragme. Pentru aceasta își propune realizarea unui program de calcul care să permită luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea dintre suprastructură - fundație - teren de fundare.

În capitolul 3 a tezei sunt trecute în revistă studii teoretice a unor modele și metode de calcul a conlucrării dintre construcție și teren..

Marea varietate structurală a construcțiilor, precum și a proprietăților geotehnice ale terenurilor de fundare, multitudinea de factori și parametri care intervin, fac ca rezultatele obținute prin metodele clasice să nu prezinte o concordanță mulțumitoare între rezultatele teoretice și cele practice.

Rezolvarea prin metodele clasice a unor aspecte particulare nu au o privire de ansamblu a comportării construcției și terenului, făcând ca rezultatele obținute să fie greu de studiat, ceea ce înseamnă că pentru o proiectare economică a construcțiilor se impune cunoașterea stării de eforturi și deformații, atât în structură cât și în teren, care se poate obține în baza unui calcul de ansamblu al construcției, fundației și terenului. Deși acest lucru este cunoscut de multe ori în practică se folosește separat calculul structurii, fundațiilor și a terenului, deși construcția și terenul formează un tot unitar.

Infrastructura ca element al structurii, care este intermediarul între suprastructură și teren, trebuie astfel dimensionată încât să asigure transmiterea acțiunilor rezultate din acțiunile statice sau dinamice care acționează asupra structurii la teren, dar totodată ea retransmite structurii presiunile reactive pe

suprafața de contact între fundație și teren. Cunoașterea stării de conlucrare dintre fundație și teren reprezintă necesitatea de care trebuie să țină seama proiectantul din punctul de vedere al conceperii judicioase a structurii și al eficienței economice în execuție și exploatare.

Pentru calculul construcțiilor cu luarea în considerare a interacțiunii dintre construcție și terenul de fundare, sunt trecute în revistă câteva modele fizice pentru terenul de fundare care au avut și mai au o mare importanță în considerarea modului de comportare a masivului de pământ.

În sensul celor mai de sus, s-a făcut o examinare critică a două dintre cele mai cunoscute schematizări și idealizări a masivului de pământ, având scopul apropierii lor cât mai mult de comportarea reală a terenului de fundare și anume :

- Modelul Winkler - Zimmermann, cunoscut și sub denumirea coeficientului de pat

- Modelul Boussinesq - adică modelul semispațiului elastic omogen și izotrop

Experimentul arată că modelul Winkler - Zimmermann modelează situația reală numai în cazul fundațiilor cu suprafețe mari care duc la uniformizarea presiunilor pe teren. Acest model are la bază ipoteza contactului permanent între grinda de fundare și teren, precum și proporționalitatea dintre presiunea respectivă într-un punct și tasarea locală în acel punct.

Pe baza acestui model fizic au fost concepute în timp o serie de metode de calcul al grinzilor de fundare dintre cele mai importante fiind analizate :

- Metoda grinzii de lungime infinită (Bleich)

- Metoda parametrilor inițiali

- Metoda diferențelor finite

- Metode de calcul folosind ecuații diferențiale de gradul II și IV

Modelul Boussinesq consideră că terenul este un semispațiu elastic, omogen și izotrop, dar rezolvarea problemei de interacțiune având un astfel de model se lovește de dificultăți de ordin matematic greu de rezolvat, ceea ce impune fie admiterea unor ipoteze simplificatoare, fie prin apariția posibilităților oferite de calculatoarele electronice, conceperea unor programe de calcul, care permit rezolvarea problemelor de interacțiune. Pe baza acestui model fizic este prezentată metoda de calcul Jemocikin.

În continuare după analiza modelelor fizice prezentate anterior se face o trecere în revistă a modelelor matematice în mecanica rocilor și mecanica structurilor.

Modelele matematice de comportare a materialelor se exprimă în funcție de legea efort - deformație. Legea constitutivă are la bază legătura dintre vectorii eforturilor $\{\sigma\}$ și vectorul deformațiilor specifice $\{\varepsilon\}$. Sunt prezentate unele dintre cele mai importante modele matematice din mecanica rocilor cum ar fi :

- modelul elastic liniar și neliniar

- modelul elasto plastic

- modelul vâsco plastic și vâsco elastic

Modelarea unei structuri reale pentru o anumită construcție, care să satisfacă toți parametri care intervin în exploatare, este dificilă și din punct de vedere practic imposibilă, din acest motiv se admit o serie de simplificări care se referă la : acțiuni, comportarea materialelor și la alcătuirea **structurilor reale**.

Structura care rezultă în urma acestor ipoteze simplificatoare constituie **modelul fizic** al structurii reale. Pe modelul fizic se realizează **modelul matematic** care poate fi afectat la rândul său de o serie de ipoteze simplificatoare vizînd definirea matematică a problemei. Modelul de calcul îl constituie modelul fizic al unei structuri căruia i se atașează un model matematic

Procedurile de calcul automat al structurilor, abordabile datorită implicării calculatorului electronic în analiza structurilor de construcții, se dezvoltă pe modele numerice de calcul. **Modelul numeric de calcul** constituie o aproximare a modelului de calcul exact, în limita ipotezelor admise care guvernează problema, și se obține în urma unui proces de discretizare fizică sau matematică a sistemului fizic.

Teoria matematică a structurilor cuprinde trei grupuri de legi fundamentale și teoreme după cum urmează :

- Modelul matematic elaborat în baza modelului fizic
- Legile de generare a modelelor de calcul numeric aproximativ
- Teoremele care stabilesc existența și unicitatea acestor legi, respectiv, convergența și stabilitatea soluțiilor obținute prin aplicarea unui anumit model de calcul numeric.

Referitor la metodele matematice din mecanica structurilor se evidențiază :

a - Metodele matematice exacte se folosesc la calculul structurilor în cazuri particulare de acțiuni și geometrie a structurii.

b - Metodele matematice de calcul aproximativ, pe baza cărora s-au dezvoltat metodele numerice în mecanica structurilor, sunt modele discrete, unde discretizarea este de natură fizică și (sau) matematică. Abordarea pe această cale a problemelor, se permite formularea matriceală a metodelor de calcul, condiție absolut necesară pentru elaborarea algoritmilor programelor de calcul automat.

Dintre toate aceste metode de calcul, metoda cu cea mai largă răspîndire. **Metoda Elementelor Finite (M.E.F.)**, oferă largi posibilități în ceea ce privește modelarea fizică a structurilor, cît și din punct de vedere al procedurilor numerice cu care operează.

În urma studiilor efectuate privind analiza interacțiunii dintre suprastructură prin intermediul fundației cu terenul de fundare, am conceput un program de calcul bazat pe metoda elementului finit, care să fie specializat în analiza stării de distribuție a eforturilor și deplasărilor în masivul de pămînt astfel modelat încît să simuleze conlucrarea dintre fundație și teren.

Capitolul 4 al lucrării prezintă studiul efectuat pentru conceperea unui program de calcul privind interacțiunea structură-fundație – teren.

Programul de calcul ce urmează a fi prezentat își propune să facă o analiză statică a elementelor plane în stare plană de tensiune și deformație, folosind

Metoda Elementului Finit (MEF) și o discretizare cu Elemente Finite Triunghiulare, aspecte asupra cărora se vor face precizările necesare să fie cunoscute. Programul INTERFUN este scris în limbaj QuickBASIC Ver. 7.10.

Programul INTERFUN utilizează pentru discretizare elemente finite triunghiulare liniare cu două grade de libertate pe nod (Fig 4.4). Îmi propun discretizarea cu acest tip de elemente datorită faptului că ele pot aproxima cel mai bine zonele unui corp în preajma unui contur variabil și el constituie părți componente ale unor figuri mai complexe cum sunt dreptunghiurile, patrulaterale, care pot fi compuse din asemenea triunghiuri.

Programul citește datele de intrare referitoare la numărul și coordonatele nodurilor, topologia structurii, caracteristicile de material, încărcări și condiții de rezemare dintr-un fișier care poate fi scris direct cu ajutorul unui editor de text, sau poate fi creat cu ajutorul unui program specializat de preprocesare PREP alcătuit de autor prezentat în Anexa 4.1.

După citirea datelor de intrare și a ipotezelor de încărcare, programul alcătuiește succesiv matricile de rigiditate ale elementelor finite, după care termenii acesteia îi implementează în matricea de rigiditate a structurii în ansamblu.

Matricea de rigiditate a elementului reprezintă caracteristica globală a unui element finit folosit în studiul stării de eforturi și deformații a corpului studiat. Ea se definește funcție de:

- Topologia elementului,
- Modulul de Elasticitate
- Coeficientul lui Poisson
- Grosimea Elementului

Se introduc condițiile de rezemare, iar apoi se trece la rezolvarea sistemului de ecuații astfel obținut. În urma rezolvării sistemului prin metoda Gauss se obțin deplasările nodurilor. Cu ajutorul acestora, prin intermediul matricei de elasticitate, se determină eforturile unitare σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} în centrul fiecărui element finit precum și deplasările nodale D_x , D_y .

Programul furnizează un listing (rez.OUT) care cuprinde datele de intrare, coordonatele nodurilor rețelei de discretizare, topologia elementelor și caracteristicile lor mecanice, precum și rezultatele obținute – deplasări nodale și eforturi unitare în fiecare element.

În timpul rulării programul prezintă pe monitor schema de discretizare cu numerotarea nodurilor și a elementelor finite iar la final prezintă distribuția eforturilor în masivul de pământ precum și starea deformată a întregului ansamblu studiat. Programul sursă este prezentat în Anexa 4.2 la prezenta lucrare.

Acest program va fi folosit în cadrul prezentei lucrări pentru modelarea fenomenelor ce apar în masivul de pământ sub acțiunile transmise lui de la structurile prin intermediul fundației. Programul însă poate fi folosit și pentru analiza distribuției tensiunilor și a deplasărilor în suprastructură. Programul este foarte flexibil în modelarea masivului de pământ deoarece permite introducerea de moduli de deformație E , coeficienți Poisson și grosimi diferite pentru fiecare element finit triunghiular în parte. De asemenea programul alcătuit face calculul în

starea plană de tensiuni sau deformații după cum este cazul. În ceea ce privește rezultatele furnizate tabelar pe listing ele sunt completate cu imagini pe monitorul calculatorului furnizate de postprocesorul incorporat conceput de mine. Aceste imagini prezintă schema discretizată cu numerotarea nodurilor și elementelor structurii, starea de distribuție a eforturilor în structură precum și forma deformată sub acțiunile exterioare.

Pentru automatizarea muncii de pregătire a datelor am scris un program specializat, Programul de preprocesare "PREP" (conceput de autor Anexa 4.1), care are rolul de a ajuta operatorul în introducerea datelor cu ajutorul cărora se poate efectua discretizarea unui masiv de pământ de formă dreptunghiulară, care este discretizat automat în elemente finite de formă triunghiulară numerotate automat de program, după care furnizează un fișier secvențial (PREP.DAT) care conține toate datele de intrare necesare programului principal INTERFUN.

În continuare se prezintă rezultatele furnizate de programul INTERFUN în analiza modelării interacțiunii dintre o fundație continuă de lățime $B=1\text{m}$, lungime $L=10\text{m}$ și terenul de fundare, pe modelul semispațiului elastic izotrop, discretizat în elemente finite triunghiulare - Fig. 4.11 - încărcat cu o forță uniform distribuită de 20000 daN/m . Valorile luate în calcul sunt alese arbitrar de autor, doar în scopul prezentării cazului în speță și interpretării rezultatelor furnizate de program.

Terenul de fundare este considerat omogen și izotrop având modulul de elasticitate $E = 120\text{ daN/cm}^2$ și coeficientul lui Poisson = 0.3. Ansamblul studiat este în stare plană de deformații iar grosimea fâșiei studiate este 1m .

Prin aceste calcule s-a urmărit să se studieze modul de variație al deplasărilor pe verticală sub influența forțelor exterioare aplicate masivului de pământ, precum și variația presiunilor σ_y din teren. De asemenea se urmărește și capacitatea programului și a algoritmului folosit în modelarea interacțiunii fundație - teren de fundare. Rezultatele obținute sunt comparate cu valorile obținute în urma unui calcul tradițional standardizat. Tot în cadrul acestui capitol se prezintă și un calcul biografic care simulează ruperea unui masiv de pământ sub încărcări progresive.

Programul INTERFUN, bazat pe teoria elementului finit permite o variată și complexă abordare a interacțiunii fundație teren de fundare. Deși modelarea are la bază teoria mediului omogen elastic și izotrop, printr-o corectă modelare a mediului în elemente finite care fiecare în parte are caracteristicile lui elastice, ansamblul fundație teren răspunde într-un mod mult mai apropiat de comportarea reală a terenului sub încărcări. Programul permite modelarea calitativă și cantitativă a fenomenelor de tasare, precum și a fenomenelor ce apar în masivul de pământ încărcat prin intermediul fundațiilor până la rupere.

În capitolul 5 al lucrării - Studii de evaluare a interacțiunii pe lucrări realizate, (experimentări și comparații a rezultatelor obținute) - autorul își propune să verifice calitățile programului INTERFUN, pe unele cazuri concrete de construcții care au fost echipate în vederea analizei interacțiunii construcție teren și la a căror urmărire în timp autorul a participat.

În municipiul Arad s-a organizat de către C.Pr.J. Arad în colaborare cu INCERC București echiparea și urmărirea complexă a unor blocuri învecinate din Calea A. Vlaicu, bloc Z17 și I3 precum și a blocului de locuințe U4 din Piața UTA.

Urmărirea specială efectuată la blocurile de locuințe susmenționate prevede următoarele obiective principale :

- Urmărirea stării calitative a clădirii prin observații vizuale și verificări nedistructive

- Urmărirea evoluției poziționale a fundațiilor și a mișcărilor de ansamblu a clădirii prin metode topometrice - nivelment geometric realizat cu **miră de invar și nivelă de înaltă precizie** pe matorii încastrați în structură .

Urmărirea abaterilor de la verticală provocate de o eventuală tasare neuniformă a terenului de fundare s-a urmărit prin citiri topometrice pe **reperii de topoclinometru** amplasați pe structura de rezistență la diferite nivele.

- Urmărirea evoluției valorii și distribuției presiunii de contact dintre fundație și teren, pe parcursul execuției și exploatării clădirilor. Urmărirea presiunilor de contact s-a efectuat prin folosirea unor **Doze Electrice cu Coardă Vibrantă pentru Presiuni, (DECVP)** produse în mod experimental de către INCERC București, folosind un aparat electronic de măsurat cu coardă vibrantă comparatoare.

Pentru fiecare din cele trei blocuri studiate se face o prezentare a amplasamentului din punct de vedere geotehnic, a metodelor și rezultatelor obținute în urma cercetării. Pentru Bloc I3 am avut la dispoziție pe lângă foraje încercări de penetrometrie statică efectuate pe amplasament care au fost interpretate în vederea obținerii caracteristicilor geotehnice a le masivului de pământ de sub amplasament. Pentru Bloc Z17 am folosit pentru calcularea modulului de deformare rezultatele probelor netulburate încercate în edometru. La bloc U4 am avut la dispoziție pe lângă foraje efectuate pe amplasament, încercări de probă cu placa pe teren precum și un număr de 6 penetrări statice efectuate pe terenul îmbunătățit în ploturi și interplot.

În continuare am prezentat schemele de amplasare a mărcilor topometrice , a dozelor pentru măsurarea presiunilor la nivelul suprafeței de contact și talpa fundației precum și rezultatele citirilor efectuate pe toată durata execuției blocurilor până la darea lor în folosință pe o perioadă cuprinsă între 500 până la 800 de zile. Rezultatele măsurătorilor “in situ” sunt prezentate tabelar și grafic ele urmând să fie comparate și corelate cu rezultatele calculate.

Calculul valorilor deplasărilor pe verticală a clădirilor observate, și a presiunilor din masivul de pământ se face prin două metode;

- Calculul cu ajutorul programului INTERFUN conceput de autor în acest scop care a furnizat deplasările pe verticală ale fundației sub încărcările transmise de suprastructură masivului de pământ

- Calculul tasărilor prin metoda clasică de însumare pe strate elementare prezentată de STAS 3300/2-85

Valorile calculate au fost comparate cu cele rezultate din calcule, sunt reprezentate grafic pentru fiecare caz în parte și am ajuns la concluzia c:

rezultatele furnizate de programul INTERFUN creat în scopul calculării stării de tensiuni și deformații în masivul de pământ produce niște rezultate foarte apropiate de cele măsurate în teren. De menționat că la blocul U4 care a fost fundat pe teren îmbunătățit cu ploturi din balast dubluvibrocompresate programul INTERFUN a permis evidențierea efectului pozitiv al îmbunătățirii terenului de fundare, lucru pe care alte metode standardizate de calcul nu au posibilitatea să-l facă.

Capitolul 6 al lucrării prezintă interpretări și concluzii a rezultatelor experimentărilor și studiilor făcute, precum și capacitatea metodei de calcul propusă de autor de a modela cât mai aproape de realitate starea de tensiune și de deformații indusă în masivul de pământ datorită interacțiunii fundației cu terenul pe care este așezată.

Autorul își propune în teza de doctorat să stabilească o metodă de calcul și analiză a interacțiunii dintre suprastructură - fundație - teren, bazată pe metode de analiză cu element finit care să poată modela comportamentul structurii încă înainte de a fi integral proiectată și executată. Această analiză se poate face și cu ajutorul programului INTERFUN dedicat acestei probleme, cu ajutorul calculatoarelor electronice care ne permit modelarea structurilor la costuri minime, și care în final va duce la o proiectare mai judicioasă și economică a construcțiilor.

CAP 2. STUDIU (SINTEZĂ) CU PRIVIRE LA INTERACȚIUNEA SUPRASTRUCTURĂ - FUNDAȚIE - TEREN

2.1 Câteva aspecte generale asupra problemei studiate

Problema conlucrării dintre construcție și teren este un fenomen natural care are loc dintotdeauna atunci când omul a intervenit asupra terenului prin ridicarea unei construcții. Studiul conlucrării structură fundație teren a început în urmă cu circa 60 de ani și anume după dezvoltarea deosebită în domeniul construcțiilor prin executarea unor construcții de clădiri și lucrări de artă de o amploare deosebită. Problema susmenționată se pune cu mai multă acuitate și în prezent, făcându-se cercetări asupra comportării construcțiilor în timp și a conlucrării dintre structură-fundație – teren [10],[61],[67],[83],[84],[88].

Datorită progresului științei privind aprofundarea cunoașterii comportării materialelor sub sarcini, respectiv apariția de noi metode de calcul precum și a calculatoarelor electronice, a permis în ultimele decenii abordarea conlucrării dintre structură - fundație - teren din noi unghiuri. De asemenea trebuie remarcat faptul că în ultimii ani terenurile de construcție considerate "bune" sînt din ce în ce mai greu de găsit și apare necesitatea construirii pe terenuri considerate pînă nu de mult improprie construcțiilor, dar care prin diverse metode de îmbunătățire pot deveni terenuri bune de fundare. În această direcție a analizării comportării și conlucrării dintre construcție și teren se deschid noi perspective de studiu și analiză.

Varietatea mare a structurilor de construcții, a proprietăților geotehnice ale terenurilor de fundare, precum și multitudinea de factori și parametri care intervin, fac ca rezultatele obținute prin metodele clasice să nu prezinte o concordanță mulțumitoare între rezultatele teoretice și cele practice. De aici rezultă concluzia că este necesar ca și în continuare să se acorde o importanță deosebită determinării teoretice și experimentale a parametrilor și factorilor care intervin într-un calcul de conlucrare.

Calculul clasic rezolvă unele aspecte particulare dar nu ia în considerare o privire de ansamblu a comportării construcției și terenului, făcând ca aspectele reale să fie greu de studiat, cea ce înseamnă că pentru o proiectare economică a construcțiilor se impune cunoașterea stării de eforturi și deformații, atât în structură cît și în teren, care se poate obține în baza unui calcul de ansamblu al construcției, fundației și terenului, aceasta pentru că în practică se folosește în majoritatea

cazurilor calculul separat al structurii, fundațiilor și a terenului, deși construcția și terenul formează un tot unitar.

Subliniem că la ora actuală există mijloacele tehnice de realizare a unor asemenea calcule, care să permită să se ia în considerare factorii ce intervin în calculul de conlucrare și care se apropie de modelarea comportării reale a ansamblului construcție - teren.

2.2. Metode de calcul folosite în timp pentru evidențierea conlucrării structură - fundație - teren

Preocupările continui de a realiza construcții trainice și în același timp economice, au dus la necesitatea găsirii unor metode de calcul, care să permită o proiectare cât mai economică și adecvată.

În proiectare dintotdeauna un rol deosebit de important i-a revenit infrastructurii care reprezintă elementul intermediar între suprastructură și teren. Infrastructura trebuie astfel dimensionată încât să asigure transmiterea acțiunilor rezultate din acțiunile statice sau dinamice care acționează asupra structurii la teren, dar totodată să retransmită structurii presiunile reactive pe suprafața de contact între fundație și teren.

Cunoașterea stării de conlucrare dintre construcție și teren reprezintă necesitatea de care trebuie să țină seama proiectantul și constructorul din punctul de vedere al proiectării judicioase și al eficienței economice în execuție și exploatare. Acest fenomen poate fi numit generic **conlucrare structură - fundație - teren**.

Infrastructura trebuie dimensionată în așa fel încât să fie capabilă să transmită terenului presiuni care să nu ducă la depășirea limitelor peste care deformațiile terenului de fundare să devină factorul care să inițieze o reacție nefavorabilă asupra suprastructurii.

Conlucrarea dintre suprastructură - fundație - teren duce la redistribuirea stării de solicitare și deformare în construcție ca urmare a tasării neuniforme și variației presiunilor reactive ale terenului de la talpa fundației.

Problema conlucrării dintre construcție fundație și teren a fost atacată din punctul de vedere al metodelor de calcul de către Meyerhof încă din 1947 [88], când a prezentat o metodă aproximativă pentru determinarea interacțiunii la structurile în cadre folosind modelul Winkler. În 1953 același autor propune un procedeu pentru determinarea rigidității generale a cadrelor și înlocuirea structurii printr-o grindă de rigiditate echivalentă, la care calculează distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact și tasările diferențiate care rezultă.

Chameki propune în 1956 [23] o metodă iterativă pentru determinarea efectelor interacțiunii la structurile în cadre, folosind coeficienți de transfer ai încărcărilor.

- calculează convențional reacțiunile verticale ale structurii și predimensionează fundațiile izolate funcție de presiunile admise ale terenului.

- calculează tasările neegale ținând seama și de consolidarea terenului de fundare și calculează coeficienții de transfer de la o fundație la alta obținând noile reacțiuni verticale

- cu noile reacțiuni verticale se repetă calculele privind predimensionarea fundațiilor pînă când se obține aproximația dorită privind tasările inegale.

- funcție de reacțiunile finale se determină solicitările finale la care se dimensionează structura.

Acest prim procedeu nu a dat rezultate satisfăcătoare pentru momentele din stâlpi și din fundație, fiind necesară folosirea unui model simplificat al relației dintre efort și deformare, pentru obținerea soluției complete a problemei.

Chameki [23] reia problema în 1968, tratînd problema determinării tasărilor progresive ale fundațiilor pentru structurile elastice, după etapele de calcul arătate mai sus, ținînd seama de efectele deformației în timp a unui model visco-elastic.

În ceea ce privește influența rigidității și a comportării elastice sau viscoelastice asupra distribuției presiunilor reactive pe talpa fundațiilor izolate distingem următoarele cazuri Fig 2.1. :

a - Structurile cu rigiditate infinită produc tasări uniforme, iar presiunile reactive se modifică în baza fenomenului de redistribuire a tensiunilor interioare. Presiunile reactive descresc în zonele centrale și cresc în cele de margine.

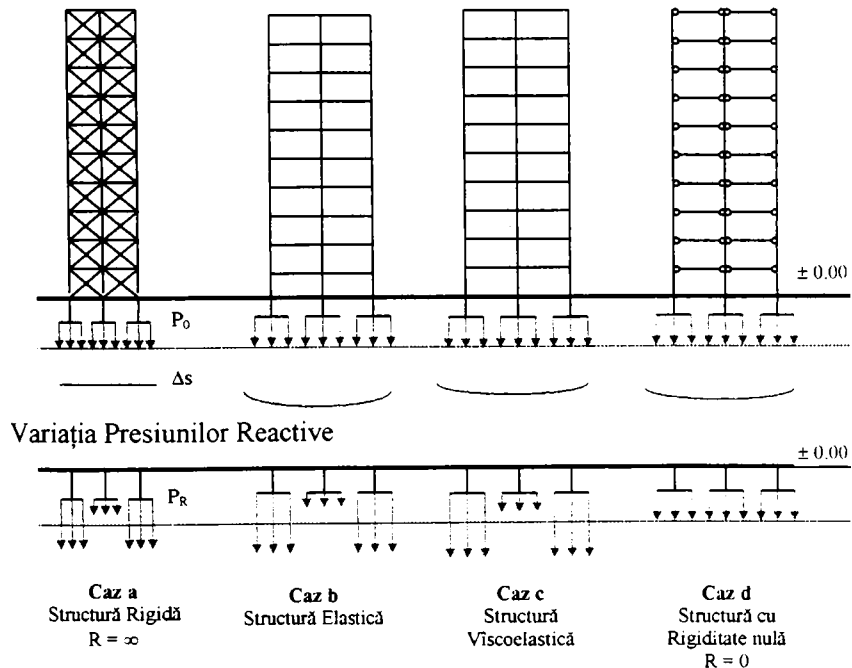


Fig 2.1

Influența rigidității și a tipului de structură asupra distribuției presiunilor reactive

b - Structuri cu o rigiditate comparabilă cu cea a terenului care se comportă elastic la care tasările sînt neuniforme, iar presiunile reactive de contact se modifică datorită fenomenului de redistribuire a tensiunilor inerioare.

c - Structuri cu o rigiditate comparabilă cu cea a terenului care se comportă vîsco - elastic la care tasările sînt neuniforme, iar presiunile reactive de contact se modifică datorită fenomenului de redistribuire a tensiunilor interioare. Aceste două cazuri sînt de fapt cazurile reale care se întîlnesc în practică.

d - Structuri flexibile - cu o rigiditate nulă - care se adaptează la deformațiile terenului de fundare, iar presiunile reactive de contact nu se modifică . Tipurile de structuri cu rigiditate infinita sau flexibile cu rigiditate nulă sînt tipuri teoretice.

Metoda Chamecki prezintă un interes deosebit pentru cunoașterea conlucrării la structurile în cadre, iar aplicarea ei trebuie făcută cu prudență și cu înțelegerea complexă a fenomenului de conlucrare suprastructură - fundație - teren.

În anul 1966 **David Moris** [30] propune o metodă pentru determinarea solicitărilor în structură și a tasării fundațiilor izolate, la structurile în cadre, amplasate pe terenuri deformabile cu proprietăți vîscoelastice. Metoda folosește modelul vîscoelastic **Kelvin**. Această metodă se poate aplica fără dificultate doar la cadrele plane cu fundații izolate dar implică determinarea corespunzătoare a parametrilor ce reprezintă constanta elastică a arcului pentru fundație, respectiv coeficientul vîscoelastic.

Metoda folosește modelul vîscoelastic Kelvin, pentru masivul din pămînt, figura 2.2. Resorturile (1) din figura 2.2 imită comportarea elastică a pămîntului în cilindrul cu piston (2) imită comportarea vîscoasă a pămînturilor.

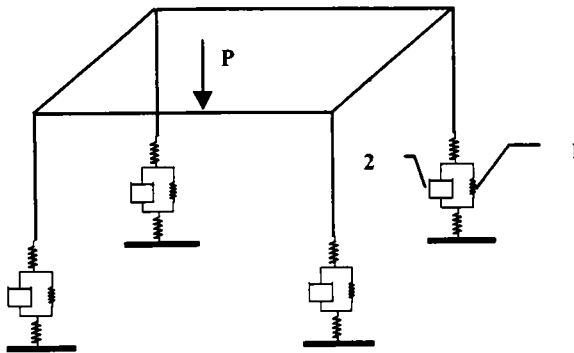


Fig 2.2
Model vîscoelastic Kelvin

Metodă menționată admite următoarele ipoteze simplificatoare:

- Încărcările acționează static pe direcție verticală;
- Stâlpii nu sunt supuși la momente de torsiune;
- Tasarea în timp a masivului din pământ este descrisă de modelul Kelvin;
- Fundațiile sunt rigide și presiunile reactive pe suprafața lor sunt uniform distribuite și mai mici decât presiunea admisibilă.

Ecuția de interacțiune ce folosește modelul Kelvin și care descrie mișcarea este (se mențin notațiile din articol):

$$R_{ij} = e_{ij}\delta_{ij} + \eta_{ij}\dot{\delta}_{ij} \quad (2.1)$$

În care:

- R_{ij} - reacțiunea stâlpului i, j pe fundația i, j ;
- E_{ij} - constanta elastică a arcului de fundație i, j ;
- δ_{ij} - coeficient vâscoelastic pentru fundația i, j ;
- η_{ij} - deplasarea pe verticală a stâlpului din model i .

Această metodă [30] în încercarea ei de a cuprinde întreaga complexitate a problemei, se poate aplica fără dificultate doar la cadre plane, cu fundații izolate, permițând determinarea solicitărilor în structură și tasările fundațiilor izolate. Prin utilizarea modelului Kelvin implică determinarea corespunzătoare a parametrilor “ e_{ij} ” și “ η_{ij} ” ce reprezintă constanta elastică a arcului pentru fundația ij , respectiv coeficientul vâscoelastic pentru fundația i, j .

Arutiunian N. Kh [5], propune în anul 1966 o metodă de calcul pentru determinarea eforturilor la structurile static nedeterminate, cu luarea în considerare a influenței simultane a încărcărilor exterioare și a tasărilor progresive a fundațiilor.

Pentru determinarea solicitărilor se ține seama de deformațiile elastice instantanee și de fenomenul de curgere lentă a betonului. Metoda propusă se poate aplica numai la structurile cu cadre plane, cu un singur nivel, cu fundații izolate sau la grinzi continue cu reazeme tasabile. Sub influența încărcărilor reazemele “B” se tasează progresiv, ceea ce face ca reacțiunile să se modifice în timp. Pentru determinarea legii de variație a lui $X_1(t)$ ca funcție de timp, se folosește condiția de compatibilitate a deformațiilor.

În figura 2.3, se dă schema statică din care rezultă condiția de compatibilitate a deformațiilor:

$$\Delta_P + \delta_{11} X_1(t) + S_1[x_1(t), t] = 0 \quad (2.2.)$$

În care:

- Δ_P - deplasarea în punctul B pe direcția forței din încărcările exterioare;
- $X_1(t)$ - necunoscuta ecuației;
- $S_1[x_1(t), t]$ - este o funcție necunoscută ce caracterizează în timp a tasării b sun influența forței $x_1(t)$.

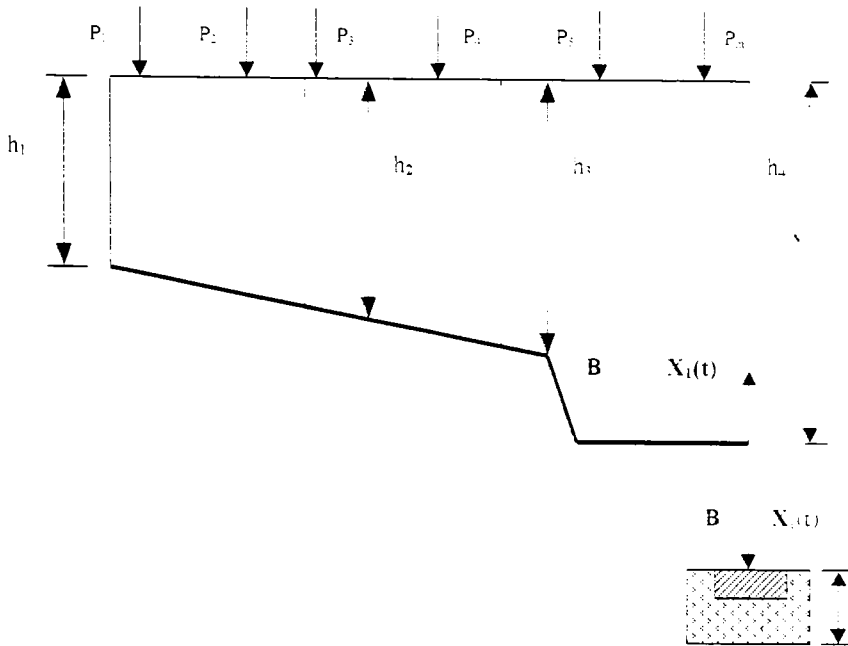


Fig. 2.3

Schemă Statică pentru determinarea stării de efort și tasări progresive

Valorile eforturilor în grinzile de fundare obținute cu această metodă sunt mult mai mari decât în care se ia în considerare comportarea vâscoelastică a masivului din pământ.

Dacă în calcul se ia în considerare influența curgerii lente a betonului, eforturile inițiale produse de tasarea reazemelor scad cu 1/2 - 1/3 din valoarea lor, față de cazul, când nu se ține seama de curgerea lentă a betonului. Deformațiile de curgere lentă se datoresc componentei structurale gelice din piatra de ciment și se manifestă la betoanele relativ tinere.

De menționat că în cazul betonului, eforturile în beton - datorate conlucrării - scad până la 35% din valoarea lor, crescând corespunzător eforturile în armătură. La betoanele armate deformația de curgere lentă produce în timp o retransmitere a eforturilor de la beton la armătură. După încărcare, betonul începe să se deformeze vâscoelastic, antrenând și armătura prin aderență, care se deformează elastic sporindu-i în consecință efortul.

În evoluția cunoașterii conlucrării dintre construcție, fundație și teren, foarte importante sunt preocupările privind calculul grinzilor și plăcilor pe mediul elastic. Așa cum se cunoaște primul model utilizat în calculul grinzilor și plăcilor pe mediu

elastic, îl reprezintă **modelul Winkler**, care a cunoscut o largă răspândire, datorită simplității lui [72].

Ecuția diferențială a fibrei medii deformată a grinzii are următoarea expresie:

$$Ei \frac{d^4 z}{dx^4} = q(x) - p(x) \quad (2.3)$$

În care:

$$P(x) = k z b \text{ (presiunea reactivă)} \quad (2.4)$$

$$Ei \frac{d^4 z}{dx^4} + k z b = q(x) \quad (2.5)$$

$$\text{Se notează cu } \alpha = \sqrt[4]{\frac{Kb}{4EI}} \quad (2.6)$$

cea ce reprezintă indicele de rigiditate al sistemului construcție - teren.

Unde:

K - reprezintă coeficientul de pat (n/cmp);

Ei - rigiditatea la încovoiere a grinzii;

Q(x) - încărcarea exterioară a grinzii (după o anumită lege repartizată);

$$L = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right)^{1-\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

L - lungimea totală a grinzii.

Trecând la rezolvarea ecuației diferențiale, se determină presiunile reactive pe suprafața de contact și deformațiile grinzii de mediu elastic de lungime infinită sau finită, momentele încovoietoare și forțele tăietoare.

Stabilirea constantelor de integrare și a relațiilor de calcul pentru mărimile $Y(x)$, $P(x)$, $Q(x)$ și $M(x)$ la grinzile pe mediu elastic de lungime finită sau infinită sunt date de lucrările [46],[72], și diverse tratate de mecanica pământurilor.

Se cunosc relațiile de calcul pentru o grindă pe mediu deformabil încărcată cu o sarcină uniform repartizată, date mai jos;

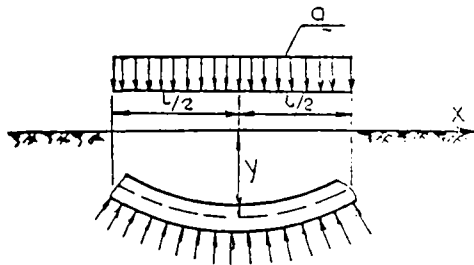


Fig 2.4

Schema de calcul pentru o grindă rezemată pe mediu deformabil

$$M(x) = \frac{qL}{4} \int_{\frac{1}{2}-x}^{\frac{1}{2}+x} (x) dx \quad (2.7)$$

$$Q(x) = \frac{-q}{4} \int_{\frac{1}{2}-x}^{\frac{1}{2}+x} (x) dx \quad (2.8)$$

$$Y(x) = \frac{q}{2KbL} \int_{\frac{1}{2}-x}^{\frac{1}{2}+x} (x) dx \quad (2.9)$$

Unde:

$$X = \frac{x}{L}$$

$$\psi(\bar{x}) = -e^{-\bar{x}} (\sin \bar{x} - \cos \bar{x}) \quad (2.11)$$

$$Q(\bar{x}) = e^{-\bar{x}} \cos \bar{x} \quad (2.12)$$

$$\varphi(\bar{x}) = e^{-\bar{x}} (\sin \bar{x} - \cos \bar{x}) \quad (2.13)$$

$$P(x) = K z b \quad (2.4)$$

Unde:

$P(x)$ - reprezintă presiunea reactivă pe suprafața de contact a grinzii cu terenul;

$X(x)$ - tasarea grinzii în secțiunea “x”;

$Q(x)$ - forța tăietoare în grindă în secțiunea “x”

$M(x)$ - momentul încovoietor în grindă în secțiunea “x”

Klepikov S.N. [54], a făcut o analiză detaliată a rezultatelor calculelor, având la bază modelul winklerian, care s-a apropiat de rezultatul măsurătorilor efectuate pe construcții amplasate pe terenuri nisipoase. Klepikov S.N. s-a ocupat de rezolvarea ecuației diferențiale a fibrei medii deformate, elaborând tabele de calcul pentru grinzi de lungimi și rigidități diferite. Modelul Winkler nu ține seama de influența zonelor vecine fundațiilor, prin participarea lor în cazul terenurilor coezive la preluarea sarcinilor. Terenurile coezive au capacitatea de repartizare a eforturilor în masivul din pământ [72].

Gorbunov - Posadov M.I. [42], ținând seama de neajunsurile modelului Winkler, stabilesc o nouă metodă de calcul pentru grinzi și plăci rezemate pe mediu elastic. Ecuația fibrei medii deformate o scrie în coordonate reduse $\xi = x/l$ și are forma:

$$\frac{Ei d^4 z}{(1 - \nu^2) b l^4 d \xi^4} = q(\xi) - p(\xi) \quad (2.14)$$

Unde:

$$\frac{EI}{(1-\nu^2)b} = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \text{ este rigiditatea cilindrică a grinzii.}$$

Metoda propusă folosește ecuațiile lui Flamand pentru deformațiile semiplanului lui Boussinesq pentru deformațiile semispațiului. Gorbunov - Posadov M.I. propune pentru distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact p (ξ) o expresie a unui polinom de gradul zece, fiind adoptat pentru diferite tipuri de flexibilități.

$$P(\xi) = a_0 + a_1(\xi) + a_2(\xi)^2 + a_3(\xi)^3 \dots \dots + a_n(\xi)^n \quad (2.15)$$

Caracteristica de flexibilitate are expresia:

$$F = \frac{(1-\nu)\pi E_0 b^3}{(1-\nu^2)4EI} \approx 10 \frac{E_0 \times l^3}{E h^3} \quad (2.16)$$

Unde prin folosirea notațiilor autorului [42], avem:

- E_0 - modul de deformație totală a masivului din pământ determinat prin încercări cu placa;
- E - modulul de elasticitate al grinzii din beton;
- h - înălțimea secțiunii transversale.

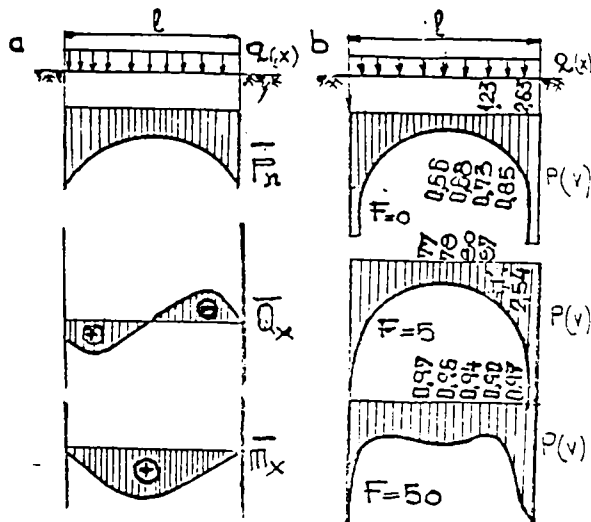


Fig. 2.5

Presiunile reactive determinate pentru diferite flexibilități ale grinzilor de fundare.

În figura 2.5 se dă graficul mărimilor adimensionale $\bar{p}(x)$, $\bar{M}(x)$, $\bar{Q}(x)$ necesare determinării presiunilor reactive pentru diferite flexibilități ale grinzilor de fundație (pentru o lățime $b = 1$, și o încărcare uniform distribuită $q = 10 \text{ N/m}^2$). Analizând presiunile reactive (2.5.b) constatăm că acestea se îndepărtează de la presiunea uniform distribuită cu cât rigiditatea este mai mare. În modelul winklerian presiunile reactive sunt uniforme distribuite la grinzile rigide acționate de sarcini uniform distribuite, rezultat ce este în contradicție cu rezultatele experimentale și măsurătorilor efectuate.

Simvulidi I.A., propune o metodă de calcul prin care asimilează construcția cu grinzii rezemate pe un semispațiu deformabil, liniar, elastic, omogen și izotrop. Metoda propusă pleacă de la ecuația fibrei medii deformată (2.3), având ca necunoscute mărimile $z(x)$ și $p(x)$. Pentru determinarea lor, se exprimă presiunea reactivă pe suprafața de contact, sub forma unei funcții de gradul III:

$$P(x) = a_0 + \frac{2a_1}{L} \left(x - \frac{L}{2}\right) + \frac{4a_2}{L^2} - \left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{8a_3}{L^3} - \left(x - \frac{L}{2}\right)^3 \quad (2.17)$$

Unde:

- L - lungimea grinzii;
- A_0, a_1, a_2, a_3 - parametri necunoscuți ce depind de rigiditatea grinzii, lungimea ei, deformarea terenului de fundare, caracterul încărcărilor și locul;
- X - coordonată a grinzii, a cărei origine se ia în stânga grinzii.

Se introduce expresia presiunii $p(x)$ în ecuația fibrei medii deformată și se rezolvă sistemul de ecuații, obținând expresii simple, atât pentru parametrii a_0, a_1, a_2, a_3 , cât și pentru presiunea reactivă, forța tăietoare și momente încovoietoare. Simvulidi I.A. elaborează metode de calcul pe baza relațiilor obținute în funcție de flexibilitatea grinzii și lungimea ei.

Jemocikin B.N., Simitin A.P., propun o metodă de calcul a grinzilor de mediu elastic, la care se consideră că rezemarea pe terenul de fundare, se face printr-un număr finit de puncte. Acest sistem de rezemare înlocuiește alături de diagrama presiunii reactive, care este o curbă cu un sistem de linii frânte. Astfel, se înlocuiește rezolvarea ecuației integro-diferențială cu un sistem de ecuații algebrice liniare. Presiunea reactivă se consideră constantă în interiorul unor intervale. Ecuațiile algebrice liniare referitoare la deformația grindă - teren, împreună cu ecuațiile de echilibru static se scriu sub forma:

$$\sum_{j=1}^n ij X_j + z_0 + a_1 \varphi_0 + \Delta_{ip} = 0 \quad i=1, 2, \dots, n \quad (2.18)$$

$$\sum_{j=1}^n X_j = \sum P; \quad \sum_{j=1}^n X_j a_j = \sum M \quad (2.19)$$

Unde:

- δ_{ij} - este deplasarea relativă a capetelor barei după direcția forței X_i , produsă de o forță unitară X_j în direcția lui X_j ;
 Δ_{ip} - deplasarea pe direcția lui X_i produsă de forțele exterioare date;
 A_i - distanța de la încastrarea convențională a grinzii până la secțiunea de calcul;
 φ_0 - rotirea grinzii.

Rezolvarea sistemului de ecuații permite stabilirea valorilor reale ale necunoscutelor, calcularea presiunilor reactive, momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare în lungul grinzii. Această metodă elimină defectele metodei Winkler și dă posibilitatea obținerii de rezultate mai apropiate de realitate.

De Beer E., Grasshoff h., Kany M., analizând neajunsurile coeficientului de pat, prezintă metoda simplificată, care are la bază coeficientul de rigiditate ce ține seama de comportarea reală a ansamblului construcție - teren. Terenul de fundare se consideră un semispațiu, elastic, izotrop, cu rigiditate constantă, E_s , în funcție însă de natura sa. Coeficientul de rigiditate ține seama de influența rigidității fundației asupra terenului de fundare, precum și de influența rigidității suprastructurii asupra repartiției presiunilor pe teren. Pentru grinda elastică de fundație se introduce noțiunea de rigiditate relativă, ce reprezintă raportul dintre rigiditatea grinzii de fundație și teren, exprimată conform normelor generale DIN 4018 prin coeficientul K :

$$K = \frac{E_b d^3}{12 E_s I^3} \quad (2.20)$$

Unde:

- E_b - modulul de elasticitate al betonului;
 I - momentul de inerție al grinzii de fundație;
 E - rigiditatea terenului de fundație

Unii autori au elaborat procedee de calcul al grinzilor de fundare, folosind coeficientul de rigiditate. Prin verificări experimentale s-a ajuns la concluzia că deși procedeul coeficientului de rigiditate este apropiat de realitate, rezultatele nu sunt încă pe deplin acceptabile.

Efectuarea unui calcul de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, la structurile din panouri mari, s-a făcut asimilarea construcției cu o grindă rezemată pe mediu elastic, de o rigiditate echivalentă.

Soluția propusă a constituit un progres în cunoașterea fenomenului de conlucrare, dar nu a rezolvat problema. S-au făcut studii privind determinarea rigidității generalizate a construcțiilor.

Kositin B.A., a elaborat o metodă aproximativă de calculul caracteristicilor de rigiditate și a stării de eforturi. Pe baza determinărilor experimentale s-a arătat

că structurile din panouri mari cu rigiditate mai mică, decât cele monolite, datorită îmbinărilor dintre panouri.

Saghin P.P., a analizat parametrii și factorii care influențează conlucrarea dintre construcție și teren la structurile din panouri mari, asimilează construcția din panouri mari cu o grindă rezemată pe mediu elastic. Datorită îmbinării elementelor prefabricate se înlocuiește rigiditatea generalizată a construcției cu o rigiditate redusă conform relației (2. 21):

$$Ei_r = 2e - \frac{I - I_2}{I + I_2} \quad (2.21)$$

În care:

E - modulul de elasticitate al betonului;

I, I_2 - momentul de inerție al secțiunii prin planuri, respectiv prin goluri.

Relația propusă pentru determinarea rigidității la încovoiere a clădirilor, nu ține seama de influența deplasării secțiunilor și elasticitatea îmbinărilor, rezultând eforturi în elementele structurii de câteva ori mai mari.

Un alt program de calcul a conlucrării structurilor din panouri mari este **procedeele Klepikov S.M.** [54]. Metoda asimilează construcția cu o grindă de mediu elastic, folosind pentru terenul de fundație modelul cu un singur coeficient de rigiditate variabil. Adoptă ecuația fibrei medii deformate (2.3) pe care o rezolvă folosind parametrii inițiali ai lui Krilov. Pentru grinzile de lungime finită cu capete libere, folosește condiția de margine:

$$Z_1 = Z_0 - Z_n(Q_0) + Z_n(P) \quad (2.22)$$

În care:

Z_0 - fiind deplasarea în secțiunea de capăt "o" a grinzii;

$Z_x(Q_0)$ - deplasarea în secțiunea curentă x a grinzii, dată de rotirea

Q_0 a secțiunii de capăt;

$Z(x)(P)$ - deplasarea în secțiunea curentă x , dată de toate încărcările.

Metoda permite determinarea presiunii reactive pe suprafața de contact dintre construcție și teren, precum și a deformației suprafeței de contact.

Cunoscând aceste două aspecte, se determină starea de eforturi în masivul din pământ și momentele încovoietoare și forțele tăietoare generalizate în grindă.

Lișak V.I. propune o metodă de calcul a conlucrării dintre construcție și teren, prin care ține seama de durata montare construcție și teren, prin care ține seama de durata montajului, de fenomenele de construcție și curgere lentă a betonului, de curgerea lentă a masivului din pământ. De durata montajului se ține seama prin luarea în considerare a creșterii deformațiilor terenului și clădirii sub sarcină constantă sau variabilă. De curgerea lentă a betonului se ține seama prin valoarea redusă a modulului de elasticitate al betonului. De curgerea lentă a masivului din pământ se ține seama prin reducerea modulului de deformație a masivului din pământ.

Lișak V.I. asimilează construcția cu grinda de rigiditate echivalentă, încărcată cu sarcină uniform distribuită, rezemată pe teren deformabil. Pentru

terenul de fundație, el folosește modelul cu doi coeficienți de pat variabil. Ecuația fibrei medii deformată se exprimă cu relația:

$$|EI| = \frac{dz^4(x)}{dx^4} = q - C(x) Z(x) + h \frac{d^2 z(x)}{d^2(x)} \quad (2.23)$$

Deplasarea grinzii și a terenului de fundație se exprimă cu relația:

$$Z(x) = \sum_{i=1}^n a_i Z_i(x); \quad c(x) = c(1 \pm \beta \cos \frac{\pi X}{L}) \quad (2.24)$$

Unde:

- C - valoarea medie a primului coeficient de pat de determină rigiditatea medie a terenului de fundație în lungul grinzii;
- EI - rigiditatea generalizată a construcției;
- a_i - coeficient necunoscut al ecuației;
- β - coeficient de variație a modulului de deformație sau rigidității terenului;
- L - semilungimea grinzii sau radierului;
- h - coeficient de pat ce caracterizează terenul de fundare în adâncime

Prin rezolvarea celor două ecuații [2.23] și [2.24], autorul determină deformata suprafeței de contact și variația presiunii reactive pe suprafața de contact.

Ipotezele simplificate ce se introduc în calculul de conlucrare, fac cu repartizarea eforturilor și deformațiilor în structură și teren să fie interpretabile.

Mustafaev A.A., propune o metodă de calcul a conlucrării dintre construcție și terenul de fundație tasabil. Metoda asimilează construcția cu o grindă de mediu elastic de rigiditate echivalentă.

Mustafaev utilizează următoarea ecuație diferențială a grinzii rezemată pe mediu elastic:

$$\frac{d^2}{dx} EI(x) \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = - \frac{d^2}{dx^2} \left\{ EI(x) \left[\frac{\int_0^x q(x) - K(x)y(x) dx}{GA(x)} \right] \right\} = -K(x) - y(x) + q(x) \quad (2.25)$$

Unde:

- E I(x) - rigiditatea construcției la încovoiere longitudinală în secțiunea (x);
- G A(x) - rigiditatea construcției la încovoiere transversală în secțiunea (x);
- q(x) - încărcarea uniform distribuită pe grindă;
- K(x) - coeficientul de pat Winklerian.

Pentru teren folosește modelul Winkler, cu un coeficient pe pat. Metoda prezintă o bună convergență. Metoda este aplicabilă pentru construcții fundate pe loessuri ce prezintă tasări mari datorită inundării terenului de fundare.

Prof. Dr. Ing. Tudor Silion [83],[84],[85] se ocupă cu studiul conlucrării dintre construcție, fundație și teren, la structurile în cadre, elaborând instrucțiuni privind “conlucrarea dintre structură, fundație și terenul de fundare”. În acest

calcul de conlucrare se pune condiția ca deformațiile suprastructurii, infrastructurii și terenului să fie conforme. Fundațiile izolate se tasează independent una față de cealaltă. Se arată că diferențele de tasări ale fundațiilor au ca efort importante redistribuiri de solicitări în construcție. În instrucțiuni se arată modul de calcul a reacțiunilor și tasărilor diferențiate și valoarea efectului modificării stării de solicitare. Autorul instrucțiunilor arată efectul favorabil pe care îl are rigiditatea construcției care contrabalansează diferențele de tasări care devin mai mici. Aceste instrucțiuni permit proiectanților să ia în considerare în calcul fenomenul conlucrării dintre construcție, fundație și teren, la structurile în cadre

Din cele prezentate rezultă preocupările intense ale diferiților oameni de știință din diferite colțuri ale lumii care demonstrează în mod clar că numai introducerea unor metode noi de calcul, bazate pe conlucrarea ansamblului suprastructură-infrastructură și terenul de fundație, pot satisface cerințele calitative ale progresului în ramura construcțiilor.

2.3. Despre starea de eforturi și deformații la terenurile de fundare.

Studiile și preocupările deosebit de laborioase efectuate în domeniul modului de comportare a terenului de fundare, a stării de eforturi și a deformațiile, au dus la aprofundarea modului de conlucrare dintre construcție și teren [66],[67],[83],[84], etc.

H. Kőning de la Laboratorul de Mecanica Solului din Delft - Olanda, studiază modul de repartiție a eforturilor într-un masiv din pământ omogen elastic anizotrop. Într-un pământ anizotrop, proprietățile sale depind de cinci coeficienți de elasticitate:

- E_h - modulul de elasticitate în direcție orizontală;
- E_v - modulul de elasticitate în direcție verticală;
- ν_h - coeficientul lui Poisson în direcție orizontală;
- ν_v - coeficientul lui Poisson în direcție verticală, datorită unei forțe orizontale;
- ν - coeficientul lui Poisson în direcție orizontală datorită unei forțe verticale.

Se calculează repartiția eforturilor în masivul din pământ, datorită unei încărcări exercitate la suprafața masivului din pământ, prin intermediul unei plăci circulare.

După cum se arată în lucrarea [88] **Brinch Mauseu I.**, Profesor la Universitatea Tehnică din Copenhaga, studiază modul de deformare a masivului din pământ sub sarcini, elaborând relația de calcul determinată pe baza încercărilor în edometru și a încercărilor triaxiale [2.26].

$$E_v = E_1 + E_2 + E_3 = 3A \left[\sqrt{\frac{P_m}{M}} \right]^m \quad (2.26)$$

În care:

- M - este modulul de deformație al terenului;

- P - încărcarea masivului din pământ;
- A și m - sunt coeficienții dați în funcție de porozitate;
- E_v - deformația de volum.

Barberis V., asistent la Institutul de Construcții Hidraulice al Universității din Roma - Italia, pe baza unor serii de experimentări pe diferite materiale, determină distribuția presiunilor în terenul de fundație. Se arată că propagarea presiunilor la terenurile nisipoase se face aproape instantaneu, pe când la argile durează un timp mai lung, în funcție de materialele aluvionare și argiloase.

Prof. Kawakami F. și asistentul său S. Ogana, de la Universitatea Tohioku Saudai - Japonia, studiază rezistența și deformația terenului supus la solicitări repetate. Pe baza încercărilor s-a înregistrat creșterea progresivă a deformației axiale și variația modulului de deformație elastic, odată cu creșterea frecvenței și presiunilor aplicate. S-au trasat curbele de compresiune raportate la indicii de creștere a deformațiilor. Din studierea acestor curbe, comparându-le cu proprietățile mecanice ale unui model reologic, a cărui comportare este similară cu cel al probelor supuse la încercări repetate, s-a obținut limita de elasticitate și modulul de elasticitate (Fig 2.6.a, 2.6.b), s-au studiat și relațiile între efortul de compresiune și deformație axială și între modulul de deformație elastic și limita de elasticitate.

Analizând graficul din figura 2.6.a, se constată, că:

- Deformația elastică a probelor supuse la încărcări repetate scade până la o valoare limită, odată cu creșterea frecvenței și presiunilor limită aplicate (Fig 2.6.a);

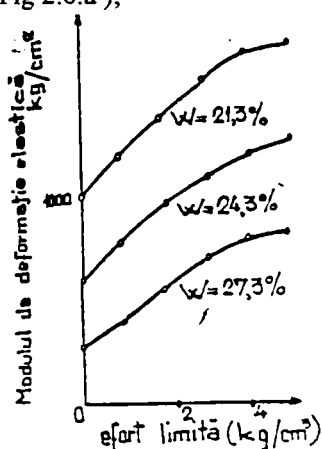


Fig. 2.6.a

Relațiile între efortul limită, deformația elastică și modulul de deformație elastică la solicitări repetate.

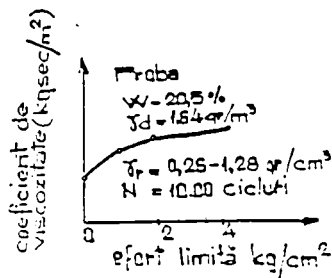


Fig. 2.6.b

Relația între efortul limită și timpul încărcărilor repetate și coeficientul de vâscozitate.

– Modulul de deformare elastică a probelor supuse la încărcări repetate crește până la o valoare limită, odată cu creșterea frecvenței și presiunilor limită aplicate (Fig 2.6.b)

– Atât deformația elastică cât și modulul de deformare sunt funcție de umiditatea probelor;

Din analiza graficului din figura 2.6.b, se constată că:

– Coeficientul de vâscozitate a probelor supuse la sollicitări repetate crește până la valoare limită odată cu creșterea frecvenței și presiunilor limită aplicate.

Krâsmanovici S. prezintă o lucrare deosebit de interesantă, în care analizează modul de distribuție a eforturilor și deformațiilor în teren, luând în considerare clădirea și terenul ca pe un tot unitar. În calculul distribuției presiunilor reactive se ține seama de rigiditatea suprastructurii și infrastructurii și terenului de fundare. Terenul de fundație se tasează neuniform sub grinda de fundație, fapt ce modifică starea de eforturi în clădire, iar din această cauză se modifică presiunile respective pe suprafața de contact (Fig 2.7).

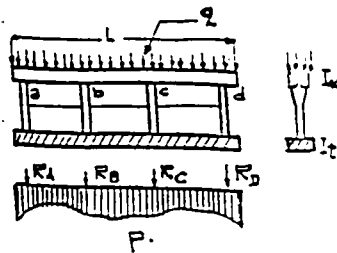


Fig. 2.7

Variația presiunii reactive pe suprafața de contact

Variația presiunii reactive pe suprafața de contact depinde de rigiditatea suprastructurii, infrastructurii și a terenului de fundare. În lucrare se analizează separat influența fiecărei rigidități. Se ajunge astfel la concluzia că este necesară luarea în considerare a influenței rigidității în calculul eforturilor și deformațiilor.

E. de Beer, consideră niște grinzi de fundare de rigidități diferite la care calculează variația presiunii reactive pe suprafața de contact în terenuri de fundare cu modulul de elasticitate E_s , constant. Determinarea presiunilor respective se face la grinzi, caracterizate prin:

$$\delta = \frac{b}{E} \left(\frac{\text{latime}}{\text{lungime}} \right) = \frac{1}{2} : \frac{2}{3} : \frac{1}{4} \quad (2.27)$$

arătând că acestea se îndepărtează de la ipoteza unei repartiții uniforme (Fig 2.8).

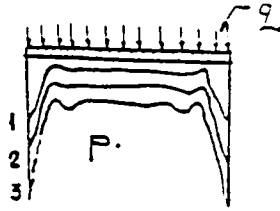


Fig. 2.8

Repartiția presiunilor reactive pentru diferite grade de rigiditate

Determinarea presiunilor reactive în teren se stabilesc cu ajutorul metodei pătratelor. În cazul grinzilor cu rigiditate foarte mare, distribuția transversală a presiunilor este neuniformă. Distribuția pe suprafața de contact longitudinală este de asemenea neuniformă, conform figurii 2.7.

Pentru grinzile foarte rigide, presiunile reactive la margini sunt la valori infinite de mari, ce nu pot fi atinse, datorită fenomenelor plastice.

Biernatowski Jazimierz - Plonia, analizează conlucrarea dintre construcție și teren, în cazul structurilor prefabricate, determinând distribuția presiunilor reactive pe suprafața de contact dintre construcție și teren, în funcție de rigiditatea construcției și a terenului de fundare, precum și de formația suprafeței de contact.

Terenul de fundație este modelat ca semiplanul elastic, stratificat arbitrar și caracterizat prin modul de compresibilitate E_s și coeficientul lui Poisson. Clădirea prefabricată se asimilează cu o grindă cu rigiditate redusă, cu n rezeme, sub formă de fundații transversale. Calculul grinzii pe mediu elastic se rezolvă prin metoda Jemocikin. Rezultatele calculului sunt date în tabelul 2.1, din care se observă că reacțiunile sunt mai mari la margine și au valori apropiate în câmp. Tasările sunt maxime în centrul grinzii și minime spre margine. Metoda nu ia în considerare toți parametrii și factorii care influențează conlucrarea, iar modulul de apreciere al rigidității construcției nu reflectă realitatea.

Lucrarea prezintă un aspect calitativ prin faptul că pune în evidență fenomenul conlucrării construcție - teren, scotând în relief necesitatea luării în considerare proiectarea economică a construcțiilor.

Tabel 2.1

CAZUL	INDICELE	Fundatiile Transversale - Axe										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Rezolvarea cu luarea în considerare a rigidității construcției	Rețțiuni [N/cm ²]	48.25	47.5	40.50	41.75	44.00	44.50	44.50	43.75	42.75	41.50	63.25
	Tasări [cm]	2.20	2.26	2.70	2.53	2.58	2.56	2.80	2.58	2.52	2.44	2.26
Rezolvarea fără luarea în considerare a rigidității construcției	Rețțiuni [N/cm ²]	28.92	32.1	48.84	48.20	45.20	48.20	48.20	48.20	48.20	48.20	61.16
	Tasări [cm]	1.32	1.59	1.68	1.36	1.78	1.77	1.67	1.54	1.51	1.46	1.36
Rezolvarea cu luarea în considerare a influenței fundațiilor vecine	Rețțiuni [N/cm ²]	Fără										
	Tasări [cm]	1.67	1.86	2.34	2.78	4.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	3.57

Seven Hausko - Suedia - arată că deoarece în calculul clădirilor, prin metode convenționale, când conlucrarea dintre construcție și teren este omisă, se ajunge la erori serioase.

Folosind unele programe de calcul, el determină eforturile și deformațiile în structură și teren, printr-un calcul de conlucrare, pe care le compară cu rezultatele unui calcul clasic.

Eforturile efective σ în teren, datorită acțiunilor din reazeme s-au calculat după metoda Fröhlich's, care este considerată avantajoasă de ajutor, deoarece pentru diferite terenuri care numai schimbarea factorilor caracteristici presiunilor reactive. Modulul de deformație "M" al terenului este definit în funcție de modulul "m" exponențial presiunilor "β" și nivelul presiunii efective "σ":

$$M = m\sigma_j \left(\frac{\sigma}{\sigma_j} \right)^{1-\beta} \quad (2.29)$$

$$\sigma_j = 100 \times p_a \quad (2.30)$$

Tasăriile sub o anumită sarcină, sunt calculate prin integrarea efortului vertical sub sarcina cauzată de presiunile calculate anterior. Cum sarcinile reazemului depind de tasări, presiunile în subsol vor depinde de asemenea de tasări. Calculul s-a făcut pentru o structură în cadre cu cinci etaje și trei niveluri. Pe baza analizei comparative între calculul convențional și calculul unitar care ține seama de conlucrarea construcție - teren rezultă că eforturile determinate din calculul convențional sunt efectuate de erori hotărâtoare ceea ce impune efectuarea unui calcul de conlucrare.

Rabinovici A. [79]., Prezintă o lucrare deosebit de interesantă, în care analizează fenomenul de interacțiune construcție - teren., Luând în considerare rigiditatea clădirii și terenului

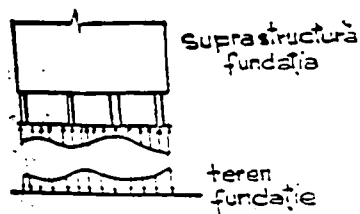


Fig 2.9
Acțiunea reciprocă structură – teren

Analiza acțiunii reciproce între construcție și terenul de fundație se face pentru o clădire multietajată cu suprastructură rigidă și infrastructură elastică.

Suprastructura fiind rigidă obligă ca deformația suprafeței de contact să fie uniformă, dar presiunile reactive pe suprafața de contact prezintă o variație pronunțată [Fig 2.9]. Presiunile reactive pe suprafața de contact sunt preluate de terenul de fundație după principiul acțiunii și reacțiunii.

Se determină solicitările și deformațiile suprafeței de contact în model Winkler și model Boussinesq, în cazul sarcinilor concentrate.

La determinarea deformațiilor, se folosește relația:

$$y = \frac{1}{D} f(l, b, p, \dots) \quad (2.28)$$

În care:

$$D = \frac{Eb \times h^3}{12(1 - \nu^2)} - \text{rigiditatea fundației.}$$

- b, l - dimensiunile grinzii echivalente;
- P - încărcarea;
- y - deformația unei fundații de dimensiunile l, b solicitată de un sistem de sarcini date.

Rezultatele acestei lucrări contribuie la cunoașterea fenomenului de conlucrare construcție - fundație - teren.

În concluziile sale autorul arată că variația rigidității construcției duce la variația solicitărilor și deformațiilor la nivelul suprafeței de contact, care se transmit terenului pe care se reazemă. Deformațiile neuniforme ale terenului de fundare sunt înregistrate de construcție care își modifică starea de solicitare deformare. Fenomenul se repetă până la găsirea echilibrului.

Silion T., Ungureanu M, Csongradi I. [85]., efectuează un calcul de conlucrare la structurile în cadre, cu fundații izolate, determinând solicitările în clădire și pe suprafața de contact între fundație și teren. Studiul conlucrării dintre

construcție și teren se face aplicând metoda materiei de rigiditate. Din exemplele de calcul autorii concluzionează că efectul conlucrării este important și că nu trebuie ignorat. Se arată că la structurile în cadre rezultă - pe lângă diferențele cantitative - și modificări calitative. Un rol important îl are natura terenului de fundare; cu cât modulul de deformație al terenului este mai mare, cu atât efectul conlucrării scade.

Ungureanu M., Csongradi I. [84]., Prezintă câteva principii teoretice și rezultate practic despre conlucrarea între cadre plane cu tălpile de fundare și teren. Deformarea terenului este descrisă prin matricea de flexibilitate a suprafeței de contact, care se prezintă sub forma generală pentru două modele de teren, folosite frecvent în practică. Se deduce apoi matricea de rigiditate a sistemului și matricea de rigiditate a terenului. Se prezintă rezultatele teoretice, care adoptă atât modelul winkler, cât și cel liniar deformabil, la care se ține seama și de modificarea rigidității structurii.

Lucrarea își aduce o contribuție deosebită la elucidarea fenomenului de conlucrare dintre construcție - fundație - teren, la structurile în cadre.

Pop Viorel și Pătrâniche M. [77]., Fac o prezentare a factorilor care condiționează conlucrarea dintre construcție și teren, precizând necesitatea luării lor în considerare într-un calcul de conlucrare. Exemplu:

- Tasările imediate provocate de creșterea treptată a încărcărilor., pe măsură ce se execută construcția;

- Tasările de consolidare care se suprapun tasărilor imediate și care în mare parte pot apare în timpul executării construcției;

- Redistribuirea încărcărilor și eforturilor în structură datorită tasărilor diferențiate;

- Modificarea rigidității structurii pe măsură ce construcția progresează;

Factorii menționați nu sunt liniari, astfel încât considerarea lor separată și apoi suprapunerea efectelor introduc erori. Estimarea acestor factori este dependentă de proprietățile pământurilor. De aceea factorii trebuiesc luați în calcul simultan.

Mihăilescu Clemensa, Mihăilescu Șt. și Vaicum Alexandru [66],[89] prezintă o lucrare deosebit de interesantă, prin care face o analiză a fenomenului de interacțiune - teren, cu luarea în considerare a comportării vâscoelastice a structurilor din beton și masivelor din pământ. Se tratează structurile în cadre cu fundații izolate sau continue și structurile din panouri mari, la care se analizează conlucrarea dintre suprastructură, infrastructură și teren. În lucrare se concluzionează că metoda de calcul care permite efectuarea unui calcul de conlucrare dintre suprastructură, infrastructură și teren ce ține seama de toți parametrii și factorii ce influențează comportarea acestui ansamblu este metoda elementelor finite. Autorii prezintă rezultatele unui calcul de conlucrare folosind metoda elementelor finite pentru o structură în cadre.

Rezultatele calculului de conlucrare sunt prezentate comparativ cu rezultatele calculului convențional. Din această prezentare se desprinde necesitatea luării în considerare în calcule a conlucrării dintre construcție și teren.

2.4. Despre structura terenului de fundare și comportarea lui sub acțiuni.

Conlucrarea dintre construcție și terenul de fundare depinde de natura terenului de fundare, de modulul de deformație al masivului din pământ, de grosimea stratului compresibil, de stratificație, de anizotropie, de rigiditatea masivului din pământ, etc.

Terenul de fundare este format din roci dezagregate, cu goluri mai mari sau mai mici, slab legate între ele. În golurile dintre particulele minerale se găsește faza lichidă și faza gazoasă. Rocile dezagregate provin din roci eruptive, sedimentare sau metamorfice, prin alterare chimică și fragmentare fizică, alcătuind faza solidă. Vaporii de apă și gazele din pământ ce se găsesc între particulele solide, necunoscute de apă, formează faza gazoasă.

Comportarea masivului din pământ sub sarcini depinde de mărimea sarcinilor, de proprietățile mecanice și geotehnice, de neomogenitatea și anizotropia masivului din pământ. Modulul de deformație al terenului de fundare crește cu adâncimea, influențând direct asupra eforturilor și tășărilor. Terenurile de fundare se prezintă omogene și neomogene. Cele neomogene se caracterizează printr-o anizotropie în plan orizontal, longitudinal și transversal, care influențează direct asupra distribuției eforturilor și deformațiilor în semispațiu. Din această anizotropie se poate ține seama în calcule, folosind metoda elementelor finite. Proprietățile argilelor și nisipurilor sunt foarte complexe, încât o analiză matematică este imposibilă, de ceea, în practică s-a recurs la ipoteza simplificatoare, considerând comportarea pământurilor ca niște materiale ideale. Teoriile elaborate pe baza acestor simplificări ne conduc la observații teoretice, imputându-se determinări de laborator, pentru stabilirea caracteristicilor geotehnice și mecanice, cu dare se pună în concordanță rezultatele teoretice.

a) Comportarea pământurilor necoezive sub acțiuni

Deformațiile pământurilor necoezive sub acțiunea sarcinilor exterioare au loc datorită reducerii porozității și micșorării volumului de goluri dintre particulele solide. Comprimarea nisipurilor se produce prin rostogolirea granulelor solide în golurile vecine, prin lunecarea lor și strivirea locală a particulelor ce vin în contact. Pe măsura comprimării nisipurilor, apa din golurile dintre granule este expulzată în exterior. Mărimea deformației pământurilor nisipoase este în funcție de volumul golurilor [10], [59], [72], etc.

Modulul de deformație E , este în funcție de densitatea nisipurilor, de mărimea solicitărilor la care sunt supuse și de posibilitatea expulzării apei din pori. Rezistența la forfecare a nisipurilor este dependentă de efortul normal de planul de forfecare. Modulul de forfecare s-a notat cu "G" și depinde de efortul normal și de densitatea relativă a nisipurilor în plan orizontal (d_r), figura 2.18,.

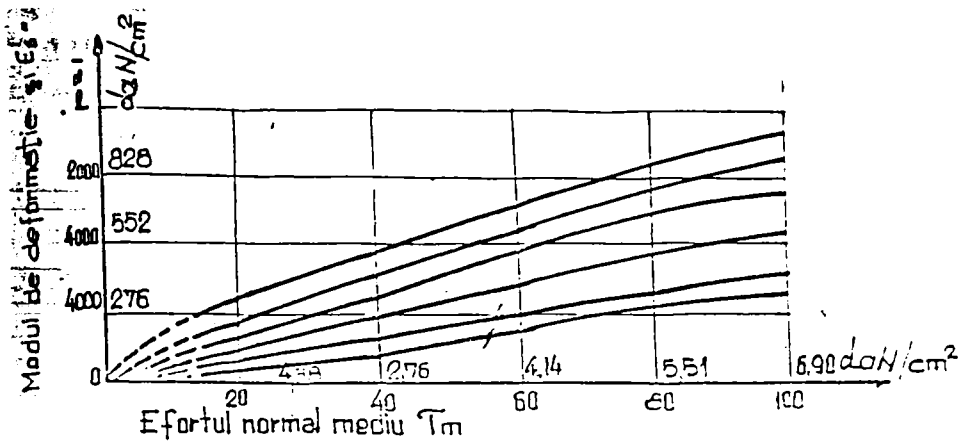


Fig 2.18

Valoarea modulului de forfecare în plan vertical este mai mică decât valoarea modulului de forfecare în plan orizontal, deoarece presiunea normală pe planul vertical de forfecare este mai mică, ea fiind de presiunea laterală caracteristică prin coeficientul E_0 . Aceasta explică de ce nisipurile nu pot prelua eforturi tangențiale mari. Terenurile nisipoase se comportă ca un model Winkler. Deformarea elasto - plastică a nisipurilor la marginea fundației se explică prin valoarea mică a rezistenței la forfecare în plan. Construcțiile executate pe terenuri nisipoase fundate pe radiere au o comportare mai bună în comparație cu cele fundate pe elemente continue, în cazul terenurilor necoezive [10].

b) Comportarea pământurilor coezive sub sarcini

Pentru studierea comportării ansamblului construcție - fundație - teren, din punct de vedere al stării de eforturi și deformații, se impune analiza comportării pământurilor de fundare sub sarcini. Comportarea pământurilor argiloase sub sarcini, alcătuite din faza solidă, lichidă și eventual gazoasă, depinde de interacțiunea dintre aceste faze, cât și de comportarea fiecărei faze în parte. Particulele argiloase au un mare grad de dispersie, absorbind moleculele bipolare și ionii pozitivi din soluții alcătuiind moleculele gigant. Eforturile normale și tangențiale sunt preluate de scheletul mineral prin intermediul peliculelor de apă ce le înconjoară.

Sub acțiunea sarcinilor exterioare iau naștere, în masivul din pământ, deformații care provoacă un câmp de eforturi unitare, ce produc următoarele fenomene:

- Distrugerea legăturilor structurale sau a particulelor izolate, când rezistența dintre particule este depășită de efort;

- Eliminarea apei din porii pământului (permițând o așezare a elementelor constituante), dând naștere unui gradient hidraulic ce produce deplasarea apei în masivul din pământ;
- Comprimarea și eliminarea parțială a bulelor de aer;
- Deformația peliculelor de apă adsorbită în punctele de contact;
- Deformații de altă natură, legate de proprietățile elastice ale granulelor.

Aceste fenomene depind de forma și natura particulelor argiloase, de porozitate și de umiditate. Legăturile structurale ale particulelor argiloase sunt de natură electromoleculară (cauzate de natura bipolară a moleculelor de apă), și de natură mecanică.

Pământurilor argiloase sunt legate într-o rețea capilară ce influențează proprietățile mecanice.

Faza gazoasă dintre particulele de argile are o comportare elastică sub sarcină, ce sporește elasticitatea argilelor.

Fenomenele enumerate mai sus, care iau naștere în masivul de pământ, datorită presiunilor reactive cauzate de sarcinile exterioare, duc la o apropiere, o îndesare a particulelor însoțite și de lunecări locale. Această îndesare a particulelor se numește tasare. Particulele îndesate sunt mai compacte, având proprietăți mecanice mai mari.

În cazul suprafețelor înclinate, pe lângă eforturile verticale, apar și eforturi orizontale, care caută să deplaseze lateral unele particule față de altele.

În cazul când forțele tangențiale depășesc rezistența legăturilor interioare, se produce ruperea. Particulele asupra cărora acționează eforturile unitare tangențiale sunt dispersate în masivul din pământ neordonat. Ruperea se produce progresiv, începând cu particulele a căror forțe de legătură sunt mai mici, extinzându-se la particulele vecine.

Rezistența la forfecare este transmisă tuturor fazelor componente ale pământului, lucru ce face ca rezistența la forfecare să depindă de umiditate, de viteza cu care se aplică sarcinile exterioare, de mărimea solicitărilor interioare și de natura particulelor. Rezistența la forfecare a pământurilor influențează comportarea construcțiilor la solicitări orizontale. Apa din porii pământului nu poate prelua eforturile tangențiale, transmițând eforturi egale în toate direcțiile.

c) Starea de eforturi și deformații la masivul din pământ

În studierea fenomenului de conlucrare dintre construcție, fundație și teren, ne interesează starea de eforturi și deformații.

Presiunea reactivă pe suprafața de contact este în continuă variație, în funcție de tasările progresive ale terenului și a fenomenului de redistribuire succesivă a eforturilor din structurile static nedeterminate. Deformațiile semispațiului depind de starea de efort a masivului respectiv, care este încărcat pe suprafața sa cu un

sistem de forțe oarecare. Masivele din pământ sub sarcină se caracterizează prin deformarea lor, care poate fie elastică, văsko-elastică și elasto-plastică.

Modificarea formei și volumului de pământ, sub acțiunea sarcinilor interioare, se numește deformație.

Deformația se numește elastică, atunci când - după înlăturarea cauzei - ea dispare.

Deformația văsko-elastică apare în cazul când la aplicarea forțelor care rămân constante ca mărime, are loc și o deformație elastică, peste care se suprapune o deformație care crește în timp, până la o anumită limită.

Deformația plastică apare în situația când eforturile unitare tangențiale depășesc rezistența la forfecare a masivului, producându-se o cedare prin alunecare.

Se consideră că argilele au o comportare elastică sau văsko-elastică, iar nisipurile o comportare elasto-plastică. Starea de deformare sau efort într-un punct al masivului, se poate descompune în componentele sferice și componentele deviatorului respectiv.

2.5 Considerații teoretice și tehnico economice ale interacțiunii teren – structură

Redistribuția eforturilor produsă datorită tasărilor diferențiate este influențată de rigiditatea și nedeterminarea statică a structurilor, poate conduce la stare de efort și deformație a construcțiilor mult diferită de cea obținută cu analiza convențională din proiectarea curentă.

Câteva exemple vor ilustra cât de mult se pot îndepărta rezultatele analizei convenționale, de starea de efort și deformare a construcțiilor determinată cu luarea în considerare a interacțiunii în domeniul elastic.

În cazul cadrelor static nedeterminate. Cu fundații izolate, sunt indicate în tabelul 2.2. Rezultatele obținute (pentru două cadre în care unul are două deschideri și trei nivele, iar al doilea cadru cu trei deschideri și cinci nivele) prin metoda elementelor finite, comparativ cu un calcul convențional fără luarea în considerare a conlucrării.

Datorită tasărilor mai mari, ca rezultat al interacțiunii stâlpilor de mijloc se descarcă cu valori importante între 78% ÷ 81% pe când stâlpilor din margine se încarcă cu sarcina corespunzătoare. Prin urmare, rezultă o creștere a presiunii efective pe talpa stâlpilor marginali și o scădere a ei pentru stâlpilor din mijloc, astfel că stâlpilor marginali și fundațiile corespunzătoare sunt subdimensionate (cu cca. 30%), pe când stâlpul central este supradimensionat.

Un alt efect important al interacțiunii se manifestă prin creșterea mare a momentelor negative pentru grinzile din deschiderile marginale la îmbinarea lor cu stâlpilor marginali. În schimb momentele din rigle la capătul de intersecție cu stâlpilor centrali scad mult, chiar cu schimbări de semn.

Valoarea momentului rezultat, ca efort al tasării reazemelor, poate depăși momentul capabil al grinzii, formându-se o articulație plastică ce conduce la o nouă redistribuție a sarcinilor, în noua configurație statică a structurii.

Rezultă o scădere a gradului de nedeterminare statică deci și capacitatea de redistribuire a eforturilor, iar deformațiile elementelor cresc cu valori importante ce pot conduce la ieșirea din exploatare a unei construcții industriale cu instalații și utilaje sensibile la deplasări.

Astfel, datorită tasării inegale a fundațiilor, stâlpii marginali se încarcă, iar presiunea efectivă pe suprafața fundației (talpa respectivă) crește până la valori ce pot depăși presiunea admisă cu cca. $40\% \div 100\%$, putându-se atinge în acest fel starea limită de capacitate portantă a terenului de fundație, în timp ce stâlpii centrali sunt supradimensionați în analiza convențională cu $60\% \div 80\%$.

Determinarea stării de efort și deformare a structurilor static nedeterminate, datorită influenței simultane a încărcărilor exterioare și a tasărilor progresive ale fundațiilor, reprezintă de asemenea, o problemă de interes major atât din punct de vedere al implicațiilor tehnice și economice ce rezultă, cât și din punct de vedere al problemelor teoretice care trebuie rezolvate.

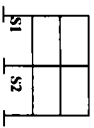
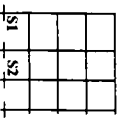
Se vor evidenția diferențele mari și foarte mari ce apar între rezultatele metodelor convenționale de calcul folosite în practica curentă de proiectare, între calculele ce rezolvă problema elasticității instantanee și interacțiunii și cele de care se ține seama de comportarea în timp a materialelor și masivului de pământ, subliniindu-se care sunt consecințele lor asupra siguranței și economiei în construcții.

Astfel, sunt studii făcute de N.K. Arutiniian [5], Chamecki S.[23] subliniate de exemple de calcul, unde se poate urmări ordinul de marime al eforturilor și deformațiilor rezultate. Este cunoscut că o structură static nedeterminată de beton armat va avea o rigiditate, care va depinde de o serie de parametri, printre care și viteza de creștere a tasărilor neegale ale reazemelor structurii și vârsta betonului în momentul aplicării sarcinilor și deplasărilor impuse, prezintă o importanță deosebită. Dacă tasările se produc brusc, structura de beton armat, static nedeterminată se va comporta elastic ca în cazul celor amplasate pe terenuri nisipoase. Dacă viteza de creștere a tasărilor neegale este foarte mică și tinde către zero, structura de beton se va comporta vâscoelastic, construcția se va adapta deformațiilor produse de deplasările fundațiilor izolate, mai ales dacă acestea încep să se producă imediat după turnarea betonului. Tasările ce apar în cazul structurilor din beton armat cu comportare vâscoelastică vor fi mai mari decât la cele metalice cu comportare elastică., Amplasate pe același tip de teren care se tasează în timp, primele adoptându-se mai ușor la deplasările impuse datorită fenomenului de relaxare.

Analiza convențională se îndepărtează mult de la starea reală de efort și deformație a construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile,

Atunci când rezervele de rezistență ale structurii sunt utilizate cu strictețe în urma unui calcul spațial sau elastoplastic fără a ține seama de interacțiune,

Tabelul 21

		Analiza convențională						Analiza cu interacțiune ISFT									
		Reacțiuni (t)			Presiuni pe fundatii (U/mp)			Reacțiuni (t)			Presiuni pe fundatii (U/mp)						
		R1	R2	P1	R1	R1	P1	R1	R1	P1	P2						
val.	%	val.	%	val.	%	val.	%	val.	%	val.	%						
SHAMEKI (1969)		72	100	168	100	40	100	40	100	115	160	137	81	62	155	32	80
-CSM - INTMEF		112	100	215	100	15	100	15	100	159	142	168	78	21	140	11	73

construcția nu mai are capacitatea de a se adapta la tasările inegale ce apar, iar consecințele respective sunt cunoscute.

Realizarea unui calcul care să se apropie cât mai mult de starea reală a construcțiilor, necesită elaborarea unei metode de calcul adecvate, simple și generale, ai cărei parametri să poată fi determinați cu ușurință în practica curentă și care să permită totodată să se cuprindă comportarea materialelor în timp.

Analizând rezultatele unor cercetări asupra accidentelor în construcții, se va evidenția și mai bine latura practică a acestei probleme complexe de conlucrare structura - fundație - teren.

În cadrul analizelor efectuate de Service de Pathologie du Bureau 'Securitas în Franța, pe un număr de 1.200 de dosare de expertiză a accidentelor din construcții datorate fundațiilor, s-a putut constata că din cele șapte cauze preponderente ale dezastrului, trei se datoresc unor greșeli ce s-ar fi putut evita dacă problema construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, a interacțiunii construcție-teren, precum și probleme de mecanică a pământurilor, ar fi fost mai bine cunoscute de către proiectanți.

Se menționează, că 4/10 din numărul total de accidente se datoresc următoarelor cauze, după cum se va vedea sunt studiate și de care se ține seama în cercetările interacțiunii construcțiilor cu terenul:

- Neomogenitatea terenului în planul suprafeței de contact între fundație și teren, având ca urmare tasări inegale deosebit de periculoase pentru structurile static nedeterminate și de rigiditate medie de fundații izolate, sau înclinări nepermise ale construcțiilor rigide, ducând la scoaterea lor din exploatare;

- Fundații și structuri eterogene întâlnite într-o serie de lucrări importante, unde părți ale construcției sunt fondate diferit la diverse adâncimi, la care terenul are caracteristici fizico-mecanice modificate.

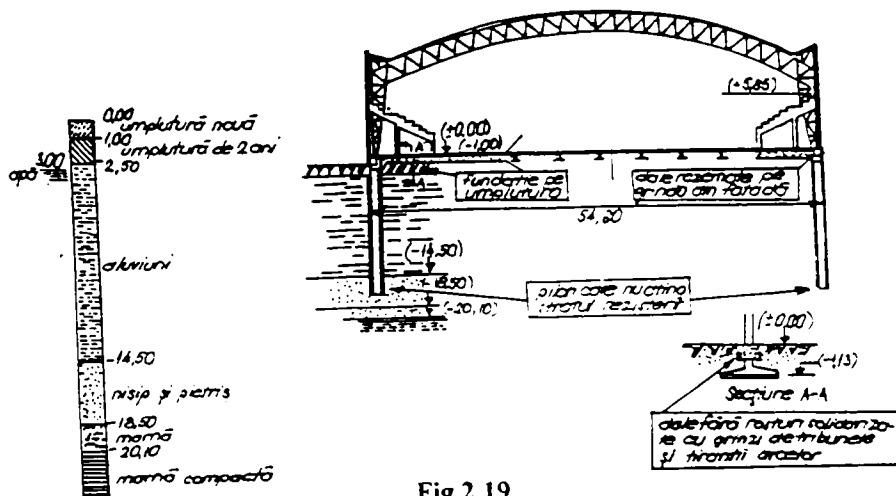


Fig 2.19

- Aceste tipuri de lucrări care au o dublă eterogenitate, aceea a terenului cât și a soluției de fundare, au dus de cele mai multe ori la accidente grave și frecvente în lucrările de construcții. Spre exemplificare fig. 2.19, o sală de sport de 35,0×54,0mp care a costat aproximativ 1.000 milioane franci (1956)[10].

Accidentul produs a demonstrat cât este de periculoasă să construiescă pe terenuri de umplură, chiar vechi, lucrări cu diverse tipuri de fundații, la adâncimi diferite, fără a lua elementare precauție a desolidarizării lor prin rosturi de trasare;

- Construirea unui nou imobil alături de altul vechi, efectele tasării, terenului de fundare sub acțiunea noii construcții pot prin interacțiune să producă fisuri și dezordini în imobilul vechi. Credița împământenită în proiectare că un simplu rost și asigurarea unei presiuni mai mici decât cea admisibilă rezolvă această problemă, a dus la un număr destul de mare de accidente (1/10);

- Construcții executate pe terenuri de fundație compresibile sau care și modifică caracteristicile fizico-mecanice în timp, fiind incapabile de a se adapta la tasările inegale chiar dacă s-au dimensionat la presiune egală.

S-a constatat că un atelier de 120×120m cu fundații de 4 mp pe o rețea de 15m, s-a tasat mai puțin decât un turn de 9 etaje cu o suprafață de rezemare de 20×20m, iar tasările unui radier flexibil de 150mp, au fost mult mai mari decât precedentele pentru aceeași presiune calculată pe teren.

S-a constatat, de asemenea, că adaptarea unei fundații de adâncime pentru construcțiile amplasate pe terenuri deformabile au un cost deosebit de ridicat al lucrării, nu asigură întodeauna, așa cum se crede siguranța necesară.

Adoptarea unei fundații de suprafață mai economice este posibilă în cazul în care interacțiunea structură - fundație - teren este suficient cunoscută, iar proprietățile mecanice ale terenului de fundare sunt determinate în mod adecvat; în acest caz se poate alege tipul de structură și fundație corespunzător cazului de teren pe care este amplasată construcția, având grija a se lua și măsuri constructive necesare.

Cercetările pe plan mondial au arătat că între eforturile calculate în structuri cu metode convenționale de proiectare și cele în care s-a ținut seama de conclucrarea construcțiilor cu terenul pot exista diferite chiar de 200% - 300%, fig. 2.20. De aceea pentru realizarea unei proiectări reale în condiții optime de siguranță, se impune luarea în considerare a interațiunii construcției cu terenul pe care este amplasată, putându-se obține o imagine clară asupra stării de efort și deformație a ansamblului structură - fundație - teren, scotând totodată în evidență parametrii ce influențează.

Optimizarea pe această cale a structurilor și fundațiilor, realizată odată prin alegerea unei soluții cât mai adecvate și apoi urmată de un calcul și o dimensionare bazată pe interacțiune, va conduce desigur, la o bună concordanță între tasările calculate și cele efective, măsurate pe teren, fundațiile clădirilor și structurile vor fi economice, vor corespunde condițiilor tehnice de exploatare și vor prezenta gradul de siguranță scontat.

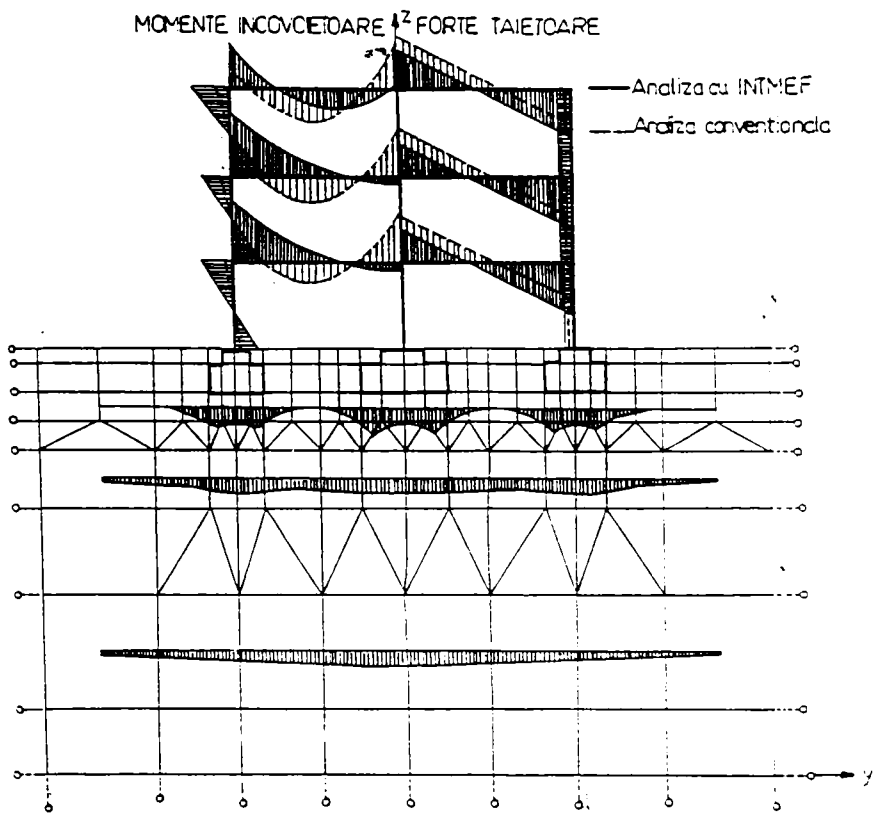


Fig 2.20

Tratarea generală a problemei conlucrării construcție - teren se lovește de dificultăți mari întâlnite în abordarea teoretică a problemelor de contact, cât și cele rezultate din multitudinea parametrilor și factorii caracteristici pentru fiecare element al ansamblului structură - fundație - teren care trebuie determinați și introduși în calcul. Metodele de calcul numeric și calculatoarele electronice fac posibilă, în stadiul actual de dezvoltare a mecanicii construcțiilor și mecanicii pământurilor, abordarea acestei probleme atât de complexe.

2.6 Concluzii privind stadiul problemei și preocupări ale autorului în abordarea ei în viitor

Metodele de calcul și conlucrării pentru structurile în diafragme sau cadre prezentate anterior, prezintă dezavantajul că nu pot lua în considerare toți parametrii și factorii ce influențează această conlucrare în regim static și dinamic și

nu ține seama de redistribuirea stării de eforturi și deformație, ce iau naștere în elementele de rezistență ale construcției.

O metodă care elimină dezavantajele amintite mai sus este **Metoda Elementului Finit** [26].

Prin discretizarea structurii și terenului în elemente finite și aplicarea programelor de calcul elaborate în ideea conlucrării dintre construcție, fundație și teren, rezultă următoarele avantaje:

- Permite luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și terenul de fundare, în regim static și dinamic;
- Ține seama de redistribuirea stării de eforturi și deformații dintre elementele din beton armat ale construcției;
- Permite cunoașterea stării de eforturi și deformații în fiecare element finit din cadrul construcției și terenului de fundare.

Folosirea metodei elementului finit dă posibilitatea cunoașterii reale calitative și cantitative de eforturi și deformații în suprastructură - infrastructură și teren, iar cunoașterea reală a stării de eforturi dă posibilitatea realizării unei proiectări raționale și economice a infrastructurilor, care să se încadreze în ansamblul unitar suprastructură - infrastructură și teren de fundare.

Modelul Elementelor Finite

Pentru efectuarea unui calcul de conlucrare dintre suprastructură, infrastructură și teren, trebuie aplicat un model matematic, care să permită luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor care influențează starea de eforturi și deformații. Atât clădirea cât și terenul de fundație reprezintă un corp deformabil ce posedă un număr infinit de puncte de mărime infinitezimală ce caracterizează continuitatea materiei. Modelul matematic adoptat care permite definierea forțelor exterioare, a eforturilor, a deformațiilor și a deplasărilor în fiecare punct, este modelul elementului finit. Suprastructura, infrastructura și terenul s-au substituit în elemente, numite elemente finite sau elemente discrete, de mărime constantă sau variabilă de necesitatea caracterizării stării de eforturi și deformații, legate între ele într-un număr finit de puncte numite noduri. Mărimea elementelor finite se alege în funcție de omogenitatea materialului, de variația încărcărilor, etc.

Discretizarea ansamblului în elemente finite nu suprimă continuitatea lui, ea se realizează prin forțele și deplasările generalizate, exteriorizate, elemente ce interacționează între ele. Toate aceste elemente pot fi caracterizate printr-o matrice de rigiditate sau o matrice de flexibilitate. Ele pot fi tratate prin metoda eforturilor sau prin metoda deplasărilor. Fiecare element finit este introdus cu proprietățile mecanice și fizice ale caroiajului ce-l reprezintă. Modelul elementului finit permite luarea în considerare a parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea în regim static și dinamic (parametri și factori tratați în capitolele 3 și 4). Acest model

permite luarea în considerare a redistribuirii stării de eforturi și deformații, a ansamblului suprastructură, infrastructură și teren

Autorul însușindu-și această nouă metodă [26], [38], [43], [51], [52], [71], [86], [94], își propune să prezinte un calcul unitar, prin aplicarea metodei elementului finit pentru structuri în cadre sau diafragme, folosindu-se de calculatorul electronic.

Pentru aceasta își propune realizarea unui program de calcul care să permită luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează conclucrarea dintre suprastructură - fundație - teren de fundare.

CAP. 3. STUDII TEORETICE A UNOR MODELE ȘI METODE DE CALCUL A CONLUCRĂRII DINTRE CONSTRUCȚIE ȘI TEREN

3.1 Câteva Aspecte Generale

Problema conlucrării dintre construcție și teren este un fenomen natural care are loc dintotdeauna atunci când omul a intervenit asupra terenului prin ridicarea unei construcții. O dată cu dezvoltarea deosebită în domeniul construcțiilor din ultimii 50 de ani, prin executarea unor construcții și lucrări de artă de o amploare deosebită, s-a pus problema cu mai multă acuitate asupra analizării comportării construcțiilor în timp precum și a conlucrării dintre structură - fundație - teren aspecte de care să se țină seama la proiectarea și realizarea construcțiilor [66],[88].

Datorită progresului științei privind aprofundarea cunoașterii comportării materialelor sub încărcări, respectiv apariția de noi metode de calcul a permis în ultimele decenii abordarea conlucrării dintre structură - fundație - teren din noi unghiuri. De asemenea trebuie remarcat faptul că în ultimii ani terenurile de construcție considerate "bune" sunt din ce în ce mai greu de găsit și apare necesitatea construirii îndeosebi pe terenuri considerate pînă nu de mult improprie construcțiilor, dar care prin diverse metode de îmbunătățire pot deveni terenuri bune de fundare. În această direcție a analizării comportării și conlucrării dintre construcție și teren se deschid noi perspective de studiu și analiză [61],[75].

Complexitatea mare a varietății structurale a construcțiilor, varietatea mare a proprietăților geotehnice ale terenurilor de fundare, precum și multitudinea de factori și parametri care intervin, fac ca rezultatele obținute prin metodele clasice să nu prezinte o concordanță mulțumitoare între rezultatele teoretice și cele practice. De aici rezultă concluzia că este necesar să se acorde o importanță deosebită determinării teoretice și experimentale a parametrilor și factorilor care intervin într-un calcul de conlucrare[10],[83].

Metodele clasice care rezolvă unele aspecte particulare nu au o privire de ansamblu a comportării construcției și terenului, făcând ca rezultatele obținute să fie greu de studiat, cea ce înseamnă că pentru o proiectare economică a construcțiilor se impune cunoașterea stării de eforturi și deformații, atât în structură cît și în teren, care se poate obține în baza unui calcul de ansamblu al construcției, fundației și

terenului, deoarece așa cum se cunoaște în practică se folosește separat calculul structurii, fundațiilor și a terenului, deși construcția și terenul formează un tot unitar.

Preocupările continui ale specialiștilor de a realiza construcții trainice și în același timp economice, au dus la necesitatea găsirii unor metode de calcul, care să permită o proiectare cât mai economică și adecvată.

În proiectarea construcțiilor dintotdeauna, un rol deosebit de important i-a revenit infrastructurii care reprezintă elementul intermediar între suprastructură și teren. Infrastructura trebuie astfel dimensionată încât să asigure transmiterea acțiunilor rezultate din acțiunile statice sau dinamice care acționează asupra structurii la teren, dar totodată să retransmită structurii presiunile reactive pe suprafața de contact între fundație și teren [75].

Acerst fenomen poate fi numit generic **conlucrare structură - fundație - teren**. Cunoașterea stării de conlucrare dintre construcție și teren reprezintă necesitatea de care trebuie să țină seama proiectantul și constructorul din punctul de vedere al proiectării judicioase și al eficienței economice în execuție și exploatare [84].

Infrastructura trebuie dimensionată în așa fel încât să fie capabilă să transmită terenului niște presiuni care să nu ducă la depășirea limitelor peste care deformațiile terenului de fundare să devină factorul care să inițieze o reacție nefavorabilă asupra suprastructurii [59].

Conlucrarea dintre suprastructură - fundație - teren duce la redistribuirea stării de solicitare și deformare în construcție ca urmare a tasării neuniforme și variației presiunilor reactive ale terenului de la talpa fundației având în majoritatea cazurilor efecte benefice din punct de vedere tehnic [10],[31].

Problema conlucrării dintre construcție fundație și teren a fost atacată din punctul de vedere al metodelor de calcul de către Meyerhof încă din 1947,[88] când a prezentat o metodă aproximativă pentru determinarea interacțiunii la structurile în cadre folosind modelul Winkler la care se va face referire în continuare. În 1953 același autor propune un procedeu pentru determinarea rigidității generale a cadrelor și înlocuirea structurii printr-o grindă de rigiditate echivalentă, la care calculează distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact și tasările diferențiate care rezultă.

Astfel începe o nouă abordare a problemelor specifice în proiectarea construcțiilor luând în considerare fenomenele reale ce au loc în comportarea acestora, fenomene existente dar nepuse în evidență prin calcule după metodele existente până atunci. Cum aspectele ce se studiază se referă la comportarea unor materiale diferite ce compun construcția se prezintă mai întâi separat studii despre terenul de fundare.

3.2. Studii referitoare la câteva Modele Fizice pentru terenul de fundare

Pentru calculul construcțiilor cu luarea în considerare a interacțiunii dintre construcție și terenul de fundare, considerat cu proprietăți elastice sau reologice, o deosebită importanță o are luarea în consideraare a modului de comportare a masivului de pământ.

Acest calcul se poate rezuma la obținerea unor relații matematice care să reprezinte deformația suprafeței de contact, respectiv repartizarea presiunii reactive pe această suprafață. Astfel se poate aprecia că cele menționate mai sus caracterizează suficient răspunsul la încărcările exterioare.

Pentru un studiu corect al interacțiunii construcție teren, trebuie subliniat ca cea mai mare dificultate o constituie alegerea adecvată a schemei care să reprezinte comportarea masivului de teren, arătând că această schemă trebuie să fie precizată printr-un număr cât mai mic de parametri care prin numărul lor nu trebuie să îngreuneze calculul. Totuși este necesar a stabili asemenea metode de calcul, care să exprime cât mai satisfăcător și real comportarea terenului, deci această necesitate conduce la luarea în considerare a factorilor fizici (unii destul de greu de a fi stăpâniți practic). Desigur se consideră că soluția de a căuta ca între cele două cerințe opuse să se obțină un model relativ simplu, dar care să concorde cât mai bine cu comportarea reală a terenului de fundare. Aceste considerente să recunoaștem au fost destul de greu de îndeplinit până la apariția metodelor de calcul automat.

În sensul celor mai de sus, în cele ce urmează, se va face o examinare critică a două dintre cele mai cunoscute schematizări și idealizări a masivului de pământ, având scopul apropierii lor cât mai mult de comportarea reală a terenului de fundare [72], [13] și anume :

- Modelul Winkler - Zimmermann, cunoscut și sub denumirea coeficientului de pat
- Modelul Boussinesq - adică modelul semispațiului elastic omogen și izotrop

3.2.1 Cu privire la modelul Winkler - Zimmermann

Schematizarea cea mai des folosită (datorată simplității la care conduce), este cea corespunzătoare ipotezei elastice Winkler - Zimmermann formulată în 1867 [72] [59], care consideră pământul ca un mediu elastic continuu, unde presiunea în orice punct este proporțională cu deformația locală (Fig 3.1).

$$p = k * y \quad (3.1)$$

unde :

p = presiunea reactivă pe talpa fundației
y = deplasarea terenului

k = coeficient de proporționalitate dintre reacțiunea terenului și deformație, care poartă denumirea de coeficient Winkler sau coeficient de pat [daN/cm^3]. Mărimea lui este funcție de mai mulți factori cum sunt natura terenului, forma și dimensiunile fundației și se determină pe cale experimentală așa cum se cunoaște din multe lucrări de specialitate [72],[59]. După cum se prezintă în Fig. 3.1 modelul mecanic este asimilat unui sistem de arcuri identice, independente cu o caracteristică elastică K .

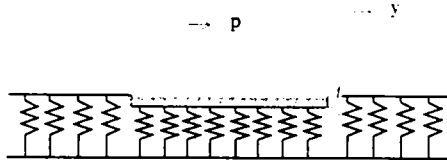


Fig 3.1
Modelul mecanic Winkler

Un asemenea mod de abordare presupune o legătură exclusiv locală care simplifică problema din punct de vedere matematic, însă nu se pretează totdeauna la o interpretare a modului real în care răspunde terenul de fundare la o încărcare exterioară.

Experimentul arată că modelul Winkler - Zimmermann modelează situația reală numai în cazul fundațiilor cu suprafețe mari care duc la uniformizarea presiunilor pe teren.

Pentru aplicarea modelului Winkler cât mai fidel, se poate folosi un coeficient de pat variabil care schematizează cât mai aproape starea reală a terenului.

Acest model are la bază ipoteza contactului permanent între grinda de fundare și teren, precum și proporționalitatea dintre presiunea respectivă într-un punct și tasarea locală în acel punct. Ecuația diferențială a fibrei medii deformată a grinzii are [72], [88] următoarea expresie :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) - p(x) \quad (3.2)$$

în care :

$$p(x) = K_v \cdot b \quad (3.3)$$

este presiunea reactivă pe suprafața de contact a grinzii cu terenul

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K_v \cdot b = q(x) \quad (3.2a)$$

Dacă se notează cu $\alpha = \sqrt[4]{\frac{K_b}{4EI}}$ (3.4)

ceea ce reprezintă indicele de rigiditate al sistemului construcție - teren, în care :

- K - reprezintă coeficientul de pat
- EI - rigiditatea la încovoiere a grinzii
- q(x) - încărcarea exterioară a grinzii repartizată după o lege oarecare
- $L = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ = lungimea totală a grinzii

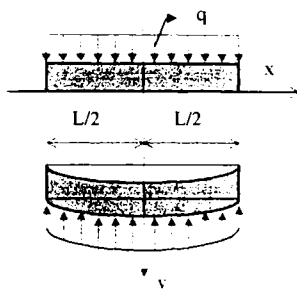
Prin rezolvarea ecuației diferențiale se permite determinarea presiunilor reactive pe suprafața de contact și deformațiile grinzii pe mediu elastic de lungime infinită sau finită, momentele încovoietoare și forțele tăietoare.

Relațiile de calcul pentru o grindă pe mediu deformabil supusă la acțiune uniform distribuită sunt date mai jos :

$$M(x) = \frac{q L}{4} \int_{\frac{1}{2} - x}^{\frac{1}{2} + x} (x) dx \quad (3.5)$$

$$Q(x) = \frac{-q}{4} \int_{\frac{1}{2} - x}^{\frac{1}{2} + x} (x) dx \quad (3.6)$$

$$Y(x) = \frac{q}{2 K b L} \int_{\frac{1}{2} - x}^{\frac{1}{2} + x} (x) dx \quad (3.7) \quad \text{Fig 3.2}$$



$$p(x) = K_y b \quad (3.8)$$

în care :

p(x) - reprezintă presiunea reactivă pe suprafața de contact a grinzii cu terenul

Y(x) - reprezintă tasarea grinzii în secțiunea x

Q(x) - reprezintă forța tăietoare în grindă în secțiunea x

M(x) - reprezintă momentul încovoietor în grindă în secțiunea x

Având în vedere diferența mare între lungimea grinzii și lățimea sa putem considera simplificat pentru calcul **grinda de lungime infinită**, la care o forță concentrată P acționează la o distanță suficient de mare față de capătul grinzii (Fig 3.3) , raportată la un sistem de axe cu originea în punctul de aplicație al forței, soluțiile pentru ramura de la 0 la $+\infty$ sunt date de relațiile :

$$y_x = \frac{P \alpha}{2k} \varphi_1(\alpha x) \quad (3.9)$$

$$M_x = \frac{P}{4\alpha} \varphi_3(\alpha x) \quad (3.10)$$

$$\Theta_x = \frac{P \alpha^2}{k_s} \varphi_2(\alpha x) \quad (3.11) \quad T_x = -\frac{P}{2} \varphi_4(\alpha x) \quad (3.12)$$

Funcțiile φ_1 și φ_4 se dau în tabele gata calculate din tratate și au următoarea formă :

$$\varphi_1(\alpha x) = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x) \quad (3.13)$$

$$\varphi_2(\alpha x) = e^{-\alpha x} (\sin \alpha x) \quad (3.14)$$

$$\varphi_3(\alpha x) = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x) \quad (3.15)$$

$$\varphi_4(\alpha x) = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x) \quad (3.16)$$



Fig 3.3
Grinda de lungime infinită

Deoarece grinzile de fundare sunt grinzi de lungime finită, sau dezvoltat două metode aplicate în mod curent la proiectarea lor :

a) Metoda grinzii de lungime infinită echivalentă (Bleich).

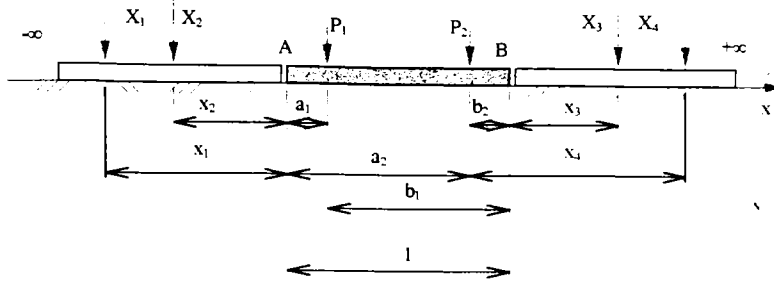
Grinda având o lungime finită AB, [72], încărcată cu forțe concentrate (Fig. 3.4) se consideră că face parte dintr-o grindă de lungime infinită, care pe intervalul AB, se comportă ca și grinda inițială. Aceste condiții sunt îndeplinite dacă secțiunile A și B ale grinzii infinite satisfac condițiile de capăt ale grinzii finite. În mod curent grinzile de fundare au capetele libere, putând scrie condițiile :

$$M_A = M_B = 0 \quad \text{și} \quad T_A = T_B = 0 \quad (3.17)$$

Acest lucru se poate realiza dacă pe grindă se introduc două forțe concentrate X_1 și X_2 în stânga grinzii reale respectiv X_3 și X_4 , în dreapta, la distanțe arbitrare așezate la x_1 , x_2 , x_3 și x_4 . Calculul se simplifică dacă forțele

$$X_2 \text{ și } X_3 \text{ se aplică la distanța } x_2 = x_3 = \frac{\pi}{4} \text{ iar forțele}$$

X_1 și X_4 se aplică la distanța $x_1 = x_4 = \frac{\pi}{2}$ de la secțiunile A și B



Grindă de Lungime infinită Echivalentă

Fig 3.4

Punând condițiile de capăt se obține un sistem de patru ecuații. Prin rezolvare rezultă valorile X_1 la X_4 cu ajutorul cărora se pot studia variația momentelor încovoietoare M , forțe tăietoare T , deplasări pe verticală y și rotațiile corespunzătoare Θ , pe intervalul AB, cu formulele stabilite pentru grinda infinită, considerându-se toate încărcările inclusiv forțele X_1 la X_4 .

b) Metoda parametrilor inițiali

În această metodă [72] constantele de integrare au o semnificație fizică legată de grindă ele reprezentând : rotirea, săgeata, momentul încovoietor și forța tăietoare în originea sistemului de axe, care se alege în capătul din stânga al grinzii. (Fig 3.5) Din condițiile de capăt puse soluției pentru ecuația diferențială a axei deformată a grinzii pe teren, pentru un interval de grindă neîncărcat, termenul liber fiind zero ecuația diferențială devine omogenă și permite o soluție de forma :

$$y = e^{-\alpha x} (A \cos \alpha x + B \sin \alpha x) + e^{\alpha x} (C \cos \alpha x + D \sin \alpha x) \quad (3.18)$$

din care apoi se pot obține constantele de integrare sub forma parametrilor inițiali : Θ_0, y_0, M_0, T_0 ,

Parametrii inițiali se stabilesc din condițiile de capăt. De obicei originea sistemului de axe se fixează la un capăt al grinzii, în general doi parametri sunt nuli, iar ceilalți doi se stabilesc punând condițiile de capăt la extremitatea opusă a grinzii.

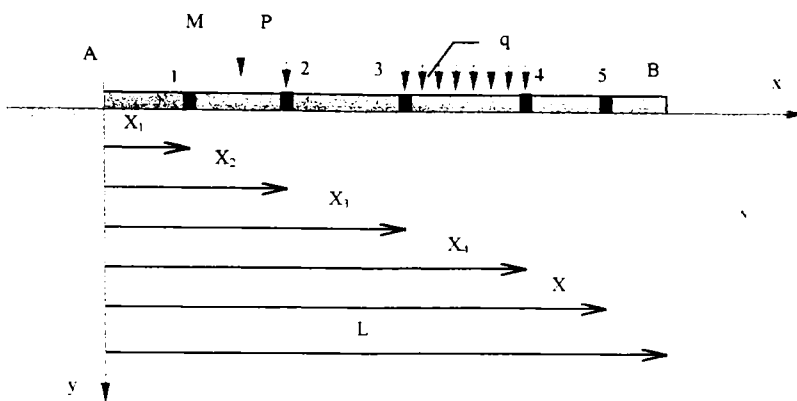


Fig 3.5
Metoda Parametrilor Inițiali
Schema Încărcărilor pe Grinda Reală

Metoda parametrilor inițiali oferă rezultate corespunzătoare pentru calculul grinzilor de fundare, dacă este satisfăcută condiția $\alpha^4 \leq 5$. Pentru valori $\alpha^4 \geq 5$ se recomandă aplicarea metodei grinzii infinite echivalente. În aceste condiții α' se deduce din relația :

$$\alpha' = \frac{k_s}{4EI} \quad (3.19)$$

O grindă poate fi considerată foarte rigidă, dacă grinda liberă la capete are lungimea $l \leq 1.2 / \alpha'$, caz pentru care presiunile pe teren se pot determina admitând ipoteza distribuției plan - liniare.

Cum la baza acestei metode stă ipoteza Winkleriană a contactului permanent dintre grindă și teren, iar terenul nu poate prelua reacțiuni de întindere, ipoteza nu mai este satisfăcută dacă : distanța de la un capăt al grinzii la cea mai apropiată forță este mai mare ca $\pi / 2 \alpha'$ sau dacă distanța dintre două forțe concentrate este mai mare decât $\pi / 2$.

Această metodă conduce la soluții foarte laborioase în cazul în care k_s și EI se modifică de la un interval la altul, lucru care face aplicarea ei foarte dificilă.

c) Metoda diferențelor finite

Calculul grinzilor de fundare prin metoda diferențelor finite [72] are la bază ideea că ecuațiile diferențiale de ordinul II sau IV a axei deformată a ginzii pot fi transpuse într-o ecuație liniară, care exprimă derivatele funcției y în diferențe finite centrale.

Se consideră o grindă de fundare (Fig. 3.6) la care axa deformată este dată de funcția $y = f(x)$. Se admite ipoteza Winkler a contactului permanent dintre grindă și teren.

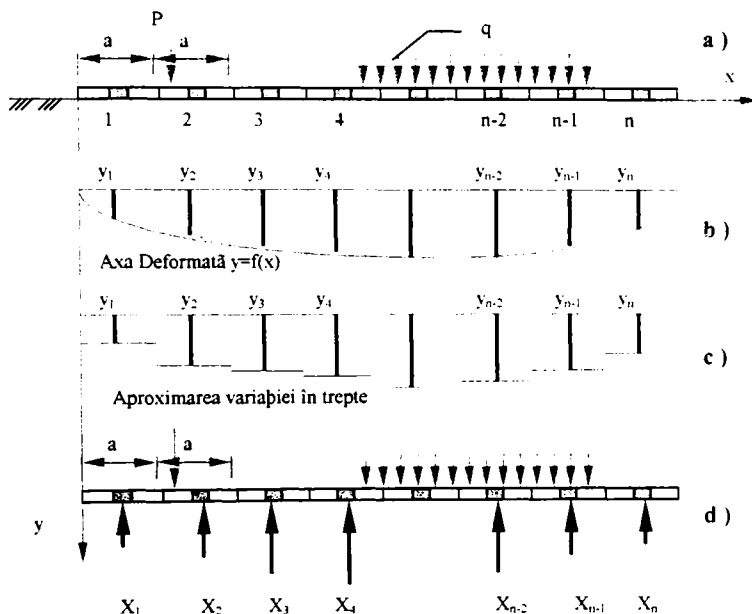


Fig. 3.6
Metoda Diferențelor Finite

- a) Schema încărcării și împărțirea ginzii în panouri egale
- b) Axa deformată având o variație $y = f(x)$
- c) Diagrama săgeții y ; aproximată cu o variație în trepte
- d) Schema sistemului de calcul

Principiul metodei constă în împărțirea ginzii în panouri egale de mărime " a " pentru care funcția de variație a săgeții se poate aproxima pentru fiecare panou cu

o linie în trepte, trapeze sau parabole. Dacă spre exemplu se admite o variație în trepte, atunci pentru fiecare panou presiunea va fi :

$$p_i = k_i y_i \quad (3.20)$$

iar volumul presiunilor aferente panoului, sub forma unor sarcini concentrate în centrul acestuia :

$$X_i = p_i a b = k_i y_i a b \quad (3.21)$$

Contactul grindă - teren poate fi înlocuit cu forțe concentrate X_i , obținându-se sistemul de calcul (Fig. 3.6 - d).

Modul de calcul folosind ecuația diferențială de ordinul II

Exprimând derivata de ordinul II a funcției y în diferențe finite centrale, [72] pentru un panou oarecare I de pe grindă se obține :

$$\left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_i = - \left(\frac{M}{EI} \right)_i = \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{a^2} = - \frac{M_i}{EI_i} \quad (3.22)$$

sau

$$y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1} = - \frac{a^2}{EI_i} M_i \quad (3.23)$$

Relația de mai sus poate fi scrisă după cum se poate observa pentru toate nodurile cu excepția primului și ultimului panou, obținând astfel $n-2$ ecuații. Condițiile de echilibru static permit scrierea unei ecuații din proiecția pe verticală a tuturor forțelor care acționează și una de moment în raport cu unul din capetele grinzii $M_B = 0$. Se obține un sistem static determinat care prin rezolvare duce la aflarea valorilor X_1, X_2, \dots, X_n . La scrierea momentului M_i se consideră atât încărcările exterioare cât și forțele concentrate X aflate în stânga secțiunii panoului considerat.

Cu valorile X_i determinate, se obțin presiunile p_i și săgețile y_i

$$p_i = \frac{X_i}{a b} ; \quad (3.24) \quad y_i = \frac{X_i}{a b k_i} \quad (3.25)$$

problema fiind în continuare static determinată. Variația momentelor încovoietoare și a forței tăietoare în lungul grinzii pot fi stabilite cu relațiile următoare :

$$M_i = - \frac{EI_i}{2a^2} (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}) \quad (3.26)$$

$$T_i = -\frac{EI_i}{2a^3}(y_{i-2} - 2y_{i-1} + 2y_{i+1} - y_{i+2}) \quad (3.27)$$

Această metodă are avantajul că permite considerarea variației pe lungimea grinzii a coeficientului de pat al terenului k_s precum și a momentului de inerție al grinzii. Cu cât discretizarea se face într-un număr mai mare de panouri cu atât rezultatele metodei sunt mai exacte. Se recomandă ca împărțirea grinzii să se facă în panouri de 1...2 m.

Modul de calcul folosind ecuația diferențială de ordinul IV

Ecuația diferențială de ordinul IV, [72], exprimată în diferențe finite centrale, pentru un panou oarecare i neîncărcat are forma :

$$y_{i-2} - 4y_{i-1} + (6 + \gamma)y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2} = 0 \quad \text{unde } \gamma = \frac{k_i b a^4}{EI_i} \quad (3.28)$$

în care γ este un coeficient adimensional care evidențiază influența naturii terenului, a rigidității fundației și forma suprafeței de contact și se numește coeficient de rigiditate al ansamblului fundație - teren de fundare.

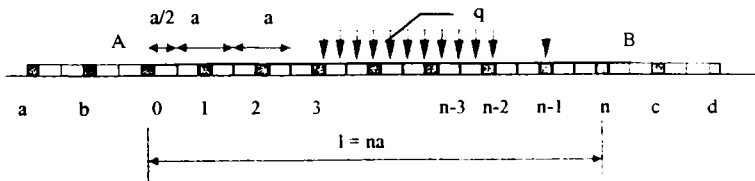


Fig. 3.7

Schemă de calcul pentru determinarea necunoscutelor fictive

Problema poate fi rezolvată împărțind grinda ca în Fig. 3.7 și luând două panouri fictive la cele două extremități. În această situație pot fi scrise ecuații pentru centrul fiecărui panou de la 0 la n obținându-se un sistem de $(n+1)$ ecuații cu $(n+5)$ necunoscute suplimentare y_a, y_b, y_c, y_d . Pentru determinarea lor se pun condițiile de capăt, exprimate tot în diferențe finite centrale. În cazul grinzii libere la capete se poate scrie :

$$-\frac{M_0}{EI_0} = \frac{y_b - 2y_0 + y_1}{a^2} = 0 \quad (3.29)$$

$$-\frac{T_0}{EI_0} = \frac{y_1 - 2y_b + 2y_1 - y_2}{2a^3} = 0 \quad (3.30)$$

și

$$-\frac{M_n}{EI_n} = \frac{y_{n-1} - 2y_n + y_c}{a^2} = 0 ; \quad (3.31)$$

$$-\frac{T_n}{EI_n} = \frac{y_{n-2} - 2y_{n-1} + 2y_c - y_d}{2a^3} = 0 \quad (3.32)$$

de unde :

$$y_a = 4y_0 - 4y_1 + y_2 \quad ; \quad y_b = 2y_0 - y_1 \quad (3.33)$$

$$y_c = 2y_n - y_{n-1} \quad ; \quad y_n = 4y_n - 4y_{n-1} + y_{n-2} \quad (3.34)$$

Prin înlocuirea necunoscutelor fictive, și rezolvarea sistemului se obțin săgețile y_0, \dots, y_n , care înmulțite cu coeficientul de pat, dau ordonatele presiunilor p_0, \dots, p_n , grinda devenind static determinată.

Ecuția (3.28) are termenul liber egal cu zero dacă panoul este neîncărcat. Dacă panourile sunt încărcate cu o forță uniform distribuită q , pernele libere este $\frac{q_1 a^3}{EI_1}$, iar dacă în centrul panoului în care se scrie ecuația există o forță concentrată

P , termenul liber va fi $\frac{P_1 a^3}{EI_1}$. Orice alt sistem de încărcare poate fi redus la unul echivalent compus din sarcini concentrate în centrul panourilor.

Momentele și forțele tăietoare în lungul grinzii pot fi stabilite cu relațiile (3.26), (3.27)

Această metodă a diferențelor finite este o metodă numerică de integrare a ecuației diferențiale a axei deformată, dând în cazul grinzilor de fundare rezultate bune. Metoda prezintă avantajul că permite luarea în considerare a variației coeficientului de rigiditate a terenului și a rigidității grinzii în lungul ei. Sistemele de ecuații pot fi ușor rezolvate cu ajutorul calculatoarelor electronice.

3.2.2. Cu privire la Modelul Semispațiului Elastic al lui Boussinesq

Boussinesq rămâne în cadrul studiului comportării elastice a terenurilor de fundare, admițând neglijarea oricărui fenomen plastic sau de curgere lentă. Acesta consideră că terenul este un semispațiu elastic, omogen și izotrop, dar rezolvarea problemei de interacțiune având un astfel de model se lovește de dificultăți de ordin matematic greu de rezolvat, ceea ce impune fie admiterea unor ipoteze simplificatoare, fie prin apariția posibilităților oferite de calculatoarele electronice, conceperea unor programe de calcul, care permit rezolvarea problemelor de interacțiune.

Se menționează că problema Boussinesq poate fi folosită, după cum se cunoaște, cu multă ușurință la calculul fundațiilor perfect rigide așezate pe un semispațiu elastic, omogen și izotrop, permițând în acet caz determinarea presiunii reactive pe suprafața de contact.

Se observă astfel (Fig. 3.8) că valoarea presiunii reactive crește de la $0.5q$ la $0.7q$ în axa de simetrie, la valori ce tind asimptotic spre infinit la marginile ei [72]

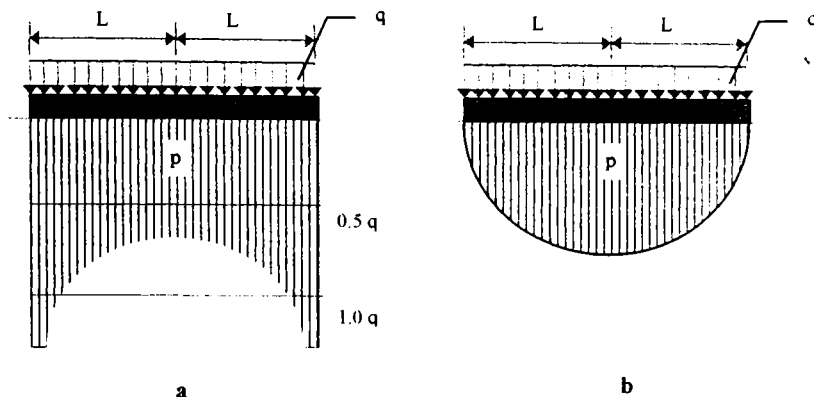


Fig 3.8

ă

Distribuția presiunilor pe suprafața de contact în cazul

a) – Pământuri coezive

b) Pământuri necozive

Încercările experimentale făcute pe terenuri coezive (Fig 3.8 - a), pe fundații rigide, pun în evidență o bună comportare elastică în cazul terenurilor bune de fundații, deci teoria Boussinesq concordă cu realitatea. Experimentările efectuate pe terenuri nisipoase uscate, absolut lipsite de coeziune, au dat rezultate complet diferite de cele obținute pe terenurile coezive (Fig 3.8 - b), lucru care duce la concluzia că în acest caz modelul semispațiului elastic al lui Boussinesq nu poate fi aplicat.

Totuși modelul Boussinesq este folosit în diverse modele combinate îndeosebi la calculul tasărilor.

a - Metoda de calcul Jemocikin

Metoda Jemocikin [46],[72] propune calculul grinzilor pe mediu elastic la care presupune că rezemarea pe terenul de fundare se face printr-un număr finit de puncte. Terenul este considerat conform modelului din teoria elasticității omogen, izotrop și liniar deformabil (Boussinesq). La calculul grinzilor de fundare pe mediu deformabil, după această metodă, se aplică teoria spațiului sau a planului semiinfini

elastic. Metoda presupune că asupra fundației acționează numai forțe verticale, neglijându-se forțele tangențiale dintre grindă și teren .

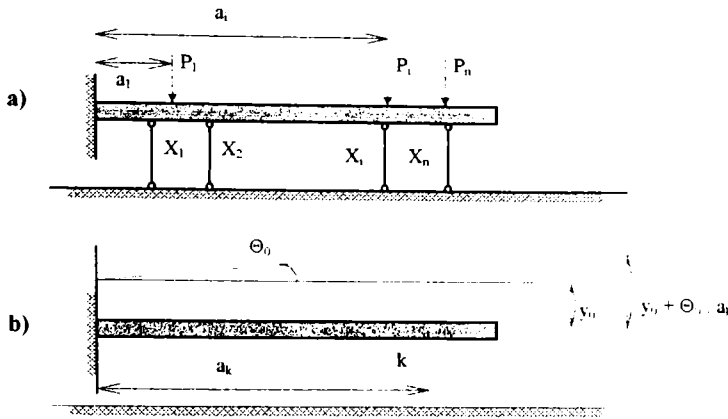


Fig. 3.9

Schema de calcul în cazul metodei Jemocikin

- a) Înlocuire contact grindă - teren cu reazeme deformabile X_i
- b) Introducerea deformațiilor în modelul de calcul

Grinda de lățime b și lungime $L = 2l$ (Fig. 3.9) se împarte într-un număr de n panouri egale $a = 2l/n$.

Curba de repartizare a presiunii sub grindă p_x se înlocuiește cu o diagramă în trepte, considerând că pe intervalele de lungime a , presiunea este uniform repartizată. Prin înlocuirea presiunilor uniform repartizate pe aceste intervale, cu rezultantele lor de mărime $X_i = p_i \cdot a \cdot b$, grindă de fundare se poate considera ca o grindă continuă pe un număr de n reazeme deformabile $X_1 \dots X_n$ iar terenul de fundare acționat de aceleași forțe verticale $X_1 \dots X_n$.

Pentru a putea aplica metoda forței la calculul static, grindă se consideră încastrată la unul din capete (Fig 3.9 - b), încastrare ce conduce sub aspectul calculelor statice o rotație Θ și o deplasare verticală y_0 . Se obține astfel grindă încărcată cu sarcinile exterioare și forțele concentrate $X_1 \dots X_n$.

Sistemul de ecuații canonice, care exprimă condițiile de anulare a deplasărilor în punctele de aplicare a forțelor $X_1 \dots X_n$, se poate scrie astfel :

$$\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + X_3\delta_{13} + \dots + X_n\delta_{1n} + \Delta_{1p} + y_0 + a_1\Theta_0 &= 0 \\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} + \dots + X_n\delta_{2n} + \Delta_{2p} + y_0 + a_2\Theta_0 &= 0 \quad (3.35) \\ \dots & \\ X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + X_3\delta_{n3} + \dots + X_n\delta_{nn} + \Delta_{np} + y_0 + a_n\Theta_0 &= 0 \end{aligned}$$

la care se adaugă ecuațiile de echilibru static

$$\begin{aligned} X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n &= \Sigma P \\ X_1a_1 + X_2a_2 + X_3a_3 + \dots + X_n a_n &= \Sigma M \end{aligned} \quad (3.36)$$

Din sistemul de $n+2$ ecuații se determină valoarea celor $n+2$ necunoscute: forțele $X_1 \dots X_n$, deplasare y_0 și rotirea Θ_0 .

Coeficienții δ_{ki} reprezintă deplasarea reazemului din punctul k în urma acțiunii reacțiunii unitare X_i din punctul i . Acești coeficienți se compun din deplasarea datorită încovoierii grinzii v_{ki} și de deplasarea datorită tasării mediului elastic y_{ki} , adică :

$$\delta_{ki} = v_{ki} + y_{ki} \quad (3.37)$$

Deplasarea v_{ki} , datorită încovoierii grinzii este dată de relația :

$$v_{ki} = \frac{a^3}{6 E_b I} \omega_{ki} \quad (3.38)$$

Deplasarea v_{ki} , pentru calculul plăcilor este dată de relația :

$$v_{ki} = \frac{a^3}{6 D} \omega_{ki} \quad (3.39)$$

unde D este rigiditatea cilindrică a plăcii.

Deplasarea y_{ki} , datorată tasării mediului elastic, se poate calcula pentru problema plană cu relația :

$$y_w = \frac{1 - \mu^2}{\pi E a} (F_w + C) \quad (3.40)$$

iar pentru problema spațială cu relația :

$$y_w = \frac{1 - \mu^2}{\pi E a} F_w \quad (3.41)$$

unde :

- E - este modulul de deformație liniară al terenului
- μ - Coeficientul lui Poisson pentru teren
- C - Constantă arbitrară, care în calculul deformațiilor relative nu se ia în considerare.

Înlocuind expresiile deplasărilor v_{ki} și y_{ki} în relațiile de mai sus și efectuând transformările, relația se poate scrie

$$\delta_{ki} = \lambda \omega_{ki} + F_{ki} \quad (3.42)$$

unde

$$\lambda = \frac{E}{(1-\mu^2)} - \frac{\pi a^3}{6E_b I} \quad (3.43)$$

pentru problema plană și :

$$\lambda = \frac{E a^4}{6E_b (1-\mu^2)} = \frac{E}{1-\mu^2} \frac{\pi a^4}{6E_b I} \quad (3.44)$$

pentru problema spațială.

Coeficientul ω_{ki} poate fi calculat cu formula :

$$\omega_{ki} = \left(\frac{a_k}{a} \right)^2 \left(3 \frac{a_i}{a} - \frac{a_k}{a} \right), \quad (3.45)$$

în care :

a_k - este distanța de la încastrarea convențională a grinzii până la secțiunea de calcul a săgeții k

a_i - este distanța de la încastrarea convențională a grinzii până la secțiunea i de aplicare a reacțiunii unitare X_i .

Coeficientul F_{ki} se dă în tabele funcție de rapoartele x/a și b/a , unde x reprezintă distanța de la secțiunea k de calcul a săgeții până la secțiunea i de acțiune a reacțiunii unitare X_i , iar b este lățimea grinzii.

Prin aplicarea acestei metode la calculul grinzii pe mediu elastic se mai pot menționa următoarele :

- valorile X_i cresc foarte repede spre margine, ceea ce influențează solicitările într-o măsură foarte mare.

- valorile y_{ki} calculate cu formula , pe baza valorilor ω_{ki} și F_{ki} scoase din tabele, reprezintă numai diferențele de tasări față de un punct fix, deoarece prin rezolvarea problemei Flamant pentru semiplan s-ar obține valori infinite.

- în sistemul de ecuații canonice toți termenii sunt de fapt înmulțiți cu un coeficient β care în cazul problemei plane este

$$\beta = \frac{\pi E}{1-\mu^2}$$

iar în cazul problemei spațiale este de forma

$$\beta = \frac{\pi E c}{1-\mu^2}$$

Ca atare pentru determinarea valorilor reale ale lui y_0 și Θ_0 , mărimile acestora rezultate din rezolvarea sistemului de ecuații trebuie împărțite cu acești factori.

Această metodă este apreciată că elimină parțial defectele metodei Winkler și dă niște rezultate mai apropiate de realitate.

De Beer E., Grasshoff H., și Kany M., [88] analizând și încercând să elimine neajunsurile coeficientului de pat, au conceput o metodă simplificată, care are la bază coeficientul de rigiditate ce ține seama de comportarea reală a ansamblului

construcție teren. Terenul de fundare este considerat un semispațiu infinit, elastic, izotrop, cu rigiditate constantă, E_s , funcție de natura sa. Coeficientul de rigiditate ține seama de influența rigidității fundației asupra terenului, de influența suprastructurii asupra repartiției presiunilor pe teren precum și de influența rigidității suprastructurii asupra repartiției presiunilor pe terenul de fundare.

Pentru grinda elastică se introduce noțiunea de rigiditate relativă, care reprezintă raportul dintre rigiditatea grinzii de fundație și teren exprimată conform normelor DIN 4018 prin coeficientul K :

$$K = \frac{E_b d^3}{12 E_s I^3} \quad (3.46)$$

unde :

- E_b - Modulul de rigiditate al betonului
- I - Momentul de inerție al grinzii de fundare
- E_s - Rigiditatea terenului de fundare

Pentru calculul de conclucrare la structurile din panouri mari, diferiți autori [61],[75],[88], au făcut asimilarea construcției cu o grindă rezemată pe mediu elastic de o rigiditate echivalentă.

Aceste metode își propun în esență determinarea unei rigidități echivalente a structurii, care reprezintă un progres în rezolvarea problemei de conclucrare dar nu o rezolvă în totalitate.

Studiile teoretice și experimentale executate au arătat că structurile din panouri mari au o rigiditate mai mică decât cele monolite datorită îmbinărilor dintre panouri [75],[88]. Saghin P.P. [88] a analizat parametrii care influențează conclucrarea construcție teren la structuri cu panouri mari și asimilează construcția cu o grindă rezemată pe mediu elastic. În această teorie se înlocuiește rigiditatea generală a construcției cu o rigiditate redusă conform relației :

$$EI_r = 2E \frac{I \cdot I_2}{I + I_2} \quad (3.47)$$

Unde : E - Modulul de elasticitate al betonului

I, I_2 - Momentul de inerție al secțiunii prin planuri, respectiv prin goluri

Alți autori (Klepikov S.M. [88]) asimilază construcția cu o grindă pe mediu elastic, folosind pentru terenul de fundare modelul cu un coeficient de rigiditate variabil. El rezolvă ecuația fibrei medii deformată (3.2) folosind parametrii inițiali ai lui Krilov. Prin metoda Klepikov se permite determinarea presiunii de contact dintre construcție și teren precum și deformația suprafeței de contact. Acesta permite determinarea stării de eforturi din masivul de pământ, precum și momentele încovoietoare și forțele tăietoare din grinda echivalentă.

Mustafaev A.A. [88] propune o metodă de calcul a conlucrării dintre construcție și terenul tasabil de fundare care asimilează structura cu o grindă pe mediu elastic de rigiditate echivalentă. Pentru teren folosește modelul Winkler cu un coeficient de pat. Ecuația diferențială a grinzii rezemată pe mediu elastic are următoarea formă :

$$\frac{d^2}{dx} EI(x) \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = - \frac{d^2}{dx^2} \left\{ EI(x) \left[\int_0^x \frac{q(x) - K(x)y(x) dx}{GA(x)} \right] \right\} - K(x) - y(x) + q(x) \quad (3.48)$$

unde : $E I(x)$ - rigiditatea construcției la încovoiere longitudinală în secțiunea (x)

$G A(x)$ - rigiditatea construcției la încovoiere transversală în secțiunea (x)

$q(x)$ - încărcarea uniform distribuită pe grindă

$K(x)$ - Coeficient de pat Winkler

Această metodă prezintă o bună convergență pentru construcții fondate pe loessuri car după cum se știe pot prezenta tasări mari datorate inundării terenului de fundare.

Instrucțiunile privind Conlucrarea dintre structură, fundație și terenul de fundare la structurile în cadre, elaborate de Prof. dr. ing. Tudor Silion în 1971 [] au ca idee principală condiția ca deformațiile suprastructurii, infrastructurii și a terenului de fundare să fie conforme. La structuri în cadre fundațiile izolate se tasează independent una față de cealaltă și se arată că aceste tasări diferențiate au ca efect redistribuirea de solicitări în structură. În instrucțiuni se prezintă modul de calcul al reacțiunilor și tasărilor diferențiate și valoarea efectului asupra stării de solicitare.

Metodele de calcul a conlucrării pentru structurile în diafragme inventariate anterior, prezintă dezavantajul că nu pot lua în considerare toți parametrii și factorii ce influențează conlucrarea și nu țin seamă de redistribuirea stării de eforturi și deformație, ce iau naștere în elementele suprastructurii și a terenului de fundare.

O metodă generală care elimină dezavantajele amintite mai sus este **Metoda Elementului Finit**. Această metodă dezvoltată în ultimele decenii, în mare măsură datorită dezvoltării capacităților de calcul, a permis dezvoltarea și aplicarea unor programe de calcul, care permit modelarea conlucrării dintre structură, fundație și teren, aspecte asupra cărora se vor axa și studiile de față.

3.3. Considerații cu privire la unele Modele Matematice în Mecanica Rocilor

Așa cum sa arătat fenomenul de conlucrare suprastructură - fundație - teren depinde în mod organic de modul de comportare al masivului de pământ sub sarcini.

În literatură s-au publicat o serie de lucrări [25],[46],[61],[72],[86],[88],[89], care tratează problema grinzilor și plăcilor pe mediu elastic, adoptând pentru terenul de fundare diverse modele reologice.

Modelele de comportare a materialelor se exprimă în funcție de legea efort - deformație. Legea constitutivă are la bază legătura dintre vectorul eforturilor $\{\sigma\}$ și vectorul deformațiilor specifice $\{\varepsilon\}$. În reprezentările grafice de mai jos pentru comoditatea reprezentării se va exemplifica cu ajutorul comportării uniaxiale.

3.3.1. Modelul Liniar - Elastic

Istoriceste vorbind **modelul liniar elastic** pentru corpuri izotrope și omogene a fost și este încă utilizat în mecanica rocilor și calculul structurilor. Modelul mecanic atașat conține resortul simplu (Fig. 3.11 - a)

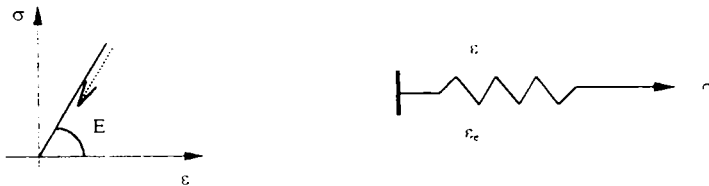


Fig 3.11 - a
Model Liniar Elastic

- **Modelul liniar elastic** poate fi utilizat ca bază teoretică pentru tehnici experimentale (tensometrie rezistivă, fotoelasticitate, etc.). În prezenta lucrare soluția liniar elastică este utilizată drept o primă aproximare a unei soluții mai complete ce poate fi obținută pe baza unui model reologic mai complex.

Dacă presupunem că o rocă este cel puțin local omogenă și izotropă, atunci se poate scrie o ecuație constitutivă liniar elastică ce se poate baza pe legea lui Hooke :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (3.49)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\sigma_{xy}}{2G} , \quad (3.50)$$

cu constantele elastice E, G, K, ν , ce satisfac relațiile :

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} = \frac{3KE}{9K-E} = \frac{3K(1-2\nu)}{2(1-\nu)} \quad (3.51)$$

unde :
$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (3.52)$$

Determinarea acestor constante elastice pe cale experimentală nu este o problemă ușor de rezolvat. Conform modelului liniar elastic răspunsul volumului este totdeauna compresibil liniar și reversibil. Acest model poate fi utilizat în toate cazurile în care compresibilitatea neliniară sau dilatanța, eventual ireversibile, sunt fenomene neglijabile.

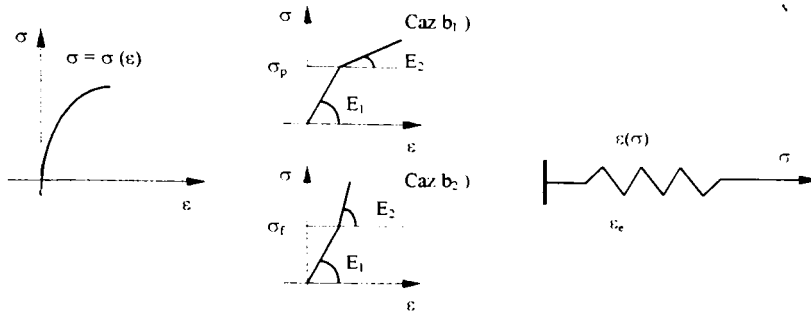


Fig 3.11 - b
Model Variabil Elastic

3.3.2 Modelul elastic - neliniar

- Modelul elastic neliniar denumit și modelul variabil elastic

(Fig. 3.11 - b) este caracterizat de o relație neliniară $\sigma = \sigma(\epsilon)$ între eforturi și deformațiile specifice care pot avea o relație explicită sau implicită.

Un caz frecvent întâlnit în practică este modelul bilinear (Fig. 3.11-b - caz b1) care corespunde în general comportării pământurilor și umpluturilor, la care comportarea este descrisă de constantele elastice E_1 înainte de producerea plasticizării și de alte constante elastice E_2 după plasticizare $\sigma > \sigma_p$.

modelul bilinear mai corespunde și comportării rocilor cu fisurație orientată

(Fig. 3.11-b - Caz b2) la care înainte de închiderea fisurilor comportarea este descrisă de constantele E_1 , iar după închiderea acestora de constantele E_2 .

Modelul mecanic atașat conține tot un resort simplu care are un modul E variabil funcție de eforturi.

3.3.3 Modelul Elasto Plastic

- Modelul elasto - plastic este caracterizat de un comportament elastic până la atingerea stării limită de efort σ_p urmat apoi de un comportament plastic cu

deformații specifice remanente, la care relația efort - deformație nu mai este univocă (Fig. 3.11 - c).

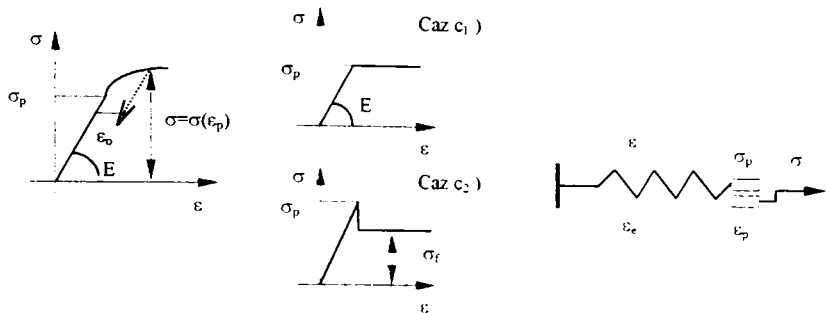


Fig 3.11 - c
Model Elasto Plastic

Modelul mecanic atașat este compus dintr-un resort și o patină. Până la atingerea efortului limită σ_p deformația este controlată de resort, după care deformația crește nelimitat.

În general după plasticizare apare ecruisarea, care poate fi interpretată ca o dependență a eforturilor din starea plastică de deformația plastică produsă.

O formă mai simplificată a modelului elastic - perfect plastic (Fig. 3.11-c, Caz c1), la care după atingerea plasticizării deformațiile sunt nedefinite. În cazul rocilor modelul elastic - perfect plastic mai introduce și o reducere a rezistențelor în zona plastică, produsă prin pierderea coeziunii (valori de vârf și rezidual).

3.3.4 Modelul Vâsco Plastic

- Modelul vâsco - plastic este un model la care apare explicit și factorul timp (Fig. 3.11 - d). În acest caz până la atingerea stării limită de efort σ_p nu se produc decât deformații elastice.

După depășirea acestei limite se produc deformații plastice remanente unde valorile maxime ale eforturilor sunt dependente de viteza de deformație. Modelul matematic atașat este compus dintr-un resort înseriat cu o combinație legată în paralel patină - piston Maxwell.

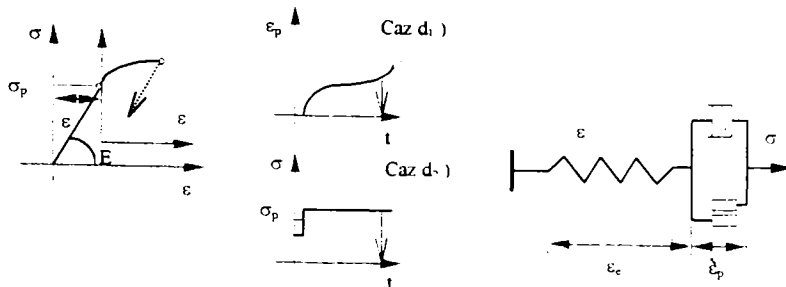


Fig 3.11 - d
Model Elasto Vâsco Plastic

3.3.5 Modelul Vâsco - Elastic

- Modelul vâsco - elastic (Fig 3.11 - e) este caracterizat de un comportament elastic al materialelor la care se atașează și deformații în timp, indiferent de nivelul eforturilor.

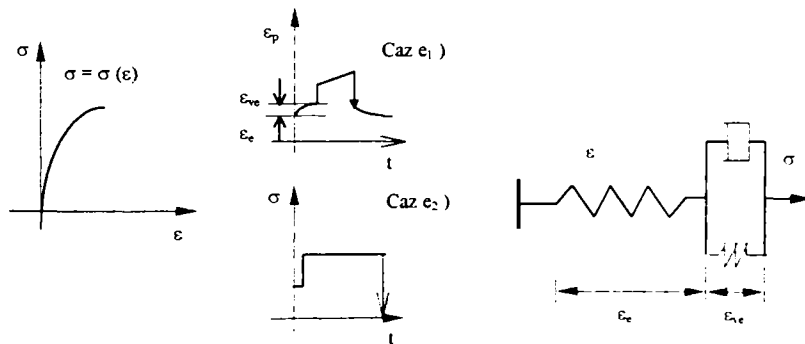


Fig 3.11 - e
Model Vâsco Elastic

În acest caz viteza de deformație depinde de mărimea eforturilor precum și de istoricul încărcărilor la care a fost supus materialul. La descărcarea materialului, deformațiile elastice se anulează, iar cele vâscoase se recuperează în timp. Modelul mecanic atașat este compus dintr-un resort înseriat cu o combinație paralelă resort - piston Maxwell.

3.4 Studii asupra unor Metode de Calcul în Mecanica Structurilor

3.4.1. Prezentare generală

Proiectarea structurilor necesită calculul tensiunilor și deformațiilor sub acțiunea forțelor la care este supusă structura în exploatare. Pe baza acestor acțiuni se evaluează răspunsul structurilor în regim static sau dinamic și se dimensionează elementele structurale.

Conceperea unei structuri de rezistență pentru o anumită construcție, care să satisfacă toți parametri care intervin în exploatare, este dificilă și din punct de vedere practic imposibilă. Din acest motiv se admit o serie de simplificări care se referă la : acțiuni, comportarea materialelor și la alcătuirea **structurilor reale**.

Structura care rezultă în urma acestor ipoteze simplificatoare constituie **modelul fizic** al structurii reale. Pe modelul fizic se realizează **modelul matematic** care poate fi afectat la rândul său de o serie de ipoteze simplificatoare vizând definirea matematică a problemei.

Modelul fizic al unei structuri căruia i se atașează un model matematic constituie **modelul de calcul**. Ipotezele simplificatoare conduc la ușurarea calculelor, însă conferă rezultatelor un grad de aproximare dependent de finețea ipotezelor admise.

Procedurile de calcul automat al structurilor, abordabile datorită implicării calculatorului electronic în analiza structurilor de construcții, se dezvoltă pe modele numerice de calcul. **Modelul numeric de calcul** constituie o aproximare a modelului de calcul exact, în limita ipotezelor admise care guvernează problema, și se obține în urma unui proces de discretizare fizică sau matematică a sistemului fizic.

Teoria matematică a structurilor cuprinde trei grupuri de legi fundamentale și teoreme [40],[71], după cum urmează :

- Modelul matematic elaborat în baza modelului fizic
- Legile de generare a modelelor de calcul numeric aproximativ
- Teoremele care stabilesc existența și unicitatea acestor legi, respectiv, convergența și stabilitatea soluțiilor obținute prin aplicarea unui anume model de calcul numeric.

Tabelul 3.1 prezentat reprezintă schematic algoritmul general de la definirea problemei , modelarea fizică și matematică, pînă la obținerea soluției cu ajutorul modelului matematic aproximativ.

Tabel 3.1

PROBLEMA
MODELUL FIZIC
- <i>Legi de echilibru și mișcare</i>
- <i>Legi constitutive</i>
- <i>Legi de continuitate</i>
MODELUL MATEMATIC EXACT
- <i>Sistem de ecuații cu derivate parțiale</i>
MODELUL MATEMATIC INTERMEDIAR
- <i>Metoda reziduurilor ponderate</i>
- <i>Ecuații integrale</i>
CRITERII VARIAȚIONALE
MODELUL MATEMATIC APROXIMATIV
- <i>Metoda elementului finit</i>
- <i>Sistem de ecuații algebrice</i>
SOLUȚIA

3.4.2 Sisteme fizice continue și discrete

Sistemele fizice pot fi caracterizate printr-o mulțime de variabile care sînt funcție de coordonate spațiale $\mathbf{X}(x,y,z)$ și timpul T [7],[71]. Funcție de acestea ele pot fi :

- Sisteme staționare - caracterizate prin $T = 0$
- Sisteme nestaționare - caracterizate prin $T \neq 0$

O parte din variabilele sistemului \mathbf{r} cum ar fi : proprietățile fizico - mecanice ale materialului, dimensiunile geometrice, forțele aplicate, condițiile de margine pot fi prestabilite ca fiind date inițiale ale problemei. Restul de variabile \mathbf{u} constituie necunoscutele problemei adică : deplasări, tensiuni, temperaturi, viteze etc.

Modelul matematic al unui astfel de sistem stabilește o relație între variabilele necunoscute \mathbf{u} și acțiunile prestabilite \mathbf{r} în urma aplicării legilor caracteristice sistemului. Aceste relații generează un sistem de ecuații de definiție avînd forma :

$$L(u_1, u_2, \dots, u_n, r_1, r_2, \dots, r_n) = 0 \quad [3.53]$$

sau

$$L(u) + f_v = 0 \quad \text{pe domeniul } V \quad [3.54]$$

în care se atașează un set de condiții limită

$$C(u_1, u_2, \dots, u_n, r_1, r_2, \dots, r_n) = 0 \quad [3.55]$$

sau

$$C(u) = f_s \quad \text{pe frontiera } S \text{ a domeniului } V \quad [3.56]$$

Ecuțiile de definiție împreună cu **condițiile la limită** formează **ecuțiile de guvernare** ale sistemului care are soluții de forma :

$$u = u(r_1, r_2, \dots, r_n) \quad [3.57]$$

Operatorii diferențiali sau integro - diferențiali L și C (3.2), (3.4) caracteristici sistemului definit, sînt caracterizați prin necunoscutele problemei u iar f_v și f_s sînt funcții date prin modelarea sistemului fizic.

În practică sistemul de ecuații [3.54] se descompune, de regulă, prin eliminarea unui număr q de variabile între ecuațiile de definire inițiale :

$$Le(q) - f_v = 0 \quad \text{ecuațiile de echilibru} \quad [3.58]$$

$$Lc(q, u) = 0 \quad \text{ecuațiile constitutive} \quad [3.59]$$

Numărul gradelor de libertate ale sistemului, este egal cu numărul parametrilor r , liniar independenți, necesari pentru definirea soluțiilor u la un moment t dat.

Sistemele fizice discrete sînt acele sisteme pentru care numărul gradelor de libertate este finit. Sistemele discrete sînt guvernate de sisteme de ecuații algebrice.

Sistemele fizice continui sînt acele sisteme pentru care numărul gradelor de libertate este infinit. Sistemele continui sînt guvernate de ecuații diferențiale, ecuații cu derivate parțiale sau integro - diferențiale cărora li se atașează un set de condiții de margine și (sau) temporale.

Cele trei categorii mari de probleme din mecanica structurilor incluzând aici și mecanica pămînturilor și a rocilor sînt :

a. Probleme de echilibru (staționară)

- Analiza stării de tensiune și deformații în structuri din bare plăci și pânze
- Analiza stării de tensiune și deformații în structuri masive
- Torsiunea elementelor prismatice
- Analiza structurilor compuse
- **Analiza stării de tensiune și deformații în masive de pământ și roci; - Interacțiunea teren structură**

b. Probleme de valori proprii (staționară)

- Stabilitatea structurilor;
- Determinarea frecvențelor proprii și analiza modală a structurilor;
- Amortizarea vâscoelastică liniară;
- Transferul căldurii;
- Determinarea frecvențelor proprii și analiza modală a structurilor în interacțiune cu trenul de fundare.

c. Probleme de propagare (nestaționară)

- Propagarea undelor de tensiuni;
- Interacțiunea dinamică teren - structură;
- Probleme de termoelasticitate;
- Propagarea undelor de tensiune prin pământuri și roci.

3.4.3. Modelul fizic în mecanica structurilor

Pentru a defini o structură ca obiect fizic se presupune că executăm :

- a - Modelarea geometrică
- b - Modelarea legăturilor și reazemelor
- c - Modelarea comportării materialelor constitutive
- d - Modelarea încărcărilor (acțiunilor)

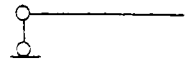
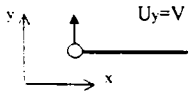
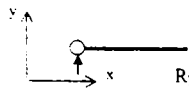
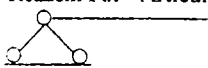
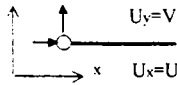
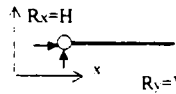
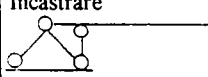
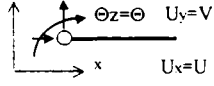
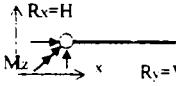
a) Elementele structurale componente ale construcțiilor sînt alcătuite din elemente de tip bară, placă sau bloc (masiv) legate între ele. Pentru ca structura de rezistență să fie stabilă (nedeformabilă) din punct de vedere geometric și legată de baza de rezemare, trebuie ca elementele structurale componente să se lege între ele și toate împreună să se lege de teren.

b) Legăturile cu mediul exterior ale structurilor se numesc rezemări și au rolul de a împiedica deplasările acestora în punctele de reazem. În Tabelul 3.2 se prezintă rezemările uzuale folosite la structurile de rezistență, deplasările și reacțiunile corespunzătoare [5],[12],[70], [71].

Din punct de vedere matematic, schematizarea legăturilor cu mediul, se realizează prin blocaje, grade de libertate blocate pe direcția deplasărilor suprimate. (G.D.L.)

Tabelul 3.2

SCHEMTIZAREA LEGĂTURILOR - STRUCTURI PLANE

Denumirea și Schema Statică a reazemului	Deplasări Blocate G.D.L.	Reacțiuni Corespunzătoare G.D.L. Blocate
STRUCTURI PLANE		
<p>Reazem Simplu</p> 		
<p>Reazem Fix - Articulație</p> 		
<p>Încastrare</p> 		

c) Schematizarea comportării materialelor componente ale structurilor se face pe baza caracteristicilor fizico mecanice și ale curbelor caracteristice fiecărui material.

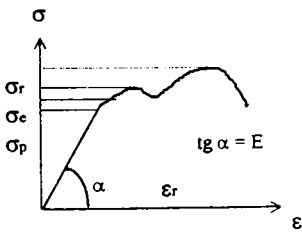


Fig 3.12

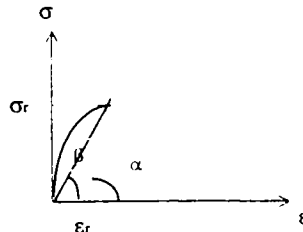


Fig 3.13

Figurile 3.12 și 3.13 reprezintă curbele caracteristice pentru întindere la oțel și compresiune la beton [7], [71]. Schematizarea comportării unui material presupune respectarea relației $\sigma - \epsilon$ descrisă de curba caracteristică. Avînd în vedere că în construcții se folosesc materiale cu o mare diversitate de curbe cracteristice, ca să nu mai amintim și de comportarea terenului de sub construcție, se recurge la schematizarea curbelor caracteristice.

Schematizarea curbelor caracteristice se realizează prin combinarea celor trei tipuri de deformații elementare : deformații elastice, deformații plastice și deformații viscoase

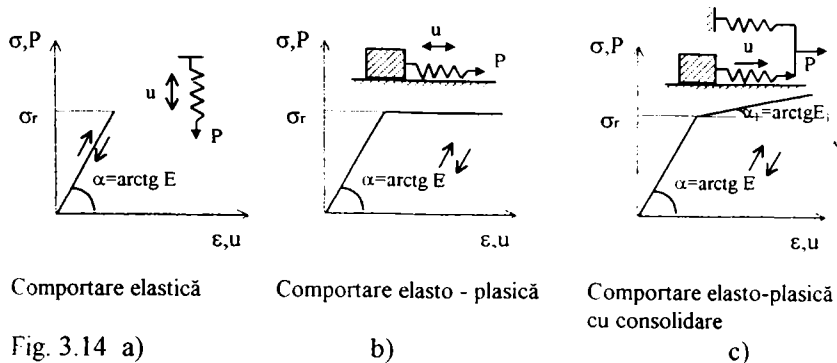


Fig. 3.14 a)

b)

c)

Comportarea neliniară este descrisă prin curbe care prezintă comportarea neliniară elastică respectiv neliniară elasto - plastică.

În general proprietățile materialelor utilizate în construcții sînt elasto- plastice. Acțiunile aplicate pe structură, pînă la o anumită limită, produc o stare de tensiuni limitată la un anumit punct al curbei caracteristice, pentru care se poate admite ca ipoteză simplificatoare, o comportare elastică a materialului.

Structurile realizate din materiale cu comportare elastică sînt denumite sisteme conservative, iar cele care lucrează în domeniul elasto - plastic sînt sisteme neconservative.

d) Modelarea încărcărilor (acțiunilor) se face prin luarea în considerare a combinațiilor defavorabile de acțiuni care pot interveni în exploatarea construcției. Pentru proiectare acțiunile sînt cunoscute și considerate date inițiale ale problemei.

Clasificarea acțiunilor în raport cu timpul este, conform standardelor, stabilită în : acțiuni permanente, acțiuni temporare și acțiuni excepționale

La stabilirea caracteristicilor unei acțiuni trebuie să se țină seama de modul de manifestare a acțiunii, de distribuția în spațiu a acesteia, de evoluția în timp și de specificul condițiilor de lucru a structurii.

a) Modul de manifestare a acțiunii : Forțe, Deformații și Deplasări impuse.

b) Distribuția în spațiu a acțiunii : forțe concentrate, forțe distribuite.

c) Evoluția în timp a acțiunii : acțiuni statice și acțiuni dinamice.

În urma aplicării acțiunilor asupra construcțiilor în structură apar eforturi și deplasări. După răspunsul pe care îl dă aplicarea acțiunilor, structura poate avea o **comportare elastica sau neelastica**.

Comportarea elastică a structurilor se caracterizează prin faptul că după înlăturarea acțiunilor structura revine la forma inițială.

Comportarea neelastică a sucturilor se caracterizează prin faptul că după înlăturarea acțiunilor structura păstrează niște deformații permnente plastice.

Relația forță - deplasare ($p - u$) depinde de natura materialului și se modelează analog cu relația de legătură obținută din curba caracteristică a materialului.

3.4.4 Modelul matematic în mecanica structurilor

Realizarea modelului matematic [40],[71] se face prin definirea a trei grupuri de ecuații :

a - Ecuații de echilibru și mișcare

b - Ecuații constitutive

c - Ecuații de compatibilitate

Pentru formularea acestor ecuații este necesar să se definească noțiunile fundamentale de :

a - Starea de tensiune - tensorul tensiune - vectorul tensiune

b - Starea de deplasare și deformație - tensorul deformație specifică și vectorul deplasare

3.4.4.1. Cu referire la Starea de tensiune

Tensiunea rezultantă p_n în jurul unui punct M , corespunzătoare unui element de arie dS (Fig 3.15), este vectorul tensiune care poate fi descompus în două componente :

- tensiunea normală σ_n

- tensiunea tangențială τ_n

în care
$$p_n = \sigma_n + \tau_n \quad (3.60)$$

Starea de tensiune dintr-un element structural este definită dacă se cunosc stările de tensiune pentru toate punctele elementului.

Starea de tensiune unidimensională sau liniară este caracterizată prin faptul că nu apar decît tensiuni normale după o direcție (cazul barelor drepte solicitate axial).

Starea de tensiune bidimensională sau plană, este starea în care pe elementele de arie caracterizate printr-o normală cu direcție fixă, nu apar deloc tensiuni (cazul grinzilor pereți, diafragme etc.).

Starea de tensiune tridimensională sau spațială este starea corespunzătoare unui caz general de solicitare a unui element structural oarecare. Starea de tensiune spațială într-un punct oarecare al elementului structural este

definită dacă se cunosc componentele tensiunilor p_n pe trei plane, perpendiculare între ele, care trec prin punctul respectiv (fig. 3.15)

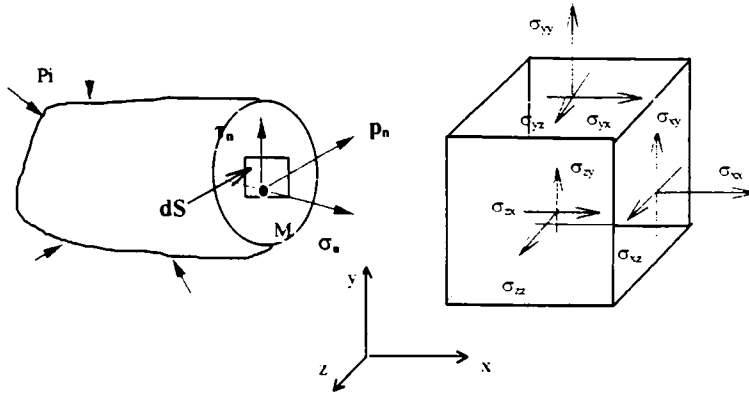


Fig 3.15

Starea de tensiune spațială într-un punct oarecare al unui element structural

Starea de tensiune spațială este caracterizată prin existența a noua componente ale vectorului tensiune în care :

$$\begin{aligned} \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, & \quad \text{sînt tensiuni normale} & (3.61) \\ \sigma_{xy}, \sigma_{yx}, \sigma_{xz}, \sigma_{zx}, \sigma_{yz}, \sigma_{zy}, & \quad \text{sînt tensiuni tangențiale} \end{aligned}$$

Pe baza dualității tensiunilor tangențiale, din cele șase tensiuni numai trei sînt independente :

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx}, \quad \sigma_{xz} = \sigma_{zx}, \quad \sigma_{yz} = \sigma_{zy}, \quad (3.62)$$

Tensiunile σ_{ij} sînt componente ale unui tensor de ordinul doi simetric numit tensorul tensiune al lui Cauchy

$$T_o = (\sigma_{ij}) = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (3.63)$$

În formulare matriceală, starea de tensiune spațială se reprezintă prin matricea coloană (vector) $\{ \sigma \}$ care are ca elemente componente tensiunile

$$\{ \sigma \}^T = [\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zy} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{yz} \quad \sigma_{zx}] \quad (3.64)$$

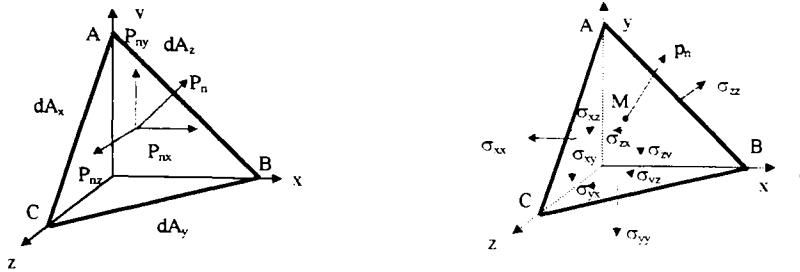


Fig. 3.16
Starea de tensiune spațială

Condiția de echivalență statică, a stării de tensiuni de pe suprafața înclinată cu starea de tensiuni definită prin componentele tensiunilor din cele trei plane perpendiculare între ele, și normale pe axele de coordonate, de arii dA_x , dA_y , dA_z (vezi figura 3.5) are forma :

$$\begin{aligned} p_{nx} dA_n &= \sigma_{xx} dA_x + \sigma_{xy} dA_y + \sigma_{xz} dA_z \\ p_{ny} dA_n &= \sigma_{yx} dA_x + \sigma_{yy} dA_y + \sigma_{yz} dA_z \\ p_{nz} dA_n &= \sigma_{zx} dA_x + \sigma_{zy} dA_y + \sigma_{zz} dA_z \end{aligned} \quad (3.65)$$

Exprimând ariile elementare dA_i ($i = x, y, z$) ca proiecții ale ariei elementare dA_n , cu normala n de cosinuși n_x, n_y, n_z , pe cele trei plane de coordonate rezultă :

$$dA_i = n_i dA_n \quad \text{unde } i = x, y, z \quad (3.66)$$

Înlocuind în relațiile de mai sus ele devin :

$$\begin{Bmatrix} p_{nx} \\ p_{ny} \\ p_{nz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} \quad (3.67)$$

sau în exprimare tensorială ele pot fi scrise :

$$p_{ni} = \sigma_{ij} \cdot n_j \quad \text{unde } i, j = x, y, z \quad (3.68)$$

în care s-a aplicat regula de sumare carteziană.

Dacă suprafața dA_n se află pe conturul elementului structural relațiile (3.67) dau componentele acțiunii exterioare.

Tensiunea rezultantă p_n are mărimea :

$$p_n^2 = p_{nx}^2 + p_{ny}^2 + p_{nz}^2 \quad (3.69)$$

Tensiunea normală σ_n se exprimă funcție de elementele tensorului tensiune avînd mărimea :

$$\sigma_n = \sigma_{xx} n_x^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{zz}^2 + 2(\sigma_{xy} n_x n_y + \sigma_{yz} n_y n_z + \sigma_{zx} n_z n_x) \quad (3.70)$$

iar tensiunea tangențială este dată de relația :

$$\tau_n = \sqrt{p_n^2 - \sigma_n^2} \quad (3.71)$$

3.4.4.2 Cu referire la Starea de deformație

Suportul teoriei liniare, din punct de vedere geometric sau al **teoriei de ordinul I al structurilor**, îl constituie ipoteza deformațiilor mici, cît și a rotațiilor locale mici de corp rigid ale elementului structural. Această ipoteză, admite că deformațiile specifice se pot neglija în raport cu unitatea și de asemenea, produsul a doua deformații specifice este neglijabil în raport cu o a treia deformație specifică. [51],[52],[71]

Dacă elementul structural este astfel rezemat încît se elimină mișcarea de corp rigid, **starea de deplasare** în jurul unui punct oarecare al elementului este caracterizată de componentele după cele trei direcții ale **vectorului deplasare**.

$$\{u\}^T = [u_x \ u_y \ u_z] \text{ unde } u_i = u_i(x,y,z,t), \ i = x,y,z \quad (3.72)$$

în care t reprezintă variabila temporală. Dacă variabila temporală dispare, asupra corpului se aplică acțiuni statice.

Starea de deformație în jurul unui punct este defintă [71] ca starea de deformație a întregului element structural dată de stările de deformație din fiecare punct al elementului.

În starea de deformație unidimensională liniară sau axială, punctele de pe o suprafață caracterizată printr-o normală n perpendiculară pe o direcție fixă, se deplasează în plane tangente la această suprafață. Exemplu sînt barele drepte cu secțiune oarecare, supuse la răsucire simpla sau barele drepte cu secțiune constantă sollicitate la întindere axială.

În starea de deformație bidimensională sau plană, punctele elementului structural se deplasează în plane a căror normală are o direcție fixă. Acesta este

cazul semispațiului elastic acționat uniform după o anumită direcție pe planul de separație sau pe un plan paralel cu acesta.

În starea de deformare tridimensională sau spațială se definește cazul general de deformare al unui corp oarecare.

În cadrul teoriei liniare geometrice deformațiile specifice sînt :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z}, \quad (3.73)$$

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \quad (3.73.a)$$

$$\gamma_{yz} = 2\varepsilon_{yz} = \frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z}$$

$$\gamma_{zx} = 2\varepsilon_{zx} = \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x}$$

care în reprezentare matriceală se pun în următoarea formă :

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{xy} \\ 2\varepsilon_{yz} \\ 2\varepsilon_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{Bmatrix} \quad (3.74)$$

iar în forma restrînsă se poate scrie :

$$\{\varepsilon\} = [\mathbf{B}]\{\mathbf{u}\} \quad (3.74.a)$$

În relația 3.74.a matricea $[\mathbf{B}]$ reprezintă forma matriceală a operatorului deformații specifice - deplasări. Tensorial relația 3.74.a se exprimă:

$$\varepsilon_{i,j} = \frac{(u_{i,j} + u_{j,i})}{2} \quad \text{unde } i,j = x,y,z \quad (3.74.b)$$

unde ε_{ij} reprezintă componentele tensorului deformație specifică.

$$\mathbf{T}_\varepsilon = (\varepsilon_{ij}) = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{pmatrix} \quad \text{unde } i, j = x, y, z \quad (3.75)$$

Întrucât $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$ starea de deformare spațială va fi caracterizată prin șase componente independente ale tensorului deformație specifică :

- Trei deformații specifice liniare $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$
- Trei deformații specifice de alunecare $\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{yz} = \varepsilon_{zy}, \varepsilon_{zx} = \varepsilon_{xz}$

În Tabelul 3.3 sunt prezentate sintetic componentele vectorilor deplasare, deformație specifică, și tensiune pentru toate tipurile de probleme care intervin în mecanica structurilor precum și exemple de aplicare.

Tabelul 3.3

Tipul Problemei	Exemplu de aplicare	Vectorul Deplasare $\{u\}^T$	Vectorul deformație specifică $\{\varepsilon\}^T$	Vectorul Tensiune $\{\sigma\}^T$
Stare de tensiune uniaxială	- Grinda cu zăbrele	u	$[\varepsilon_{xx}]$	$[\sigma_{xx}]$
Încovoiere Plană	- Bară încovoiată plană	v	$\left[-\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right]$	$[M_{zz}]$
Stare de Tensiune Plană	- Grindă perete - Consolă încovoiată în plan	u, v	$[\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{xy}]$	$[\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{xy}]$
Stare de Deformație Plană	- Baraj de greut. - Fundație Contin.	u, v	$[\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{xy}]$	$[\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{xy}]$
Stare de Tensiune Axialsimetrică	- Rezervor cilindric	u, v	$[\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{xy} \varepsilon_{zz}]$	$[\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{xy} \sigma_{zz}]$
Stare de Tensiune Spațială	- Baraj în arc cu dublă curbură	u, v, w	$[\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \varepsilon_{xy} \varepsilon_{yz} \varepsilon_{zx}]$	$[\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{zx}]$
Încovoierea Plăcilor	- Placă plană sau curbă subțire	w	$\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right]$	$[M_{xx} M_{yy} M_{xy}]$

3.4.4.3. Referiri la Mecanica Structurilor Elastice - Ecuații Fundamentale

Acest paragraf își propune o prezentare a ecuațiilor generale ale teoriei elasticității, care prezentate într-o formă matriceală, sunt utile analizei care o vom dezvolta pe parcursul prezentei lucrări. Aceste ecuații generale le putem grupa în trei categorii [7],[51],[52],[71]:

- a - Ecuații de echilibru și mișcare
- b - Ecuații constitutive - care leagă tensiunile de deformațiile specifice
- c - Ecuații de compatibilitate - reprezentând relații diferențiale între deplasări și deformații specifice

a. **Ecuațiile de echilibru și mișcare** - care guvernează o structură liniar elastică supusă la acțiuni statice sunt :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad i,j=x,y,z \quad (3.76)$$

iar pentru structura supusă la acțiuni dinamice :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho \ddot{u}_i \quad i,j=x,y,z \quad (3.77)$$

unde

σ_{ij} - reprezintă componentele tensorului tensiune

f_i - reprezintă componentele vectorului f al forțelor masice

$$\{f\} = [X \ Y \ Z]^T$$

$\rho \ddot{u}_i$ - forțele inerțiale ale lui D 'Alembert corespunzătoare unității de volum, în care ρ este masa specifică , iar \ddot{u}_i componentele vectorului accelerație. În cazul acțiunilor statice se anulează forțele inerțiale obținându-se relațiile 3.76

Ecuațiile de echilibru static, în domeniul deformațiilor finite se scriu pe poziția deformată a structurii

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \frac{\partial u_i}{\partial x_k} \frac{\partial \sigma_{jk}}{\partial x_j} + \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_k} \sigma_{jk} + f_i = 0 \quad i,j,k,x,y,z \ ; \ x_j, x_k = x,y,z \quad (3.78)$$

iar în formulare matriceală relațiile 3.76 se scriu :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (3.79)$$

sau mai restrâns

$$[L_i]\{\sigma\} + \{f\} = \{0\} \quad (3.79a)$$

unde operatorul diferențial $[L_i] = [B]^T$ din relația 3.74-a a operatorului deformații specifice - deplasări.

b - Ecuații constitutive - care leagă tensiunile de deformațiile specifice, se exprimă pentru o structură cu comportare elastică, prin ecuațiile constitutive :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad i,j,k,l = x,y,z \quad (3.80)$$

C_{ijkl} sunt componentele tensorului de ordinul patru al coeficienților elastici :

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad i,j,k,l = x,y,z \quad (3.81)$$

în care :

δ_{ij} - este simbolul lui Kronecker

λ - este constanta elastică Lamé

$$\lambda = \frac{2G\mu}{1-2\mu} = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \quad (3.82)$$

E - Modul de elasticitate longitudinal

G - Modul de elasticitate transversal între care există relația :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3.83)$$

Pentru **material izotrop** relația 3.80 se poate transcrie matriceal :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} (1-\mu) & \mu & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & (1-\mu) & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & \mu & (1-\mu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\mu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\mu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\mu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{Bmatrix} \quad (3.83)$$

sau în forma restrânsă

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (3.83a)$$

unde $[D]$ este matricea de elasticitate .

Dacă din relația 3.83 se explicitază deformațiile specifice rezultă :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\mu & -\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\mu & 1 & -\mu & 0 & 0 & 0 \\ -\mu & -\mu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1+\mu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1+\mu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1+\mu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (3.84)$$

sau în formă condensată

$$\{\varepsilon\} = [C] \{\sigma\}, [C] = [D]^{-1} \quad (3.84a)$$

Starea plană de tensiune este caracterizată prin faptul că pe un element finit de arie după o direcție normală pe ea (de exemplu Z) tensiunile

$\sigma_{zz} = \sigma_{zx} = \sigma_{zy} = 0$ - Astfel ecuațiile 3.83 devin :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\mu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\mu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.85)$$

respectiv

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\mu & 0 \\ -\mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1+\mu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.86)$$

În Starea de deformare plană caracterizată prin $\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zx} = \varepsilon_{zy} = 0$ vor rezulta relațiile următoare :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\mu)(1+2\mu)} \begin{bmatrix} (1-\mu) & \mu & 0 \\ \mu & (1-\mu) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-2\mu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.87)$$

respectiv

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1+\mu}{E} \begin{bmatrix} (1-\mu) & -\mu & 0 \\ -\mu & (1-\mu) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.88)$$

Cele două stări plane (de tensiune și deformație), se pot scrie matriceal în mod unic dacă matricea de elasticitate [D] se pune sub forma următoare :

$$[D] = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & 0 \\ d_{21} & d_{22} & 0 \\ 0 & 0 & d_{33} \end{bmatrix} \quad (3.89)$$

în care termenii matricii, pentru coeficientul $\alpha = 0$ dau coeficienții matricii pentru starea plană de tensiune, iar pentru $\alpha = 1$ rezultă coeficienții pentru starea de deformație plană:

$$d_{11} = d_{12} = \frac{E(1-\alpha\mu)}{(1+\mu)(1-\alpha\mu)}, d_{12} = d_{21} = \frac{\mu d_{11}}{(1-\alpha\mu)}, d_{33} = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3.90)$$

Pentru **material anizotrop**, matricea [D] este o matrice simetrică plină care în cazul stării de tensiune spațială conține 21 de termeni d_{ij} independenți $i, j = 1, \dots, 6$: $d_{ij} = d_{ji}$.

Pentru **material ortotrop** numărul acestor coeficienți se reduce la 9

$$[D] = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & d_{22} & d_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & d_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & d_{44} & 0 & 0 \\ \text{simetric} & & & & d_{55} & 0 \\ & & & & & d_{66} \end{bmatrix} \quad (3.91)$$

c. Ecuații de compatibilitate.

Prin aplicarea forțelor exterioare asupra unui element structural, poziția deformată a elementului este determinată dacă se cunoaște câmpul deplasărilor din fiecare punct al acestuia având componentele :

$$u = u(x,y,z), \quad v = v(x,y,z), \quad w = w(x,y,z), \quad (3.92)$$

Dacă deformată elementului este continuă atunci și deplasările vor fi funcții continue, lucru care face ca și derivatele parțiale ale deplasărilor să fie funcții continue neinfluențate de secvența de derivare. Din relațiile 3.73 se observă că deformațiile

specifice nu sunt independente între ele. Între acestea există anumite relații de legătură, care se pot pune în evidență prin eliminarea deplasărilor u_i , $i=x,y,z$, din relația 3.73. Se obțin astfel ecuațiile de compatibilitate a deformațiilor specifice.

$$\varepsilon_{ij,kk} + \varepsilon_{kk,ij} - \varepsilon_{ik,jk} - \varepsilon_{jk,ik} = 0 \quad i,j,k = x,y,z \quad (3.93)$$

Relațiile (3.93) se pot dezvolta pentru a pune în evidență ecuațiile de compatibilitate ale deformațiilor specifice:

$$\begin{aligned} F_{xx} &= \varepsilon_{yy,zz} + \varepsilon_{zz,yy} + 2\varepsilon_{yz,yz} = 0 \\ F_{yy} &= \varepsilon_{zz,xx} + \varepsilon_{xx,zz} + 2\varepsilon_{zx,zx} = 0 \\ F_{zz} &= \varepsilon_{xx,yy} + \varepsilon_{yy,xx} + 2\varepsilon_{xy,xy} = 0 \\ F_{xy} &= \varepsilon_{zz,xy} + \varepsilon_{xy,zz} - \varepsilon_{xz,zy} - \varepsilon_{yz,zx} = 0 \\ F_{yz} &= \varepsilon_{xx,yz} + \varepsilon_{yz,xx} - \varepsilon_{yx,xz} - \varepsilon_{zx,xy} = 0 \\ F_{zx} &= \varepsilon_{yy,xz} + \varepsilon_{xz,yy} - \varepsilon_{zy,yx} - \varepsilon_{xy,yz} = 0 \end{aligned} \quad (3.94)$$

Între funcțiile de compatibilitate F_{ij} există următoarele relații de legătură :

$$F_{ijj} \delta_{jk} = 0 \quad i,j,k = x,y,z \quad (3.95)$$

și

$$F_{ij} = F_{ji} \quad i,j = x,y,z$$

Relațiile 3.95 se pot dezvolta matriceal sub forma :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_{xx} \\ F_{yy} \\ F_{zz} \\ F_{xy} \\ F_{yz} \\ F_{zx} \end{Bmatrix} = 0 \quad (3.96)$$

Ecuațiile 3.94 stabilesc relațiile care există între deformațiile specifice liniare și unghiulare pentru ca deformata structurii să satisfacă ecuațiile de continuitate și condițiile de limită. Ele se numesc ecuații de compatibilitate a deformației structurii.

3.4.4.4. Clasificarea metodelor de calcul

Metodele matematice din mecanica structurilor se pot împărți în conformitate cu teoria matematică în :

- a - Metode matematice exacte
- b - Metode matematice aproximative

a - Metodele matematice exacte se folosesc la calculul structurilor în cazuri particulare de acțiuni și geometrie a structurii. Problemele care pot fi rezolvate cu aceste metode sînt în număr redus și au un caracter teoretic exemplificativ.

b - Modelele matematice de calcul aproximativ, pe baza cărora s-au dezvoltat metodele numerice în mecanica structurilor, sînt modele discrete, unde discretizarea este de natură fizică și (sau) matematică. Prin abordarea pe această cale a problemelor, se permite formularea matriceală a metodelor de calcul, condiție absolut necesară pentru elaborarea algoritmilor programelor de calcul automat.

Dintre metodele aproximative în literatura de specialitate se citează trei grupuri de metode de calcul :

- Metode matriceale directe, care au la bază teoremele lucrului mecanic virtual

- Metode variaționale, care bazează pe un criteriu de staționaritate impus energiei potențiale a sistemului.

- Metode reziduale, care înlocuiesc condiția de staționaritate a energiei potențiale prin condiția de staționaritate a funcției reziduale, care exprimă diferența între soluția exactă și soluția aproximativă.

Dintre toate aceste metode de calcul, metoda cu cea mai largă răspîndire, **Metoda Elementelor Finite (M.E.F.)**, oferă largi posibilități în ceea ce privește modelarea fizică a structurilor, cît și din punct de vedere al procedurilor numerice cu care operează.

3.5. Concluzii

În concluzie putem spune că metodele prezentate anterior și multe altele propuse în timp nu rezolvă în totalitate problema de conlucrare a structurii și a terenului din diverse motive.

O metoda care elimină dezavantajele diverselor metode elaborate pînă în prezent este **Metoda Elementelor Finite**. Prin discretizarea structurii și terenului în elemente finite și rularea unor programe de calcul specializate pe calculator, elaborate în ideea analizării conlucrării, rezultă următoarele avantaje :

- se permite luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează interacțiunea între suprastructură - fundație - teren

- ține seama de redistribuirea stării de eforturi și deformații dintre elementele construcției

- permite cunoașterea stării de eforturi și deformații din fiecare element finit din cadrul construcției și terenului de fundare .

Folosirea metodei elementului finit dă posibilitatea cunoașterii calitative și cantitative a stării de eforturi și deformații în structură și teren, iar această cunoaștere dă posibilitatea unei proiectări raționale și economice care să se încadreze în ansamblul unitar care este suprastructura fundația și terenul de fundare.

Autorul își propune analiza interacțiunii dintre suprastructură prin intermediul fundației și terenul de fundare, analizând fundațiile continue sub diafragme - din beton sau zidărie - fundațiile izolate și radier general.

În acest scop a conceput un program de calcul bazat pe metoda elementului finit, care să fie specializat în analiza stării de distribuție a eforturilor și deplasărilor în masivul de pământ astfel modelat încît să simuleze conlucrarea dintre fundație și teren.

CAP. 4 - STUDIUL ȘI CONCEPEREA UNUI PROGRAM DE CALCUL LUÂND ÎN CONSIDERARE INTERACȚIUNEA STRUCTURĂ - FUNDAȚIE – TEREN (PROGRAM – INTERFUN)

4.1. Cu privire la scopul programului de calcul conceput și caracteristicile sale

Programul de calcul ce urmează a fi prezentat își propune să facă o analiză statică a elementelor plane în stare plană de tensiune și deformație, folosind Metoda Elementului Finit (MEF) și o discretizare cu Elemente Finite Triunghiulare, aspecte asupra cărora se vor face precizările necesare a fi cunoscute.

4.1.1. Caracteristici generale ale programelor de calcul cu elemente finite pentru microcalculatoare

Metoda elementelor finite își găsește un câmp larg de aplicație în analiza statică și dinamică a comportării structurilor

În practica inginerescă și din literatura de specialitate sunt cunoscute programe generale de calcul cu element finit, cu un caracter multifuncțional, care permit analiza statică și dinamică a structurilor continue sau alcătuite din bare.

În continuare se face referire în principal la programele din familia S.A.P. (**Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems**) [104].

Programele de calcul din familia SAP au fost create de către E.L. Wilson, K.J. Bathe și P.E. Paterson în anii '70 la Universitatea Berkeley din California [21],[22],[24],[34],[104].

Varianta îmbunătățită a acestor programe a fost creată și denumită **SAPLI5** în anii 1977 - 1980 de către un colectiv de la Universitatea Tehnică din Liege Belgia, condus de către profesorul G.A. Fonder .

În România programul **SAPLI5** a fost implementat, adaptat și dezvoltat pe calculatoarele din familia **FELIX C-512** și minicalculatoarele de tip **INDEPENDENT - CORAL**, de către un colectiv complex de la IPCT, sub denumirea de **SAP05** [104].

Pentru discretizarea corpurilor fizice programele generale de tip SAP folosesc o multitudine de tipuri de elemente finite având diverse forme și proprietăți, alese în așa fel încât să se obțină o cât mai mare acuratețe în modelarea corpurilor.

În principal aceste tipuri de elemente pot fi clasificate ca :

- Elemente liniare de tip bară articulată sau grindă
- Elemente plane având contur drept sau curbiliniu
- Elemente solude bi și tridimensionale
- Elemente termice
- Elemente de contur și legătură care asigură modelarea legăturilor elementelor structurii cu mediul de rezemare

Spre exemplificare se prezintă sintetic date privind lista elementelor finite utilizate de programul SAP05, caracteristicile nodale, date privind încărcările, tipul de analiză, etc.[104] după cum urmează. A fost păstrată denumirea și numerotarea lor din manualul de bază.

a) Biblioteca de elemente finite utilizată de programul SAP05 :

- | | |
|------------|--|
| 1 - BOUND | - Element de frontieră |
| 2 - TRUSS | - Element de bară articulată |
| 3 - BEAMS | - Element de grindă |
| 4 - PIPES | - Element de conductă dreapta sau curbă |
| 5 - PLANE | - Element de stare plană de tensiune cu 4 noduri |
| 6 - PLANR | - Element solid de revoluție cu 4 noduri |
| 7 - PLANM | - Element plan de membrană cu 4 noduri |
| 8 - THRED | - Element solid bidimensional cu 8 noduri |
| 9 - THKSL | - Element de placă groasa curbă cu 16 noduri |
| 10 - SHELL | - Element de placă subțire |
| 11 - BINDS | - Element liniar de legatură |
| 12 - BEALS | - Element de grindă pe mediu elastic |
| 13 - PL8ND | - Element de stare plană de tensiune cu 8 noduri |
| 14 - SOLAX | - Element de solid axial simetric cu 8 noduri |
| 15 - PLMBR | - Element plan de membrană cu 8 noduri |
| 16 - BRK20 | - Element solid tridimensional cu 20 noduri |
| 17 - TNODE | - Element termic pt. temperaturi nodale impuse |
| 18 - T1DIM | - Element termic unidimensional |
| 19 - TPLAN | - Element termic de membrană |
| 20 - TAXIS | - Element termic de solid axial simetric |
| 21 - TSHEL | - Element termic de placă subțire |
| 22 - TBRIK | - Element termic de solid tridimensional |

Acestă bibliotecă de elemente finite alcătuită din : elemente de bare, grinzi, elemente plane de membrană, de placă, de placă curbă subțire sau groasa, solid tridimensional, elemente de legatură și resoarte, permit practic analiza oricarui tip de structura.

Primele 10 tipuri de elemente finite enumerate anterior reprezintă biblioteca de elemente finite ale programului SAP4

Toate aceste elemente sunt "modele deplasări", ceea ce înseamnă că practic deplasările se obțin cu o precizie legată de calitatea idealizării, iar tensiunile în general sunt discontinue de la un element la altul.

Elementele 17 - 22 sînt elemente finite cu proprietăți termice. Trebuie menționat că elementele termice nu se pot asimila cu elemente de analiză elastică liniară, deoarece analiza termică reprezintă o fază distinctă de calcul, în care matricea rigidităților devine matricea de conductibilitate termică, vectorul deplasărilor devine vectorul temperaturilor nodale, iar tensiunile sînt fluxuri termice.

b) Datele privind caracteristicile nodale:

- sistemul de axe de coordonate poate fi:
 - cartezian
 - cilindric avînd Y ca axa de rotație
 - sferic avînd Y ca axa de rotație
 - pseudosferic avînd Y ca axa de rotație
- temperaturi nodale;
- blocaje nodale (în sistemul cartezian);
- generari lineare sau translații de noduri.

c) Datele privind încărcările

- Încărcările nodale:
 - forte și momente la noduri
 - mase concentrate la noduri
- Încărcările pe element :
 - gravitaționale
 - temperaturi
 - presiune uniformă pe laturi sau pe fețe
 - forte concentrate sau distribuite
- Încărcările pentru elemente termice :
 - flux uniform de temperatură pe laturi sau fețe;
 - flux neuniform de temperatură pe laturi sau fețe;
 - schimb termic convectiv cu mediu ambiant;

d) Tipurile de analize ale programului sînt:

- Analiză statică;
- Analiză dinamică:
 - frecvențe și moduri proprii de vibrație;
 - determinarea sarcinilor seismice convenționale

- răspuns forțat prin suprapunere modală;
 - răspuns spectral (din solicitări seismice);
 - răspuns dinamic în timp, time-history.
- Analiză termică.

e) Configurația de calcul

- Acest program SAP05, a fost rulat și implementat inițial în România de un colectiv al IPCT, pe sisteme de calcul de tip FELIX C-512 la care necesarul de memorie internă este de 180 K pentru instrucțiunile de program, la care se adaugă memoria ocupată de datele aferente aplicației rulate.

- Odată cu apariția minicalculetoarelor din familia CORAL - INDEPENDENT programul SAP05 a fost implementat și pe aceste sisteme.

- Actualmente programele din familia SAP au fost adaptate și la microcalculatoarele personale - PC - . Noile implementări beneficiază din plin de capacitățile sporite de calcul și de postprocesare a actualei generații de microcalculatoare.

4.1.2 Caracteristici particulare ale programului de calcul cu elemente finite INTERFUN

În analiza cu elemente finite a interacțiunii construcție - teren, autorul își propune realizarea unui program de calcul care să permită studiul interacțiunii dintre fundație și terenul de fundare inclusiv a terenului din imediată vecinătate a structurii

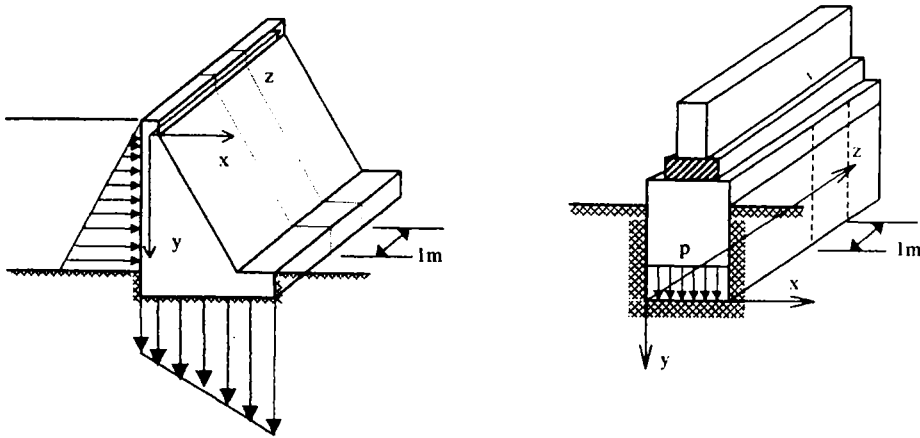
Autorul a pornit de la faptul că, construcțiile care reazemă pe un semispațiu elastic liniar se calculează în funcție de tipul lor, pe baza uneia dintre cele trei probleme ale teoriei elasticității [7],[71] : problema plană, problema axial simetrică sau problema spațială.

În cadrul problemei plane din teoria elasticității, aleasă de autor pentru studiu, construcțiile pot lucra în :

- a - Starea plană de deformații
- b - Starea plană de efort (tensiuni)

În starea plană de deformații, punctele elementului structural se deplasează în plane a căror normală au direcție fixă. Acesta este cazul semispațiului elastic care este acționat uniform după o direcție pe planul de separație sau pe un plan paralel cu acesta. Terenul de fundație va lucra în condițiile stării de deformație plană [71], când construcția are o suprafață de reazem dreptunghiulară alungită și orice fâșie cu lățimea unitară (1m) în sens transversal, lucrează în condiții identice cu oricare altă fâșie analogă, adică având aceeași încărcare și rigiditate. Riguros această condiție este respectată doar în cadrul construcțiilor infinit lungi.

Pentru calcule practice [71], dacă lungimea suprafeței depășește lățimea ei de peste 3 ori ($L > 3 \cdot B$), se poate admite ipoteza deformației plane pentru calculul în sens transversal al porțiunii din mijloc a construcției.



a. Ziduri de sprijin, Baraje

b. Fundații Continue

Fig. 4.1

Tipuri de Structuri calculate în stare plană de deformație

- În practică starea plană de deformație [71], intervine la ziduri de sprijin, baraje, terenul de fundație, fundațiile continue, și la calculul transversal al cadrelor cu radier, dezvoltat după o direcție (Fig 4.1 a,b). În acest tip de calcule este suficient să se limiteze analiza numai la o singură fâșie transversală cu lățimea de 1 m.

- Starea plană de tensiune este starea în care pe elementele de arie nu apar deloc tensiuni după o normală pe suprafața lor. Starea plană de tensiune se regăsește în practică atunci când mediul de rezemare (terenul), este încărcat prin intermediul unei grinzi perete, care reazemă pe un semiplan elastic vertical. În acest caz grosimea semiplanului trebuie să fie cel puțin egală cu grosimea grinzii.

Acest tip de analiză se pretează la structurile cu grosime mică supuse la acțiuni cuprinse în planul plăcii (Fig 4.2).

În figura 4.2 am prezentat pentru exemplificare o structură cu diafragme pe care am reprezentat încărcările la nivelul planșeului care, prin intermediul diafragmei transmit la nivelul fundației continue încărcările asupra terenului. De asemenea prin faptul că în acest caz în speță există o simetrie de formă și încărcare se poate efectua calculul pe o semistructură.

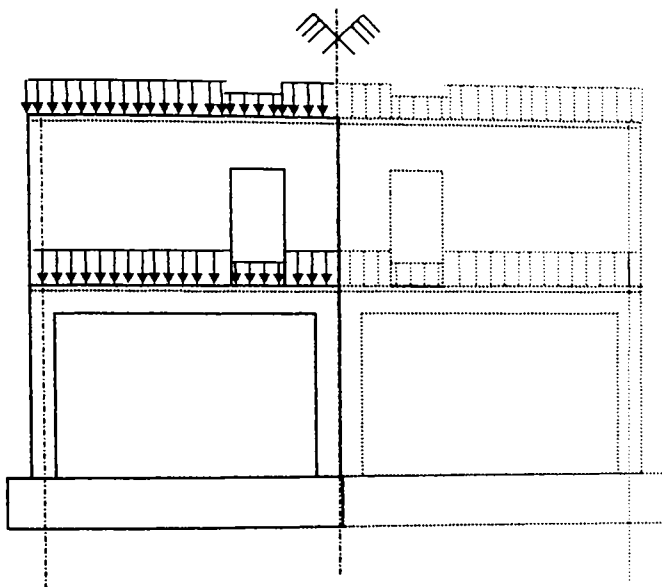


Fig 4.2
Structură calculată în starea plană de tensiuni

În figura 4.3 se prezintă pentru analiza interacțiunii masivului de pământ cu fundația și suprastructura, modul de discretizare cu elemente finite triunghiulare a unui cadru cu două deschideri care conlucrează cu diafragma pe înălțimea nivelului și cu masivul de pământ.

Pentru modelare s-au utilizat elemente finite triunghiulare în stare de tensiune plană. De asemenea modelarea s-a făcut doar pe o jumătate de structură pentru că s-a folosit simetria geometrică și de încărcări a structurii din fig 4.2.

În modelarea conlucrării dintre structură și terenul de fundare în analiza cu elemente finite, o importanță majoră o are determinarea limitelor semispațiului studiat. Datorită faptului că efectul acțiunilor descrește cu distanța până la punctul studiat. Datorită faptului că efectul acțiunilor descrește cu distanța până la punctul studiat. Datorită faptului că efectul acțiunilor descrește cu distanța până la punctul studiat. Datorită faptului că efectul acțiunilor descrește cu distanța până la punctul studiat. Datorită faptului că efectul acțiunilor descrește cu distanța până la punctul studiat.

structură pentru o structură simetrică. Condițiile de rezmare ale structurii se introduc obligatoriu numai în nodurile rețelei de discretizare pe cele două direcții ale axelor de coordonate.

Discretizarea structurii se face cu elemente finite triunghiulare pe care le-am considerat că prezintă posibilități mai largi în ceea ce privește aproximarea geometriei conturilor. Se recomandă ca rețeaua de discretizare cu triunghiuri să fie astfel alcătuită încât elementele finite să se apropie cât mai mult de triunghiul echilateral (cel puțin în zonele de interes). Nu se recomandă triunghiurile foarte obtuze deoarece scade capacitatea de aproximare a soluției.

La alegerea distribuției elementelor triunghiulare este recomandabil să se țină seama de respectarea izotropiei geometrice; de aceea în cazul discretizării prezentate în fig 4.3 fiecare element dreptunghiular este împărțit în 4 triunghiuri care au un vârf comun situat chiar în centrul dreptunghiului. Finețea de discretizare trebuie crescută în cazul existenței unor concentratori de eforturi (unghiuri intrând la goluri) sau în zonele mai sensibile ale structurii la contactul cu terenul pe care ne propunem să le studiem cu o mai mare precizie.

Din calcul se obțin deplasările nodurilor rețelei de discretizare și eforturile unitare în elementele finite.

Programul INTERFUN operează cu un set restrâns de elemente ale programelor generale de tip SAP pe care autorul le-a considerat suficiente în modelarea și analiza interacțiunii fundație teren după cum urmează:

- Discretizarea se face cu elementele finite triunghiulare, care pot avea fiecare în parte grosimi diferite, modul de elasticitate și coeficient Poisson diferite
- Sistemul de axe de coordonate este cartezian
- Blocaje nodale (în sistemul cartezian);
- Încărcările se aplică nodal prin forțe la noduri
- Încărcările pe element sunt forțe concentrate sau distribuite
- Programul efectuează o analiză statică;

Programele INTERFUN sunt scrise în limbaj QuickBASIC Ver. 7.10. Autorul a ales această versiune a compilatorului QuickBASIC Ver. 7.10 [91],[106], deoarece ea cuprinde :

- un mediu integrat de programare (QBX.EXE)
- un compilator de programe QuickBASIC (BC.EXE)
- un editor de legături (LINK) și un program bibliotecar (LIB)
- tipuri de date definite de utilizator, variabile tablou dinamice, subprograme și funcții recursive
- interfață cu limbajele FORTRAN, PASCAL, C, MacroAssembler.

Prin toate aceste calități QuickBASIC Ver. 7.10 este considerat un produs informatic de vârf al firmei Microsoft® care prin **Basic Professional Development System Ver. 7.10** îmbină ușurința specifică limbajului BASIC tradițional cu facilitățile celor mai evaluate limbaje.

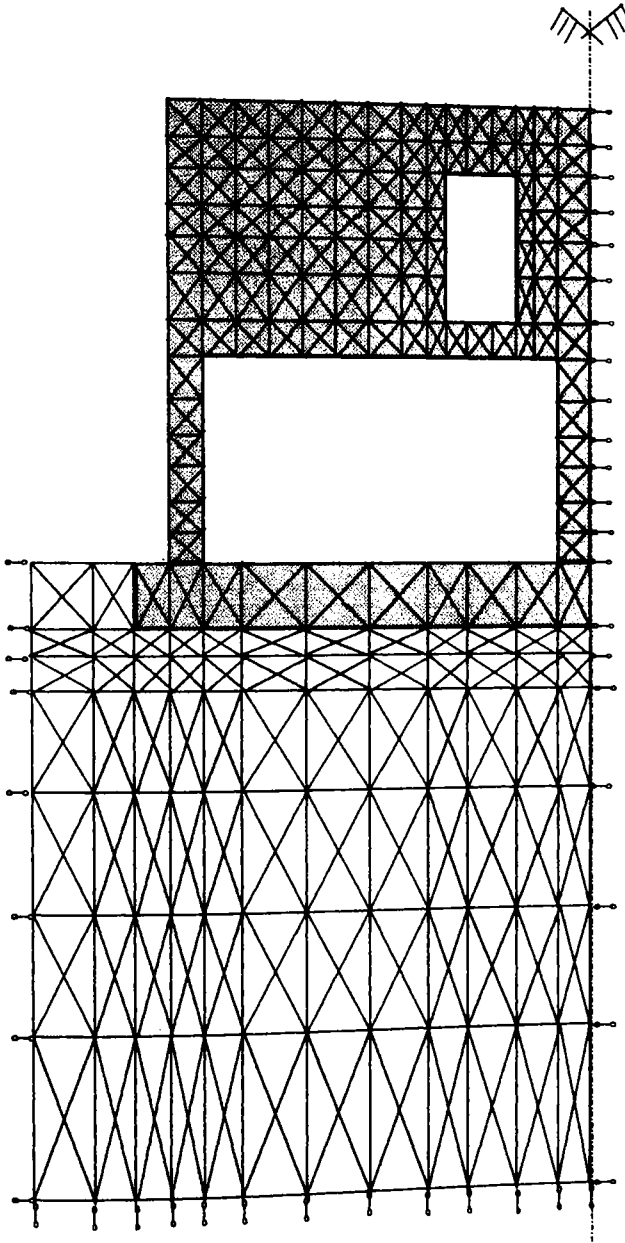


Fig 4.3
Exemplu de Modelare a interacțiunii Structură - Fundație - Teren

4.2. Descrierea programului INTERFUN

Programul INTERFUN utilizează pentru discretizare elemente finite triunghiulare liniare cu două grade de libertate pe nod (Fig 4.4). Îmi propun discretizarea cu acest tip de elemente datorită faptului că ele pot aproxima cel mai bine zonele unui corp în prejma unui contur variabil și el constituie părți componente ale unor figuri mai complexe cum sunt drepunghiurile, patrulaterale, care pot fi compuse din asemenea triunghiuri.

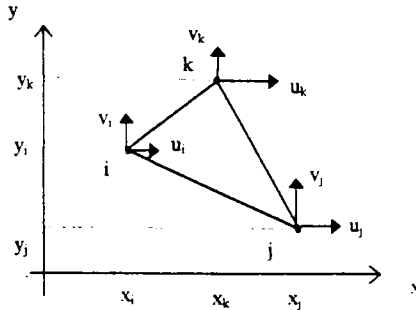


Fig 4.4

Element finit triunghiular liniar cu două grade de libertate pe nod

Un element finit din punct de vedere al asamblării lui cu alte elemente finite se caracterizează printr-un domeniu V^i care este liniar în cazul elementelor finite liniare (Fig 4.5 – a), suprafață cu margini drepte sau curbilinii în cazul elementelor finite bidimensionale (Fig. 4.5 – b) sau elemente de volum în cazul elementelor finite spațiale (Fig. 4.5 – c).

Frontiera $S^{i, i+1}$ este punctul, linia sau suprafața pe care două elemente finite liniare, suprafețe respectiv volume se învecinează (Fig 4.5)

Se subliniază faptul că discretizarea în elemente finite a unui domeniu bidimensional trebuie să satisfacă niște condiții de formă foarte importante dintre care se menționează :

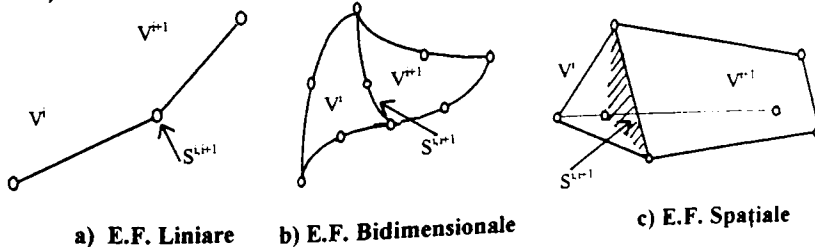


Fig 4.5

a - Două elemente finite distincte trebuie să aibă noduri comune numai pe frontierele comune, nefiind permise suprapuneri. Frontierele comune pot fi puncte, în cazul elementelor lineare tip bară (Fig 4.5 - a), linii în cazul elementelor de suprafață bidimensionale (Fig. 4.5 - b) sau suprafețe în cazul elementelor finite spațiale. (Fig 4.5 - c)

b. - La asamblarea elementelor finite se va evita printr-o alegere adecvată a geometriei lor apariția unor goluri între acestea (Fig 4.6).

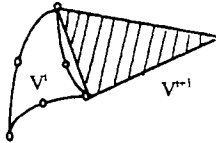


Fig 4.6 – Exemplu de asamblare greșită a două elemente finite

c. - Atunci când frontiera S a unui domeniu V nu poate fi acoperită în mod exact de elementele finite utilizate în aproximare se introduce o eroare de aproximare (Fig 4.7 - a). Această eroare poate fi redusă prin mărirea fineții de discretizare (Fig 4.7 - b) sau prin introducerea unor elemente finite de grad superior având contur curbiliniu.

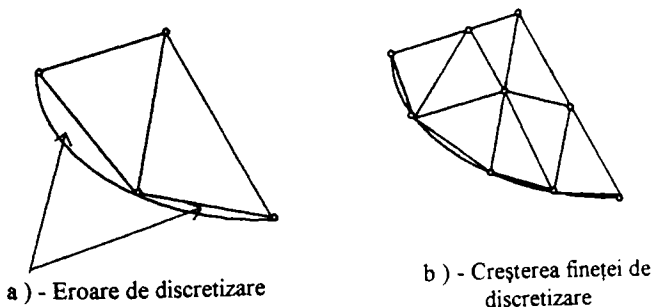


Fig 4.7 Exemplu de micșorare a erorii de discretizare

Schema bloc a programului alcătuit este prezentată în Fig 4.8. Această schemă este o schemă generalizată care poate fi aplicabilă oricărui program bazat pe Metoda Elementului Finit (M.E.F.) [12],[38],[71].

Programul citește datele de intrare referitoare la numărul și coordonatele nodurilor, topologia structurii, caracteristicile de material, încărcări și condiții de

rezemare dintr-un fișier care poate fi scris direct cu ajutorul unui editor de text, sau poate fi creat cu ajutorul unui program specializat de preprocesare PREP alcătuit de autor prezentat în Anexa 4.1.

După citirea datelor de intrare și a ipotezelor de încărcare, programul alcătuiește succesiv matricile de rigiditate ale elementelor finite, după care termenii acesteia îi implementează în matricea de rigiditate a structurii în ansamblu.

Matricea de rigiditate a elementului reprezintă caracteristica globală a unui element finit folosit în studiul stării de eforturi și deformații a corpului studiat. Ea se definește funcție de:

- Topologia elementului,
- Modulul de Elasticitate
- Coeficientul lui Poisson
- Grosimea Elementului

Se introduc condițiile de rezemare, iar apoi se trece la rezolvarea sistemului de ecuații astfel obținut.

În urma rezolvării sistemului [11],[71] prin metoda Gauss se obțin deplasările nodurilor.

Cu ajutorul acestora, prin intermediul matricei de elasticitate, se determină eforturile unitare σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} în centrul fiecărui element finit precum și deplasările nodale D_x , D_y .

Programul furnizează un listing (rez.OUT) care cuprinde datele de intrare, coordonatele nodurilor rețelei de discretizare, topologia elementelor și caracteristicile lor mecanice, precum și rezultatele obținute – deplasări nodale și eforturi unitare în fiecare element.

În timpul rulării programul prezintă pe monitor schema de discretizare cu numerotarea nodurilor și a elementelor finite iar la final prezintă distribuția eforturilor în masivul de pământ precum și starea deformată a întregului ansamblu studiat. Programul sursă este prezentat în Anexa 4.2 la prezenta lucrare.

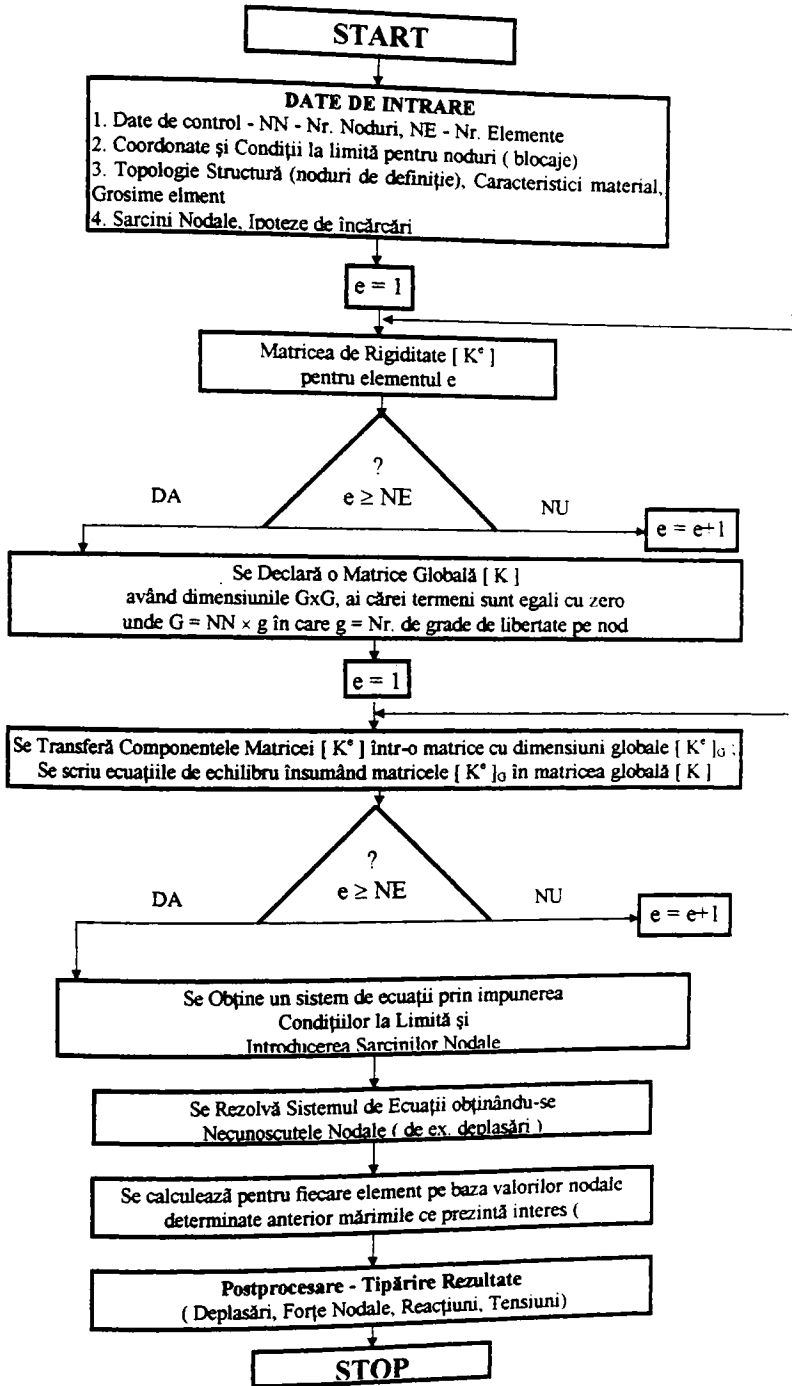


Fig. 4.8 – Schema bloc generală a programului INTERFUN

4.3 Prezentarea unor elemente pentru stabilirea, pregătirea, introducerea datelor de intrare (Programul PREP) și rezultatele obținute

Programul de preprocesare "PREP" conceput de autor (Anexa 4.1), are rolul de a ajuta operatorul în introducerea datelor cu ajutorul cărora se poate efectua discretizarea unui masiv de pământ de formă dreptunghiulară, care este discretizat automat în elemente finite de formă triunghiulară. În principiu se introduc pe rând :

- Denumirea problemei studiate (DEN\$)
- Numărul de noduri pe un rând (NNL)
- Numărul de noduri pe coloană (NNC)
- Numărul ipotezelor de încărcare (IP)
- Modulul de elasticitate ($E \text{ daN/cm}^2$)
- Coeficientul Poisson (MI)
- Grosimea elementelor (T cm)

Pe baza acestor date programul cere operatorului să introducă lățimea D_x respectiv înălțimea D_y (Fig 4.9) a liniilor și coloanelor, apoi în mod automat împarte domeniul în dreptunghiuri pe care apoi le subîmparte pe fiecare în parte în 4 triunghiuri . Calculează în mod automat pe baza unui algoritm coordonatele tuturor nodurilor, generează topologia elementelor finite triunghiulare și asignează fiecărui element un număr, modulul de elasticitate, coeficientul Poisson și grosimea . În cazul că la începutul rulării programului "E" este declarat cu valoarea 0, programul cere pentru fiecare element în parte modulul de elasticitate "E". În continuare programul cere operatorului introducerea forțelor F_x , F_y pentru nodurile încărcate în cazul fiecărei ipoteze declarate de variabila IP(număr de ipoteze). De asemenea se solicită numărul nodurilor cu blocaje care mărginesc domeniul și direcția x și/sau y după care sunt blocate deplasările.

Listingul cu sursa programului PREP este prezentată detaliat în Anexa 4.1 la teză

În figura 4.9 autorul își propune exemplificarea modului de modelare a interacțiunii a două fundații continue cu masivul de pământ, dispuse simetric față de o axă de simetrie, precum și explicarea câtorva noțiuni de modelare specifice metodei elementului finit.

- Structura se raportează la un sistem de axe rectangular de coordonate xOy .
- Structura se discretizează în elemente finite triunghiulare, urmând pe cât posibil, asigurarea izotropiei geometrice.

Discretizarea depinde de forma geometrică dar trebuie astfel aleasă încât să permită aplicarea încărcărilor și a condițiilor de margine în nodurile elementelor finite.

Poziția nodurilor, respectiv a frontierelor dintre elemente, - adică topologia structurii - este condiționată de (vezi Fig 4.5 și Fig 4.9) :

- a. prezența unor variații în geometria structurii
- b. prezența unor variații în calitățile elastice ale materialului

c. existența unor încărcări concentrate sau distribuite după legi de variație cu discontinuități

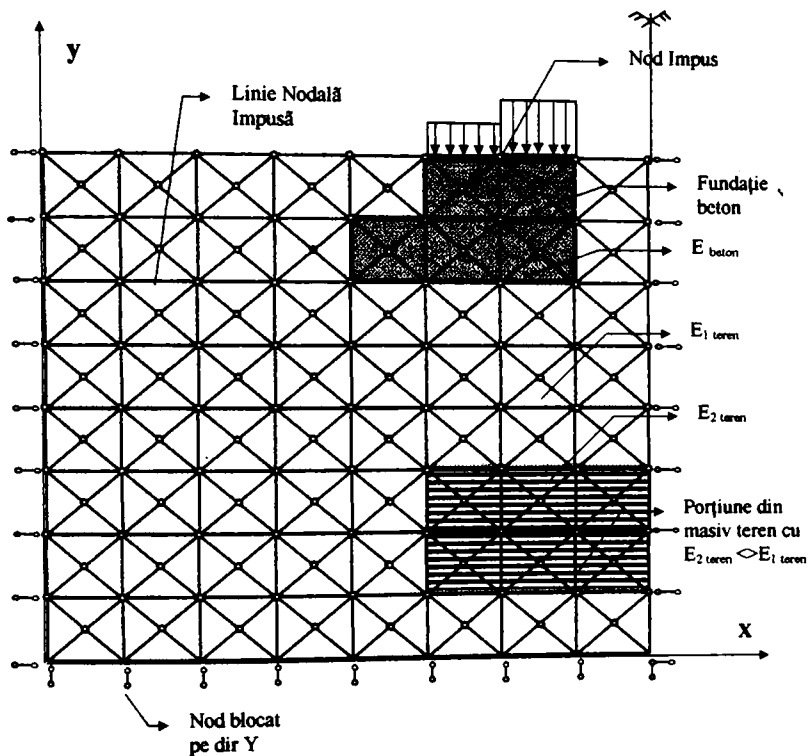


Fig 4.9

Model teoretic de exemplificare a discretizării cu elemente finite unor fundații și a masivului de pământ cu prezentarea termenilor utilizați în programele de calcul

- Se precizează numărul ipotezelor de încărcare, caracteristicile materialelor componente, tipul de analiză (Stare plană de Tensiuni sau Deformații)

- Programul permite introducerea unui coeficient de elasticitate unic pentru întreg corpul analizat sau se poate introduce modul de elasticitate E specific fiecărui element sau grup de elemente. Același lucru este acceptat și pentru coeficientul lui Poisson. Acesta permite o mai bună modelare a anizotropiei mediului (terenului de fundare).

Matricea de rigiditate a elementelor finite este diferită pentru fiecare element. În acest fel mai ales în cazul modelării terenului de fundare se pot aprecia mai corect

zonele cu accidente cum ar fi lentilele de mături sau din contră o zonă cu un modul mai mare.

- Încărcările date de forțe distribuite pe suprafața de contact se transformă în forțe concentrate și se aplică în nodurile structurii discretizate (Fig 4.10).

$$P_i = p(a_{i-1} + a_i)/2 \quad [4.1]$$

Forțele concentrate se aplică în nodurile impuse, create astfel din faza de discretizare încât să corespundă cu poziția punctului de aplicare a forței concentrate. Semnul forțelor nodale se raportează la sistemul global de axe.

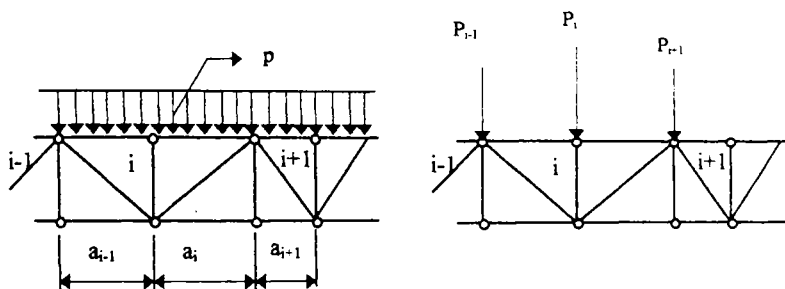


Fig 4.10

Model pentru transformarea încărcărilor distribuite în forțe nodale concentrate

- În ceea ce privește descrierea condițiilor de margine (rezemare) ele se scriu pentru nodurile rețelei de discretizare.

În procesul de modelare, asimilăm structura care reazemă prin intermediul fundației pe masivul de pământ, cu un ansamblu care are la limita zonei discretizate, condiții de rezemare descrise prin blocaje după direcția x sau y, introduse la nodurile aflate pe limita suprafeței discretizate.

Programul consideră un grad de libertate blocat pe direcția x sau y dacă are valoarea 1 și liber pentru valoarea 0.

- O structură este simetrică în raport cu o axă de simetrie, dacă are asigurată în raport cu acea axă, simetria caracteristicilor fizico-geometrice și a rezemărilor.

Structurile simetrice încărcate simetric pot fi rezolvate, funcție de tipul simetriei, pe jumătate, pe sfert, pe optime, sau în cazul structurilor cu simetrie radială pe sectoare de 1 radian, cu condiția modelării corecte a condițiilor de margine și de continuitate. Efectele simetriei geometrice și ale încărcărilor reduc, efortul de modelre, gradul de ocupare al memoriei calculatoarelor, a vitezei de lucru, proporțional cu reducerea dimensiunilor modelului analizat.

În cazurile de modelare prezentate în figurile 4.3 și 4.9 avem de a face cu niște structuri modelate doar pe jumătate datorită simetriei geometrice, de încărcare și de material.

- Modelarea conlucrării dintre structură și terenul de fundare, în analiza cu elemente finite, este major influențată de către delimitarea limitelor semispațiului studiat. Având în vedere faptul că efectul acțiunilor descrește proporțional cu distanța până la punctul de aplicație al încărcărilor, mediul continuu trebuie extins până în zona în care aceste efect devine neglijabil. În acest caz deplasările nodurilor modelului devin neglijabile, le putem considera fixe, deci condițiile de continuitate devin condiții de margine idealizate prin blocaje introduse pe direcția gradelor de libertate (G.D.L.) fixate. În figura 4.9 se prezintă situația modelării unui semispațiu încărcat simetric cu două fundații, în care s-a ținut cont de efectul simetriei precum și de modelarea efectului conlucrării dintre structură (fundație) și teren.

Ca în toate problemele de mecanică, există o solicitare asupra masivului de pământ cărui trebuie să îi cunoaștem condițiile inițiale de tensiune și deformație, înainte de a se aplica presiunile datorită acțiunilor produse asupra construcției, care se exprimă prin condițiile la limită. De aceea s-a căutat să se stabilească, ce dimensiuni va avea masivul de pământ în adâncime sub talpa fundației și cât se va dezvolta lateral. Pentru aceasta este necesar să se idealizeze masivul de pământ considerându-l un semispațiu elastic, omogen, izotrop și continuu. În literatură [89] se admite, (ca o ipoteză) că presiunile sub talpa fundației se dezvoltă până la o adâncime $2B$, iar lateral acestea sunt limitate în ambele părți ale tălpii fundației la un unghi de 45° . Această repartiție este în general valabilă pentru fundațiile continue când se ține seama de concentrarea tensiunilor sub mijlocul fundației, unde se consideră aplicată componenta verticală a rezultantei acțiunilor exterioare. Alte propuneri în literatura de specialitate, acceptate și de STAS 3300/2-85 au drept criteriu valoarea tensiunilor date de încărcarea geologică și anume că adâncimea y_0 a masivului de pământ sub talpa fundației este stabilită de valoarea tensiunii verticale datorată încărcărilor exterioare și care trebuie să fie $\leq 20\%$ din tensiunea geologică σ_z , dată de sarcina geologică la adâncimea respectivă. Aceste principii sunt aplicate și în cazul modelării efectuate în cadrul prezentului capitol Fig 4.11 și este indicat să se țină cont de ele atunci când se dorește modelarea conlucrării infrastructurii cu terenul de fundare.

În continuare se prezenta rezultatele furnizate de programul INTERFUN în analiza modelării interacțiunii dintre o fundație continuă de lățime $B=1\text{m}$, lungime $L=10\text{m}$ și terenul de fundare, pe modelul semispațiului elastic izotrop, discretizat în elemente finite triunghiulare - Fig. 4.11 - încărcat cu o forță uniform distribuită de 20000 daN/m .

Fundația considerată are lățimea $B = 1\text{m}$, Lungimea $L = 10\text{ m}$ și este încărcată cu o forță $F = 20000 \text{ daN/m}$. Valorile luate în calcul sunt alese arbitrar de autor, doar în scopul prezentării cazului în speță și interpretării rezultatelor furnizate de program.

Terenul de fundare este considerat omogen și izotrop având modulul de elasticitate $E = 120 \text{ daN/cm}^2$ și coeficientul lui Poisson $= 0.3$. Ansamblul studiat este în stare plană de deformații iar grosimea fâșiei studiate este 1m .

4.11. Semispațiul este discretizat în elemente finite triunghiulare conform figurii

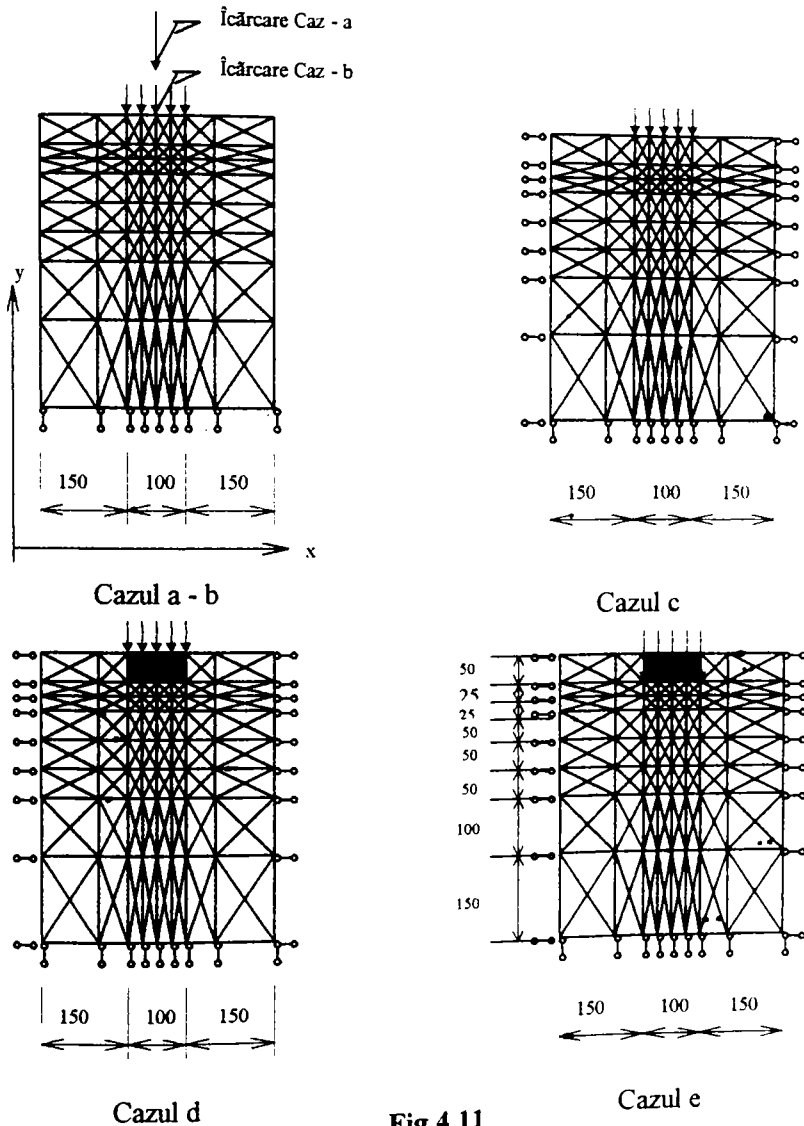


Fig 4.11

Modelarea acțiunii unor forțe transmise direct masivului de pământ sau prin intermediul unei fundații continue

- Cazul a - Pentru studiul de caz, încărcarea $P = 20000 \text{ daN}$ se aplică concentrat la suprafața masivului de pământ. În acest caz masivul de pământ este

modelat ca un semispațiu elastic omogen și izotrop așa cum este el definit de Boussinesq. În ceea ce privește condițiile de margine s-a blocat pe direcția axei y doar o latură (Cazurile a,b) în dorința de a modela un semispațiu elastic de model Boussinesq.

- Cazul b – dorește să modeleze acțiunea unei fundații (fictive) cu lățimea de 1 m prin distribuirea forței concentrate $P=4000$ daN pe cinci noduri. Ca și în cazul anterior masivul de pământ este considerat un semispațiu elastic și izotrop cu aceleași condiții de margine. În cele două cazuri prin modelarea masivului de pământ nu s-a luat în considerare interacțiunea.

- Cazul c – își propune să renunțe la modelarea masivului de pământ ca semispațiu infinit și prin introducerea blocajelor pe direcția x în nodurile de pe marginea domeniului se face un prim pas spre modelarea interacțiunii dintre cele cinci forțe $P=4000$ daN aplicate la suprafața masivului de pământ pe lățimea de 1 m.

- Cazul d – își propune să modeleze o fundație înglobată în masivul de pământ, încărcată la partea ei superioară cu cinci forțe concentrate $P=4000$ daN. Modulul de elasticitate al fundației de beton este de $E_{\text{beton}} = 300000$ daN/cm² care raportat la modulul de elasticitate al terenului $E_{\text{teren}} = 120$ daN/cm² face ca fundația să fie substanțial mai rigidă decât terenul, și acest caz se apropie mult de comportarea reală a interacțiunii unei fundații, ca element structural, cu masivul de pământ căruia îi transmite încărcările date de suprastructură.

- Cazul e – este similar cazului d ca modelare a fundației și a terenului cu modificarea punctelor de aplicare a forțelor pe linia nodală care face separarea între talpa fundației și teren.

Cele cinci modele au fost calculate cu ajutorul programului INTERFUN iar rezultatele pentru cazul a și b sunt prezentate în Anexa 4.3 iar rezultatele pentru cazurile c, d, e sunt prezentate în Anexa 4.4 .

Prin aceste calcule s-a urmărit să se studieze modul de variație al deplasărilor pe verticală sub influența forțelor exterioare aplicate masivului de pământ, precum și variația presiunilor σ_y din teren. De asemenea se urmărește și capacitatea programului și a algoritmului folosit în modelarea interacțiunii fundație – teren de fundare.

Calculând cu ajutorul programului INTERFUN pentru valorile menționate anterior Tabelul 4.1 prezintă în mod sintetic deplasarea maximă pe verticală D_y precum și tensiunea maximă σ_y calculată în terenul de fundare folosind datele extrase din Anexa 4.3 și Anexa 4.4.

Tabel 4.1

Caz	Descriere Blocaje Model	Mod de încărcare	Deplasare pe verticală Dy [cm]	Tensiune σ_y daN/cm ²	Element.
a	Blocaje pe una latură inf.	Forță Concentrată	-4.418403	-4.761960	238
b	Blocaje pe una latură inf.	Forță Distribuită la supr. teren	-2.847636	-1.531540	239
c	Blocaje pe trei laturi	Forță Distribuită la supr. teren	-2.472148	-1.517208	239
d	Blocaje pe trei laturi	Forță Distribuită pe fundație beton la partea super.	-1.849948	-1.255770	204
e	Blocaje pe trei laturi	Forță Distribuită pe fundație beton la contact teren	-1.849799	-1.256131	204

Mai jos se prezintă valorile tasării probabile calculată pentru centrul fundației prin metoda STAS 3300/2-85 . Calculul a fost făcut cu programul, relizat de autor în anul 1986 [14].

Programul TASARE are la bază descripțiile din STAS 3300/2-85 care calculează tasarea absolută probabilă prin metoda însumării pe straturi elementare.
FUNDAȚIA - Model Cap. 4

Tabel 4.2

Tasarea probabila	2.527724 cm
Presiunea la talpa fundației	200 kPa
Latimea fundatiei	1 m
Lungimea fundatiei	10 m
Zona activa	5.79 m

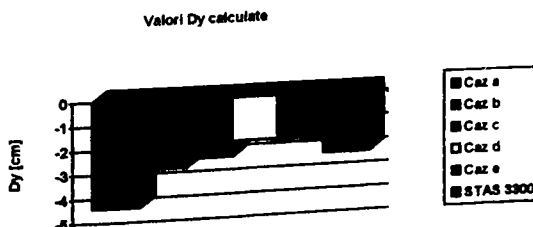


Fig. 4.12 - a
Graficul tasărilor maxime calculate cu programul INERFUN și STAS 3300

În figura 4.12 se prezintă grafic valorile deplasărilor pe verticală calculate cu programul INTERFUN (Cazurile a - e) și prin metoda STAS 3300/2-85 calculate cu ajutorul programului TASARE.

În tabelele 4.3 a - e sunt prezentate deplasările pe direcția y a nodurilor aflate pe liniile nodale pentru cele cinci cazuri de modelare a masivului de pământ (extrase din anexele 4.3 și 4.4. Tabelul este astfel conceput încât să poată duce la identificarea pe baza coordonatelor x și y a deplasărilor Dy a nodurilor corespunzătoare.

Tabel 4.3 - a

Deplasările Nodurilor pe Direcția Y (Dy) - Caz a) [cm]									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X [cm]								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	-0.95	-1.54	-2.15	-2.76	-4.42	-2.76	-2.15	-1.54	-0.95
450	-0.96	-1.52	-2.08	-2.54	-2.88	-2.54	-2.08	-1.52	-0.96
425	-0.98	-1.5	-1.98	-2.22	-2.3	-2.22	-1.98	-1.5	-0.98
400	-0.99	-1.45	-1.83	-1.97	-2.02	-1.97	-1.83	-1.45	-0.99
350	-1	-1.3	-1.5	-1.57	-1.59	-1.57	-1.5	-1.3	-1
300	-0.94	-1.11	-1.21	-1.24	-1.25	-1.24	-1.21	-1.11	-0.94
250	-0.84	-0.91	-0.95	-0.97	-0.97	-0.97	-0.95	-0.91	-0.84
150	-0.56	-0.5	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.5	-0.56
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 4.3 - b

Deplasările Nodurilor pe Direcția Y (Dy) - Caz b) [cm]									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X [cm]								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	-0.99	-1.6	-2.49	-2.77	-2.88	-2.77	-2.49	-1.6	-0.99
450	-1	-1.59	-2.12	-2.32	-2.38	-2.32	-2.12	-1.59	-1
425	-1.02	-1.55	-1.95	-2.09	-2.14	-2.09	-1.95	-1.55	-1.02
400	-1.04	-1.48	-1.79	-1.88	-1.92	-1.88	-1.79	-1.48	-1.04
350	-1.03	-1.3	-1.47	-1.53	-1.54	-1.53	-1.47	-1.3	-1.03
300	-0.96	-1.11	-1.19	-1.22	-1.23	-1.22	-1.19	-1.11	-0.96
250	-0.85	-0.91	-0.94	-0.96	-0.96	-0.96	-0.94	-0.91	-0.85
150	-0.56	-0.5	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.5	-0.56
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Valorile trecute în tabelele 4.3 a și b sunt extrase din Anexa 4.3

Tabel 4.3 - c

Deplasările Nodurilor pe Direcția Y (Dy) - Caz c) (cm)									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X (cm)								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	-0.9	-1.25	-2.12	-2.39	-2.47	-2.39	-2.12	-1.25	-0.9
450	-0.89	-1.25	-1.76	-1.95	-2.02	-1.95	-1.76	-1.25	-0.89
425	-0.9	-1.23	-1.61	-1.74	-1.79	-1.74	-1.61	-1.23	-0.9
400	-0.91	-1.18	-1.46	-1.55	-1.59	-1.55	-1.46	-1.18	-0.91
350	-0.89	-1.06	-1.21	-1.26	-1.27	-1.26	-1.21	-1.06	-0.89
300	-0.82	-0.92	-1	-1.02	-1.03	-1.02	-1	-0.92	-0.82
250	-0.71	-0.77	-0.81	-0.82	-0.82	-0.82	-0.81	-0.77	-0.71
150	-0.45	-0.46	-0.47	-0.48	-0.48	-0.48	-0.47	-0.46	-0.45
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 4.3 - d

Deplasările Nodurilor pe Direcția Y (Dy) - Caz d) (cm)									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X (cm)								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	-0.92	-1.31	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.31	-0.92
450	-0.91	-1.26	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.26	-0.91
425	-0.91	-1.23	-1.64	-1.7	-1.71	-1.7	-1.64	-1.23	-0.91
400	-0.91	-1.19	-1.47	-1.54	-1.56	-1.54	-1.47	-1.19	-0.91
350	-0.88	-1.06	-1.21	-1.26	-1.27	-1.26	-1.21	-1.06	-0.88
300	-0.81	-0.92	-1	-1.02	-1.03	-1.02	-1	-0.92	-0.81
250	-0.71	-0.77	-0.81	-0.82	-0.83	-0.82	-0.81	-0.77	-0.71
150	-0.45	-0.46	-0.47	-0.48	-0.48	-0.48	-0.47	-0.46	-0.45
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 4.3 - e

Deplasările Nodurilor pe Direcția Y (Dy) - Caz e) (cm)									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X (cm)								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	-0.92	-1.31	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.31	-0.92
450	-0.91	-1.26	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.26	-0.91
425	-0.91	-1.23	-1.64	-1.7	-1.71	-1.7	-1.64	-1.23	-0.91
400	-0.91	-1.19	-1.47	-1.54	-1.56	-1.54	-1.47	-1.19	-0.91
350	-0.88	-1.06	-1.21	-1.26	-1.27	-1.26	-1.21	-1.06	-0.88
300	-0.81	-0.92	-1	-1.02	-1.03	-1.02	-1	-0.92	-0.81
250	-0.71	-0.77	-0.81	-0.82	-0.83	-0.82	-0.81	-0.77	-0.71
150	-0.45	-0.46	-0.47	-0.48	-0.48	-0.48	-0.47	-0.46	-0.45
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

După cum se poate observa din tabelele 4.3 a- e valoarea maximă a deplasărilor pe verticală se obțin, așa după cum era de așteptat datorită simetriei modelului și a încărcării, pe o linie situată în centrul masivului de pământ la 200 cm de margine în dreptul nodului 141 (Fig Anexa 4.3)

Tabel 4.4

Distribuția Deplasărilor Dy pe Linia de Contact Fundație Teren									
X	0	100	150	175	200	225	250	300	400
Caz - a	-0.95	-1.54	-2.15	-2.76	-4.42	-2.76	-2.15	-1.54	-0.95
Caz - b	-0.99	-1.6	-2.49	-2.77	-2.85	-2.77	-2.49	-1.6	-0.99
Caz - c	-0.9	-1.25	-2.12	-2.39	-2.47	-2.39	-2.12	-1.25	-0.9
Caz - d	-0.91	-1.26	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.26	-0.91
Caz - e	-0.91	-1.26	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.85	-1.26	-0.91
STAS					-2.53				

În tabelul 4.4 sunt prezentate centralizat deplasările Dy înregistrate pe linia nodală la nivelul căreia se aplică încărcările (cazurile a - c) respectiv linia nodală situată la contactul dintre talpa fundației și masivul de pământ (cazurile d - e). De asemenea este dată și valoarea tasării previzionate calculate cu metoda STAS 3300/85 la mijlocul tălpii fundației, calcul efectuat cu ajutorul programului de autor TASARE.

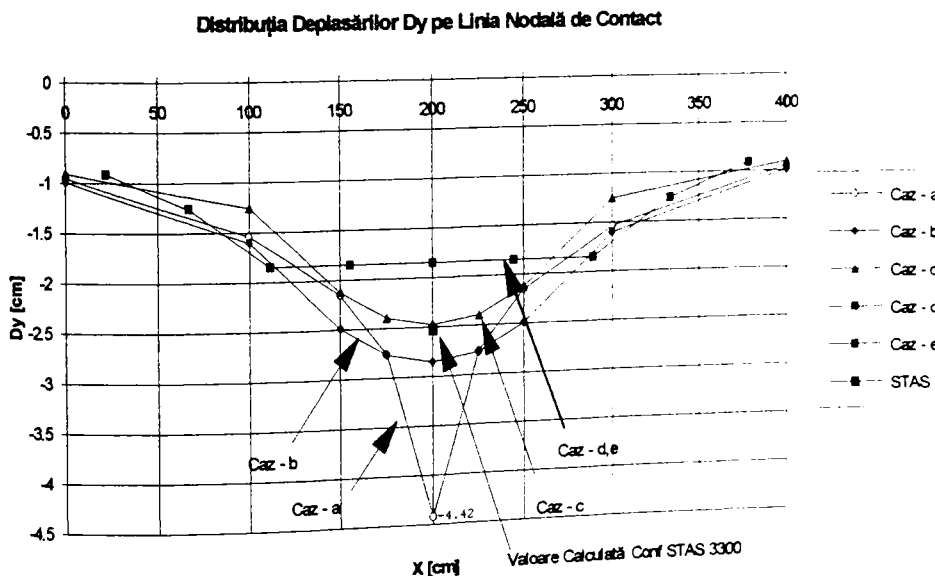


Fig. 4.12 - b
 Variația deplasărilor pe verticala Dy la nivelul liniei nodale de contact

Folosindu-se valorile prezentate în tabelul 4.4 s-a construit Figura 4.12 - b care redă variația deplasărilor pe verticală a punctelor aflate pe liniile nodale de contact între fundație și masivul de pământ.

Analizând Figura 4.12 b se pot constata următoarele aspecte:

Se poate constata că în toate cazurile prezentate tasările terenului de fundare se extind și în afara fundației și scad rapid o dată cu distanța față de fundație.

- Cazul a - Este modelarea cea mai puțin apropiată de realitatea conlucrării dintre structură și teren. Practic masivul de pământ - modelat ca semispațiu elastic Boussinesq - este încărcat punctual cu o forță $P = 20000$ daN, iar deplasările și tensiunile se referă strict la punctul de aplicație al forței. În acest model nu se regăsește nicăieri forma și dimensiunile fundației care reprezintă de fapt legătura dintre suprastructură și teren.

Deplasarea $D_y = -4.41$ cm se înregistrează sub punctul de aplicație al forței concentrate $P=20000$ daN și este mult mai mare decât este în realitate. În nodurile vecine punctului de aplicație deplasările D_y se reduc la aproximativ jumătate.

- Cazul b - Păstrează pentru masivul de pământ modelul semispațiului elastic dar forța aplicată punctual este distribuită pe lățime de 1m a presupusei tălpi de fundație și este împărțită pe cele cinci noduri în cinci forțe egale $P_i = 4000$ daN. Deplasarea maximă $D_z = -2.85$, este înregistrată în dreptul nodului central iar în nodurile adiacente stânga - dreapta este practic egală cu cea rezultată din calculul efectuat pe modelul anterior (Cazul - a).

- Cazul c - S-a considerat modelarea interacțiunii fundație structură și am blocat și pe direcția x cele două laturi de la marginea domeniului studiat.

Încărcarea este distribuită pe lățime de 1m a presupusei tălpi de fundație și este împărțită pe cele cinci noduri în cinci forțe egale $P_i = 4000$ daN. Această modelare dă valori ale deplasărilor verticale la suprafața de contact mai mici decât în cazurile a și b dar constatăm că valoarea maximă obținută pentru D_y este sensibil egală cu valoarea tasării calculată prin metoda STAS 3300.

- Cazul d,e - Acest model își propune să modeleze conlucrarea dintre mediu și fundație. De aceea fundația apare modelată prin formă și prin material. Modulul de elasticitate al grinzii de fundare este considerat în studiul de caz $E_1 = 300000$ daN/cm². Discretizarea ansamblului fundație - teren de fundare s-a făcut cu luarea în considerare a conlucrării prin introducerea condițiilor la limita masivului de pământ studiat. Încărcările distribuite în nodurile rețelei de discretizare au fost aplicate în nodurile de la partea superioară a grinzii de fundare (Caz d), sau la nivelul planului de contact dintre fundație și teren (Caz e).

Deplasările pe verticală sunt în aceste cazuri foarte apropiate ca valoare (- 1.85 cm). Se constată că deplasarea terenului în dreptul grinzii de fundare este conformă cu cea a blocului de beton, care comparativ cu terenul este mult mai rigid și ca atare nu suferă deformații dar se deplasează pe verticală împreună cu terenul.

Variația tensiunilor verticale σ_y în șirul de elemente finite aflate la nivelul de contact între masivul de pământ și punctul de aplicare al încărcărilor (Tabel 4.5) prezintă la o primă observație următoarele aspecte :

Tabel 4.5

Element	Tensiuni verticale σ_y [daN/cm ²]											
	Nr Element											
Element	228	227	226	232	231	230	236	235	234	240	239	238
Caz a	0.03	-0.01	-0.05	-0.11	-0.18	-0.25	-0.42	-0.60	-0.77	-1.27	-3.02	-4.76
Caz b	0.02	0.00	-0.02	-0.15	-0.60	-1.05	-1.22	-1.31	-1.41	-1.46	-1.48	-1.49
Caz c	-0.03	-0.01	0.01	-0.15	-0.59	-1.03	-1.21	-1.30	-1.40	-1.46	-1.47	-1.48
Element	196	195	194	200	199	198	204	203	202	208	207	206
Caz d - j	-0.05	-0.14	-0.23	-0.21	-0.72	-1.23	-1.26	-1.10	-0.94	-0.93	-0.91	-0.89
Caz e - j	-0.05	-0.14	-0.23	-0.21	-0.72	-1.23	-1.26	-1.10	-0.94	-0.93	-0.91	-0.89

Precizăm că în tabelul 4.5 valorile sunt prezentate doar pe o jumătate de structură datorită simetriei. Pentru cazurile c și d elementele finite reprezentate au fost luate cele situate la nivelul de sub talpa fundației, iar pentru cazurile a-d s-au reprezentat elementele situate sub linia nodală pe care se aplică încărcările exterioare. Aceste valori au fost selectate din Anexa 4.3 și Anexa 4.4.

- Cazul a - Tensiunea verticală σ_y are valoarea maximă (-4.76 daN/cm²) în elementul (238) aflat sub punctul de aplicație al forței concentrate descrescând foarte rapid (în cazul nostru la -0.42 în elementul 236 care este situat sub marginea presupusei tălpi de fundație)

- Cazurile c,d - Tensiunea verticală σ_y are valoarea maximă (-1.49 daN/cm²) în elementul (238) aflat sub punctul de aplicație al forței concentrate, descrescând foarte ușor în elementele finite situate sub zona presupusă a fi încărcată cu forțele transmise de fundație. La marginea acestui domeniu valoarea σ_y scade semnificativ către valori foarte apropiate de zero. Comparativ cu modelul anterior (a), această modelare este mai apropiată de rezultatele furnizate de teoria elasticității privind distribuția tensiunilor verticale la suprafața semispațiului elastic.

- Cazurile d,e - În acest model forțele exterioare sunt transmise masivului de pământ prin intermediul fundației de beton, care are un modul de elasticitate $E=300000$ daN/cm², foarte mare raportat la modulul de elasticitate al terenului $E=120$ daN/cm². După cum se poate observa din Tabel 4.6 precum și din diagramă (Fig 4.13) de această dată distribuția tensiunilor verticale σ_y au o altă distribuție sub talpa fundației.

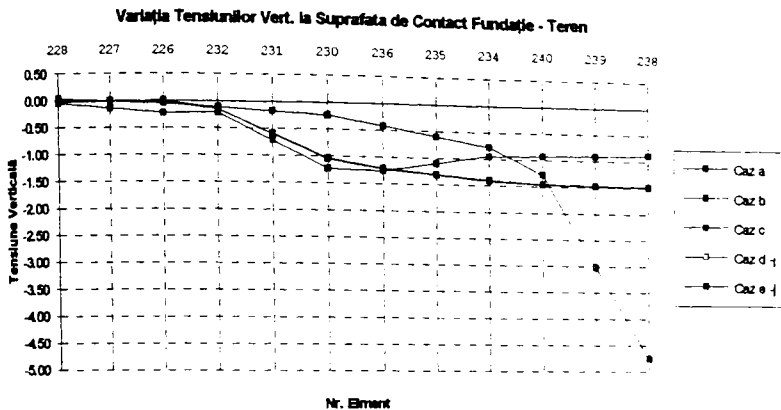


Fig. 4.13

Variația tensiunilor verticale în elementele finite situate sub suprafața de contact

De această dată σ_y nu mai atinge valoarea maximă sub centrul fundației ci valoarea maximă se concentrează în elementul de sub marginea fundației. Faptul ne duce cu gândul la faptul că această concentrare de eforturi sub colțul fundației, poate fi punctul de pornire a zonei de plasticizare al terenului și la un moment dat poate produce ruperea.

4.4. Evidențierea unor fenomene ce apar la contactul fundație teren – relevate prin aplicarea calculului cu elemente finite - Program INTERFUN

Pentru verificarea acestei ipoteze s-a efectuat un calcul biografic cu ajutorul programului INTERFUN care constă în încărcarea progresivă a masivului de pământ prin intermediul fundației de beton, în șapte trepte de încărcare cu forțe a care sunt dublate la fiecare treaptă.

Modelul teoretic cercetat este tot cel prezentat în Figura 4.11 Cazul e.

Rezultatele obținute prin calcul în elementul finit nr. 204 aflat în masivul de pământ chiar sub marginea fundației sunt prezentate în tabelul 4.7 și grafic în figurile 4.14-a - 4.14b.

Tabel 4.7

Variația D_y - $\Sigma\sigma_y$ funcție de încărcare							
Încărcare	20000	40000	80000	160000	320000	640000	1280000
$\Sigma\sigma_y$	-1.26	-2.51	-3.77	-5.02	-6.28	-12.56	-18.50
D_y	-1.85	-3.70	-5.55	-7.40	-9.25	-25.12	-36.99

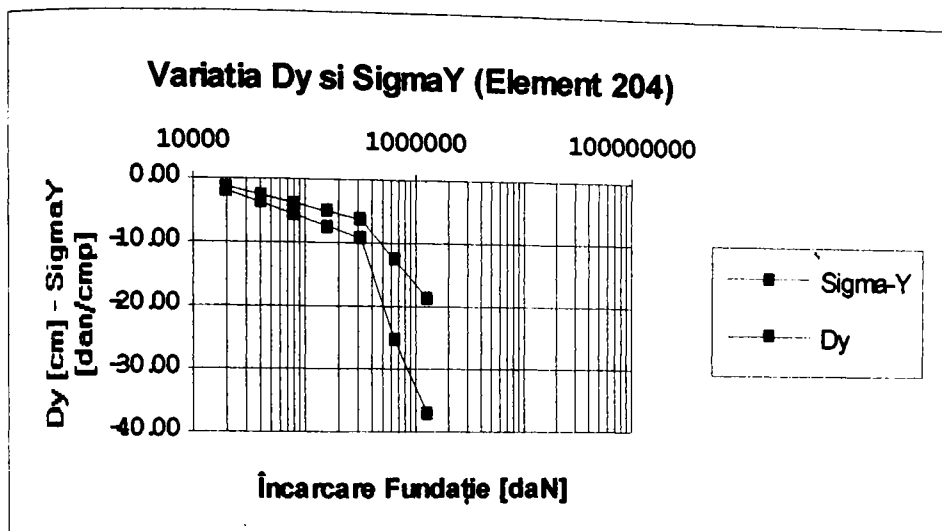


Fig. 4.14 - a

Variația tasărilor și a presiunilor de contact sub colțul fundației

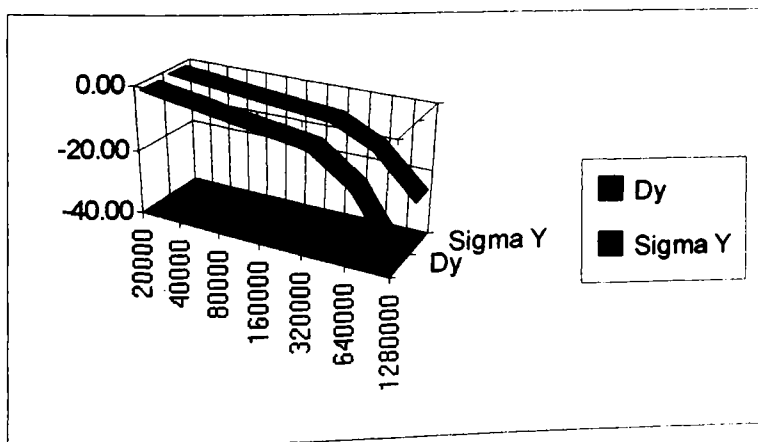


Fig 4.14 - b

Variația tasărilor și a presiunilor de contact sub colțul fundației

Capacitatea portantă a terenului este încărcarea pe care o poate suporta acesta, fără ca deformațiile sale să compromită buna exploatare a construcției pentru

care servește ca suport. Depășirea unei valori limită a presiunii transmise terenului prin fundație duce la ruperea acesteia. Ruperea are un caracter catastrofal și poate compromite structura rezemată pe terenul respectiv. Pentru explicitarea fenomenului de rupere am analizat rezultatele obținute prin încărcarea terenului de fundare prin intermediul unei fundații, modelate ca în Fig 4.10 Cazul e. Încărcarea inițială de 20000 daN pe o fundație cu lățimea de 1m, a fost incrementată prin dublarea ei la fiecare pas (Tab 4.7). Curbele de variație a deplasării pe verticală D_y , și a tensiunii σ_y din elementul finit cu numărul 204 aflat sub colțul blocului de fundare, prezintă mai multe zone caracteristice, strâns legate de fazele specifice ale proceselor fizice care e dezvoltă în teren prin încărcarea progresivă a acestuia.

Cînd încărcarea crește relativ încet fără să atingă valori critice, rezultatul este o îndeșare a terenului de sub talpă, iar diagrama tensiune tasare are o variație linară (primele cinci trepte de încărcare Fig 4.14). În această fază a deformațiilor nodurile elementelor finite se mișcă pe direcția verticală, cu mici devieri laterale în raport cu axa verticală a fundației. Existența dependenței aproximativ liniare între tensiunea verticală din elementul finit și deplasarea lui pe verticală evidențiază comportamentul linară deformabil al terenului.

Prin creșterea accentuată a încărcărilor, curbele de variație D_y și σ_y capătă un pronunțat caracter curbiliniu, iar în teren apar alunecări laterale mai pronunțate. La o nouă creștere a încărcării se poate ajunge la un moment dat când fundația pătrunde adânc în teren, provocând refularea laterală a terenului de fundare, producând astfel ruperea terenului de fundare.

Vom prezenta mai jos tabelele centralizatoare cu deplasările D_x ale nodurilor de pe liniile nodale principale, pentru cazul studiat (caz e), încărcat progresiv cu forțe crescătoare care pun în evidență în faza de cedare aceste refulări.

Aceste tabele 4.8 a-e sunt furnizate automat de programul INTERFUN

Tabel 4.8 - a

Deplasările Nodurilor pe Dir. X (D_x) - P=20000 daN									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	0.00	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.16	0.00
450	0.00	-0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00
425	0.00	-0.10	-0.07	-0.02	0.00	0.02	0.07	0.10	0.00
400	0.00	-0.11	-0.08	-0.04	0.00	0.04	0.08	0.11	0.00
350	0.00	-0.09	-0.07	-0.04	0.00	0.04	0.07	0.09	0.00
300	0.00	-0.06	-0.04	-0.02	0.00	0.02	0.04	0.06	0.00
250	0.00	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.03	0.00
150	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 4.8 - b

Deplasările Nodurilor pe Dir. X (Dx) - P=40000 daN									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	0.00	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.33	0.00
450	0.00	-0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00
425	0.00	-0.20	-0.14	-0.04	0.00	0.04	0.14	0.20	0.00
400	0.00	-0.22	-0.16	-0.08	0.00	0.08	0.16	0.22	0.00
350	0.00	-0.18	-0.14	-0.07	0.00	0.07	0.14	0.18	0.00
300	0.00	-0.11	-0.09	-0.05	0.00	0.05	0.09	0.11	0.00
250	0.00	-0.06	-0.05	-0.02	0.00	0.02	0.05	0.06	0.00
150	0.00	-0.02	-0.01	-0.01	0.00	0.01	0.01	0.02	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 4.8 - c

Deplasările Nodurilor pe Dir. X (Dx) - P=80000 daN									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	0.00	0.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.49	0.00
450	0.00	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.16	0.00
425	0.00	-0.30	-0.21	-0.06	0.00	0.06	0.21	0.30	0.00
400	0.00	-0.33	-0.25	-0.12	0.00	0.12	0.25	0.33	0.00
350	0.00	-0.27	-0.21	-0.11	0.00	0.11	0.21	0.27	0.00
300	0.00	-0.17	-0.13	-0.07	0.00	0.07	0.13	0.17	0.00
250	0.00	-0.09	-0.07	-0.04	0.00	0.04	0.07	0.09	0.00
150	0.00	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.01	0.02	0.03	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 4.8 - d

Deplasările Nodurilor pe Dir. X (Dx) - P=160000 daN									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	0.00	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.66	0.00
450	0.00	-0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.21	0.00
425	0.00	-0.40	-0.28	-0.08	0.00	0.08	0.28	0.39	0.00
400	0.00	-0.43	-0.33	-0.16	0.00	0.16	0.33	0.43	0.00
350	0.00	-0.36	-0.28	-0.15	0.00	0.15	0.28	0.36	0.00
300	0.00	-0.23	-0.17	-0.10	0.00	0.10	0.17	0.23	0.00
250	0.00	-0.12	-0.09	-0.05	0.00	0.05	0.09	0.12	0.00
150	0.00	-0.04	-0.03	-0.01	0.00	0.02	0.03	0.04	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 4.8 - e

Deplasările Nodurilor pe Dir. X (Dx) - P=320000 daN									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	0.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.82	0.00
450	0.00	-0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.26	0.00
425	0.00	-0.49	-0.35	-0.10	0.00	0.10	0.34	0.49	0.00
400	0.00	-0.54	-0.41	-0.20	0.00	0.20	0.41	0.54	0.00
350	0.00	-0.44	-0.35	-0.19	0.00	0.19	0.35	0.44	0.00
300	0.00	-0.28	-0.22	-0.12	0.00	0.12	0.22	0.28	0.00
250	0.00	-0.16	-0.11	-0.06	0.00	0.06	0.11	0.16	0.00
150	0.00	-0.05	-0.03	-0.02	0.00	0.02	0.03	0.05	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 4.8 - e

Deplasările Nodurilor pe Dir. X (Dx) - P=640000 daN									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
450	0.00	1.63	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-1.64	0.00
425	0.00	-0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.52	0.00
400	0.00	-0.99	-0.69	-0.21	0.00	0.21	0.69	0.99	0.00
350	0.00	-1.08	-0.82	-0.41	0.00	0.41	0.82	1.08	0.00
300	0.00	-0.89	-0.69	-0.37	0.00	0.37	0.69	0.89	0.00
250	0.00	-0.57	-0.44	-0.24	0.00	0.24	0.44	0.57	0.00
150	0.00	-0.31	-0.23	-0.12	0.00	0.12	0.23	0.31	0.00
0	0.00	-0.09	-0.07	-0.04	0.00	0.04	0.07	0.10	0.00

Tabel 4.8 - f

Deplasările Nodurilor pe Dir. X (Dx) - P=1280000 daN									
Coord Nod Dir Y	Abscisa Coordonatelor Nodurilor Pe Direcția X								
	0	100	150	175	200	225	250	300	400
500	0.00	3.27	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.01	-3.28	0.00
450	0.00	-1.05	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	1.04	0.00
425	0.00	-1.98	-1.38	-0.42	0.00	0.42	1.38	1.97	0.00
400	0.00	-2.17	-1.65	-0.82	0.00	0.82	1.64	2.17	0.00
350	0.00	-1.78	-1.38	-0.75	0.00	0.75	1.38	1.78	0.00
300	0.00	-1.14	-0.87	-0.48	0.00	0.48	0.87	1.14	0.00
250	0.00	-0.62	-0.45	-0.25	0.00	0.25	0.45	0.62	0.00
150	0.00	-0.19	-0.14	-0.07	0.00	0.07	0.14	0.19	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

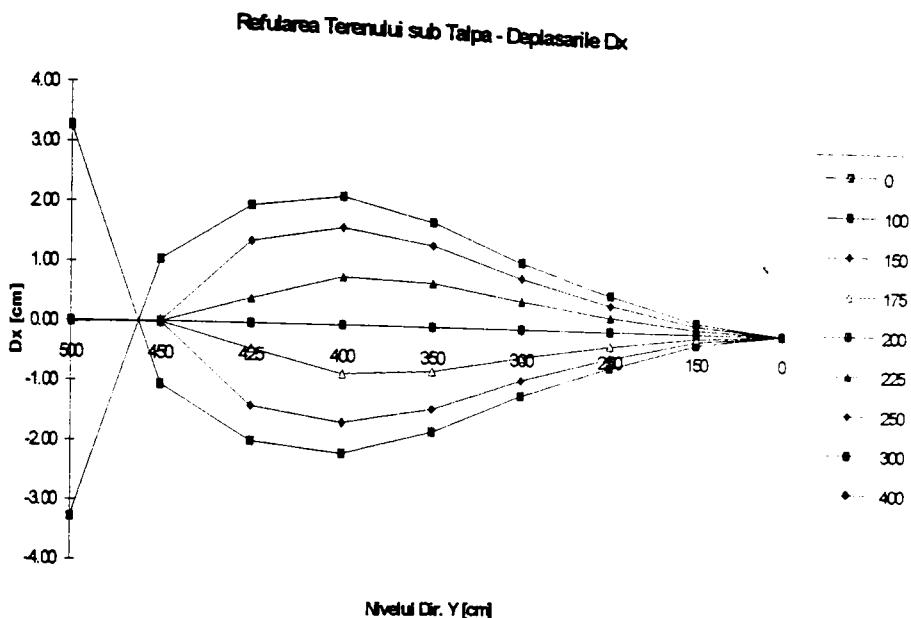


Fig 4.15

Refularea terenului sub talpa fundației sub diferite terțe de încărcări

4.5. Concluzii privind posibilitățile programului de calcul INTERFUN la analiza interacțiunii fundație - teren

După cum se poate observa din cele prezentate anterior programul INTERFUN, bazat pe teoria elementului finit permite o variată și complexă abordare a interacțiunii fundație teren de fundare. Deși modelarea are la bază teoria mediului omogen elastic și izotrop, printr-o corectă modelare a mediului în elemente finite care fiecare în parte are caracteristicile ei elastice, ansamblul fundație teren răspunde într-un mod mult mai apropiat de comportarea reală a terenului sub încărcări.

Din studiul de caz prezentat mai sus, se poate observa că cel puțin la nivel calitativ răspunsul ansamblului fundație teren este foarte apropiat de rezultatele practice prezentate în literatura de specialitate. Programul permite modelarea calitativă și cantitativă a fenomenelor de tasare, precum și a fenomenelor ce apar în masivul de pământ încărcat prin intermediul fundațiilor până la rupere.

În continuare autorul își propune să verifice calitățile programului INTERFUN pe unele cazuri concrete de construcții care au fost echipate în vederea analizei interacțiunii construcție teren și la a căror urmărire în timp autorul a participat [15],[16][17][18][27].

CAP 5. STUDII DE EVALUARE A INTERACȚIUNII PE LUCRĂRI REALIZATE, (EXPERIMENTĂRI ȘI COMPARAȚII A REZULTATELOR OBTINUTE)

În municipiul Arad s-a organizat de către C.Pr.J. Arad în colaborare cu INCERC București echiparea și urmărirea complexă a unor blocuri învecinate din Calea A. Vlaicu, bloc Z17 [49] și I3 [18],[48] precum și a blocului de locuințe U4 din Piața UTA [16], [17], [27].

Urmărirea specială efectuată în Arad în baza Legii Nr 8-1977(în vigoare la data respectivă) cît și a Normelor ICCPDC prevede următoarele obiective principale :

1. Urmărirea stării calitative a clădirii prin observații vizuale și verificări nedistructive

2. Urmărirea evoluției poziționale a fundațiilor și a mișcărilor de ansamblu a clădirii prin metode topometrice.

Urmărirea mișcărilor pe verticală s-a realizat prin nivelment geometric realizat cu **miră de invar și nivelă de înaltă precizie** pe martorii încastrați în structură .

Urmărirea abaterilor de la verticală provocate de o eventuală tasare neuniformă a terenului de fundare s-a urmărit prin citiri topometrice pe **reperii de topoclinometru** amplasați pe structura de rezistență la diferite nivele.

3. Urmărirea evoluției valorii și distribuției presiunii de contact dintre fundație și teren, pe parcursul execuției și exploatării clădirilor.

Urmărirea presiunilor de contact s-a efectuat în Arad prin folosirea unor **Doze Electrice cu Coardă Vibrantă pentru Presiuni, tip DECVP-HF** [95] produse în mod experimental de către INCERC București, folosind un aparat electronic de măsurat cu coardă vibrantă comparatoare.

Doza de presiune este din metal, are formă discoidală, cu diametrul de 300 mm și grosimea de 40 mm, avînd o masa de aproximativ 22 Kg. Doza este prevăzută cu două ștuțuri metalice alăturate, unul fiind folosit pentru aerisire, iar prin celălalt trece cablul electric coaxial folosit pentru măsurători. Legătura dintre doza amplasată sub talpa fundației și aparatul de măsurat se realizează cu ajutorul unui cablu electric, dublat de un tub de cauciuc pentru aerisire, ambele protejate într-un tub de cauciuc.

Amplasarea dozelor de presiune s-a facut cu respectarea urmatoarelor conditii

- Întreaga suprafață a porțiunii din talpa fundației prin care se transmit presiunile la teren și în care se amplasează dozele de presiune s-a nivelat și s-a acoperit cu un strat uniform de nisip de 10 cm compactat cu tăvălugul.

- Dozele s-au așezat pe stratul de nisip, în punctele fixate, peste o folie din polietilenă de 0.2mm grosime.

- Furtunele din cauciuc, conținând cablul electric și tubul de aerisire, s-au fixat etanș la unul din capete pe ștuțurile dozelor și se orientează pe teren în cel mai convenabil mod pentru a ajunge la punctul unde s-au realizat măsurătorile prin conectarea la aparatul de măsurat.

- Peste întreaga suprafață a porțiunii din talpa fundației în care s-au montat dozele s-a turnat un strat de beton de egalizare care să înglobeze dozele și furtunele pe traseul lor. La 24 de ore de la turnarea betonului de egalizare s-a făcut citirea " de zero " care va fi nivelul de referință pentru toate valorile citite ulterior pe parcursul urmăririi clădirii.

4. Urmărirea evoluției valorii deformațiilor specifice, în punctele caracteristice ale principalelor elemente de rezistență ale structurii, (diafragme, stâlpi și grinzi) la nivelul subsolului, parterului și a celorlalte nivele s-a făcut prin amplasarea bazelor de deformetru. La urmărirea specială efectuată de INCERC la Arad s-a folosit un tensometru mecanic amovibil tip U2 produs de firma elvețiană Huggenberger și denumit de aceasta **deformetru**. Acest tip de deformetru are lungimea bazei de măsurare de 250 mm și sensibilitatea de 0.001 mm

Interpretarea datelor obținute din măsurători, a permis aprecierea aptitudinii pentru exploatare a clădirii supuse urmăririi. Eficiența lucrărilor de urmărire specială constă în asigurarea prevenirii unor deteriorări grave ale clădirii prin măsuri de intervenție luate din timp la un preț de cost mai scăzut.

În acest capitol autorul își propune să analizeze cazuri concrete studiate de el, căror comportare a fost urmărită "în situ". Rezultatele obținute "in situ" vor fi comparate cu rezultatele modelării conlucrării fundație - teren de fundare obținute cu ajutorul programului INTERFUN trăgându-se concluziile ce se impun.

5.1 STUDII REALIZATE PENTRU BLOCUL DE LOCUINȚE I3 – CALEA A. VLAICU ARAD

Blocul de locuințe I3 este situat în Calea Aurel Vlaicu din municipiul Arad (Fig. 5.1-a). Acest bloc are o structură S+P+8E și este fundat pe teren natural în sistem radier general. Autorul a participat la echiparea construcției cu sisteme de măsurare a presiunilor și deformațiilor de sub talpa fundației și a efectuat unele calcule de interacțiune fundație teren, prezintă în continuare elementele esențiale ale studiului făcut.

5.1.1 Cu privire la amplasament și structura geotehnică

În cadrul studiului geotehnic pe amplasament au fost executate două foraje la 10 și respectiv 8 m adâncime. În aceste foraje au fost interceptate umpluturi neomogene pe o adâncime de 1.4 - 1.8 m, sub care se interceptează un pachet coeziv, format din argile prăfoase și nisipoase până la adâncimea de 5.5 - 6.5 m. Sub acest pachet argilos de la adâncimea de 6.5 m se dezvoltă un orizont necoeziv alcătuit din nisipuri fine și apoi nisipuri mijlocii și grosiere cu pietriș îndesate. Lângă aceste foraje au fost executate două penetrări statice (Ps 5 și Ps 6 - vezi figura 5.1-b). Rezultatele acestor penetrări statice au fost prelucrate în conformitate cu instrucțiunile C159-73 [103].

Astfel în baza rezistenței la penetrare pe con au fost determinate următoarele caracteristici fizico mecanice :

- Indicele porilor – e
- Unghiul de frecare interioară Φ
- Greutatea volumică γ_d [kN/mc]
- Modulul de deformație edometrică M [daN/cm²]

Stratificația terenului interceptat în cele două foraje precum și caracteristicile fizico mecanice ale pământurilor, determinate pe baza rezistențelor la penetrare pe con au fost reprezentate în Figura 5.1 b.

Modulul de elasticitate E a fost calculat în baza modulului edometric M, iar coeficientul de deformație laterală $\nu = 0.35$ a fost adoptat din tabel 6 din STAS 3300-85 [105].

Cota de fundare a fost stabilită la aproximativ 2.4 m de la nivel teren natural (106.25 N.M.B.) pe stratul de argilă prăfoasă cu concrețiuni de calcar.

Sistemul de fundare adoptat pentru blocul I3 cu o structură S+P+8E a fost realizarea unui radier general.

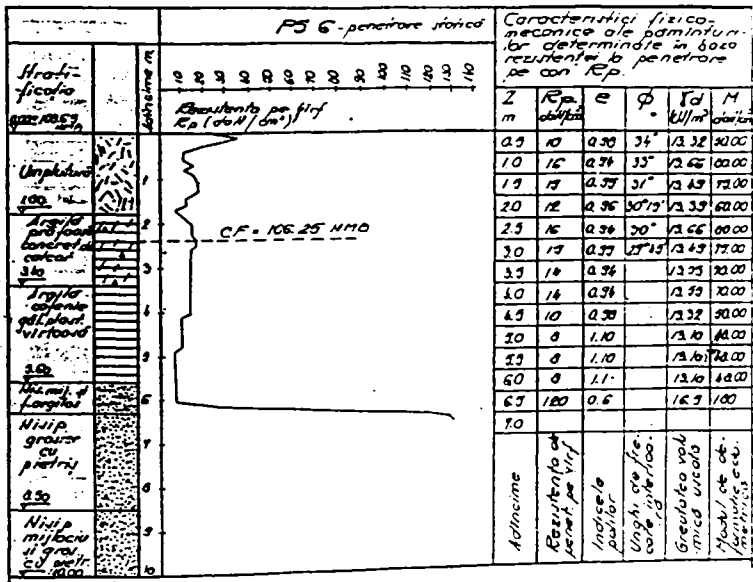
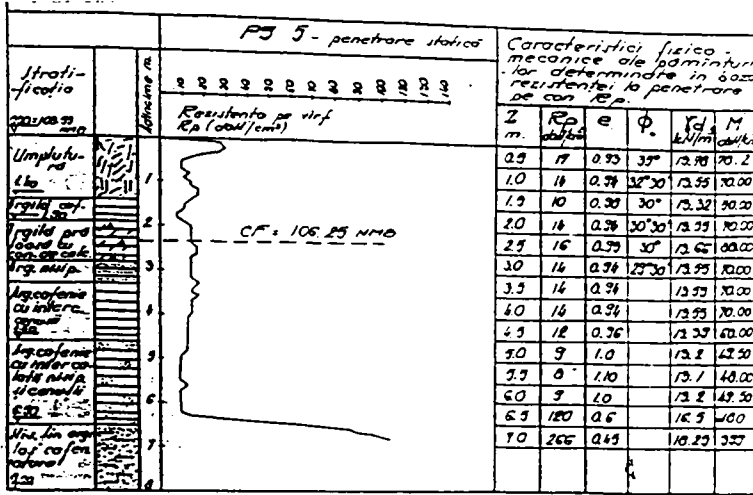


Fig 5.1 - b
Bloc I3 C. A. Vlaicu Arad
 Fișă Sintetică Foraje și caracteristici fizico - mecanice determinate pe baza Penetrărilor Statice executate pe amplasament

5.1.2 Studii cu privire la echiparea și urmărirea specială în timp realizată la blocul I3 (presiuni și tasări)

În zona de locuințe din Calea Aurel Vlaicu blocul I3 a fost supus unei urmăriri complexe prin echiparea clădirii cu doze de presiune și repere topometrice. Motivul urmării speciale îl constituie existența unor condiții de fundare dificile cît și noutatea executării pe plan local a unor structuri în cadre S + P + 8E.

Măsurătorile topometrice pentru cunoașterea tasărilor și măsurarea presiunilor de contact dintre radier și terenul de fundare au fost efectuate pe toată durata execuției blocului în perioada 08.82 - 03.84 [48], prezentate în tabelul 5.1 și figura 5.3 pentru tasări măsurate, respectiv tabelul 5.1 și figura 5.5 pentru presiunile măsurate.

Influența tasărilor terenului de fundare asupra construcției a fost analizată sub aspectul tasării medii a clădirilor cît și sub aspectul încovoierii relative, exprimate prin raportul dintre săgeata și lungimea părții de construcție ce se încovoiaie. [18]

Aceste blocuri au o structură S+P+8E și sunt fundate pe teren natural în sistem radier general.

În Figura 5.2 se prezintă forma în plan și punctele aflate pe conturul radierului pentru care s-au măsurat deplasările în care au fost amplasate mărcile topometrice (M17 - M26) pe care s-au făcut măsurătorile.

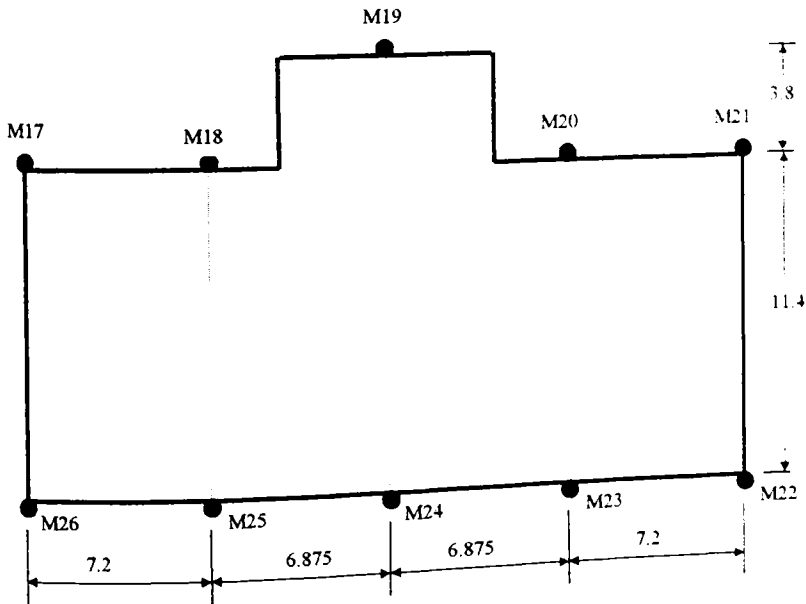


Fig. 5.2
Schemă echipare cu repere topometrice Bloc I3

Tabel 5.1

EVOLUTIA TASARII REPERILOR TOPO LA BLOC - I 3 -										
Data citirii / Număr zile										
Data	01.09.82	13.12.82	12.01.83	03.02.83	26.02.83	12.05.83	02.07.83	02.11.83	13.01.84	07.03.84
Nr.Marcă	0	104	134	155	178	229	304	436	551	605
M17	0.00	6.00	7.40	8.50	10.00	15.60	19.30	26.10	27.70	27.90
M18	0.00	4.70	5.70	7.40	8.40	13.10	17.00	22.40	24.30	24.40
M19	0.00	4.70	6.00							
M20	0.00	4.70	5.30	6.90	7.90	12.10	16.70	21.20	20.70	
M21	0.00	4.70	5.30	6.60	7.70	12.60	16.00	20.40	21.80	21.10
M22	0.00	4.70	5.80	6.70	8.60	13.30	17.50	22.10	23.10	23.20
M23	0.00	4.70	5.70	7.20	8.90	13.30	17.80	23.40	24.30	24.70
M24	0.00	4.70	5.50	6.90	8.80	13.20	17.50	23.60	24.80	24.80
M25	0.00	4.70	5.70	7.00	8.90	13.20		23.20	24.10	24.60
M26	0.00	4.70	5.70	7.10	9.50	13.20	19.30	24.80	25.70	26.90
Tasare.Med	0.00	4.83	5.81	7.14	8.74	13.29	17.64	23.02	24.06	24.70

Tabelul 5.1 prezintă evoluția tasării reperilor topometrici pe toată perioada în care s-a făcut urmărirea. Urmărirea deplasărilor pe verticală prin metode topometrice s-a efectuat cu nivelă NI 007 și mire de invar pe câte 10 mărci de nivelment STAS 2475/77. Mărcile topometrice au fost încastrate în planșeul de pe subsol, iar primele observații au fost făcute pe mărci provizorii înglobate în radierul general.

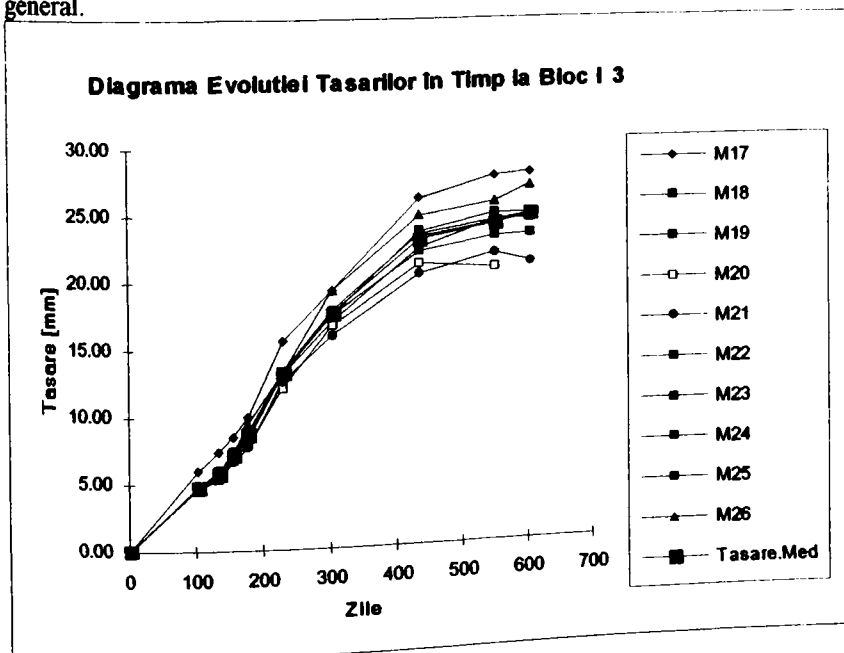


Fig 5.3

În figura 5.3 au fost reprezentate evoluțiile tasărilor înregistrate la toate mărcile topometrice, precum și tasarea medie. Se poate observa că tasările rămân în niște limite prescrise, care nu afectează comportarea construcției în timp. Din analiza evoluției tasărilor la Bloc I3 putem spune că tasările tind să se stabilizeze în timp odată cu terminarea și popularea blocului de locuințe astfel că s-a putut opri continuarea citirilor.

În continuare se vor analiza și rezultatele obținute prin măsurarea presiunilor de contact între nivelul tălpii fundației și masivul de pământ, cu ajutorul Dozelor de Presiune cu Coardă Vibrantă (D.P.C.V.) [95] montate sub radier la suprafața de contact dintre fundație și terenul de fundare. Repartiția dozelor de presiune sub radier s-a făcut ca în figura 5.4., căutând ca unele dintre ele să fie practic în aliniament cu mărcile M topometrice.

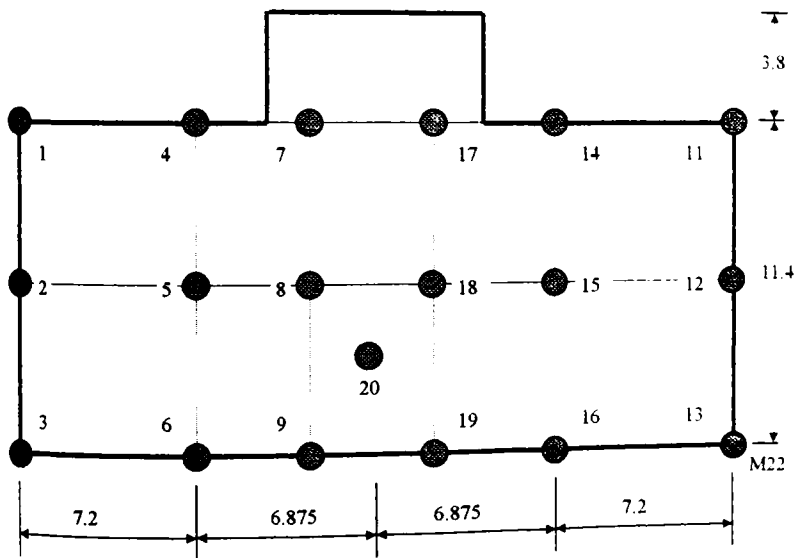


Fig. 5.4
Schemă echipare cu DPCV Bloc I3

- Echiparea cu doze de presiune cu coardă vibrantă a blocului s-a făcut astfel :
- dozele au fost așezate pe un strat uniform de nisip compactat cu tăvălugul, în punctele fixate, peste o folie din polietilenă de 0.2mm grosime.
 - furtunile din cauciuc, conținând cablul electric și tubul de aerisire, s-au fixat etanș la unul din capete pe ștuțurile dozelor și s-au orientat pe teren în cel mai convenabil mod pentru a ajunge la punctul unde se vor realiza măsurătorile prin conectarea la aparatul de măsurat.
 - peste întreaga suprafață a porțiunii din talpa fundației în care s-au montat dozele se toarnă un strat de beton de egalizare care să înglobeze dozele și furtunile pe traseul lor. La 24 de ore de la turnarea betonului de egalizare s-a făcut citirea "

zero " care va fi nivelul de referință pentru toate valorile citite ulterior pe parcursul urmării clădirii.

Tabel 5.2

EVOLUTIA PRESIUNILOR SUB RADIER LA BLOC 13 [daN / cm ²]											
Data citirilor / Numar de Zile											
	20.08.82	02.09.82	06.10.82	17.11.82	21.02.83	30.03.83	19.07.83	01.11.83	20.01.84	07.03.84	21.03.84
Nr. DPCV	0	12	46	87	121	158	259	362	443	489	503
1	0.000	0.108	0.230	0.370	0.470	0.510	0.600	0.690	0.753	0.770	0.790
2	0.000	0.264	0.420	0.620	-0.010	0.210	0.790	0.980	1.037	1.100	1.070
3	0.000	0.083	0.170	0.260	0.090	0.350	0.810	0.870	0.905	1.010	1.000
4	0.000	0.142	0.230	0.290	2.160	2.320	2.620	2.730	2.782	2.810	2.820
5	0.000	0.186	0.390	0.520	1.750	1.830	2.020	2.110	1.785	2.120	2.200
6	0.000	0.167	0.210	0.260	1.070	1.200	1.610	1.770	1.832	1.860	1.860
7	0.000	0.024	0.220	0.380	1.720	1.850	2.070	2.180	2.207	2.250	2.300
8	0.000	0.007	0.190	0.370	1.020	1.100	1.370				
9	0.000	0.145	0.310	0.500	0.080	0.320	0.920	1.130	1.190	1.450	1.470
11	0.000	-0.034	0.060	0.150	0.890	1.130	1.460	1.600	1.673	1.730	1.680
12	0.000	0.122		0.810	2.390	2.700	3.120	3.180	3.214	3.270	3.260
13	0.000	0.026	0.430	0.210	1.260	1.620	2.170	2.150	2.220	2.300	2.280
14	0.000	-0.023		0.210	-0.140	0.060	0.460	0.550	0.569	0.540	0.570
15	0.000	0.065	0.190	0.320	0.080	0.020	0.310	0.420	0.432	0.460	0.460
16	0.000	0.267	0.400	0.620	-0.420	-0.200	0.750	0.890	0.905	0.920	0.950
17	0.000	-0.080	0.180	0.350	1.470	1.540	1.780	1.920	1.941	1.940	1.980
18	0.000	-0.260	0.060	0.210	0.210	0.540	0.410	0.510	0.535	0.620	0.530
19	0.000	0.500	0.260	0.440	-0.080	0.050	0.610	0.860	0.954	0.970	0.980
20	0.000	0.121	0.220	0.360	0.520	0.550	0.600	0.720	0.750	0.750	0.740
Media	0.000	0.097	0.245	0.383	0.766	0.932	1.290	1.403	1.427	1.496	1.497

Dacă se face o corelare a datei citirilor cu stadiul fizic al execuției (reprezentat succint în tabelul 5.2-a), putem constata că pactic la ultimele 3 citiri, adică după ce structura a fost terminată și a început popularea blocului, creșterea presiunilor se atenuază semnificativ, iar valorile presiunilor citite la dozele de presiune se plafonează la o medie de 1.49 daN/cm². Pactic creșterea înregistrată între media citirilor realizate la data de 01.11.93 (1.403 daN/cm²) când structura a fost terminată și media citirilor din 21.03.84 (1.497 daN/cm²) când structura era integral populată este de 6.6% .

Acest lucru ne poate duce la concluzia că citirile pot fi încetate deoarece structura a atins nivelul maxim al presiunilor pe care le transmite masivului de pământ.

Tabel 5.2.- a

DATA CITIRII	STADIU FIZIC CONSTRUCȚIE	OBS
20.09.82	Turnat beton egalizare	Citire 0
02.09.82	Turnat radier general, armare stâlpi,elev.	
06.10.82	Elevații subsol terminate	
17.11.82	Început suprastructura	
21.02.83	Turnat Et.4, cofrat armat Et.5	
30.03.83	Structura Et.6, zidării exterioare Et 2-5	Apa 47 cm sub radier
19.07.83	Structura Et.8, compartimentări, finiaje	
01.11.83	Structura terminată	
20.01.84	Structura terminată, parțial populată	
07.03.84	Idem	
21.03.84	Structura Terminată, populată integral	Apa 70cm de la față radier

După cum se poate observa din Tabel 5.2 evoluția celor 20 de Doze de Presiune cu Coardă Vibrantă folosite la măsurarea presiunilor la suprafața de contact fundație - teren, au fost urmărite pe o perioadă de 500 de zile. Prima măsurare s-a făcut la momentul plasării DPCV la nivelul betonului de egalizare în groapa de fundație și s-au încetat măsurătorile după ce blocul I3 a fost terminat și populat.

Deși unele valori măsurate nu au o coerență în toate cazurile (de exemplu presiuni negative alternând cu presiuni pozitive înregistrate la a patra citire), alura generală a variației presiunilor măsurate este crescătoare și are o clară tendință de plafonare a lor după terminarea structurii și popularea blocului (Fig 5.5).

Aceste variații pot fi puse pe seama imperfecțiunilor dozelor aflate în stadiu experimental, a creșterii nivelului apelor freatice, și probabil a schimbării caracteristicilor locale ale terenului de fundare în stricta vecinătate a dozelor.

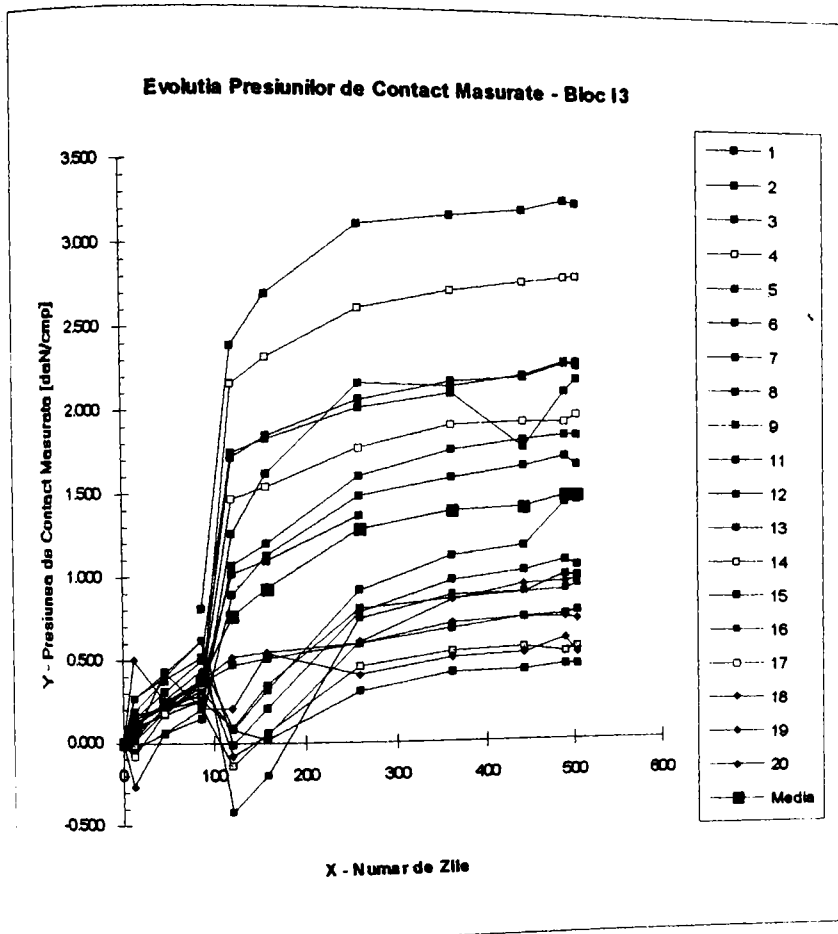


Fig 5.5

Evoluția presiunilor de contact măsurate la blocul I3 C.A.Vlaicu Arad

5.1.3 Studii cu privire la calculul presiunilor și deformațiilor cu metode clasice (standardizate) și programul INTERFUN propus, la blocul I3

În continuare ne propunem să calculăm tasările blocului I3 cu ajutorul programului INTERFUN considerând interacțiunea fundației, radier general, cu nisivul de pământ de sub suprastructură. Caracteristicile geotehnice ale masivului de pământ de sub structură au fost prezentate în figura 5.1 a,b. Modelarea interacțiunii fundație - teren cu metoda elementului finit se efectuează pe jumătate de structură având în vedere simetria ei (Fig 5.6). Pentru calculul deplasărilor D_y ale punctelor aflate în dreptul mărcilor topo M24 - M26 se ia în calcul o fâșie cu o

lățime de 200 cm din ansamblul teren de fundare - fundație radier, extinsă în afara conturului fundației, încărcată la nivelul liniei nodale care face separarea dintre masivul de pământ și fundație (Fig 5.7).

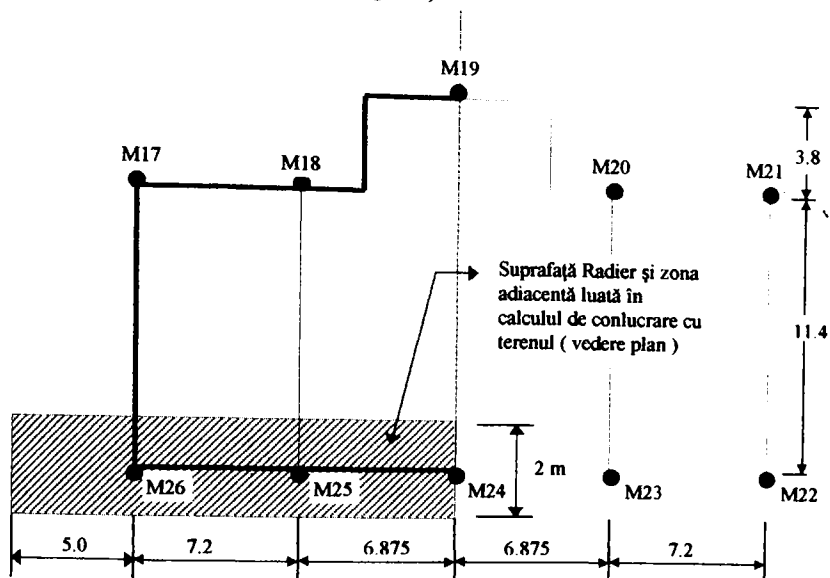


Fig. 5.6

Schemă de amplasare mărci topometrice Bl. I3

În figura 5.7 se prezintă schema de discretizare a masivului de pământ studiat care este încărcat prin intermediul fundației radier general cu sarcinile transmise de la suprastructură. Masivul este discretizat în elemente finite triunghiulare.

Liniile nodale principale paralele cu axa X au fost plasate la nivelul liniei de separație dintre talpa radierului și teren, iar în adâncime există câte o linie nodală impusă la fiecare nivel unde intervin schimbări în caracteristicile fizico mecanice ale terenului de fundare (Fig 5.1 –b).

Liniile nodale paralele cu axa Y au fost în așa fel alese încât să treacă prin dreptul mărcilor topometrice, adică P_{233} corespunde lui M26, P_{236} corespunde lui M25, P_{241} corespunde lui M24. Această împărțire a fost aleasă în acest fel pentru a putea compara mai ușor deplasările nodurilor respective cu deplasările măsurate "in situ".

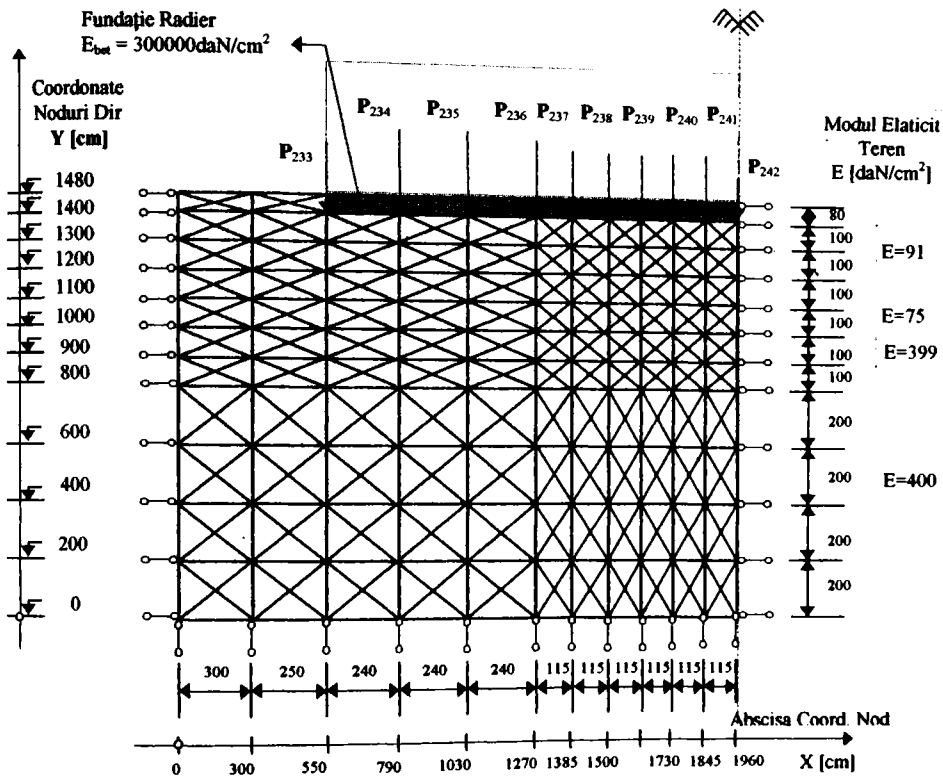


Fig. 5.7

Schemă de discretizare a masivului de pământ și fundație Bloc I3

În această schemă de discretizare fig 5.7 pe axa y s-au reprezentat cotele fiecărei linii nodale principale paralele la axa x, iar pe direcția axei x s-au reprezentat abscisele liniilor nodale paralele cu axa y. În acest mod în tabelele centralizatoare următoare se pot identifica prin coordonate carteziene nodurile a căror deplasare a fost calculată cu ajutorul programului INTERFUN.

Evaluarea acțiunilor transmise de suprastructură la terenul de fundare s-a efectuat pe baza datelor furnizate de proiectul tip Secțiunea K21/1980 care a stat la baza proiectării blocurilor I3 și Z17.

- Sarcinile totale $P = 5537$ Tone
- Arie radier $A = 321.88$ mp
- Cota $\pm 0.00 = 109.85$ NMB
- Cota fundare $= 106.25$ NMB ($D = 2.4$ m) nivel teren

- $P_{conv} = 230 \text{ kPa}$ (conform studiu geo)
- Presiunea medie $p_{med} = P/A = 55370 \text{ kN} / 321.88 \text{ mp} = 172 \text{ kPa}$
- Presiunea netă $p_{net} = p_{med} - \gamma D = 172 \text{ kPa} - 2.4 \cdot 13.55 = 140 \text{ kPa}$

Calculul forțelor concentrate în nodurile rețelei de discretizare s-a făcut pe baza metodei prezentate în capitolul 4 (Fig 4.10 și relația 4.1). Forțele concentrate care acționează în nodurile 233 până la 242 situate pe linia nodală de separație dintre suprafața radierului și masivul de fundare se calculează pe baza presiunii nete p_{net} , calculată ca mai sus în baza prescripțiilor din STAS 3300/2-85, transmisă de cădere terenului.

P_{233}	$= 1.40 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 240 \text{ cm} / 2$	$= 16800 \text{ daN}$
$P_{234-235}$	$= 1.40 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 240 \text{ cm}$	$= 33600 \text{ daN}$
P_{236}	$= 1.40 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times (240+115)/2$	$= 24850 \text{ daN}$
$P_{237-241}$	$= 1.40 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 115 \text{ cm}$	$= 16100 \text{ daN}$
P_{242}	$= 1.40 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 115 \text{ cm} / 2$	$= 8050 \text{ daN}$

În ceea ce privește cracteristicile fizico mecanice ale terenului de fundare de sub talpa radierului așa cum rezultă din figura 5.1 - b s-au considerat următorii moduli de elasticitate E [daN/cm²] preluați din fișa forajului [Fig 5.1-b]:

- $E = 91 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 2 m între cotele 1200-1400
- $E = 75 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 2 m între cotele 1000-1200
- $E = 399 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 1 m între cotele 900-1000
- $E = 400 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 9 m între cotele 0-900

Grosimea elementelor finite pentru teren este $T=200 \text{ cm}$.

Pentru beton am considerat $E = 300000 \text{ daN/cm}^2$, iar grosimea elementelor finite din beton este $T=100 \text{ cm}$.

Cu aceste date de intrare și cu discretizarea ansamblului fundație masiv de pământ (Fig 5.7) s-a rulat programul INTERFUN.

Programul INTERFUN a furnizat un listing cu date prezentate în Anexa 5.1 – pentru modelarea interacțiunii fundație, teren de fundare pentru o fâșie aflată la marginea radierului, respectiv Anexa 5.2 pentru o fâșie aflată sub centrul radierului. Programul a mai furnizat imagini cu schema de discretizare și numerotare a elementelor finite – Fig. 5.8 respectiv numerotarea nodurilor structurii de discretizare – Fig. 5.9.

S-au obținut astfel deplasările pe verticală a nodurilor rețelei de discretizare D_y (Tabel 5.3), s-au centralizat și concentrat valorile obținute și s-au marcat cu cifre îngroșate valorile deplasărilor pe verticală D_y ale nodurilor din dreptul mărcilor topo M26, M25, M24. Aceste noduri au coordonatele X respectiv Y arătate în capul de tabel pentru linie respectiv coloane.

Prin simetrie valorile deplasărilor pentru M23 sunt egale cu cele pentru M25 iar valorile deplasărilor D_y pentru M22 sunt egale cu cele pentru M26. Similar este pentru latura paralelă pe care s-au montat mărcile topo M17 - M21 (Figura 5.6).

Tabel 5.3

Bloc I3 - Distribuția Deplasărilor D_y pe Latura Radierului [cm]												
Nr Marca Topo												
Nr Marcă			M26			M25						M24
X [cm]	0	300	550	790	1030	1270	1385	1500	1615	1730	1845	1960
Y [cm]												
1480	0.12	-0.33	-2.36	-2.60	-2.82	-3.02	-3.11	-3.18	-3.23	-3.27	-3.29	-3.30
1400	0.13	-0.31	-2.36	-2.60	-2.82	-3.02	-3.11	-3.18	-3.23	-3.27	-3.29	-3.30
1300	0.09	-0.36	-1.87	-2.21	-2.40	-2.57	-2.65	-2.71	-2.75	-2.79	-2.81	-2.81
1200	0.00	-0.39	-1.44	-1.79	-1.97	-2.12	-2.18	-2.23	-2.27	-2.30	-2.32	-2.32
1100	-0.10	-0.36	-0.98	-1.28	-1.45	-1.57	-1.62	-1.66	-1.69	-1.71	-1.72	-1.73
1000	-0.13	-0.28	-0.58	-0.79	-0.93	-1.03	-1.06	-1.09	-1.11	-1.12	-1.13	-1.14
900	-0.15	-0.27	-0.51	-0.70	-0.83	-0.92	-0.95	-0.97	-0.99	-1.01	-1.01	-1.02
800	-0.16	-0.26	-0.45	-0.61	-0.73	-0.81	-0.84	-0.86	-0.88	-0.89	-0.90	-0.90
600	-0.16	-0.22	-0.34	-0.45	-0.54	-0.60	-0.62	-0.63	-0.65	-0.66	-0.66	-0.66
400	-0.13	-0.17	-0.23	-0.30	-0.35	-0.39	-0.40	-0.41	-0.42	-0.43	-0.43	-0.43
200	-0.08	-0.10	-0.12	-0.15	-0.17	-0.19	-0.19	-0.20	-0.20	-0.21	-0.21	-0.21
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

În continuare s-a prezentat valoarea tensiunilor σ_y calculate cu ajutorul programului INTERFUN în masivul de pământ aflat sub radierul clădirii. Dacă se calculează media tensiunilor verticale σ_y în toate elementele finite triunghiulare aflate în fâșia de 1 m de sub radier, între cotele 1400-1300 fig 5.7, respectiv elementele finite de la nr 405 - 440 Fig. 5.8 (conform listing rulare program INERFUN, prezentat în Anexa 5.2) se obține valoarea

$$\sigma_y = 1.347 \text{ daN/cm}^2 .$$

Această tensiune medie în masivul de pământ de sub radier, este calculată în cazul acesta, la mijlocul stratului de pământ adică la 50 cm sub fața inferioară a radierului. Valoarea obținută, după cum se va analiza în paragraful următor, este foarte apropiată de media măsurătorilor sub radier efectuată cu doze de presiune.

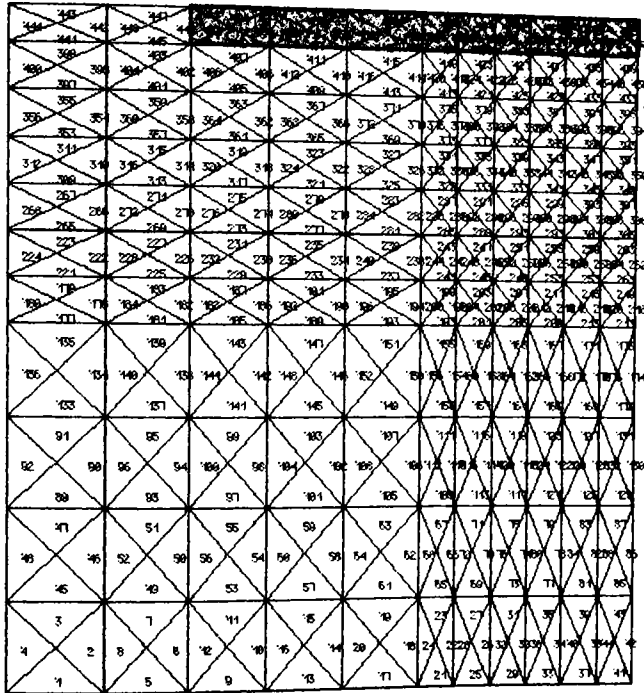


Fig. 5.8
Schema de numerotare a elementelor finite Bloc I3
(Imagine preluată de la Programul INTERFUN)

Cele două imagini din Fig 5.8 și Fig 5.9 au fost create de postprocesorul programului INTERFUN și ne permit o mai bună citire și interpretare a datelor numerice furnizate de program.

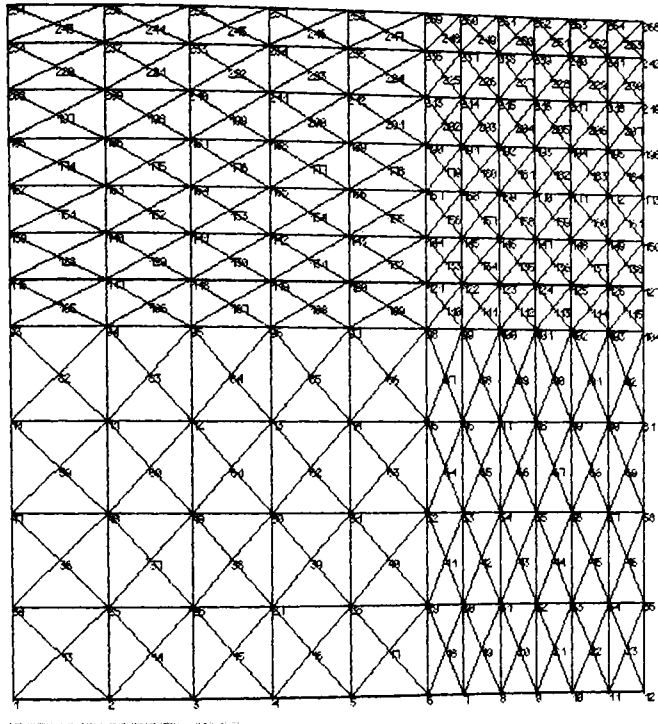


Fig. 5.9
 Schema de numerotare a nodurilor elementelor finite Bloc I3
 (Imagine preluată de la Programul INTERFUN)

5.1.3.1 Calculul deplasărilor radierului blocului I3 prin metoda STAS 3300/2

- 85

Standardul românesc 3300/2-85 [105] stabilește prescripțiile de calcul al terenului de fundare sub acțiunea fundațiilor directe și se aplică tuturor construcțiilor civile, social culturale, industriale, agrozootehnice și lucrări de artă.

Calculul terenului la starea limită de deformații trebuie să asigure respectarea condițiilor :

- Se consideră că deformația terenului de fundare coincide, în fiecare punct cu deformația tălpii de fundare, prin păstrarea permanentă a contactului între aceste două elemente.
- Sub acțiunea încărcărilor verticale transmise de suprastructură se ia în considerare numai deplasarea pe verticală a terenului de fundare (tasarea)

Tasarea unui strat se consideră compusă din :

- Tasarea instantanee, datorată preponderent schimbării instantanee de formă sub volum constant, precum și deformației bruște prin reducerea volumului de goluri în cazul pământurilor nesaturate;
- Tasarea din consolidarea primară, datorată reducerii progresive în timp a volumului de goluri și disipării excesului de apă din pori.
- Tasarea din consolidarea secundară, care se poate produce în anumite situații prin deformarea lentă a pământului sub effort constant, după dispariția completă a presiunii apei din pori.

Deformațiile terenului calculate conform STAS 3300/2-85 reprezintă deformații finale, rezultate din suma tasării instantanee și a tasării din consolidarea primară.

Calculul tasărilor probabile ale terenului de fundare se efectuează în ipoteza comportării terenului de fundare ca un mediu liniar deformabil. Caracteristicile de compresibilitate ale straturilor de pământ, care intervin în calculul deformațiilor probabile ale terenului de fundare sunt :

- modulul de deformație liniară, E [kPa]
- modulul de deformație edometric, M [kPa]
- coeficientul de deformație laterală, (Coeficientul lui Poisson) - ν

În lipsa încercărilor corespunzătoare de teren, pentru calculul deformațiilor în faze preliminare de proiectare la construcțiile din clasele I și II, cât și pentru calcule definitive la construcțiile din clasele III – V, se admite utilizarea valorilor modulului de deformație edometric “ M ” corectat conform prevederilor din STAS. În aceleași condiții se admite determinarea indirectă a valorilor modulului de deformație liniară “ E ”, pe baza unor încercări pe teren cum ar fi penetrarea statică sau penetrarea dinamică în terenuri necoezive. Această metodă, descrisă în Instrucțiunile tehnice C159-79[103], a fost adoptată și pentru determinarea caracteristicilor de compresibilitate și pentru ternul de fundare de pe amplasamentul blocului I3, așa cum s-a arătat la paragraful 5.1.1 din prezentul capitol.

Zona activă în cuprinsul căreia se calculează tasarea straturilor se limitează la adâncimea z_0 sub talpa fundației, la care valoarea efortului unitar vertical datorat încărcării fundației devine mai mic decât 20% din presiunea geologică la adâncimea respectivă.

$$\sigma_z < 0.2\sigma_{gz} \quad (5.1)$$

Efortul unitar net mediu p_n pe talpa fundației se calculează cu relațiile :

$$p_n = p - \gamma D_f \quad (5.2)$$

în care

$$p = \frac{Q}{A}$$

- Q este suma încărcărilor de calcul provenite de la construcție, în gruparea fundamentală [kN]

- A este suprafața în plan a tălpii fundației [m^2]

- γ este greutatea volumică medie a pământului situat deasupra nivelului tălpii fundației [kN/m³]

- D_f este adâncimea de fundare [m]

Tasarea absolută probabilă a fundațiilor, se calculează prin metoda însumării pe straturi elementare. În această metodă, pământul situat sub nivelul tălpii de fundare se împarte în straturi elementare, până la adâncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active. Fiecare strat elementar trebuie să aibă grosimea mai mică decât $0.4B$, în cazul analizat pentru bloc I3 s-a considerat grosimea de 1 m.

Pe verticala centrului fundației, la limitele de separație ale straturilor elementare, se calculează eforturile unitare transmise de talpa fundației, cu relația (STAS 3300/2 – 85):

$$\sigma_z = \alpha_0 * p_n \quad (5.3)$$

Efortul σ_z la adâncimea z pe verticala colțului fundației, la limitele de separație ale straturilor elementare, se calculează eforturile unitare transmise de talpa fundației, cu relația (Stas 3300/2 – 85):

$$\sigma_z = \alpha_c * p_n \quad (5.4)$$

în care :

- α_0 coeficient de distribuție al eforturilor verticale, în centrul unei fundații dreptunghiulare, pentru presiuni uniform distribuite pe talpă, dat în Tabel 7 din STAS 3300/2-85, funcție de rapoartele L/B și z/B

- α_c coeficient de distribuție al eforturilor verticale, în colțul unei fundații dreptunghiulare, pentru presiuni uniform distribuite pe talpă, dat în Tabel 10 din STAS 3300/2-85, funcție de rapoartele L/B și z/B

- L lungimea suprafeței încărcate [m]

- B lățimea suprafeței încărcate [m]

- z adâncimea punctului considerat față de nivelul de încărcare al încărcării

în metri

- p_n presiunea uniform distribuită pe suprafața încărcată [kPa]

Pentru a calcula tasările punctelor aflate pe marginea radierului în dreptul mărcilor topometrice, s-a aplicat principiul suprapunerii efectelor, folosind metoda punctului de colț în calculul tasărilor. Pentru determinarea eforturilor verticale σ_z , s-a împărțit suprafața radierului în dreptunghiuri, în așa fel încât punctul care ne interesează să fie pe colțul celor două suprafețe obținute și s-a folosit relația:

$$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c2}) * p_n \quad (5.5)$$

în care :

- α_{c1} și α_{c2} sunt coeficienții de distribuție ai eforturilor pentru fiecare suprafață dreptunghiulară rezultată prin aplicarea metodei punctului de colț, obținuți din tabele conform relației 5.4

Tasarea absolută probabilă a fundației se calculează cu relația dată în STAS 3300/2-85 și prezentată mai jos :

$$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i} \quad [\text{cm}] \quad (5.6)$$

în care :

- β este coeficient de corecție egal cu 0.8
- σ_{zi}^{med} este efortul unitar mediu în stratul elementar I calculat cu relația:

$$\sigma_{zi}^{med} = \frac{\sigma_{zi}^{sup} + \sigma_{zi}^{inf}}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (5.7)$$

- σ_{zi}^{sup} și σ_{zi}^{inf} reprezintă efortul unitar la limita superioară, respectiv limita inferioară a stratului elementar i calculat cu relațiile 5.3 sau 5.4 [kPa]
- h_i este grosimea stratului elementar i
- E_i este modulul de deformație liniară al stratului elementar i [kPa]
- n numărul de straturi elementare cuprinse în în limita zonei active

Aplicând prescripțiile STAS 3300/2-85 la cazul particular al blocului I3 se va prezenta un scurt breviar de calcul al tasărilor blocului calculate în dreptul punctelor în care sunt plantate mărcile topo (Fig. 5.2)

a) - **Punctele M26 –M17 și M22 – M21.**

Presiunea netă s-a calculat cu relația 5.2

$$p_n = p - \gamma D_f = 172 \text{ kPa} - 13.55 \times 2.4 = 140 \text{ kPa}$$

$$B = 11.4 \text{ m} \quad L = 25.75 \text{ m} \quad L/B = 2.25$$

În Tabelul 5.4 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate tasările punctelor din dreptul mărcilor topo M26 și M17. Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Fig 5.1-b , calculate pe baza rezultatelor obținute prin încercarea de penetrometrie statică P6.

Tabel 5.4

z [m]	γ [kN/m ³]	L/B	z/B	α_c	$\sigma_z = \alpha_c p_n$ [kPa]	$\sigma_{gz} = \gamma h$ [kPa]	$0.2\sigma_{gz}$ [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]
0	1	2	3	4	5	6	7	8
0	13.55	2.25	0.00	0.2500	35.00	32.52	6.50	34.97
1	13.55	2.25	0.09	0.2496	34.94	46.07	9.21	34.91
2	13.20	2.25	0.18	0.2492	34.88	59.10	11.82	34.76
3	13.20	2.25	0.26	0.2475	34.65	72.36	14.47	34.48

4	18.25	2.25	0.35	0.2452	34.32	115.00	23.04	34.07
5	18.25	2.25	0.44	0.2417	33.83	133.20	26.64	33.44
6	18.25	2.25	0.53	0.2368	33.15	151.20	30.24	32.89
7	18.25	2.25	0.61	0.2331	32.63	169.20	33.84	32.13
8	18.25	2.25	0.70	0.2260	31.64	187.20	37.44	
9	18.25	2.25	0.80	0.2186	30.60			

Tasarea medie probabilă s-a calculat prin însumare pe stratele elementare i , cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat (Tabelul 5.5)

$$s_{26} = s_{17} = 1.62 \text{ cm}$$

Tabel 5.5

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	9100	34.97	1	0.8	0.3074
2	9100	34.91	1	0.8	0.3069
3	7500	34.76	1	0.8	0.3708
4	7500	34.48	1	0.8	0.3678
5	39900	34.07	1	0.8	0.0683
6	40000	33.44	1	0.8	0.0669
7	40000	32.89	1	0.8	0.0658
8	40000	32.13	1	0.8	0.0643
					$s_{26} = s_{17} = 1.6182$

În mod similar se calculează tasările punctelor M22 și M21 cu precizarea că pentru calculul acestor puncte s-au folosit datele geotehnice calculate pe baza penetrării statice Ps5 (Figura 5.1-b).

Tasarea medie probabilă s-a calculat prin însumare pe stratele elementare i , cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat (Tabelul 5.6)

$$s_{22} = s_{21} = 1.68 \text{ cm}$$

Tabel 5.6

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	9750	34.97	1	0.8	0.2870
2	9100	34.91	1	0.8	0.3069
3	7150	34.76	1	0.8	0.3889
4	6340	34.48	1	0.8	0.4351
5	39900	34.07	1	0.8	0.0683
6	40000	33.44	1	0.8	0.0669
7	40000	32.89	1	0.8	0.0658
8	40000	32.13	1	0.8	0.0643
					$s_{22} = s_{21} = 1.6832$

b) - Punctele M25 - M23 și M18 – M20

Presiunea netă s-a calculat cu relația 5.2

$$p_n = p - \gamma D_f = 172 \text{ kPa} - 13.55 \times 2.4 = 140 \text{ kPa}$$

Pentru calculul tasărilor pe conturul radierului prin metoda punctului de colț, se împarte fundația în doua dreptunghiuri, care au colțuri punctele M25, M32, M18 respectiv M20 (Fig 5.2). Raportul L/B se calculează după cum urmează :

$$\begin{aligned} B_1 = 7.2 \text{ m} \quad L_1 = 11.40 \text{ m} & \quad L_1/B_1 = 1.58 \\ B_2 = 11.4 \text{ m} \quad L_2 = 18.55 \text{ m} & \quad L_2/B_2 = 1.63 \end{aligned}$$

În Tabelul 5.7 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate, conform prescripțiilor din STAS 3300/2-85, presiunile medii pe straturile elementare, pentru calculul tasărilor punctelor din dreptul mărcilor topo M25, M23, M18 și M20. Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Fig 5.1-b, calculate pe baza rezultatelor obținute prin încercările de penetrometrie statică Ps6 respectiv Ps5.

Tabel 5.7

z [m]	γ [kN/m ³]	L ₁ /B ₁	z/B ₁	α_{c1}	L ₂ /B ₂	z/B ₂	α_{c2}	$\sigma_z =$ ($\alpha_{c1} + \alpha_{c2}$)p _n [kPa]	0.2 σ_{gz} [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]
0	1	2	3	4	2	3	4	5	7	8
0	13.55	1.58	0.00	0.2500	1.63	0.00	0.2500	70.00	6.5	69.91
1	13.55	1.58	0.14	0.2492	1.63	0.09	0.2495	69.82	9.2	69.58
2	13.20	1.58	0.28	0.2463	1.63	0.18	0.2490	69.34	14.6	68.82
3	13.20	1.58	0.42	0.2409	1.63	0.26	0.2470	68.31	17.3	67.44
4	18.25	1.58	0.56	0.2314	1.63	0.35	0.2441	66.57	18.4	65.49
5	18.25	1.58	0.69	0.2203	1.63	0.44	0.2398	64.41	24.9	63.07
6	18.25	1.58	0.83	0.2071	1.63	0.53	0.2339	61.74	28.6	60.38
7	18.25	1.58	0.97	0.1926	1.63	0.61	0.2290	59.02	32.3	57.40
8	18.25	1.58	1.11	0.1783	1.63	0.70	0.2202	55.79	35.6	54.11
9	18.25	1.58	1.25	0.1644	1.63	0.79	0.2101	52.43	39.3	51.00
10	18.25	1.58	1.39	0.1512	1.63	0.88	0.2030	49.58	43.0	48.17
11	18.25	1.58	1.53	0.1391	1.63	0.96	0.1949	46.76	46.6	45.26
12	18.25	1.58	1.67	0.1281	1.63	1.05	0.1845	43.76	50.3	

Tasarea medie probabilă pentru punctele M25, M23, M18, s-a calculat prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate de penetrarea statică Ps6 (Fig 5.1b), cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.8

$$s_{25} = s_{23} = s_{18} = 3.57 \text{ cm}$$

Pentru punctul M20 tasarea medie probabilă se calculează prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate de penetrarea statică Ps5 (Fig 5.1b), cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.9

$$s_{20} = 3.70 \text{ cm}$$

Tabel 5.8

i	E _i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h _i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	9100	69.91	1	0.8	0.6146
2	9100	69.58	1	0.8	0.6117
3	7500	68.82	1	0.8	0.7341
4	7500	67.44	1	0.8	0.7194
5	39900	65.49	1	0.8	0.1313
6	40000	63.07	1	0.8	0.1261
7	40000	60.38	1	0.8	0.1208
8	40000	57.40	1	0.8	0.1148

9	40000	54.11	1	0.8	0.1082 0.1020 0.0963 0.0905
10	40000	51.00	1	0.8	
11	40000	48.17	1	0.8	
12	40000	45.26	1	0.8	

Tabel 5.9

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	9750	69.91	1	0.8	0.5736
2	9100	69.58	1	0.8	0.6117
3	7150	68.82	1	0.8	0.7700
4	6340	67.44	1	0.8	0.8510
5	39900	65.49	1	0.8	0.1313
6	40000	63.07	1	0.8	0.1261
7	40000	60.38	1	0.8	0.1208
8	40000	57.40	1	0.8	0.1148
9	40000	54.11	1	0.8	0.1082
10	40000	51.00	1	0.8	0.1020
11	40000	48.17	1	0.8	0.0963
12	40000	45.26	1	0.8	0.0905
					$s_{20} = 3.6963$

c) - Punctul M24

Presiunea netă s-a calculat cu relația 5.2

$$p_n = p - \gamma D_f = 172 \text{ kPa} - 13.55 \times 2.4 = 140 \text{ kPa}$$

Pentru calculul tasărilor pe conturul radierului prin metoda punctului de colț, s-a împărțit fundația în doua dreptunghiuri, cu o axă care trece prin punctul M24 (Fig 5.2).

Raportul L/B se calculează după cum urmează :

$$B_1 = 11.4 \text{ m}$$

$$L_1 = 12.875 \text{ m}$$

$$L_1/B_1 = 1.13$$

$$B_2 = 11.4 \text{ m}$$

$$L_2 = 12.875 \text{ m}$$

$$L_2/B_2 = 1.13$$

În Tabelul 5.10 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate, conform prescripțiilor din STAS 3300/2-85, presiunile medii pe straturile

elementare, pentru calculul tasărilor punctelor din dreptul mărcilor topo M25, M23, M18 și M20. Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Fig 5.1-b, calculate pe baza rezultatelor obținute prin prelucrarea datelor încercării de penetrometrie statică Ps6.

Tabel 5.10

z [m]	γ [kN/m ³]	L ₁ /B ₁	z/B ₁	α_{c1}	L ₂ /B ₂	z/B ₂	α_{c2}	$\sigma_z = (\alpha_{c1} + \alpha_{c2})p_n$ [kPa]	0.2 σ_{gz} [kPa]	$\sigma_{z,med}$ [kPa]
0	1	2	3	4	2	3	4	5	7	8
0	13.55	1.13	0.00	0.2500	1.13	0.00	0.2500	70.00	6.5	69.92
1	13.55	1.13	0.09	0.2494	1.13	0.09	0.2494	69.83	9.2	69.75
2	13.20	1.13	0.18	0.2488	1.13	0.18	0.2488	69.66	14.6	69.31
3	13.20	1.13	0.26	0.2463	1.13	0.26	0.2463	68.96	17.3	68.44
4	18.25	1.13	0.35	0.2426	1.13	0.35	0.2426	67.93	18.4	67.18
5	18.25	1.13	0.44	0.2373	1.13	0.44	0.2373	66.44	24.9	65.38
6	18.25	1.13	0.53	0.2299	1.13	0.53	0.2299	64.37	28.6	63.42
7	18.25	1.13	0.61	0.2231	1.13	0.61	0.2231	62.47	32.3	61.08
8	18.25	1.13	0.70	0.2132	1.13	0.70	0.2132	59.70	35.6	58.00
9	18.25	1.13	0.80	0.2011	1.13	0.80	0.2011	56.31	39.3	55.14
10	18.25	1.13	0.88	0.1927	1.13	0.88	0.1927	53.96	43.0	52.62
11	18.25	1.13	0.96	0.1831	1.13	0.96	0.1831	51.28	46.6	49.81
12	18.25	1.13	1.14	0.1727	1.13	1.14	0.1727	48.35	50.3	

Tasarea medie probabilă pentru punctul M24, se calculează prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate de penetrarea statică Ps6 (Fig 5.1b), cu relația 5.6, iar calculul este prezentat comasat în Tabelul 5.10

$$s_{24} = 3.64 \text{ cm}$$

Tabel 5.10

i	E _i [kPa]	$\sigma_{zi,med}$ [kPa]	h _i [m]	β	$s = 100\beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi,med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	9100	69.92	1	0.8	0.6147
2	9100	69.75	1	0.8	0.6132
3	7500	69.31	1	0.8	0.7393
4	7500	68.44	1	0.8	0.7300
5	39900	67.18	1	0.8	0.1347
6	40000	65.38	1	0.8	0.1308

7	40000	63.42	1	0.8	
8	40000	61.08	1	0.8	0.1268
9	40000	58.00	1	0.8	0.1222
10	40000	55.14	1	0.8	0.1160
11	40000	52.62	1	0.8	0.1103
12	40000	49.81	1	0.8	0.1052
					0.0996
					$S_{24} = 3.6428$

5.1.4 Interpretarea datelor obținute pe cale experimentală referitoare la starea de deformații și presiuni, comparativ cu datele calculate la bloc I3

A - Rezultatele obținute, privind deplasările pe verticală a structurii Blocului I3, prin metoda STAS 3300/2-85 precum și cele obținute prin metoda elementului finit - program INTERFUN – care ține cont și de interacțiunea fundație structură, comparate cu valorile măsurate “in situ”, sunt prezentate în tabelul 5.11

Tabel 5.11

Nr. Marca Topo	M26	M25	M24	M23	M22	M17	M18	M20	M21	Medie
Dy - Masurat Topo	-2.69	-2.46	-2.48	-2.47	-2.32	-2.79	-2.44	-2.12	-2.11	-2.43
Dy - INETRFUN	-2.36	-3.02	-3.30	-3.02	-2.36	-2.36	-3.02	-3.02	-2.36	-2.76
Dy - Calculat STAS	-1.62	-3.57	-3.64	-3.57	-1.68	-1.62	-3.57	-3.70	-1.68	-2.73

În tabelele 5.11 - a și b s-au prezentat valorile tasărilor măsurate respectiv calculate pe fiecare latură a radierului general.

De asemenea se pot citi și diferențele procentuale calculate ca raport între valoarea medie a deplasărilor verticale calculate pe fiecare latură lungă a clădirii, și valorile măsurate prin nivelment de precizie topometric. Aceste valori se situează într-o marjă de 11 - 14 % în plus față de valorile măsurate “in situ”.

Tabel 5.11 - a

Nr. Marcă Topo	M26	M25	M24	M23	M22	Medie	%
Dy - Măsurat	-2.69	-2.46	-2.48	-2.47	-2.32	-2.48	100%
Dy - INETRFUN	-2.36	-3.02	-3.30	-3.02	-2.36	-2.81	113%
Dy - Calculat STAS	-1.62	-3.57	-3.67	-3.57	-1.68	-2.82	114%

Tabel 5.11 - b

Nr. Marcă Topo	M17	M18	M20	M21	Medie	%
Dy - Măsurat	-2.79	-2.44	-2.12	-2.11	-2.37	100%
Dy - INETRFUN	-2.36	-3.02	-3.02	-2.36	-2.69	114%
Dy - Calculat STAS	-1.62	-3.57	-3.70	-1.68	-2.64	111%

Valorile din tabelele de mai sus s-au reprezentat grafic separat pentru fiecare latură lungă a clădirii în vederea unei interpretări mai profunde a aspectului calitativ al rezultatelor obținute desprinzându-se următoarele :

a. - Valorile măsurate prin metode topometrice sunt sensibil egale între ele, înregistrându-se pentru punctele stabilite între valoarea maximă și minimă măsurată o diferență maximă de 6.8 mm. Se constată o deplasare pe verticală mai mare a clădirii pe linia mărcilor topometrice M17-M26 față de linia mărcilor topometrice M21-M22 (Fig 5.2), datorată probabil caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare diferite la cele doua capete ale clădirii situate la 28 m distanță. Diferența maximă de 6.8 mm (Tabel 5.11- b) între deplasarea măsurată $s_{M17} = 2.79$ cm și deplasarea $s_{M21} = 2.11$ cm este de 32% .

Înclinarea relativă este foarte mică și nu credem că poate influența de vreun fel comportarea suprastructurii în timp.

Deplasările Dy Calculate și Măsurate Bloc I3

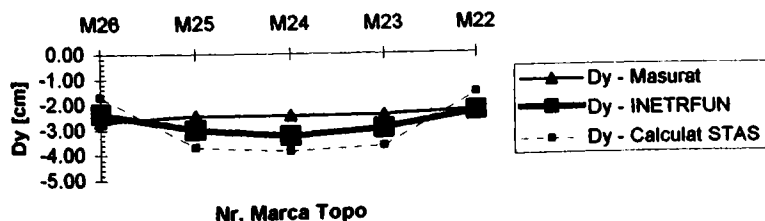


Fig 5.10 - a

Tasări calculate și măsurate inptre mărcile M22-M26

Deplasările Dy Măsurate și Calculate

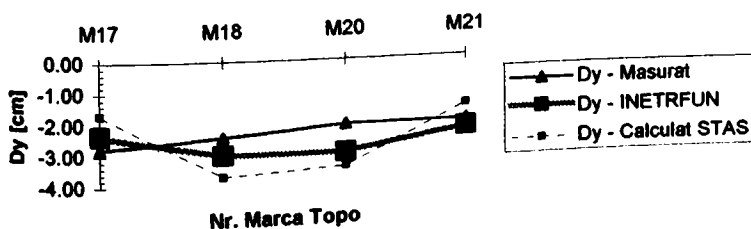


Fig 5.10 - b

Tasări calculate și măsurate inptre mărcile M17-M21

Faptul că tasările clădirii sunt sensibil egale între ele dovedește faptul că există o concurență între suprastructură - fundație - teren de fundare influențată de rigiditatea ansamblului structurii, dar și o interacțiune a suprastructurii prin intermediul fundației cu masivul de pământ aflat sub fundație. Masivul de pământ, modelat prin caracteristicile sale geotehnice, intră în interacțiune directă cu elementele fundației în care introduce o stare de eforturi care se transmite suprastructurii, sau prin deplasările verticale diferențiate pe care le produce, induce în elementele suprastructurii o redistribuire a eforturilor.

b. - Valorile tasărilor probabile calculate prin metoda STAS 3300-2/85, aplicând metoda punctului de colț pentru punctele aflate pe latura radierului din dreptul reperilor topometrici, folosind datele geotehnice avute la dispoziție, duc la niște rezultate care luate ca medie a valorilor calculate raportate la valorile măsurate dau rezultate apropiate (Tab 5.11 a,b) și sunt acoperitoare.

Din tabelul 5.11 media tasărilor calculate conform STAS 3300-2/85, pe latura radierului, $Dy_{Med. Calculat} = 2.73$ cm, este cu 12% mai mare decât media măsurătorilor $Dy_{Med. Măsurat} = 2.43$ cm.

Dacă analizăm în schimb din punct de vedere calitativ rezultatele obținute (Tabel 5.11), constatăm că valorile calculate prin metoda STAS 3300 în colțurile radierului sunt mult mai mici decât valorile măsurate în dreptul aceluiași puncte, iar valorile calculate în dreptul reperilor topo centrali sunt mult mai mari.

Tabel 5.12 - a

Nr. Marcă Topo plantate pe colțurile clădirii	M17	M21	M26	M22	Medie [cm]	Diferențe %
Dy - Măsurat	-2.79	-2.11	-2.89	-2.32	-2.48	100%
Dy - INERFUN	-2.36	-2.36	-2.36	-2.36	-2.36	95%
Dy - Calculat STAS	-1.62	-1.68	-1.62	-1.68	-1.65	66.5%

În tabelul 5.12 - a unde sunt prezentate valorile tasărilor măsurate în colțurile radierului, (mărcile topometrice M17, M21, M26, M22 vezi Fig 5.2) comparativ cu valorile calculate în dreptul aceluiași puncte cu programul INERFUN și prin metoda STAS 3300-2/85. Dacă facem media valorilor măsurate pe care o considerăm de precizie 100% și o raportăm la media valorilor calculate prin cele două metode constatăm că :

- valorile calculate prin metoda STAS 3300 are o precizie de 66.5%, adică valorile calculate sunt mai mici decât valorile măsurate, lucru care este descoperitor.
- valorile calculate prin metoda INERFUN au o precizie de 95%, adică în cazul studiat media valorilor calculate este numai cu 5% mai mică decât media valorilor măsurate. Având în vedere că pentru 2 puncte (M21 și M22) valorile individuale măsurate sunt chiar mai mici decât cele calculate putem considera

valorile calculate cu ajutorul programului INTERFUN au o precizie bună și reflectă conlucrarea între structura reală și masivul de pământ.

- calculele prin metoda STAS ne furnizează date care duc la o estimare mult mai mare a încovoierii elementului de fundație decât cel real și subevaluează valorile tasărilor probabile în colțurile radierului.

Acest fapt este descoperitor din punctul de vedere al evaluării comportării structurii, neeconomic din punctul de vedere al dimensionării elementelor structurale, și nu reflectă în mod real comportarea din punctul de vedere al interacțiunii dintre fundație și masivul de pământ care folosește ca suport pentru structură.

c. - Valorile deplasărilor pe verticală D_y , calculate cu ajutorul programului de autor INTERFUN, pentru punctele aflate pe latura radierului din dreptul reperilor topometrice (exclusiv colțurile), folosind aceleași date geotehnice avute la dispoziție, duc la niște rezultate care luate ca medie a valorilor calculate raportate la valorile măsurate dau rezultate foarte apropiate (Tab 5.13) și acoperitoare față de valorile măsurate.

Tabel 5.13

Nr. Marcă Topo plantate în lungul laturii radierului	M25	M24	M23	M18	M20	Medie [cm]	Diferențe %
Dy - Măsurat Topo	-2.46	-2.48	-2.47	-2.44	-2.12	-2.39	100%
Dy - INERFUN	-3.02	-3.30	-3.02	-3.02	-3.02	-3.08	129%
Dy - Calculat STAS	-3.57	-3.64	-3.57	-3.57	-3.70	-3.61	151%

În tabelul 5.13 – a unde sunt prezentate valorile tasărilor măsurate în poncele situate în lungul laturii radierului, (mărcile topometrice M25, M24, M23, M18, M20 vezi Fig 5.2) comparativ cu valorile calculate în dreptul aceluiași puncte cu programul INERFUN și prin metoda STAS 3300-2/85.

Dacă facem media vlorilor măsurate pe care o considerăm de precizie 100% și o raportăm la media valorilor calculate prin cele două metode se poate constata că :

- valorile calculate prin metoda STAS 3300 au o precizie de 151%, adică valorile calculate sunt mai mari cu 51% decât valorile măsurate, lucru care este acoperitor dar neeconomic din punct de vedere al proiectării. Calculele prin metoda STAS ne furnizează date care duc la o estimare mult mai mare a încovoierii elementului de fundație decât cel real și supraevaluează valorile tasărilor probabile ale radierului.

- valorile calculate prin metoda INERFUN au o precizie de 129%, adică în cazul studiat media valorilor calculate este cu 29% mai mare decât media valorilor măsurate. Având în vedere că valorile individuale măsurate sunt cu o medie de 6.9 mm mai mari decât cele calculate putem considera valorile calculate cu ajutorul

programului INTERFUN au o precizie bună și reflectă conlucrarea între structura reală și masivul de pământ.

Modelarea corespunzătoare cu ajutorul elementului finit triunghiular a conlucrării dintre fundație și masivul de pământ, ca suport al structurii, programul INTERFUN ne conduce la niște rezultate mult mai apropiate de comportarea reală a structurii “in situ”.

B - Rezultatele obținute prin măsurarea presiunilor de contact cu ajutorul Dozelor de Presiune cu Coardă Vibrantă (DPCV) montate sub radier la suprafața de contact dintre fundație și terenul de fundare se vor analiza în paragraful următor prin comparație cu presiunile de contact calculate cu ajutorul programului INTERFUN. Repartiția dozelor de presiune sub radier s-a făcut ca în figura 5.4 pe trei șiruri paralele cu latura lungă a blocului.

După cum se arată în paragraful 5.1.2 Tabel 5.2 evoluția presiunilor medii măsurate sub talpa fundației tind la ultimele patru măsurători spre valoarea medie de 1.5 daN/cm² unde se stabilizează.

Tabel 5.14

Șirul 1	Nr DPCV	3	6	9	19	16	13	Media
	Presiune măsurată [daN/cm ²]	1.000	1.660	1.470	0.960	0.950	2.280	1.420
Șirul 2	Nr DPCV	2	5	8	18	15	12	
	Presiune măsurată [daN/cm ²]	1.070	2.200		0.530	0.460	3.260	1.504
Șirul 3	Nr DPCV	1	4	7	17	14	11	
	Presiune măsurată [daN/cm ²]	0.790	2.820	2.300	1.960	0.570	1.660	1.690

În tabelul 5.14 am prezentat ultimele valori ale presiunilor de contact citite prin intermediul dozelor de presiune cu coardă vibrantă (DPCV), ordonate pe cele trei șiruri.

Valorile finale sub cele trei șiruri de doze reprezentate grafic în Figura 5.11 prezintă o curbă de variație care are aproximativ aceeași alură.

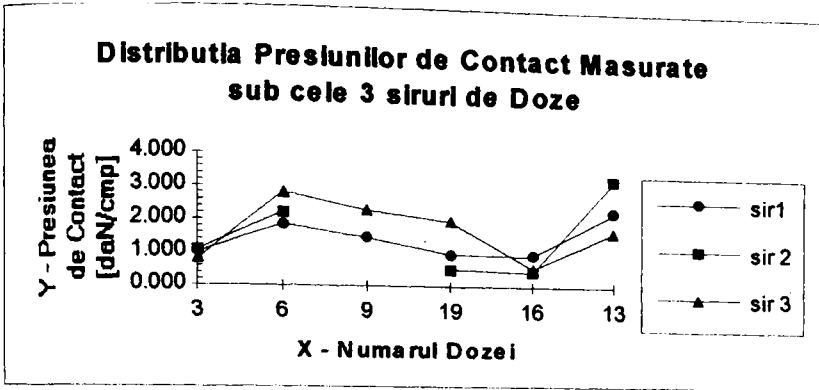


Fig 5.11

Făcându-se un calcul simplu aritmetic în care eliminăm valorile extreme măsurate și apoi face media presiunilor măsurate pe cele 16 doze de presiune funcționale luate în calcul ajungem la valoarea

$$p_{med.ef} = 1.45 \text{ daN/cm}^2.$$

Această valoare este foarte apropiată de valoarea presiunii nete

$$p_n = 1.40 \text{ daN/cm}^2$$

calculată la nivelul fundației radier după ce am ținut cont și am scăzut presiunea produsă de sarcina geologică la acel nivel în conformitate cu STAS 3300/2-85.

În concluzie diferența de 3.5% între presiunea medie efectiv măsurată și presiunea medie luată în calcul la calculul tasărilor prin metoda STAS 3300/2-85 este acceptabilă din punct de vedere tehnic.

În continuare vom prezenta valoarea tensiunilor σ_y calculate cu ajutorul programului INTERFUN în masivul de pământ aflat sub radierul clădirii. Dacă se calculează media tensiunilor verticale σ_y în toate elementele finite triunghiulare aflate în fâșia de 1 m de sub radier, respectiv elementele finite de la nr 405 - 440 (conform listing rulare program INERFUN, prezentat în Anexa 5.2) se obține valoarea

$$\sigma_y = 1.347 \text{ daN/cm}^2.$$

Această tensiune medie în masivul de pământ de sub radier, este calculată în cazul acesta, la mijlocul stratului de pământ adică la 50 cm sub fața inferioară a radierului. Valoarea obținută este foarte apropiată de media măsurătorilor sub radier efectuată cu doze de presiune $p_{med.ef} = 1.45 \text{ daN/cm}^2$.

În tabelul 5.14 am centralizat valorile presiunilor medii sub radier măsurate cu ajutorul dozelor de presiune și le-am comparat cu valorile calculate conform STAS 3300 și cu programul INTERFUN.

Dacă valoarea măsurată o considerăm ca fiind 100% putem observa că valorile calculate sunt foarte apropiate de valorile măsurate la blocul I3.

Tabel 5.14-a

Modul de determinare a presiunii medii sub radier	Presiunea Medie [daN/cm ²]	Diferente Procentuale %
Măsurată cu D.P.C.V	1.45	100%
Calculată conf. STAS	1.40	97%
Calculată INTERFUN	1.35	93%

Abaterea valorilor calculate cu programul INTERFUN de numai 7% față de valorile măsurate în această speță ne duc la concluzia unei bune aprecieri efectuate privind concluzura fundației cu masivul de pământ pe care reazemă.

5.2 STUDII REALIZATE (EXPERIMENTAL ȘI TEORETIC) PENTRU BLOCUL DE LOCUINȚE Z17 - CALEA A. VLAICU ARAD

Blocul de locuințe Z17 este situat în Calea Aurel Vlaicu din municipiul Arad.

Acest bloc are o structură S+P+8E și este fundat pe teren natural în sistem radier general fiind experimentat de autor similar blocului I3 prezentat anterior.

5.2.1 Cu privire la amplasament și structura geotehnică

În cadrul studiului geotehnic pe amplasament au fost executate două foraje la 16 m adâncime. În aceste foraje au fost interceptate umpluturi neomogene pe o adâncime de 2 m, sub care se interceptează un pachet coeziv, format din argile prăfoase și nisipoase până la adncimea de 5.5 - 6.5 m. Sub acest pachet argilos de la adâncimea de 6.5 m se dezvoltă un orizont necoeziv alcătuit din nisipuri fine și apoi nisipuri mijlocii și grosiere cu pietriș îndesate.

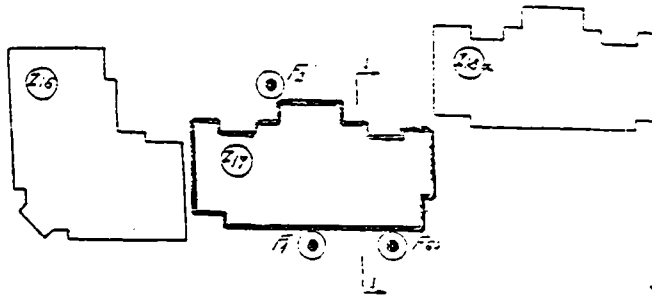
Stratificația terenului interceptat în cele două foraje precum și caracteristicile fizico mecanice ale pământurilor, determinate pe baza încercărilor pe probe netulburate în edometruau fost reprezentate în Figura 5.14 .

- Pentru **Blocul Z17** s-a determinat modulul de deformație edometric pe probe netulburate recoltate din cele două foraje F1 și F2 efectuate pe amplasamentul construcției. În figura 5.14 se prezintă profilul forajelor, stratificația, modulul de deformație liniară $E_{2,3}$ calculat, precum și schema de principiu pentru calculul tasărilor prin metoda STAS 3300/2-85.

Modulul de deformație liniară $E_{2,3}$ a fost calculat în baza modulului edometric M , iar coeficientul de deformație laterală $\nu = 0.35$ a fost adoptat din Tabel 6 - STAS 3300-85.

Cota de fundare a fost stabilită la aproximativ 3.00 m de la nivel teren natural (105.85 N.M.B.) pe stratul de argilă prăfoasă cu concrețiuni de calcar.

Sistemul de fundare adoptat pentru blocul Z17 cu o structură S+P+8E a fost realizarea unui radier general.



SECȚIUNEA 1-1

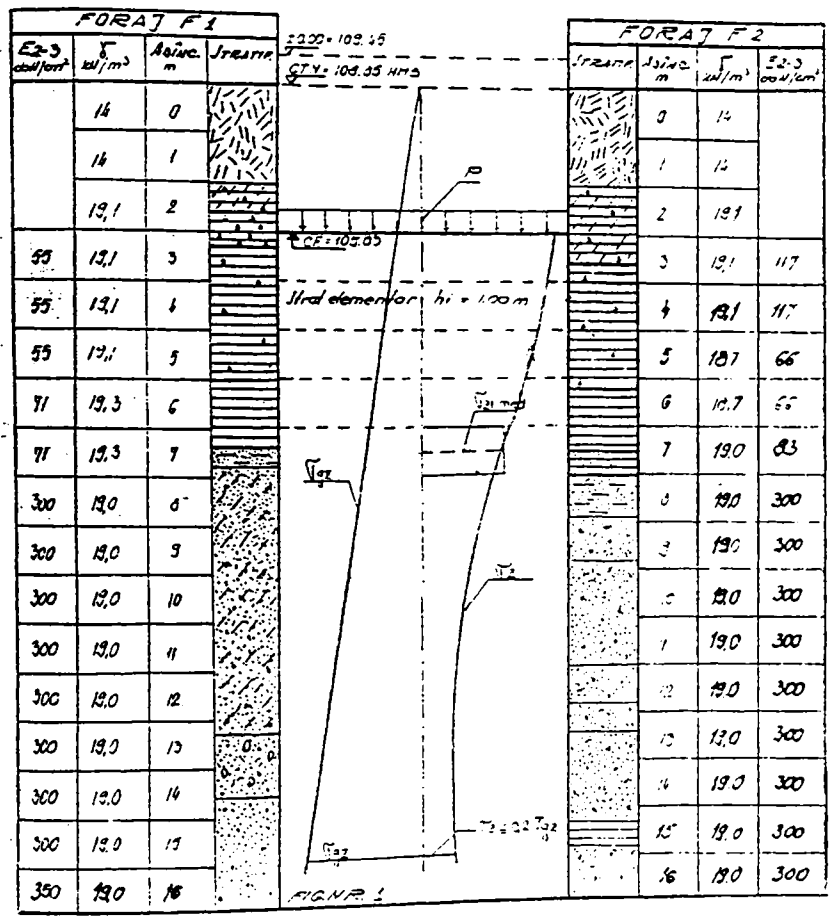


Fig 5.14
 Bloc Z17 C. A. Vlaicu Arad
 Fișă Sintetică Foraje și caracteristici fizico - mecanice

5.2.2 Cu privire la echiparea și urmărirea specială în timp realizată la blocul Z17

În zona de locuințe din Calea Aurel Vlaicu blocul Z17 a fost supus unei urmăriri complexe prin echiparea clădirii cu doze de presiune și reperi topometrice. Motivul urmării speciale îl constituie existența unor condiții de fundare dificile cât și noutatea executării pe plan local a unor structuri în cadre S + P + 8E.

Măsurătorile topometrice pentru cunoașterea tasărilor și măsurarea presiunilor de contact dintre radier și terenul de fundare au fost efectuate pe toată durata execuției blocului în perioada 27.10.81 - 01.84 [49]

Influența tasărilor terenului de fundare asupra construcției a fost analizată sub aspectul tasării medii a clădirilor cât și sub aspectul încovoierii relative, exprimate prin raportul dintre săgeata și lungimea părții de construcție ce se încovoieie. [18]

Aceste blocuri au o structură S+P+8E și sunt fundate pe teren natural în sistem radier general.

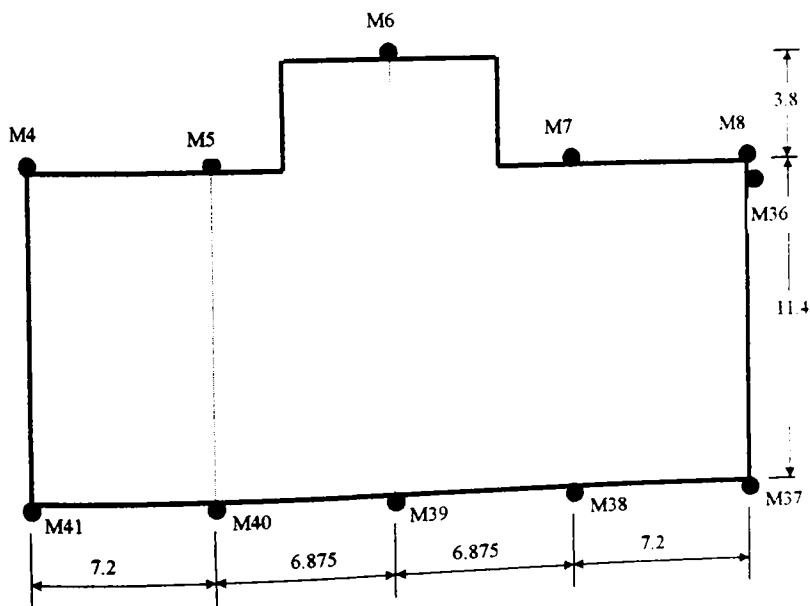


Fig. 5.15

Schemă echipare cu reperi topometrice Bloc Z17

În Figura 5.15 se prezintă forma în plan și punctele aflate pe conturul radierului pentru care s-au măsurat deplasările în care au fost amplasate mărcile topometrice (M4 – M8, M36 – M41) pe care s-au făcut măsurătorile.

Tabel 5.13

EVOLUȚIA TASĂRII REPERILOR TOPO LA BLOC - Z17 - [mm]											
Data citirii / Număr zile											
Nr.Marcă	27.01.81	12.04.82	18.05.82	12.08.82	25.08.92	18.09.82	02.12.82	13.01.83	19.03.83	15.07.83	12.01.85
	0	167	193	300	324	399	444	511	629	809	989
M4	0,00	1,00	5,30	10,70	12,30	15,60	20,90	25,90		32,40	
M5		0,00	0,30	5,50	8,60	11,70	17,00	20,80			
M6		0,00	0,90	5,70	7,30	9,00	12,40	16,40		20,50	
M7	0,00	4,00	4,00	5,60	12,90	15,50	19,90			28,50	
M8	0,00	3,90	4,70	10,80	12,60					28,40	
M36		0,00	1,40	7,50	8,30	8,90		17,60	21,70	24,20	29,40
M37	0,00	5,80	6,70	11,70	14,70	17,80	21,30	25,10	29,60	33,80	38,50
M38		0,00	0,00	5,00	9,10	12,60	16,70	21,10	25,00	28,40	33,90
M39	0,00	1,40	1,50	7,30	11,20	14,80	19,00	23,60	28,20	31,60	36,90
M40		0,00	0,10	5,60	14,10	13,10	18,10	23,10	27,30	30,30	37,00
Tas.Med	0,00	1,61	2,49	7,54	11,11	13,22	18,16	21,70	26,36	28,68	35,14

Tabelul 5.13 prezintă evoluția tasării reperilor topometrice pe toată perioada în care s-a făcut urmărirea. Urmărirea deplasărilor pe verticală prin metode topometrice s-a efectuat cu nivelă NI 007 și mire de invar pe câte 10 mărci de nivelment STAS 2475/77. Mărcile topometrice au fost încastrate în planșul de pe subsol, iar primele observații au fost făcute pe mărci provizorii înglobate în radierul general. Din motive tehnice nu a fost posibilă citirea la aceeași dată a reperilor topometrice, de aceea citirea inițială a fost făcută în două etape, prima dată pentru mărcile M4, M7, M8, M37, M39, M41, și în a doua etapă au fost completate cu citirile celorlalte mărci în poziție definitivă.

În figura 5.16 sunt reprezentate evoluțiile tasărilor înregistrate la toate mărcile topometrice, precum și tasarea medie. Se poate observa că tasările rămân în niște limite prescrise, care nu afectează comportarea construcției în timp. Din analiza evoluției tasărilor la Bloc Z17 se poate spune că tasările tind să se stabilizeze în timp odată cu terminarea și popularea blocului de locuințe.

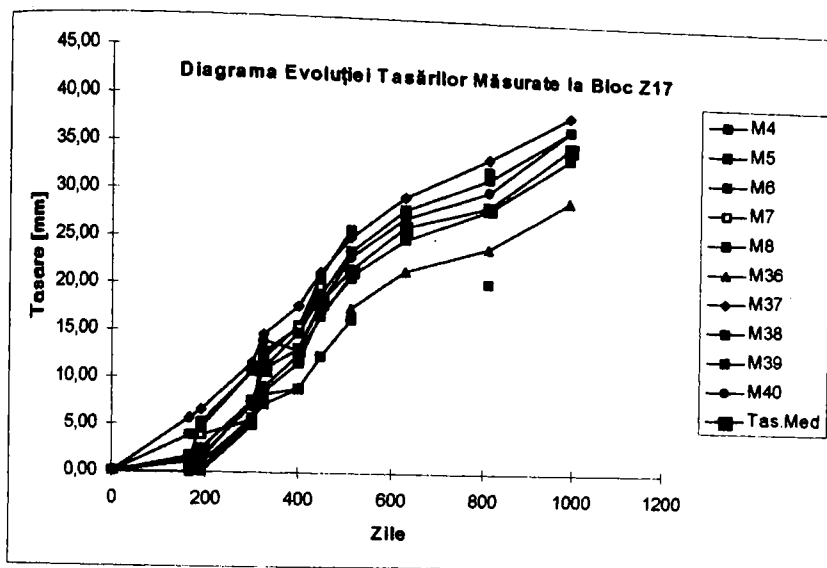


Fig 5.16

Evoluția tasării reperilor topometrici la bloc Z17 . C.A. Vlaicu Arad

În continuare vom analiza și rezultatele obținute prin măsurarea presiunilor de contact cu ajutorul Dozelor de Presiune cu Coardă Vibrantă (DPCV) [49] montate sub radier la suprafața de contact dintre fundație și terenul de fundare. Repartiția dozelor de presiune sub radier s-a făcut ca în figura 5.17. La montarea dozelor de presiune s-a respectat aceeași metodologie ca și la blocul I3 prezentat anterior

- Dozele au fost așezate pe un strat uniform de nisip compactat cu tăvălugul, în punctele fixate Fig 5.16, peste o folie din polietilenă de 0.2mm grosime iar furtunile din cauciuc, conținând cablul electric și tubul de aerisire, s-au orientat pe teren astfel încât să se ajungă în cel mai convenabil mod la punctul unde se vor realiza măsurătorile prin conectarea la aparatul de măsurat.

- Peste zona în care s-au montat dozele de presiune s-a turnat un beton de egalizare care a înglobat dozele și furtunile pe traseul lor. La 24 de ore de la turnarea betonului de egalizare s-a făcut "citirea de zero " care va fi nivelul de referință pentru toate valorile citite ulterior pe parcursul urmăririi clădirii.

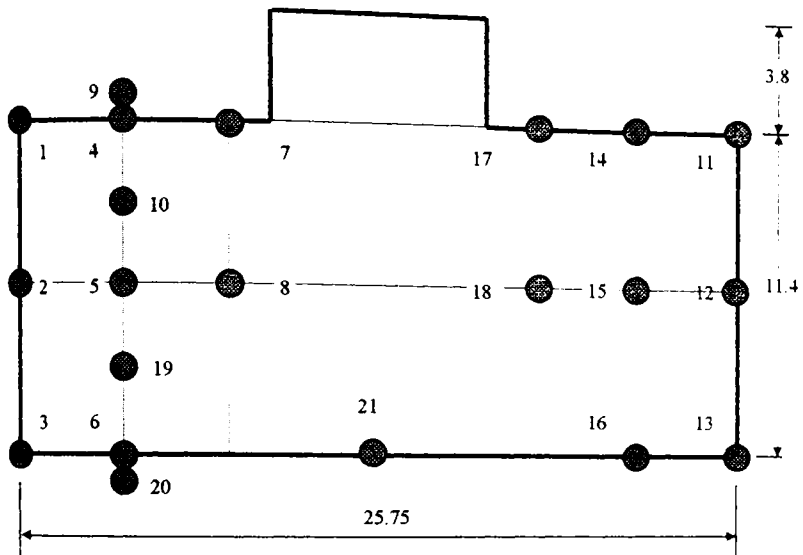


Fig. 5.17
 Schemă echipare cu DPCV Bloc Z17

Din păcate dozele cu numerele 1, 5, 6, 9, 10, 12, 16, 17, 18, nu au putut fi citite chiar de la prima măsurătoare datorită defectării lor și a distrugerii cablurilor folosite în acest scop. Pe parcursul execuției au mai fost distruse și alte doze de presiune, doar 6 doze putând fi citite corect pe întreaga perioadă a executării lucrărilor.

Tabel 5.14

EVOLUȚIA PRESIUNILOR SUB RADIER LA BLOC Z17 [daN/cm ²]											
Nr. DPCV	Data citirilor / Numar de Zile										
	04.11.81	27.04.82	01.06.82	18.08.82	19.08.82	02.09.82	06.10.82	17.11.82	30.03.83	20.07.83	07.03.84
	0	173	207	286	287	301	335	377	511	621	848
2	0,180	0,163	0,232	0,610	0,679	0,780	1,460	0,680			
3	0,050	0,228	0,247	0,487	0,550	0,720	0,850	0,860	1,220	1,330	1,300
8	0,130	0,268	0,280	0,518	0,559	0,640	0,640	0,660	0,790	0,910	0,840
11	0,130	0,177	0,200	0,183	0,337	0,450	0,380	0,660	0,890	0,830	
12			0,485	0,710	0,790		0,780				
13	0,050	0,170	0,214	0,340	0,396	0,500	0,450	0,360	0,590	0,940	
14	0,220										
19	0,030										
20	0,010	0,142	0,136	0,478	0,554	0,750	0,950	0,870	1,240	1,490	1,530
21	0,000	0,072	0,102	0,216	0,263	0,310	0,240	0,270	0,480	0,640	0,610
Media	0,103	0,174	0,237	0,443	0,516	0,593	0,719	0,623	0,868	1,023	1,070

După cum ușor se poate vedea din datele centralizate în tabelul de mai sus, mai bine de jumătate din numărul dozelor de presiune montate nu au funcționat corect sau au fost distruse încă de la început. Dintre acestea doar 6 au putut fi citite pe tot parcursul ridicării construcției și doar 4 din ele au putut fi citite la aproape un an de la popularea blocului Z17.

După cum se poate observa din Tabel 5.14 evoluția celor 21 de Doze de Presiune cu Coardă Vibrantă folosite la măsurarea presiunilor la suprafața de contact fundație - teren, au fost urmărite pe o perioadă de 800 de zile. Prima măsurare s-a făcut la momentul plasării DPCV la nivelul betonului de egalizare în groapa de fundație și s-au încetat măsurătorile după ce blocul Z17 a fost terminat și populat. În ciuda dificultăților provocate de pierderea unor doze și a incoerenței unor valori măsurate, alura generală a variației presiunilor măsurate la dozele de presiune rămase funcționale este crescătoare și are o clară tendință de plafonare a lor după terminarea structurii și popularea blocului (Fig 5.18). Aceste variații pot fi puse pe seama imperfecțiunilor dozelor aflate în stadiu experimental, a creșterii nivelului apelor freatice, etc.

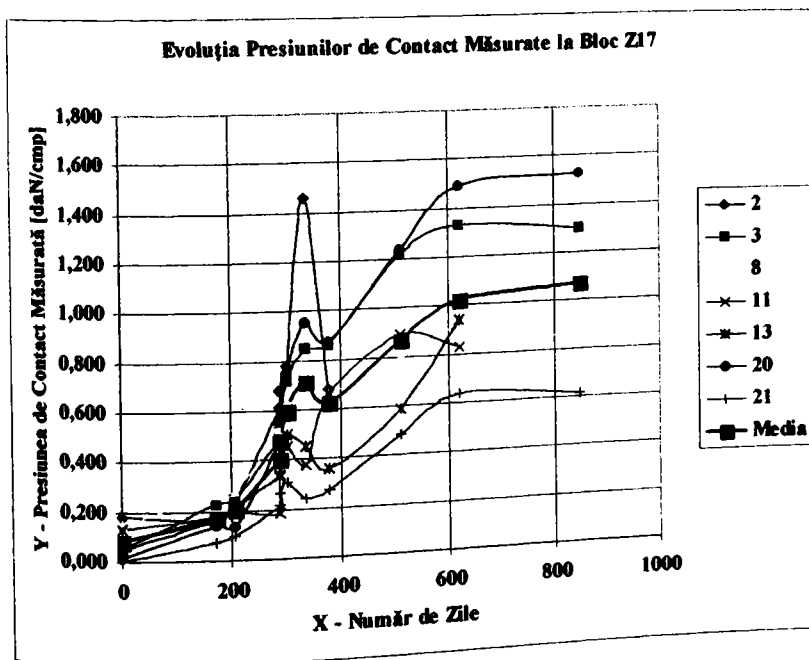


Fig 5.18
Evoluția Presiunilor de Contact măsurate la Bloc Z17

5.2.3 Studii cu privire la calculul presiunilor și deformațiilor cu programul INTERFUN și metode clasice (standardizate), la blocul Z17

5.2.3.1 Calculul presiunilor și deformațiilor cu programul INTERFUN

În continuare ne propunem să calculăm tasările blocului Z17 cu ajutorul programului INTERFUN considerând interacțiunea fundației, radier general, cu masivul de pământ de sub suprastructură. Caracteristicile geotehnice ale masivului de pământ de sub structură au fost prezentate în figura 5.14 b.

Modelarea interacțiunii fundație - teren cu metoda elementului finit se efectuează pe jumătate de structură având în vedere simetria ei (Fig 5.19). Pentru calculul deplasărilor D_y ale punctelor aflate în dreptul mărcilor topo M24 - M26 se ia în calcul o fâșie cu o lățime de 200 cm din ansamblul teren de fundare - fundație radier, extinsă în afara conturului fundației, încărcată la nivelul liniei nodale care face separarea dintre masivul de pământ și fundație

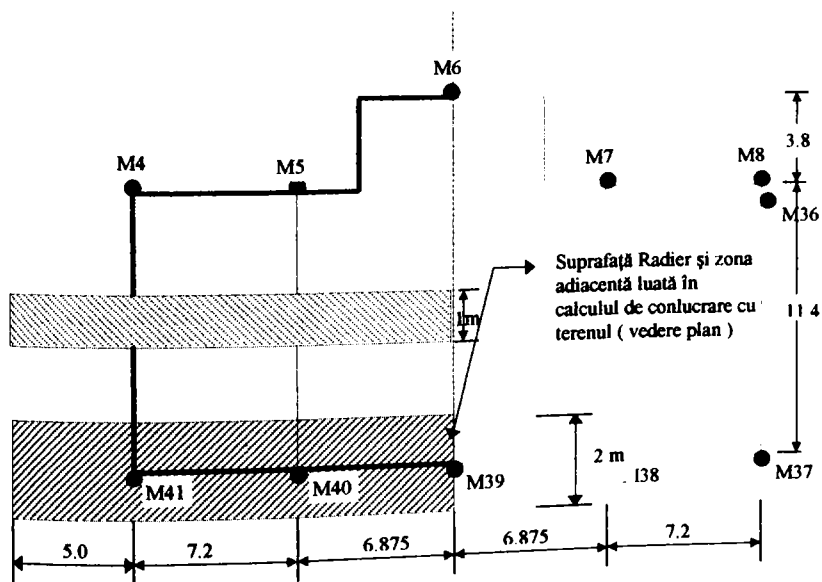


Fig. 5.19
Schemă de repartizare a mărcilor topometrice Z17

În figura 5.20 se prezintă schema de discretizare a masivului de pământ studiat care este încărcat prin intermediul fundației radier general cu sarcinile transmise de la suprastructură. Masivul este discretizat în elemente finite

triunghiulare. Liniile nodale principale au fost plasate la nivelul liniei de separație dintre talpa radierului și teren, iar în adâncime există câte o linie nodală impusă la fiecare nivel unde intervin schimbări în caracteristicile fizico mecanice ale terenului de fundare.

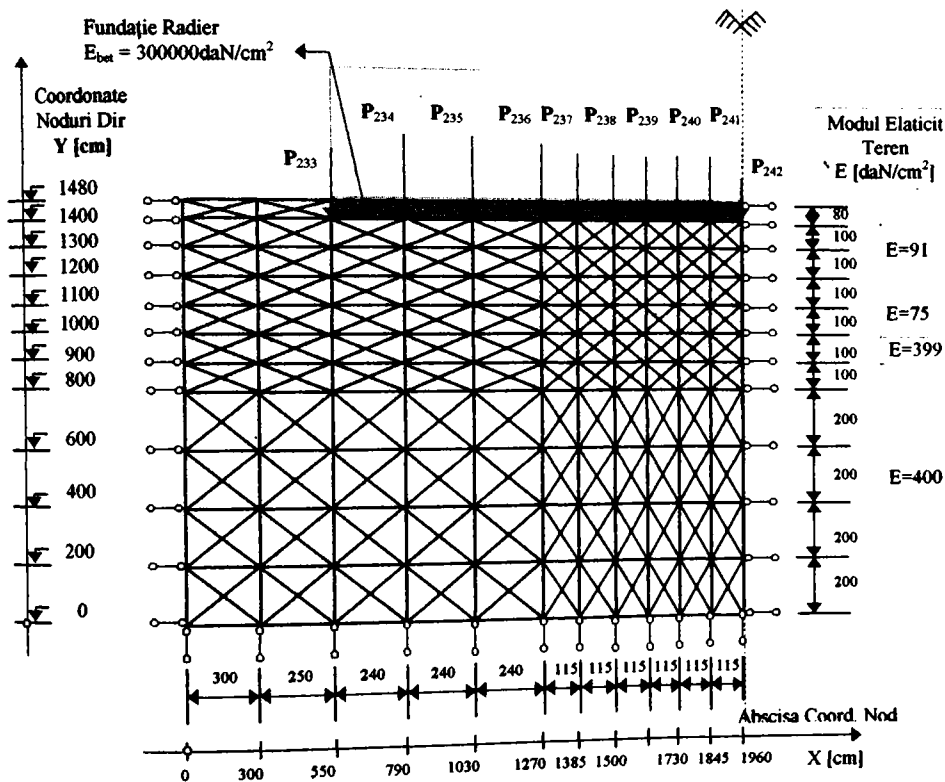


Fig. 5.20
 Schemă de discretizare a masivului de pământ și fundație Bloc
 Z17

În această schemă de discretizare pe axa y s-au reprezentat cotele fiecărei linii nodale principale paralele la axa x, iar pe direcția axei x s-au reprezentat abscisele liniilor nodale paralele cu axa y. În acest mod în tabelele centralizatoare următoarele se pot identifica prin coordonate carteziane nodurile a căror deplasare a fost calculată cu ajutorul programului INTERFUN.

Evaluarea acțiunilor transmise de suprastructură la terenul de fundare s-a efectuat pe baza datelor furnizate de proiectul tip Secțiunea K21/1980 care a stat la baza proiectării blocului I3 și Z17 aspect menționat și în paragraful 5.1.

- Sarcinile totale $P = 5537$ Tone
- Arie radier $A = 321.88$ mp
- Cota $\pm 0.00 = 109.85$ NMB
- Cota fundare $= 106.25$ NMB ($D = 2.4$ m) nivel teren
- $P_{conv} = 230$ kPa (conform studiu geo)
- Presiunea medie $p_{med} = P/A = 55370 \text{ kN} / 321.88 \text{ mp} = 172$ kPa
- Presiunea netă $p_{net} = p_{med} - \gamma D = 172 \text{ kPa} - 3.0 \cdot 15.7 = 124$ kPa

Calculul forțelor concentrate în nodurile rețelei de discretizare s-a făcut pe baza metodei prezentate în capitolul 4 (Fig 4.10 și relația 4.1). Forțele concentrate care acționează în nodurile 233 până la 242 (Fig 5.21) situate pe linia nodală de separație dintre suprafața radierului și masivul de fundare se calculează pe baza presiunii nete p_{net} , calculată ca mai sus în baza prescripțiilor din STAS 3300/2-85, transmisă de clădire terenului.

P_{233}	$= 1.24 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 240 \text{ cm} / 2$	$= 14880$ daN
$P_{234-235}$	$= 1.24 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 240 \text{ cm}$	$= 29760$ daN
P_{236}	$= 1.24 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times (240+115)/2$	$= 22010$ daN
$P_{237-241}$	$= 1.24 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 115 \text{ cm}$	$= 14260$ daN
P_{242}	$= 1.24 \text{ daN/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 115 \text{ cm} / 2$	$= 7130$ daN

În ceea ce privește caracteristicile fizico mecanice ale terenului de fundare de sub talpa radierului așa cum rezultă din figura 5.14 am considerat următorii moduli de deformație liniară E [daN/cm²] diferențiat pentru cele două foraje efectuate pe amplasament.

Pentru Forajul F1 care este cel mai apropiat de zona discretizată în calculul cu programul INTERFUN pentru bloc Z17 s-au considerat următoarele caracteristici fizico mecanice ale terenului de sub fundație (Fig 5.14):

- $E = 55$ daN/cm² pe un strat cu grosimea de 3 m între cotele 1100-1400
- $E = 71$ daN/cm² pe un strat cu grosimea de 2 m între cotele 900-1100
- $E = 300$ daN/cm² pe un strat cu grosimea de 9 m între cotele 0-900

Grosimea elementelor finite pentru teren este $T=200$ cm .

Pentru beton am considerat $E = 300000$ daN/cm², iar grosimea elementelor finite din beton este $T=100$ cm.

Cu aceste date de intrare și cu discretizarea ansamblului fundație masiv de pământ (Fig 5.20) am rulat programul INTERFUN.

Programul INTERFUN furnizează un listing cu date prezentate în Anexa 5.3 – pentru modelarea interacțiunii fundație, teren de fundare pentru o fâșie aflată la marginea radierului, între mărcile topo M37-M41, respectiv Anexa 5.4 pentru o fâșie aflată la marginea radierului între mărcile topo M4-M8 (Fig 5.19). Programul mai furnizează imagini cu schema de discretizare și numerotare a elementelor finite – Fig. 5.21 respectiv numerotarea nodurilor structurii de discretizare – Fig. 5.22

S-au obținut astfel deplasările pe verticală a nodurilor rețelei de discretizare D_y (Tabel 5.15), s-au centralizat și concentrat valorile obținute și s-au marcat cu cifre îngroșate valorile deplasărilor pe verticală D_y ale nodurilor din dreptul mărcilor topo M41, M40, M39. Aceste noduri au coordonatele X respectiv Y arătate în capul de tabel pentru linie respectiv coloane.

Prin simetrie valorile deplasărilor pentru M38 sunt egale cu cele pentru M40 iar valorile deplasărilor D_y pentru M37 sunt egale cu cele pentru M41.

Tabel 5.15

Bloc Z17 - Distribuția Deplasărilor D_y [cm] pe Latura Radierului (Foraj F1)												
Nr Marca Topo												
			M41			M40						M39
X [cm]	0	300	550	790	1030	1270	1385	1500	1615	1730	1845	1960
Y [cm]												
1480	0.07	-0.60	-3.28	-3.84	-3.98	-4.29	-4.42	-4.52	-4.60	-4.66	-4.69	-4.70
1400	0.08	-0.58	-3.28	-3.84	-3.98	-4.29	-4.42	-4.52	-4.60	-4.66	-4.69	-4.70
1300	0.01	-0.63	-2.59	-3.08	-3.37	-3.63	-3.74	-3.82	-3.89	-3.94	-3.97	-3.98
1200	-0.12	-0.64	-1.99	-2.48	-2.74	-2.96	-3.05	-3.12	-3.18	-3.22	-3.24	-3.25
1100	-0.23	-0.61	-1.48	-1.87	-2.11	-2.29	-2.36	-2.42	-2.46	-2.50	-2.52	-2.52
1000	-0.30	-0.55	-1.09	-1.41	-1.62	-1.77	-1.83	-1.87	-1.91	-1.94	-1.95	-1.96
900	-0.31	-0.46	-0.75	-0.98	-1.14	-1.28	-1.30	-1.34	-1.36	-1.38	-1.39	-1.40
800	-0.31	-0.43	-0.66	-0.86	-1.01	-1.11	-1.15	-1.18	-1.20	-1.22	-1.23	-1.23
600	-0.28	-0.36	-0.50	-0.63	-0.74	-0.82	-0.85	-0.87	-0.89	-0.90	-0.91	-0.91
400	-0.22	-0.26	-0.34	-0.42	-0.49	-0.54	-0.55	-0.57	-0.58	-0.59	-0.59	-0.59
200	-0.12	-0.14	-0.17	-0.21	-0.24	-0.26	-0.27	-0.28	-0.28	-0.29	-0.29	-0.29
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Similar sunt calculate și prezentate în Anexa 5.4 pentru latura paralelă pe care s-au montat mărcile topo M4 – M8 deplasările D_y calculate cu programul INTERFUN dar folosind caracteristicile fizico mecanice ale terenului calculate în baza datelor furnizate de forajul F2 (Fig. 5.14)

Pentru Forajul F2 s-au considerat următoarele caracteristici fizico mecanice ale terenului de sub fundație :

- $E = 117 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 2 m între cotele 1200-1400
- $E = 66 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 2 m între cotele 1000-1200
- $E = 83 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 1 m între cotele 900-1000
- $E = 300 \text{ daN/cm}^2$ pe un strat cu grosimea de 9 m între cotele 0-900

Grosimea elementelor finite pentru teren este $T=200 \text{ cm}$.

Pentru beton am considerat $E = 300000 \text{ daN/cm}^2$, iar grosimea elementelor finite din beton este $T=100 \text{ cm}$.

Cu aceste date de intrare și cu discretizarea ansamblului fundație masiv de pământ (Fig 5.20) rulând programul INTERFUN am obținut valorile deplasărilor pe

verticală a laturii pe care sunt montate mărcile topo M4-M8, date centralizate în Tabelul 5.16

Tabel 5.16

Bloc Z17 - Distribuția Deplasărilor Dy pe Latura Radierului (Foraj F2)												
Nr Marca Topo												
			M4			M5						M6
X [cm]	0	300	550	790	1030	1270	1385	1500	1615	1730	1845	1960
Y [cm]												
1480	-0.18	-0.69	-2.54	-2.89	-3.22	-3.51	-3.63	-3.73	-3.80	-3.85	-3.89	-3.90
1400	-0.16	-0.68	-2.54	-2.89	-3.22	-3.51	-3.63	-3.73	-3.80	-3.85	-3.89	-3.90
1300	-0.18	-0.73	-2.21	-2.64	-2.93	-3.20	-3.30	-3.39	-3.46	-3.51	-3.54	-3.55
1200	-0.26	-0.75	-1.91	-2.36	-2.64	-2.88	-2.98	-3.06	-3.12	-3.16	-3.19	-3.20
1100	-0.35	-0.71	-1.49	-1.87	-2.12	-2.32	-2.40	-2.47	-2.52	-2.55	-2.58	-2.58
1000	-0.40	-0.63	-1.10	-1.40	-1.61	-1.77	-1.83	-1.88	-1.92	-1.95	-1.96	-1.97
900	-0.39	-0.54	-0.81	-1.03	-1.21	-1.33	-1.38	-1.42	-1.45	-1.47	-1.48	-1.49
800	-0.38	-0.50	-0.72	-0.91	-1.06	-1.18	-1.22	-1.25	-1.28	-1.30	-1.31	-1.31
800	-0.33	-0.41	-0.54	-0.67	-0.79	-0.87	-0.90	-0.93	-0.95	-0.96	-0.97	-0.97
400	-0.25	-0.29	-0.37	-0.45	-0.52	-0.57	-0.59	-0.61	-0.62	-0.63	-0.63	-0.64
200	-0.14	-0.16	-0.19	-0.22	-0.25	-0.28	-0.29	-0.30	-0.30	-0.31	-0.31	-0.31
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Așa cum era de așteptat, datorită caracteristicilor fizico mecanice superioare ale terenului din forajul F2 luate în calcul, deplasările pe verticală sunt mai mici pe latura M4-M8 față de latura M37-M41.

În continuare vom prezenta valoarea tensiunilor σ_y calculate cu ajutorul programului INTERFUN în masivul de pământ aflat sub radierul clădirii. Dacă se calculează media tensiunilor verticale σ_y în toate elementele finite triunghiulare aflate în fâșia de 1 m de sub centrul radierului, între cotele 1400-1300 fig 5.20, respectiv elementele finite de la nr 405 - 440 Fig. 5.21 (conform listing rulare program INERFUN, (Anexa 5.4) se obține valoarea

$$\sigma_{y \text{ calculat}} = 1.143 \text{ daN/cm}^2.$$

Această tensiune medie în masivul de pământ de sub radier, este calculată în cazul acesta, la mijlocul stratului de pământ adică la 50 cm sub fața inferioară a radierului. Valoarea obținută, după cum se va analiza în paragraful următor, este foarte apropiată de media măsurătorilor sub radier efectuată cu doze de presiune adică

$$\sigma_{y \text{ masurat}} = 1.070 \text{ daN/cm}^2.$$

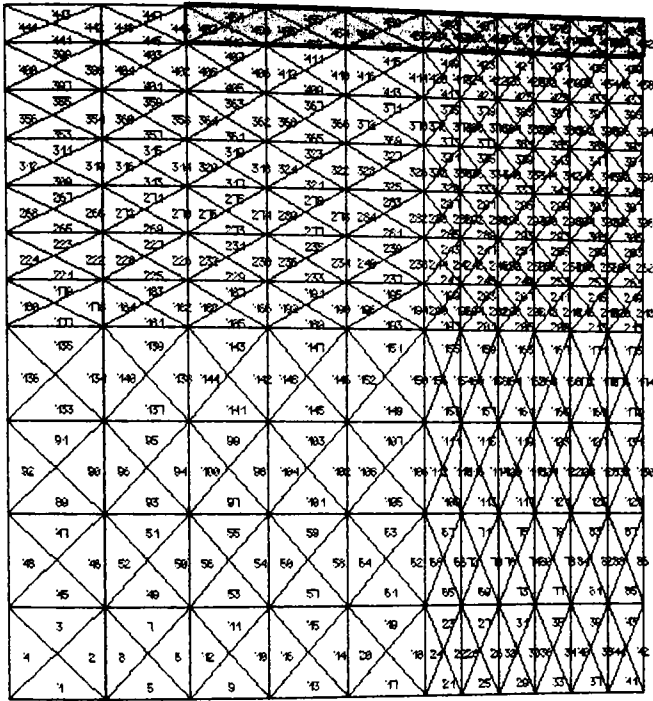


Fig. 5.21
Schema de numerotare a elementelor finite Bloc Z17
 (Imagine preluată de la Programul INTERFUN)

Cele două imagini din Fig 5.21 și Fig 5.22 au fost create de postprocesorul programului INTERFUN și ne permit o mai bună citire și interpretare a datelor numerice furnizate de program.

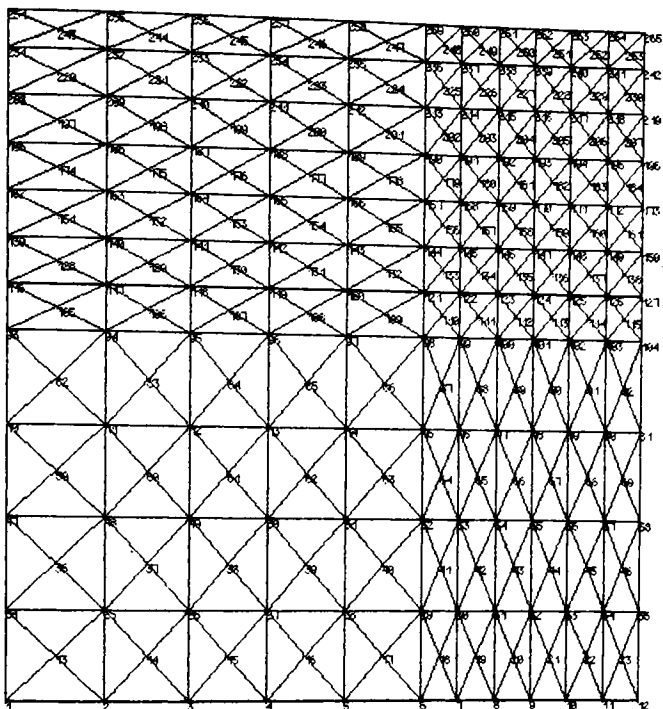


Fig. 5.22
 Schema de numerotare a nodurilor elementelor finite Bloc Z17
 (Imagine preluată de la Programul INTERFUN)

5.2.3.2 Calculul deplasărilor radierului blocului Z17 prin metoda STAS 3300/2 - 85

Standardul românesc 3300/2-85 stabilește prescripțiile de calcul al terenului de fundare sub acțiunea fundațiilor directe și se aplică tuturor construcțiilor civile, social culturale, industriale, agrozootehnice și lucrări de artă, folosirea acestuia făcându-se ca și la paragraful 5.1

Aplicând prescripțiile STAS 3300/2-85 la cazul particular al blocului Z17 se prezintă un scurt breviar de calcul al tasărilor blocului calculate în dreptul punctelor în care sunt plantate mărcile topo (Fig. 5.15)

a) - **Punctele M37 –M41 și M4 – M8.**

Presiunea netă se calculează cu relația 5.2

$$P_{net} = P_{med} - \gamma D = 172 \text{ kPa} - 3.0 \cdot 15.7 = 124 \text{ kPa}$$

$$B = 11.4 \text{ m} \quad L = 25.75 \text{ m} \quad L/B = 2.25$$

În Tabelul 5.17 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate tasările punctelor din dreptul mărcilor topo M37 și M41. Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Fig 5.14, calculate pe baza rezultatelor obținute din forajul F1.

Tabel 5.17

z [m]	γ [kN/m ³]	L/B	z/B	α_c	$\sigma_z = \alpha_c p_n$ [kPa]	$\sigma_{gz} = \gamma h$ [kPa]	$0.2 \sigma_{gz}$ [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]
0	1	2	3	4	5	6	7	8
0	19.1	2.25	0.00	0.2500	31.00	47.10	9.42	30.98
1	19.1	2.25	0.09	0.2496	30.96	66.20	13.24	30.93
2	18.7	2.25	0.18	0.2492	30.90	84.90	16.98	30.80
3	18.7	2.25	0.26	0.2475	30.69	103.60	20.72	30.54
4	19.0	2.25	0.35	0.2452	30.40	122.60	24.52	30.19
5	19.0	2.25	0.44	0.2417	29.97	141.60	28.32	29.67
6	19.0	2.25	0.53	0.2368	29.36	160.60	32.12	29.13
7	19.0	2.25	0.61	0.2331	28.90	179.60	35.92	

Tasarea medie probabilă se calculează prin însumare pe stratele elementare i , cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.18

$$s_{41} = s_{37} = 2.31 \text{ cm}$$

Tabel 5.18

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	5500	30.98	1	0.8	0.4506
2	5500	30.93	1	0.8	0.4499
3	5500	30.80	1	0.8	0.4480
4	7100	30.54	1	0.8	0.4442
5	7100	30.19	1	0.8	0.4391
6	300000	29.67	1	0.8	0.0791
					$s_{41} = s_{37} = 2.3109$

În mod similar se calculează tasările punctelor M4 și M8 cu precizarea că pentru calculul acestor puncte s-au folosit datele geotehnice calculate pe baza probelor prelevate din forajul F2.

Tasarea medie probabilă se calculează prin însumare pe stratele elementare i , cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.19

$$s_4 = s_8 = 1.54 \text{ cm}$$

Tabel 5.19

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	11700	30.98	1	0.8	0.2118
2	11700	30.93	1	0.8	0.2115
3	6600	30.80	1	0.8	0.3733
4	6600	30.54	1	0.8	0.3702
5	8300	30.19	1	0.8	0.2910
6	30000	29.67	1	0.8	0.0791
					$s_4 = s_8 = 1.5369$

b) - Punctele M40 - M38 și M5 - M7

Presiunea netă se calculează cu relația 5.2

$$p_{net} = p_{med} - \gamma D = 172 \text{ kPa} - 3.0 \cdot 15.7 = 124 \text{ kPa}$$

Pentru calculul tasărilor pe conturul radierului prin metoda punctului de colț, se împarte fundația în doua dreptunghiuri, care au colțuri punctele M40, M38, M5 respectiv M7 (Fig 5.15). Raportul L/B se calculează după cum urmează :

$$\begin{aligned} B_1 = 7.2 \text{ m} \quad L_1 = 11.40 \text{ m} & \quad L_1/B_1 = 1.58 \\ B_2 = 11.4 \text{ m} \quad L_2 = 18.55 \text{ m} & \quad L_2/B_2 = 1.63 \end{aligned}$$

În Tabelul 5.20 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate, conform prescripțiilor din STAS 3300/2-85, presiunile medii pe straturile

elementare, pentru calculul tasărilor punctelor din dreptul mărcilor topo M40, M38, M5 și M7.

Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Fig 5.14, calculate pe baza rezultatelor obținute prin încercările probelor geotehnice prelevate din forajele F1 respectiv F2 executate pe amplasament.

Tabel 5.20

z [m]	γ [kN/m ³]	L ₁ /B ₁	z/B ₁	α_{c1}	L ₂ /B ₂	z/B ₂	α_{c2}	$\sigma_z =$ ($\alpha_{c1} + \alpha_{c2}$)p _n [kPa]	0.2 σ_{gr} [kPa]	σ_z^{mod} [kPa]
0	1	2	3	4	2	3	4	5	7	8
0	19.1	1.58	0.00	0.2500	1.63	0.00	0.2500	62.00	9.42	61.92
1	19.1	1.58	0.14	0.2492	1.63	0.09	0.2495	61.84	13.24	61.63
2	18.7	1.58	0.28	0.2463	1.63	0.18	0.2490	61.42	17.06	60.97
3	18.7	1.58	0.42	0.2409	1.63	0.26	0.2470	60.50	20.80	59.73
4	19.0	1.58	0.56	0.2314	1.63	0.35	0.2441	58.96	24.54	58.01
5	19.0	1.58	0.69	0.2203	1.63	0.44	0.2398	57.05	28.34	55.87
6	19.0	1.58	0.83	0.2071	1.63	0.53	0.2339	54.68	32.14	53.48
7	19.0	1.58	0.97	0.1926	1.63	0.61	0.2290	52.28	35.94	50.85
8	19.0	1.58	1.11	0.1783	1.63	0.70	0.2202	49.41	39.74	47.93
9	19.0	1.58	1.25	0.1644	1.63	0.79	0.2101	46.44	43.54	45.18
10	19.0	1.58	1.39	0.1512	1.63	0.88	0.2030	43.92	47.37	42.37
11	19.0	1.58	1.53	0.1391	1.63	0.96	0.1949	41.42	51.14	

Tasarea medie probabilă pentru punctele M40, M38, se calculează prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate de forajul F1 (Fig 5.14 - b), cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.21

$$s_{40} = s_{38} = 4.80 \text{ cm}$$

Pentru punctul M5 și M7 tasarea medie probabilă se calculează prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate de forajul F2 (Fig 5.14 - b), cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.22

$$s_5 = s_7 = 3.66 \text{ cm}$$

Tabel 5.21

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	5500	61.92	1	0.8	0.9007
2	5500	61.63	1	0.8	0.8964
3	5500	60.97	1	0.8	0.8868
4	7100	59.73	1	0.8	0.6730
5	7100	58.01	1	0.8	0.6536
6	30000	55.87	1	0.8	0.1490
7	30000	53.48	1	0.8	0.1426
8	30000	50.85	1	0.8	0.1356
9	30000	47.93	1	0.8	0.1278
10	30000	45.18	1	0.8	0.1205
11	30000	42.37	1	0.8	0.1130
					$s_{40} = s_{38} = 4.7990$

Tabel 5.22

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	11700	61.92	1	0.8	0.4234
2	11700	61.63	1	0.8	0.4214
3	6600	60.97	1	0.8	0.7390
4	6600	59.73	1	0.8	0.7240
5	8300	58.01	1	0.8	0.5600
6	30000	55.87	1	0.8	0.1490
7	30000	53.48	1	0.8	0.1426
8	30000	50.85	1	0.8	0.1356
9	30000	47.93	1	0.8	0.1278
10	30000	45.18	1	0.8	0.1205
11	30000	42.37	1	0.8	0.1130
					$s_5 = s_7 = 3.6563$

c) - Punctele M39 , M6

Presiunea netă se calculează cu relația 5.2

$$P_{net} = p_{med} - \gamma D = 172 \text{ kPa} - 3.0 \cdot 15.7 = 124 \text{ kPa}$$

Pentru calculul tasărilor pe conturul radierului prin metoda punctului de colț, se împarte fundația în doua dreptunghiuri, care au colțuri punctele M39, respectiv M6 (Fig 5.15).

Raportul L/B se calculează după cum urmează :

$$\begin{aligned} B_1 &= 11.4 \text{ m} & L_1 &= 12.875 \text{ m} & L_1/B_1 &= 1.13 \\ B_2 &= 11.4 \text{ m} & L_2 &= 12.875 \text{ m} & L_2/B_2 &= 1.13 \end{aligned}$$

În Tabelul 5.23 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate, conform prescripțiilor din STAS 3300/2-85, presiunile medii pe straturile elementare, pentru calculul tasărilor punctelor din dreptul mărcilor topo M39, și M6. Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Fig 5.14-b, calculate pe baza rezultatelor obținute din probele recoltate din forajul F1 respectiv F2.

Tabel 5.23

z [m]	γ [kN/m ³]	L ₁ /B ₁	z/B ₁	α_{c1}	L ₂ /B ₂	z/B ₂	α_{c2}	$\sigma_z =$ ($\alpha_{c1} + \alpha_{c2}$)p _n [kPa]	0.2 σ_{gz} [kPa]	σ_z^{med} [kPa]
0	1	2	3	4	2	3	4	5	7	8
0	19.1	1.13	0.00	0.2500	1.13	0.00	0.2500	62.00	9.42	61.93
1	19.1	1.13	0.09	0.2494	1.13	0.09	0.2494	61.85	13.24	61.78
2	18.7	1.13	0.18	0.2488	1.13	0.18	0.2488	61.70	16.98	61.39
3	18.7	1.13	0.26	0.2463	1.13	0.26	0.2463	61.08	20.72	60.62
4	19.0	1.13	0.35	0.2426	1.13	0.35	0.2426	60.16	24.52	59.51
5	19.0	1.13	0.44	0.2373	1.13	0.44	0.2373	58.85	28.32	57.94
6	19.0	1.13	0.53	0.2299	1.13	0.53	0.2299	57.02	32.12	56.18
7	19.0	1.13	0.61	0.2231	1.13	0.61	0.2231	55.33	35.92	54.10
8	19.0	1.13	0.70	0.2132	1.13	0.70	0.2132	52.87	39.72	51.37
9	19.0	1.13	0.80	0.2011	1.13	0.80	0.2011	49.87	43.52	48.83
10	19.0	1.13	0.88	0.1927	1.13	0.88	0.1927	47.79	47.32	46.60
11	19.0	1.13	0.96	0.1831	1.13	0.96	0.1831	45.41	51.12	

Tasarea medie probabilă pentru punctul M39, se calculează prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate de forajul F1 (Fig 5.15b), cu relația 5.6, iar calculul este prezentat comasat în Tabelul 5.24

$$s_{39} = 4.89 \text{ cm}$$

Tabel 5.24

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	5500	61.93	1	0.8	0.9008
2	5500	61.78	1	0.8	0.8986
3	5500	61.39	1	0.8	0.8929
4	7100	60.62	1	0.8	0.6830
5	7100	59.51	1	0.8	0.6705
6	30000	57.94	1	0.8	0.1545
7	30000	56.18	1	0.8	0.1498
8	30000	54.10	1	0.8	0.1443
9	30000	51.37	1	0.8	0.1370
10	30000	48.83	1	0.8	0.1302
11	30000	46.60	1	0.8	0.1243
					$s_{39} = 4.8859$

Tabel 5.25

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	11700	61.93	1	0.8	0.4234
2	11700	61.78	1	0.8	0.4224
3	11700	61.39	1	0.8	0.4198
4	6600	60.62	1	0.8	0.7348
5	6600	59.51	1	0.8	0.7213
6	8300	57.94	1	0.8	0.5585
7	30000	56.18	1	0.8	0.1498
8	30000	54.10	1	0.8	0.1442
9	30000	51.37	1	0.8	0.1370
10	30000	48.83	1	0.8	0.1302
11	30000	46.60	1	0.8	0.1243
					$s_6 = 3.9657$

Tasarea medie probabilă pentru punctul M6, se calculează prin însumare pe stratele elementare i , cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate de forajul F2 (Fig 5.15b), cu relația 5.6, iar calculul este prezentat comasat în Tabelul 5.25

$$s_6 = 3.97 \text{ cm}$$

5.2.4 Interpretarea datelor obținute pe cale experimentală referitoare la starea de deformații și presiuni, comparativ cu datele calculate la bloc Z17

Rezultatele obținute, privind deplasările pe verticală a structurii Blocului Z17, prin metoda STAS 3300/2-85 precum și cele obținute prin metoda elementului finit - program INTERFUN - ținând cont și de interacțiunea fundație structură, comparate cu valorile măsurate "in situ", sunt prezentate în tabelul 5.26

Tabel 5.26

Nr. Marca Topo D _y [cm]	M4	M5	M6	M7	M8	M36	M37	M38	M39	M40	M41	Media [cm]
Dy - Masurat Topo	-3.24	-2.08	-2.05	-2.85	-2.84	-2.94	-3.85	-3.39	-3.89	-3.70		-3.06
Dy - INETRFUN	-2.54	-3.51	-3.90	-3.51	-2.54	-2.54	-3.28	-4.29	-4.70	-4.29	-3.28	-3.49
Dy - Calculat STAS	-1.54	-3.66	-3.97	-3.66	-1.54	-1.54	-2.31	-4.80	-4.89	-4.80	-2.31	-3.14

În tabelele 5.26 - a și b am prezentat valorile tasărilor măsurate respectiv calculate pe fiecare latură lungă radierului general.

De asemenea se pot citi și diferențele procentuale calculate ca raport între valoarea medie a deplasărilor verticale calculate pe fiecare latură lungă a clădirii, și valorile măsurate prin nivelment de precizie topometric. Aceste valori se situează într-o marjă de 10 - 25 % în plus față de valorile măsurate "in situ".

Tabel 5.26 - a

Nr. Marcă Topo D _y [cm]	M4	M5	M6	M7	M8	Medie	%
Dy - Masurat	-3.24	-2.08	-2.05	-2.85	-2.84	-2.61	100%
Dy - INETRFUN	-2.54	-3.51	-3.90	-3.51	-2.54	-3.20	123%
Dy - Calculat STAS	-1.54	-3.66	-3.97	-3.66	-1.54	-2.87	110%

Tabel 5.26 - b

Nr. Marcă Topo	M37	M38	M39	M40	M41	Medie	%
Dy - Masurat	-3.85	-3.39	-3.69	-3.70		-2.70	100%
Dy - INETRFUN	-3.28	-4.29	-4.70	-4.29	-3.28	-3.31	123%
Dy - Calculat STAS	-2.31	-4.80	-4.89	-4.80	-2.31	-3.36	125%

Valorile din tabelele de mai sus s-au reprezentat grafic separat pentru fiecare latură lungă a clădirii în vederea unei interpretări mai profunde a aspectului calitativ al rezultatelor obținute.

a. - Valorile măsurate prin metode topometrice sunt sensibil egale între ele, înregistrându-se între valoarea maximă și minimă măsurată pe linia mărcilor topometrice M37-M41 – Tabel 5.26-b o diferență maximă de 4.6 mm. Pe linia mărcilor topometrice M4-M8 – Tabel 5.26-a se constată o diferență maximă de 11.9 mm, datorată probabil deplasării accidentale a mărcilor topometrice M5, M6 în timpul execuției. Dacă facem excepție de ele constatăm că diferența maximă citită între mărcile M8 – M4 este de 4.0 mm.

Se constată o deplasare pe verticală mai mare a clădirii pe linia mărcilor topometrice M37-M41 – Tabel 5.26-b - datorată probabil caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare diferite (foraj F1), față de mărcile topometrice situate pe latura care cuprinde mărcile topometrice M4-M8 (foraj F2). Tasările măsurate în dreptul mărcii M41 nu au putut fi efectuate pe tot parcursul execuției datorită distrugerii ei accidentale chiar la începutul execuției. Înclinarea relativă este foarte mică și nu credem că poate influența de vreun fel comportarea suprastructurii în timp.

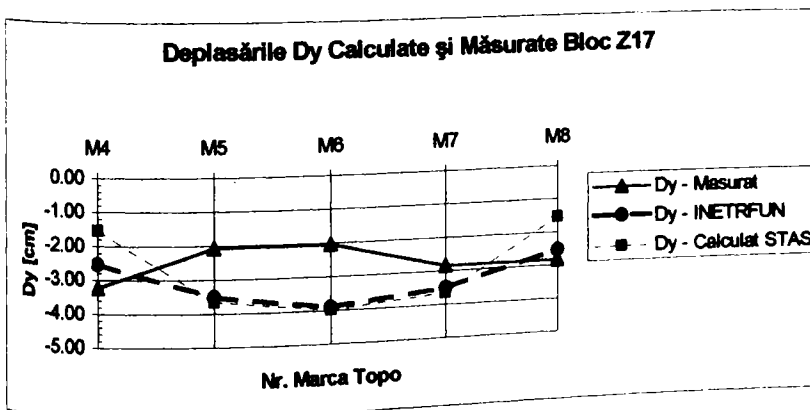


Fig 5.23 - a

Tasările măsurate și calculate la Bloc Z17 între mărcile topometrice M4 ÷ M8

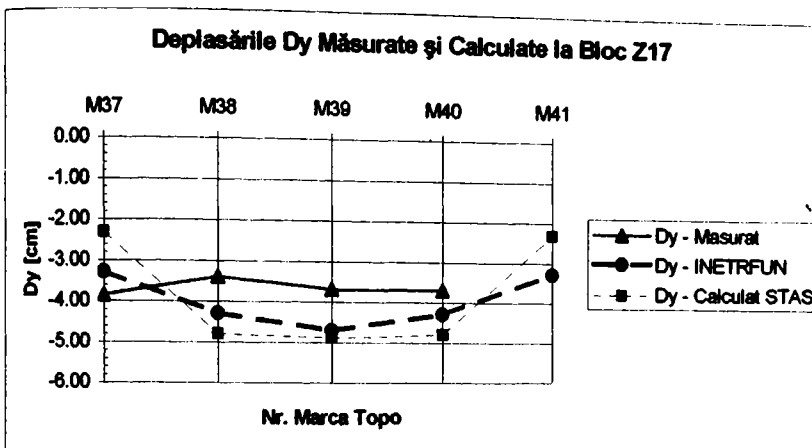


Fig 5.23 - b

Tasărilor măsurate și calculate la Bloc Z17 între mărcile topometrice M37 + M41

Faptul că tasările clădirii sunt sensibil egale între ele dovedește faptul că există o conlucrare între suprastructură - fundație - teren de fundare influențată de rigiditatea ansamblului structurii, dar și o interacțiune a suprastructurii prin intermediul fundației cu masivul de pământ aflat sub fundație. Masivul de pământ, modelat prin caracteristicile sale geotehnice, intră în interacțiune directă cu elementele fundației în care introduce o stare de eforturi care se transmite suprastructurii, sau prin deplasările verticale diferențiate pe care le produce, induce în elementele suprastructurii o redistribuire a eforturilor.

b. - Valorile tasărilor probabile calculate prin metoda STAS 3300-2/85, aplicând metoda punctului de colț pentru punctele aflate pe latura radierului din dreptul reperilor topometrice, folosind datele geotehnice avute la dispoziție, duc la niște rezultate care luate ca medie a valorilor calculate raportate la valorile măsurate dau rezultate apropiate (Tab 5.26 a,b) și acoperitoare.

Dacă analizăm în schimb din punct de vedere calitativ rezultatele obținute, constatăm că valorile calculate în colțurile radierului sunt mult mai mici decât valorile măsurate în dreptul aceluiași puncte, iar valorile calculate în dreptul reperilor topo centrali sunt mult mai mari. Aceste calcule ne furnizează date care duc la o estimare mult mai mare a încovoierii elementului de fundație decât cel real și subvaluează valorile tasărilor probabile în colțurile radierului. Acest fapt este descoperitor din punctul de vedere al evaluării comportării structurii, neeconomic din punctul de vedere al dimensionării elementelor structurale, și nu reflectă în mod

real comportarea din punctul de vedere al interacțiunii dintre fundație și masivul de pământ care folosește ca suport pentru structură.

c. - Valorile deplasărilor pe verticală D_y , calculate cu ajutorul programului de autor INTERFUN, pentru punctele aflate pe latura radierului din dreptul reperilo topometrice, folosind aceleași date geotehnice avute la dispoziție, duc la niște rezultate care luate ca medie a valorilor calculate raportate la valorile măsurate dau rezultate foarte apropiate (Tab 5.26 a,b) și acoperitoare față de valorile măsurate.

Dacă analizăm din punct de vedere calitativ rezultatele obținute, constatăm că valorile calculate cu ajutorul programului INTERFUN în dreptul reperilor topo sunt mult mai apropiate de realitatea obiectivă a măsurătorilor efectuate. În dreptul reperilor topo M8 și M37 apare o diferență de 3 mm respectiv 5.7 mm între valoare calculată și cea măsurată care credem că poate fi pusă pe seama caracteristicilor geotehnice locale în acele puncte, diferite de cele luate în calcul la modelarea cu ajutorul programului INTERFUN a interacțiunii fundație - masiv de pământ.

Modelarea corespunzătoare cu ajutorul elementului finit triunghiular concurenței dintre fundație și masivul de pământ, ca suport al structurii, ne conduc la niște rezultate mult mai apropiate de comportarea reală a structurii "in situ".

În continuare vom analiza și rezultatele obținute prin măsurarea presiunilor de contact cu ajutorul Dozelor de Presiune cu Coardă Vibrantă (DPCV) montate sub radier la suprafața de contact dintre fundație și terenul de fundare. Repartiția dozelor de presiune sub radier s-a făcut ca în figura 5.17.

După cum se arată în paragraful 5.2.2 Tabel 5.14 evoluția presiunilor medii măsurate sub talpa fundației tind la ultimele două măsurători spre valoarea medie de 1.07 daN/cm² unde se stabilizează.

Dacă facem un calcul simplu aritmetic în care media presiunilor măsurate pe cele 4 doze de presiune funcționale luate pe o perioadă de 845 zile în calcul ajungem la valoarea $p_{med.ef} = 1.07 \text{ daN/cm}^2$. Această valoare este foarte apropiată de valoarea presiunii nete $p_n = 1.24 \text{ daN/cm}^2$ calculată la nivelul fundației radier după ce am ținut cont și am scăzut presiunea produsă de sarcina geologică la acel nivel.

În concluzie diferența de -15.8% între presiunea medie efectiv măsurată și presiunea medie luată în calcul la calculul tasărilor prin metoda STAS 3300/2-8 este acceptabilă din punct de vedere tehnic.

Chiar dacă aceste măsurători nu au fost un succes datorită distrugerii celor mai mari părți a dozelor de presiune, totuși măsurătorile care au putut fi efectuate pe cele 6 DPCV din 21 instalate timp de peste 621 de zile, au condus la niște valori care cresc o dată cu încărcarea masivului de pământ și se plafonează o dată cu terminarea și popularea blocului de locuințe.

5.3 STUDII REALIZATE PENTRU BLOCUL DE LOCUINȚE U4 – PIAȚA U.T.A. ARAD

Blocul de locuințe U4 este situat în Piața UTA din municipiul Arad, este o clădire S+P+4E și magazine la parter cu o structură conform proiect tip I.P.București Nr. 12745/4 indicativ D3g1M, adaptat de către C.Pr. J. Arad pentru gradul seismic 7 și teren îmbunătățit de fundare. (Fig 5.25-a) Acest bloc are fundații directe (fig 5.28) pe teren îmbunătățit cu ploturi din balast dubluvibroproesate [15],[16],[17],[27],[75],[98]

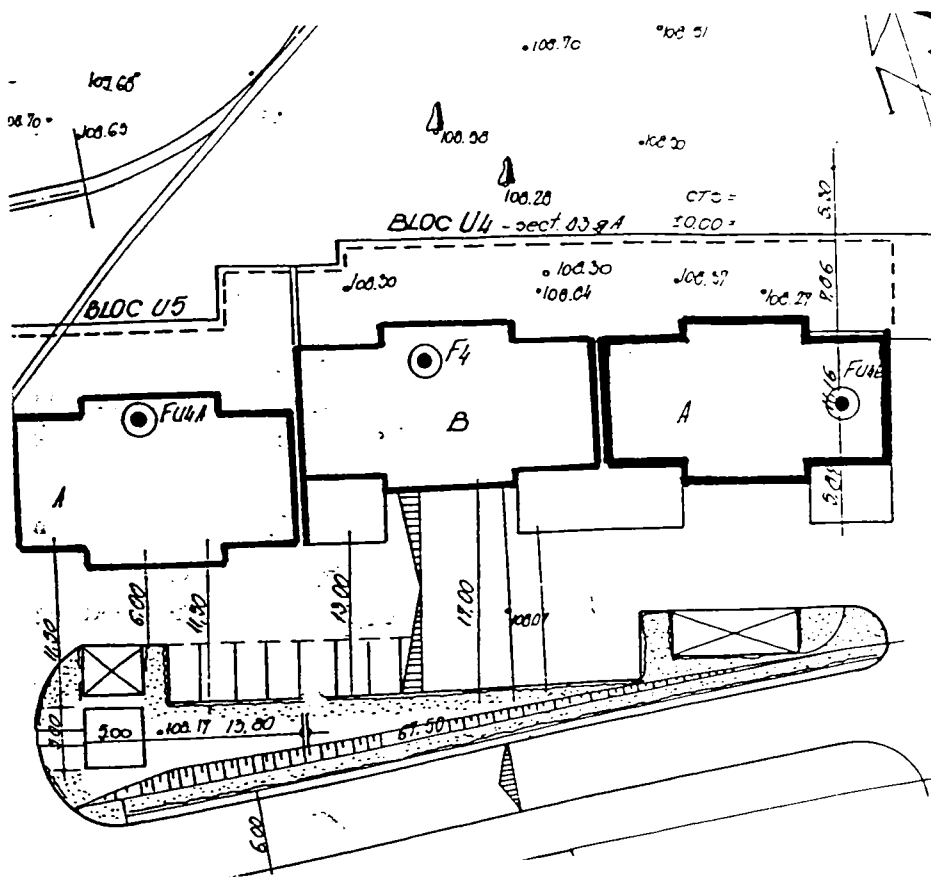


Fig 5.25 - a
Plan de situație cu amplasarea Blocului U4
Piața U.T.A. Arad

5.3.1 Cu privire la amplasament și structura geotehnică

Amplasamentul blocurilor din această zonă este situat pe locul unor vechi gropi de împrumut, care cu trecerea timpului au fost astupate cu diverse materiale, stratul de umpluturi având grosimea de 2.30 - 3.00 m. Sub aceste umpluturi în foraje au fost interceptate straturi coezive alcătuite din argilă cenușie plastic consistentă la vârtoasă cu intercalații de mături plasitc moi. Sub aceste argile, cu grosime de circa 2.30 m, se dezvoltă un orizont necoeziv alcătuit din nisipuri fine prăfoase și argiloase care în adâncime devin nisipuri cu petrișuri de îndesare medie, iar după 6.50 m în jos devin îndesate. Aceste aspecte sunt puse în evidență prin fișa sintetică a unui foraj precum și prin graficele de penetrare dinamică realizate pe amplasament. (Fig 5.26)

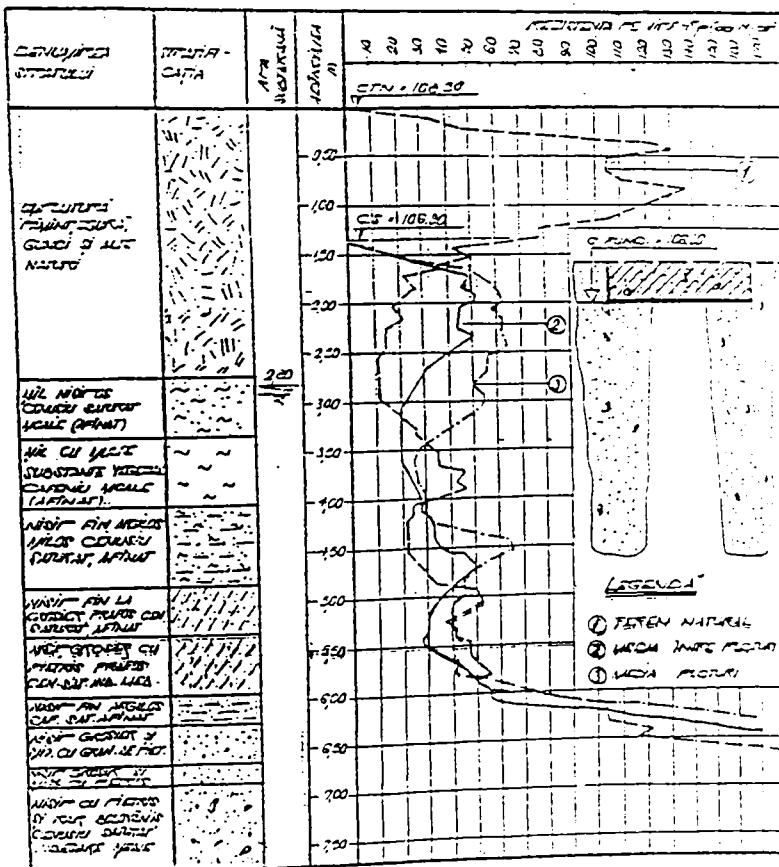


Fig 5.26

Fișa sintetică a caracteristicilor geotehnice ale amplasamentului studiat

Apa subterană a fost interceptată la 1.5 - 2.0 m de la suprafața terenului și prezintă slabă agresivitate sulfatică și intens carbonică.

Dată fiind compresibilitatea mare a terenului de fundare de pe amplasament, la stabilirea cotei de fundare s-au luat în considerare două soluții de fundare :

- Varianta 1 - fundare directă la cota 102.50 NMB adică la adâncimea de - 5.70 m de la cota terenului natural pe stratul de nisip grosier cu pietriș considerând $P_{conv} = 400 \text{ kPa}$

- Varianta 2 - fundare directă pe teren îmbunătățit, cu ploturi din balast realizate prin vibropresare la cota 106.30 NMB, iar presiunea convențională s-a apreciat la valoarea de 220 kPa

În urma unor analize multicriteriale a fost înlăturată varianta 1 de fundare datorită volumului foarte mare de săpături, umpluturi și mai ales epuizamente, adoptându-se varianta 2

Îmbunătățirea terenului s-a realizat prin ploturi de balast tripluvibropresate care datorită compresibilității ridicate a stratificației existente și grosimii mari a terenului de pe amplasament, ploturile au fost dispuse în șiruri duble pe fiecare ax al fundațiilor continue aferente blocurilor.

Lucrările de testare a calității îmbunătățirii au fost de o amploare mai mare decât cele obișnuite, pe amplasament efectuându-se un mare număr de penetrări dinamice cu con PDU[103], șase penetrări statice, folosind penetrometrul static hidraulic tip INCERC[74],[103], penetrările fiind executate atât în ploturi cât și între ploturi.

Rezultatele penetrării statice realizate pe amplasament la cota tălpii fundației, Tabel 5.28 au fost prelucrate în conformitate cu instrucțiunile C159/89 [103].

Tabel 5.28

Adâncime sub talpă [m]	Rezultate în PLOT				Rezultate între PLOTURI				γ_{med}	E_{mediu} [dan/cm ²]	$E_{ponderat}$ [dan/cm ²]
	Rp	γ	M	E	Rp	γ	M	E			
0.5	61	15.5	91.5	119	45	15.5	67.5	88	15.3	103	110
1.0	54	15.4	81	105	31	14.5	62	80	15.0	93	98
1.5	43	15.1	64	83	22	14.1	57	74	14.6	79	80
2.0	28	14.5	55	72	24	14.3	62	80	14.4	76	74
2.5	40	15.1	60	78	32	14.5	64	83	14.8	81	79
3.0	50	15.2	75	97	47	15.4	70	91	15.3	94	95
3.5	31	14.5	60	78	41	15.1	61	79	14.8	79	78
4.0	43	15.1	64	83	46	15.2	69	89	15.2	86	85
4.5	114	16.5	171	273	92	16.3	138	221	16.4	247	258
5.0									17.0	300	300

Diagramele medii de penetrare statică și dinamică realizate pe amplasament Fig 5.26. au fost comparate cu diagramele de penetrare martor executate în terenul natural.

De asemenea pe amplasament au fost efectuate 2 încercări de probă cu placa, care au permis determinarea volumului de deformare a terenului îmbunătățit la fața locului (Fig 5.27)

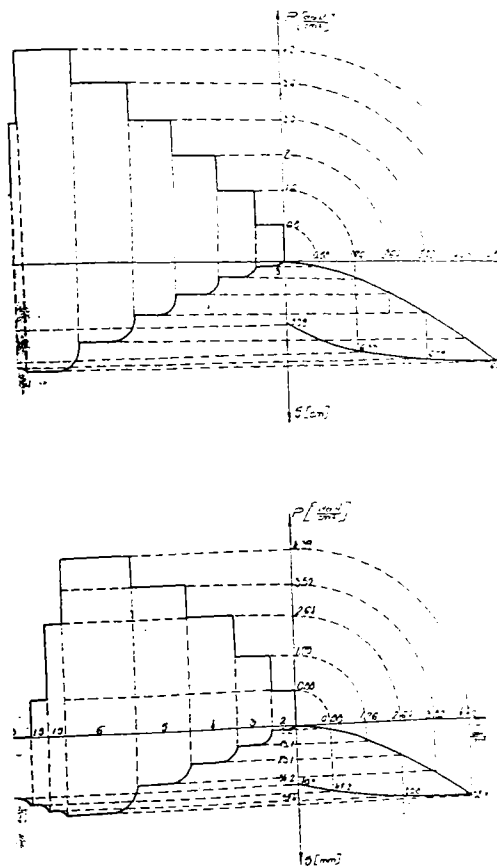


Fig. 5.27

Diagrama de încercare cu placa pe amplasamentul blocului U4 – Arad

Determinarea modului de deformare liniară prin încercarea cu placa s-a făcut [107],[72] cu relația

$$E_p = \frac{\omega p_1 d}{s_1} (1 - \nu^2) \quad (5.1)$$

unde :

ω - este un coeficient adimensional care ține cont de forma plăcii, în cazul nostru $\omega = 0.79$ pentru placa circulară folosită

p_1 - este presiunea limită în $[\text{daN/cm}^2]$

d - Diametrul plăcii , în cazul nostru $d = 0.75 \text{ m}$

s_1 - tasarea plăcii corespunzătoare presiunii p_1 din diagrama presiune -tasare [m]

ν - coeficientul lui Poisson $\nu = 0.27$

În tabelul 5.29 se prezintă sintetic datele obținute în urma celor două încercări de probă cu placa efectuate pe amplasamentul blocului U4 din P-ța U.T.A. Arad pentru verificarea calității terenului îmbunătățit.

Tabel 5.29

Caracteristici Placă			Încercarea I			Încercarea II			E_{med}
ω	d	ν	s_1	p_1	E	s_1	p_1	E	
	[m]		[m]	daN/cm ²	daN/cm ²	[m]	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
0.79	0.75	0.27	0.0131	1.76	73.74	0.0131	1.76	73.89	73.82
0.79	0.75	0.27	0.0231	2.64	62.86	0.0235	2.64	61.79	62.33
0.79	0.75	0.27	0.0340	3.52	56.94	0.0346	3.52	55.95	56.45
0.79	0.75	0.27	0.0524	4.39	46.08	0.0544	4.40	44.49	45.29
0.79	0.75	0.27				0.0683	4.84	38.96	38.96

Modulul de deformație $E_{2,2}$ pentru presiunea efectivă luată în calcul $P_{ef}=2.2\text{daN/cm}^2$ este obținută prin interpolare liniară :

$$E_{2,2 \text{ placă}} = 68.07 \text{ daN/cm}^2$$

Modulul de deformație liniară este amplificat cu raportul dintre lățimea fundației și lățimea plăcii astfel :

pentru o fundație cu $B=1.35\text{m}$ avem :

$$E_{med} = E_{2,2 \text{ placă}} \times B_{fundație} / b_{placă} = 68.07 \times 1.35 / 0.75 = 122 \text{ daN/cm}^2$$

pentru o fundație cu $B=1.85\text{m}$ avem :

$$E_{med} = E_{2,2 \text{ placă}} \times B_{fundație} / b_{placă} = 68.07 \times 1.85 / 0.75 = 168 \text{ daN/cm}^2$$

Interpretarea diagramelor de penetrare și a celor rezultate în urma încercărilor cu placa au scos în evidență calitatea bună a lucrărilor de îmbunătățire executate pe amplasament. Pentru proiectarea adaptării la teren s-a luat în considerare o presiune convențională $P_{conv} = 220$ kPa, modul de deformație liniară $E = 16500$ kPa și coeficientul Poisson $\nu = 0.27$ în conformitate cu STAS 3300.

5.3.2 Cu privire la echiparea și urmărirea specială în timp realizată la blocul U4

Proiectarea și executarea blocului de locuințe, U4 din Piața U.T.A. în municipiul Arad fundat pe teren foarte dificil, așa cum rezultă din datele și studiile de teren enumerate în paragraful anterior, a impus găsirea unor soluții tehnico economice de fundare noi.

Astfel în colaborare cu Catedra de Drumuri și Fundații a Facultății de Construcții din Timișoara, Centrul de Proiectări Județene Arad prin colectivele sale de ingineri și colectivul geotehnic în cadrul căruia a activat și autorul prezentei lucrări a propus și constructorul a executat, o tehnologie de îmbunătățire a terenului de fundare cu ploturi din balast realizate prin vibropresare.

Folosirea acestor metode noi la realizarea lucrărilor de fundație a impus un program special de urmărire a comportării în timp a construcțiilor realizate pe terenuri îmbunătățite.

În continuare voi prezenta lucrările de urmărire în timp și comportare *in situ* a blocurilor de locuințe U4 realizat în municipiul Arad, observații care vor permite obținerea unor concluzii cu privire la conclucrarea dintre structură - fundație - teren.

Blocul U4 din Arad P-ța UTA este o clădire S+P+4E și magazine la parter cu o structură conform proiect tip I.P.București Nr. 12745/4 indicativ D3g1M, adaptat de catre C.Pr. J. Arad pentru gradul seismic 7 și teren dificil de fundare.

Structura portantă verticală este realizată din diafragme de beton armat monolit dispuse în sistem celular. Plansele sînt din predale suprabetonate peste subsol, respectiv din dale prefabricate peste celelalte nivele. Fațadele sînt din panouri prefabricate autoportante realizate în trei straturi.

Infrastructura - prevăzută cu pereți de subsol cu rol de rigidizare - este conformată astfel încît să constituie o cutie rigidă în care este încastrată suprastructura. Fundațiile sînt alcătuite din tălpi de beton simplu avînd cuzineți de beton armat.

Prin echiparea blocului U4 în vederea urmării speciale s-au urmărit trei elemente principale :

a. Urmărirea mișcărilor pe verticală se realizează prin nivelment geometric de precizie (nivelă KONI și mira de Invar) pe martorii încastrați în structură la cota zero (Fig 5.28.). Pînă cînd construcția a ajuns la nivelul cotei zero mișcările au fost urmărite prin martori provizorii încastrați în fundație. Observațiile se vor efectua

după ridicarea fiecărui nivel, în general la date apropiate cu citirea dozelor de presiune și vor continua pînă la stingerea completă a mișcărilor.

b. Urmărirea abaterilor de la verticală provocate de o eventuală tasare neuniformă a terenului de fundare, se va urmări prin citiri efectuate pe reperii de topoclinometru amplasați la nivelul 1 și 4.

c. Urmărirea presiunilor de contact se efectuează la tronsonul A cu dozele de presiune electrice cu coardă vibrantă de tip HF. Cele 19 doze de presiune disponibile s-au montat conform figurii 3.5, după cum urmează :

- 13 doze în grup compact, pe o suprafață dreptunghiulară 1:40 x 4.80 m așezate simetric față de axul C pe intervalul delimitat de axele 4 - 6. Din cele 13 doze 8 bucăți se așează pe ploturile din balast, iar celelalte 5 doze se dispun între ploturi pe aliniamentul axului C.

- 4 doze se așează sub cele 4 colțuri ale clădirii pe ploturi
- 2 doze se vor așeza la capetele diafragmei transversale din axul 3 pe ploturi.

S-a ales această distribuție de doze descrisă mai sus în idea că astfel se va permite :

- urmărirea evoluției presiunilor de contact pe fișa de teren îmbunătățit cu ploturi, cu evidențierea participării ploturilor și a terenului dintre ploturi la preluarea încărcărilor, indicînd și eventualele redistribuiri în timp ale presiunilor de contact în cadrul conlucrării dintre fundație - plot - teren.

- controlul și urmărirea corelației presiune medie - tasare medie pentru ansamblul construcției, pe parcursul execuției și exploatații.

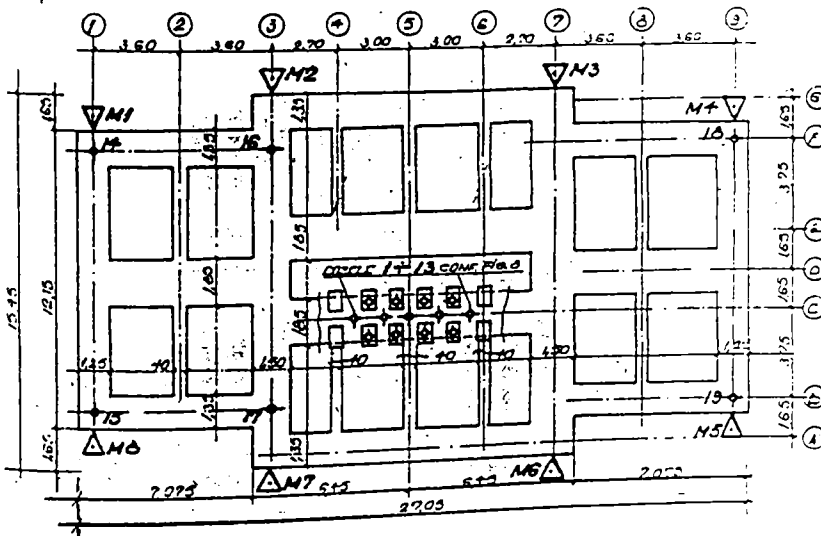


Fig 5.28

Schemă echipare cu reperi topometrici și doze de presiune la Bloc U4

d. Urmărirea deformațiilor specifice cu deformetre prin amplasarea lor pe elemente de structură. Măsurările se execută cu deformetrul amovibil Huggenberger tip U2.

- Bazele de amplasare simple cu deformetru sînt formate din cîte două repere identice, distanțate la 250 mm. Bazele de măsurare simple (2 repere) se vor dispune pe stîlpi (verticale) și pe rigle (orizontale).

- Bazele de măsurare compuse, formate din 3 sau 4 repere necoliniare, dispuse în vîrfurile unui triunghi echilateral cu latura de 250 mm, fie în centrul și pe circumferința unui cerc cu raza de 250 mm, se vor aplica pe diafragmele de beton.

Echiparea cu baze de măsurare pentru deformetre va cuprinde :

- la subsol diafragma din axul C (peretele de subsol), echipat cu 12 bare compuse

- la parter se vor echipa :

- cîte 4 stîlpi cu cîte trei bare simple,
- diafragma din axul C cu 12 bare compuse
- diafragma din axul 7 cu două bare simple

- la etajele 1,2,3,4 se vor echipa :

- diafragma din axul C cu 12 bare compuse
- diafragma din axul 7 cu două bare simple

Pentru betoanele turnate în pereții subsolului și în diafragmele și stîlpii de la nivelele superioare se vor executa determinări ale modului de deformație liniară pe probe prismatice. La subsolul clădirii se va executa și un stîlp fals de 25x 50 cm, de tip autoportant, avînd rolul de a permite evidențierea deformațiilor specifice din curgerea lentă și contracția betonului.

5.3.2.1 Urmărirea deplasărilor pe verticală în timp la Blocul U4 - Arad

Mărcile topometrice de măsurare a tasărilor, distribuite conform Fig 5.28 au permis urmărirea tasărilor terenului pe conturul clădirii (Mărcile topometrice M1 - M8)

Măsurătorile de tasare s-au efectuat la date apropiate cu cele pentru presiuni, aceste date corespunzând următoarelor stadii fizice de realizare și încărcare a structurii și terenului (Tabel 5.30) :

Tabel 5.30

DATA CITIRII	STADIU FIZIC CONSTRUCȚIE
20.01.1984	Citirile de zero la dozele înglobate în betonul de egalizare
08.03.1984	Terminare talpă și cuzineți la fundație
12.04.1984	Structură terminată pînă la cota zero
07.06.1984	Structură parter terminată
20.08.1984	Structură P + 4E terminată la roșu

24.10.1984	Cladirea este în fază avansată de finisaje
10.04.1985	Blocul este populat, magazinele alipite sînt în execuție
17.10.1995	Blocul în exploatare, magazinele terminate la roșu

Evoluția citirilor de tasare este redată în tabelul 5.31 și graficul prezentate în figura 5.29.

Tabel 5.31

EVOLUȚIA TASĂRII REPERILOR LA BLOC U4 - A [mm]						
Data citirii / Număr de Zile						
	12-Mar-84	17-Apr-84	6-Iun-84	31-Iul-84	8-Sep-84	17-Oct-85
Nr Marcă	0	36	86	141	180	584
M1	0.0	3.0	5.9	15.8	41.0	74.0
M2	0.0	4.0	7.9	18.2	44.5	75.0
M3	0.0	5.0	8.8	18.1	44.4	71.0
M4	0.0	2.0	5.7	13.0	37.8	64.0
M5	0.0	4.0	7.4	13.0	32.6	47.0
M6	0.0	4.0	7.0	13.8	34.5	50.0
M7	0.0	4.0	6.5	14.3	34.4	50.0
M8	0.0	5.0	7.6	14.7	35.1	47.0
Media	0.0	3.9	7.1	15.1	38.0	59.8

Tabelul 5.30 prezintă evoluția tasărilor pe cele 8 mărci topometrice pe toată perioada în care s-a făcut urmărirea. Măsurătorile deplasărilor pe verticală s-au făcut cu nivelă NI007 pe mire de invar. Mărcile topometrice de nivelment (STAS 2475/77) au fost încastrate în planșeul de pe subsol, iar primele observații au fost făcute pe mărci provizorii înglobate în fundații.

În figura 5.29 au fost reprezentate evoluțiile tasărilor măsurate la toate mărcile topometrice, precum și tasarea medie calculată.

- Se observă că valorile tasărilor măsurate pe latura nordică variază între 47 - 50 mm, față de cele măsurate pe latura sudică care variază între 64 - 75 mm, ceea ce indică o tendință de rotire a înțrtegii clădiri în această direcție.

- Se remarcă că valoarea medie a tasărilor absolute de aprox 60 mm se încadrează în valoarea în valoarea admisă de standard de 80 mm. Se atrage atenția și asupra faptului că valoarea medie a tasării măsurate depășește valoarea posibilă calculată conform STAS 3300 (3.5 cm).

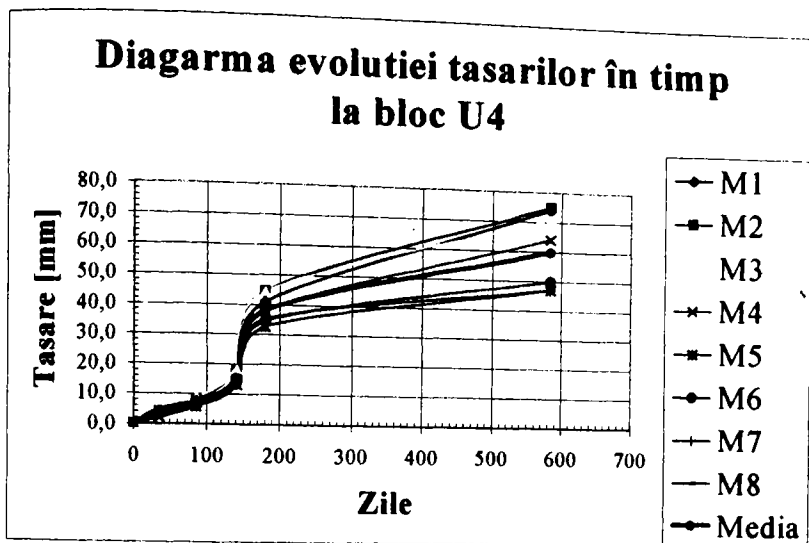


Fig 5.29

Evoluția în timp a tasărilor măsurate la Bloc U4 – Arad

Din analiza evoluției tasărilor la Bloc U4 putem spune că tasările tind să se stabilizeze în timp o dată cu terminarea și popularea blocului de locuințe și s-a putut opri continuarea citirilor.

5.3.2.2 Urmărirea în timp a presiunilor de contact la nivelul contactului între fundație și terenul îmbunătățit la Blocul U4 - Arad

Punctele de măsurare a presiunilor distribuite conform Fig 5.28 au permis :

- Controlul presiunilor de contact pe ploturi și între ploturi pe o zonă restrânsă a fundației din axul C (dozele 1 - 13)
- Urmărirea presiunilor sub fundație la cele patru colțuri ale tronsonului de clădire (dozele 14 - 19)

Măsurătorile de presiune s-au efectuat la date corespunzând stadiilor fizice de realizare și încărcare a structurii și terenului prezentate anterior în Tabel 5.30 .

În tabelul 5.32 se face o prezentare a evoluției presiunilor citite la dozele de presiune cu coardă vibrantă corelată cu datele de realizare a stadiului fizic și cu poziția lor pe terenul de fundare îmbunătățit. Dozele au fost așezate pe zonele cu ploturi din balast dubluvibrocompresate s-au pe terenul situat interploturi. Se poate constata că practic după ultimele două citiri când structura a fost terminată și

populată creșterea presiunilor se atenuază semnificativ, iar valorile se plafonează la o presiune de 1.77 daN/cmp.

Acest lucru ne duce la concluzia că structura a atins nivelul maxim al presiunilor pe care le transmite masivului de pământ iar citirile pot fi sistate.

Tabel 5.32

EVOLUȚIA PRESIUNILOR MĂSURATE SUB FUNDAȚIE LA BLOC U4 [daN/cmp]										
Data Citirii / Număr Zile										
Nr D.F.C.V	20-Ian-84	8-Mar-84	22-Mar-84	12-Apr-84	17-Mai-84	7-Iun-84	20-Aug-84	10-Apr-85	17-Oct-85	Poziția
	0	48	62	83	118	139	213	446	636	
D1	0.000	0.106	0.134	0.135	0.297	0.270	0.373	0.510	0.360	InterPlot
D2	0.000	0.236	0.485	0.488	0.653	0.743	1.440	1.830	1.850	Plot
D3	0.000	0.506	0.840	0.903	1.157	1.306	2.820	3.500	3.550	Plot
D4	0.000	0.124	0.161	0.157	0.329	0.356	0.608	0.700	0.760	Plot
D5	0.000	0.178	0.260	0.265	0.432	0.444	0.710	0.920	0.770	InterPlot
D6	0.000	0.131	0.207	0.222	0.454	0.622	1.790	2.430	2.600	Plot
D7	0.000	0.172	0.244	0.269	0.446	0.451	0.530	0.950	0.810	InterPlot
D8	0.000	0.416	0.932	0.719	1.080	1.156	2.140	2.650	2.700	Plot
D9	0.000	0.291	0.530	0.591	0.781	0.949	2.065	2.730	2.780	Plot
D10	0.000	0.112	0.104	0.110	0.261	0.246	0.284	0.400	0.280	InterPlot
D11	0.000	0.113	0.447	0.489	0.759	0.940	2.040	2.630	2.700	Plot
D12	0.000	0.342	0.653	0.699	0.996	1.189	2.589	3.360	3.430	Plot
D13	0.000	0.139	0.143	0.318	0.296	0.289	0.398	0.520	0.410	InterPlot
D14	0.000	0.106	0.052	0.080	0.244	0.147	0.220			Plot
D15	0.000	0.246	0.139	0.209	0.379	0.131	0.634			Plot
D16	0.000	0.151	0.126	0.143		0.299	0.469			Plot
D17	0.000	0.121	0.117	0.147	0.317	0.208	0.435			Plot
D18	0.000	0.319	0.461	0.604	0.760	0.758	1.393			Plot
D19	0.000	0.293	0.423	0.567	0.677	0.668	1.620			Plot
Media	0.000	0.216	0.340	0.374	0.573	0.588	1.187	1.779	1.769	Medie

În baza citirilor de presiune s-au trasat și curbele de variație ale valorilor de presiune măsurate cu dozele dispuse pe ploturi cât și pe terenul dintre ploturi. Dinamica evoluției presiunilor este prezentată în Fig. 5.30.

Trecând în revistă rezultatele urmăririi speciale a blocului U 4 din Arad se constată următoarele aspecte :

- Dozele de presiune DCVP-HF au funcționat conform așteptărilor, furnizând o imagine asupra distribuției presiunilor și a evoluției lor în timp.

- Se poate constata că media presiunilor evoluează în mod veridic, valoarea medie ultimă de 177 kPa situându-se sub valoarea presiunii convenționale de 220 kPa luată în calculul fundațiilor. Având în vedere că greutatea construcției este de 3405 tone, la care se adaugă aprox 280 tone încărcare utilă existentă la data ultimei măsurători, rezultă că față de presiunea convențională normată la circa 195 kPa, există o rezervă de creștere a presiunii cu circa 10 %.

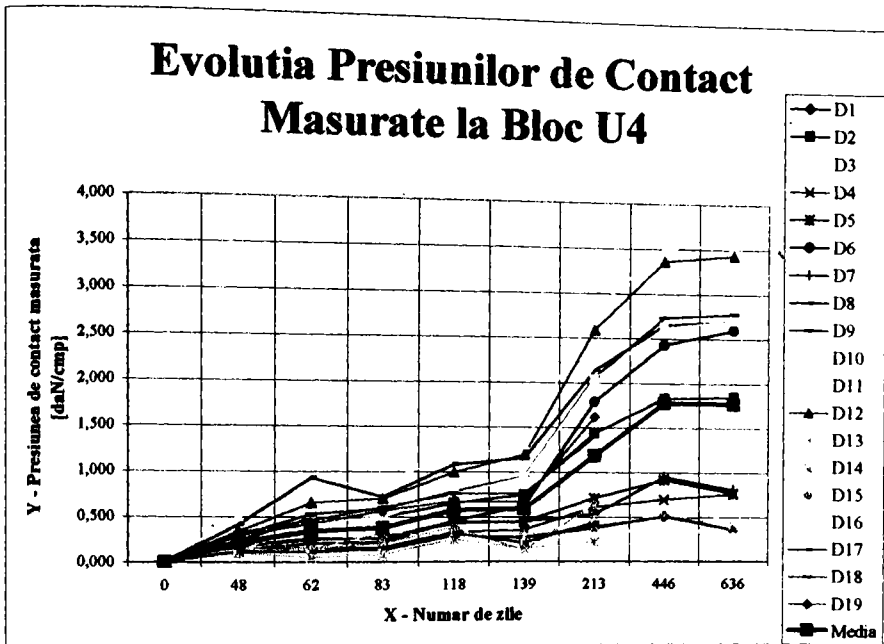


Fig 5.30
Evoluția presiunilor de contact măsurate la Bloc U4 – Arad

În continuare am detaliat comportarea grupului de 13 doze D.P.C.V. montate compact sub fundația din Ax C – 4,5 (Fig . 5.31) unde 5 doze au fost plasate în axul fundației între ploturile de balast, iar celelalte 8 doze au fost montate intercalat pe ploturi.

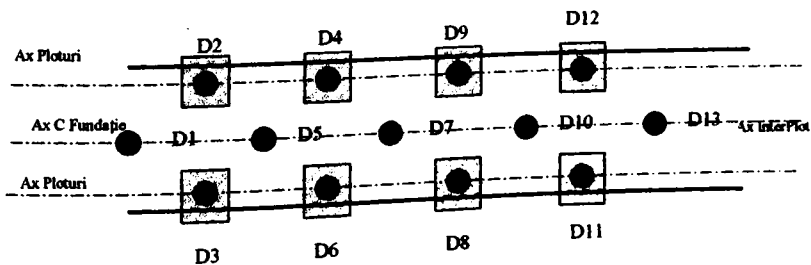


Fig 5.31
Schemă de plasare a dozelor de presiune D1 – D13
sub talpa fundației din Ax C

Tabel 5.33

EVOLUȚIA PRESIUNILOR MĂSURATE SUB TALPA FUNDAȚIEI DIN AXUL C LA BLOC U4 [daN/cm ²]										
Data Citirii / Număr de Zile										
Nr D.P.C.V	20-Ian-84	8-Mar-84	22-Mar-84	12-Apr-84	17-Mai-84	7-Iun-84	20-Aug-84	10-Apr-85	17-Oct-85	Poziția
	0	48	62	83	118	139	213	446	636	
D1	0.000	0.106	0.134	0.135	0.297	0.270	0.373	0.510	0.360	InterPlot
D5	0.000	0.178	0.260	0.265	0.432	0.444	0.710	0.920	0.770	InterPlot
D7	0.000	0.172	0.244	0.269	0.446	0.451	0.530	0.950	0.810	InterPlot
D10	0.000	0.112	0.104	0.110	0.261	0.246	0.284	0.400	0.280	InterPlot
D13	0.000	0.139	0.143	0.318	0.296	0.289	0.398	0.520	0.410	InterPlot
Media InterPlot	0.000	0.141	0.177	0.219	0.346	0.340	0.459	0.660	0.526	InterPlot
D2	0.000	0.236	0.485	0.488	0.653	0.743	1.440	1.830	1.850	Plot
D3	0.000	0.506	0.840	0.903	1.157	1.306	2.820	3.500	3.550	Plot
D4	0.000	0.124	0.161	0.157	0.329	0.356	0.608	0.700	0.760	Plot
D6	0.000	0.131	0.207	0.222	0.454	0.622	1.790	2.430	2.600	Plot
D8	0.000	0.416	0.932	0.719	1.080	1.156	2.140	2.650	2.700	Plot
D9	0.000	0.291	0.530	0.591	0.781	0.949	2.065	2.730	2.780	Plot
D11	0.000	0.113	0.447	0.489	0.759	0.940	2.040	2.630	2.700	Plot
D12	0.000	0.342	0.653	0.699	0.996	1.189	2.589	3.360	3.430	Plot
Media în ploturi	0.000	0.270	0.532	0.534	0.776	0.908	1.937	2.479	2.546	Plot
Media în Asemblan	0.000	0.220	0.395	0.413	0.611	0.689	1.368	1.779	1.769	Teren limb.

În Figura 5.32. se prezintă grafic dinamica mediei presiunilor de contact sub dozele de presiune 1 – 13 montate sub fundația din Ax C-5,4.

În condițiile menținerii presiunii medii la o valoare practic constantă de 1.77 daN/cm² la 1.78 daN/cm² (aprilie - octombrie 1985), se constată că :

- presiunile pe ploturi au crescut cu circa 2.7%, de la 2.479 daN/cm² la 2.546 daN/cm²

- presiunile pe terenul dintre ploturi a scăzut cu circa 20 %, de la 0.660 daN/cm² la 0.526 daN/cm²

- aportul principal la preluarea încărcărilor transmise de fundație terenului de fundare îl au ploturile, ele preluând o presiune de aproximativ 5 ori mai mare decât zona dintre ploturi.

S-a constatat că în cazul de față, a unui teren mâlos, ploturile au și un preponderent rol de drenare.

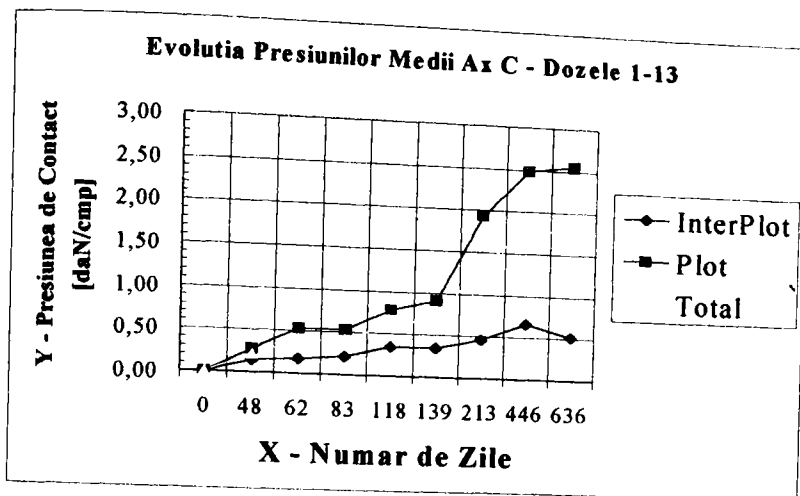


Fig 5.32
Evoluția presiunilor medii în dozele de presiune 1-13
Bloc U4 – Ax C -

În concluzie, rezultatele obținute prin echiparea blocului U4 cu instalații de măsurare confirmă aptitudinea sa pentru exploatare și eficiența utilizării procedurii de îmbunătățire cu vibromaiul.

5.3.3 Studii cu privire la calculul presiunilor și deformațiilor cu metode clasice (standardizate) și programul INTERFUN propus, la Blocul U4 din Piața UTA - Arad

În continuare ne propunem să calculăm tasările blocului U4 cu ajutorul programului INTERFUN considerând interacțiunea fundației fâșie cu masivul de pământ de sub suprastructură. Caracteristicile geotehnice ale masivului de pământ de sub structură au fost prezentate în figura 26 și tabel 5.28.

Modelarea interacțiunii fundație - teren cu metoda elementului finit se efectuează pe jumătate de structură având în vedere simetria ei (Fig 5.28).

Pentru calculul deplasărilor pe verticală – D_y - ale punctelor nodale aflate în dreptul mărcilor topo M8 - M7, se ia în calcul o fâșie cu o lățime de 300 cm din ansamblul teren de fundare – fundație continuă sub diafragmă, extinsă în afara conturului fundației, încărcată la nivelul liniei nodale care face separarea dintre suprastructură și fundația așezată în masivul de pământ (Fig 5.33).

În figura 5.33 se prezintă schema de discretizare a masivului de pământ studiat care este încărcat prin intermediul fundației continue sub diafragmă cu sarcinile transmise de la suprastructură. Masivul este discretizat în elemente finite triunghiulare.

Liniile nodale principale paralele cu axa X au fost plasate la nivelul liniei de separație dintre talpa radierului și teren, iar în adâncime există câte o linie nodală impusă la fiecare nivel unde intervin schimbări în caracteristicile fizico mecanice ale terenului de fundare (Modul de deformație liniară Fig 5.26 și Tabel 5.28).

Liniile nodale paralele cu axa Y au fost în așa fel alese încât să treacă prin dreptul mărcilor topometrice, adică P_{204} corespunde lui M8, P_{209} corespunde lui M7. Această împărțire a fost aleasă în acest fel pentru a putea compara mai ușor deplasările nodurilor respective cu deplasările măsurate "in situ".

În această schemă de discretizare din Fig 5.33 pe axa y s-au reprezentat cotele fiecărei linii nodale principale paralele la axa x, iar pe direcția axei x s-au reprezentat abscisele liniilor nodale paralele cu axa y. În acest mod în tabelele centralizatoare următoare se pot identifica prin coordonate carteziane nodurile a căror deplasare a fost calculată cu ajutorul programului INTERFUN.

Evaluarea acțiunilor transmise de suprastructură la terenul de fundare s-a efectuat pe baza datelor furnizate de proiectul tip Secțiunea D3g1M care a stat la baza proiectării blocului U4 (Fig 5.34).

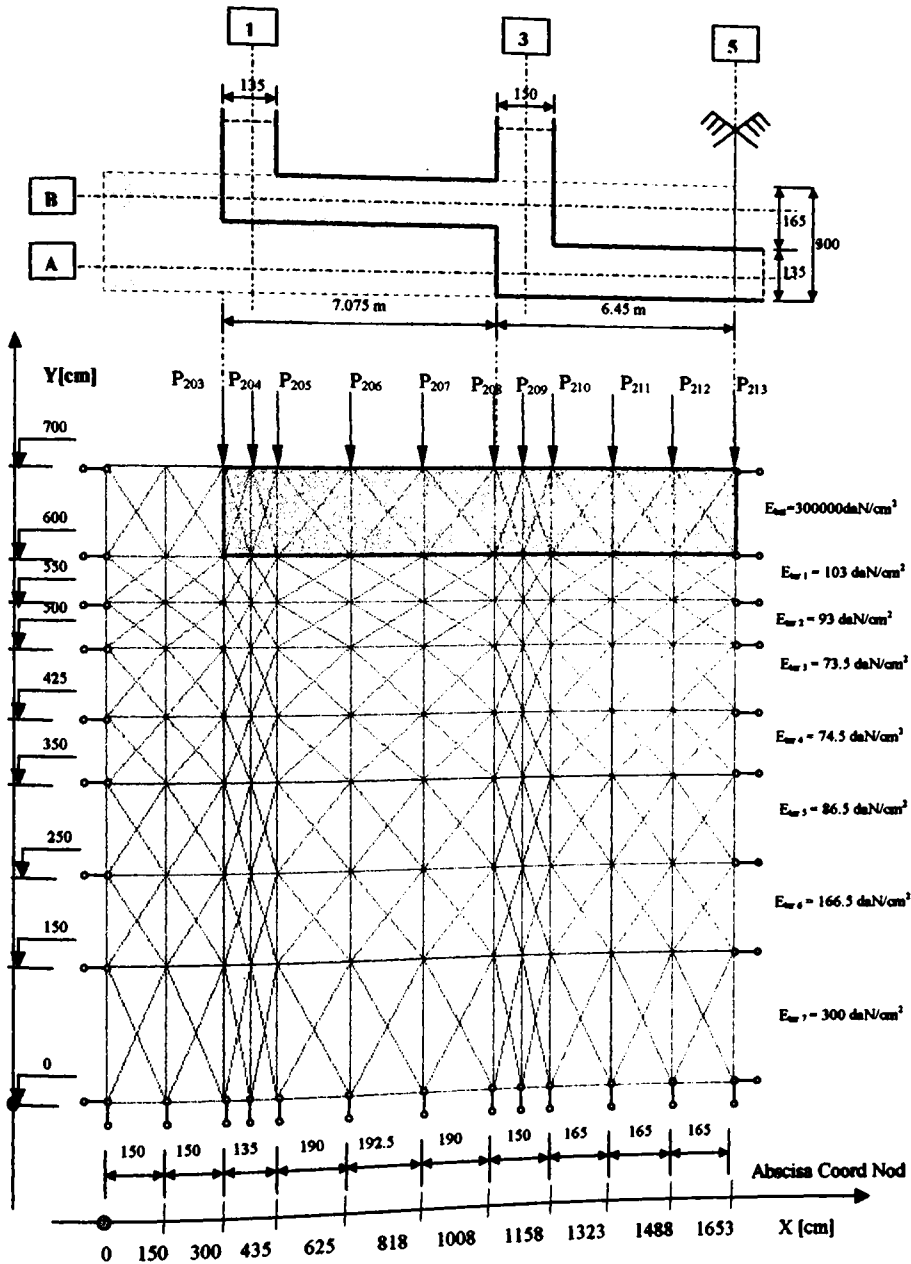


Fig 5.33
Bloc U4 - Schemă discretizare masiv pământ

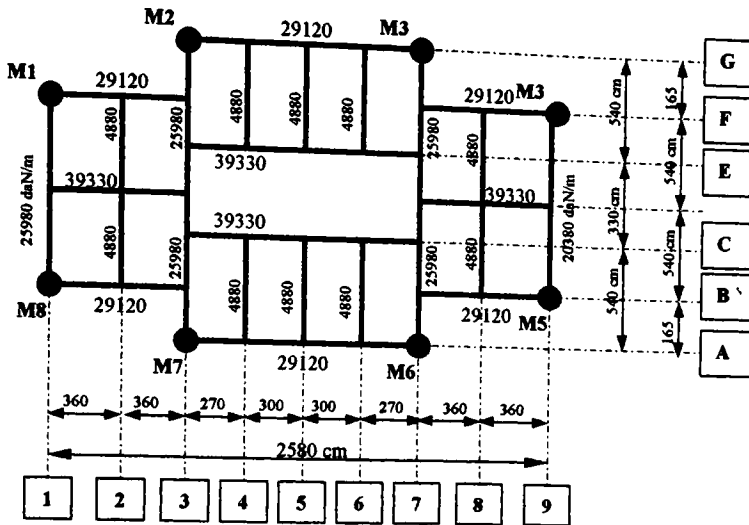


Fig 5.34

Bloc U4 - Schemă de calcul a încărcărilor transmise de suprastructură la nivelul fundațiilor continue [daN/m] și de amplasare a reperilor topometrici

Calculul forțelor concentrate în nodurile rețelei de discretizare se face pe baza metodei prezentate în capitolul 4 (Fig 4.10 și relația 4.1). Forțele concentrate care acționează în nodurile 203 până la 213 (Fig 5.33) situate pe linia nodală de separație dintre suprafața suprastructurii și fundația continuă, în lungul axului A și B (Fig.5.34), se calculează pe baza forței liniare distribuite (date în proiectul tip), $p = 29120$ daN/m, transmisă de cădere fundației și prin intermediul ei terenului de fundare.

P_{203}	$= 29120 \text{ daN/m} \times (0.675 \text{ m}) : 2$	$= 9828 \text{ daN}$
P_{204}	$= 29120 \text{ daN/m} \times (0.675 \text{ m} + 0.675 \text{ m}) : 2$	$= 19656 \text{ daN}$
P_{205}	$= 29120 \text{ daN/m} \times (0.675 \text{ m} + 1.500 \text{ m}) : 2$	$= 37492 \text{ daN}$
$P_{206-207}$	$= 29120 \text{ daN/m} \times (1.900 \text{ m} + 1.500 \text{ m}) : 2$	$= 55692 \text{ daN}$
P_{208}	$= 29120 \text{ daN/m} \times (1.900 \text{ m} + 0.750 \text{ m}) : 2$	$= 38584 \text{ daN}$
P_{209}	$= 29120 \text{ daN/m} \times (0.750 \text{ m} + 0.750 \text{ m}) : 2$	$= 21184 \text{ daN}$
P_{210}	$= 29120 \text{ daN/m} \times (1.650 \text{ m} + 0.750 \text{ m}) : 2$	$= 34944 \text{ daN}$
$P_{211-212}$	$= 29120 \text{ daN/m} \times (1.650 \text{ m} + 1.650 \text{ m}) : 2$	$= 24024 \text{ daN}$
P_{213}	$= 29120 \text{ daN/m} \times (1.650 \text{ m}) : 2$	$= 12012 \text{ daN}$

În ceea ce privește caracteristicile fizico mecanice ale terenului de fundare de sub talpa fundației continue sub ax A,B-1,5, cum rezultă din figura 5.26 s-au

În ceea ce privește caracteristicile fizico mecanice ale terenului de fundare de sub talpa fundației continue sub ax A,B-1,5, cum rezultă din figura 5.26 s-au considerat următorii moduli de deformație liniară $E_{med\ ponderat}$ [daN/cm^2] din (Tabel 5.28) determinați în baza rezultatelor penerărilor statice efectuate pe amplasament făcând media ponderată între strate acolo unde grosimea este mai mare de 0.5 m : Modul de deformație liniară $E_{ponderat}$ [daN/cm^2] din (Tabel 5.28) a fost determinat în baza rezultatelor penerărilor statice efectuate pe amplasament făcând media ponderată între modulii de deformație liniară aferenți suprafeței ploturilor și a suprafeței interplot raportată la suprafața totală

- $E = 110 daN/cm^2$ pe un strat cu grosimea de 0.5 m între cotele 600-550
- $E = 98 daN/cm^2$ pe un strat cu grosimea de 0.5 m între cotele 550-500
- $E = 78.0 daN/cm^2$ pe un strat cu grosimea de 0.75 m între cotele 500 - 425
- $E = 77.3 daN/cm^2$ pe un strat cu grosimea de 0.75 m între cotele 425-350
- $E = 86.5 daN/cm^2$ pe un strat cu grosimea de 1.0 m între cotele 350-250
- $E = 171.5 daN/cm^2$ pe un strat cu grosimea de 1.0 m între cotele 250 - 150
- $E = 300 daN/cm^2$ pe un strat cu grosimea de 1.5 m între cotele 150-0

Grosimea elementelor finite pentru teren este $T=270$ cm, adică grosimea masivului de pământ cuprins între fundațiile din ax A și B .

Pentru beton am considerat $E = 300000 daN/cm^2$, iar grosimea elementelor finite din beton este $T=135$ cm, adică lățimea tălpii de fundație.

Cu aceste date de intrare și cu discretizarea ansamblului fundație masiv de pământ (Fig 5.33) s-a rulat programul INTERFUN.

Programul INTERFUN a furnizat un listing cu date prezentate în Anexa 5. – pentru modelarea interacțiunii fundație, teren de fundare pentru fundația din zona axelor A,B-1,5. Programul a mai furnizat imagini cu schema de discretizare și numerotare a elementelor finite – Fig. 5.35 respectiv numerotarea nodurilor structurii de discretizare – Fig. 5.36.

S-au obținut astfel deplasările pe verticală a nodurilor rețelei de discretizare D_y (Tabel 5.33), s-au centralizat și concentrat valorile obținute și s-au marcat cu cifre îngroșate valorile deplasărilor pe verticală D_y ale nodurilor din dreptul mărcilor topo M8, M7,. Aceste noduri au coordonatele X respectiv Y arătate în capul de tabel pentru linie respectiv coloane.

Prin simetrie valorile deplasărilor pentru M6 sunt egale cu cele pentru M7 iar valorile deplasărilor D_y pentru M5 sun egale cu cele pentru M8. Similar este pentru latura paralelă pe care s-au montat mărcile topo M1 – M4 (Figura 5.34).

După cum se poate observa, comparând valorile tasărilor măsurate din tabel 5.31, există o bună concordanță între valorile calculate cu programul INTERFUN prezentate în Tabelul 5.33 extrase din Anexa 5.5.

Tabel 5.33

Bloc U4 Distribuția Deplasărilor Dy în lungul fundației din Ax A,B-1,5 [cm]													
Nr Marcă	Nr Marcă Topometrică												
	M8						M7						
X [cm]	0	150	300	368	435	625	818	1008	1083	1158	1323	1488	1653
Y [cm]													
700	-1.58	-2.71	-5.87	-5.84	-5.80	-5.68	-5.56	-5.43	-5.38	-5.32	-5.20	-5.12	-5.09
600	-1.50	-2.47	-5.87	-5.84	-5.80	-5.68	-5.56	-5.43	-5.37	-5.32	-5.20	-5.12	-5.09
550	-1.48	-2.34	-4.99	-5.26	-5.27	-5.19	-5.07	-4.95	-4.90	-4.85	-4.75	-4.67	-4.65
500	-1.44	-2.21	-4.24	-4.58	-4.66	-4.62	-4.52	-4.41	-4.37	-4.33	-4.23	-4.17	-4.15
425	-1.30	-1.84	-3.08	-3.38	-3.52	-3.56	-3.48	-3.40	-3.37	-3.33	-3.26	-3.22	-3.20
350	-1.03	-1.35	-2.06	-2.27	-2.40	-2.47	-2.43	-2.38	-2.35	-2.33	-2.28	-2.25	-2.24
250	-0.56	-0.69	-0.95	-1.05	-1.12	-1.19	-1.18	-1.16	-1.14	-1.13	-1.11	-1.09	-1.09
150	-0.27	-0.32	-0.43	-0.47	-0.51	-0.55	-0.55	-0.54	-0.53	-0.52	-0.51	-0.51	-0.50
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 5.33

Deplasările pe verticală a nodurilor rețelei de discretizare D_y

În continuare s-a prezentat valoarea tensiunilor σ_y calculate cu ajutorul programului INTERFUN în masivul de pământ aflat sub fundația continuă din axul A,B-1,5. Dacă se calculează media tensiunilor verticale σ_y în toate elementele finite triunghiulare aflate în fâșia de 0.5 m de sub fundația continuă, între cotele 50-500 Figura 5.33, respectiv elementele finite de la nr 297-336, Tabel 5.34 (extras din listing rulare program INERFUN, prezentat în Anexa 5.5) se obține valoarea

$$\sigma_{y \text{ med}} = 1.20 \text{ daN/cm}^2 .$$

Tabel 5.34

Bloc U4 Ax A,B-1,5 Reprezentare Tensiuni [daN/cm ²]													
Tensiuni [daN/cm ²] în elementele de sub talpa la cota Y=525 cm													
X [cm]	75	225	334	401	530	722	915	1047	1122	1242	1407	1572	
Tensiuni vert [daN/cm ²]	-0.14	-0.93	-1.69	-1.3	-1.2	-1.2	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	-1.1	
Număr Marcă Topo			M8						M7				

Tabel 5.33

Tensiuni verticale $\sigma_{y \text{ med}}$ a elementelor modelului de discretizare calculate ca medie a tensiunilor σ_y în șirul de elemente la 25 cm sub talpa fundației (cota Y=525 cm)

În păcate aceste valori nu le putem compara cu valorile măsurate în colțurile lădirii deoarece dozele de presiune D14-D19 au fost măsurate doar până la data de 0.08.84 (Tabel 5.32), adică numai până la terminarea structurii în roșu. Valorile

foarte diferite între ele nefiind concludente concludente în acest caz, totuși valoarea lor medie la data ultimei măsurători fiind $\sigma_{y \text{ med măsurat}} = 0.80 \text{ daN/cm}^2$, adică mai mică decât valoarea calculată cu programul INTERFUN $\sigma_{y \text{ med}} = 1.17 \text{ daN/cm}^2$.

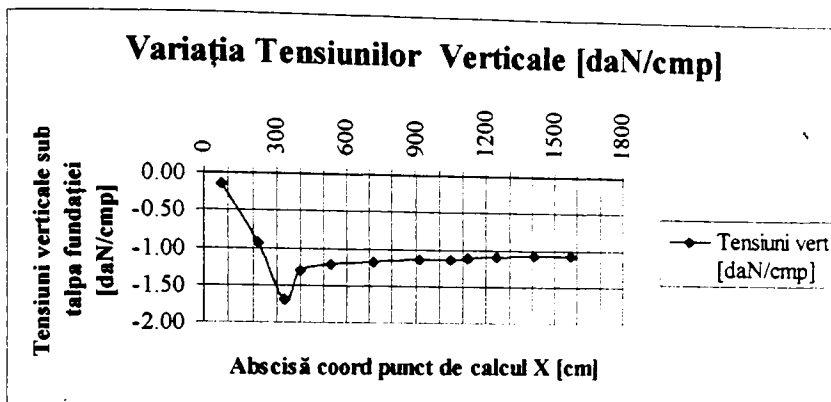


Fig. 5.35
Variația presiunilor verticale la 25 cm sub talpa fundației
Bloc U4 Ax A,B-1,5

În figura 5.35 am reprezentat grafic datele din tabelul 5.33. După cum se poate observa în cele patru elemente finite care modelează terenul de sub colțul fundației apare un vârf de presiune $\sigma_y = 1.69 \text{ daN/cm}^2$, după care presiunile din masivul de pământ de sub talpa fundației continue scade în jurul valorii :

$$\sigma_{y \text{ med}} = 1.20 \text{ daN/cm}^2.$$

Imaginea din figura 5.35-a a fost creată de postprocesorul programului INTERFUN și permite o mai ușoară și sugestivă citire și interpretare a datelor numerice furnizate de program și prezentate detaliat în Anexa 5.5.

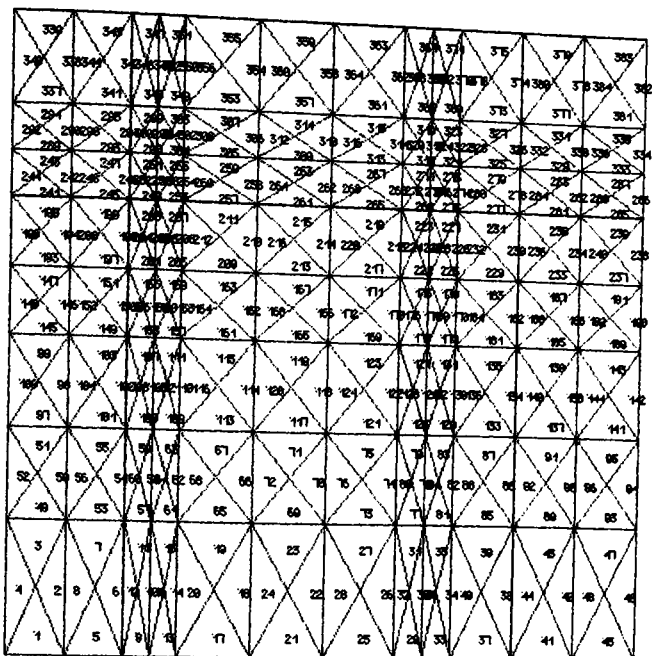


Fig 5.35-a
Schemă de discretizare și numerotare Elemente Finite
Bloc U4 Fundație Ax A,B-1,5

5.3.4 Calculul tasărilor fundației continue la blocul U4 în Ax A,B-1,5 prin metoda STAS 3300/2 - 85

Standardul românesc 3300/2-85 stabilește prescripțiile de calcul al terenului de fundare sub acțiunea fundațiilor directe și se aplică tuturor construcțiilor civile, social culturale, industriale, agrozootehnice și lucrări de artă folosindu-se în acest sens metodologia prezentată în paragraful 5.1.

Aplicând prescripțiile STAS 3300/2-85 la cazul particular al blocului U4 voi prezenta un scurt breviar de calcul al tasărilor blocului calculate în dreptul punctelor în care sunt plantate mărcile topo M8, M7, și la mijlocul fundației continue la intersecția axei A-5(Fig. 5.25)

a) - Punctele M8 - M5 și M1 – M4

Presiunea netă se calculează cu relația 5.2

$$P_{net} = P_{med} - \gamma D = 216 \text{ kPa} - 15.0 \cdot 1.9 \text{ m} = 188 \text{ kPa}$$

Pentru calculul tasărilor în dreptul mărcii topometrice M8, la intersecția axei A cu axa 1, prin metoda punctului de colț, se împarte fundația în patru dreptunghiuri. Raportul L/B se calculează după cum urmează :

$$\begin{aligned} B_1 = B_2 = 0.625 \text{ m} & \quad L_1 = L_2 = 0.675 \text{ m} \\ B_3 = B_4 = 0.675 \text{ m} & \quad L_3 = L_4 = 24.425 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1/B_1 = L_2/B_2 = 0.675 : 0.625 & = 36 \\ L_3/B_3 = L_4/B_4 = 24.425 : 0.675 & = 36 \end{aligned}$$

În Tabelul 5.36 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate, conform prescripțiilor din STAS 3300/2-85, presiunile medii pe straturile elementare, pentru calculul tasărilor punctelor din dreptul mărcilor topo M8, M5, M1 și M4.

Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Tabel 5.28, calculate pe baza rezultatelor obținute prin prelucrarea rezultatelor penetrărilor statice realizate pe amplasament.

Tabel 5.36

z [m]	γ [kN/m ³]	L ₁ /B ₁ L ₂ /B ₂	z/B ₁ z/B ₂	α_{c1} α_{c2}	L ₃ /B ₃ L ₄ /B ₄	z/B ₃ z/B ₄	α_{c3} α_{c4}	$\sigma_z =$ ($\alpha_{c1} + \alpha_{c2} +$ $\alpha_{c3} + \alpha_{c4}$) p_n [kPa]	0.2 σ_{gz} [kPa]	$\sigma_{z, med}$ [kPa]
0	1	2	3	4	2	3	4	5	7	8
0	15.5	1.08	0.00	0.2500	36	0.00	0.2500	188	0.0	174
0.5	15.5	1.08	0.80	0.2013	36	0.74	0.2244	160	9.0	134
1.0	15.5	1.08	1.60	0.1152	36	1.48	0.1606	107	10.8	93
1.5	15.5	1.08	2.40	0.0760	36	2.22	0.1321	78	12.6	66
2.0	15.5	1.08	3.20	0.0433	36	2.96	0.0995	54	14.4	51
2.5	15.5	1.08	4.00	0.0286	36	3.70	0.0957	47	16.2	41
3.0	15.5	1.08	4.80	0.0210	36	4.44	0.0693	34	18.0	31
3.5	15.5	1.08	5.60	0.0157	36	5.18	0.0591	28	19.8	26
4.0	15.5	1.08	6.40	0.0120	36	5.92	0.0514	24	21.6	24
4.5	15.5	1.08	7.20	0.0120	36	6.66	0.0500	23	23.4	23
5.0	15.5	1.08	8.00	0.0120	36	7.40	0.0500	23	25.2	23
5.5	15.5	1.08	8.80	0.0120	36	8.14	0.0500	23	27.0	23
6.0	15.5	1.08	9.60	0.0120	36	8.88	0.0500	23	28.8	23

Tasarea medie probabilă pentru punctele M8, M5, M1 și M4, se calculează prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate în Tabel 5.28, cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.37

$$s_8 = s_5 = s_1 = s_4 = 2.98 \text{ cm}$$

Tabel 5.37

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$
0	1	2	3	4	5
1	10300	174	0.5	0.8	0.6758
2	9300	134	0.5	0.8	0.5763
3	7900	93	0.5	0.8	0.4709
4	6800	66	0.5	0.8	0.3882
5	8100	51	0.5	0.8	0.2519
6	9400	41	0.5	0.8	0.1745
7	7900	31	0.5	0.8	0.1570
8	8600	26	0.5	0.8	0.1209
9	24700	24	0.5	0.8	0.0389
10	30000	23	0.5	0.8	0.0307
11	30000	23	0.5	0.8	0.0307
12	30000	23	0.5	0.8	0.0307
13	30000	23	0.5	0.8	0.0307
					$s_8 = s_5 = 2.9772$

b) - Punctele M7 - M6 și M2 - M3

Presiunea netă se calculează cu relația 5.2

$$p_{net} = p_{med} - \gamma D = 216 \text{ kPa} - 15.0 \cdot 1.9 \text{ m} = 188 \text{ kPa}$$

Pentru calculul tasărilor în dreptul mărcii topometrice M7, la intersecția axei A cu axa 3 (Fig. 5.28), prin metoda punctului de colț, se împarte fundația în patru dreptunghiuri. Raportul L/B se calculează după cum urmează :

$$\begin{aligned} B_1 = B_2 = 0.675 \text{ m} & \quad L_1 = L_2 = 7.825 \text{ m} \\ B_3 = B_4 = 0.675 \text{ m} & \quad L_3 = L_4 = 19.225 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1/B_1 = L_2/B_2 = 7.825 : 0.675 & = 11.6 > 10 \\ L_3/B_3 = L_4/B_4 = 19.225 : 0.675 & = 28.5 > 10 \end{aligned}$$

În Tabelul 5.38 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate, conform prescripțiilor din STAS 3300/2-85, presiunile medii pe straturile elementare, pentru calculul tasărilor punctelor din dreptul mărcilor topo M7, M6, M2 și M3.

Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Tabel 5.38, calculate pe baza rezultatelor obținute prin prelucrarea rezultatelor penetrărilor statice realizate pe amplasament.

Tabel 5.38

z [m]	γ [kN/m ³]	L_1/B_1 L_2/B_2	z/B_1 z/B_2	α_{c1} α_{c2}	L_3/B_3 L_4/B_4	z/B_3 z/B_4	α_{c3} α_{c4}	$\sigma_z =$ $(\alpha_{c1} + \alpha_{c2} +$ $\alpha_{c3} + \alpha_{c4}) \rho_n$ [kPa]	$0.2\sigma_{gz}$ [kPa]	$\sigma_{z,med}$ [kPa]
0	1	2	3	4	2	3	4	5	7	8
0	15.5	11.6	0.00	0.2500	28.5	0.00	0.2500	188	0.0	179
0.5	15.5	11.6	0.74	0.2244	28.5	0.74	0.2244	166	9.0	148
1.0	15.5	11.6	1.48	0.1686	28.5	1.48	0.1686	101	10.8	114
1.5	15.5	11.6	2.22	0.1384	28.5	2.22	0.1384	73	12.6	87
2.0	15.5	11.6	2.96	0.0972	28.5	2.96	0.0972	62	14.4	68
2.5	15.5	11.6	3.70	0.0827	28.5	3.70	0.0827	52	16.2	57
3.0	15.5	11.6	4.44	0.0693	28.5	4.44	0.0693	44	18.0	48
3.5	15.5	11.6	5.19	0.0590	28.5	5.19	0.0590	38	19.8	41
4.0	15.5	11.6	5.93	0.0500	28.5	5.93	0.0500	37	21.6	37
4.5	15.5	11.6	6.66	0.0500	28.5	6.66	0.0500	37	23.4	37
5.0	15.5	11.6	7.40	0.0500	28.5	7.40	0.0500	37	25.2	37
5.5	15.5	11.6	8.15	0.0500	28.5	8.15	0.0500	37	27.0	37
6.0	15.5	11.6	8.89	0.0500	28.5	8.89	0.0500	37	28.8	37

Tasarea medie probabilă pentru punctele M7, M6, M2 și M3, se calculează prin însumare pe stratele elementare i , cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate în Tabel 5.28, cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.39

$$s_7 = s_6 = s_2 = s_3 = 3.68 \text{ cm}$$

Tabel 5.39

i	E_i [kPa]	$\sigma_{zi,med}$ [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zi,med} h_i}{E_i}$
0	1	2	3	4	5
1	10300	179	0.5	0.8	0.695
2	9300	148	0.5	0.8	0.637
3	7900	114	0.5	0.8	0.577
4	6800	87	0.5	0.8	0.512
5	8100	68	0.5	0.8	0.336
6	9400	57	0.5	0.8	0.243
7	7900	48	0.5	0.8	0.243
8	8600	41	0.5	0.8	0.191
9	24700	37	0.5	0.8	0.049
10	30000	37	0.5	0.8	0.049
11	30000	37	0.5	0.8	0.049
12	30000	37	0.5	0.8	0.049
13	30000	37	0.5	0.8	0.049
					$s_7 = s_6 = 3.679$

c) – Punctele situate în centrul fundației continue (M_{A-5} și M_{G-5})

Presiunea netă se calculează cu relația 5.2

$$P_{net} = p_{med} - \gamma D = 216 \text{ kPa} - 15.0 \cdot 1.9 \text{ m} = 188 \text{ kPa}$$

Pentru calculul tasărilor în dreptul punctului situat la intersecția axei A cu axa 5 (Fig. 5.28), prin metoda STAS 3300/2 raportul L/B se calculează după cum urmează :

$$B = 1.35 \text{ m} \quad L = 27.05 \text{ m}$$

$$L/B = 27.05 : 1.35 = 20.03 > 10$$

În Tabelul 5.40 sunt centralizate datele în baza cărora sunt calculate, conform prescripțiilor din STAS 3300/2-85, presiunile medii pe straturile elementare, pentru calculul tasării din punctului situat la intersecția axei A cu axa 5 (Fig. 5.28)

Caracteristicile geotehnice sunt cele prezentate în Tabel 5.28, calculate pe baza rezultatelor obținute prin prelucrarea rezultatelor penetrărilor statice realizate pe amplasament.

Tabel 5.40

z [m]	γ [kN/m ³]	L/B	z/B	α_0	$\sigma_z =$ $(\alpha_0) \cdot p_n$ [kPa]	$0.2\sigma_{gz}$ [kPa]	σ_z^{med} [kPa]
0	1	2	3	4	5	7	8
0	15.5	20.0	0.00	1.000	188	0.0	178
0.5	15.5	20.0	0.37	0.895	168	9.0	148
1.0	15.5	20.0	0.74	0.673	127	10.8	112
1.5	15.5	20.0	1.11	0.511	96	12.6	72
2.0	15.5	20.0	1.48	0.400	75	14.4	69
2.5	15.5	20.0	1.85	0.333	63	16.2	59
3.0	15.5	20.0	2.22	0.290	55	18.0	51
3.5	15.5	20.0	2.59	0.250	47	19.8	43
4.0	15.5	20.0	2.96	0.210	39	21.6	39
4.5	15.5	20.0	3.33	0.200	38	23.4	37
5.0	15.5	20.0	3.70	0.185	35	25.2	33
5.5	15.5	20.0	4.07	0.160	30	27.0	28
6.0	15.5	20.0	4.44	0.140	26	28.8	

Tasarea medie probabilă pentru punctele M_{A-5} și M_{G-5} , se calculează prin însumare pe stratele elementare i, cu datele geotehnice obținute pe baza datelor furnizate în Tabel 5.28, cu relația 5.6, iar calculul este prezentat tabelat în Tabelul 5.41

$$s_{A-5} = s_{G-5} = 3.56 \text{ cm}$$

Tabel 5.41

i	E_i [kPa]	σ_{zi}^{med} [kPa]	h_i [m]	β	$s = 100\beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}^{med} h_i}{E_i}$ [cm]
0	1	2	3	4	5
1	10300	178	0.5	0.8	0.691
2	9300	148	0.5	0.8	0.637
3	7900	112	0.5	0.8	0.567
4	6800	72	0.5	0.8	0.424
5	8100	69	0.5	0.8	0.341
6	9400	59	0.5	0.8	0.251
7	7900	51	0.5	0.8	0.258
8	8600	43	0.5	0.8	0.200
9	24700	39	0.5	0.8	0.063
10	30000	37	0.5	0.8	0.049
11	30000	33	0.5	0.8	0.044
12	30000	28	0.5	0.8	0.037
13	30000		0.5	0.8	
					$s_{A-5} = s_{G-5} = 3.562$

5.3.5 Interpretarea datelor obținute pe cale experimentală referitoare la starea de deformății și presiuni, comparativ cu datele calculate la bloc U4 - din Arad

A - Rezultatele obținute, privind deplasările pe verticală a structurii Blocului U4, prin metoda STAS 3300/2-85 precum și cele obținute prin metoda elementului finit - program INTERFUN – care ține cont și de interacțiunea fundației structură, comparate cu valorile măsurate “in situ”, sunt prezentate în tabelul 5.42

Tabel 5.42

Nr. Marcă Topo	M1	M2	Mg5	M3	M4	M5	M6	Ma-5	M7	M8	Medie
Dy - Masurat	-7.40	-7.50		-7.10	-6.40	-4.70	-5.00		-5.00	-4.70	-5.98
Dy - Calculat STAS	-2.98	-3.68	-3.56	-3.68	-2.98	-2.98	-3.68	-3.56	-3.68	-2.98	-3.38
Dy - INETRFUN	-5.84	-5.43	-5.09	-5.43	-5.84	-5.84	-5.43	-5.09	-5.43	-5.84	-5.53

În tabelele 5.42 - a și b s-au prezentat separat valorile tasărilor măsurate respectiv calculate pe fiecare latură a blocului (Fig 5.28).

De asemenea se pot citi și diferențele procentuale calculate ca raport între valoarea medie a deplasărilor verticale calculate pe fiecare latură lungă a clădirii, și valorile măsurate prin nivelment de precizie topometric (considerat ca reprezentând 100%).

Pentru latura clădirii pe care au fost montați reperii topometrici M1-M4, adică pe axele G,F între axele 1,9; (Tabel 5.42 -a) se constată o abatere în minus a valorilor calculate față de cele efectiv măsurate -22% până la -52% la valorile calculate prin metoda STAS 3300/2-85

Tabel 5.42 – a

Nr. Marcă Topo	M1	M2	Mg5	M3	M4	Medie	%
Dy - Masurat	-7.40	-7.50		-7.10	-6.40	-7.10	100%
Dy - INETRFUN	-5.84	-5.43	-5.09	-5.43	-5.84	-5.53	78%
Dy - Calculat STAS	-2.98	-3.68	-3.56	-3.68	-2.98	-3.38	48%

Pentru latura clădirii pe care au fost montați reperii topometrici M5-M8, adică pe axele A,B între axele 1,9; (Tabel 5.42 -b) se constată o abatere în plus cu 14% a valorilor calculate cu programul INTERFUN față de cele efectiv măsurate și o abatere de -30% valorile calculate prin metoda STAS 3300/2-85.

Tabel 5.42 – b

Nr. Marcă Topo	M5	M6	Ma5	M7	M8	Medie	%
Dy - Masurat	-4.70	-5.00		-5.00	-4.70	-4.85	100%
Dy - INETRFUN	-5.84	-5.43	-5.09	-5.43	-5.84	-5.53	114%
Dy - Calculat STAS	-2.98	-3.68	-3.56	-3.68	-2.98	-3.38	70%

Valorile din tabelele de mai sus s-au reprezentat grafic separat pentru fiecare latură lungă a clădirii în vederea unei interpretări mai profunde a aspectului calitativ al rezultatelor obținute desprinzându-se următoarele :

a. - Valorile măsurate prin metode topometrice la blocul U4 sunt diferite între ele, înregistrându-se pentru punctele stabilite între valoarea maximă și minimă măsurată o diferență maximă de 2.5 cm. Se constată o deplasare pe verticală mai mare a clădirii pe linia mărcilor topometrice M1-M4 față de linia mărcilor topometrice M5-M8 (Fig 5.28), datorată probabil caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare diferite pe cele doua laturi ale clădirii, sau a rezultatelor diferite ale operațiunilor de îmbunătățire a terenului. Diferența maximă de 2.5 cm (Tabel 5.11- b) între deplasarea măsurată $s_{M2} = 7.50$ cm și deplasarea $s_{M7} = 5.00$ cm este de 33% .

Tasarea relativă probabilă calculată conform STAS 3300/2-85, reprezintă diferența dintre tasările a două fundații învecinate raportată la distanța dintre ele, este de 0.0016 și putem considera că nu va influența în mod negativ comportarea în timp a construcției.

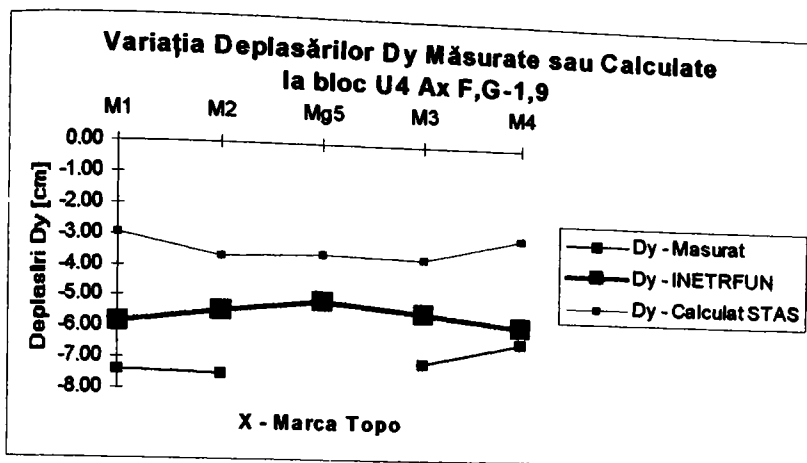


Fig 5.37-a
Bloc U4 – Reprezentarea tasărilor măsurate și calculate
pe linia mărcilor topometrice M1 – M4

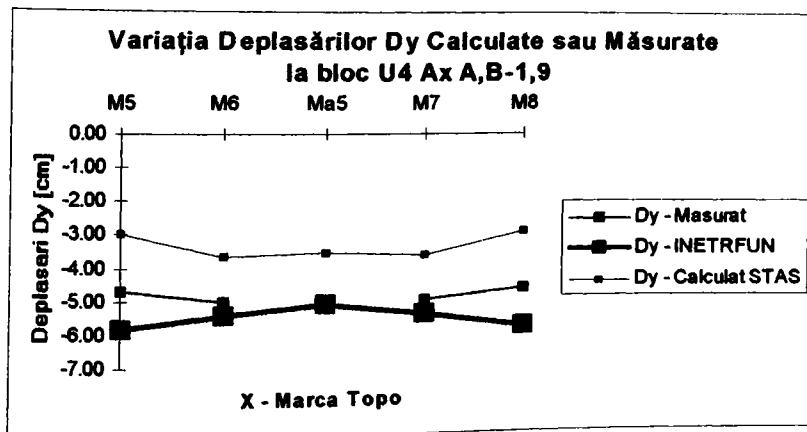


Fig 5.37-b
Bloc U4 – Reprezentarea tasărilor măsurate și calculate
pe linia mărcilor topometrice M5 – M8

Faptul că tasările clădirii sunt sensibil egale între ele în lungul clădirii, dovedește faptul că există o conlucrare între suprastructură - fundație - teren de

fundare influențată de rigiditatea ansamblului structurii, dar și o interacțiune a suprastructurii prin intermediul fundației cu masivul de pământ aflat sub fundație. Masivul de pământ, teren îmbunătățit cu ploturi din balast în cazul acesta, modelat prin caracteristicile sale geotehnice, intră în interacțiune directă cu elementele fundației în care introduce o stare de eforturi care se transmite suprastructurii, sau prin deplasările verticale diferențiate pe care le produce, induce în elementele suprastructurii o redistribuire a eforturilor.

b. - Valorile tasărilor probabile calculate prin metoda STAS 3300-2/85, pentru punctele din dreptul reperilor topometrici, folosind datele geotehnice avute la dispoziție, duc la niște rezultate care luate ca medie a valorilor calculate raportate la valorile măsurate dau rezultate substanțial mai mici decât cele măsurate (Tab 5.42 a,b) și în acest caz sunt descoperitoare din punct de vedere al prognozării comportamentului structurii. Din tabelul 5.42 media tasărilor calculate conform STAS 3300-2/85, pe laturile clădirii, $D_{yMed\ Calculat} = 3.38$ cm, este cu 43% mai mic decât media măsurătorilor $D_{yMed. Măsurat} = 5.98$ cm.

Dacă analizăm în schimb din punct de vedere calitativ rezultatele obținute (Tabel 5.42), constatăm că valorile calculate prin metoda STAS 3300 în colțurile clădirii sunt mult mai mici decât valorile măsurate în dreptul acelorasi puncte.

Comparativ cu valorile calculate în dreptul acelorasi puncte cu programul INERFUN și prin metoda STAS 3300-2/85. Dacă facem media vlorilor măsurate pe care o considerăm de precizie 100% și o raportăm la media valorilor calculate prin cele două metode constatăm că :

- valorile calculate prin metoda STAS 3300 au o precizie de 57%, adică valorile calculate sunt mai mici decât valorile măsurate, lucru care este descoperitor.

- valorile calculate prin metoda INERFUN au o precizie de 94%, adică în cazul studiat media valorilor calculate este numai cu 6% mai mică decât media valorilor măsurate. Având în vedere că pentru punctele situate pe latura cu mărcile topometrice M5 până la M8 valorile individuale măsurate sunt chiar mai mici decât cele calculate putem considera valorile calculate cu ajutorul programului INTERFUN au o precizie bună și reflectă conlucrarea între structura reală și masivul de pământ.

- calculele prin metoda STAS ne furnizează date care duc la o estimare mult mai mare a încovoierii elementului de fundație decât cel real și subvaluează valorile tasărilor probabile în colțurile clădirii.

Acest fapt este descoperitor din punctul de vedere al evaluării comportării structurii, neeconomic din punctul de vedere al dimensionării elementelor structurale, și nu reflectă în mod real comportarea din punctul de vedere al interacțiunii dintre fundație și masivul de pământ care folosește ca suport pentru structură.

c. - Valorile deplasărilor pe verticală D_y , calculate cu ajutorul programului de autor INTERFUN, pentru punctele aflate pe laturile blocului din

dreptul reperilor topometrice, folosind aceleași date geotehnice avute la dispoziție, duc la niște rezultate care luate ca medie a valorilor calculate raportate la valorile măsurate dau rezultate foarte apropiate (Tab 5.42 b) și acoperitoare față de valorile măsurate.

Având în vedere că valorile individuale măsurate sunt cu o medie de 4.5 mm mai mari decât cele calculate putem considera valorile calculate cu ajutorul programului INTERFUN au o precizie bună și reflectă conlucrarea între structura reală și masivul de pământ.

Modelarea corespunzătoare cu ajutorul elementului finit triunghiular a conlucrării dintre fundație și masivul de pământ, ca suport al structurii, programul INTERFUN ne conduce la niște rezultate mult mai apropiate de comportarea reală a structurii "in situ".

B - Rezultatele obținute prin măsurarea presiunilor de contact cu ajutorul Dozelor de Presiune cu Coardă Vibrantă (DPCV) montate sub fundația din axul C între axele 4-6 la suprafața de contact dintre fundație și terenul de fundare se vor analiza în paragraful următor prin comparație cu presiunile de contact calculate cu ajutorul programului INTERFUN. Repartiția dozelor de presiune sub fundație s-a făcut după cum urmează :

- 13 doze grupate în Ax C-3,6 ca în figura 5.31 plantate intercalat 8 bucăți deasupra ploturilor din balast, iar celelalte 5 plantate întreploturi
- restul de 6 doze au fost montate pe ploturi la colțurile clădirii în axul 1,3,9 (Figura 5.28)

După cum se arată în paragraful 5.3.1 Tabel 5.33 evoluția presiunilor medii măsurate sub talpa fundației tind la ultimele patru măsurători spre valoarea medie de 1.769 daN/cm² unde se stabilizează (Fig. 5.32).

Cu ajutorul programului INTERFUN am efectuat calculul presiunilor sub talpa fundației din ax C între axele 4-6, în starea plană de deformații, prin discretizarea unei prțiuni cu grosimea de 1m din fundația continuă și masivul de pământ .

Modelarea interacțiunii fundație - teren cu metoda elementului finit se efectuează pe toată lățimea fundației din ax C și a terenului adiacent pe o lungime de 1 m. (Fig. 5.38)

Pentru calculul presiunilor pe verticală – σ_v - ale punctelor nodale aflate sub talpa fundației, se ia în calcul o fâșie cu o lățime de 445 cm din ansamblul teren de fundare – 1 m tronson fundație continuă sub diafragmă cu lățimea B=185 cm, extinsă în afara conturului fundației cu 130 cm stânga-dreapta, încărcată la nivelul liniei nodale care face separarea dintre suprastructură și fundația așezată în masivul de pământ (Fig 5.38).

În figura 5.33 se prezintă schema de discretizare a masivului de pământ studiat care este încărcat prin intermediul fundației continue sub diafragmă cu

sarcinile transmise de la suprastructură. Masivul este discretizat în elemente finite triunghiulare.

Liniile nodale principale paralele cu axa X au fost plasate la nivelul liniei de separație dintre talpa fundației cunștinue și teren, iar în adâncime există câte o linie nodală impusă la fiecare nivel unde intervin schimbări în caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare (Modul de elasticitate Fig 5.26 și Tabel 5.28).

Liniile nodale paralele cu axa Y au fost în așa fel alese încât să treacă prin dreptul colțurilor fundației, și să permită modelarea pe verticală din punct de vedere al modului de elasticitate a zonelor cu ploturi

În această schemă de discretizare din Fig 5.38 pe axa y s-au reprezentat cotele fiecărei linii nodale principale paralele la axa x, iar pe direcția axei x s-au reprezentat abscisele liniilor nodale paralele cu axa y. În acest mod în tabelele centralizatoare următoare se pot identifica prin coordonate carteziene nodurile a căror deplasare a fost calculată cu ajutorul programului INTERFUN.

Evaluarea acțiunilor transmise de suprastructură la terenul de fundare s-a efectuat pe baza datelor furnizate de proiectul tip Secțiunea D3g1M care a stat la baza proiectării blocului U4 (Fig 5.34).

Tabel 5.43

Variația presiunilor de contact calculate cu INERFUN Ax C - 4,7 [daN/cm ²]															
Lățimea pe dir X	80	30	20	20	20	20	20	25	20	20	20	20	30	80	
Coord X [cm]	80	110	130	150	170	190	210	235	255	275	295	315	335	445	
FUNDAȚIE (Lățime 185 cm)															
Modul E luat în calcul	Teren Nat		Plot				InterPlot			Plot				Teren Nat	
	E - Plot	-0.39	-0.64	-1.32	-1.60	-1.37	-1.28	-0.95	-0.94	-0.95	-1.28	-1.37	-1.60	-1.32	-0.64
E - Interplot	-0.40	-0.68	-1.23	-1.50	-1.28	-1.19	-1.14	-1.13	-1.15	-1.19	-1.28	-1.51	-1.23	-0.68	-0.40
E - Ponderat	-0.38	-0.67	-1.28	-1.57	-1.31	-1.20	-1.15	-1.13	-1.15	-1.20	-1.31	-1.57	-1.28	-0.67	-0.38
E - Teren Natural	-0.45	-0.73	-1.15	-1.37	-1.23	-1.17	-1.15	-1.14	-1.15	-1.17	-1.23	-1.37	-1.14	-0.73	-0.45

În tabelul 5.43 am încercat o reprezentare cât mai sugestivă a rezultatelor obținute în calcularea presiunii de contact sub talpa fundației din ax C.

Caracteristicile terenului de fundare folosite în rularea programului INERFUN le-am preluat din tabelul 5.28, pentru modulul de deformație liniară E [daN/cm²]. Am rulat programul în 4 variante considerând fâșia de 1m din fundația continuă ax C în dreptul ploturilor, în dreptul interploturilor, pe un teren cu un E mediu ponderat și pe un teren natural neîmbunătățit.

Constatăm că în primul caz pe teren îmbunătățit, sub fundația plasată în dreptul ploturilor, se obține un vârf de presiune pe marginea fundației unde $\sigma_x = 1.60 \text{ daN/cm}^2$ iar sub centrul fundației în zona interploturi presiunea calculată este $\sigma_y = 0.94 \text{ daN/cm}^2$ adică substanțial mai mică, doar 58% din maximă.

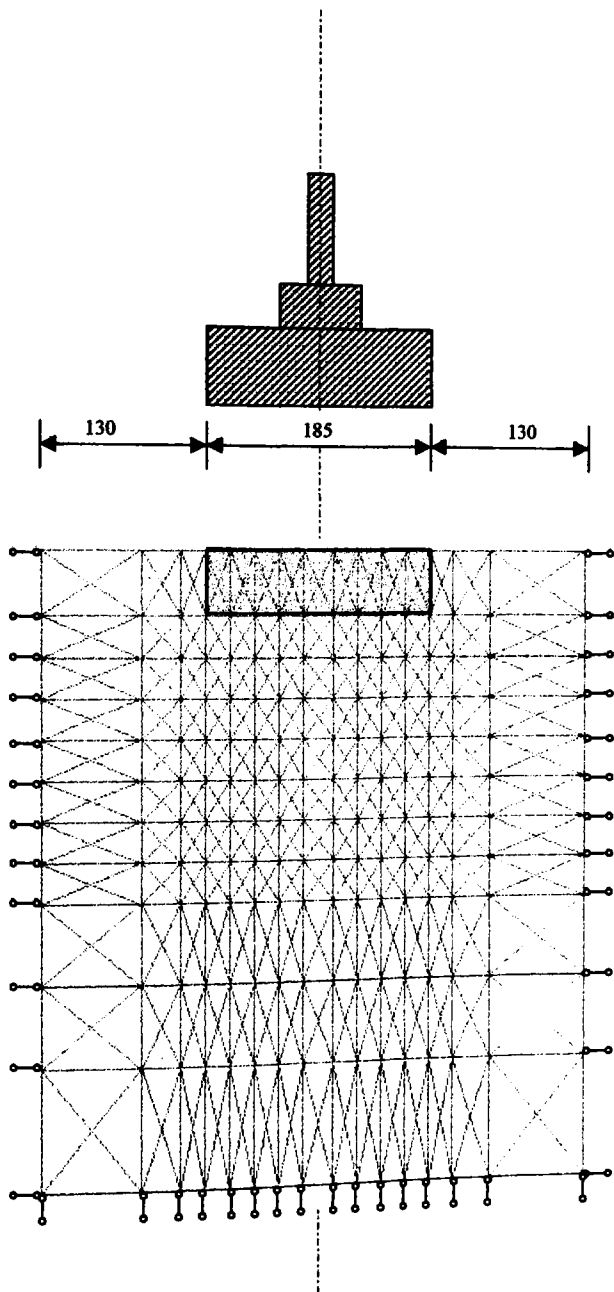


Fig 5.38
 Schemă de discretizare fundație și masiv pământ Bloc U4 Ax C-4,7

Dacă analizăm cazul extrem, în care fundația ar fi așezată pe un teren neîmbunătățit (natural), variația presiunilor de contact este mult mai mică ea distribuindu-se aproximativ uniform sub talpă. Vârful de presiune pe marginea fundației este $\sigma_y = 1.37 \text{ daN/cm}^2$ iar sub centrul fundației în zona inerploturi presiunea calculată este $\sigma_y = 1.14 \text{ daN/cm}^2$ adică 83% din maximă .

În Figura 5.39 am reprezentat grafic variația presiunilor sub talpa fundației din Ax C- 3,6 pentru cele 3 cazuri mai semnificative de modelare a masivului de pământ de sub talpă :

- teren îmbunătățit în care secțiunea și caracteristicile geotehnice sunt în zona care cuprinde ploturile de balast
- teren îmbunătățit în care secțiunea și caracteristicile geotehnice sunt în zona dintre ploturile de balast (Interplot)
- teren natural în care secțiunea și caracteristicile geotehnice sunt calculate în baza rezultatelor penetrometriei statice efectuate în prealabil pe amplasament.

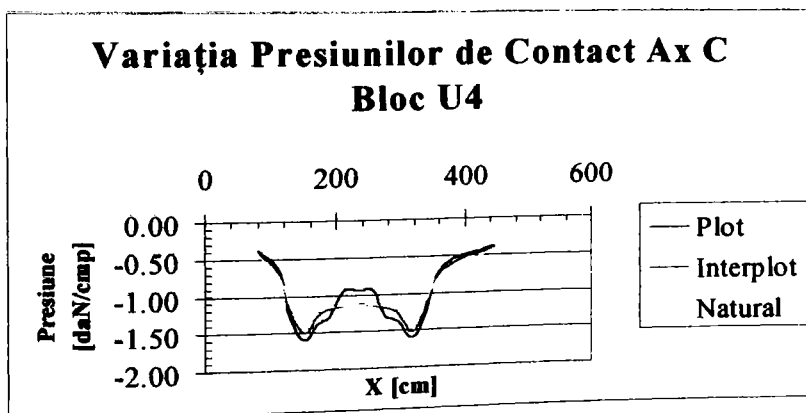


Fig 5.39
Variația presiunilor de contact calculate la Bloc U4 Ax C-3,6
cu programul INTERFUN

După cum se observă din figura 5.39 presiunea de contact sub talpa fundației în zona ploturilor de balast este mult mai mare decât între ploturi, lucru care confirmă și prin calculul efectuat cu programul INTERFUN, rezultatele măsurătorilor efectuate "in situ" cu ajutorul D.P.C.V. Aceasta confirmă de asemenea rezultatul benefic al îmbunătățirii terenului de fundare.

Tabel 5.44

Variația deplasărilor pe verticală D_y a fundației la Bloc U4 ax C-4,6 [cm]																	
X [cm]	0	80	110	130	150	170	190	210	235	255	275	295	315	335	365	445	Media
	FUNDAȚIA Ax C																
E[daN/cm ²]	PLOT			INTERPLOT						PLOT							
Interplot	-3.10	-3.59	-4.12	-4.68	-4.68	-4.68	-4.68	-4.68	-4.68	-4.68	-4.68	-4.68	-4.68	-4.12	-3.60	-3.10	-4.68
Plot	-3.43	-3.86	-4.30	-4.76	-4.77	-4.77	-4.77	-4.77	-4.77	-4.77	-4.77	-4.77	-4.77	-4.31	-3.86	-3.43	-4.77
Ponderat	-3.23	-3.73	-4.19	-4.53	-4.53	-4.53	-4.53	-4.53	-4.53	-4.53	-4.53	-4.53	-4.53	-4.19	-3.72	-3.23	-4.53
Natural	-3.67	-4.32	-4.99	-5.68	-5.68	-5.68	-5.68	-5.68	-5.67	-5.67	-5.67	-5.67	-5.67	-4.99	-4.32	-3.67	-5.67

În tabelul 5.44 am prezentat deplasările pe verticală D_y ale fundației din ax C calculate cu programul INERFUN pentru diversele modelări ale terenului de fundare din punct de vedere geotehnic . Se poate observa că sub efectul îmbunătățirii terenului de fundare , tasările fundației sunt mai mici pe terenul îmbunătățit decât pe terenul natural, lucru care confirmă încă o dată în plus efectul îmbunătățirii terenului de fundare dar și posibilitățile programului de calcul de a modela ineracțiunea dintre teren și fundație (Fig 5.40).

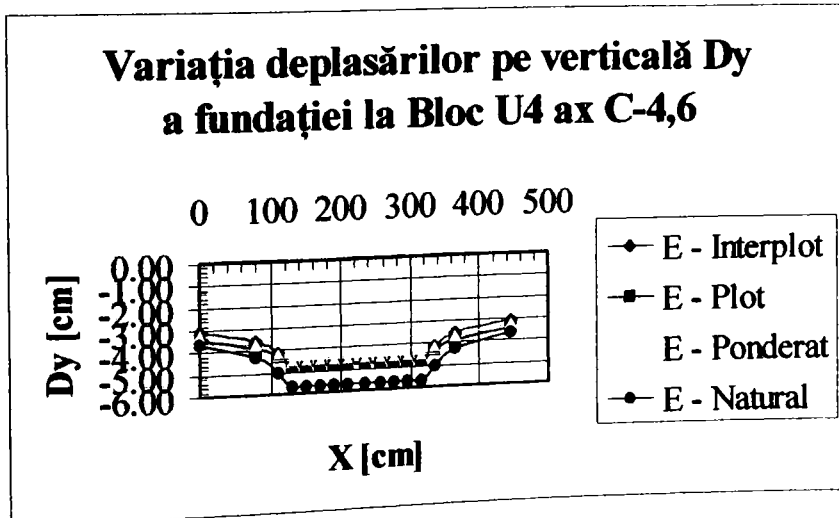


Fig 5.40
Variația deplasărilor pe verticală D_y calculate la Bloc U4 Ax C-3,6 cu programul INERFUN

CAP. 6 INTERPRETĂRI ȘI CONCLUZII

Abordată din multe puncte de vedere, problematica conlucrării dintre suprastructură - fundații - teren de fundare a fost rareori privită ca o problemă unitară, sau și mai aproape de adevăr nu s-a reușit întotdeauna cuprinderea într-o metodă de calcul unitară a întregii fațete ale problemei legate de interacțiune.

Dacă până acum putem spune că atât teoretic cât și practic, problemele legate de mecanica și comportarea structurilor din beton s-au oțel este binecunoscută și aprofundată, interacțiunea dintre suprastructură și terenul de fundare mai suportă încă multe îmbunătățiri.

Așa cum s-a văzut din cele prezentate anterior o mare parte dintre valorile măsurabile ale interacțiunii dintre suprastructură și teren nu concordă cu valorile obținute din calcul. Această discrepanță care apare uneori se datorează modelării necorespunzătoare a ternului de fundare și din această cauză se poate ajunge la o proiectare neeconomicoasă a structurilor.

În dorința de a-mi aduce o contribuție în rezolvarea acestor probleme, constatate personal de-a lungul activității mele de constructor și proiectant geotehnician, am început să studiez problema interacțiunii dintre structură – fundație – teren prin consultarea unei bibliografii având ca tematică acest subiect.

În urma studiului bibliografic am ajuns la concluzia că abordarea generală a problemei conlucrării construcție - teren se lovește de dificultăți mari întâlnite în aplicarea unui algoritm teoretic a problemelor de contact, cât și de multitudinea parametrilor și factorii caracteristici pentru fiecare element al ansamblului structură - fundație - teren care trebuiesc determinați și introduși în calcul.

În ultimele decenii, metodele de calcul numeric puse la punct de către matematicieni[58], prin apariția calculatoarelor electronice fac posibilă valorificarea deplină a acestor metode, permițând abordarea acestei probleme atât de complexe de mecanica construcțiilor și a pământurilor,.

O metodă care elimină dezavantajele amintite mai sus este **Metoda Elementului Finit** [26].

Prin discretizarea structurii și terenului în elemente finite și aplicarea programelor de calcul elaborate în ideea conlucrării dintre construcție, fundație și teren, rezultă următoarele avantaje:

- Permite luarea în considerare a tuturor parametrilor și factorilor ce influențează conlucrarea dintre construcție, fundație și terenul de fundare, în regim static și dinamic;
- Ține seama de redistribuirea stării de eforturi și deformații dintre elementele din beton armat ale construcției;
- Permite cunoașterea stării de eforturi și deformații în fiecare element finit din cadrul construcției și terenului de fundare.

Folosirea metodei elementului finit dă posibilitatea cunoașterii reale calitative și cantitative de eforturi și deformații în suprastructură - infrastructură și teren, iar cunoașterea reală a stării de eforturi dă posibilitatea realizării unei proiectări raționale și economice a infrastructurilor, care să se încadreze în ansamblul unitar suprastructură - infrastructură și teren de fundare.

Metoda elementelor finite își găsește un câmp larg de aplicație în analiza statică și dinamică a comportării structurilor

În practica inginerescă și din literatura de specialitate sunt cunoscute programe generale de calcul cu element finit, cu un caracter multifuncțional, care permit analiza statică și dinamică a structurilor continue sau alcătuite din bare.

În acest sens se poate face referire în principal la programele din familia **S.A.P.** (**S**tructural **A**nalysis **P**rogram for **S**tatic and **D**ynamic **R**esponse of **L**inear **S**ystems) [104].

Programele de calcul din familia SAP au fost create de către E.L. Wilson, K.J. Bathe și P.E. Paterson în anii '70 la Universitatea Berkeley din California. Varianta îmbunătățită a acestor programe a fost creată și denumită **SAPLIS** în anii 1977 - 1980 de către un colectiv de la Universitatea Tehnică din Liege Belgia, condus de către profesorul G.A. Fonder .

Pentru discretizarea corpurilor fizice programele generale de tip SAP folosesc o multitudine de tipuri de elemente finite având diverse forme și proprietăți, alese în așa fel încât să se obțină o cât mai mare acuratețe în modelarea corpurilor.

În principal aceste tipuri de elemente pot fi clasificate ca :

- Elemente liniare de tip bară articulată sau grindă
- Elemente plane având contur drept sau curbiliniu
- Elemente solide bi și tridimensionale
- Elemente termice

- Elemente de contur și legătură care asigură modelarea legăturilor elementelor structurii cu mediul de rezemare

Având în vedere gradul mare de generalitate al programelor din familia SAP prezentată mai sus, precum și cunoștințele de informatică destul de ridicate în

exploatarea lor, mi-am propus conceperea unui program bazat pe metoda elementului finit dedicat studierii interacțiunii dintre construcție și teren. Pentru realizarea acestui deziderat în analiza cu elemente finite a interacțiunii construcție - teren, autorul și-a propus realizarea unui program de calcul care să permită studiul interacțiunii dintre fundație și terenul de fundare inclusiv a terenului din imediata vecinătate a structurii .

Autorul a pornit de la faptul că, structurile care reazemă pe un semispațiu elastic liniar se calculează în funcție de tipul lor, pe baza uneia dintre cele trei probleme ale teoriei elasticității: problema plană, problema axial simetrică sau problema spațială.

În cadrul problemei plane din teoria elasticității, aleasă de autor pentru studiu, construcțiile pot lucra în :

a - Starea plană de deformații

b - Starea plană de efort (tensiuni)

În starea plană de deformații, punctele elementului structural se deplasează în plane a căror normală au direcție fixă. Acesta este cazul semispațiului elastic care este acționat uniform după o direcție pe planul de separație sau pe un plan paralel cu acesta.

Terenul de fundație va lucra în condițiile stării de deformație plană , când construcția are o suprafață de reazem dreptunghiulară alungită și orice fâșie cu lățimea unitară (1m) în sens transversal, lucrează în condiții identice cu oricare altă fâșie analogă, adică având aceeași încărcare și rigiditate. Riguros această condiție este respectată doar în cadrul construcțiilor infinit lungi.

Pentru calcule practice , dacă lungimea suprafeței depășește lățimea ei de peste 3 ori ($L > 3 \cdot B$), se poate admite ipoteza deformației plane pentru calculul în sens transversal al porțiunii din mijloc a construcției.

În modelarea conlucrării dintre structură și terenul de fundare în analiza cu elemente finite, o importanță majoră o are determinarea limitelor semispațiului studiat. Datorită faptului că efectul acțiunilor descrește cu distanța până la punctul de aplicație al încărcărilor, mediul continuu (masivul de pământ), va trebui extins până la zona în care acest efect devine neglijabil. Presupunând că deplasările nodurilor modelului la limita domeniului devin neglijabile, condițiile de continuitate devin condiții de margine idealizate prin blocaje introduse pe direcția gradelor de libertate fixate.

Discretizarea structurii se face cu elemente finite triunghiulare pe care le-am considerat că prezintă posibilități mai largi în ceea ce privește aproximarea geometriei conturilor. Se recomandă ca rețeaua de discretizare cu triunghiuri să fie astfel alcătuită încât elementele finite să se apropie cât mai mult de triunghiul echilateral (cel puțin în zonele de interes). La alegerea distribuției elementelor triunghiulare este recomandabil să se țină seama de respectarea izotropiei geometrice; de aceea în cazul discretizării prezentate în fig 4.3 fiecare element dreptunghiular este împărțit în 4 triunghiuri care au un vârf comun situat chiar în centrul dreptunghiului. Finețea de discretizare trebuie crescută în cazul existenței

unor concentratori de eforturi (unghiuri intrând la goluri) sau în zonele mai sensibile ale structurii la contactul cu terenul pe care îmi propun să o studiez cu o mai mare precizie.

Din calcul se obțin deplasările nodurilor rețelei de discretizare și eforturile unitare în elementele finite.

Pentru programul INTERFUN, în vederea robusteții și clarității a fost conceput să opereze cu un set restrâns de elemente ale programelor generale de tip SAP pe care autorul le-a considerat suficiente în modelarea și analiza interacțiunii fundație teren după cum urmează:

- Discretizarea se face cu elementele finite triunghiulare, care pot avea fiecare în parte grosimi diferite, modul de elasticitate și coeficient Poisson diferite
- Sistemul de axe de coordonate este cartezian
- Blocaje nodale (în sistemul cartezian);
- Încărcările se aplică nodal prin forțe la noduri
- Încărcările pe element sunt forțe concentrate sau distribuite
- Programul efectuează o analiză statică;

Programele PREP și INTERFUN sunt scrise în limbaj QuickBASIC Ver. 7.10.

Schema bloc a programului alcătuit este prezentată în Fig 4.8. Această schemă este o schemă generalizată care poate fi aplicabilă oricărui program bazat pe Metoda Elementului Finit (M.E.F.) [12],[38],[71].

Programul citește datele de intrare referitoare la numărul și coordonatele nodurilor, topologia structurii, caracteristicile de material, încărcări și condiții de rezemare dintr-un fișier care poate fi scris direct cu ajutorul unui editor de text, sau poate fi creat cu ajutorul unui program specializat de preprocesare PREP alcătuit de autor prezentat în Anexa 4.1.

După citirea datelor de intrare și a ipotezelor de încărcare, programul alcătuiește succesiv matricile de rigiditate ale elementelor finite, după care termenii acesteia îi implementează în matricea de rigiditate a structurii în ansamblu.

Matricea de rigiditate a elementului reprezintă caracteristica globală a unui element finit folosit în studiul stării de eforturi și deformații a corpului studiat. Ea se definește funcție de:

- Topologia elementului,
- Modulul de Elasticitate
- Coeficientul lui Poisson
- Grosimea Elementului

Se introduc condițiile de rezemare, iar apoi se trece la rezolvarea sistemului de ecuații astfel obținut.

În urma rezolvării sistemului prin metoda Gauss se obțin deplasările nodurilor. Cu ajutorul acestora, prin intermediul matricei de elasticitate, se determină eforturile unitare σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} în centrul fiecărui element finit precum și deplasările nodale D_x , D_y .

Programul furnizează un listing (rez.OUT) care cuprinde datele de intrare, coordonatele nodurilor rețelei de discretizare, topologia elementelor și caracteristicile lor mecanice, precum și rezultatele obținute – deplasări nodale și eforturi unitare în fiecare element.

În timpul rulării programul prezintă pe monitor schema de discretizare cu numerotarea nodurilor și a elementelor finite iar la final prezintă distribuția eforturilor în masivul de pământ precum și starea deformată a întregului ansamblu studiat. Programul sursă este prezentat în Anexa 4.2 la prezenta lucrare.

Programul de preprocesare “PREP” conceput de autor (Anexa 4.1), are rolul de a ajuta operatorul în introducerea datelor cu ajutorul cărora se poate efectua discretizarea unui masiv de pământ de formă dreptunghiulară, care este discretizat automat în elemente finite de formă triunghiulară. În principiu se introduc pe rând :

- Denumirea problemei studiate (DENS)
- Numărul de noduri pe un rând (NNL)
- Numărul de noduri pe coloană (NNC)
- Numărul ipotezelor de încărcare (IP)
- Modulul de elasticitate (E daN/cm²)
- Coeficientul Poisson (MI)
- Grosimea elementelor (T cm)

După introducerea acestor date inițiale programul cere operatorului să introducă lățimea D_x respectiv înălțimea D_y diferențiat pentru fiecare linie și coloană, apoi în mod automat împarte domeniul în dreptunghiuri pe care apoi le subîmparte pe fiecare în parte în 4 triunghiuri . Programul calculează în mod automat pe baza unui algoritm coordonatele tuturor nodurilor, generează topologia elementelor finite triunghiulare și asignează fiecărui element un număr, modulul de elasticitate, coeficientul Poisson și grosimea degrevând astfel utilizatorul de o muncă foarte laborioasă. În cazul că la începutul rulării programului “E” este declarat cu valoarea 0, programul cere pentru fiecare element în parte modulul de elasticitate “E”. În continuare programul cere operatorului introducerea forțelor F_x , F_y pentru nodurile încărcate în cazul fiecărei ipoteze declarate de variabila IP(număr de ipoteze). De asemenea se solicită numărul nodurilor cu blocaje care mărginesc domeniul și direcția x și/sau y după care sunt blocate deplasările stabilindu-se astfel condițiile de margine.

Ca un lucru demn de remarcat acest program afișează în mod automat modelul discretizat cu numerotarea nodurilor și a elementelor, permițând astfel operatorului să sesizeze imediat eventualele greșeli strecurate în conceperea discretizării ansamblului.

În continuare se face explicarea câtorva noțiuni de modelare specifice metodei elementului finit și a programului PREP - INTERFUN

- Structura se raportează la un sistem de axe rectangular de coordonate xOy .
- Structura se discretizează în elemente finite triunghiulare, urmând pe cât posibil, asigurarea izotropiei geometrice.

Discretizarea depinde de forma geometrică dar trebuie astfel aleasă încât să permită aplicarea încărcărilor și a condițiilor de margine în nodurile elementelor finite.

Poziția nodurilor, respectiv a frontierelor dintre elemente, - adică topologia structurii - este condiționată de :

- a. prezenta unor variații în geometria structurii
- b. prezența unor variații în calitățile elastice ale materialului
- c. existența unor încărcări concentrate sau distribuite după legi de variație cu discontinuități

Programul are calitatea că permite introducerea pentru fiecare element finit în parte caracteristicile mecanice legate de material (E - modul de deformare liniară și Coeficient Poisson), lucru care permite o mai bună modelare a anizotropiei ansamblului studiat. Acest fapt este un salt deosebit față de celelalte metode de calcul deoarece realizează modelarea mult mai aproape de realitate a mediului.

Am experimentat programul pe o serie de lucrări realizate în Arad și supuse unei urmăririi speciale – Blocurile I3 , Z17 din Calea Aurel Vlaicu și Blocul U4 din P-ța U.T.A. care a fost fundat pe teren îmbunătățit.

Rezultatele obținute prin modelarea comportării în timp și a interacțiunii dintre fundație și terenul de fundare au fost foarte bune și în orice caz mai apropiate de realitatea măsurată “in situ” decât rezultatele obținute prin calculele standardizate .

Urmare a celor prezentate s-a ajuns la următoarele concluzii :

- Această fenomen natural al interacțiunii suprastructură – teren de fundare a fost o preocupare a cercetărilor efectuate de diverși autori în ultimele cinci decenii.

- Discrepanța care apare uneori între valorile măsurabile ale interacțiunii dintre suprastructură și teren nu concordă cu valorile obținute din calcul, se datorează modelării necorespunzătoare a terenului de fundare și din această cauză se poate ajunge la o proiectare neeconomicoasă a structurilor.

- Pornind de la acest aspect general cunoscut, am dorit să analizez cauzele acestui fenomen și să găsesc o metodă de studiere cât mai generală a lui.

- Dacă problema calculului static sau dinamic al suprastructurilor a fost rezolvată în general atât teoretic cât și matematic, practic de multă vreme, acest calcul a fost aproape întotdeauna oprit și idealizat matematic la nivelul suprafeței de contact suprastructură – teren de fundare, adică la modelarea unei legături (încastrare sau articulație de exemplu) între suprastructură și fundație.

- Dacă se dorește abordarea generală a problemei conclucrării construcție - teren apar de dificultăți mari întâlnite în aplicarea unui algoritm teoretic a **problemelor de contact**, cât și de multitudinea parametrilor și factorii caracteristici pentru fiecare element al ansamblului structură - fundație - teren care trebuiesc determinați și introduși în calcul.

- În urma studierii stadiului de rezolvare a problemei în capitolele 2 și 3 am

ajuns la concluzia că pentru rezolvarea acestei probleme într-un mod cât mai general, cea mai indicată soluție se poate obține prin modelarea interacțiunii cu **metoda elementului finit**.

- Această metodă a fost concepută matematic în deceniul 50 dar nu a putut căpăta o extindere și o aplicabilitate practică decât după apariția și dezvoltarea calculatoarelor electronice care permiteau rezolvarea practică cu un efort rezonabil din partea inginerilor structuriști.

- Folosind programele de tip S.A.P. (Structural Analysis Programs) care au la bază o multitudine de tipuri de elemente finite (bare articulate la capete, elemente de tip grindă, elemente plane de diverse forme, elemente de transfer termic etc.) am hotărât să concep un program de calcul bazat pe metoda elementului finit care să folosească elementul finit triunghiular plan cu două grade de libertate pe cele trei noduri ale sale.

Am ales acest tip de element datorită simplității lui în utilizare, a posibilităților de a discretiza aproape orice formă geometrică, - practic orice formă poligonală poate fi împărțită în triunghiuri -, iar prin mărirea fineții de discretizare pot fi aproximate convenabil chiar și contururile curbe. Printr-o alegere judicioasă a liniilor nodale principale se poate asigura izotropia geometrică a structurilor, iar prin caracteristicile de material care pot fi asignate practic fiecărui element finit se poate asigura o modelare destul de convenabilă și a anizotropiei materialelor componente .

- Pornind de la acestea am conceput un program - **INTERFUN** (INTEracțiune TERen FUNdație) -, care folosește pentru discretizare și calcul elemente finite triunghiulare plane, pentru studierea interacțiunii dintre fundație ca element al structurii, care face legătura dintre suprastructură și masivul de teren pe care aceasta reazemă.

În municipiul Arad s-a organizat de către C.Pr.J. Arad în colaborare cu INCERC București echiparea și urmărirea complexă a unor blocuri învecinate din Calea A. Vlaicu, Bloc Z17 și Bloc I3 având o structură S+P+8E fondate pe un teren natural precum și a blocului de locuințe U4 din Piața UTA care a fost fundat în condiții foarte dificile pe teren îmbunătățit cu ploturi din balast dubluvibropresate.

Urmărirea specială efectuată în Arad la care am participat prevede următoarele obiective principale :

a - Urmărirea stării calitative a clădirii prin observații vizuale și verificări nedistructive

b - Urmărirea evoluției poziționale a fundațiilor și a mișcărilor de ansamblu a clădirii prin metode topometrice realizată prin nivelment topometric cu **miră de invar și nivelă de înaltă precizie** pe martorii încastrați în structură .

Urmărirea abaterilor de la verticală provocate de o eventuală tasare neuniformă a terenului de fundare s-a urmărit prin citiri topometrice pe **reperii de topoclinometru** amplasați pe structura de rezistență la diferite nivele.

c - Urmărirea evoluției valorii și distribuției presiunii de contact dintre fundație și teren, pe parcursul execuției și exploatării clădirilor.

Urmărirea presiunilor de contact s-a efectuat în Arad prin folosirea unor **doze electrice cu coardă vibrantă pentru presiuni, tip DECVP-HF** produse în mod experimental de către INCERC București, folosind un aparat electronic de măsurat cu coardă vibrantă comparatoare.

Interpretarea datelor obținute din măsurători, a permis aprecierea aptitudinii pentru exploatare a clădirii supuse urmării. Eficiența lucrărilor de urmărire specială constă în asigurarea prevenirii unor deteriorări grave ale clădirii prin măsuri de intervenție luate din timp la un preț de cost mai scăzut.

Analizând aceste cazuri concrete studiate, căror comportare a fost urmărită "în situ", rezultatele obținute au fost comparate cu valorile obținute prin calcule clasice standardizate precum și cu rezultatele modelării conlucrării fundație - teren de fundare obținute cu ajutorul programului INTERFUN.

La blocurile (Z17 și I3) fondate pe teren natural, rezultatele atât pentru tasări cât și pentru presiunile de contact, obținute prin calcul cu ajutorul programului INERFUN sunt foarte apropiate de cele măsurate iar cele furnizate de calculul STAS 3300 dau abateri mari în plus spre centrul radierelor dar sunt descoperitoare la colțuri.

La blocul U4 fundat pe teren îmbunătățit, rezultatele privind tasările sunt descoperitoare, dare cele furnizate de programul INERFUN se apropie mult de comportarea reală a clădirii.

Având în vedere concluziile ce s-au desprins din interpretarea rezultatelor practice din capitolele 4 și 5 consider că acest program bazat pe metoda elementului finit este util în activitatea de proiectare pentru că poate oferi inginerului un instrument util în modelarea comportării și interacțiunii construcției cu terenul de fundare.

Această posibilitate de modelare și simulare a comportării unei construcții, în interacțiune cu masivul de pământ și cu celelalte lucrări realizate în imediata vecinătate, permite realizarea de economii importante încă din faza de proiect și se pot economisi încercări speciale pe amplasament.

Pe baza celor enumerate mai sus **propun ca această metodă de calcul să fie generalizată, chiar introdusă într-un standard ca și completare la STAS 3300** deoarece rezultatele obținute cu ajutorul ei sunt de o mai mare acuratețe și permite modelarea inerațiunii fundație teren de fundare. **Programul de calcul INTERFUN poate fi folosit și la analiza completă a structurii în interacțiune cu terenul de fundare** dar în această lucrare autorul s-a limitat la a prezenta doar rezultatele care au avut o prealabilă cercetare "in situ" la scara 1:1, lucrări de urmărire specială la care mi-am adus o contribuție în timpul efectuării lor, rezultate care au stat la baza prezentei lucrări. Desigur la baza cercetării interacțiunii structură - fundație - teren se mai pot face și este absolut necesar să se mai facă cercetări, prezenta lucrare făcând doar un pas în această direcție.

BIBLIOGRAFIE

1	<i>Agent R.</i>	Bazele teoretice și aplicațiile utilizării distorsiunilor în calculul cadrelor etajate, Revista Construcțiilor și materialelor de construcții Nr 10/1968
2	<i>Agent R.</i>	Calculul rigidităților diafragmelor pline și cu goluri la clădiri etajate. Broșura Institutului de Construcții București 1975
3	<i>Agent R., Bămuș V.,</i>	Calculul structurilor din beton armat cu stâlpi zvelți, Ed. Tehnică, București 1979
4	<i>Agent R., Postelnicu T.,</i>	Calculul structurilor cu diafragme din beton armat Vol I, II, Ed. Tehnică, București 1982
5	<i>Arutian M.K.H.,</i>	Some problems in the Theory of Creep, Pergamon Press, London 1966, p.108-216
6	<i>Avram C., Anastasescu, D.,</i>	Structuri Spațiale, Ed. Academiei R.S.R., București, 1978
7	<i>Avram C., Bob C., Friedrich R., Stoian V.,</i>	Structuri din beton Armat. Metoda Elementelor Finite. Teoria Echivalențelor, Ed. Academiei R.S.R., București 1984
8	<i>Barberis V.,</i>	Propagations des pressions dans le sole, Roma - Italy 1969
9	<i>Bămuș V.,</i>	Calculul neliniar al structurilor, Ed. Tehnică, București, 1981
10	<i>Beleş, A., Mihăilescu, C., Mihăilescu, Șt.,</i>	Calculul Construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, Ed. Academiei R.S.R., 1977
11	<i>Beu T. A.</i>	Analiza numerică în TURBO PASCAL, Ed. microInformatica, Cluj-Napoca, 1992
12	<i>Blumenfeld M.,</i>	Introducere în metoda elementelor finite, Ed. Tehnică, București, 1995
13	<i>Boussinesq Y.,</i>	Application des potentiels a l' etude de l'equilibre e du mouvement des solides elastiques, Gauthier Villars, Paris, 1975
14	<i>Brad I.,</i>	Utilizarea microcalculatoarelor la calculul tasării fundațiilor , Simpozion Arad
15	<i>Brad I.,</i>	Sinteză asupra comportării unor construcții fundate pe terenuri îmbunătățite executate în Arad, Lucrare de Diplomă Curs Postuniversitar, Timișoara 1984 (nepublicat)
16	<i>Brad I., Ciszter K., Kelly L.,</i>	Echiparea și urmărirea specială a comportării in situ a blocului U4 P-ța UTA Arad Et.I - Proiect de echipare și urmărire

17	<i>Brad I., Csiszter K., Kelly L.,</i>	Echiparea și urmărirea specială a comportării in situ a blocului U4 P-ța UTA Arad Et.2 - Sinteza rezultatelor, Pr 13087/II C.Pr.J.Arad
18	<i>Brad I., Kelly L.,</i>	Considerații privind rezultatele evaluării și urmării tasărilor la bloc Z17 și I3, Simpozion Comportarea in situ a construcțiilor, Piatra Neamț, 1984
19	<i>Brînzan I., Barbaiani M.,</i>	Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme, Editura Tehnică, București, 1976
20	<i>Caquot A., Kerisel J.,</i>	Tratat de Mecanica Pământurilor, Ed. Tehnică, București 1968
21	<i>Căpășină D.,</i>	Calculatorul în ajutorul proiectării construcțiilor, Ed. Tehnică, București 1976
22	<i>Căpășină D., Cristea G., Cocora D.,</i>	CAPLAN - Program Pentru Determinarea stării de eforturi și deplasări la cadre plane, Manual de utilizare
23	<i>Chamecki S.,</i>	Calcul des tassements progressif des fondations, en terrain compte de l'interaction des structures e du sol, Universite - Parma Brasilia, 1968
24	<i>Cocora D., Balosache N.,</i>	CADGRAF - Manual de utilizare, I.P.C.T. București 1991
25	<i>Cristescu N.,</i>	Mecanica rocilor, Modele matematice reologice, Ed. Științifică, București, 1990
26	<i>Cuteanu E., Marinov R.,</i>	Metoda elementelor finite în proiectarea structurilor, Ed. Facla Timișoara, 1980
27	<i>Csiszter K., Kelly L.,</i>	Urmărirea comportării in situ a blocului U4 din Mun. Arad, Simpozion Comportarea in situ a construcțiilor, Piatra Neamț, 1984
28	<i>Dancea I.</i>	Metode de optimizare - Algoritmi - programe, Ed. Dacia Cluj Napoca, 1976
29	<i>Das M. Braja</i>	Principles of Foundation Engineering - Second Edition - PWS Publishing Company Boston, 1990
30	<i>David Morris</i>	Interaction of continuous frames and soil media. Proc. ASCE, Journal Struct. Div. St. 5.Oct. 13-14, 1966
31	<i>Desai C.S.,</i>	Soil - Structure Interaction and Simulation Problems, Ed., John Wiley & Sons, Ltd. 1977
32	<i>Dianu V., Coșovliu O.,</i>	Fundarea pe loessuri și pământuri loessoide, Editura academiei R.S.R., București 1984
33	<i>Dianu V., Dianu F.,</i>	Fundare eficientă în condiții de teren dificile, Ed. Tehnică, București 1992
34	<i>Dimoiu I.</i>	Inginerie seismică - Aplicații, Ed. Mirton, Timișoara 1996
35	<i>Florea M.N.,</i>	Mecanica rocilor, Ed. Tehnică, București, 1983
36	<i>Florin V.,</i>	Calculul diaframelor cu goluri cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, București Nr 11, 1967
37	<i>Gallagher R.H.,</i>	Accuracy in Data Input and in Stress Calculations, Ed., John Wiley & Sons, Ltd. 1977
38	<i>Gârbea D.,</i>	Analiză cu elemente finite, Aplicații pe microcalculatoare, Ed. Tehnică, București, 1990

39	<i>Gerrard C.M.</i>	Background to Mathematical Modelling in Geomechanics: The Roles of Fabric and Stress History, Ed., John Wiley & Sons, Ltd. 1977
40	<i>Gheorghiu Al.,</i>	Concepții moderne în calculul structurilor, Ed. Tehnică, București, 1975
41	<i>Gîdea A., Păunescu M., Guțescu D., Rosenauer I., Schein T.,</i>	Evoluția tasărilor la cîteva tipuri de clădiri din Timișoara, Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții, București Nr 6, 1969
42	<i>Gorbunov - Posadov M.I.,</i>	Calculul Construcțiilor pe mediu elastic, Ed. Tehnică, București, 1960
43	<i>Gudehus G.,</i>	Finite Elements in Geomechanics, John Wiley & Sons, Ltd. 1977
44	<i>Gudehus G.,</i>	Some Interactions of Finite Element Method and Geomechanics: A Survey, Ed., John Wiley & Sons, Ltd. 1977
45	<i>Gudehus G., Goldschneider M., Winter H.</i>	Mechanical Properties of Sand and Clay and Numerical Integration Methods: Some Sources of Errors and Bounds of Accuracy, Ed., John Wiley & Sons, Ltd. 1977
46	<i>Haida V., Pantea P.,</i>	Geologie geotehnică și fundații, Vol III, Fundații și procedee de fundare, I.P.T. Timișoara, 1983
47	<i>Hangan S., Crainic L.</i>	Concepte și metode energetice în Dinamica construcțiilor, Ed. Academiei R.S.R., București, 1980
48	<i>Hann F.E.I., Csiszter C.,</i>	Urmărirea specială a blocului 13 din Municipiul Arad, Simpozion Comportarea in situ a construcțiilor, Piatra Neamț, 1984
49	<i>Hann F.E.I., Csiszter C., Weltmann Gh., Kelly L.,</i>	Urmărirea specială a unui bloc de locuințe din Mun. Arad, Materialele schimbului de experiență Comportarea in situ a construcțiilor, Tulcea, 28-30 sept 1982, vol 2, București, INCERC
50	<i>Ifrim M.,</i>	Dinamica structurilor și inginerie seismică, Ed. Didactică și Pedagogică, București 1984
51	<i>Ivan M.,</i>	Bazele calculului structurilor în domeniul elastic, Ed. Facla Timișoara, 1985
52	<i>Ivan M.,</i>	Bazele calculului liniar al structurilor, Ed. Facla, Timișoara, 1985
53	<i>Kassera W., Kassera V.,</i>	Programarea în Turbo Pascal 6.0, Ed. TipoMur, Tîrgu-Mureș, 1992
54	<i>Klepikov S.N., s.a.</i>	Analiza Interacțiunii între radierile de fundații și suprastructură, Lucrările Congresului Internațional de Mecanica Pămînturilor și Lucrărilor de Fundații, Moscova Aug. 1973 p. 127-132
55	<i>Larionescu D.,</i>	Metode numerice, Ed. Tehnică, București, 1989
56	<i>Livovschi L., Georgescu H.,</i>	Sinteza și analiza algoritmilor, Ed. Științifică și Enciclopedică, București 1986
57	<i>Lungu D., Ghiocel D.,</i>	Metode probabilistice în calculul construcțiilor, Ed. Tehnică, București, 1982
58	<i>Lungu N.,</i>	Matematici cu aplicații tehnice, Ed. Tehnică, București 1990

59	<i>Manoliu I.,</i>	Fundații și procedee de fundare, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1983
60	<i>Marchidam E.,</i>	Practica geologică inginerescă în construcții, Ed. Tehnică, București 1987
61	<i>Marin M.,</i>	Fundații continue prefabricate pentru clădiri cu suprastructura din panouri mari, Teză de doctorat, I.P. Traian Vuia Timișoara, 1983
62	<i>Marinescu G., Ivan C.,</i>	Metoda Elementului Finit - Analiză Numerică și Aplicații în TermoElasticitate Ed. CIA, București 1996
63	<i>Marinescu G., Rizzoli I., Popescu I., Stefan C.,</i>	Probleme de analiză numerică rezolvate cu calculatorul, Ed. Academiei R.S.R., București, 1987
64	<i>Massonet Ch., ș.a.</i>	Calculul Structurilor la calculatoare electronice (trad. din l. franceză), Ed. Tehnică, București 1974
65	<i>Mihai C., Hobjilă V., Mihalache N.,</i>	Noduri Grindă - Stâlp Pentru Structuri de beton armat, Ed. Tehnică, București 1996
66	<i>Mihăilescu C., Mihăilescu St.,</i>	Interacțiunea Structură Fundație Teren cu luarea în considerare a comportării viscoelastice a structurii de beton și masivelor de pământ, A IV-a Conferință de Mecanica Pământurilor și Fundații, București 18-20 Dec 1975
67	<i>Mihăilescu C., Chiriac P.,</i>	Influența modulului de deformabilitate a masivului de pământ asupra interacțiunii structură teren, A IV-a Conferință de Mecanica Pământurilor și Fundații, București 18-20 Dec 1975
68	<i>Mirșu O., Friedrich R.,</i>	Construcții din beton armat, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1980
69	<i>Munteanu I.,</i>	Calculul Structurilor Spațiale în formulare matriceală, Ed. Facla Timișoara, 1973
70	<i>Munteanu I.,</i>	Calculul static al structurilor, Ed. Facla, Timișoara, 1976
71	<i>Pacoste C., Stoian V., Dubină D.,</i>	Metode Moderne în Mecanica Structurilor, Ed. Științifică și Enciclopedică, București, 1988
72	<i>Păunescu M., Pop V., Silion T.,</i>	Geotehnică și fundații, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1982
73	<i>Păunescu M.,</i>	Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor, Ed. Facla, Timișoara, 1979
74	<i>Păunescu M.,</i>	Îmbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundării directe, Ed. Tehnică București, 1980
75	<i>Păunescu M., Marin M.,</i>	Soluții Moderne pentru fundații directe, Ed. Facla, Timișoara, 1986
76	<i>Păunescu M., Viță I., Scordaliu I.,</i>	Mecanizarea lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor de fundare, Editura tehnică, București 1990
77	<i>Pop V., Patrinoche M.,</i>	Conlucrarea în cazul fundațiilor de suprafață, A III -a Conferință de Geotehnică și Fundații, Timișoara 8-10 Sept 1975
78	<i>Poterașu V. P., Mihalache N.,</i>	Elemente de contur, Aplicații, Editura Militară, București, 1992

79	Rabinovici A.,	Action reciproque entre la structure et le sol de fondation, Bulletin Tech. de la Suisse Romande, Nr 9, 2 Mai 1970
80	Răileanu P., Athanasiu C., ș.a.	Geotehnică și Fundații - Exemple de calcul, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1983
81	Rjagapalan K.,	Comportarea viscoasă a solurilor. The Indian engineer, 1970
82	Sandi H.,	Metode matriceale în mecanica structurilor, Ed. Tehnică, București 1976
83	Silion T.,	Conlucrarea dintre structură fundație și terenul de fundație. CDCAS, Noiembrie 1971
84	Silion T., Ungureanu N.,	Aspecte ale conlucrării fundațiilor sub formă de tălpi continue cu structurile în cadre. Comunicare la sesiunea științifică a cadrelor didactice, I.P. Iași, Iulie 1970
85	Silion T., Ungureanu N., Ciongradi I.,	Cadre plane pe fundații izolate în conlucrare cu terenul de fundare, A III -a Conferință de Geotehnică și Fundații, Timișoara 8-10 Sept 1975
86	Stematiu D.,	Calculul structurilor hidrotehnice prin metoda elementelor finite, Ed. Tehnică, București, 1988
87	Șerb A.G.,	Proiectarea structurilor asistată de calculator, Ed. Militară, București, 1989
88	Tudor V.,	Fundații prefabricate pentru construcții de clădiri (Conlucrare construcție - Fundație - Teren în regim static și dinamic, I.P. Traian Vuia Timișoara, 1980
89	Vaicum A.	Tasarea construcțiilor, Aplicații, Vol I și II, Ed. Tehnică, București, 1988
90	Vasilescu A., Praisler G.,	Similitudinea sistemelor elastice, Ed. Academiei R.S.R. 1974
91	Vasiu L.,	Aplicații în Q BASIC, Ed. Tehnică, București, 1994
92	Văduva I., Baltac V., ș.a.	Ingineria programării, Ed. Academiei R.S.R., București, 1985
93	Vuc L., Dimoiu I., Rachin N., Milici C.,	Modele matematice în proiectarea construcțiilor, Ed. Facla, Timișoara, 1981
94	Wilson E.L.,	Finite Elements for Foundations, Joints and Fluids, Ed., John Wiley & Sons, Ltd. 1977
95	x x x	Doză de presiune cu coardă vibrantă pentru teren, Brevet de invenție R.S.R. Nr. 83502-1982
96	x x x	Normativ pentru proiectarea antisismică a construcțiilor de locuințe, social culturale, agrozootehnice și industriale P100-81
97	x x x	Normativ privind executarea lucrărilor de terasamente pentru realizarea fundațiilor construcțiilor civile și industriale - C 169-88
98	x x x	Normativ privind îmbunătățirea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice (caietele I - VI) - C 29-85
99	x x x	Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții - P 10-86

100	x x x	Normativ privind alcătuirea și executarea piloților pentru fundații - C 160-75
101	x x x	Normativ privind proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe pământuri sensibile la umezire - P 7-88
102	x x x	Instrucțiuni tehnice pentru determinarea tasării construcțiilor de locuințe, social culturale și industriale prin metode topografice - C 61-74
103	x x x	Instrucțiuni tehnice pentru cercetarea terenului de fundare prin metoda penetrării cu con , penetrare dinamică, vibropenetrare - C 159-79
104	x x x	Programul SAP 05 - Manual de Utilizare
105	x x x	STAS 3300/2-85 Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe
106	x x x	Manual Q BASIC – (C) Microsoft Corporation
107	x x x	STAS 8942/3-75 Determinarea modulului de deformație liniară prin încercări de teren cu placa