

**MINISTERUL ÎNVĂȚĂMÂNTULUI
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMIȘOARA**

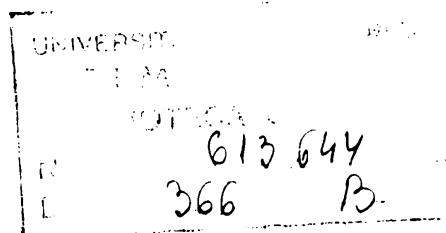
ing Vasile Rotar

TEZĂ DE DOCTORAT

**CONTRIBUȚII LA FUNDAREA CLĂDIRILOR
ÎN CONDIȚII DIFICILE DE TEREN**

**CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC
Prof dr ing Marin Păunescu**

**BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA**



**Timișoara
1997**

MULȚUMIRI

Autorul exprimă și pe această cale, recunoștința sa conducătorului științific, prof dr ing MARIN PĂUNESCU pentru îndrumarea și sprijinul permanent acordat la pregătirea și elaborarea tezei de doctorat, pentru sprijinul competent în formarea mea ca inginer și în procesul de perfecționare ca specialist în domeniul lucrărilor de geotehnică și fundații.

Autorul adresează mulțumirile sale tuturor colegilor cadrelor didactice și personalului tehnic din catedră, în mod deosebit celor cu care a colaborat la realizarea comună a unor contracte de cercetare și proiectare, contribuind astfel la clarificarea unor aspecte teoretice și tehnice ale temei abordate în cadrul acestei teze de doctorat.

De asemenea autorul aduce mulțumirile sale deosebite conducerii Catedrei de Drumuri și Fundații pentru înțelegerea și sprijinul acordat pe parcursul pregătirii examenelor, referatelor și pregătirea prezentei lucrări, precum și conducerii PROCONSAL S.A. pentru colaborarea și sprijinul colegial primit.

Autorul

INTRODUCERE

1. STUDIU DOCUMENTAR CU PRIVIRE LA TERENURI DIFICILE DE FUNDARE, UNELE SOLUȚII ȘI TEHNOLOGII APLICABILE LA FUNDAREA DIRECTĂ

1.1 ASPECTE GENERALE

pag 1.1

1.2. CÂTEVA CATEGORII DE TERENURI SLABE DE FUNDARE

pag 1.2

1.2.1. CARACTERIZARE GENERALĂ

pag 1.3

1.2.2. SCURTĂ PREZENTARE A PĂMÂNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

pag 1.3

1.2.3. DESPRE PĂMÂNTURILE CU DEFORMABILITATE MARE (SUB ÎNCĂRCĂRI)

pag 1.5

1.2.4. CU PRIVIRE LA PĂMÂNTURILE AGRESIVE

pag 1.8

1.2.5. DESPRE PĂMÂNTURILE CU POTENȚIAL DE ALUNECARE

pag 1.10

pag 1.11

1.3. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR DIFICILE ÎN ADÂNCIME (strate slabe cu grosimi mari)

pag 1.13

1.3.1. TEHNOLOGII DE ÎMBUNĂTĂȚIRE BAZATE PE TEHNICA VIBRĂRII

pag 1.13

1.3.1.1. Tehnologia de realizare a coloanelor din balast folosind vibroflotarea

pag 1.14

1.3.1.2. Îmbunătățirea în adâncime cu coloane și ploturi din materiale granulare

pag 1.16

1.3.1.3. Îmbunătățirea nisipurilor prin vibroînțepare

pag 1.20

1.3.2. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR SLABE PRIN BATERE

pag 1.22

1.3.2.1. Realizarea coloanelor din materiale granulare sau beton prin procedeul Franki

pag 1.22

1.3.2.2. Îmbunătățirea în adâncime cu coloane din pământ

pag 1.22

1.3.2.3. Compactarea de adâncime prin baterie cu supermaiul

pag 1.22

1.3.4. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR SLABE PRIN

PRECOMPRIMARE

pag 1.25

1.3.5. ACCELERAREA CONSOLIDĂRII TERENURILOR PRIN INSTALARE DE DRENURI VERTICALE

pag 1.26

1.4. INFLUENȚA UNOR TEHNOLOGII DE ÎMBUNĂTĂȚIRE ASUPRA CARACTERISTICILOR FIZICO-MECANICE ALE TERENULUI DE FUNDARE

pag 1.28

1.5. CONSIDERAȚII TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND FUNDAREA PE TERENURI DIFICILE

pag 1.31

1.6. CÂTEVA CONCLUZII PRIVIND TEHNOLOGIILE DE ÎMBUNĂTĂȚIRE A TERENURILOR DIFICILE

pag 1.33

2. STUDIUL PRINCIPALELOR CATEGORII DE TERENURI SLABE DIN MUNICIPIUL ZALĂU

pag 2.1

2.1. STUDII PRIVIND STRATIFICAȚIA GENERALĂ A AMPLASAMENTELOR DE TIP I.

pag 2.1

2.1.1. STUDIUL CONDIȚIILOR DE FUNDARE COMPLEX "SCALA"

pag 2.5

2.1.2. STUDIU PRIVIND TERENUL DE FUNDARE PENTRU ANSAMBLUL DE LOCUINȚE (P+10E; P+8E) "MIHAI VITEAZUL"

pag 2.6

2.1.3. STUDIU PRIVIND CONDIȚIILE GEOTEHNICE PENTRU BLOC C20 ZONA ASTRALIȘ

pag 2.12

2.1.4. STUDIU PRIVIND CONDIȚIILE DE FUNDARE ALE ANSAMBLULUI "SIMION BĂRNUȚIU"

pag 2.12

2.1.5. STUDIUL CONDIȚIILOR DE FUNDARE ZONA "LIRA DE CRISTAL"	pag 2.14
2.2. STUDII ASUPRA STRATIFICAȚIEI AMPLASAMENTELOR DE TIP II	pag 2.16
2.2.1. FENOMENE DE INSTABILITATE ALE VERSANȚILOR	pag 2.19
2.2.1.1. Situația geotehnică și procese de instabilitate în Cartierul Vișinilor	pag 2.22
2.2.1.2. Situația geotehnică și procesele de instabilitate din Cartierul Traian	pag 2.23
2.2.1.3. Situația geotehnică și procesele de instabilitate din Cartierul Olarilor	pag 2.24
2.2.1.4. Situația geotehnică și procesele de instabilitate din "zona Parcul Poporului"	pag 2.24
2.2.1.5. Situația geotehnică și fenomenele de instabilitate în cartierul Dumbrava	pag 2.28
2.2.2. STUDII GENERALE PRIVIND MĂSURILE DE ASIGURARE A STABILITĂȚII VERSANȚILOR	pag 2.28
2.2.2.1. Soluții de drenare a taluzului și alte măsurile de protecție	pag 2.29
2.2.2.2. Studii cu privire la măsurile de împiedicarea producerii alunecărilor prin excavații	pag 2.30
2.2.2.3. Umplerea văilor și ravenelor	pag 2.31
2.2.3. STRATIFICAȚIA TERENULUI AMPLASAMENTELOR DE TIP II	pag 2.33
3. STUDII TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE PRIVIND UNELE TEHNOLOGII DE FUNDARE PE TERENURI SLABE (AMPLASAMENTE DE TIP I)	pag 3.1
3.1. STUDII PRIVIND TEHNOLOGIA DE ÎMBUNĂTĂȚIRE PRIN COMPACTARE DINAMICĂ CU MATERIAL DE ADAOS (ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE)	pag 3.1
3.1.1. ASPECTE GENERALE	pag 3.1
3.1.2 CU PRIVIRE LA UTILAJELE ȘI TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE A ÎMBUNĂTĂȚIRII TERENURILOR SLABE DE FUNDARE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE	pag 3.3
3.1.2.1. Utilajele care pot fi folosite	pag 3.3
3.1.2.2. Tehnologia de îmbunătățire locală a terenurilor slabe de fundare (sub fundațiile izolate)	pag 3.4
3.1.2.3. Tehnologia de îmbunătățire în fâșie continuă a terenurilor slabe de fundare (sub fundațiile continue)	pag 3.6
3.1.2.4. Tehnologia de consolidare a terasamentelor	pag 3.9
3.1.3 STUDII TEORETICE PRIVIND COMPACTAREA TERENULUI DE FUNDARE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE PE CALE DINAMICĂ.	pag 3.12
3.1.3.1. Calculul dinamic al eficienței compactării	pag 3.14
3.1.3.2. Studii pentru stabilirea energiei de compactare pentru o lovitură și a adâncimii de compactare	pag 3.26
3.1.3.3. Determinarea modulului de deformație liniară a terenului îndesat	pag 3.28
3.1.3.4. Presiunea admisibilă pe terenul consolidat	pag 3.32
3.1.3.5. Numărul de straturi de aport puse în operă	pag 3.34
3.2 STUDII ASUPRA FUNDĂRII CONSTRUCȚIILOR PE PILOȚI SCURȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBRARE (AMPLASAMENTE TIP I)	pag 3.36
3.2.1. ASPECTE GENERALE	pag 3.36
3.2.2 UTILAJE ȘI ECHIPAMENTE DE LUCRU. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE A PILOȚILOR SCURȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN	

VIBROPRESARE.	pag 3.37
3.2.2.1. Utilaje și echipamente de lucru	pag 3.37
3.2.2.2. Tehnologia de execuție a piloților turnați pe loc parțial armați.	pag 3.40
3.2.2.3. Tehnologia de realizare a piloților executați pe loc armați pe întreaga lungime.	pag 3.42
3.2.3. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIN FUNDAREA CONSTRUCȚIILOR PE PILOȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBROPRESARE.	pag 3.42
3.2.4. STUDII PRIVIND DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR TURNAȚI PRIN VIBROPRESARE.	pag 3.46
3.2.4.1. Studii cu privire la capacitatea portantă a pilotului introdus prin batere	pag 3.46
3.2.4.2. Metode vibrodinamice	pag 3.50
3.3 CERCEȚĂRI CU PRIVIRE LA TEHNOLOGIA DE ÎMBUNĂTĂȚIRE ÎN ADÂNCIME CU COLOANE DIN MATERIALE GRANULARE REALIZATE PRIN VIBROPRESARE	pag 3.63
3.3.1 ASPECTE GENERALE	pag 3.63
3.3.2 STUDII PRIVIND ELEMENTELE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE ÎMBUNĂTĂȚIT CU COLOANE DIN MATERIALE GRANULARE	pag 3.67
3.3.3. STUDII DE STABILIRE PE CALE EXPERIMENTALĂ A MODIFICĂRILOR INDICILOR FIZICO-MECANICI AI TERENULUI DE FUNDARE ÎMBUNĂTĂȚIT PRIN DIVERSE PROCEDEE	pag 3.77
3.3.3.1 Utilizarea sondajelor de penetrare statică	pag 3.78
3.3.3.2 Utilizarea sondajelor de penetrare dinamică	pag 3.79
3.3.3.3 Prelucrarea unor date experimentale	pag 3.81
3.4. STUDII PRIVIND FUNDAȚIILE TIP " PLĂCI SUBȚIRI TRUNCHI DE PIRAMIDĂ" REALIZATE ÎN GROPI STANȚATE.	pag 3.82
3.4.1. CALCULUL FUNDAȚIILOR DIN PLĂCI POLIEDRICE (PRINCIPII ȘI IPOTEZE DE BAZĂ)	pag 3.82
3.4.1.1. Identificarea mecanismului de cedare	pag 3.84
3.4.1.2. Determinarea valorii de cedare - Mecanism de tip a	pag 3.85
3.4.1.3. Mecanism de cedare de tip b	pag 3.88
3.4.2. RELAȚII DE CALCUL PENTRU FUNDAȚII CU SUPRAFAȚA ÎN PLAN PĂTRATE (TEORIA LINIILOR DE RUPERE)	pag 3.90
3.4.2.2. Mecanism de tip b	pag 3.92
3.4.3. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE AMPLASAMENT TIP I	pag 3.93
4. STUDII ȘI CERCEȚĂRI PRIVIND UNELE POSIBILITĂȚI TEHNICE DE URMĂRIRE ȘI CONSOLIDARE A UNOR VERSANȚI CU POTENȚIAL DE INSTABILITATE (amplasamente de tip II)	pag 4.1
4.1 STUDII PRIVIND UTILIZAREA ȘI INTERPRETAREA MĂSURĂTORILOR ÎNCLINOMETRICE LA CONSOLIDAREA VERSANȚILOR	pag 4.1
4.1.1. ASPECTE GENERALE. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE A FORAJELOR ÎNCLINOMETRICE	pag 4.1
4.1.2. STUDII ȘI CERCEȚĂRI PRIVIND FENOMENELE DE INSTABILITATE ALE VERSANTULUI DIN ZONA ȘCOLII NR.13 ZALĂU	pag 4.4
4.1.2.1. Fenomene de instabilitate a versantului	pag 4.4
4.1.2.2. Studiul regimului și variației nivelului apelor subterane	pag 4.6
4.1.2.3. Studiul amplasamentului prin penetrări dinamice cu con	pag 4.9
4.1.2.4. Studii privind interpretarea fenomenului de instabilitate	

prin măsurătorile înclinometrice efectuate	pag 4.9
4.1.2.5. Interpretarea fenomenului de instabilitate pe baza măsurătorilor înclinometrice de deformație	pag 4.12
4.1.2.6. Concluzii referitoare la soluția de stabilizare a versantului în aval de obiectiv (pe baza studiilor întreprinse)	pag 4.15
4.1.3. STUDII ȘI CERCETĂRI PRIVIND FENOMENELE DE INSTABILITATE ALE VERSANTULUI DIN ZONA TRIBUNALULUI JUDEȚEAN ZALĂU	pag 4.17
4.1.3.1. Morfologia și stabilitatea terenului din zona amplasamentului studiat	pag 4.19
4.1.3.2. Regimul și variația nivelului apelor subterane	pag 4.20
4.1.3.3. Interpretarea rezultatelor măsurătorilor înclinometrice efectuate în perioada 1995 - 1996	pag 4.21
4.2. STUDII PRIVIND CALCULUL PILOȚILOR UTILIZAȚI CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE SAU CA ELEMENTE DE FUNDARE PENTRU ZIDURI DE SPRIJIN	pag 4.21
4.3. STUDIUL UNOR SOLUȚII DE CONSOLIDARE A VERSANȚILOR UTILIZÂND ELEMENTE IZOLATE TIP BARETĂ SCURTĂ SAU RANFORT	pag 4.35
4.3.1. STUDII TEHNOLOGICE	pag 4.35
4.3.2. SPRIJINIRI DISCONTINUE CU ELEMENTE IZOLATE DIN BETON SIMPLU	pag 4.41
4.3.3. STUDII PRIVIND CALCULUL BARETELOR SCURTE UTILIZATE CA ELEMENTE DE STABILIZARE A VERSANȚILOR	pag 4.45
4.3.4. CALCULUL ELEMENTELOR PLANE SAU CURBE DE SPRIJINIRE	pag 4.50
5. CERCETĂRI EXPERIMENTALE A UNOR SOLUȚII DE FUNDARE APLICATE PE AMPLASAMENTE DE TIP I	pag 5.1
5.1. CERCETĂRI PRIVIND APLICAREA EXPERIMENTALĂ A FUNDAȚIILOR PE PILOȚI SCURȚI REALIZAȚI PRIN VIBROPRESARE.	pag 5.1
5.1.1. AMPLASAMENT BLOC "SCALA"	pag 5.1
5.1.1.4. Aspecte conomice comparative	pag 5.10
5.1.2. AMPLASAMENT BLOC "LIRA DE CRISTAL"	pag 5.10
5.2. STUDII ASUPRA SOLUȚIEI DE FUNDARE PE AMPLASAMENTE DE TIPI, ÎMBUNĂTĂȚITE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE PE CALE DINAMICĂ	pag 5.18
5.2.1. SOLUȚIE DE FUNDARE BLOCURI DIN ANSAMBLUL MIHAI VITEAZUL (D1...D4;E1...E3)	pag 5.18
5.2.1.1. Condiții geotehnice și soluție de împănare aplicată	pag 5.18
5.2.1.2. Determinarea capacității portante a terenului îmbunătățit	pag 5.21
5.2.1.3. Aspecte tehnico-economice comparative	pag 5.21
5.2.2. SOLUȚIE DE FUNDARE PRIN ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENULUI DE FUNDARE PENTRU BAZA DE ÎNTREȚINERE ȘI REPARAȚII R.A.A. ZALĂU	pag 5.24
5.2.2.1. Date despre construcție și terenul de fundare.	pag 5.24
5.2.2.2. Utilaj, echipament și tehnologia de lucru utilizată	pag 5.26
5.2.2.3. Studii privind capacitatea portantă a terenului îmbunătățit.	pag 5.30
6. CERCETĂRI EXPERIMENTALE ȘI APLICAȚII PE AMPLASAMENTE DE TIP II	pag 6.1
6.1. STUDII PRIVIND STABILIZAREA UNUI VERSANT INSTABIL DIN MUNICIPIUL ZALĂU	pag 6.1
6.1.1. ASPECTE GENERALE STUDIAȚE ȘI PREZENTARE SUMARĂ	pag 6.1

6.1.2.LUCRĂRI DE STABILIZARE A VERSANTULUI PE ZONA OLARILOR I	pag 6.6
6.1.2.1 Lucrări de regularizare a cursului pârâului Meseș	pag 6.6
6.1.2.2. Ecran discontinuu de sprijin , îngropat, realizat din chesoane deschise	pag 6.7
6.1.2.3.Studiul soluției de execuție prin rețele de drenuri	pag 6.9
6.1.2.4. Tehnologia de execuție a drenurilor, utilizată pe tronsonul Olarilor I	pag 6.12
6.1.2.5. Aspecte tehnico-economice	pag 6.15
6.2. LUCRĂRI DE CONSOLIDARE A UNOR CONSTRUCȚII EXECUTATE PE AMPLASAMENTE DE TIP II.	pag 6.16
6.2.1.CONOLIDARE ZID DE SPRIJIN CREȘĂ - GRĂDINIȚĂ NR 9 ZALĂU	pag 6.16
6.2.1.1. Date geotehnice, Identificarea cauzelor ce au produs degradarea	pag 6.16
6.2.1.2. Soluția de consolidare aplicată	pag 6.17
6.2.2. SOLUȚIE DE CONSOLIDARE PENTRU BISERICA ORTODOXĂ DIN COM. POPTLEC JUD SĂLAJ	pag 6.19
6.2.2.1 Date despre construcții. Analiza factorilor de instabilitate	pag 6.19
6.2.2.2. Soluția de consolidare	pag 6.21
7. CONCLUZII FINALE, CONTRIBUȚII ȘI APLICAREA CERCETĂRILOR	pag 7.1
7.1. CONTRIBUȚII LA STABILIREA PRINCIPALELOR CATEGORII DE TERENURI SLABE DIN MUNICIPIUL ZALĂU	pag 7.1
7.2. CONTRIBUȚII LA FUNDAMENTAREA TEORETICĂ A UNOR SOLUȚII ȘI TEHNOLOGII DE FUNDARE PE TERENURI SLABE	pag 7.3
7.2.1. CONTRIBUȚII LA FUNDAMENTAREA TEORETICĂ A TEHNOLOGIEI DE ÎMBUNĂTĂȚIRE A TERENULUI DE FUNDARE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE PE CALE DINAMICĂ	pag 7.3
7.2.2. CONTRIBUȚII PRIVIND STABILIREA UNEI RELAȚII DE CALCUL DINAMIC A CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR SCURȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBROPRESARE	pag 7.5
7.2.3. CONTRIBUȚII PRIVIND ELEMENTELE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE ÎMBUNĂTĂȚIT CU COLOANE DIN MATERIALE GRANULARE	pag 7.6
7.2.4. CONTRIBUȚII PRIVIND STUDIUL UNOR FUNDAȚII DIN PLĂCI SUBȚIRI TRUNCHI DE PIRAMIDĂ REALIZATE ÎN GROPI ȘTANȚATE	pag 7.7
7.3. CONTRIBUȚII LA STUDIUL UNOR POSIBILITĂȚI TEHNICE DE URMĂRIRE ȘI CONSOLIDARE A UNOR VERSANȚI CU POTENȚIAL DE INSTABILITATE	pag 7.7
7.3.1. STUDIUL PRIN METODA ÎNCLINOMETRICĂ A STABILITĂȚII UNOR VERSANȚI DIN ZALĂU	pag 7.7
7.3.2 STUDII PRIVIND CALCULUL PILOȚILOR UTILIZAȚI CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE SAU CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE PENTRU ZIDURI DE SPRIJIN	pag 7.8
7.3.3. STUDII PRIVIND UTILIZAREA BARETELOR SCURTE SAU A RANFORȚILOR CA ELEMETE DE CONSOLIDARE	pag 7.9
7.4. CONTRIBUȚII PRIVIND IMPLEMENTAREA ȘI APLICAREA UNOR SOLUȚII DE FUNDARE APLICATE PE AMPLASAMENTE DE TIP I	pag 7.10
7.5. CONTRIBUȚII PRIVIND APLICAREA CERCETĂRILOR LA STABILIZAREA UNOR VERSANȚI INSTABILI	pag 7.11

BIBLIOGRAFIE

INTRODUCERE, OBIECTUL ȘI STRUCTURA LUCRĂRII

Multe dintre construcțiile de locuințe, industriale, agricole, social culturale, poduri, drumuri, aeroporturi, hidrotehnice etc urmează să se realizeze pe amplasamente formate din terenuri cu rezistențe mecanice reduse (terenuri dificile), uneori cu un grad de umiditate foarte ridicat (chiar aproape de saturație), ceea ce impune de cele mai multe ori adaptarea unor soluții de fundare complexe și deosebit de costisitoare.

Pentru o mai bună înțelegere a subiectului menționat se face precizarea suplimentară că terenurile slabe sau dificile sunt considerate cele puternic compresibile, cu rezistența de forfecare redusă, cele cu sensibilitate ridicată la umiditate, terenurile alunecătoare, cele lichifiabile, pământurile contractile etc.

Necesitatea de a construi în zone ce prezintă terenuri dificile, cu toate complicațiile ce rezultă în procesul de execuție, inclusiv creșterea considerabilă a prețului de cost a lucrărilor de fundații, respectiv a investiției sunt aspecte ce trebuie subliniate, deoarece necesarul de teren bun de fundații destinat construcțiilor fiind în creștere, diminuează fondul agricol sau uneori este impus de dezvoltarea anumitor zone industriale, de locuințe etc, ceea ce obligă pe constructori și investitori să folosească amplasamente și pe astfel de terenuri.

Pentru a putea să executăm construcții pe terenuri dificile, cu un grad de siguranță corespunzător prescripțiilor trebuie căutate în mod permanent soluții de fundare care să satisfacă cât mai bine din punct de vedere tehnic și la costuri cât mai reduse.

În activitatea de construcții, ca de altfel în toate sectoarele economice realizarea unei construcții trebuie să se facă în condițiile realizării unor indicatori tehnico-economici cât mai ridicați, aspect care a stat și stă în atenția specialiștilor din acest sector de activitate.

Activitatea din construcții a necesitat și necesită o serie de cercetări și aplicări experimentale, care să facă posibilă realizarea unor lucrări de maximă eficiență din punct de vedere tehnic și economic.

Un loc aparte în cadrul activităților de construcții îl au lucrările de fundații și în general cele de structură.

În general costul total al unei construcții este grevat în procent de 10 - 15% de lucrările de infrastructură, procent care poate să crească până la 25 - 30%, în cazul realizării unor lucrări de infrastructură în condițiile nefavorabile generate de un teren de fundare necorespunzător din punct de vedere al proprietăților fizico-mecanice.

Dificultățile de ordin tehnic și economic generate de condițiile improprie de fundare necesită de cele mai multe ori înlocuirea soluțiilor clasice de fundare, cu soluții speciale de fundare sau îmbunătățire a terenului de fundare, care să asigure o eficiență tehnică și economică superioară procedeelelor clasice de fundare.

Natura geologică variată a subsolului țării noastre, diversitatea formelor de relief face ca pe un spațiu relativ restrâns să se întâlnească o gamă variată de pământuri cu proprietăți fizico-mecanice foarte variate și în consecință cu comportări diferite sub încărcări, de la mături aluvionare, de la argile stabile la argile cu contracții și umflări mari, de la nisipuri ușor antrenabile, la löess, care este răspândit pe o suprafață mare.

Fundarea construcțiilor pe terenuri improprie a constituit o preocupare specială a cercetătorilor și inginerilor din România. Un rol important în studierea și aplicarea unor soluții și tehnologii pe terenuri slabe de fundare l-au avut și îl au cercetările tehnico-aplicative ale colectivului de cadre didactice de la Catedra de Drumuri și Fundații a Universității "Politehnica" din Timișoara.

Cercetările efectuate de acest colectiv au vizat în special soluțiile de fundare bazate pe tehnica vibrării, în special, dar și pe unele tehnologii de batere (compactare dinamică).

Obiectul tezei de doctorat ce urmează a se prezenta reprezintă un studiu al modului cum se comportă sub încărcări diversele tipuri de terenuri dificile, soluțiile de fundare folosite în mod curent pe asemenea terenuri, dar mai ales studierea și găsirea unor soluții noi de fundare, eficiente pentru fundații realizate pe asemenea terenuri și îndeosebi studierea terenurilor situate în zona Municipiului Zalău (terenuri cu compresibilitate mare, respectiv puternic deformabile), precum și soluțiile de fundare indicate a se folosi pe aceste ampalsamente, necesități impuse de activitatea și permanenta dezvoltare a municipiului menționat, dar cu aplicabilitate generală pentru terenuri dificile.

Teza de doctorat a fost structurată pe 7 capitole după cum urmează:

- Capitolul 1 prezintă un rezumat al unui "Studiu documentar cu privire la terenurile dificile de fundare, unele soluții și tehnologii aplicate la fundarea directă" pe baza cărui autorul a reușit să cunoască preocupările la zi în domeniu și să selecteze probleme actuale ce trebuie studiate atât pe plan național cât și studiile ce trebuie realizate pentru soluțiile de fundare în condiții tehnico-economice superioare în Municipiul Zalău.
- Capitolul 2 prezintă "Studiul principalelor categorii de terenuri slabe din Municipiul Zalău", aspecte cercetate și interpretate de autorul lucrării. Studiile sunt efectuate și prezentate, rezultând din stratificația găsită că terenul de fundare este format din ampalsamente denumite generic de tip I (unde s-au găsit argile slab consolidate, nisipuri și prafuri cu stratificații încrucișate, în genere saturate cu apă), adică terenuri puternic compresibile specifice

zonelor aluvionare, precum și terenuri cu potențial mare de alunecare existente pe versanții municipiului, denumite generic ampalsamente de tip II.

- Capitolul 3 al lucrării, intitulat "Studii teoretice și experimentale privind unele tehnologii de fundare pe terenuri slabe (amplasamente de tip I)"

Acest capitol este unul dintre capitolele de bază ale lucrării prezentând studii asupra unor metode de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare, unde autorul studiază Tehnologia de îmbunătățire prin compactare dinamică cu material de adaos (împănare cu materiale locale) stabilindu-se relații și grafice pentru calcule utile în proiectare, energia consumată în procesul tehnologic.

Tot în capitolul 3 se prezintă studii asupra fundării construcțiilor pe piloți scurți executați pe loc prin vibropresare (tehnologii, formule de calcul capacitate portantă etc), cercetări cu privire la tehnologia de îmbunătățire în adâncime cu coloane din materiale granulare realizate prin vibropresare (elemente de calcul a terenului îmbunătățit, modificări ale indicilor geotehnici prin îmbunătățire, metodologia de lucru și relații de calcul pentru verificarea calității terenului îmbunătățit prin acest procedeu).

În continuarea acestui capitol se prezintă studii privind fundațiile tip plăci subțiri trunchi de piramidă realizate în gropi ștanțate (studii teoretice de bază și relații pentru calcul și proiectare).

- Capitolul 4 din lucrare prezintă "Studii și cercetări privind unele posibilități tehnice de urmărire și consolidare a unor versanți cu potențial mare de lichefiere" (amplasamente de tip II) folosindu-se în acest sens o nouă metodologie de lucru prin măsurători înclinometrice, cercetările experimentale având loc în scară naturală pe versantul din zona Școlii nr 13 Zalău și pe versantul din zona Tribunalului Județean Zalău. Comparativ cu metoda menționată s-au făcut și cercetări cu ajutorul penetrării cu con.

De asemenea se mai prezintă cercetări privind calculul piloților utilizați ca elemente de consolidare sau ca elemente de fundare pentru zidurile de sprijin folosite la stabilitatea versanților, precum și studii de consolidare prin folosirea elementelor tip baretă scurtă sau ranfort, rezultând relații de calcul și proiectare.

- Capitolul 5 al lucrării este destinat experimentărilor făcute pe ampalsamente de tip I, făcându-se încercări "in situ" pentru un mare număr de piloți scurți realizați prin vibropresare la mai multe obiective (bloc "Lira de cristal", bloc "Scala" etc). De asemenea s-au făcut experimentări cu privire la cele stabilite teoretic pentru îmbunătățirea pe cale dinamică cu material de adaos (blocuri din ansamblul Mihai Viteazu și baza de întreținere și reparații R.R.A. Zalău).

Valorile experimentale au fost folosite pentru comparații cu cele stabilite teoretic pe baza formulelor stabilite în capitolul 3, punându-se astfel în evidență concordanța dintre valorile obținute.

- Capitolul 6 se intitulează "Cercetări experimentale și aplicații pentru amplasamente de tip II" (cu potențial mare de lichefiere). Astfel se prezintă

aspecte privind lucrările de stabilizare a versantului din zona Olarilor I (Zalău), rețeaua de drenuri executate pe baza studiilor făcute, tehnologia de executare a acestora, precum și aspectele economice rezultate.

Tot în acest capitol se prezintă lucrări experimentale de consolidare a unor construcții amplasate pe versanți (ampalsamente de tip II), cum ar fi Grădinița nr 9 Zalău și Biserica Ortodoxă din comuna Poptelec, județul Sălaj.

- Capitolul 7 al lucrării prezintă o sinteză a principalelor contribuții aduse de autor prin studiul prezentat, precum și unele propuneri privind eventuala continuare a cercetărilor făcute.

1. STUDIU DOCUMENTAR CU PRIVIRE LA TERENURI DIFICILE DE FUNDARE, UNELE SOLUȚII ȘI TEHNOLOGII APLICABILE LA FUNDAREA DIRECTĂ

1.1 ASPECTE GENERALE

Pământul, cel mai răspândit material de construcție natural, a fost folosit de oameni din cele mai vechi timpuri pentru lucrări inginerești. La început construcțiile au fost făcute din pământ sau folosind pământul împreună cu alte materiale (piatră, lemn etc). Folosirea pământului ca material de construcții, sau ca suport al construcțiilor este legată de proprietățile fizico-mecanice ale acestuia și de modul în care acesta este sau nu capabil să preia solicitările transmise de construcție.

Structura geologică variată a subsolului țării noastre, diversitatea formelor de relief, face ca pe un spațiu relativ restrâns să se întâlnească o gamă variată de pământuri cu proprietăți fizico-mecanice foarte variate și în consecință, cu comportări diferite sub încărcare, de la mături aluvionare neconsolidate, la argile supraconsolidate, de la argile stabile la argile cu contracții și umflări mari, de la nisipuri ușor antrenabile la nisipuri îndesate etc

O mare parte din terenurile pe care s-a construit sau se construiește în alte țări ale lumii, precum și în România sunt caracterizate prin proprietăți fizico-mecanice necorespunzătoare pentru a fi folosite ca teren de fundație la realizarea construcțiilor prin procedee clasice și au impus respectiv impun studii și cercetări geotehnice de amploare pentru stabilirea comportării acestora și pentru găsirea celor mai bune soluții și tehnologii de fundare, care să asigure stabilitatea și rezistența construcției, în condițiile în unui preț de cost cât mai scăzut.

Cercetarea și studiul terenurilor slabe de fundare, precum și a metodelor de ameliorare a proprietăților de rezistență și deformabilitate ale acestora, a constituit și constituie o preocupare permanentă a specialiștilor din domeniul geotehnicii și fundațiilor din întreaga lume [6; 47; 55; 56; 61].

Execuția fundațiilor construcțiilor în condiții dificile de teren pune probleme tehnice și economice deosebite. În asemenea condiții, costul fundațiilor are o pondere însemnată în costul total al construcției, pornind de la 6 - 8 % la clădirile de locuit și social culturale și 10 - 16% la construcțiile industriale, ajungând la 50 % la unele poduri și construcții portuare [56].

Fundarea în condiții dificile de teren impune cheltuieli suplimentare de construire a imobilelor pe aceste terenuri. Astfel M. Păunescu (1980) în

lucrarea [56] arată că în raport cu costul de construire a clădirilor analoage pe terenuri obișnuite, în funcție de proprietățile de tasare și măsurile speciale impuse de regimul de înălțime, sistemul constructiv și regimul încărcărilor reprezintă în România un spor de 10 - 15%. Executarea și fundarea pe terenuri slabe în România este impusă și de necesitatea valorificării la un nivel cât mai ridicat a întregii suprafețe a țării, pentru a scoate din circuitul agricol cât mai puține suprafețe arabile [56;64].

Rezultă astfel că realizarea construcțiilor în România pe terenuri slabe s-a făcut și se face din diverse motive: scoaterea a cât mai puține suprafețe din circuitul agricol, (menționat anterior), amplasarea construcțiilor industriale și în special cele din industria chimică și siderurgică la anumite distanțe de orașe, necesitatea existenței unei baze de materiale locale cât mai apropiate funcționării diverselor ramuri industriale și a asigurării forței de muncă locală sau apropiată.

În condițiile actuale, după 1989 când ponderea realizării construcțiilor industriale de mari proporții s-a redus substanțial, locul lor fiind luat de construcții în general mici și medii, problema fundării pe terenuri slabe rămâne în actualitate și trebuie tratată în consecință în fazele de proiectare, execuție și controlul calității execuției de către organele abilitate în acest sens.

În ultimele decenii, experții diferitelor țări au făcut progrese considerabile în domeniu, care s-au materializat prin:

- stabilirea reglementării construirii pe terenuri slabe prin acte și documente tehnice normative [98], în toate fazele de realizare a unei construcții (studiu geotehnic, măsuri asupra terenului, proiectare, execuție, recepție lucrări), în țara noastră având la bază normativul C29-85 [91];
- urmărirea în timp a comportării construcțiilor [56; 64; 98];
- dezvoltarea cercetărilor și perfecționarea metodelor de adaptare a terenului la construcții [58; 64].

Așa cum s-a arătat amplasarea și construirea pe terenuri dificile obligă în general la costuri suplimentare, dar aplicarea unor măsuri judicioase de îmbunătățire a proprietăților de rezistență și deformabilitate ale pământurilor pot reduce la minim aceste cheltuieli sau pot asigura reduceri ale costurilor comparativ cu aplicarea unor soluții clasice de fundare.

Așa cum se arată de M. Păunescu (1980) în lucrarea [56] din punct de vedere tehnic, când se întâlnește un pământ cu proprietăți necorespunzătoare proiectantul dispune de mai multe alternative dintre care se menționează:

- ocolirea zonei cu pământuri ce au proprietăți necorespunzătoare și schimbarea amplasamentului;
- înlocuirea pământului necorespunzător cu unul de bună calitate (perne);
- reproiectarea structurii, astfel încât să poată fi realizată în condițiile de teren date (fundații pe piloți, chesoane, etc);

- tratarea pământului prin diverse metode de îmbunătățire de adâncime sau de suprafață.

Pământurile pe care se fundează construcțiile intră în foarte multe cazuri în grupa pământurilor moi și pot fi alcătuite din nisipuri fine sau prafuri, argile moi sau pământuri organice, sau în cel mai rău caz combinații ale acestora.

Identificarea unor asemenea depozite și găsirea metodelor care duc la schimbări, în distribuția încărcărilor, mișcarea și replasarea pământurilor moi sau îmbunătățirea acestora "în situ" constituie o preocupare permanentă a inginerilor geotehnici.

Urmare a cercetărilor efectuate în domeniu au fost elaborate și o serie de metode de îmbunătățire a terenurilor, a căror aplicare practică se face cu luarea în considerare a tuturor aspectelor de ordin tehnic și economic [55,64,91,98].

1.2. CÂTEVA CATEGORII DE TERENURI SLABE DE FUNDARE

1.2.1. CARACTERIZARE GENERALĂ

Pământurile slabe sau dificile, din punct de vedere al fundării construcțiilor sunt considerate în general pământurile argiloase cu un grad de umiditate mare ($S_r > 0,8$), cu modul de deformație mic ($M < 50 \text{ daN/cm}^2$) precum și pământurile prăfoase, măturile, löessurile, nisipurile fine în stare afânată, terenurile agresive, terenurile cu potențial de instabilitate, etc [5; 56].

Caracterizarea din punct de vedere a "pământurilor dificile" prezintă dificultăți, deoarece la aceste pământuri nu se pot aplica întotdeauna principiile mecanicii pământurilor, ele prezentând fenomene caracteristice fiecărui tip de teren. Există totuși aspecte comune tuturor tipurilor de terenuri slabe. O trăsătură comună o constituie marea lor deformabilitate, de câteva ori mai mare decât a terenurilor considerate bune de fundare.

Deformațiile terenurilor slabe de fundare pot fi deformații de volum și deformații sub volum constant.

Soluțiile frecvent aplicate pentru îmbunătățirea terenurilor se bazează pe îndesarea lor prin procedee de suprafață sau adâncime, ceea ce duce la deformarea volumului.

Deformațiile sub volum constant, fenomen ce se produce în general, în cazul pământurilor care cedează greu apă (argile moi, mături saturate) o soluție o poate constitui, înlocuirea unui strat, relativ subțire, de pământ slab situat la mică adâncime, cu un material mai puțin deformabil. Efectul deformațiilor mari este și mai periculos când au loc variații mari ale deformațiilor pe distanțe scurte.

O situație deosebită o constituie terenurile care se deformează independent de construcția fundată pe ele (tasări sub sarcina geologică a löessurilor umezite, lichefierea terenurilor sub acțiunea seismică, sau a altor solicitări dinamice).

Cedarea terenurilor slabe de fundare sub acțiunea încărcărilor poate să se producă astfel:

- cu caracter de prăbușire sau de alunecare cu viteza mare de deplasare a masivului în mișcare (ex: prăbușirea depozitelor lossoide la umezire, pământurile cu potențial mare de alunecare, etc);

- deformare cu viteza relativ redusă (ex: curgere lentă a versanților instabili, tasări a construcțiilor fundate pe argile slab consolidate, etc);

Clasificarea pământurilor, în pământuri bune de fundare, sau pământuri slabe (ce necesită măsuri speciale în vederea fundării directe), se face în principal în funcție de valorile parametrilor rezistenței la forfecare.

În tabelul 1.1. (Bally J. [5]) sunt date valorile orientative ale parametrilor rezistenței la forfecare a principalelor categorii de pământuri întâlnite în România, iar în tabelul 1.2. [5], se face o clasificare a acestora în funcție de compresibilitatea lor, unde s-au folosit notațiile: Φ - unghiul de frecare interioară efectiv; c' - coeziunea efectivă; Φ_u - unghi de frecare interioară aparent; c_u - coeziunea aparentă; S_u - rezistența la tăiere nedrenată; P_o - sarcina geologică efectivă.

Tabelul 1.1. Valori orientative ale parametrilor rezistenți la forfecare [54]

Tipul și starea pământului	Parametri efectivi		Parametri aparenti		Raportul S_u / P_o
	Φ [grade]	c [daN/cm ²]	Φ_u [grade]	c_u [daN/cm ²]	
Nisip îndesat	38 - 40	0 - 0,1	-	-	-
Nisip afânat	30 - 34	0	-	-	-
Löess în stare naturală cu umiditate redusă	25 - 28	0,2 - 0,3	-	-	-
Löess în stare naturală saturat	20 - 22	0,10	-	-	-
Löess compactat cu umiditate redusă	30 - 33	0,6 - 0,7	-	-	-
Löess compactat saturat	24 - 28	0,2 - 0,4	-	-	-
Argilă măloasă	20 - 30	0 - 0,2	0 - 10	0,2 - 0,5	0,3 - 0,7
Mâl	20 - 25	0	0 - 5	0,1 - 0,3	0,2 - 0,5
Turbă	25 - 30	0	0 - 15	0 - 0,3	0,4 - 0,8

La clasificarea pământurilor din punct de vedere al caracterizării lor ca bune sau slabe de fundare trebuiesc luate în considerare mai multe criterii cum ar fi:

- proprietăți specifice, geneza pământului, factori externi care acționează defavorabil, predispoziția pământului la acțiunea factorilor externi, care generează caracterul slab al acestuia din punct de vedere al comportării ca suport al unei construcții, etc.

Tabelul 1.2. Clasificarea pământurilor după compresibilitate [5]

Pământuri	Modulul de deformare M [daN/cm ²]	Coefficient de compresibilitate volumică m_v [cm ² /daN]
extrem de compresibil	10	0,01
foarte compresibil	1050	0,10,02
cu compresibilitate medie	50100	0,020,01
puțin compresibile	100500	0,01 0,002
foarte puțin compresibile	500 1.000	0,0020,001
practic incompresibile	1.000	0,001

Analiza acestor factori, de identificare și clasificare este făcută sintetic în fig.1.1. (pentru principalele categorii de terenuri slabe) [64].

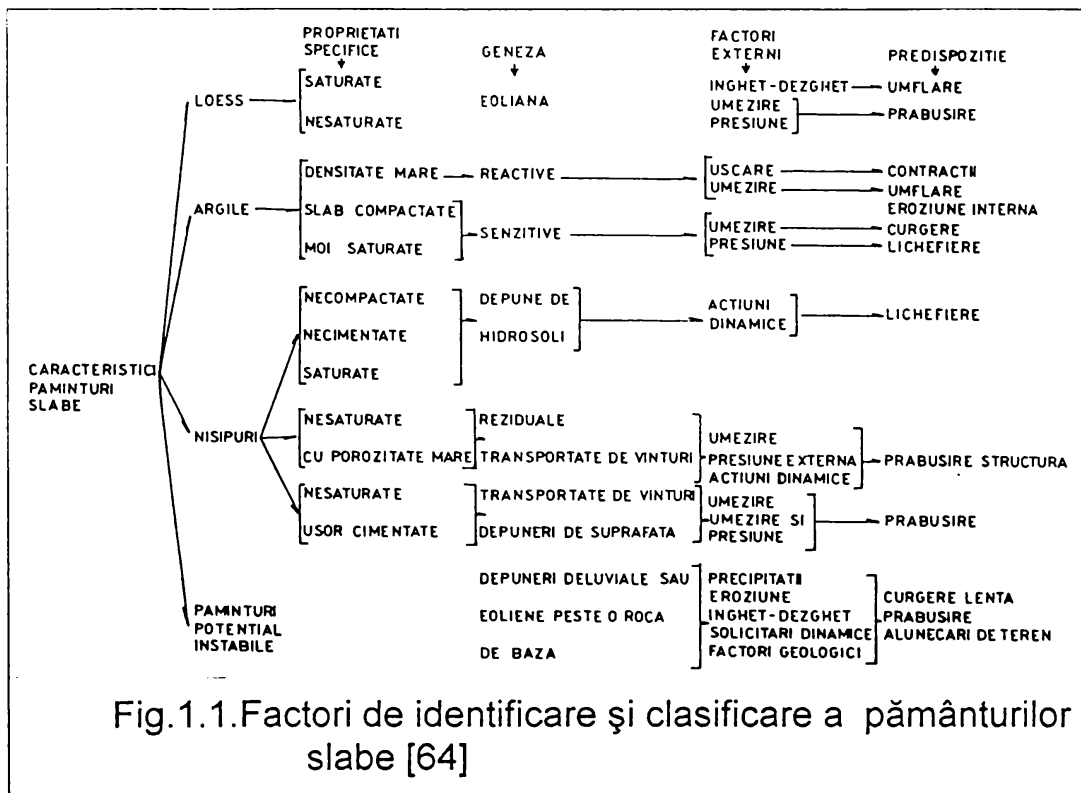


Fig.1.1.Factori de identificare și clasificare a pământurilor slabe [64]

1.2.2. SCURTĂ PREZENTARE A PĂMÂNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

Pământurile sensibile la umezire sunt pământurile care sub o încărcare exterioară dată sau sub greutate proprie, manifestă tasări suplimentare atunci când sunt umezite, respectiv inundate cu apă.

Löessurile și pământurile löessoide sunt reprezentanții tipici ai pământurilor sensibile la umezire. Aceste pământuri sunt de origine eoliană, formate prin acțiunea vântului care a deplasat particule fine de praf din regiunile aride în câmpiile și podișurile din zonele aride învecinate.

Această categorie de pământuri (löessurile și pământurile löessoide) este caracterizată prin canale verticale, formate prin putrezirea plantelor, care determină o tendință de clivaj vertical, o permeabilitate pe verticală mare și o structură extrem de afânată, datorată unor macropori; granulometric, pământurile sensibile la umezire se împart în:

- löessuri, la care fracțiunea 0,011 mm reprezintă peste 60%;
- pământuri löessoide, la care fracțiunea 0,01 ... 1 mm reprezintă sub 60%.

Caracteristic acestor pământuri este umiditatea naturală redusă și prezența unor săruri (sulfați și carbonați de calciu), care creează legături structurale între particule, care fac ca pământurile löessoide să fie caracterizate printr-o coeziune ridicată.

Principala caracteristică a löessurilor și a pământurilor löessoide o constituie sensibilitatea la umezire. Sub acțiunea apei se produce o reducere bruscă a volumului de goluri datorită prăbușirii structurii, care se produce datorită umflării gelurilor de silice hidrofile și prin dizolvarea sărurilor solubile de calciu care formează legăturile dintre particule după cum explică unii autori, sau printr-o îngroșare a învelișurilor de apă din jurul particulelor, care joacă rol de pană și lubrefiant după cum explică alți autori.

Identificarea pământurilor sensibile la umezire se poate face prin metode directe sau indirecte, cum ar fi :

- pe baza compoziției granulometrice (tab.1.3.)
- metode indirecte și directe, conform normativ P 7 - 77 [93];
 - pe baza diagramei $e - e_L$ (fig. 1.2a)
 - pe baza curbei de compresiune - tasare cu umezirea prin inundare a probei (fig.1.2b)
 - în edometru prin metoda celor două curbe.

Tabelul 1.3. Clasificarea pământurilor sensibile la umezire pe baza compoziției granulometrice (P7-77 și STAS 1243-83)

Tipuri litologice	Procente aferente fracțiunilor granulare			
	0,25	0,25 ... 0,1	0,1 ... 0,01	< 0,01
Löess nisipos	-	0.....15	60	40
Löess prăfos	-	0.....10	60	30
Nisip löessoid, argilos löessoid	5	25.....55	60	30
Praf nisipos löessoid	5	30	60	30
Praf argilos löessoid	0...5	0.....10	60	50
Argilă prăfoasă löessoidă	-	0.....10	60	50

Tabelul 1.4. Valorile indicelui $I = \frac{e_L - e}{1 + e}$ (caracteristic löessurilor)
conform p7-77 [93]

Indicele de plasticitate I_p	$I_p < 10$	$10 \leq I_p < 14$	$14 \leq I_p < 22$
Indicele I	0,10	0,17	0,24

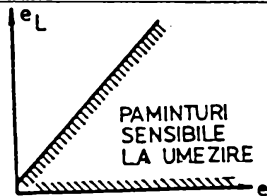


FIG. 12a CRITERIUL DE IDENTIFICARE A PAMINTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE PE BAZA DIAGramei e-e_L CONFORM NORMATIVULUI P7-77

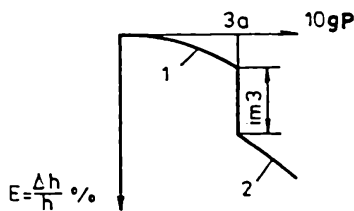


FIG. 12b CURBA DE COMPRESIUNE-TASARE CU UMEZIREA PRIN INUNDARE A PROBEI.
1- PROBA LA UMIDITATE NATURALA; 2- PROBA CU UMIDITATE LA SATURATIE, DUPA INUNDARE

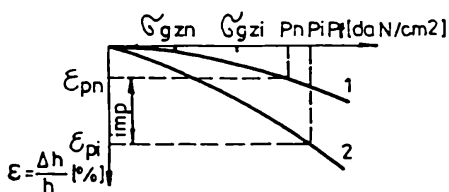


FIG. 12c DETERMINAREA IN EDOMETRU A TASARI SPECIFICE LA UMEZIRE i_{imp} PRIN METODA CELOR DOUA CURBE
1- PROBA CU UMIDITATE NATURALA, 2- PROBA CU UMIDITATE LA SATURATIE

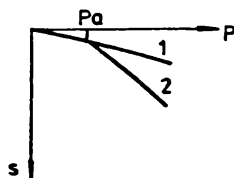


FIG. 12d DETERMINAREA REZISTENTEI STRUCTURALE P_0 PRIN INCERCARE PE TEREN CU PLACA
1- PAMINT CU UMIDITATE NATURALA, 2- PAMINT IN PREALABIL INUNDAT

Fig 1.2. Criterii de identificare P.S.U.

Analizând pământurile pe baza aplicării metodelor menționate, se consideră sensibile la umezire, pământurile pentru care:

- gradul de umiditate $S_r < 0,8$, iar indicele I are valori mai mici decât cele din tabelul 1,4;

- pământurile care se situează sub dreapta din fig.1.2.a;

- pământurile care au trasarea suplimentară la umezire $i_{m3} > 2\%$ (fig.1.2b);

- pământurile la care pe baza încercării cu placa îndeplinesc simultan condițiile (fig. 1.2.c);

$$\eta = \frac{S_i}{S_n} > 5$$

$S = S_i - S_n > 3 \text{ cm}$ (1.1)
(S_i - tasarea terenului inundat;
 S_n - tasarea terenului natural).

Sensibilitatea la umezire este caracterizată prin următorii parametrii [5, 93]:

- tasarea specifică la umezire i_{mp} , care se definește cu relația:

$$i_{mp} = \varepsilon_{pi} - \varepsilon_{pn}$$

$$\dot{i}_{mp} = \varepsilon_{pi} - \varepsilon_{pn} \quad (1.2)$$

în care:

ε_{pi} - tasarea specifică probei inundate pentru presiunea:

$$p_e = \sigma_{gzi} + \sigma_z$$

ε_{pn} - tasarea specifică a probei cu umiditate naturală pentru presiunea:

$$p_n = \sigma_{gzi} + \sigma_z \quad (\text{fig.2.2.c})$$

- rezistența structurală P_0 , definită drept presiunea minimă la care se produce tasarea suplimentară în condițiile saturării acestuia (fig.1.2.d) sub acțiunea greutății proprii.

Dificultățile legate de fundarea pe löess decurg în principal din următoarele caracteristici ale acestuia:

- capacitatea mare de deformare, care produce tasări mari ale construcției, la încărcări uzuale de 2-3 daN/cm²;
- conținutul predominant (peste 60%) de praf, care conferă löessului umezit deformații plastice mari sub volum constant;
- tasări mari ale straturilor groase de löess sub acțiunea sarcinii geologice.

Pentru asigurarea stabilității construcțiilor și pentru limitarea mărimii tasărilor suplimentare prin umezire și a efectului acestora se pot adopta mai multe categorii de măsuri:

- măsuri de înlăturare a sensibilității de umezire a terenului (metode de îmbunătățire; străpungerea stratului sensibil);
- măsuri care se referă la amplasarea, forma și alcătuirea construcției;
- măsuri de limitare a pierderilor din rețelele hidroedilitare și tehnologice.

1.2.3. DESPRE PĂMÂNTURILE CU DEFORMABILITATE MARE (SUB ÎNCĂRCĂRI)

Așa cum se cunoaște pământurile argiloase prăfoase de consistență redusă (plastic moi - plastic curgătoare) turba și pământurile turboase, nisipurile afânate, umpluturile neconsolidate sunt pământuri foarte compresibile. În această categorie de pământuri, un loc aparte îl ocupă mълurile, caracterizate prin umidități naturale mari, apropiate de limita de curgere, W_L , porozități de 50-60%, existența unor legături slabe între particule și absența legăturilor de cimentare.

Pământurile argiloase saturate cu apă sunt considerate ca pământuri dificile când prezintă un modul de deformație mai mic de 50daN/cm², respectiv un grad de umiditate $S_r > 0,8$.

În această grupă se includ pământurile aluvionare marine, lacustre și din limanuri, pământurile de deltă, mlaștină și alte forme de sedimente deluviale și pluviale.

În grupa pământurilor argiloase slabe, intră pământuri de structură, compoziție meneralogică, proveniență diferită, etc.

Dificultățile care apar la fundarea pe pământuri argiloase saturate constau în :

- tasări mari ale construcțiilor, datorate modulului de deformație redus, care produc înclinări și degradări ale construcțiilor;

- asigurarea stabilității construcțiilor este dificilă datorită caracteristicilor de rezistență scăzute: unghi de frecare $\Phi = 5 \dots 12^\circ$, coeziune $c = 0,1 \dots 0,2 \text{ daN/cm}^2$;

- tasările construcțiilor se produc timp foarte îndelungat, au valori mari și în general sunt neuniforme.

Nisipurile fine afânate, sunt de asemenea pământuri puternic compresibile capabile să producă tasări mari ale construcțiilor.

Recunoașterea compresibilității mari a pământurilor se poate face atât prin încercări de laborator cât și de teren. Un criteriu de identificare al compresibilității, îl constituie deformația specifică $\varepsilon_p = 2$. Se consideră pământuri compresibile pământurile care au $\varepsilon_p = 2 > 6\%$.

Dificultatea prelevării de probe netulburate din pământurile moi sau nisipurile afânate, reduce în acest caz, posibilitățile de aplicare ale acestui criteriu.

O recunoaștere rapidă se poate face prin penetrare, astfel în cazul argilelor moi $N_{30} < 4$ (la penetrarea dinamică standard), iar R_p (rezistența la penetrare statică pe con) $< 30 \text{ daN/cm}^2$.

În cazul nisipurilor afânate pot apare următoarele fenomene de instabilitate: instabilitatea hidrodinamică care poate fi produsă de eroziunea valurilor și curenților cursurilor de apă (la diguri și baraje și antrenarea hidrodinamică a curenților de infiltrație (construcții hidrotehnice), iar de foarte multe ori prin lichefiere care este fenomenul de scădere bruscă a rezistenței la forfecare a unui pământ necoeziv, care produce transformarea temporară a acestuia într-o masă fluidă și este provocată de o prăbușire a structurii datorită unei solicitări dinamice fiind însoțit de o creștere bruscă a presiunii apei din pori.

Se deosebesc două tipuri de lichefierii:

- lichefierea propriu-zisă, caracteristică nisipurilor afânate, la care se produce o reducere substanțială a rezistenței la forfecare ca urmare a creșterii presiunii apei din pori;

- lichefierea ciclică, posibilă la orice stare de îndesare a nisipurilor, care constă într-o cedare progresivă prin acumularea deformațiilor ce se produc în timpul solicitărilor ciclice, ca urmare a creșterii periodice a apei din pori și deci a scăderii rezistenței la forfecare.

În lucrările [5,67] V. Perlea consideră drept principali factori care condiționează stabilitatea la lichefiere:

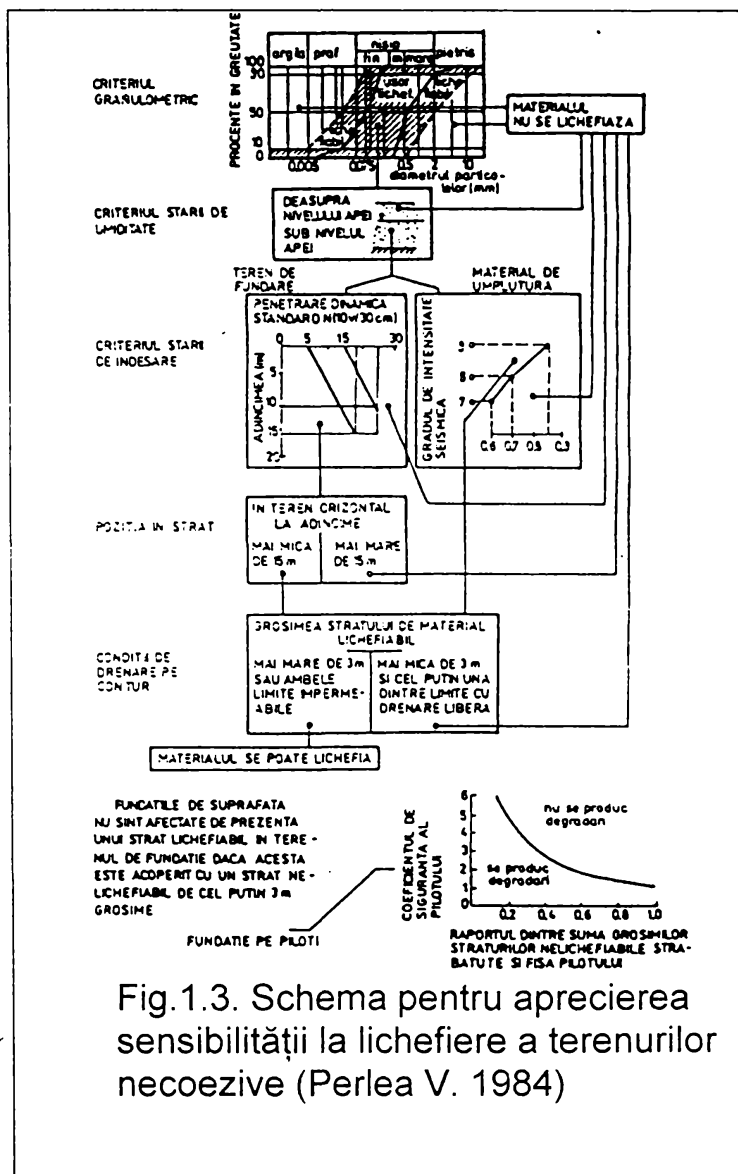


Fig.1.3. Schema pentru aprecierea sensibilității la lichefiere a terenurilor necoezive (Perlea V. 1984)

- compoziția granulometrică;
- starea de îndesare;
- starea de saturare și drenare.

Influența acestor factori asupra lichefiabilității este prezentată calitativ în fig. 1.3. (V.Perlea 1984) [67]

La fundarea construcțiilor pe nisipuri afânate trebuie ținut seama de următoarele aspecte:

- prezența nisipului afânat în terenul de fundare constituie un pericol potențial de lichefiere;
- un teren nisipos afânat poate genera dificultăți în comportarea construcțiilor datorită potențialului mare de tasare prin îndesare, sau a rezistenței reduse;
- epuismențele sau coborârea nivelului apei subterane poate provoca antrenarea nisipului de sub fundații;
- lichefierea terenului nisipos poate fi provocată de

șocurile seismice, dar și de șocuri și vibrații tehnologice.

Pentru fundare directă pe terenuri puternic compresibile se pot adopta următoarele măsuri:

- măsuri de îmbunătățire a terenului de fundare;
- măsuri referitoare la construcție (sporirea rezistenței și a rigidității spațiale a construcției; sporirea capacității de adaptare a construcției la deformații mari și neuniforme, reducerea influenței pe care o au tasările asupra construcției), etc.

1.2.4. CU PRIVIRE LA PĂMÂNTURILE AGRESIVE

După cum se arată și în lucrările [56, 64], o mare parte a teritoriului României, prezintă agresivitate naturală pentru betoanele de ciment

(agresivitate sulfatică și carbonică, acidă și alcalină), precum și numeroase terenuri cu agresivități industriale.

Acțiunea chimică agresivă a unui teren este determinată și influențată de apa freatică care poate să se ridice până la nivelul elementelor din beton, sau de apa de infiltrație, care dizolvând numeroase substanțe din teren, poate reacționa cu betonul.

Între factorii care pot agrava efectul distructiv al apelor freactice agresive pentru fundații sunt temperatura ridicată și variația nivelului apei.

Efectul de coroziune este mai mare în cazul apelor agresive curgătoare, decât în cazul apelor staționare.

Temperatura ridicată a apelor freactice mărește efectul chimic prin creșterea vitezei de reacție.

Apa caldă, din cauza vâscozității, se ridică în capilare și prin procesele de evaporare produce o creștere a concentrației sărurilor agresive, mărindu-se efectul de coroziune.

Apele freactice agresive, cu nivel variabil au efect coroziv mai pronunțat datorită combinării efectelor chimice cu efectul de acumulare și cristalizare a sărurilor în porii betonului.

În România, în zonele de agresivitate carbonică, apa are o concentrație de CO_2 de 1000 - 2000 mg/l, iar în zonele de agresivitate sulfatică, concentrația de SO_4 , ajunge până la 5000 mg/l.

La fundarea construcțiilor pe astfel de terenuri trebuie să se ia măsuri de protecție anticorozivă.

Una dintre soluțiile capabilă să evite efectele nocive ale agresivității apelor o constituie îmbunătățirea terenurilor, astfel încât cota de fundare să se stabilească deasupra nivelului maxim al apelor subterane, evitându-se astfel întrebuițarea cimenturilor speciale.

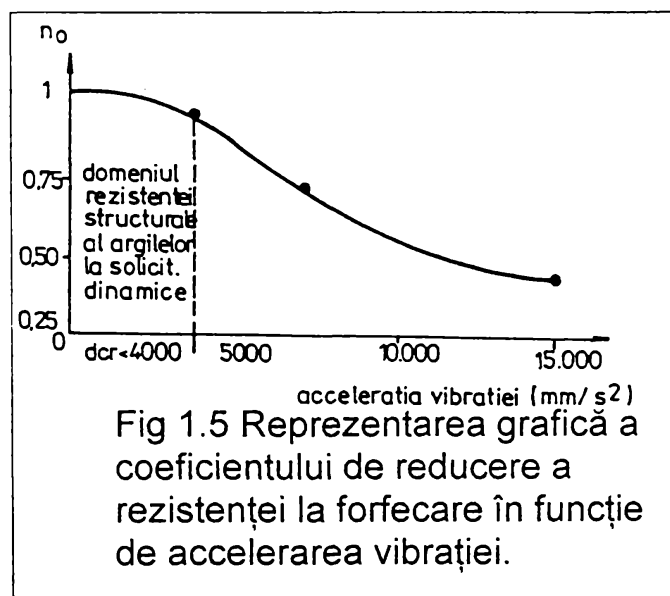
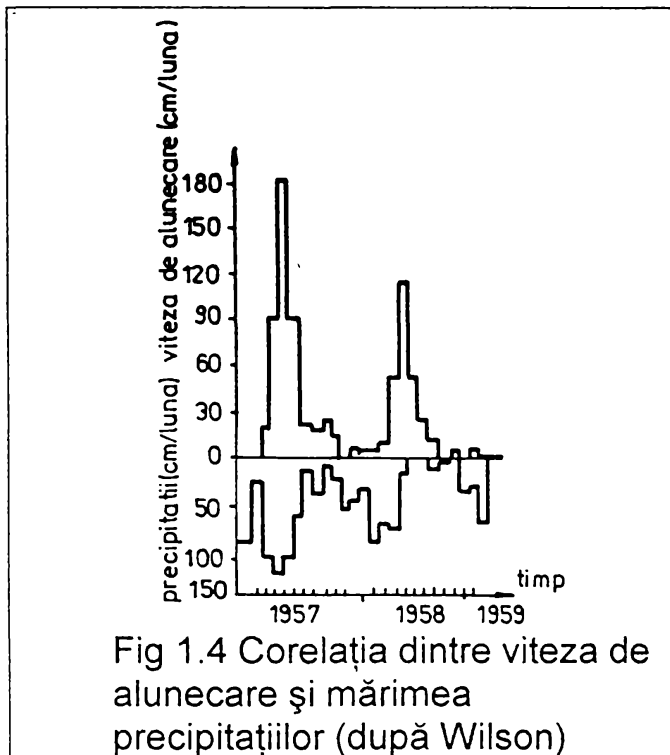
1.2.5. DESPRE PĂMÂNTURILE CU POTENȚIAL DE ALUNECARE

Cum este cunoscut [64, 79, 81], alunecările de teren sunt fenomene geodinamice de modificare a reliefului, cu caracter lent și periodic, prin care se restabilște echilibrul natural al versanților.

Cunoașterea alunecărilor de teren este determinată de necesitatea asigurării stabilității versanților, lacurilor de acumulare, a traseelor drumurilor și a căilor ferate din zonele de deal și de munte, de creșterea siguranței în exploatarea a carierelor, iazurilor de decantare și a haldelor.

Prevenirea și combaterea unei alunecări de teren presupune:

- cunoașterea cauzelor care o pot genera;
- prognoza teoretică și practică a versantului sau a taluzului, prin metode teoretice de calcul și pe baza studiului doformațiilor în masiv prin măsurători înclinometrice;



- proiectarea măsurilor de stabilizare pe baza considerentelor de ordin geologic și geotehnic;

Principalii factori care pot provoca instabilitatea versanților și pot conduce la apariția unor alunecări de teren sunt:

a) precipitațiile atmosferice din anotimpurile ploioase. Există o strânsă corelație între mărimea precipitațiilor și mărimea totală a alunecării și viteza de alunecare (fig.1.4)

b) eroziunea râurilor la baza versanților sau a valurilor mări asupra malurilor înalte;

c) îngheț - dezghețul.

Înghețul dezvoltă în teren o stare de tensiune foarte puternică, care duce la fisurarea rocilor și la scăderea proprietăților fizico-chimice ale acestora.

Înghețul produce migrația apelor pe verticală, din adâncime spre suprafața terenurilor. Prin creșterea umidității terenului se produce o scădere a rezistenței la forfecare, ceea ce poate favoriza producerea alunecărilor de teren.

d) șocul cutremurelor de pământ și al vibrațiilor favorizează creșterea aproape instantanee a forțelor de alunecare.

Vibrațiile locale produse de explozii, trafic rutier sau feroviar, fundații de mașini favorizează micșorarea rezistenței la forfecare.

e) factorul geologic-prin stratificație, fisuri și falii, ca elemente principale de discontinuitate într-un versant, favorizează apariția și dezvoltarea fenomenelor de instabilitate ale versanților.

Pentru prevenirea alunecărilor de teren se folosesc următoarele măsuri generale:

- amenajarea (regularizarea), consolidarea căilor, de-alungul versanților instabili;

- dirijarea scurgerii apelor pe suprafața versantului, prin amenajarea văilor de curs a torenților pe suprafața lor, executarea de lucrări pentru secarea bălților, astuparea crăpăturilor, nivelarea, taluzarea înierbarea, etc;
- realizarea de plantații forestiere pe suprafețele foarte grav afectate;
- organizarea unui studiu geotehnic și hidrogeologic de ansamblu a zonei unde este situat versantul, precum și drenarea apelor de infiltrație.

1.3. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR DIFICILE ÎN ADÂNCIME (strate slabe cu grosimi mari)

La amplasarea construcțiilor apar frecvent situații în care straturile ce trebuiesc îmbunătățite au grosimi mari (6-20 m), în general situate sub nivelul apelor freatice.

Dacă straturile portante se găsesc la adâncime mare, compactarea de suprafață, fie că nu este posibilă, fie că prin aplicarea altor procedee de fundare indirectă costul lucrărilor și timpul de execuție al acestora ar fi ridicat.

În cazul terenurilor slabe, cu grosimi mari ale straturilor cu caracteristici fizico-mecanice necorespunzătoare, se pot aplica tehnologii de îmbunătățire în adâncime. Dintre principalele tehnologii de îmbunătățire în adâncime se menționează [56]:

- Îmbunătățirea prin vibroînlocuire sau vibroîndesare utilizând tehnica vibrării;
- Îmbunătățirea prin batere;
- Îmbunătățirea prin precomprimare (lestare);
- Îmbunătățirea prin folosirea drenurilor;
- Îmbunătățirea prin explozie;
- Îmbunătățirea prin tratamente termice;
- Îmbunătățirea prin tratamente chimice și injectări.

În cadrul fiecărui procedeu de îmbunătățire se pot utiliza una sau mai multe tehnologii, alegerea uneia sau alteia făcându-se pe baza unor criterii tehnico economice. Dintre tehnologiile enumerate în paragrafele următoare se vor prezenta foarte pe scurt cele cu o dezvoltare mai largă.

1.3.1. TEHNOLOGII DE ÎMBUNĂTĂȚIRE BAZATE PE TEHNICA VIBRĂRII

Soluțiile și tehnologiile de îmbunătățire a terenurilor de fundare bazate pe tehnica vibrării, folosesc efectul de îndesare a pământurilor sub acțiunea vibrațiilor.

Principalele tehnologii de îmbunătățire bazate pe tehnica vibrării [50; 55] sunt următoarele:

- realizarea coloanelor și ploturilor din balast prin vibropresare;
- vibroînteparea;
- piloti vibroformați;
- piloti de îndesare turnați pe loc prin vibrație.

1.3.1.1. Tehnologia de realizare a coloanelor din balast folosind vibroflotarea [55]

Domeniul de aplicare al vibroflotării este prezentat în fig.1.6. Granulozitatea are importanță deosebită asupra eficienței vibroflotării. Astfel din fig.1.6. rezultă că terenurile a căror granulozitate se situează în domeniul B, se pot îndesa cel mai bine. Domeniul de aplicare al vibroflotării este prezentat în fig.1.7.

Prezența straturilor argiloase extrem de fine și a materialelor organice pot crea dificultăți și în general pământurile din zona A nu se pot compacta corespunzător, pietrișurile din zona C, nisipurile îndesate ca și lipsa apelor subterane reduc viteza de avansare a vibroflotorului. În pământuri coezive, efectul de îndesare pe seama vibrațiilor este neglijabil, coeziunea dintre particule împiedicând reșezarea acestora. Cu instalația de vibroflotare se obține o vibroînlocuire cu material granular ceea ce mărește volumul de fază solidă respectiv duce la îndesarea zonei.

Eficacitatea coloanelor realizate prin vibroînlocuire depinde în mod esențial de rezistența pământului din jur. Spre deosebire de coloanele de vibroîndesare care produc o îndesare în masă a pământului, obținându-se un masiv mult mai omogen, coloanele de vibroînlocuire reprezintă inserții de material granulat cu caracteristici mecanice superioare, dar fără rezistență la tracțiune, într-un mediu de rezistență redus. Sub acțiunea axială generată de încărcarea terenului, coloana tinde să se deformeze (fig.1.8) radial, și dacă rezistența terenului este redusă, deformările sunt mari, iar eficacitatea îmbunătățirii scade sau poate deveni practic nulă.

Punctele de vibroflotare (fig.1.9) se dispun într-o rețea de triunghiuri echilaterale, un punct de vibroflotare revenind unei suprafețe de 3-5 m² în cazul vibroîndesării, respectiv 2-3 m² în cazul vibroînlocuirii. În cazul nisipurilor afânate este indicat să se facă mai întâi o consolidare generală a terenurilor în rețea de triunghiuri echilaterale cu latura de 3-4 m.

Schematizarea îmbunătățirii prin vibroflotare, prin îndesare (terenuri necoezive) și vibroînlocuire (triunghiuri coezive) este făcută în fig.1.10 și 1.11 iar schema vibroflotorului este prezentată în fig.1.12. [55, 56, 64, 105].

Tehnologia de realizare a unei coloane prin vibroflotare presupune fazele (fig.1.11):

- I. Poziționarea vibroflotorului deasupra tărușului care marchează axa coloanei;
- II. Sub acțiunea jetului de apă sub presiune (6.....8 at) vibroflotorul se

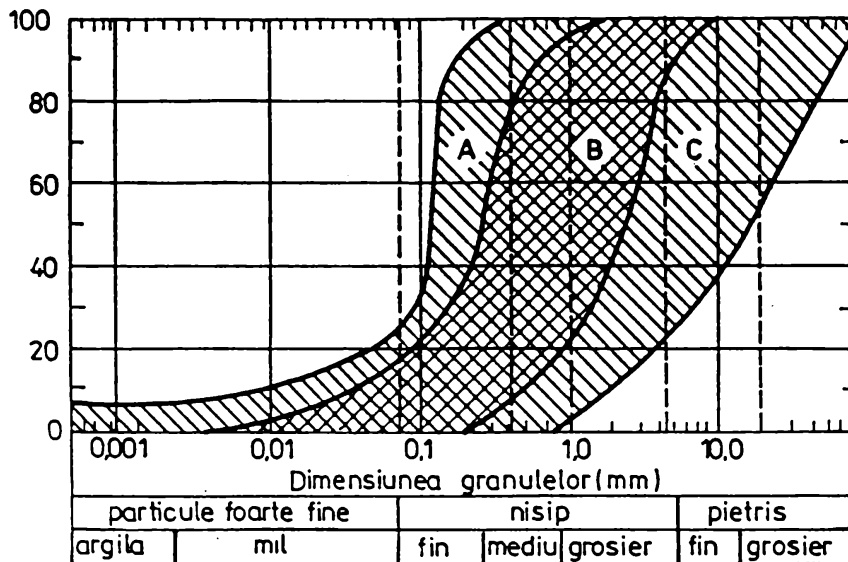


FIG. 16 TERENURI ACCESIBILE VIBROFLOTARII

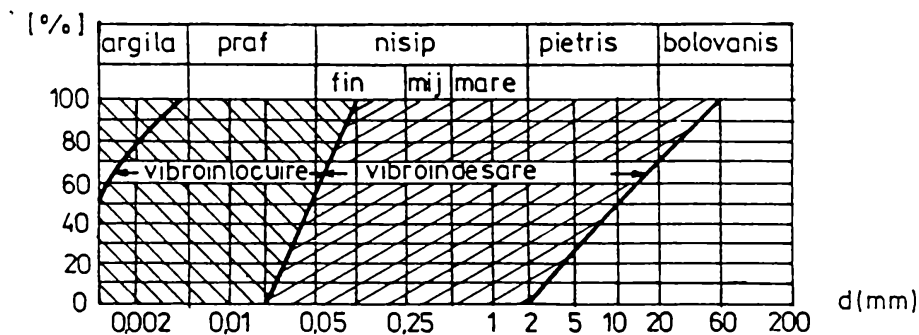


FIG. 17 DOMENIUL DE APLICARE AL VIBROFLOTARII (VIBROINDESARE SI VIBROINLOCUIRE) FUNCTIE DE GRANULAZITATE

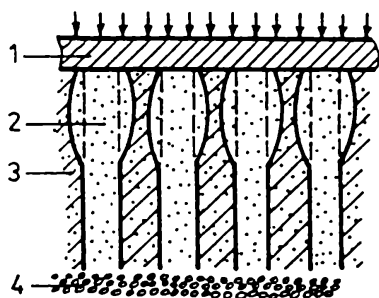


FIG. 18 DEFORMAREA COLOANELOR DIN MATERIAL GRANULAR EXECUTATE IN PAMINTURI MOI

1-fundatie, 2- coloana de material granular, 3-pamint moale

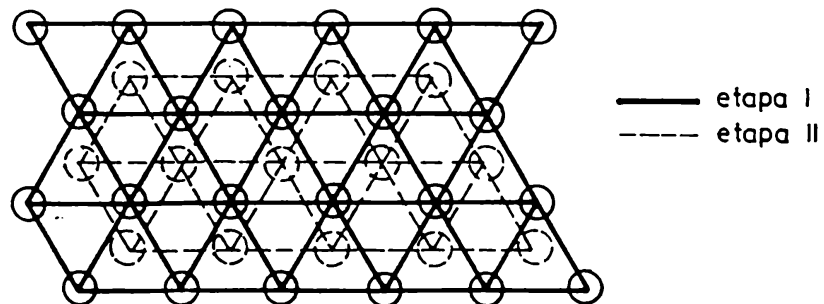


FIG. 19 DISPUNEREA PUNCTELOR DE VIBROFLOTARE

FIG. 1.10 SCHEMATIZAREA PROCESULUI DE IMBUNATATIRE PRIN VIBROFLOTOARE

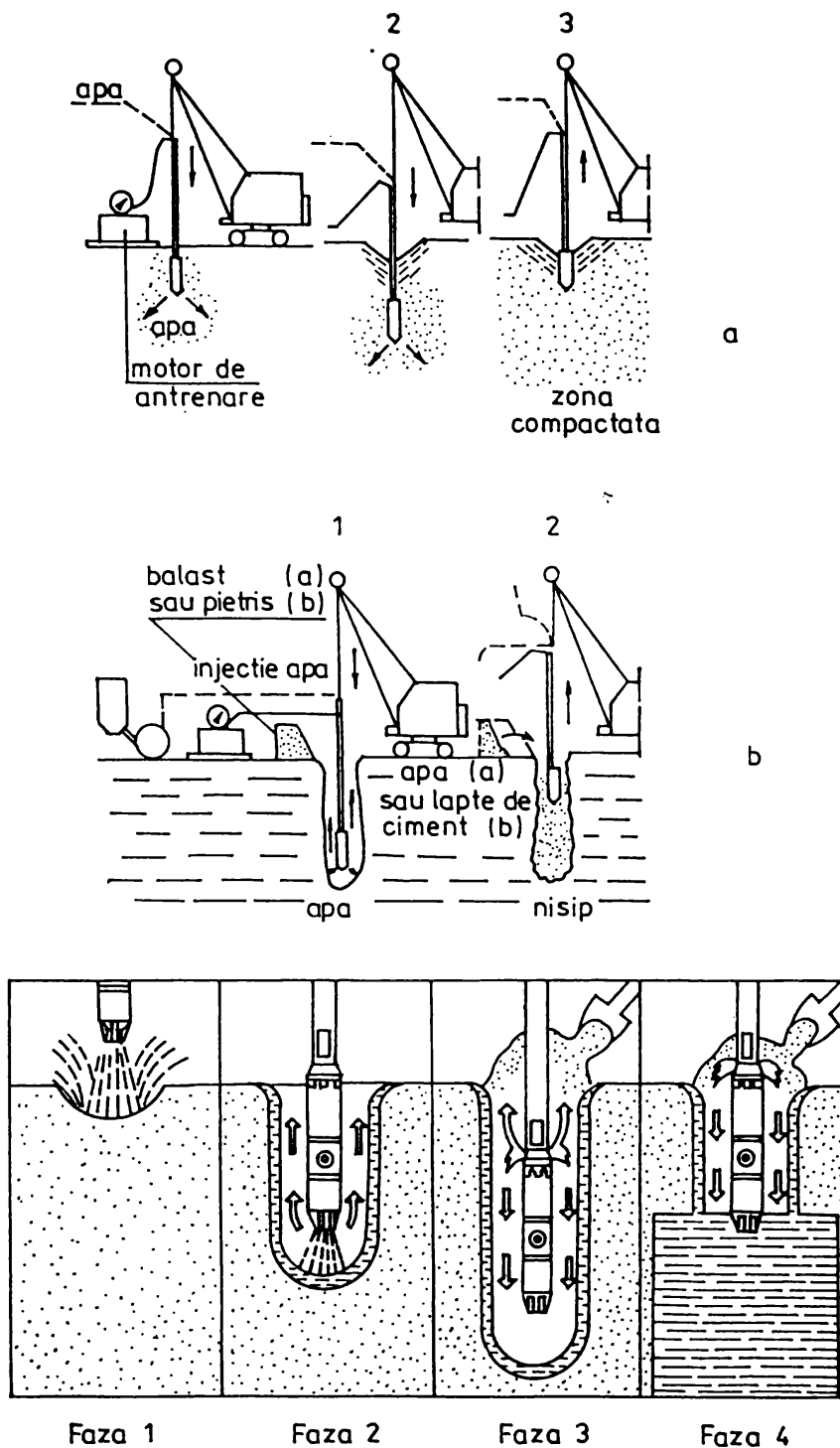
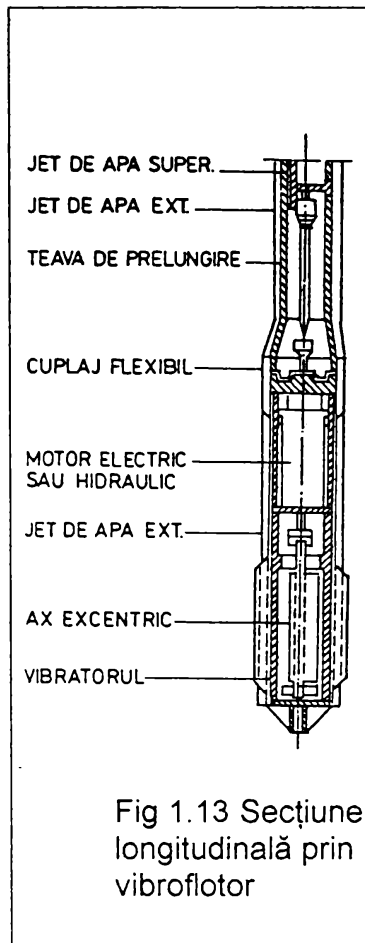
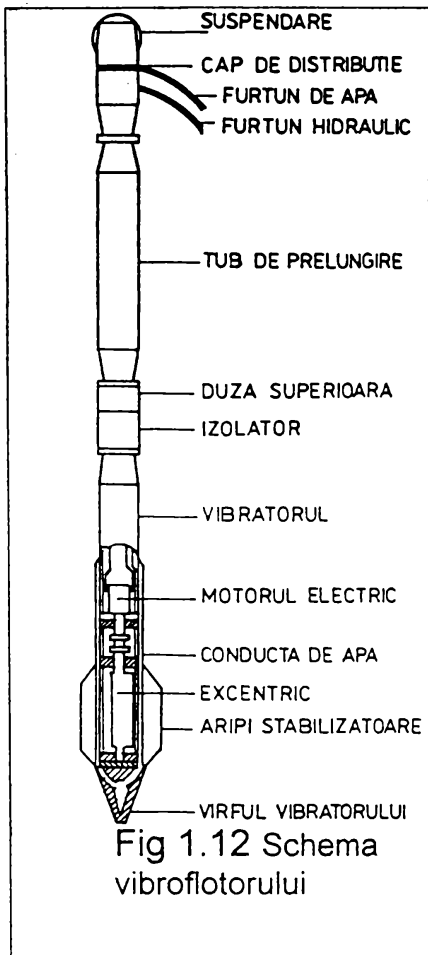


FIG. 1.11 REPREZENTAREA SCHEMATICA A FAZELOR DE EXECUTIE MECANIZATA A UNEI COLOANE PRIN VIBROFLOTOARE



înfinge în pământ sub greutate proprie;

III. Sub efectul vibrațiilor se reduce frecarea dintre particule, jetul de apă le antrenează la suprafață pe cele fine, iar cele grosiere se rearanjează, se formează o cavitate ($d=0,50-0,55$ m);

IV. Se introduce material granulat în cavitate și se extrage vibroflotorul, cu oprirea ridicării la fiecare 30 cm, timp de 60-120 sec. Vibrațiile orizontale produc îndesarea materialului de adaos și a pământului natural din jur pe o rază de 1,25.....1,75 m.

Coloanele din balast, realizate prin vibroflotare produc cel puțin următoarele efecte pozitive după cum se arată în lucrările [9,56,64]:

- mărirea capacității portante a terenului, coloanele constituind inserții rigide în teren, cu un modul de deformare ridicat;
- creșterea globală a rezistenței la forfecare;
- creșterea coeziunii nedrenate datorită consolidării radiale.

1.3.1.2. Îmbunătățirea în adâncime cu coloane și ploturi din materiale granulare

Tehnologia de îmbunătățire cu coloane și ploturi din materiale granulare presupune utilizarea de utilaje vibratoare sau vibropercutoare, fiind implementată în România încă din anul 1966 de către Catedra de Fundații a Facultății de Construcții din Timișoara.

Îmbunătățirea cu coloane din balast realizate prin vibropresare se utilizează în două scopuri:

- pentru îmbunătățirea în adâncime a terenurilor slabe în vederea creșterii capacității portante, reducerea tasărilor și omogenizarea acestora;
- drenarea terenurilor mârloase și consolidarea acestora.

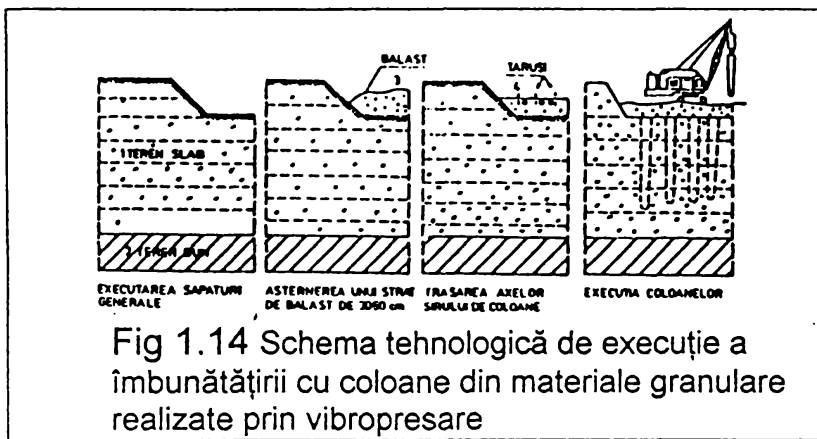


Fig 1.14 Schema tehnologică de execuție a îmbunătățirii cu coloane din materiale granulare realizate prin vibropresare

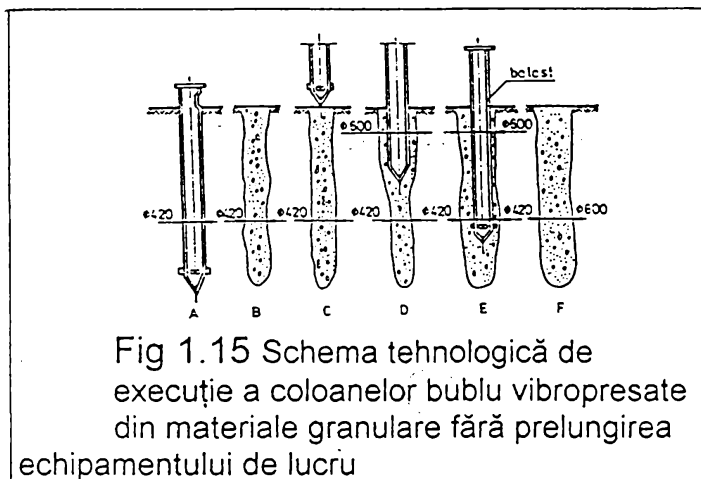


Fig 1.15 Schema tehnologică de execuție a coloanelor bublu vibropresate din materiale granulare fără prelungirea echipamentului de lucru

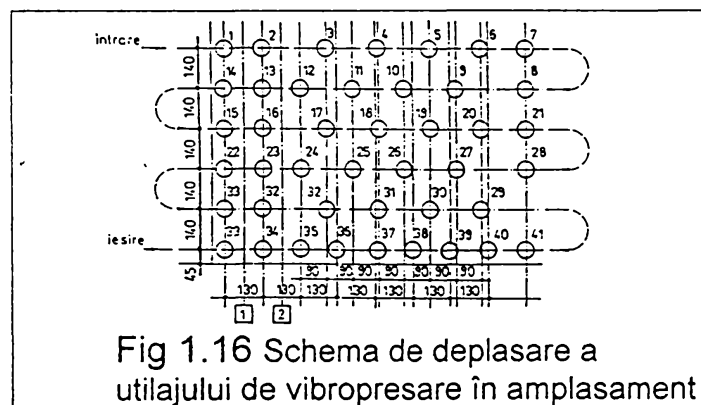


Fig 1.16 Schema de deplasare a utilajului de vibropresare în amplasament

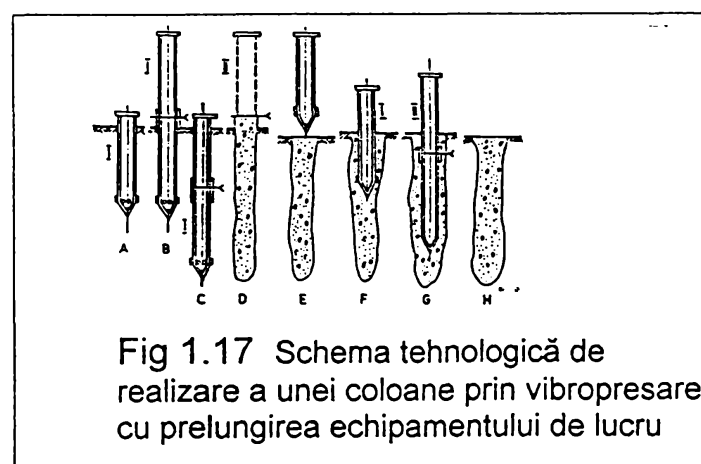


Fig 1.17 Schema tehnologică de realizare a unei coloane prin vibropresare cu prelungirea echipamentului de lucru

Cei mai mulți autori [50]; [56] ; [67] consideră că domeniul de aplicare al acestei tehnologii îl constituie terenurile alcătuite din: nisip mijlociu, curat sau cu rar pietriș, nisip fin prăfos , nisip argilos, argilă nisipoasă, nisip argilos prăfos, mături

etc, situate deasupra sau sub nivelul apelor subterane.

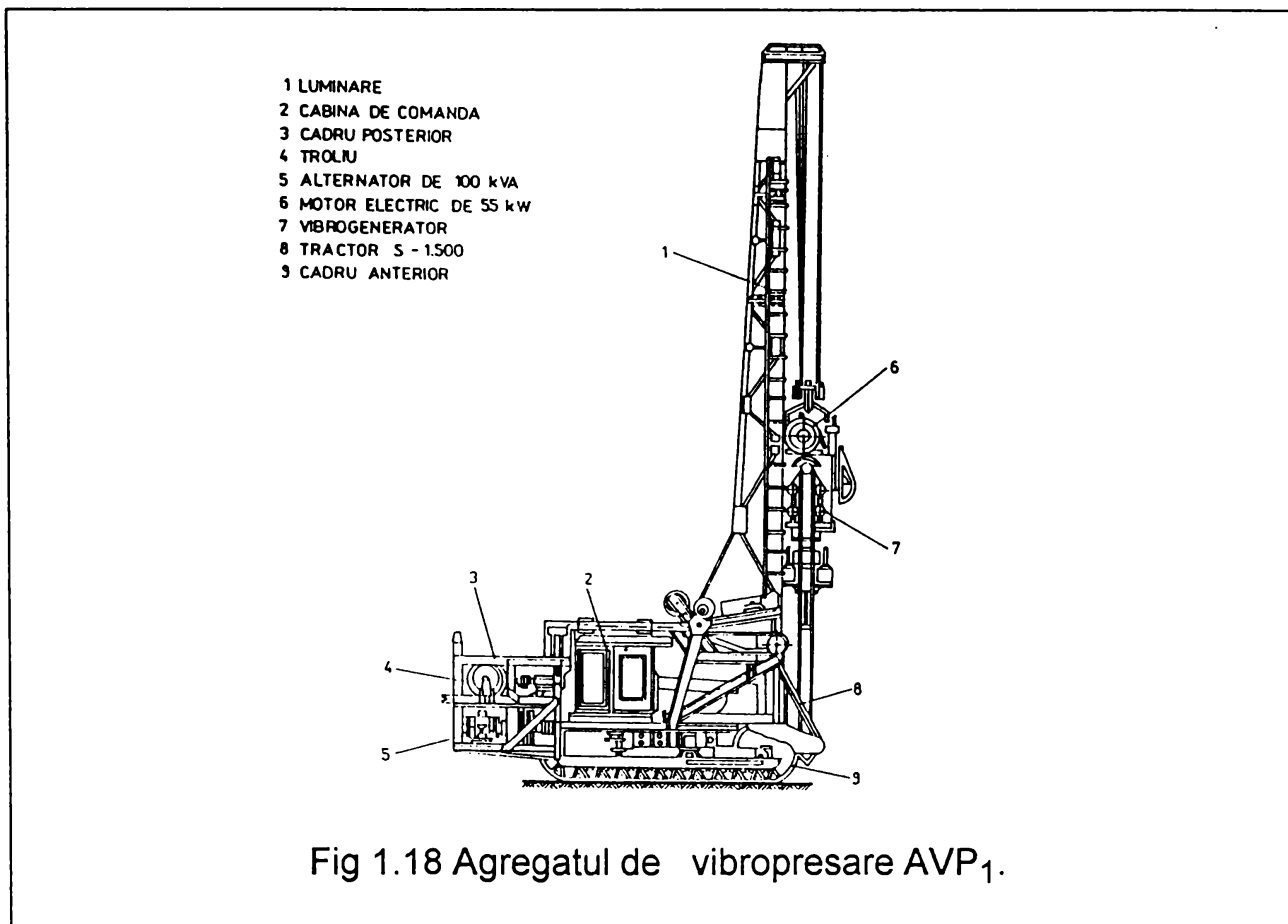
În terenuri necoezive tehnologia se bazează atât pe efectul de îndesare al terenului sub acțiunea vibrațiilor cât și pe efectul de vibroînlocuire a unei părți din masa terenului de fundare, coloanele constituind inserții mult mai rigide decât acesta.

În terenurile cu un conținut ridicat de fragmente argiloase, efectul de vibroîndesare este mai scăzut, contându-se în principal pe efectul de vibroînlocuire și efectul de dren.

Îmbunătățirea terenurilor slabe cu coloane din balast, realizate prin vibropresare presupune realizarea următoarelor lucrări (fig.1.14) [64]:

- executarea săpăturii generale (dacă este cazul)
- introducerea unui strat de balast de 40-50 cm spre a împiedica procesul de refulare care apare în procesul de execuție al coloanelor;
- trasarea și pichetarea coloanelor conform planului de distribuție a coloanelor;

- executia propriu-zisă a coloanelor.



Coloanele pot fi executate simplu vibropresate, dublu vibropresate sau multivibropresate, în funcție de natura terenului ce trebuie consolidat și capacitatea portantă necesară a se obține.

Schemele tehnologice de executie a coloanelor cu și fără prelungirea echipamentului de lucru sunt prezentate în fig.1.15, 1.16, și 1.17 [55, 56, 64].

Pentru executia coloanelor din balast se utilizează utilaje vibratoare, cum ar fi agregatele AVP₁ (fig.1.18) și VUB—IM(fig.1.19) și echipamentul din fig.1.20 care este format dintr-o teavă metalică cu diametrul 219, 324 sau 429 mm, prevăzută cu fereastră de turnare la partea superioară și clapete cioc de rată la partea inferioară.

Avantajele îmbunătățirii cu coloane constau în:

- reducerea volumului porilor și creșterea capacității portante;
- ridicarea cotei de fundare;
- scurtarea timpului de executie;
- reducerea costului lucrărilor de infrastructură.

Îmbunătățirea cu ploturi din materiale granulare se poate realiza prin vibropresare sau batre.

Tehnologia a fost studiată începând cu anul 1981 (Păunescu M. Marin, M) [43, 44, 58, 63] și a fost brevetată în anul 1983 [44] fiind aplicată pe scară

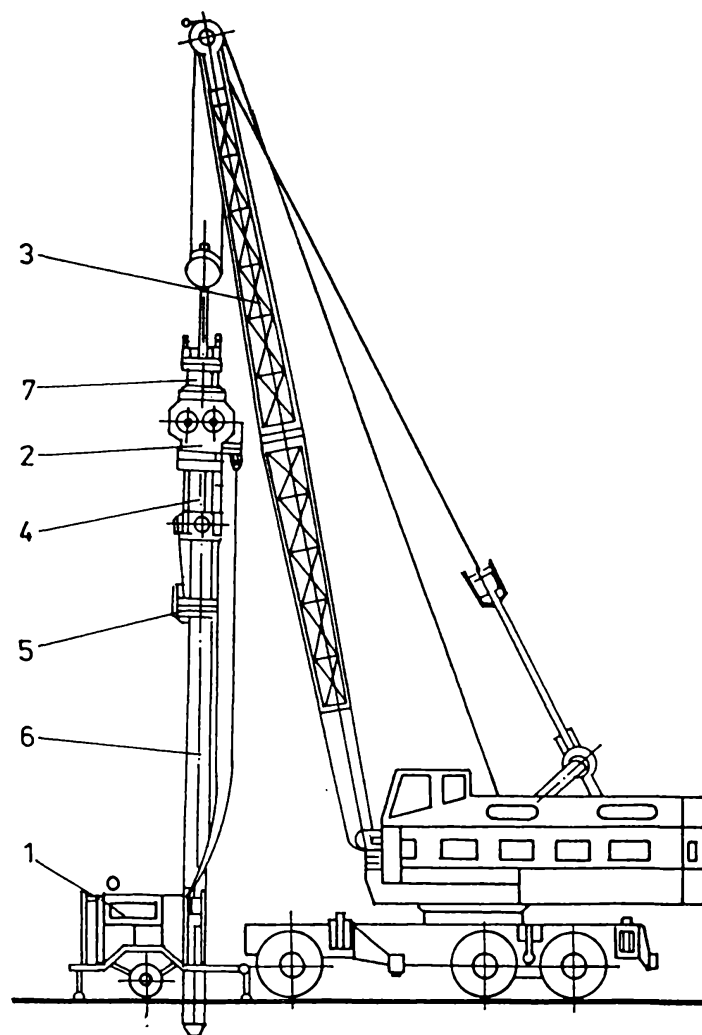
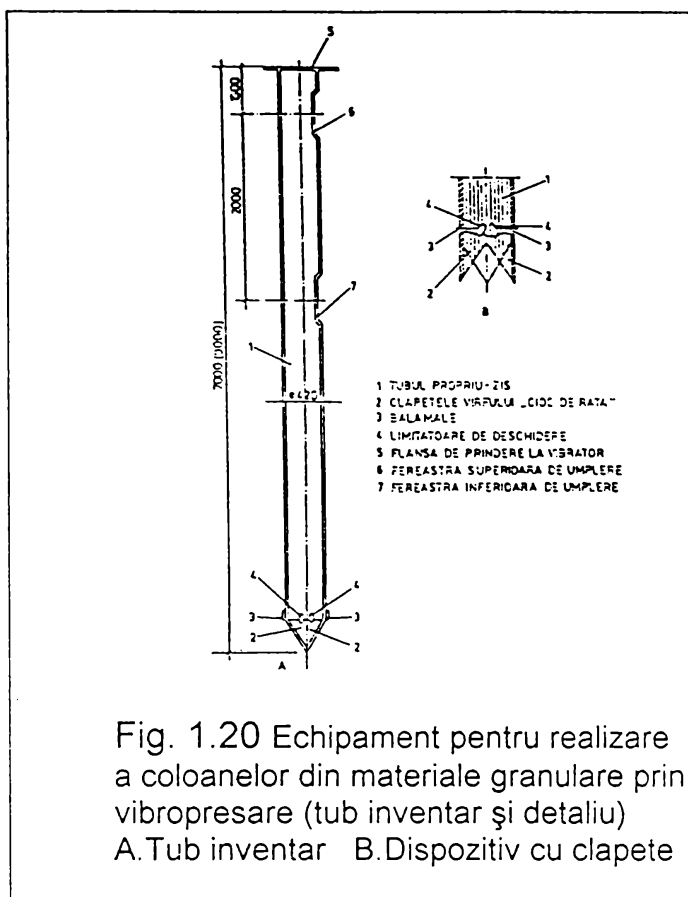


FIG. 1.19 VIBROINFIGATORUL VUB -1M

- 1 PUPITRU DE COMANDA
- 2 VIBRATOR
- 3 AUTOMACARA
- 4 DISPOZITIV HIDRAULIC DE PRINDERE A ELEMENTULUI DE INFIPT
- 5 CENTURA DE SUSPENDARE A ELEMENTULUI DE INFIPT
- 6 ELEMENT DE INFIPT
- 7 ECHIPAMENT DE SUSPENSIE SI RIDICARE

largă în perioada 1981 ... 1989 la fundarea construcțiilor de locuit sau industriale, executate pe terenuri slabe.



Domeniul de utilizare al ploturilor din materiale granulare este similar cu cel al coloanelor din balast.

Tehnologia poate fi aplicată pentru îmbunătățirea terenurilor slabe sau medii de fundare.

Domeniul de utilizare și modul de dispunere al ploturilor în funcție de sistemul de fundare adoptat este prezentat în fig.1.21 - 1.23.

În principiu tehnologia de îmbunătățire prin ploturi constă în creerea în terenul de fundare a unui spațiu cu ajutorul unui echipament de forma trunchi de piramidă care se introduce în teren prin vibro-presare sau batere.

Schema tehnologică de realizare a ploturilor cuprinde

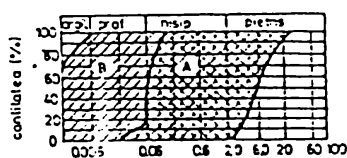


Fig 1.21 Domeniul de utilizare al îmbunătățirii cu ploturi vibroștanțate în funcție de granulozitate

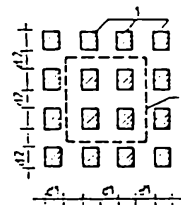


Fig 1.22 Dispunerea ploturilor sub fundația izolată
 1. Plot 2. Contur fundație

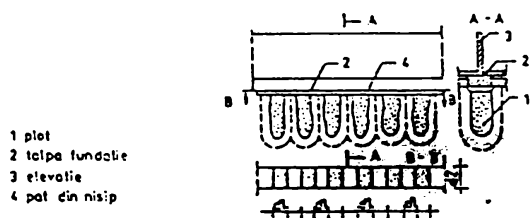


Fig 1.23 Dispunerea ploturilor sub o fundație continuă

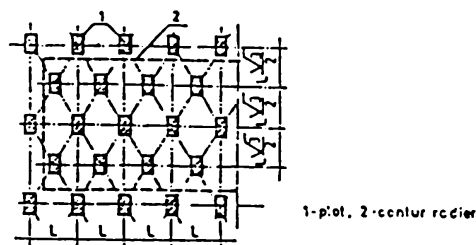


Fig 1.24 a. Schema de distribuție în plan a ploturilor

următoarele faze tehnologice (fig.1.24):

- realizarea săpăturii generale;
- poziționarea utilajului;
- ștanțarea gropii;
- umplerea gropii și reluarea procesului de ștanțare.

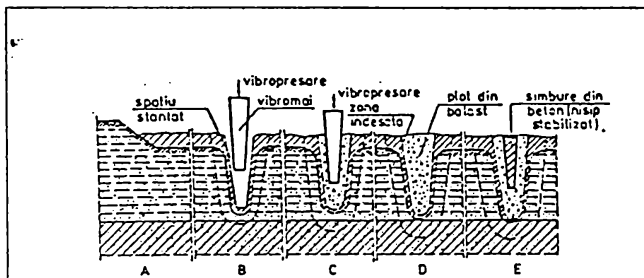


Fig 1.24 b. Tehnologia de îmbunătățire cu vibromaiul (faze de execuție)

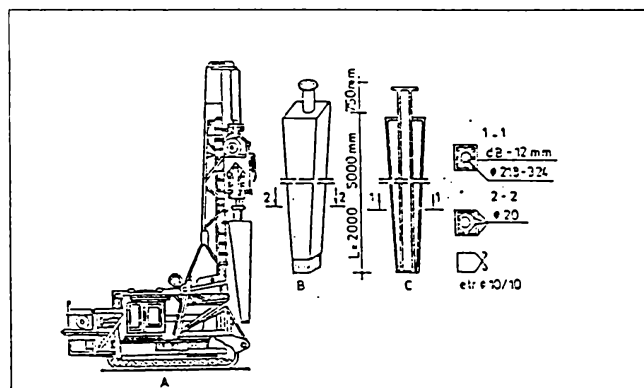


Fig 1.25 Agregatul de vibropresare AVP-1 echipat cu vibromai
A. agregat AVP-1; B. Vibromai din beton;
C. Vibromai din metal

Ploturile se pot realiza simplu, dublu sau multivibropresate cu sau fără sâmbure din beton.

Echipamentul de lucru numit vibromai (fig.1.25) are forma unui trunchi de piramidă cu baza mare sus.

Ploturile din materiale granulare contribuie la îmbunătățirea pământurilor, atât prin efectul de vibroîndesare (în special în terenuri necoezive) cât și prin efectul de vibroînlocuire, iar prin efectul de dren vertical grăbește consolidarea.

Se produce astfel o consolidare globală cu următoarele efecte:

- mărirea capacității portante a terenului;
- mărirea rezistenței la forfecare sub încărcările aplicate;
- mărirea coeziunii nedrenate, datorită fenomenelor de consolidare radială.

Prin introducerea forțată a vibromaiului, în teren se formează un spațiu, iar prin efectul de îndesare laterală și în adâncime se formează o zonă de pământ îndesat în care cresc rezistențele mecanice și scad proprietățile de deformabilitate ale acestuia.

Prin fenomenul de lichefiere produs de acțiunea vibrațiilor, se distrug legăturile dintre particule, care sub acțiunea sarcinilor gravitaționale ale straturilor de deasupra se reasează, rezultând o structură mai densă.

Spre deosebire de coloanele din balast, fenomenele de ruptură, sau fenomenele similare curgerii lente care apar imediat după aplicarea încărcării, sunt limitate.

1.3.1.3. Îmbunătățirea nisipurilor prin vibroînțepare

Vibroînțeparea este una din metodele eficace de îndesare a nisipurilor afânate, naturale sau din umpluturi, de grosime relativ mică studiată și

aplicată în România cu contribuția directă a Catedrei de Fundații din Timișoara în anul 1979 de către V. Haida [27] și oficializată în prescripții C/29-85.

Realizarea unei stări de îndesare maximă a nisipurilor este posibilă în cazul vibroîntepării, prin transformarea unei mari părți a masei de nisip saturat într-o stare de fluidizare, în care forțele de legătură (de frecare) dintre particule, reducându-se foarte mult permit reaşezarea lor într-o stare îndesată.

Vibroînteparea ca metodă de îmbunătățire se bazează pe efectul de vibroîndesare sub acțiunea vibrațiilor transmise spațial pe întreaga înălțime a volumului de nisip compactat.

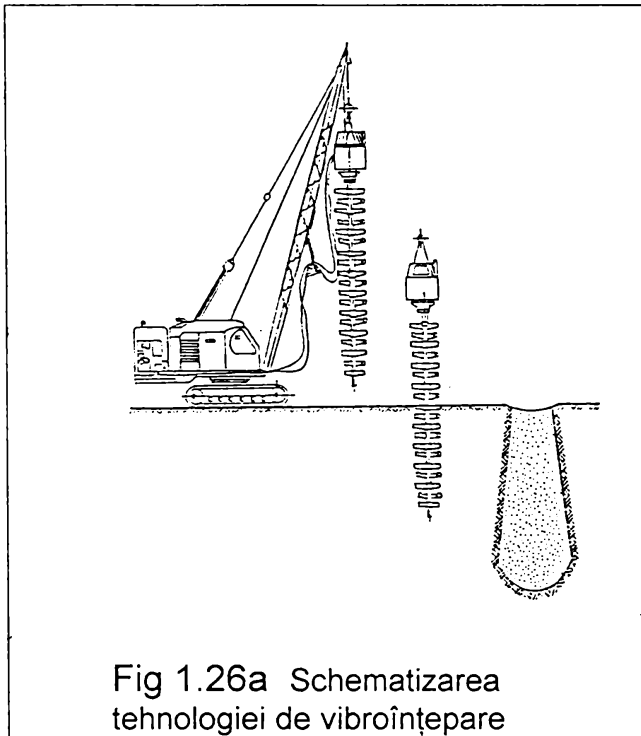


Fig 1.26a Schematizarea tehnologiei de vibroîntepare

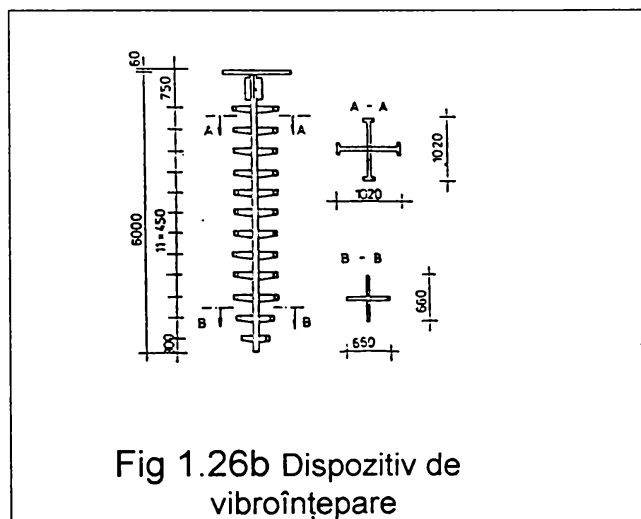


Fig 1.26b Dispozitiv de vibroîntepare

Metoda vibroîntepării se poate aplica la îmbunătățirea terenurilor slabe compuse din nisipuri fine sau umpluturi de nisip în stare afânată când nivelul apelor subterane este ridicat.

Schema tehnologică de execuție a îmbunătățirii prin vibroîntepare presupune următoarele lucrări:

- lucrări de nivelare, executate la o cotă cu 50 cm mai sus decât cota de fundare;
- lucrări de trasare și pichetare a punctelor de vibroîntepare (în rețea de triunghiuri echilaterale);
- executarea vibroîntepărilor propriu-zise.

Tehnologia de execuție a vibroîntepărilor constă în următoarele faze:

- introducerea prin vibrație a dispozitivului de vibroîntepare în masa de nisip, cu o viteză de 1m/min;
- vibrație timp de 2 minute, cu menținerea dispozitivului de vibroîntepare în teren, fără ca acesta să înainteze;
- extragerea dispozitivului de vibroîntepare, cu vibratorul în funcțiune, cu o viteză maximă de 50

cm/min;

Instalația de vibroîntepare este compusă din (fig.1.26 a):

- agregat vibrator (AVP-1; VP-1; VUB-1M,etc)
- dispozitivul de vibroîntepare (fig.1.26 b) alcătuit dintr-o carcasă metalică spațială.

1.3.2. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR SLABE PRIN BATERE

1.3.2.1. Realizarea coloanelor din materiale granulare sau beton prin procedeul Franki

Realizarea coloanelor din materiale granulare prin folosirea sonetelor "Franki" (fig.1.27) este un procedeu prin care se obțin coloane de mare capacitate portantă [15, 56].

Execuția coloanelor prin acest procedeu presupune următoarele faze:

- aducerea coloanei Φ 500 pe punctul de lucru, turnarea betonului uscat (cca 200 cm³) pentru formarea dopului;
- înfigerea coloanei metalice în teren prin lovituri de berbec de la o înălțime de 7....10m;
- scoaterea dopului prin baterie;
- formarea bulbului coloanei din balast sau beton;
- realizarea corpului coloanei, prin turnarea în coloană a betonului și compactarea fiecărei porții, concomitent cu extracția coloanei.

Utilajul pentru realizarea coloanelor este cunoscut sub denumirea de soneta "Franki" tip KPF - 22

1.3.2.2. Îmbunătățirea în adâncime cu coloane din pământ

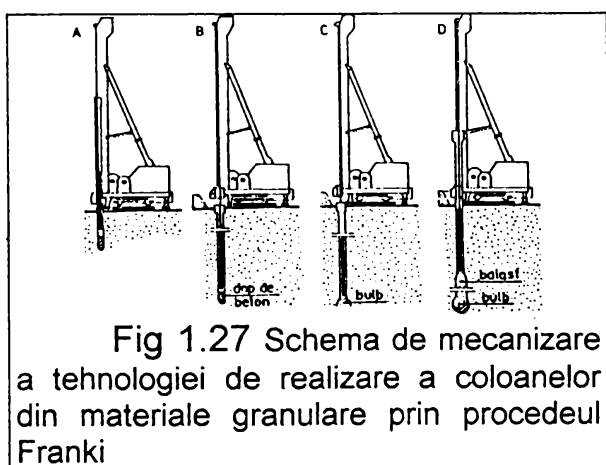


Fig 1.27 Schema de mecanizare a tehnologiei de realizare a coloanelor din materiale granulare prin procedeul Franki

Acest procedeu de îmbunătățire se aplică pământurilor sensibile la umezire în scopul înlăturării sensibilității la umezire și mărirea gradului de saturare.

Coloanele de pământ se utilizează de regulă în P.S.U. la care zona sensibilă de umezire are grosime mai mare de 8 m [91].

Îmbunătățirea în adâncime cu coloane din pământ constă în realizarea următoarelor faze:

- amenajarea terenului;
- orizontalizarea utilajului și fixarea mandrinei;
- execuția găurii prin percuție;

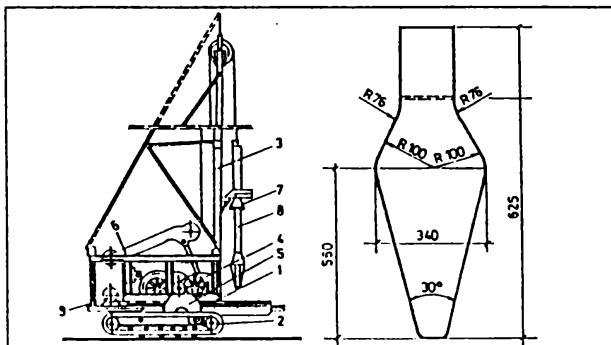


Fig 1.28 Foreza Galați

1. Cadru metalic; 2. Șasiu pe șenile;
3. Săgeată; 4. Trolu de ridicare;
5. Mecanism de transmitere;
6. Braț lansator; 7. Schelet de ghidare;
8. Tijă cu berbec; 9. Motor electric

Greutatea maiului a fost mărită la 10-20 tone, iar înălțimea de cădere la 20-30 m, intensitatea șocului ridicându-se la sute de tone metru/lovitură. Greutatea maximă a maiurilor utilizate în prezent este de 200 tone, înălțimea maximă de cădere este de 40 m, iar energia maximă de 5.000 tm/lovitură.

Explicația teoretică a fenomenelor dinamice create de șoc este dificilă, avînd efecte inaccesibile altor procedee de compactare și anume:

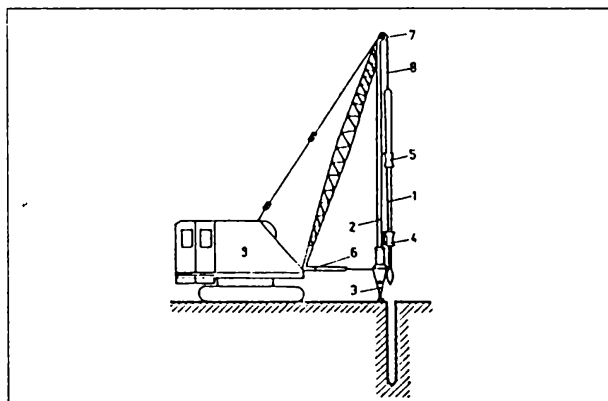


Fig 1.29 Instalație pentru executat coloane din pământ

1. Berbec; 2. Săgeată; 3. Calaj;
- 4,5. Ghidaje; 6. Jug distanțier; 7. Role;
8. Cablu; 9. Excavator

- realizarea corpului coloanei.

Pentru execuția coloanelor din pământ, în România se utilizează soneta Galați (fig.1.28) sau excavatoare dotate cu echipament special pentru execuția coloanelor (fig.1.29) [64, 91].

1.3.2.3. Compactarea de adâncime prin batere cu supermaiul

Compactarea dinamică intensivă, a fost introdusă în anul 1970 de L. Menard [5].

- dimensiunile maiurilor și intensitatea șocurilor permit compactarea anrocamentelor sau a unor materiale foarte heterogene (inclusiv bolovani mari, blocuri de beton, etc.)

- la compactarea unor terenuri moi, îmbibate cu apă și care cedeză greu apa (pământuri prăfoase, mături, etc), saturate sau aflate sub nivelul apei sub intensitatea șocului are loc lichefierea sau creșterea bruscă a presiunii apei din pori și fisurarea masivului, care are ca efect cedarea și evacuarea apei din teren realizîndu-se îndesarea.

lessberger și Beine (1991) [32] au ajuns la următoarele concluzii:

- încă de la prima lovitură, în pământ se ajunge la solicitări echivalente cu starea de rupere;

- loviturile succesive duc la o creștere considerabilă a presiunii apei din pori și la o scădere a eforturilor efective sub limitele corespunzătoare ruperii.

Principalii parametri ai compactării dinamice intensive sunt: greutatea berbecului, suprafața lui de contact cu pământul și înălțimea lui de cădere.

Compactarea dinamică se poate clasifica conventional în două categorii:

- de intensitate medie, când energia de lovire este sub 50 tm/lovitură, efectul de adâncime fiind de 2-3 m;
- intensivă, când energia de lovire este peste 50 tm/lovitură, efectul de adâncime fiind de 6 -8 m.

În România nivelul maxim de energie de lovire a fost de 220 tm/lovitură, în timp ce în străinătate sunt utilizate curent, intensități de 300-500 tm/lovitură [5,64].

Ca domeniu de aplicare se pot evidenția următoarele aspecte:

- aplicarea cu eficiență certă în umpluturi afânate heterogene, löessuri, materiale grosiere sub nivelul apei;
- aplicarea metodei în pământuri fine coezive cu umiditate mare, sau cvasisaturate este incertă.

Compactarea dinamică intensivă se aplică în două scopuri:

- desensibilizarea la umezire a pă-mânturilor macroporice pe adâncime de 3-6 m;
- compactarea unor umpluturi pe grosime de 2-4 m.

Instalația de compactare dinamică intensivă, fig.1.30 se compune din utilaj purtător și mai supergreu.

Compactarea cu maiul greu (fig.1.32) se realizează în 4-5 faze, constând în executarea a 2-3 lovituri pe aceeași urmă.

În fig.1.33 și 1.34 se prezintă două scheme de mecanizare a lucrărilor.

La aplicarea compactării intensive pe terenuri moi îmbibate cu apă, pentru a împiedica refulările în suprafață este utilă așternerea în suprafață a unui strat de 50-150 cm grosime, pe care să se aplice loviturile.

Eficiența compactării dinamice intensive se poate considera pe o adâncime de $(0,4 - 0,7) \cdot \sqrt{GH}$ în m (G - greutatea maiului în tone, H - înălțimea de cădere în m) [5,47].

Sporul minim de capacitate portantă care se obține prin această metodă este de 150% pentru argile, 200% pentru nisipuri prăfoase și 200-400% pentru nisipuri și pietrișuri [5].

Unda de șoc provocată de compactarea intensivă se propagă în mediul înconjurător și poate afecta construcțiile existente.

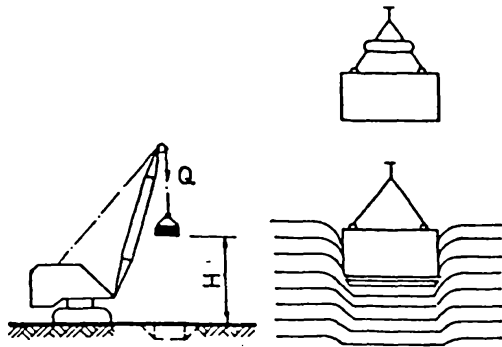


FIG.1.30 INSTALATIE DE COMPACTARE INTENSIVA

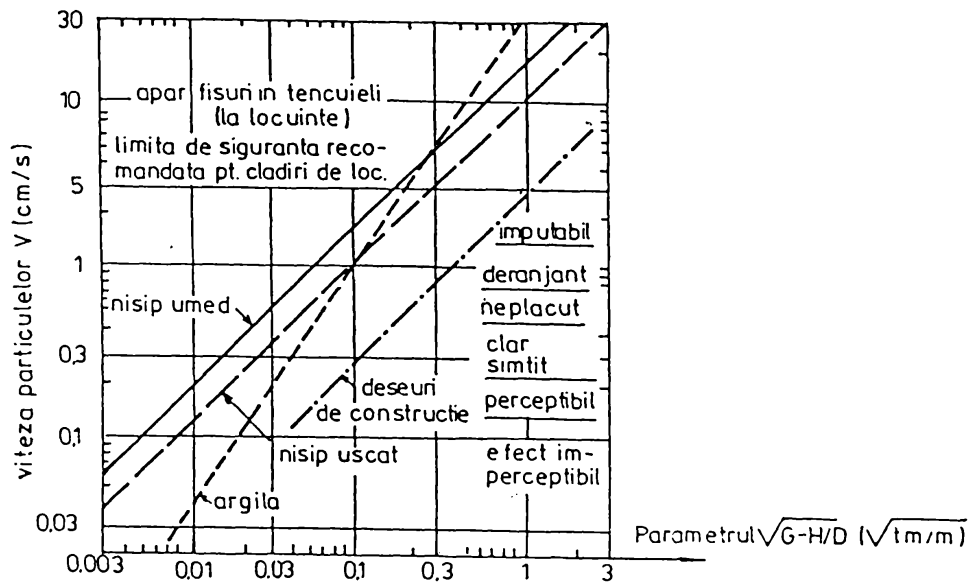


FIG.1.31 VITEZA PARTICULELOR DE PAMINT V (cm/s) SITUATE LA DISTANTA D (m) DE PUNCTUL DE CADERE AL MAIULUI DE GREUTATE G (t) LASAT SA CADA DE LA INALTIMEA H (m)

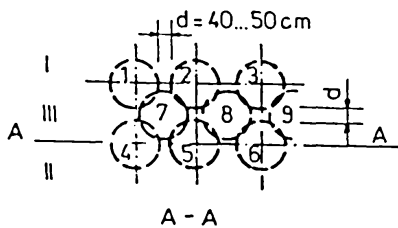


FIG.1.32 DISPUNERE AMPRENTELOR LA COMPACTAREA CU MAIUL SUPERGREU

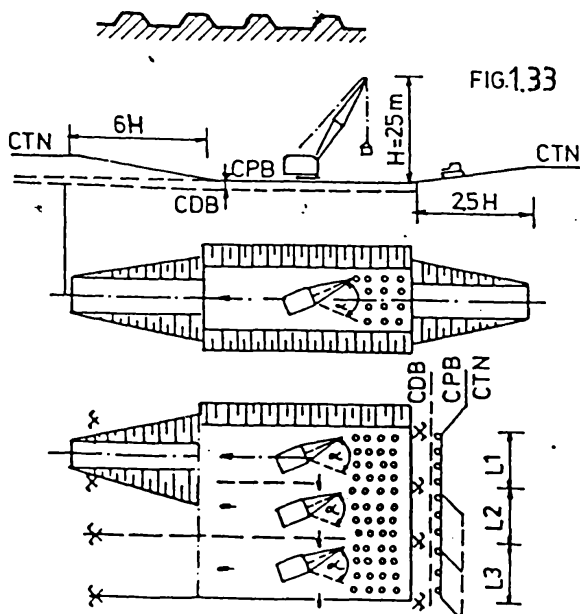
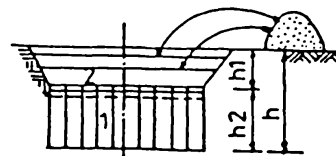


FIG.1.33 SCHEMA DE MECANIZARE COMPLEXA LA IMBUNATATIREA PRIN BATERE

FIG.1.34 SCHEMA DE MECANIZARE LA METODA COMBINATA (COMPACTARE DE SUPRAFATA-PERNA DE PAMINT)



1 - compactare din suprafata
2 - perna de pamint

Viteza de deplasare la suprafață a solului și efectul resimțit de construcții, în funcție de energia de batere este prezentată în fig.1.31. (după Mitchell 1981) [47].

1.3.4. ÎMBUNĂTĂTIREA TERENURILOR SLABE PRIN PRECOMPRIMARE

Tehnica de îmbunătățire a pământului prin precomprimare, constă în plasarea la suprafața terenului a unei încărcări uniforme repartizate, care să asigure următoarele efecte:

- consumarea tasărilor de consolidare primară;
- declanșarea rapidă a fenomenelor de consolidare secundară;
- creșterea coeziunii nedrenate a pământului;
- aducerea terenului la condiții de solicitare apropiate de cele date de construcții.

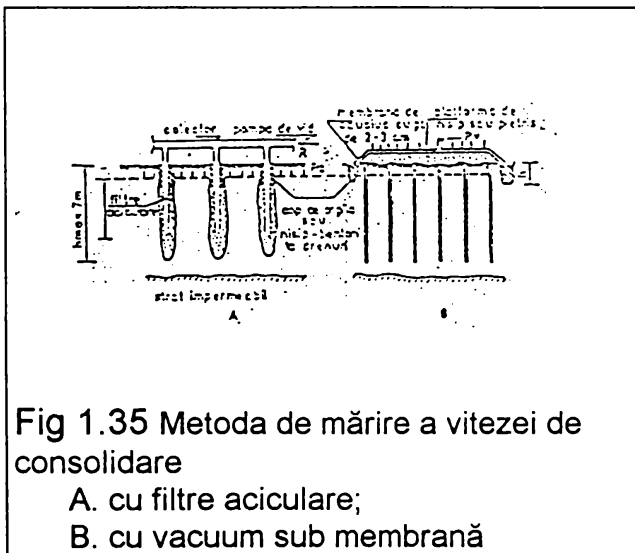


Fig 1.35 Metoda de mărire a vitezei de consolidare

- A. cu filtre aciculare;
- B. cu vacuum sub membrană

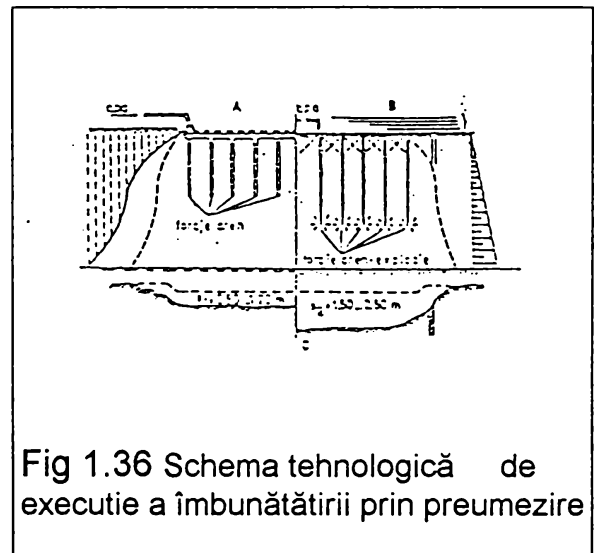


Fig 1.36 Schema tehnologică de execuție a îmbunătățirii prin preumezire

Îndesarea sub sarcina geologică se mai poate realiza în cazul masivelor löessoide prin inundarea suprafeței sau folosind efectul combinat al udării intensive a terenului și exploziile de adâncime

Lestarea sau delestarea unui strat puternic deformabil se poate realiza

prin variații de nivel ale apei subterane. O altă metodă de lestare a terenului o constituie coborârea presiunii apei din pori prin vacuumare sau prin filtre aciculare (fig.1.35). Lestarea dirijată se poate realiza prin:

- încărcarea dată de construcție însăși;
- încărcarea terenului prin coborârea nivelului apei subterane;
- prelestare cu încărcare temporară mai mare;
- activarea efectului încărcării date de sarcina geologică prin slăbirea sau distrugerea rupturii pământului.

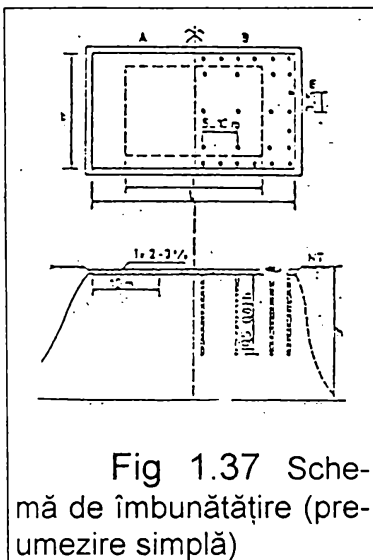


Fig 1.37 Sche-
mă de îmbunătățire (pre-
mezire simplă)

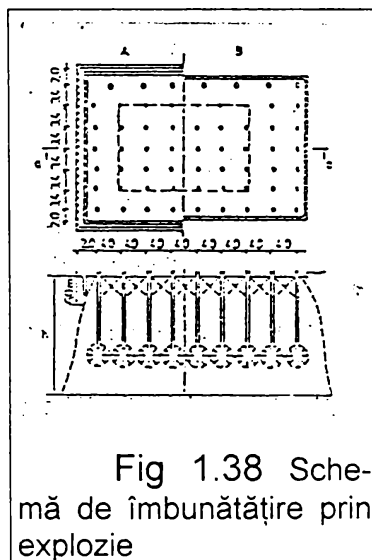


Fig 1.38 Sche-
mă de îmbunătățire prin
explozie

Accelerarea procesului de îndesare se poate obține prin :

- drenuri verticale, drenare forțată prin vacuumare sau electroosmoză, la pământuri saturate (fig.1.35).
- premezire simplă sau pneumezire combinată cu explozii, la löessuri, nisipuri sau umpluturi afânate (fig.1.36, 1.37, 1.38).

Pentru mărirea vitezei de consolidare, se pot folosi următoarele procedee:

1. Supraîncărcarea temporară;
2. Coborârea nivelului pânzei de apă subterană cu filtre aciculare sau aplicarea vidului sub o membrană, care echivalează cu aplicarea la suprafață a unei presiuni de 85 KPa .

1.3.5. ACCELERAREA CONSOLIDĂRII TERENURILOR PRIN INSTALARE DE DRENURI VERTICALE

Realizarea unei rețele de drenuri verticale are drept scop să accelereze consolidarea terenului moale saturat cu apă prin facilitarea colectării și evacuării apei din pământ.

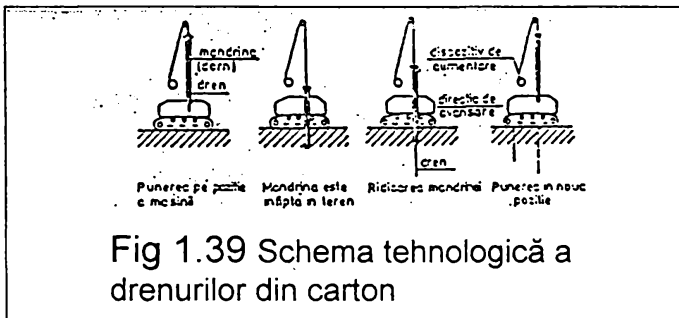
Drenurile verticale [5, 56, 64] se introduc frecvent în teren la distanțe de 1,5-3 m.

Metoda de consolidare, prin drenare, constă în accelerarea procesului de consolidare, dar de obicei este un procedeu complementar, fiind combinat cu alte procedee de îmbunătățire a terenului.

Drenarea este eficientă în măsura în care, dispunerea acestora este făcută astfel încât unui dren să-i revină o suprafață de 2-9 m², iar colmatarea

acestui să fie evitată în timpul înfrierii drenurilor sau după intrarea în funcțiune.

Drenurile verticale sunt eficiente în deosebi în cazul straturilor groase de argilă omogenă și cu o permeabilitate sub 10^{-8} - 10^{-9} datorită faptului că argila cedează greu apa.

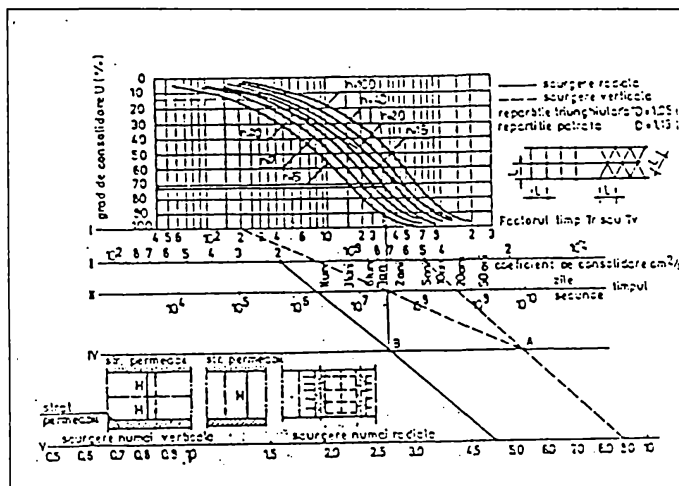


Drenarea verticală poate fi folosită eficient în argile moi la care este predominantă consolidarea primară provocată de disiparea apei din pori, din preîncărcare, dar ineficientă în turbe, argile organice unde procesele de consolidare secundară sînt mari.

Drenurile verticale se pot realiza cu echipamentele și tehnologiile prezentate schematic mai jos.

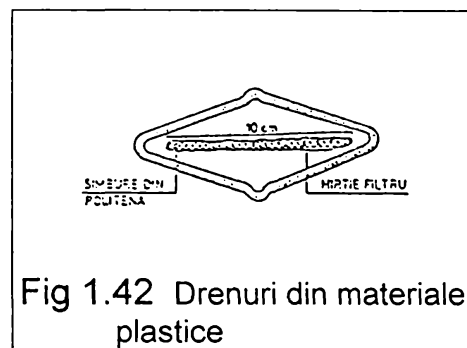
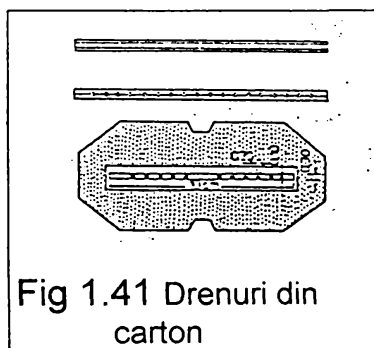
Se folosesc următoarele tipuri de drenuri:

- foraje cu diametrul de 15-50 cm umplute cu nisip sau pietriș;
- ciorapi drenați formați dintr-un sac din țesătură neputrescibilă



cu diametrul de 65 cm umplut cu nisip;

- drenuri din carton (fig.1.41),
- geodrenuri (fig.1.43).



În principiu tehnologia de realizare a drenurilor din nisip, constă în realizarea unui foraj vertical, pentru realizarea căruia se folosesc mai multe variante dintre care cele mai cunoscute fiind:

- metoda tubului închis - similară tehnologiei de realizare a coloanelor din balast;

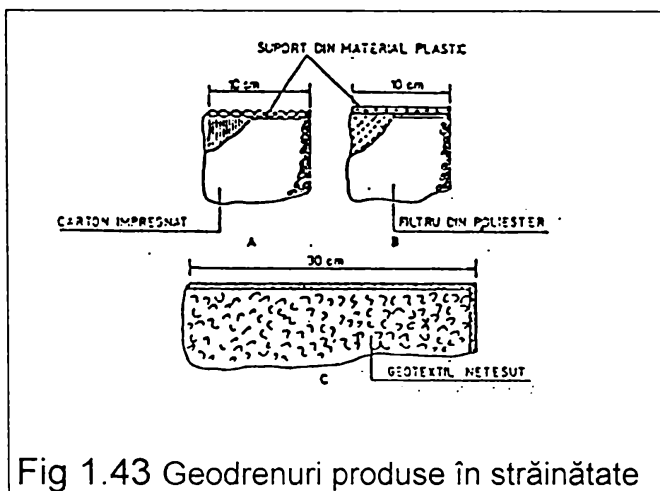


Fig 1.43 Geodrenuri produse în străinătate

- metoda tubului deschis - la care introducerea tubului se face prin forare, evitând modificările periferice, care constituie principalul inconvenient în cazul metodei tubului închis.

Pentru plantarea drenurilor de carton (fig.1.39) se pot utiliza mașini, cum sunt de exemplu cele produse de firma "Kato" (Japonia).

Elementele de bază în proiectarea drenurilor sunt:

- diametrul drenului (d);
- distanța între drenuri (L);
- diametrul zonei de influență;
- raportul de eficacitate al drenului.

Calculul rapid al rețelei de drenuri se poate face folosind abacele din fig.1.40.

1.4. INFLUENȚA UNOR TEHNOLOGII DE ÎMBUNĂTĂȚIRE ASUPRA CARACTERISTICILOR FIZICO-MECANICE ALE TERENULUI DE FUNDARE

Procedeele de compactare mecanică se bazează pe modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor sub acțiunea vibrațiilor sau a undelor de șoc [2,9,38, 50, 56, 57, 64].

Caracteristicile de bază ale terenului sunt greutatea volumică (γ), greutatea volumică a scheletului (γ_s) și umiditatea (W).

La modificarea proprietăților naturale ale terenului prin compactarea lui mecanică, în general greutatea volumică a scheletului nu se schimbă, parametrii asupra cărora se poate interveni fiind porozitatea și umiditatea. Modificarea umidității, W , depinde de gradul de saturație. S_r , al terenului în stare naturală și este funcție directă de modificarea indicilor porilor, e .

Modificarea caracteristicilor fizico-mecanice, în urma acțiunilor cu caracter dinamic, se datorează schimbărilor esențiale ale condițiilor de rezistență și stabilitate ale maselor de pământ.

Încărcările statice transmise terenului de fundare produc modificări structurale ale terenului, care funcție de mărimea acestora, pot defini diverse

stadii de comportare caracteristică în care ajunge terenul până la atingerea stadiului de rupere.

În cazul tehnologiilor de îmbunătățire, terenul din jurul elementului de îmbunătățire, este puternic deranjat, modificările structurale care se produc influențând puternic atingerea încărcării critice și mărimea acesteia.

Intensitatea modificărilor structurale exprimată prin modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului depinde de tehnologia de îmbunătățire și de soluția adoptată.

În cazul adoptării tehnologiilor de îmbunătățire bazate pe tehnica vibrării modificările caracteristicilor fizico-mecanice în timpul acțiunii vibrațiilor sunt intense [55, 56, 64].

Comparațiile între valorile capacității portante obținute prin calcul pe baza caracteristicilor terenului natural și cele determinate pe terenul îmbunătățit, pun în evidență efectul de îmbunătățire prin prisma modificărilor indicilor fizico-mecanici ai terenului.

Porozitatea ca element definitoriu al structurii unui pământ și care influențează în mod direct caracteristicile de rezistență și deformabilitate ale unui pământ, a constituit o direcție principală de investigare a cercetărilor.

Încercările de laborator efectuate de Szeky [64], au permis evidențierea unor concluzii referitoare la variația porozității nisipurilor, la realizarea piloților, în funcție de tipul acestora și modul lor de înfigere. În cazul piloților tubulari înfiți prin vibrare sau baterie se produce de regulă o micșorare a porozității în zonele superficiale ale terenului, la mijlocul fișei pilotului se remarcă o creștere nesemnificativă a porozității în cazul vibrării, respectiv o nederanjare a structurii în cazul baterii, în schimb în zona vârfului, are loc în cazul vibrării, o îndesare a terenului, în timp ce în cazul baterii se produce un fenomen de afânare.

Acest aspect, constatat în cazul înfîngerilor de piloți, este foarte important, în cazul tehnologiilor de îmbunătățire aplicate în terenuri necoezive.

Aplicarea tehnicii vibrării în lucrările de fundații este direct legată de influența vibrațiilor asupra frecării interne și externe a pământurilor, respectiv de fenomenele fizice care au loc în structura internă a pământurilor datorită solicitărilor dinamice.

Concluzia generală desprinsă din rezultatele diverselor cercetări [7, 19, 49, 50, 55], este că atât în cazul pământurilor necoezive cât și a celor coezive și slab coezive, acțiunea vibrațiilor provoacă reducerea rezistenței la forfecare a acestora, în comparație cu cea obținută în condiții statice.

Reducerea cantitativă a rezistenței la forfecare dinamică și modul în care are loc această reducere depind în primul rând de natura și starea structurală a pământului, iar în al doilea rând de parametrii acțiunii dinamice sub formă de vibrații.

În general în studiile și cercetările prezentate în literatura de specialitate

ca parametrii ai vibrațiilor au fost considerați : amplitudinea (A) , frecvența (f) și accelerația (a). Dintre aceștia un rol hotărâtor atât sub aspect calitativ cât și cantitativ îl are accelerația vibrațiilor, exprimată prin raportul $\eta = a/g$, unde g reprezintă accelerația gravitațională. Studiile experimentale au arătat că există o valoare (η_{cr}) denumită accelerație critică, de la care începând, starea structurală a pământului este distrusă, iar reducerea rezistenței la forfecare dinamică este pronunțată, valoarea minimă a acesteia obținându-se pentru valori $\eta = 6-7$.

În comparație cu forfecarea statică, fenomenele care însoțesc procesul de forfecare dinamică a pământurilor sunt mai complexe.

În principiu se poate considera că procesul de forfecare dinamică este însoțit de două fenomene fizice : unul "de îndesare" sub acțiunea presiunii normale și altul "de afânare" datorită presiunii de agitație generată de vibrații.

În cazul pământurilor argiloase, mișcările oscilatorii ale particulelor solide generate de vibrații, dezvoltă forțe de inerție, care fac ca în punctele de contact să apară în mod alternativ eforturi de întindere și de compresiune, care la intensități reduse ale vibrațiilor, sunt preluate de apa legată fizic , iar la creșterea intensității vibrațiilor acestea pot oscila liber , producându-se și la pământurile argiloase fenomene fizice, relativ apropiate ca natură de cele caracteristice nisipurilor. Slăbirea și distrugerea legăturilor structurale dintre particule solide, la care se adaugă și rolul de lubrefiant pe care-l joacă o parte din apa legată fizic, care poate deveni liberă datorită acțiunii vibrațiilor, conduce la reducerea rezistenței la forfecare dinamică a pământurilor argiloase.

Diverși autori [19, 26, 50, 51, 55] , arată că datorită legăturilor structurale mai puternice, accelerația critică (η_{cr}), la care intervine distrugerea structurii interne și reducerea pronunțată a rezistenței la forfecare dinamică a pământurilor argiloase, are valoare mai ridicată decât în cazul nisipurilor.

În afară de intensitatea regimului dinamic, reducerea rezistenței la forfecare dinamică a pământurilor argiloase este funcție și de umiditatea naturală, corelată cu presiunea normală aplicată.

La valori ridicate ale umidității, reducerea rezistenței la forfecare dinamică începe să se manifeste de la valori mici ale accelerației relative. Pentru umiditate naturală relativ redusă, cu cât valoarea presiunii normale este mai mare, cu atât reducerea rezistenței la forfecare dinamică este mai puțin pronunțată.

Problema compresibilității pământurilor supuse acțiunii vibrațiilor, în special a celor nisipoase, prezintă interes atât pentru evaluarea tasărilor construcțiilor cât și pentru consolidarea terenurilor de fundare prin tehnologii bazate pe tehnica vibrării.

Compactarea prin vibrație a pământurilor nisipoase este posibilă tocmai datorită frecării interioare sub acțiunea vibrațiilor, fenomen caracteristic și forfecării dinamice.

Tratarea separată a procesului de compactare și forfecare dinamică este nepotrivită, deoarece se separă în mod artificial două probleme care se condiționează reciproc.

Astfel reducerea coeficientului de frecare interioară sub efectul vibrațiilor permite îndesarea sub acțiunea presiunii normale, iar la rândul ei această îndesare poate conduce la sporirea frecării dintre fragmentele componente.

Acțiunea vibrațiilor asupra stării de îndesare a pământurilor îmbunătățite prin diverse procedee bazate pe tehnica vibrării depinde în mare măsură de faza de extragere a echipamentelor din teren. Astfel, studiile experimentale efectuate în cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații a U.P. Timișoara au arătat că extragerea echipamentelor de lucru (vibromai, vibroînțepător, tub metalic, vibroflotor, etc) trebuie să se facă cu o viteză $\leq 0,3$ m/min, după ce în prealabil s-a făcut vibrarea în adâncime timp de 3 - 4 minute.

1.5. CONSIDERAȚII TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND FUNDAREA PE TERENURI DIFICILE

În cea mai mare parte a țărilor, principiul construirii pe terenuri tasabile este același. Suprastructura clădirii rămâne exact aceeași ca pentru condițiile curente de teren, fiabilitatea terenului de sprijin fiind asigurată, fie prin înlăturarea totală sau parțială a proprietăților de tasare, fie prin fundarea pe terenul rezistent de bază.

Pământurile pe care se fundează construcțiile intră în foarte multe cazuri în grupa pământurilor moi și pot fi alcătuite din nisipuri fine, prafuri sau argile moi.

Măsurile care se iau la fundarea construcțiilor pe terenuri dificile pot fi grupate în două categorii:

- măsuri de îmbunătățire a terenului suport al construcțiilor și adoptarea unui sistem de fundare directă pe teren îmbunătățit;
- fundarea indirectă pe piloți sau barete, sistem prin care se străpunge stratul slab și se fundează în stratul de bază.

Aplicarea uneia sau alteia din metodele de îmbunătățire, depinde de satisfacerea unui întreg set de aspecte tehnice și economice, specifice amplasamentului.

Principalele criterii de alegere a unei tehnologii de îmbunătățire sunt următoarele:

- tipul de pământ - nisip, argilă, organic, etc.
- suprafața și adâncimea de tratat;
- tipul structurii - pământ, oțel, beton, etc;

- tipul de încărcare static, dinamic, concentrat distribuit, etc;
- proprietățile pământului - rezistența, densitatea, permeabilitatea, etc;
- interacțiunea structură-fundație, tasări admisibile;
- material disponibil;
- factori din mediul ambiant;
- experiența locală și preferințe - excavații, terasamente, etc.
- timp disponibil;
- aspecte economice ținând cont de punctele 1-10;

Soluții constructive de îmbunătățire pot fi grupate în felul următor:

- a) soluții destinate micșorării deformațiilor;
- b) soluții destinate accelerării deformării terenului;
- c) soluții destinate creșterii rezistenței terenului;

În marea majoritate a cazurilor, metodele de îmbunătățire măresc starea de îndesare a terenului, scad deformabilitatea acestuia și îi sporesc rezistențele. Numai în cazuri izolate, cum ar fi armarea sau drenarea verticală se acționează într-o singură direcție.

Natura terenului de fundare impune procedeul de îmbunătățire, prin efectele de modificare ale caracteristicilor fizico-mecanice ale acestuia, efectele fiind diferite de la un procedeu la altul.

Grosimea straturilor ce necesită îmbunătățire, delimitează utilizarea diverselor procedee de îmbunătățire prin prisma adâncimii maxime de compactare și de ameliorare a proprietăților fizico-mecanice ale acestuia, determinate de performanțele tehnice ale diverselor tehnologii, utilizabile în cazul aceleiași categorii de teren.

Încărcările transmise de construcție constituie un alt criteriu de delimitare a utilizării metodelor de îmbunătățire prin prisma obținerii capacității portante necesare, preluării în condiții de siguranță a încărcărilor transmise de construcție.

Aspectele economice, prin prisma consumurilor de energie și materiale reprezintă un criteriu la fel de important ca și criteriile de ordin tehnic.

În literatură [47,64] se prezintă principalele tehnologii de îmbunătățire prin corelarea următoarelor criterii:

- adâncimea maximă de îmbunătățire;
- aria economică de îmbunătățire;
- costul relativ.

Aplicabilitatea metodelor de îmbunătățire în funcție de tipul construcției, mărimea încărcărilor transmise de aceasta și probabilitatea aplicării avantajoase în funcție de natura terenului de fundare este dat în tabelul 1.11.

Elementele de alegere ale tehnologiilor sunt orientative, proiectantul îmbunătățirii urmând să stabilească într-o situație concretă, tehnologia care să răspundă cel mai bine din punct de vedere tehnic și economic.

1.6. CÂTEVA CONCLUZII PRIVIND TEHNOLOGIILE DE ÎMBUNĂTĂȚIRE A TERENURILOR DIFICILE

Concepțiile de bază asupra îmbunătățirii pământurilor-îndesarea mecanică, îmbunătățirea cu lianți, drenarea, uscarea, arderea, etc. - au fost aplicate încă de acum 100-200 de ani și în principiu acestea rămân neschimbate și în prezent, stabilitatea și rezistența masivelor constituind două probleme care îi preocupă pe geotehnicieni.

Multitudinea soluțiilor care se impun la executarea lucrărilor de fundații, în funcție de natura terenului, valoarea diferită a încărcărilor, modul de acționare al acestora, etc, fac în general dificilă aplicarea unor măsuri cu o valabilitate generală, fiecare amplasament având caracteristici particulare, iar dintre soluțiile posibile, trebuie să fie aleasă cea care corespunde cel mai bine, din punct de vedere economic și tehnic.

Specialiștii în geotehnică și fundații, s-au preocupat și se preocupă în continuare de studiul terenurilor ca suport al construcțiilor, de perfecționare a metodelor de investigare geotehnică a acestora, de perfecționarea metodelor de calcul ale capacității portante a acestora, de diversificarea metodelor de îmbunătățire a terenurilor și de perfecționarea metodelor de control al calității lucrărilor. O importanță deosebită trebuie acordată urmării comportării în timp a construcțiilor și în special a celor construite în condiții dificile de teren.

Un salt calitativ în fundarea construcțiilor pe terenuri dificile l-a avut introducerea în practică a lucrărilor de fundații a tehnologiilor bazate pe tehnica vibrării, care a dat răspuns unor probleme care prin aplicarea unor procedee clasice de fundare nu puteau fi rezolvate.

Aplicarea diverselor tehnologii de îmbunătățire a terenurilor de fundare, este în strânsă legătură cu existența mijloacelor tehnice de realizare a acestora (utilaje, echipament, etc).

Tendențele noi, legate de fundarea construcțiilor pe terenuri dificile se referă la:

- elaborarea de tehnologii noi de îmbunătățire;
- perfecționarea utilajelor și echipamentelor;
- perfecționarea tehnologiilor existente și mărirea performanțelor tehnice ale acestora;
- perfecționarea metodelor de calcul ale terenurilor îmbunătățite și a metodelor de verificare a calității lucrărilor.

În România în ultimii 40 de ani au fost elaborate o serie de noi tehnologii de îmbunătățire, precum și mai multe utilaje și echipamente de lucru, iar aplicarea acestora s-a făcut cu succes [56, 62, 91] îndeosebi cu contribuția catedrei de Fundații a Facultății de Construcții din Timișoara.

Astfel de pot aminti următoarele tehnologii:

- îmbunătățirea cu ploturi din materiale granulare [42, 44, 58, 63] ;
- îmbunătățirea terenurilor slabe prin împănare cu materiale locale pe cale dinamică [16, 77, 78, 80] ;
- îmbunătățirea terenurilor cu micropiloți și alte elemente de ramforsare;
- ștanțarea gropilor de fundare, ca tehnologie de execuție a fundațiilor și de îmbunătățire locală a terenului de fundare.

În domeniul perfecționării tehnologiilor existente, tendințele actuale se îndreaptă în special spre delimitarea cât mai exactă a domeniului de utilizare a acestora, fiind știut că efectul de îmbunătățire și adâncimea pe care se resimte acest efect este diferit de la un procedeu la altul.

O altă tendință este aceea de a combina diferite efecte obținute prin diverse tehnologii și în special a celor de accelerare a consolidării cu cele de mărire a capacității portante. În acest sens exemplificative sunt: drenarea și leștarea; realizarea de coloane (sau piloți) din beton și coloane din materiale granulare.

În domeniul utilajelor, tendințele noi se referă la diversificarea acestora sau la mărire parametrilor tehnici și funcționali ai celor existente.

În domeniul utilajelor vibratoare pe care se bazează aplicarea multor tehnologii de îmbunătățire pe cale mecanică sau chimică (injectori) un pas înainte la constituit crearea utilajului AVP-1 [55, 56, 64] tot de către catedra de Fundații din Timișoara. Pentru perfecționarea acestuia și mărire parametrilor funcționali s-au făcut studii de transformare în vibropercutori [64].

Rezultatele studiilor au fost deosebite, prototipul realizat răspunzând așteptărilor, dar după 1989 din motive financiare, nu a mai fost posibilă trecerea la producție de serie.

O tendință este și aceea de a construi instalații prin adaptarea unor echipamente la utilaje existente, sau realizarea unor instalații autonome ușoare [63, 64]

În domeniul metodelor de calcul ale terenului îmbunătățit au fost efectuate o serie de cercetări care au urmărit determinarea parametrilor terenului îmbunătățit.

Au fost elaborate o serie de metode, care permit determinarea parametrilor de rezistență și deformabilitate a terenurilor.

O concepție nouă în abordarea problemelor de îmbunătățire o constituie concluzia că, îmbunătățirea terenurilor nu trebuie făcută pe întreaga grosime a straturilor slabe, ci numai pe acea zonă care intră în componența zonei active. Acest fapt este de natură să dea posibilitatea utilizării mai multor tehnologii, să se folosească utilaje și instalații mai puțin puternice și să se reducă substanțial costul lucrărilor de îmbunătățire.

Tendințe noi se manifestă în controlul calității lucrărilor, prin prisma metodelor de investigare utilizată.

Un aspect important îl reprezintă legiferarea și obligativitatea urmării comportării în timp a construcțiilor, ceea ce permite luarea la timp a măsurilor de stabilizare a acestora.

Studiul de sinteză documentar elaborat permite autorului să cunoască o multitudine de aspecte utile în cercetare și la studierea și elaborarea unor noi soluții de fundare, dar mai ales dezvoltarea și aplicarea celor existente pe șantierele din municipiul Zalău, care așa cum se va arăta este amplasat în majoritate pe terenuri dificile cu rezistențe reduse la compresiune precum și cu zone mari de terenuri cu potențial ridicat de instabilitate (lunecări).

În sensul celor arătate lucrarea de față prezintă studii ale autorului pentru dezvoltarea și implementarea unor soluții de fundare moderne, eficiente din punct de vedere tehnico-economic.

2. STUDIUL PRINCIPALELOR CATEGORII DE TERENURI SLABE DIN MUNICIPIUL ZALĂU

În cuprinsul acestui capitol autorul și-a propus un studiu a principalelor categorii de terenuri slabe existente în intravilanul și extravilanul municipiului Zalău, în scopul stabilirii, studierii și aplicării unor soluții de mare eficiență tehnico-economică.

Acest studiu s-a făcut pe baza folosirii unor cercetări geotehnice efectuate de-a lungul anilor de către PROCONSAL SA Zalău, (Institutul de proiectări județean) și îndeosebi Catedra de Drumuri și Fundații Timișoara, în anii 1970-1989, completate cu încercări coordonate de către autor,.

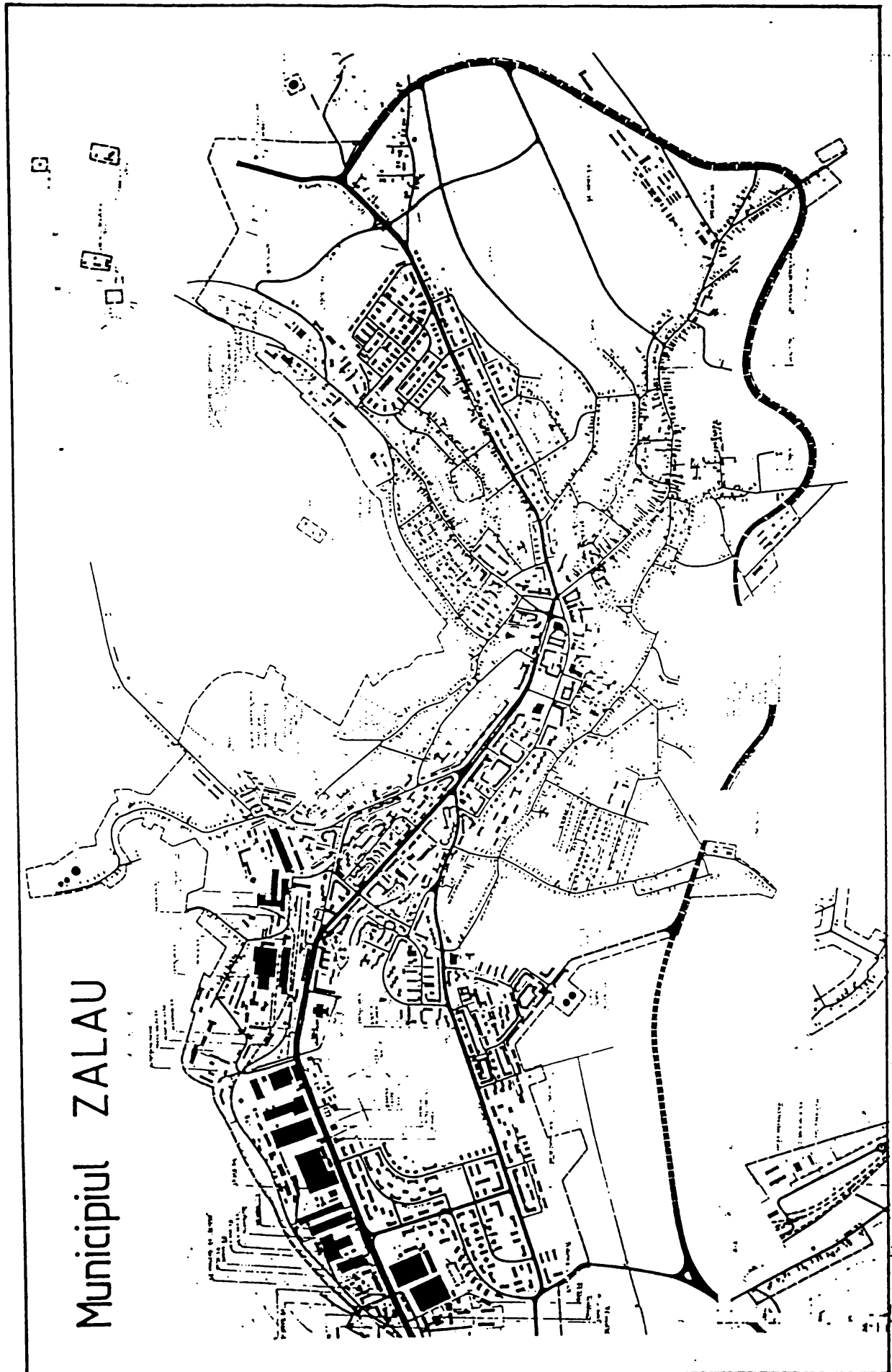
Prin această analiză autorul și-a propus stabilirea cauzelor ce generează caracterul slab al diverselor amplasamente din municipiu, stabilirea cauzelor ce provoacă instabilitatea terenului de pe versanți, iar pe baza concluziilor acestei analize să studieze și să propună aplicarea unor soluții de fundare posibil de aplicat, care să înlăture caracterul slab sau instabilul al terenului de fundare [56].

Se știe că municipiul Zalău, prin poziția sa geografică este situat de-a lungul a patru văi cu regim torențial, care culeg apele de pe versanții adiacenți așezării, și anume: Valea Zalăului, Valea Meseș, Valea Sărmașului și Valea Miței (Fig. 2.1), ceea ce face ca amplasamentele pentru construcții să fie grupate în două categorii [108, 109, 110]:

- amplasamente situate în lungul celor patru văi, respectiv terenurile aluvionare, situate în lungul acestor văi (le vom numi în lucrare amplasamente de tip I);
- amplasamente situate pe versanții care înconjoară văile menționate (numite în continuare amplasamente de tip II).

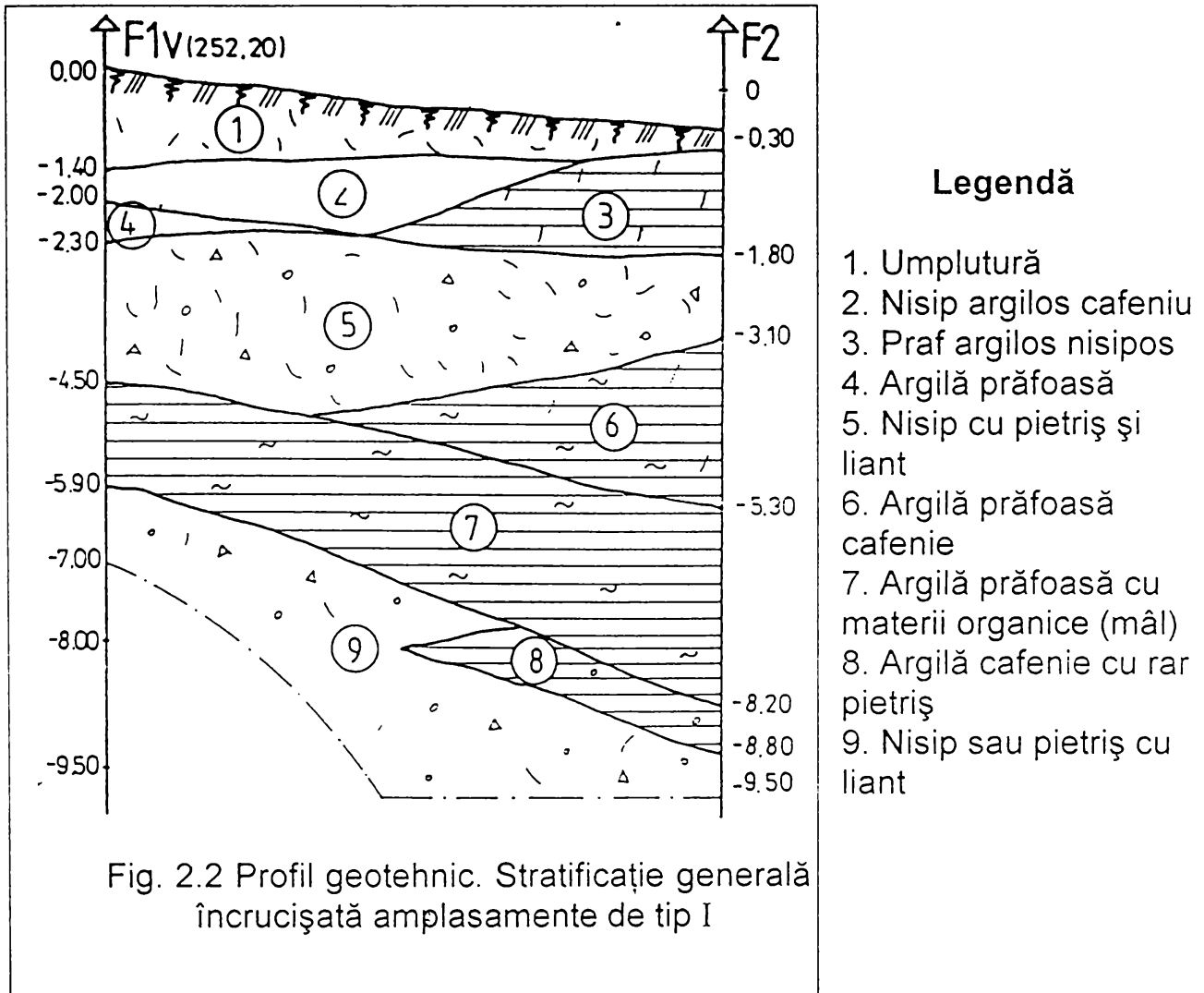
2.1. STUDII PRIVIND STRATIFICAȚIA GENERALĂ A AMPLASAMENTELOR DE TIP I

Amplasamentele de tip I au fost cercetate prin foraje geotehnice executate mecanic sau manual, cu prelevare de probe tulburate și netulburate, făcându-se încercări și prelucrări a probelor și datelor în laborator, determinându-se granulozitatea și a unor caracteristici fizico-mecanice (plasticitate, consistență, umiditate, greutate specifică, modulul de



deformație, compresibilitate, umflare liberă și contracție, porozitate, caracteristici de forfecare, etc.)

Pe baza unui mare număr. de probe de teren analizate și prin centralizarea și interpretarea datelor culese de-a lungul anilor, amplasamentele de tip I se caracterizează, în general, printr-un teren aluvionar stratificat al cărui profil geotehnic se prezintă în fig. 2.2.



În principal, stratificația este formată din:

- umpluturi și sol vegetal cu grosimi variabile de 0,30-2,5 m (1);
- nisipuri argiloase în stare finită cu grosimi între 0,5-2m (2);
- prafuri argiloase-mâluri, cu indice de consistență foarte redus și grosimi între 0,30-1,5m (3);
- argile prăfoase, cu o consistență redusă și grosimi variabile (4) (6) (7);
- argilă cafenie cu pietriș (8);
- nisipuri cu pietrișuri (5) (9).

Rezultă astfel o stratificație din diferite pământuri, cu încrucișări de strate specifică aluviunilor formate pe văi, cu grosimi variabile de 6,0 ... 9,0 m,

aceste aluviuni, în majoritate puternic compresibile, fiind depuse pe stratul de bază format de argile marnoase de vârstă panoniană care formează subsolul regiunii.

Apa subterană apare foarte aproape de nivelul terenului (0,5...0,8m), în fiecare foraj la cote diferite, funcție de regimul precipitațiilor din perioada cercetării. S-a constatat că există o circulație a apelor între văile susmenționate cu zonele învecinate, dar cu cotele de talveg diferite, terenul având o permeabilitate apreciabilă.

Amplasamentele de tip I se încadrează în cadrul pământurilor argiloase saturate, puternic compresibile, caracterizate prin rezistență la compresiuni reduse, cuprinse între 0,5...1,5 daN/cm², modul de deformație apropiat de 50 daN/cm² și un grad de umiditate $S_r > 0,8$.

În tabelul 2.1 sunt prezentate câteva din caracteristicile fizico-mecanice ale pământurilor, ce alcătuiesc terenurile interstratificate (amplasamente de tip I), pe care autorul a reușit să le prelucreze și să le prezinte cu caracter de informare generală.

Tab. 2.1. Câteva caracteristici geotehnice de stratificație încrucișate (valori medii)

Nr. crt.	Caracteristici geo Strat	Indice de consistență I_c	e	ϕ grade	c [KPa]	M_{2-3} KPa]	E_{p2} %
1.	Argilă cafenie-cenușie	0,45-0,50	0,88	-	-	5000	6,5
2.	Nisip argilos galben-cafeniu	0,48	0,61	-	-	5250	2,3
3.	Praf argilos	0,61	0,88	-	-	7700	4,0
4.	Argilă prăfoasă cenușie	0,58-0,76	0,80-0,82	16	20	7750	3,6-4,3
5.	Mâl	0,37	1,22	9	10	3000	9,2
6.	Argilă nisipoasă galbenă-cenușie	0,45-0,75	0,61-1,04	14-19	10-20	5000 7150	3,4-5,4
7.	Argilă prăfoasă cafenie	0,39-0,72	0,82-0,96	14	15-20	5500 6250	3,3-5,9
8.	Nisip cu pietriș	-	-	30	-	1800	-
9.	Argilă cafenie cu materiale organice	0,55-0,75	0,82-1,22	14	19-30	6250 7700	2,8-4,1
10.	Nisip argilos prăfos	0,33-0,41	0,80	21	8	5000 6250	4,7-6
11.	Argilă marnoasă	0,76-1,05	-	-	-	-	-
12.	Argilă prăfoasă nisipoasă cafenie	0,75-0,78	0,75	16-20	19-23	6250 7700	3,5
13.	Argilă nisipoasă prăfoasă	0,63-0,72	0,80	16-17	15-20	5950 6050	4,8

Principalele cartiere care s-au proiectat și executat pe amplasamente de tip I sunt::

- bloc plombă C₂₀, zona Decantor;
- îndesire cartier Păcii;
- extindere cartier Simion Bărnuțiu;
- zona Lira - Cristal - Scala;
- ansamblul Mihai Viteazul III;
- bloc plombă C₂₀ , zona Astralis;

În cadrul fiecărui ansamblu au fost executate lucrări de fundații directe pe terenuri folosind diverse soluții de îmbunătățire, sau au fost executate lucrări de fundații indirecte prin diferite sisteme, unele prezentându-se în lucrare.

Pe amplasamentele de tip I, soluțiile de fundare mai indicate se consideră, în principiu că sunt următoarele:

- fundații directe pe terenuri îmbunătățite prin procedee mecanice;
- fundații de adâncime (pe piloți scurți executați prin vibropresare, pe chesoane etc).

În zonele cu terenuri slabe pe grosimi reduse 4-6 m, care în suprafață sunt de natură necoezivă, sau slab coezive se pot aplica cu bune rezultate tehnologiile de îmbunătățire bazate pe tehnica vibrării (îmbunătățirea cu coloane și ploturi realizate din materiale granulare) sau tehnologii de compactare prin batere (compactare dinamică intensivă, împănare cu materiale locale pe cale dinamică) [55, 75, 79].

În continuare autorul își propune prezentarea condițiilor geotehnice a unor amplasamente ce se încadrează în categoria stratificațiilor de tip I, pe care s-au dezvoltat un număr mare de construcții de locuit sau socio-culturale.

În prezentarea acestor amplasamente s-a urmărit prezentarea investigațiilor geotehnice efectuate, unele rezultate ale încercărilor de laborator privind determinarea caracteristicilor fizico-mecanice și prezentarea unor profile stratigrafice de tip încrucișat, dată fiind mare lor diversitate în cadrul amplasamentelor de tip I.

2.1.1. STUDIUL CONDIȚIILOR DE FUNDARE COMPLEX "SCALA"

Din punct de vedere geomorfologic amplasamentul ocupă terasa văii Zalăului. În vederea stabilirii stratificației s-au efectuat două foraje de 10,0 m adâncime, distribuite pe amplasament, (fig.5.1) care au pus în evidență următoarea stratificație, prezentată în fig.5.2 (capitol ce urmează).

Nivelul apei subterane a fost întâlnit între -2,00 -3,00 m și prezintă

agresivitate acidă și sulfatică.

Stratele întâlnite au prezentat caracteristici fizico-mecanice reduse:

- indice de plasticitate $I_p=21,7-34,7$;
- indice de consistență $I_c=0,40-0,72$;
- porozitate 50-60%;
- unghi de frecare interioară $11^\circ - 14^\circ$;
- coeziune $0,10-0,30 \text{ daN/cm}^2$;
- modul de deformație $M_{2-3}= 41-67 \text{ daN/cm}^2$.

Datorită caracteristicilor defavorabile ale stratelor întâlnite s-a adoptat o soluție de fundare pe piloți. Studiul și aplicarea acestei soluții este prezentată în cap.5 al lucrării.

2.1.2 STUDIU PRIVIND TERENUL DE FUNDARE PENTRU ANSAMBLUL DE LOCUINȚE (P+10E; P+8E) "MIHAI VITEAZUL"

Aspecte generale

Geomorfologic, terenul cercetat, se încadrează în zona de terasă a văii Zalăului, suprafața terenului se prezintă aproape plană, prezentând o ușoară înclinație de la est la vest spre B-dul Mihai Viteazul.

Linia morfologică generală a amplasamentului s-a modificat în urma săpăturilor sau umpluturilor sau a altor modificări realizate în diferite scopuri.

Geologic, terenul de fundare se caracterizează prin depozite aluvionare reprezentate prin argile, prafuri, nisipuri argiloase, slab consolidate, cu consistențe reduse, depuse peste roca de bază, reprezentată prin argilă marnoasă panoniană.

Apa freatică, a fost cantonată în toate forajele executate la -3,00 m, de la suprafața terenului natural.

Nivelul stabilizat al apelor subterane în zonă nu variază prea mult între foraje, cota sa fiind la -2,5 m; -1,5 m de la suprafața terenului natural. În funcție de regimul de precipitații sau a creșterii Văii Zalăului, nivelul apei subterane poate urca la cote și mai mici de la suprafața terenului.

Chimismul apelor subterane arată o agresivitate carbonică foarte intensă și o agresivitate sulfatică de la slabă la intensă.

Stratificația terenului : Caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare și stratificația zonei a fost stabilită pe baza a aproximativ 20 de foraje. (fig.2.3)

Având în vedere caracterul aluvionar al zonei studiate, forajele executate au fost corelate cu rezultatele unor penetrări executate lângă foraje.

Pe baza studiilor efectuate, autorul a întocmit profile longitudinale și transversale, din care rezultă următoarele strate: (fig. 2.4).

1. Stratul de umplură a fost interceptat în toate forajele, prezentând

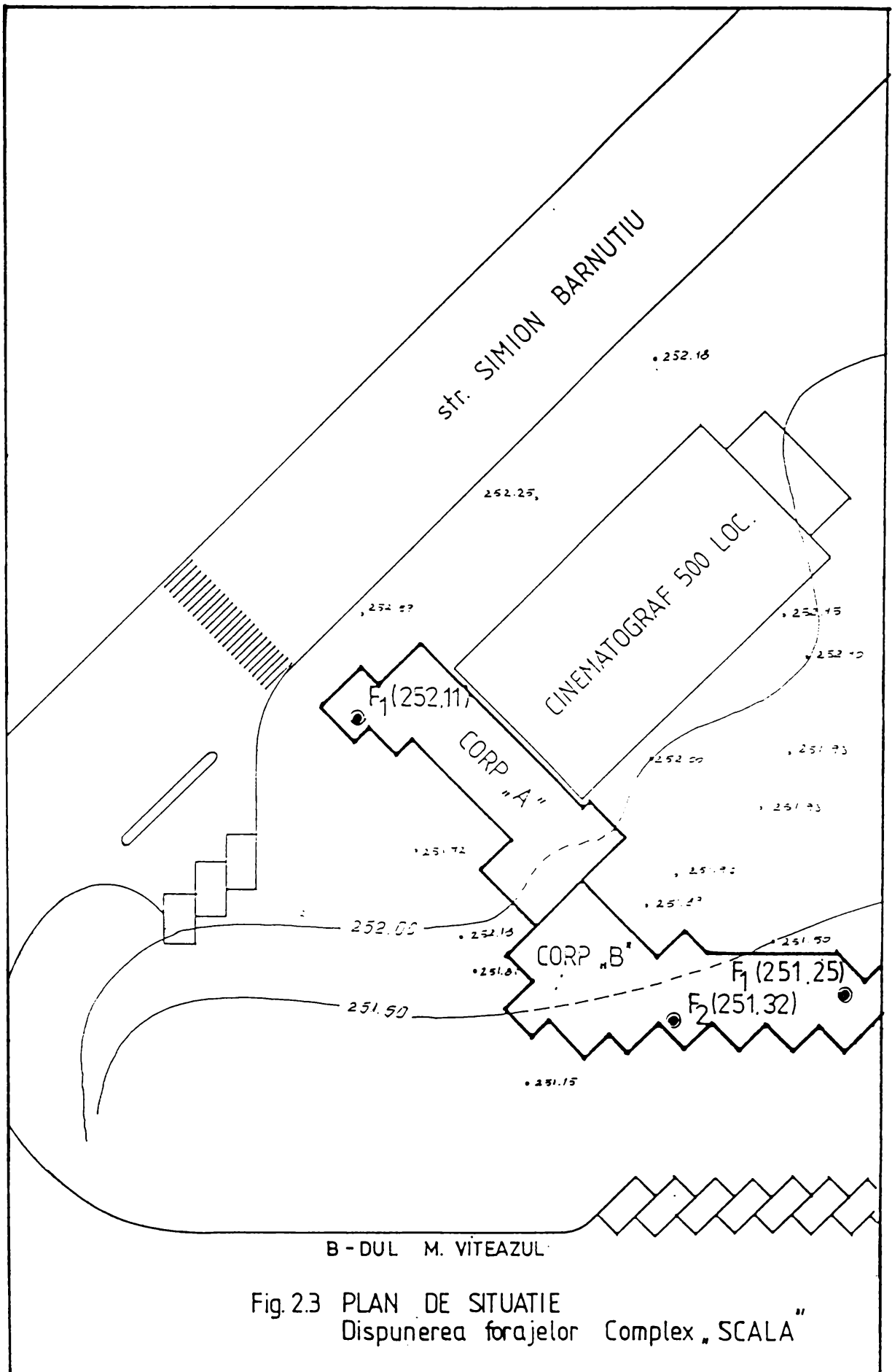


Fig. 2.3 PLAN DE SITUATIE
 Dispunerea forajelor Complex „SCALA”

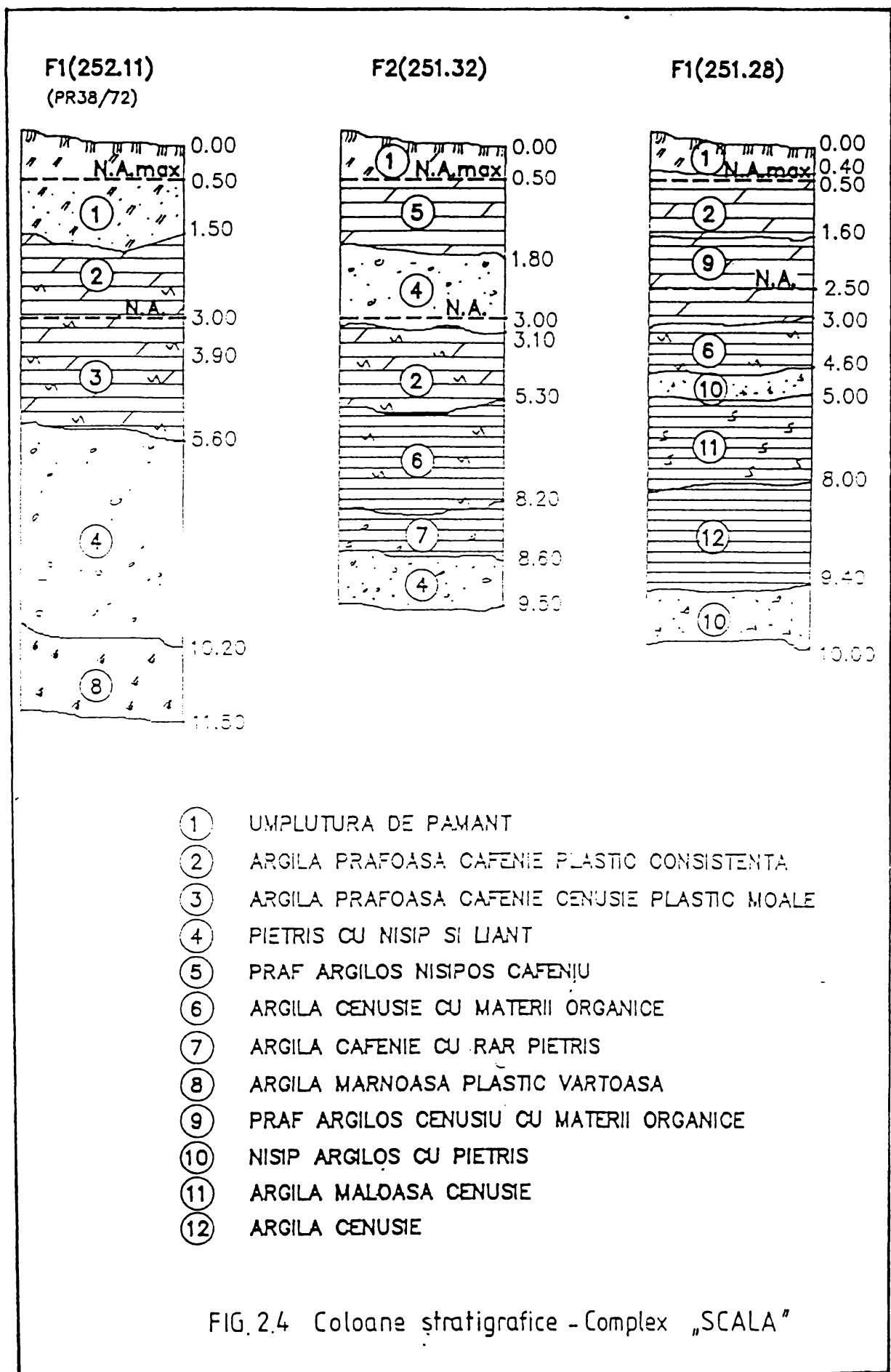


FIG. 2.4 Coloane stratigrafice - Complex „SCALA”

grosimi variabile între 0,8-3,0 m grosime;

2. Stratul de argilă prăfoasă apare ca un strat continuu, dar prezintă grosimi reduse (0,7 - 2,0 m grosime);

3. Stratul de nisip argilos cafeniu galben apare sub formă de intercalații aproape în toate forajele la adâncimi diferite;

4. Stratul de nisip cu pietriș galben apare sub formă de strat continuu cu unele întreruperi prezentând o grosime mai mare în partea de vest a amplasamentului, unde apare mai mult sub formă de intercalații;

5. Nisip prăfos galben cu o grosime de 3,5 m;

6. Stratul de argilă prăfoasă cenușie, neagră cu materii organice (mâl consolidat parțial);

7. Stratul de praf argilos, nisipos - argilos cafeniu, cenușiu, ce apare sub formă de intercalații la adâncimi și cu grosimi diferite;

8. Stratul de argilă cafenie galbenă cenușie cu o grosime de 0,8 - 1,0 m, care apare pe amplasament pe o arie restrânsă;

9. Stratul de argilă marnoasă cenușie ce constituie roca de bază.

Caracteristicile geotehnice ale fiecărui strat sunt date în tabelul 2.2.

Planul de situație al forajelor este prezentat în fig. 2.3.

În tabelul 2.2 sunt prezentate, pe baza încercărilor de laborator, pe probe recoltate din foraje, principalele caracteristici ale stratelor ce alcătuiesc amplasamentul.

Din analiza datelor cuprinse în acest tabel, se constată:

- greutate volumică 17,0 - 20,8 kN/ m³;

- indicele porilor $e = 0,58 \dots 1,0$;

- unghi de frecare interioară $\phi = 1^\circ \dots 30^\circ 20'$;

- coeziuni 0,02 - 1,96 daN/cm²;

- modul de deformare edometric 40... 200 daN/cm².

Se constată că pachetul deluvial prezintă caracteristici fizico-mecanice reduse ($M_{2.3} = 40-100 \text{ daN/cm}^2$) și stratificația este foarte neuniformă, alternând straturi slabe cu consistențe reduse, ceea ce a impus un studiu foarte atent al condițiilor de fundare ale construcțiilor.

Au fost analizate următoarele sisteme de fundare:

1. Fundații directe de suprafață, prin realizarea unei perne din balast cu grosimea minimă de 2,0 m, grosime sub talpa fundației, aceasta având rolul de a reduce presiunile transmise terenului și de a reduce tasările diferențiate.

2. Fundații indirecte de adâncime, utilizând barete, chesoane sau piloți executați pe loc prin vibropresare.

Dintre metodele enunțate mai sus, având în vedere că sistemul de fundare directă impunea săpături mari sub nivelul apei subterane, cantitate mare de balast, s-a optat pentru fundarea indirectă pe piloți scurți, executați pe loc, prin vibropresare, încastrați minim 0,5m în stratul de argilă marnoasă. Soluția adoptată este prezentată în cap.5 al lucrării.

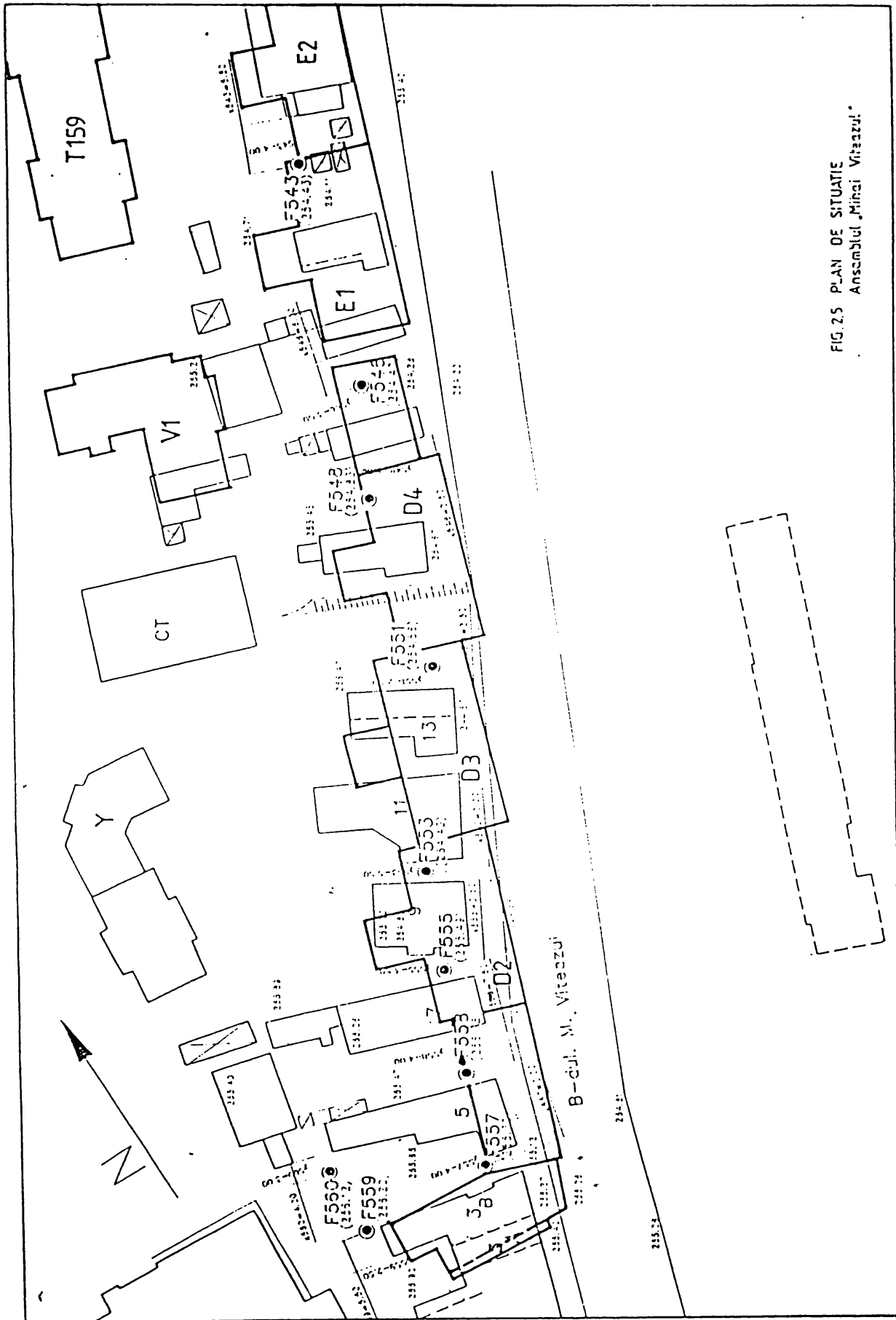
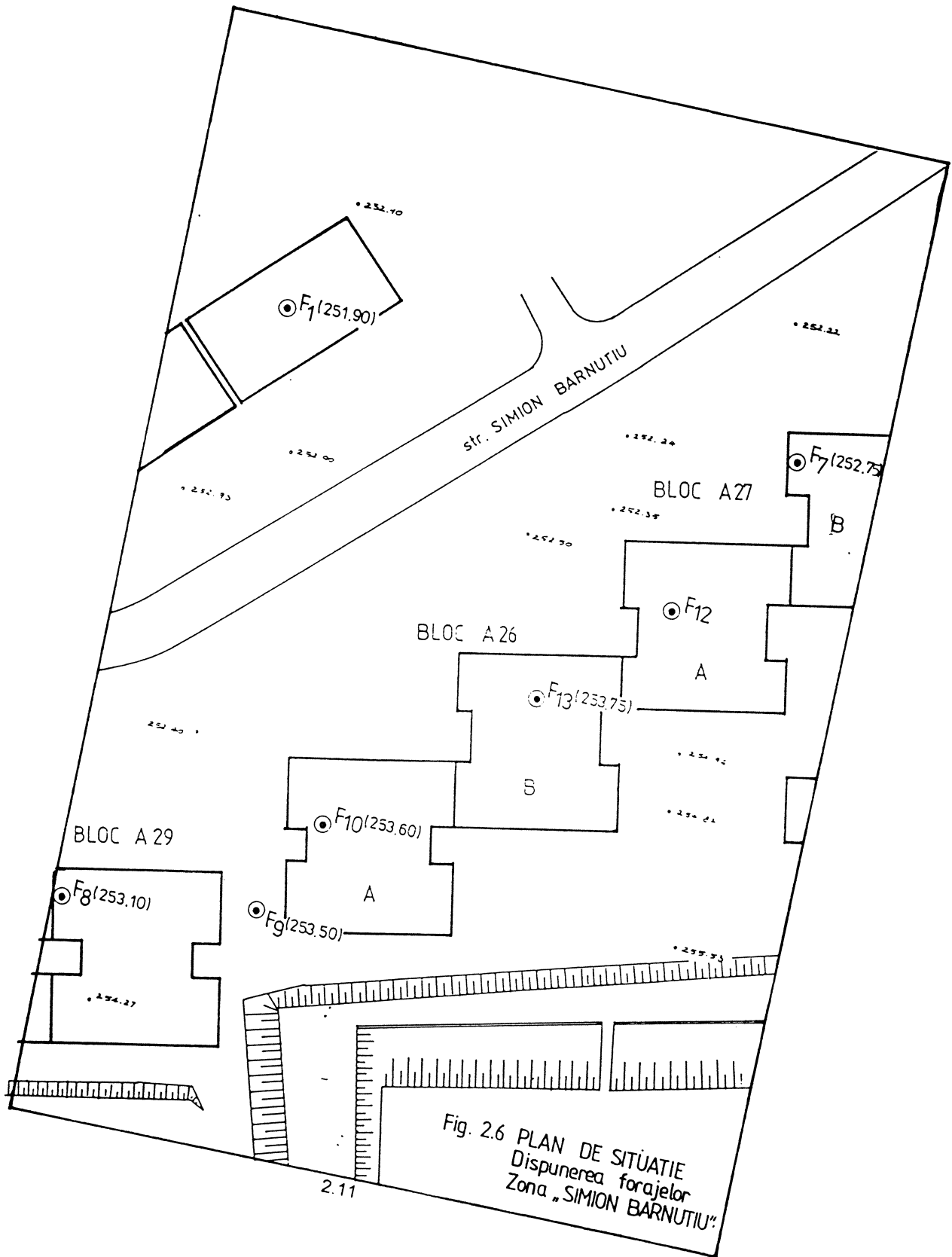


FIG. 2.5 PLAN DE SITUATIE
Ansamblul „Mihai Viteazul”



2.1.3. STUDIU PRIVIND CONDIȚIILE GEOTEHNICE PENTRU BLOC C20 ZONA ASTRALIȘ

Geomorfologic, terenul se prezintă plan și se găsește în lunca văii Zalăului, la est de confluența acesteia cu pârâul Sărmaș.

Geologic, roca de bază în valea Zalăului este argila marnoasă, peste care s-au depus aluviunile văii Zalăului.

Apa freatică este interceptată la cote variabile între -3,00 și -2,00 față de cota terenului natural și prezintă o agresivitate sulfatică intensă.

Pe baza celor 4 foraje executate pe amplasament a rezultat următoarea stratificație:

1. Umplură cu grosime variabilă între 0,80 - 1,90 m;
2. Strat de argilă cenușie cafenie cu materii organice, plastic consistentă, cu următoarele caracteristici:
 - granulozitate: argilă 48%; praf 46%; nisip 6%;
 - indice de consistență $I_c = 0,60 - 0,78$;
 - umflare liberă $U_l = 110\%$.
3. Strat de argilă prăfoasă cafenie plastic moale consistentă (argilă 49%, praf 35%, nisip 16%), cu indice de consistență $I_c = 0,39 - 0,58$;
4. Strat de argilă cafenie plastic consistentă (argilă 56%, praf 38%, nisip 6%) și cu un indice de consistență $I_c = 0,51 - 0,75$;
5. Strat de măr plastic consistent (argilă 52%, praf 36%, nisip 12%), cu un indice de consistență $I_c = 0,68 - 0,81$;
6. Argilă nisipoasă cafenie;
7. Strat de praf argilos cu materii organice plastic consistentă ($I_c = 0,56$);
8. Stratul de pietriș cu nisip.

După cum se observă din stratificația prezentată, aceasta este de tip încrucișată, iar caracteristicile geotehnice impun o adâncime minimă de fundare -2,00, față de cota terenului natural în stratul de argilă prăfoasă cafenie.

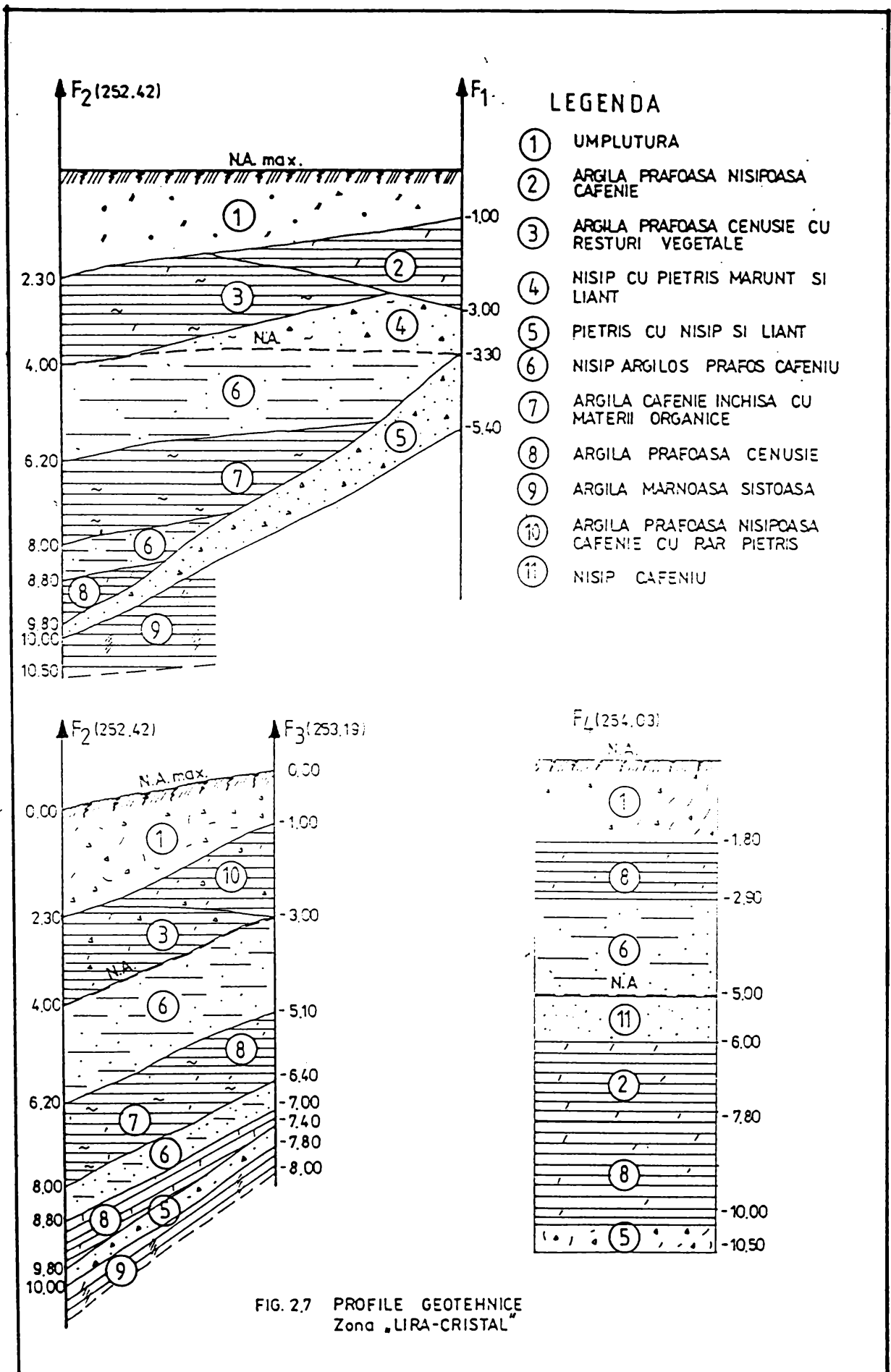
Sistemul de fundare care s-a aplicat a fost cel de fundare directă, calculul terenului de fundare s-a făcut luând în considerare următoarele valori: $\Phi = 16$; $C = 10 \text{ kPa}$; $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

Pentru rigidizarea infrastructurii între fundațiile izolate s-au realizat grinzi de rigidizare pe ambele direcții.

2.1.4. STUDIU PRIVIND CONDIȚIILE DE FUNDARE ALE ANSAMBLULUI "SIMION BĂRNUȚIU"

Pe amplasamentul în discuție s-a construit un cartier însumând 200 de apartamente (fig.2.6).

Din punct de vedere geomorfologic terenul se prezintă relativ plan, iar



din punct de vedere geologic, subasamentul regiunii este alcătuit din argile marnoase, peste care s-au depus argile, argile prăfoase, nisipoase sau nisipuri cu pietriș, adică aluviunile văii Zalăului.

Pe baza analizei celor 14 foraje poziționate în planul de situație (fig. 2.6), se constată că sub stratul de umplură apare fie un complex de argile și argile prăfoase, fie un strat de nisip cu pietriș.

Apa subterană a fost întâlnită în foraje la cote de -2,00...-4,00m și prezintă agresivitate acidă și sulfatică, ceea ce impune utilizarea de cimenturi speciale.

Fundarea construcțiilor s-a făcut în stratul de praf argilos nisipos cafeniu cu rar pietriș la o cotă de -1,80 m la presiuni admisibile pe teren de 1,20 - 1,30 daN/cm².

2.1.5. STUDIUL CONDIȚIILOR DE FUNDARE ZONA "LIRA DE CRISTAL"

Zona este situată în dreapta Zalăului, geomorfologic, terenul se prezintă plan, iar din punct de vedere geologic, subasamentul regiunii este alcătuit din formațiuni marnoase peste care s-au depus depozite aluviale reprezentate prin argile, nisipuri, prafuri, pietrișuri etc.

Stratificația amplasamentului a fost studiată pe baza a 4 foraje care arată că zona studiată are depozite specifice formațiunilor de luncă după cum rezultă și din profilele geotehnice din fig.2.7, care indică o stratificație foarte încrucișată, având în suprafață umpluturi de pământ cu grosimi de 1,0-2,30m.

Până în jurul cotelor de 8,0 - 10,0m urmează alternanțe de nisipuri prăfoase, argile cenușii, cafenii, cu materii organice, nisipuri cu pietriș etc.

Apa subterană se prezintă sub formă de pânză în lungul văii, găsindu-se între cotele 3,0-4,0 m.

În această zonă nivelul maxim al apelor poate să ajungă până la suprafața terenului, în timpul precipitațiilor abundente. Apele prezintă agresivitate sulfatică și acidă, ceea ce a impus folosirea unor cimenturi speciale.

Luând în considerare caracteristicile terenului și stratificația foarte încrucișată (neuniformă), dominată de depuneri foarte recente, incluzând intercalații argiloase cu materii organice de consistență redusă, s-a impus ca soluție de fundare a construcției pe piloți executați prin vibropresare, încastrați în stratul de argilă marnoasă sau în stratul de pietriș cu nisip și liant, la o adâncime de h= 10,0m.

Studiul capacității portante a piloților și soluția aplicată este prezentată în cap.5 al lucrării.

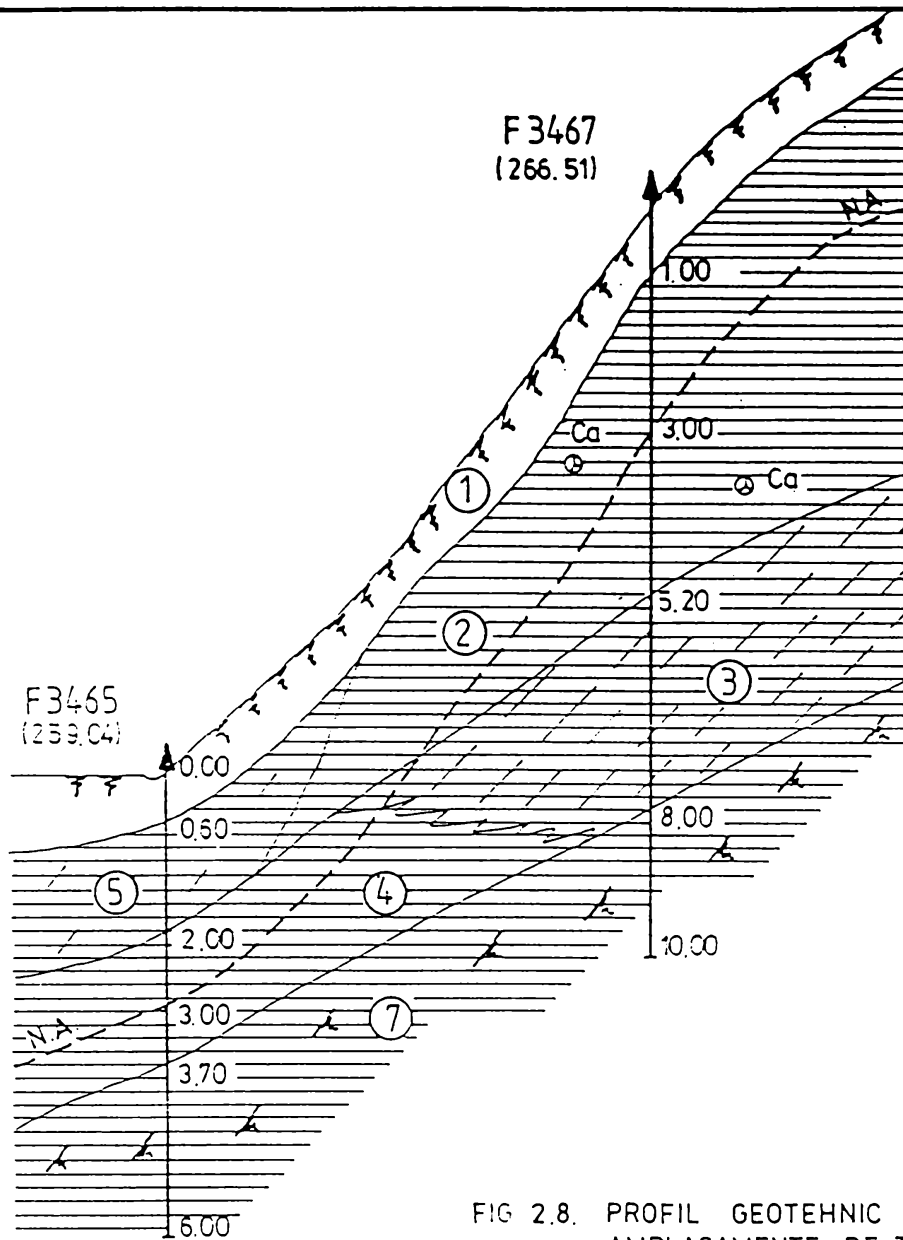


FIG 2.8. PROFIL GEOTEHNIC
AMPLASAMENTE DE TIP II

LEGENDA

- ① SOL VEGETAL, UMPLUTURA
- ② ARGILA GALBENA PLASTIC CONSISTENTA
- ③ ARGILA GALBENA PLASTIC VARTOASA
- ④ ARGILA GALBENA CENUSIE PLASTIC CONSISTENTA - VARTOASA
- ⑤ ARGILA CAFENIE NEGRUIE PLASTIC CONSISTENTA
- ⑥ ARGILA CENUSIE PLASTIC VARTOASA
- ⑦ ARGILA, ARGILA PRAFOASA MARNQASA SISTOASA PLASTIC VARTOASA

--NA. NIVELUL APEI

2.2. STUDII ASUPRA STRATIFICAȚIEI AMPLASAMENTELOR DE TIP II

Amplasamentele de tip II (cu potențial de alunecare) sunt caracterizate prin terenuri în pantă, (fig.2.1) cu pante variabile de 14-15%.

În cazul acestor amplasamente subamentul regiunii este format din argile marnoase și marne de vârstă panoniană, peste care s-au depus diferite strate argiloase, argile nisipoase, argile prăfoase, cu caracteristici mecanice diferite.

În foraje, apa subterană a apărut la adâncimi diferite, cu posibilități de ridicare până la suprafața terenului, fiind de multe ori sub presiune.

Datorită fisurărilor existente în structura argilelor de pe versanți, apele subterane au o mișcare în lungul liniei de cea mai mare pantă, umezind zona de contact dintre straturile superficiale și stratul de bază, dând naștere la alunecări de teren active, sau reducând stabilitatea versantului, la valori apropiate de limita echilibrului.

În timp, datorită unor complexe de împrejurări socio-politice de conjunctură, s-a făcut o încărcare suplimentară a acestor versanți, într-un mod în care se favorizează pierderea stabilității generale sau locale, motiv pentru care au fost necesare măsuri de consolidare care până în prezent s-au executat pe o arie restrânsă, (vezi fig.2.1) din cauza lipsei de fonduri de după 1990 și a unei lipse de interes la nivelul factorilor de decizie locali sau centrali privind necesitatea continuării stringente a unor lucrări începute înainte de 1989, an după care concepția de mobilare a versanților s-a modificat, dar măsurile de siguranță a stabilității versanților nu s-a mai executat, deși concepția generală a soluțiilor și chiar proiectele la nivel DDE, pe anumite sectoare, au fost executate.

Apa subterană, din punct de vedere chimic, pe ambele tipuri de amplasament prezintă agresivitate sulfatică și carbonică de la slab la foarte intens, motiv pentru care s-au impus și se impun și măsuri de asigurare a durabilității betoanelor din fundațiile construcțiilor, prin utilizarea cimenturilor rezistente la ape agresive.

Adâncimea la care se găsește stratul de bază, este în general de 4-5 m la eluvii (creasta taluzului), crescând la 6-8 m în deluvii și preluviu, ajungând la 10...12 m în aluvii.

Cu toate că aceste straturi de teren prezintă proprietăți fizico-mecanice apreciabile, care ar permite fundarea unei construcții la o presiune convențională, se impune efectuarea unor studii complete geotehnice și hidrologice, astfel încât stabilitatea generală a amplasamentelor să fie asigurată.

Pe baza unor date colectate și prelucrate de autor, rezultă că în

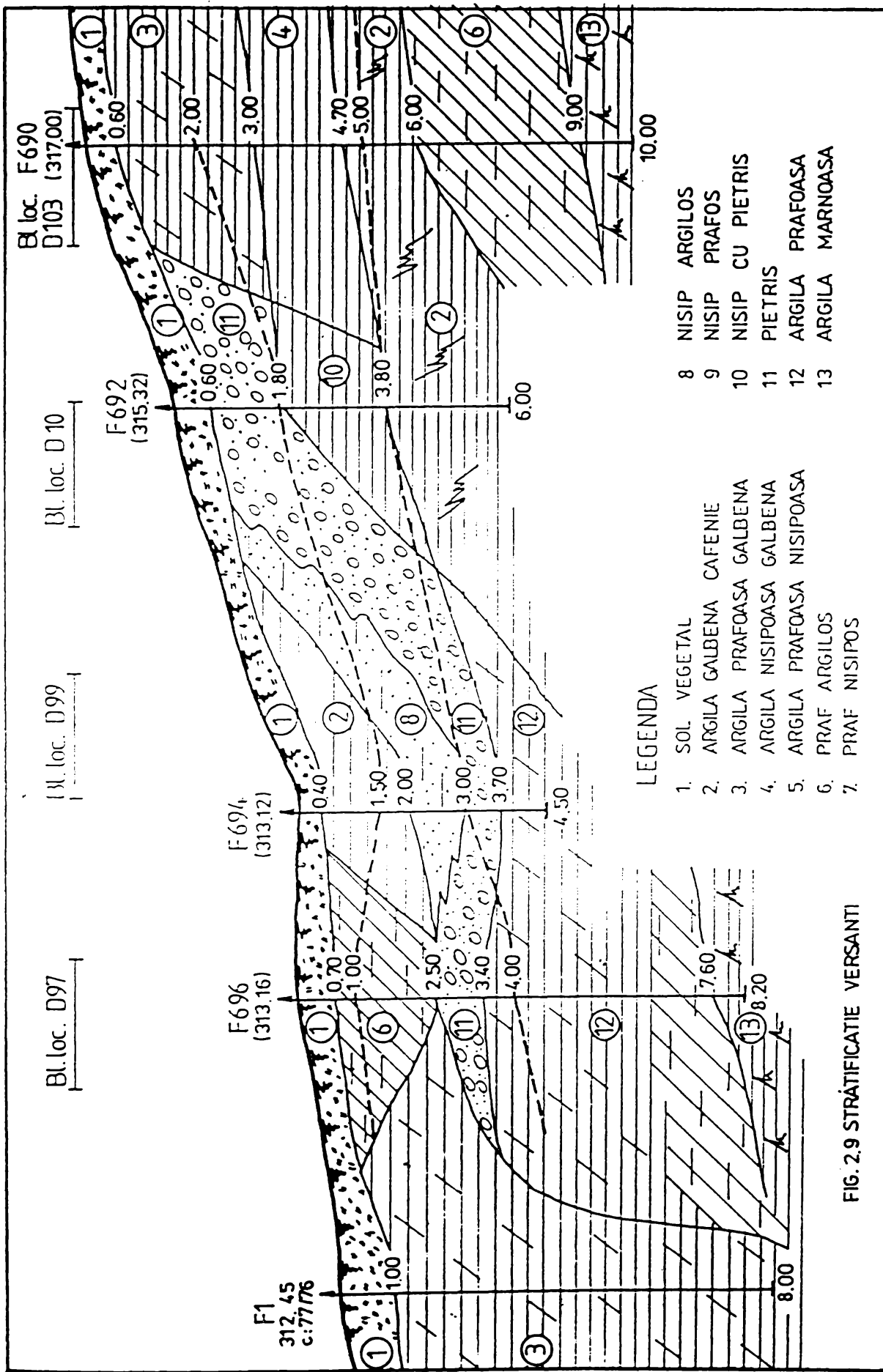
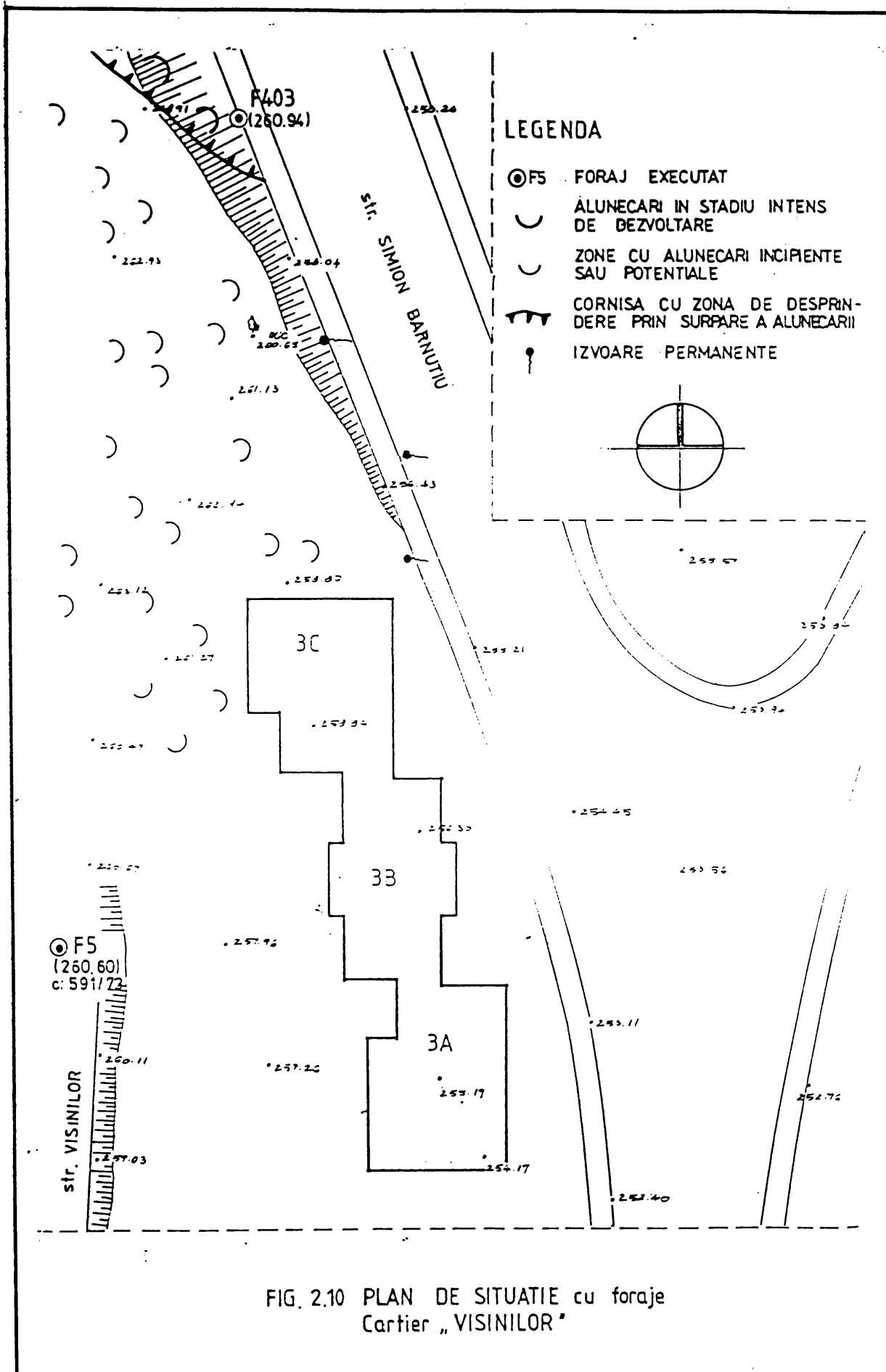


FIG. 2.9 STRATIFICATIE VERSANTI



general, stratificațiile caracteristice versanților sunt de felul celor prezentate în figura 2.8 și 2.9.

Având în vedere condițiile diferite de fundare pe terenurile înclinate din orașul Zalău și în general din județul Sălaj, precum și problema stabilității reduse, sau chiar prezența în anumite locuri a alunecărilor de teren, aceste aspecte au constituit o problemă majoră, care l-a preocupat pe autor dar și pe proiectanții și executanții care își desfășoară activitatea în zonă.

Tratarea lucrărilor pe astfel de amplasamente comportă lucrări diverse de drenare și sisteme de sprijin masive, care să asigure stabilitatea generală și locală a versanților potențial instabili.

Principalele amplasamente cu caracter de instabilitate ale versanților sunt următoarele: (vezi harta din figura 2.1).

- cartierul Vișinilor;
- cartierul Traian;
- cartierul Olarilor;
- zona Parcul Poporului;
- cartierul Dumbrava.

Caracteristicile fizico-mecanice ale pământurilor care alcătuiesc versanții instabili sunt date în tab.2.3.

2.2.1. FENOMENE DE INSTABILITATE ALE VERSANȚILOR

După cum s-a mai arătat, stratificația actuală a amplasamentelor potențial instabile din municipiul Zalău au, în general, următoarea stratificație:

- în bază o argilă panoniană intactă ce se întinde pe o adâncime de câteva sute de metri, cu o stratificație aproape orizontală (o înclinare de 4-7° dinspre Crișeni spre centrul Zalăului);

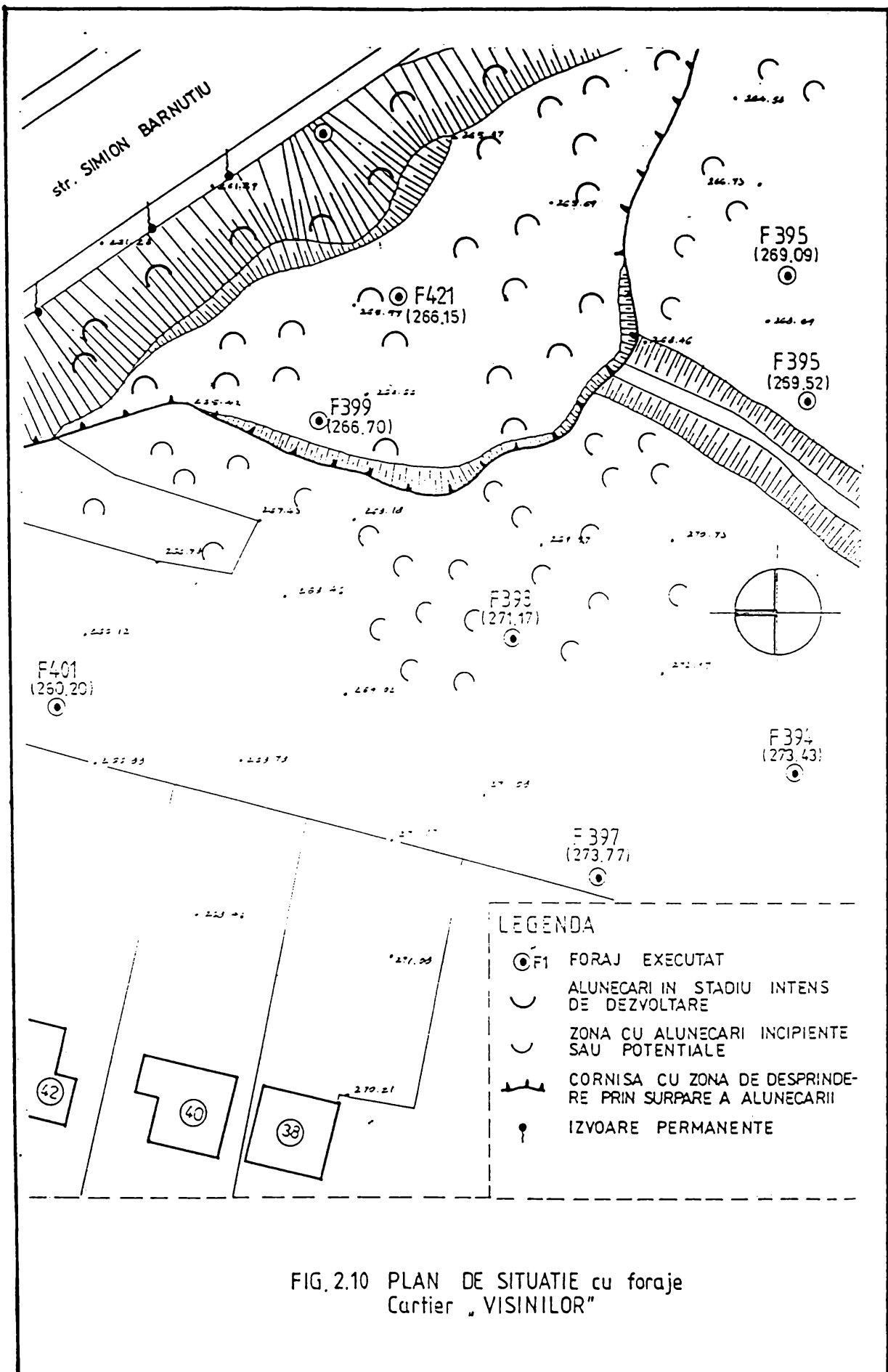
- peste cele două depozite un strat deluvial de grosime diferită (3-14 m) depus prin alterarea și mișcarea pe pantă a argilei panoniene.

În partea superioară a versanților, depozitele de bază devin nisipoase, panta generală a taluzului crește, iar stratele deluviale se micșorează sau dispar.

Apele freatice sunt cantonate în stratul de argilă alterată, la adâncimi între 0 și 5 m, fiind în mare măsură alimentate de precipitații.

Circulația lor este în general în concordanță cu panta, dar local pot apare neomogenități din cauza prezenței unor zone frământate, produse datorită alunecărilor sau a unor zone mai nisipoase.

Procesele de instabilitate apar în argila alterată sau la contactul acesteia cu roca de bază și sunt datorate atât modificărilor de geometrie ale taluzului prin excavații sau supraîncărcări, cât și fenomenelor de curgere lentă a pământului.



TABEL 2.2

TABEL CENTRALIZATOR
 CU CARACTERISTICILE GEOTEHNICE ALE STRATELOR INTERCEPTATE
 ZONA MIHAI VITEAZUL

DEN. SI NR. STRAT. CARACT. GEOTEHNICE	ARGILA PRAFOSA CAFENIE (CU MULT NISIP)		NISIP ARCILOS CALDEN		NISIP CU PLETRIS		NISIP PRAIOS CALDEN (CI RUSU)		ARGILA PRAFOSA NISIPOSA (CU MALTURI ORGANICE)		PRAF ARCILOS NISIPOS ARCILOS (GENUSU)		ARGILA CAFENIE CALDEN (GENUSIE)		ARGILA MARIOSA	
	VALOAREA	MINIMA	VALOAREA	MAXIMA	VALOAREA	MAXIMA	VALOAREA	MAXIMA	VALOAREA	MAXIMA	VALOAREA	MAXIMA	VALOAREA	MAXIMA	VALOAREA	MAXIMA
PIETRIS X	-	2	2	70	2	14	2	19	-	5	12	-	-	-	-	-
NISIP X	6	38	60	75	40	74	19	36	5	33	14	29	28	1	8	8
PRAF X	37	56	10	39	16	43	19	41	28	52	40	23	35	24	51	51
ARGILA X	30	46	15	23	1	17	30	76	25	45	15	36	77	42	72	72
INDIC DE CONSISTENTA	0,36	0,75	0,22	0,66	0,21	0,74	0,44	0,75	0,24	0,69	0,39	0,55	0,84	0,66	1,01	1,01
CRESCUTATE VOLUMETRIC	1,80	2,03	1,80	2,04	1,84	1,93	1,83	2,18	1,84	1,97	1,70	1,83	1,86	2,01	2,07	2,07
INDIC DE HURIZIATE	0,69	1,0	0,07	0,92	0,61	0,85	0,85	1,0	0,81	1,06	0,81	0,81	0,89	0,56	0,63	0,63
POROZITATE	41	50	40	48	36	46	46	50	45	52	45	45	47	37	39	39
UNGBUL DE FUNEACARE	1	14,5	6	17,5	7,40	28,26	3	22	2,50	7,36	3,30	3	16	3	30,20	30,20
COEZUNEA C	0,18	1,02	0,10	0,37	0,02	0,44	0,13	0,42	0,24	0,98	0,16	0,27	0,42	1,20	1,86	1,86
MODUL DE DEFORMATE SPECIFICE	52,5	111	71,5	91	62,5	125	40	81	47,5	71,5	71,5	55,5	83,5	71,5	20	20
FRACIUNIE DE ULTIMA ARGILA AZX	12	30	13	14	1,78	4,8	2,9	6,5	2,9	4,7	2,45	2,7	3,8	1,34	2,86	2,86
UMFLURE LIBERA UL X	70	110	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

2.2.1.1. Situația geotehnică și procese de instabilitate în Cartierul Vișinilor

Cartierul Vișinilor este cuprins între valea pârâului Pietriș și străzile Simion Bărnuțiu și Andrei Mureșan. Geomorfologic triunghiul se află pe versanții a două văi: valea Zalăului și valea pârâului Pietriș, afluent al primului. (fig.2.10).

De-a lungul pârâului Pietriș au avut loc alunecări de teren care au produs un relief tipic al versantului și fisurarea caselor adiacente, ruperi ale fântânilor etc. Grosimea stratului alterat este de 5-6 m în partea superioară și 3-3,50 m în albia pârâului Pietriș, apa subterană fiind cantonată la suprafața terenului (-1,20 m până la -0,50 m). (fig.2.11).

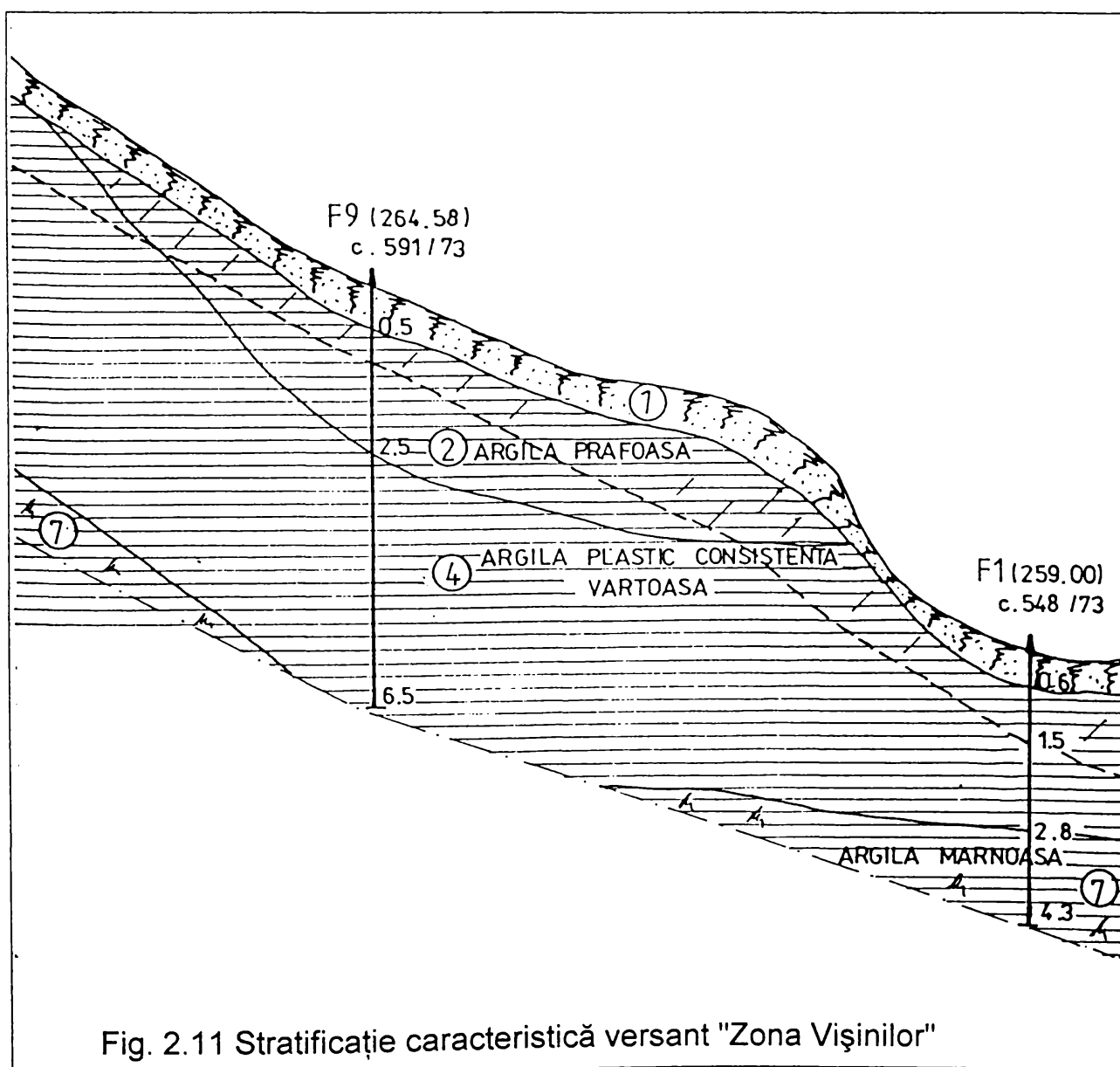


Fig. 2.11 Stratificație caracteristică versant "Zona Vișinilor"

Pentru combaterea fenomenelor de instabilitate s-au impus măsuri care au constat din:

- executarea de drenuri așezate după linia de cea mai mare pantă, cu ramificații în spic, la adâncimi de 2-2,50 m (până la stratul de nisip argilos);
- regularizarea văii Pietriș prin lucrări transversale în partea superioară și prin captare în conductă la partea inferioară;
- umplerea văii pe o înălțime de 11 m cu pământ compact (în scopul lestării la bază a versantului);
- retaluzarea pantelor care au o înclinare mai mare de 7° și conducerea dirijată a apelor din precipitații.

Acest complex de măsuri a avut rolul de a asigura stabilitatea versantului.

Versantul dinspre pârâul Zalău cu o pantă medie de $5-7^\circ$ prezintă fenomene de instabilitate, manifestate prin tipuri de relief specific la suprafața terenului (pe grosimi de circa 5-6 m).

2.2.1.2. Situația geotehnică și procesele de instabilitate din Cartierul Traian

Cartierul Traian este situat în continuarea cartierului Vișinilor, pe versantul văii pârâului Zalău. Condițiile geomorfologice și geotehnice sunt asemănătoare; panta generală $5-7^\circ$ grosimi ale stratului alterat de 11-12 m, în partea superioară și inferioară a versantului, grosimi de 4-5 m, în zona mediană.

Fenomenele de instabilitate se manifestă mai activ în porțiunile superioară și inferioară a cartierului, unde stratul alterat are grosimi mai mari și unde apar deformații ale terenului, ebulmente și crăpături. În zona inferioară apar fisuri ale construcțiilor, izvorări de apă și local deplasări ale fântânilor.

Calcululele de stabilitate cu metoda "Jambu" au condus la coeficienți de siguranță cuprinși între 0,801 și 0,984 în ipoteza nivelului apei la 1 m de la suprafața terenului și între 1,019 și 1,300 pentru nivelul apei la 4,00 m, de la suprafața terenului. Valorile mici ale coeficienților de siguranță sunt explicabile prin faptul că pentru tot taluzul au fost luate valorile reziduale ale rezistenței la forfecare. În realitate, o parte din suprafețele de alunecare, intersectează zone care nu au suferit anterior deplasări mari și pe care rezistențele au valori de vârf. Calcululele au furnizat un răspuns privind poziția suprafețelor critice de alunecare, precum și efectul drenajelor, care sporesc cu 25-30%, coeficientul de siguranță pentru o depresionare a pânzei freatice cu 4 m.

2.2.1.3. Situația geotehnică și procesele de instabilitate din Cartierul Olarilor

Cartierul Olarilor este situat pe versantul stâng al pârâului Meseș (vezi harta fig.2.12), delimitat de străzile Dacia, Meseș și Nucilor, strada Meseș constituind culmea dealului. Panta medie a taluzului este de $4-6^\circ$, iar partea inferioară mai accentuată (7°).

Grosimea stratului alterat este variabilă, între 7 și 14 m în zona superioară și între 4 și 7 m în valea pârâului Meseș. Nivelul apelor subterane este cuprins între -0,50 și -2,00 m în partea mediană și mai coborât pe laturile estică și vestică a cartierului.

Fenomenele de instabilitate evidente sunt de două tipuri:

- alunecări la baza taluzului provocate de eroziunea pârâului Meseș (străzile Pomilor și Olarilor),
- surpări pe malul ravenei care străbate direcția nord-sud, între străzile Muncitorilor și Nucilor

Alunecările bazale sunt evidențiate prin cutări și fisurări ale suprafeței terenului care au generat și generează fisurări ale caselor.

Calculul de stabilitate, prin metoda "Jambu", au pus în evidență prezența suprafețelor de alunecare periculoase la baza taluzului (coeficienți de siguranță de 0,728 - 0,815 pentru cazul rezistențelor reziduale, respectiv pentru situația apei la -1,00 m și la -4,00 m. De asemenea, în partea superioară, între străzile Meseșului și Clujului, există același pericol de alunecare (coeficienți între 0,841 - 1,201 în condițiile de mai sus), în timp ce partea mediană are o situație ceva mai bună (coeficienți minimi 1,105 - 1,691).

Fenomenele de alunecare însă, odată produse, se generalizează pe versant în timp, prin fenomene de cedare progresivă.

2.2.1.4. Situația geotehnică și procesele de instabilitate din "zona Parcul Poporului"

Zona Parcul Poporului (vezi harta din fig.2.13) se află într-un mare cerc format de alunecări vechi, provocate de pârâul Zalău, prin eroziune bazală și delimitat la partea superioară de o cornișă, acoperită de vegetație, care apare între cotele 230 și 360 datorită schimbărilor compoziției granulometrice a materialului, care, în această zonă, devine mai nisipos și are un taluz de echilibru.

Deluviul este format în această zonă, din argile panoniene alterate și nisipuri provenite probabil din zona superioară și are grosimi între 5...7 m.

Nisipurile sunt grupate la partea superioară a versantului, formând un

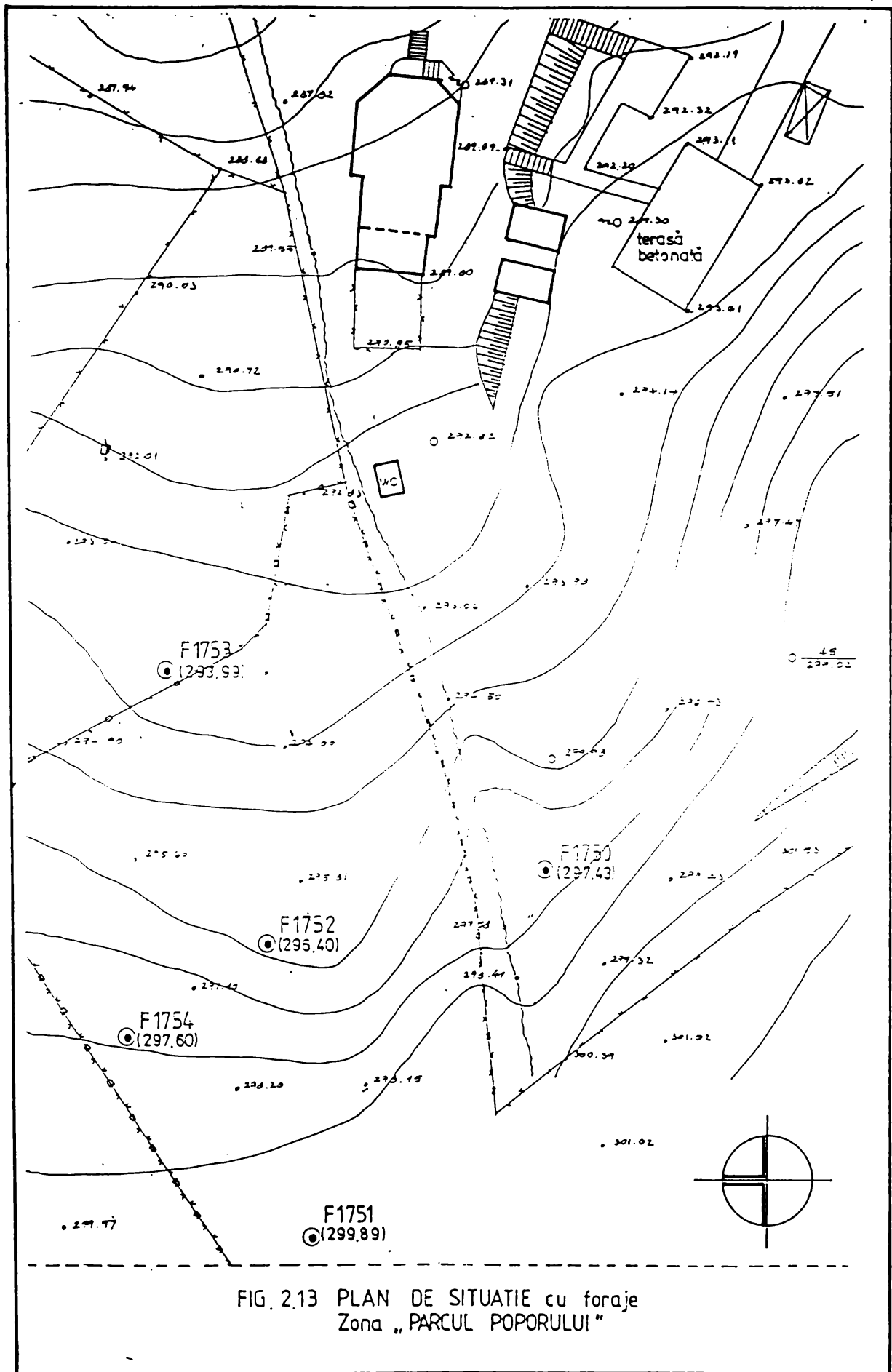


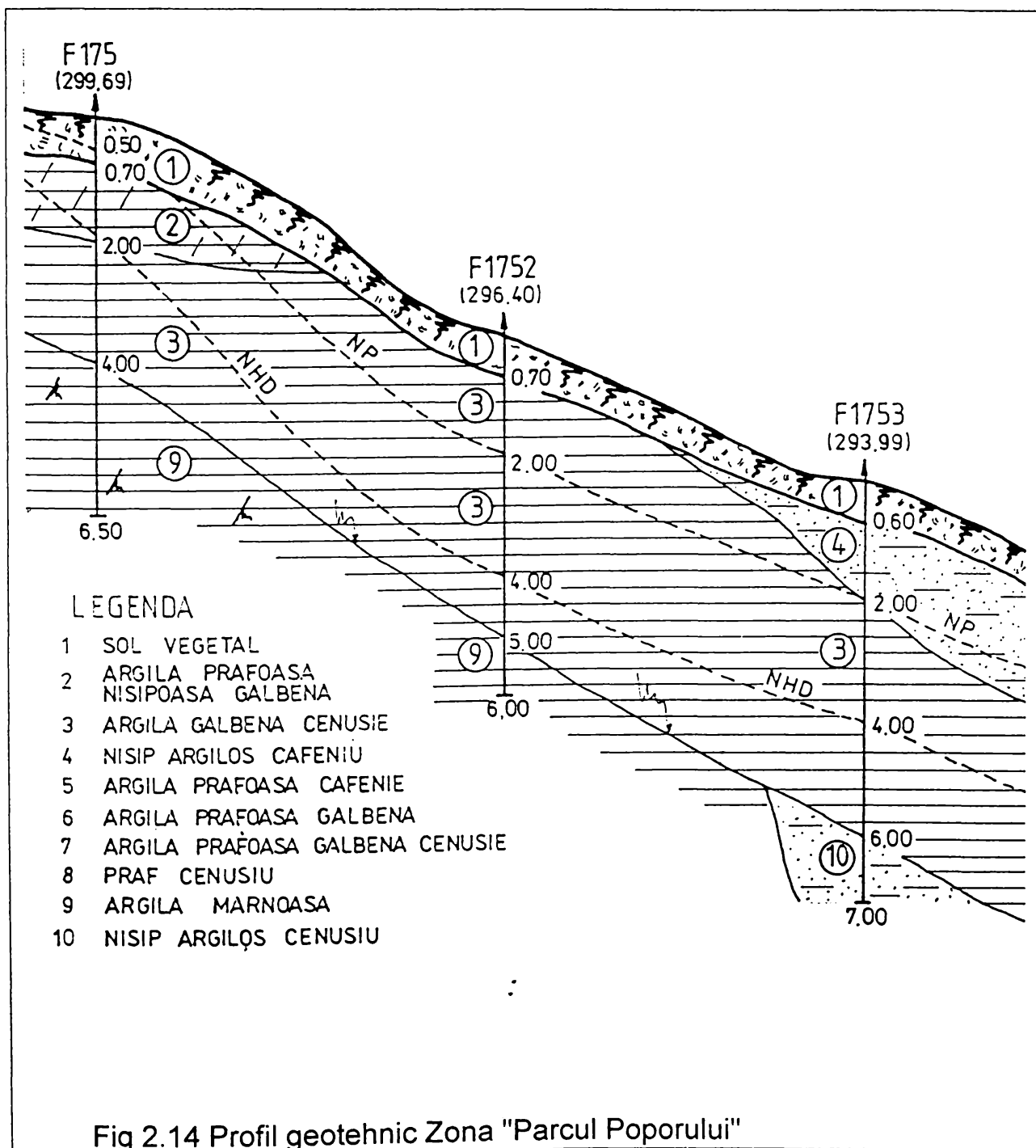
FIG. 2.13 PLAN DE SITUATIE cu foraje
Zona „PARCUL POPORULUI”

platou sub cornișa veche de alunecare.

Prin această zonă se face alimentarea din precipitații a pânzei freatice, apa apărând în multe zone la suprafața terenului sub formă de izvoare.

Curgerea apelor subterane este în general, conformă cu panta terenului, cu neregularitățile produse de frământările apărute în straturile deluviale.

În câteva zone apar fenomene active de ravinare și eroziune a versantului. Profilul longitudinal al ravenei parcului, pune în evidență o zonă de eroziune în aval de traversare a străzii. G.Coșbuc, zonă care a contribuit la declanșarea unor alunecări de teren.



Alunecările de teren active se manifestă prin fisurări ale construcțiilor, fisurări și denivelări ale străzii G.Coșbuc, în zona traversării virogii parcului, înclinări ale pomilor etc.

Alunecările fac parte din mișcarea generală a versantului, generată de pârâul Zalău, care în această zonă erodează malul stâng și sunt activate de eroziunea pe ravenele parcului. Ele se petrec în masa deluviului și au fost activate în perioadele de precipitații abundente.

Ele se pot manifesta regresiv, antrenând noi mase în mișcare și pereclitând parcul și zona în ansamblu.

Alt fenomen generator de instabilitate, îl constituie eroziunile evolutive din partea stângă a ravenei parcului.

2.2.1.5. Situația geotehnică și fenomenele de instabilitate în cartierul Dumbrava

Cartierul Dumbrava, amplasat pe malul stâng al pârâului Zalău, este format din trei zone, cea cu probleme de stabilitate fiind zona II, situată în imediata vecinătate a pârâului Pietriș și unde terenul a prezentat fenomene clare de instabilitate (vezi profilul geotehnic fig. 2.15).

Situația geologică este similară cu cea din cartierul Vișinilor, situat pe celălalt mal al văii Pietriș și fenomenele de instabilitate au același caracter, cu o diferență de dezvoltare datorită înclinării stratelor. Malul stâng al pârâului Pietriș, având stratificația concordantă cu panta, apar alunecări mai întinse pe plan și mai profunde decât cele de pe malul drept.

Fenomenele de instabilitate au fost accelerate de supraîncărcarea versantului, prin construirea unei grădinițe și prin execuția unei halde cu înălțimea de 2-3 m.

2.2.2. STUDII GENERALE PRIVIND MĂSURILE DE ASIGURARE A STABILITĂȚII VERSANȚILOR

Fenomenele care caracterizează comportarea versanților cu comportare instabilă, din perimetru construit și construibil, al municipiului Zalău, au o evoluție similară.

Dintre soluțiile considerate aplicabile pentru evitarea alunecărilor, se menționează următoarele:

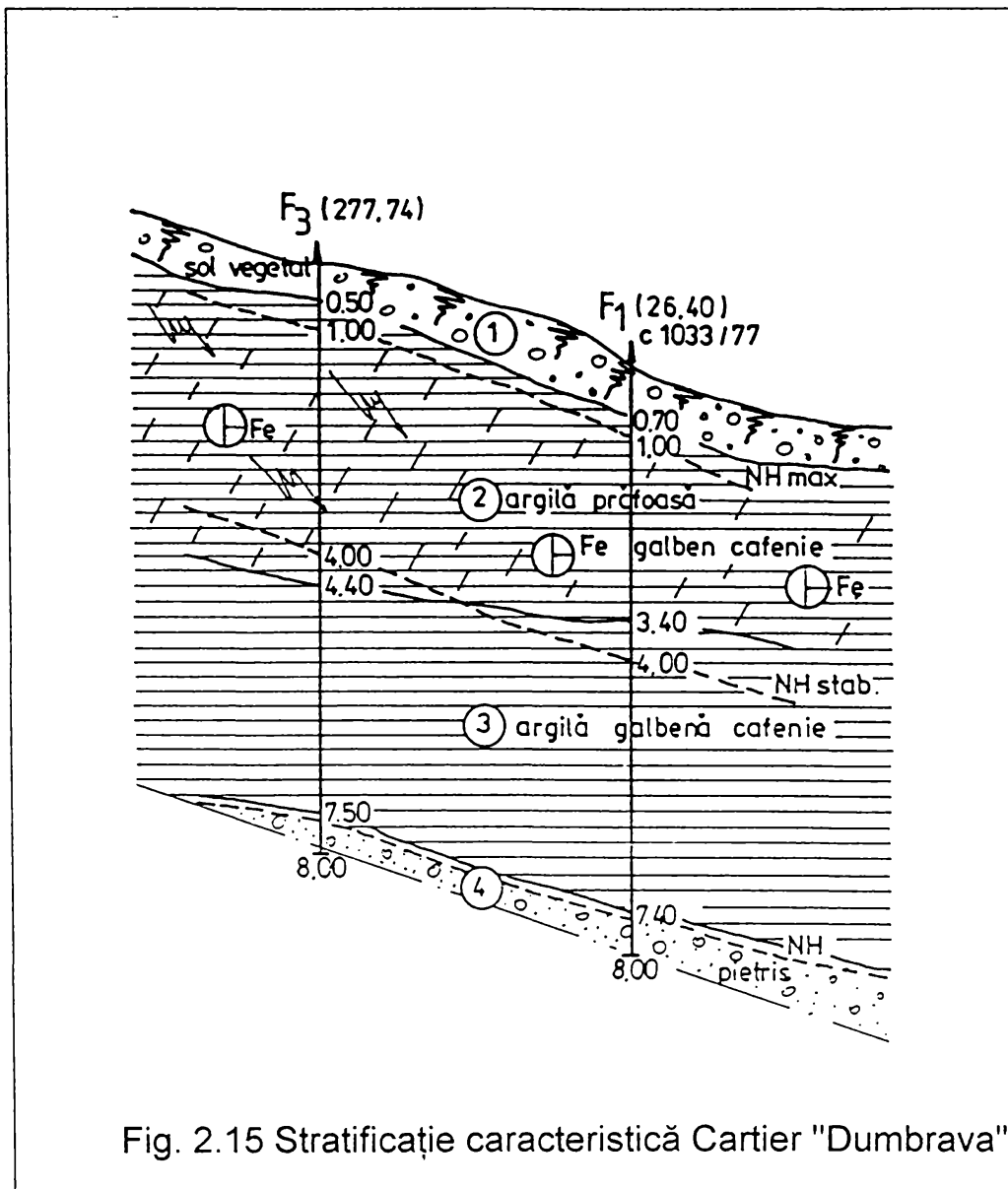


Fig. 2.15 Stratificație caracteristică Cartier "Dumbrava"

2.2.2.1. Soluții de drenare a taluzului și alte măsuri de protecție

În condițiile zonei Zalău, drenarea taluzului și reducerea pe această cale a presiunii apei din pori, la nivelul suprafeței de alunecare, are o eficiență deosebită, propunându-se următoarele soluții de limitare a lunecărilor:

a) Pentru limitarea înfiltrării apelor din precipitații în terenul de fundare se pot amenaja suprafețele prin retaluzare și înierbare. Se pot executa șanțuri de gardă în amonte de zonelor construite, șanțurile se pot descărca în văile naturale.

b) În zonele construibile să se execute drenuri dispuse după linia de cea mai mare pantă de-a lungul taluzurilor. Drenurile se coboară până la argila de bază nealterată, asigurându-se o pantă continuă și descărcarea în văile amenajate.

c) În cartierele Vișinilor și Dumbrava, pe malul pârâului Pietriș, trebuiesc completate drenurile de suprafață, cu drenuri de adâncime, apreciindu-se că ramurile drenurilor să nu fie distanțate la mai mult de 25 - 30 m.

d) Porțiunea, din cartierele Vișinilor și Traian, amplasată pe versantul văii Zalăului, se consideră necesară o drenare pe toată lungimea. În partea superioară se vor prevedea și drenuri superficiale (2 m adâncime), așezate în spic pentru blocarea înfiltrațiilor.

e) Cartierul Ollarilor trebuie drenat în zonele interioară și superioară, prin drenuri de adâncime.

f) În zona parcului Poporului se vor dubla sistemele de drenaj de mică adâncime, cu drenaje adânci, 6 - 7 m, pentru că gradul de fisurare al masivului este mare și permite înfiltrarea apelor din precipitații.

g) În cartierul Avram Iancu, drenurile de adâncime se vor plasa la distanțe de 30 - 50 m sau mai dese, deoarece fenomenele de curgere lentă sunt foarte active și sunt favorizate de variațiile nivelului apelor subterane.

h) Alimentarea cu apă și canalizarea trebuiesc însoțite de drenaje în zonele cu mișcări active, care se descarcă în rigole sau alpii amenajate, deoarece este necesară evitarea înfiltrării apelor de suprafață în masiv.

2.2.2.2. Studii cu privire la măsurile de împiedicarea producerii alunecărilor prin excavații

În zonele de deal ale orașului Zalău și în particular, cartierul Avram Iancu, trebuie luate măsuri pentru împiedicarea producerii unor alunecări prin excavații nesprijinite, ale taluzelor, dintre care se menționează:

a) Se vor amenaja pâraiele și torenții care pot produce eroziunea bazelor taluzelor;

b) Se vor evita cu desăvârșire excavațiile nesprijinite, menținute deschise mult timp, în special în perioadele ploioase.

c) Săpăturile trebuiesc astfel concepute, încât să se dezvolte predominant pe linia de cea mai mare pantă, evitându-se deschiderea unor fronturi lungi de-a lungul curbilor de nivel. În cazul unor săpături lungi, se vor executa în șah și în orice caz se vor astupa foarte repede. Umplerea săpăturilor trebuie făcută cu pământ bine compactat.

d) În cazul execuției unor platforme, ele vor fi prevăzute, la partea superioară cu șanțuri de gardă și se va asigura o taluzare corespunzătoare sau sprijinirea taluzului amonte. Executarea săpăturii se va face pe felii succesive înclinate, conform pantei.

e) O soluție care rezolvă problema stabilității în timpul execuției (chiar în sezon ploios), o reprezintă realizarea drenurilor forate cu colectare de puțuri. În figura 2.16. se prezintă schema de principiu a executării drenurilor vibroforate cu con sau carotieră.

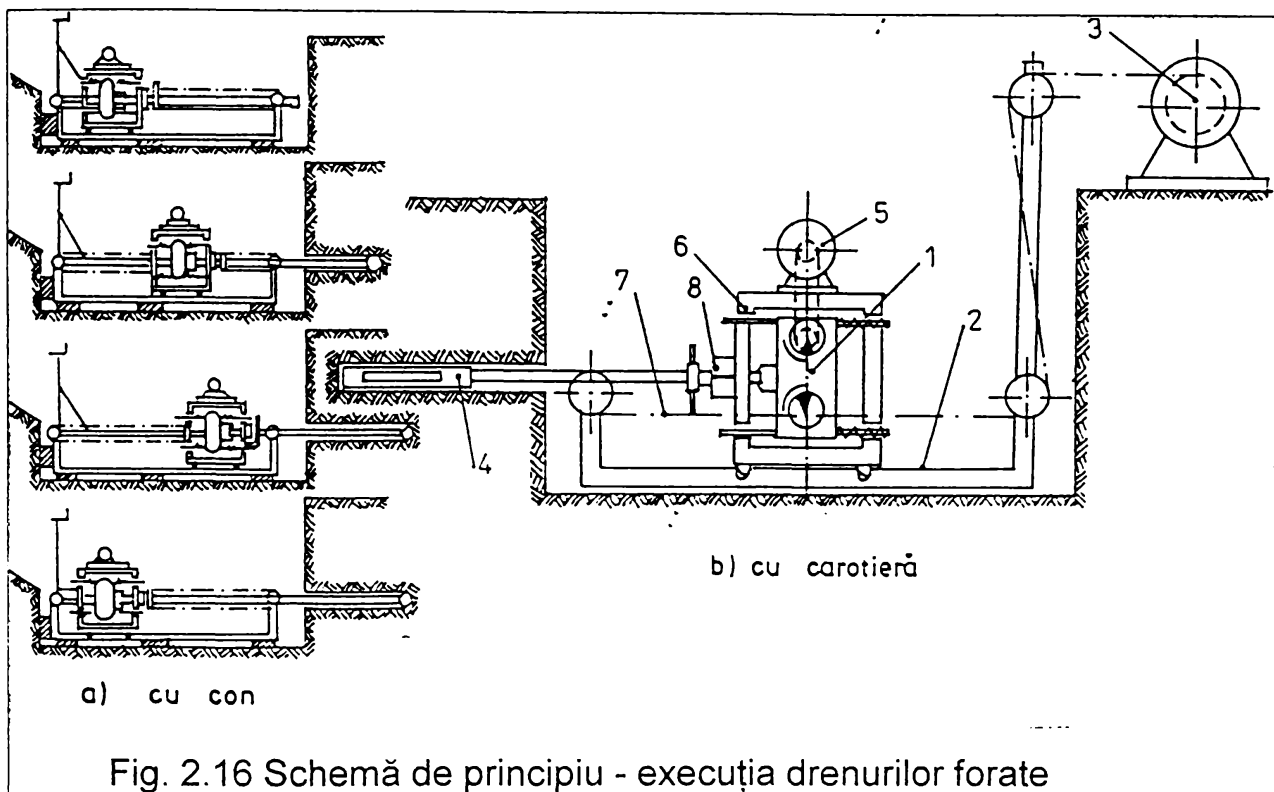


Fig. 2.16 Schemă de principiu - execuția drenurilor forate

2.2.2.3. Umplerea văilor și ravenelor

O soluție de mărire a coeficientului de stabilitate al versanților, îl constituie umplerea văilor și ravenelor pentru evitarea deplasării taluzelor (la bază). Din studiile făcute se apreciază că în amonte de zona umplută trebuie asigurată amenajarea stradală, drenajele, amenajările pe verticală și instalarea lucrărilor subterane.

Fenomenele de instabilitate, manifestate pe majoritatea versanților (amplasamente de tip II), din municipiul Zalău, au făcut și fac necesare adoptarea unor măsuri speciale la proiectarea și execuția lucrărilor.

În condițiile existente sunt posibile următoarele soluții generale:

- prin fundarea construcțiilor să se evite încărcarea sau dezechilibrarea taluzului. În zonele cu fenomene active de instabilitate, acolo unde grosimea deluviului este mare, este recomandabilă o soluție de fundare de adâncime. Fundațiile vor fi dimensionate astfel ca în conlucrare cu suprastructura să preia sarcinile orizontale provenite din dezvoltarea unor procese de alunecare în amonte.

- fundarea de mică adâncime, în stratele afectate de procese de alunecare, sau la care sunt indicii că astfel de mișcări sunt posibile, implică un risc suplimentar, imposibil de evaluat cantitativ. Măsurile suplimentare de

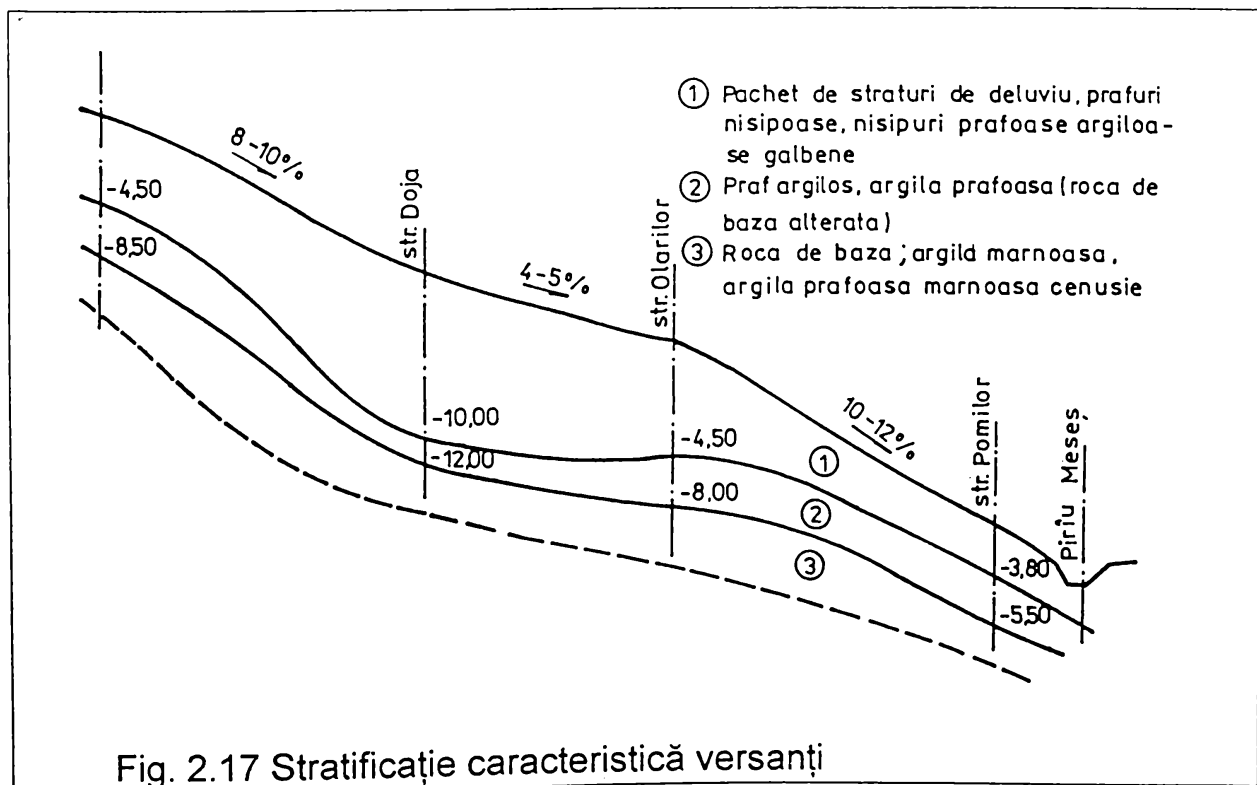
protecție și amenajare a teritoriului (sistematizare, drenaj etc) diminuează acest risc fără să îl elimine total;

În consecință, adoptarea unui astfel de sistem de fundare implică adoptarea unor eventuale eforturi tehnice și economice suplimentare pentru intervenții în cazul dezvoltării unor alunecări, înainte sau după darea construcțiilor în exploatare;

- atât pentru fundarea de adâncime a construcțiilor cât și pentru cea de suprafață, este preferabilă adoptarea unor soluții bazate pe mularea fundațiilor și infrastructurilor în teren (prin forare, excavare cu excavatoare cu cupă inversă etc);

- urmărirea unei etapizări stricte a lucrărilor de construcție;
- utilizarea unor structuri puțin sensibile la deplasările terenului;
- evitarea amplasării construcțiilor cu front continuu pe curbele de nivel; evitarea dezvoltării lor pe aceste direcții.

Pentru siguranța în exploatare și având în vedere dificultatea exploatării sistemelor de stabilizare și faptul că prin ieșirea din uz, ele joacă un rol contrar celui pentru care au fost instalate, este necesară organizarea la nivel local, a unui organism local de urmărire a comportării versanților, de fapt ceea ce cere în mod expres și legea 18/1990 pentru a putea preveni o pierdere de stabilitate locală sau generală a unui versant, cu urmări imprevizibile pentru construcțiile amplasate pe acesta și implicit cu urmări grave pentru oamenii care locuiesc sau lucrează în aceste zone.



2.2.3. STRATIFICAȚIA TERENULUI AMPLASAMENTELOR DE TIP II

Pentru stabilirea naturii terenului din zonă, a alternanței stratelor cât și pentru evaluarea caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor din zona amplasamentelor de tip II, s-au executat foraje geotehnice și foraje inclinometrice în două zone afectate de alunecări. (Școala 13 și Tribunalul Județean)

Lucrările de investigare prin foraje executate, au permis recoltarea de probe de pământ, asupra cărora s-au efectuat încercări în laboratorul geotehnic PROCONSAL.

Aceste lucrări au relevat două pachete de teren distincte și anume (caracteristicile principalilor versanți cu potențial de instabilitate din Zalău.):

Tabelul 2.3. Caracteristici geotehnice - versanți.
(Valori medii pentru terenul de tip II)

Strat \ Caracteristici geo	Indice de consistență I _c	Greutate volumică γ [KN/m ³]	Indice de porozitate e	Unghi frecare interioară φ	Coeziune c [KPa]	Modul edometric M	Tasare specifică e _{p2} %	Umflarea liberă UL %
Argilă galbenă	0,55...0,93	19,2-20,1	0,63-0,85	7°-17°30'	25-86	9100 16500	2,4-4,1	100-150
Argilă prăfoasă galbenă	0,69...0,95	18,7-20,8	0,56-0,81	11°40'-32°	4-73	10000 17600	1,3-3,3	70-140
Argilă prăfoasă neagră	0,57	19,9	0,72	6°	30	11100	19	70
Praf cafeniu galben	0,96	20,4	0,56	-	-	20000	1,8	75
Praf argilos galben cafeniu	0,77...0,94	20-20,5	0,56-0,69	21°	31	11100 16700	2-3,0	80-100
Praf nisipos argilos galben	0,67...0,90	-	-	-	-	-	-	-
Praf nisipos cafeniu	0,76	18,7	0,35	24°20'	10	5900	5,2	85
Nisip argilos cafeniu cu rar pietriș	-	-	-	15°20'	38	-	-	-
Argilă galbenă cenușie	0,57...0,98	20,6	0,54	7°-13°40'	72-132	16700	1,6	-
Argilă prăfoasă galbenă cenușie	0,56...1,0	19,5-20,8	0,51-0,72	19°40'-27°6'	1-50	11100 25000	2-2,6	125
Praf argilos galben cenușiu	0,91	20,3	0,70	-	-	10000 20000	1,9-2,9	-
Argilă marnoasă cenușie	0,87-1,00	-	-	15°40'	140	-	-	-

- pachetul de deluviu rezultat din alterarea și mișcarea pe pantă a depozitelor argiloase panoniene, formate din argile de diferite culori, argile prăfoase galben cenușii, cu intercalații nisipoase:

- roca de bază (stratul de bază) nealterată, respectiv neafectat de fenomene de alterare fizice și mișcare, constituită din argile marnoase, argile prăfoase marnoase, șistoase, fisurate.

De remarcat faptul că stratificația se caracterizează printr-o discontinuitate atât în plan orizontal cât și pe verticală. (fig.2.17), respectiv tabelul 2.3.

Din punct de vedere geologic, roca de bază este argila marnoasă de vârstă panoniană, peste care s-au așezat depozite deluviale de vârstă cuaternară, constituite din argile, argile prăfoase marnoase de regulă de culoare galbenă.

Apa subterană, în această zonă, circulă de regulă prin discontinuitățile din masa deluviului, respectiv prin intercalații prăfoase, fapt ce explică diferențele mari de cotă la care apare apa, față de nivelul terenului natural, precum și debitul redus al acestora.

3. STUDII TEORETICE ȘI EXPERIMENTALE PRIVIND UNELE TEHNOLOGII DE FUNDARE PE TERENURI SALBE (AMPLASAMENTE DE TIP I)

În acest capitol autorul și-a propus să prezinte studiile proprii, care să fundamenteze aplicarea teoretică și practică a unor soluții și tehnologii aplicabile pe amplasamente de tip I, în condițiile municipiului Zalău, dar și în alte condiții similare.

Tehnologiile și evaluările teoretice prezentate de autor în concordanță cu condițiile concrete geotehnice și de fundare proprii municipiului Zalău (prezentată în cap 2 al lucrării) își propun implementarea unor soluții care să prezinte avantaje atât de ordin tehnic cât și economic.

3.1. STUDII PRIVIND TEHNOLOGIA DE ÎMBUNĂTĂȚIRE PRIN COMPACTARE DINAMICĂ CU MATERIAL DE ADAOS (ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE)

3.1.1. ASPECTE GENERALE

Tehnologia de îmbunătățire a terenurilor de fundare prin compactare dinamică cu materiale locale de adaos (piatră brută, bolovani de râu, refuz de ciur etc) îmbină efectele compactării dinamice prin batere cu maiul greu, procedeu introdus în practica lucrărilor de fundații de specialistul francez Ménard, cu cel al înglobării forțate a unui material de aport cu caracteristici mecanice superioare. În România această variantă tehnologică de îmbunătățire a fost studiată (inițial) și aplicată la o serie de obiective de dr ing T. Schein [77], [78], [74] începând cu anul 1984 - 1985.

Plecând de la experimentările și aplicările practice efectuate de dr ing T. Schein , autorul și-a propus în lucrare dezvoltarea unor aspecte teoretice care să dea posibilitatea unor evaluări primare (în faza de proiectare) a efectelor ce se pot obține prin aplicarea acestei tehnologii.

Autorul, pe baza analizei unor studii prezentate la diverse manifestări științifice și a studiilor și cercetărilor proprii constată următoarele aspecte:

Îmbunătățirea terenurilor prin compactare dinamică cu material de adaos (denumită și prin împănare cu materiale locale) se realizează prin:

- creerea sub talpa fundației a unei zone de teren (zona I) constituit din piatră brută (sau piatră spartă, refuz de ciur grosier etc) cu interspațiile

umplute cu pământ în stare foarte îndesată, ca urmare a efectului de înglobare forțată pe cale dinamică a materialului de aport prin batere cu maiul greu

- efectul de îndesare laterală și în adâncime a terenului (de modificare a porozității și în consecință a caracteristicilor fizico - mecanice) a unei zone de teren (zona II), situată sub zona anterioară (zona I), în care proprietățile de deformabilitate sub acțiunea încărcărilor transmise de construcție sunt mult diminuate. Efectul este cu atât mai mare cu cât numărul de strate de material de aport este mai mare

Această soluție de îmbunătățire, care îmbină două efecte comune și altor tehnologii de îmbunătățire (ploturi și coloane din materiale granulare realizate prin vibropresare sau batere) poate fi aplicată în terenuri de natură diversă: pământuri argiloase, nisipuri argiloase, nisipuri fine prăfoase, nisipuri argiloase prăfoase, argile caestice moi, umpluturi slab consolidate.

Un mare avantaj, a realizării îmbunătățirii prin împănare este faptul că tehnologia nu este condiționată de realizarea unei umidități optime de compactare și nu este influențată nici de nivelul apelor subterane cu condiția ca acesta să fie sub baza platformei de lucru. Soluția de îmbunătățire prin împănare se poate aplica în general în toate categoriile de terenuri slabe, pentru grosimi maxime ale straturilor slabe de 3 - 4 m. În consecință trebuie verificat prin calcul dacă zona activă a fundației se încadrează în limitele acestei zone.

Studiile efectuate de dr. ing. T. Schein au arătat că îmbunătățirea (ca urmare a împănării) depinde de dimensiunile materialelor utilizate la împănare, de dimensiunile în plan ale maiului de masă acestuia cât și de energia de compactare. Pentru adâncimi mari de compactare se utilizează materiale groasere (piatră brută, bolovan) cu dimensiuni ale fragmentelor de 20 - 30 cm și mai mari, care favorizează o expansiune ușoară a straturilor de teren slab și realizarea unei zone împănate cu dimensiuni mai mari pe adâncime.

Ca și în cazul altor tehnologii îmbunătățirea se execută local (sub fundațiile izolate) în fâșii de teren, fundațiile continue) sau pe întreaga suprafață a construcției de teren, radierea generală aspect cuprins în normativul C29-85

Studiile efectuate de dr. ing. T. Schein și alți colaboratori s-au concretizat prin elaborarea unui normativ de proiectare și execuție a fundațiilor executate pe terenuri îmbunătățite prin acest procedeu, avizat în CTE al MLPAT în 1993, dar nepublicat până în prezent.

Acest normativ cuprinde în principal elemente tehnologice de aplicare practică, motiv pentru care autorul și-a propus dezvoltarea în lucrare a unor aspecte de ordin teoretic, care să dea posibilitatea proiectantului să aprecieze capacitatea portantă și eficacitatea procedurii înainte de efectuarea lucrării și a determinărilor experimentale care se execută de regulă în cazul

majorității procedurilor de fundare în condiții dificile de teren.

Dimensiunile zonei îmbunătățite vor fi mai mari decât dimensiunile în plan ale fundațiilor. Normativul C29-85 recomandă ca dimensiunile în plan ale zonei îmbunătățite să fie:

$$B_r = \eta B \quad [m]$$

unde: B - lățimea fundației, în m; η - coeficient de multiplicare egal cu 0,5 (respectiv $\eta = 0,2$ pentru fundațiile radier)

3.1.2 CU PRIVIRE LA UTILAJELE ȘI TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE A ÎMBUNĂȚĂȚIRII TERENURILOR SLABE DE FUNDARE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE

3.1.2.1. Utilajele care pot fi folosite

În cadrul acestei tehnologii de lucru ca și utilaj purtător al maiului greu pot fi: macarale pe șenile, dragline etc.

Utilajul purtător trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

- să aibe capacitate de ridicare de până la dublul masei maiului greu;
- să asigure o înălțime de cădere a maiului de minimum 4m.;
- să permită ridicarea și căderea liberă a maiului printr-un sistem de cuplare-decuplare a troliului;
- sistemul de deplasare să fie pe șenile astfel încât să nu dezvolte presiuni mai mari pe teren de 70 kPa;
- să aibe posibilitatea de rotire cât mai mare, dacă se poate chiar 360°, cât și de efectuare a operației de împănare pentru orice poziție a brațului față de axul longitudinal al utilajului.

Tab 3.1 Utilaje ce pot fi utilizate la îmbunătățirea prin împănare

Denumire utilaj	Săgeata [m]	Sarcina [tone]		Deschidere [m]		Înălțime de ridicare [m]	
		min	max	min	max	min	max
Macara K161	10,0	3,75	16,0	3,75	10,0	3,70	8,80
Macara K162	14,0	2,50	12,0	4,30	12,8	4,50	13,0
Macara K255	15,0	4,0	25,0	4,50	13,8	6,5	15,8
Macara ZK101	18,0	3,5	7,5	4,0	8,0	6,5	15,8
Excavator E1252	12,5	3,9	20,0	4,0	11,1	3,5	10,7
Excavator E-05	10,0	2,1	10,0	3,70	10,0	3,7	9,2
Excavator D-141	15,0	2,5	14,0	4,0	11,5	7,0	14,2
Excavator E-10011	12,0	3,7	15,0	3,80	12,0	5,8	11,9

Analizând gama de utilaje existente în țară în tabelul 3.1 autorul prezintă caracteristicile unor utilaje care pot fi utilizate de noi ca și utilaje purtătoare ale maiului greu.

Schematic instalația de compactare (fig 3.1) este compusă din: utilaj purtător și mai greu.

Pentru protejarea cablului de ridicare și lansare a maiului greu în unele lucrări de specialitate se recomandă prevederea unui amortizor elastic interpus între mai și cârligul de ridicare al utilajului purtător, care să preia eforturile produse de impactul acestuia cu terenul.

Echipamentul de lucru este constituit dintr-un mai greu conceput în funcție de terenul îmbunătățit, respectiv de materialul de aport utilizat.

Maiurile se pot executa din beton armat turnat în cămășuală metalică de 10 mm grosime și având la bază o placă din tablă groasă de 20 ... 30 mm grosime.

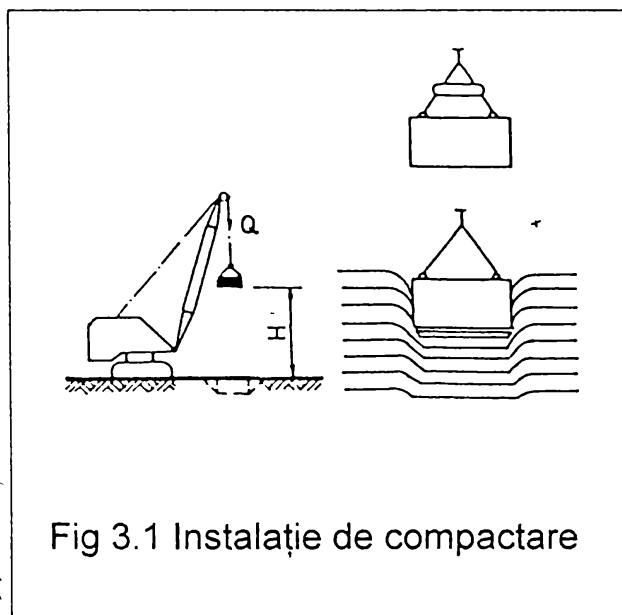


Fig 3.1 Instalație de compactare

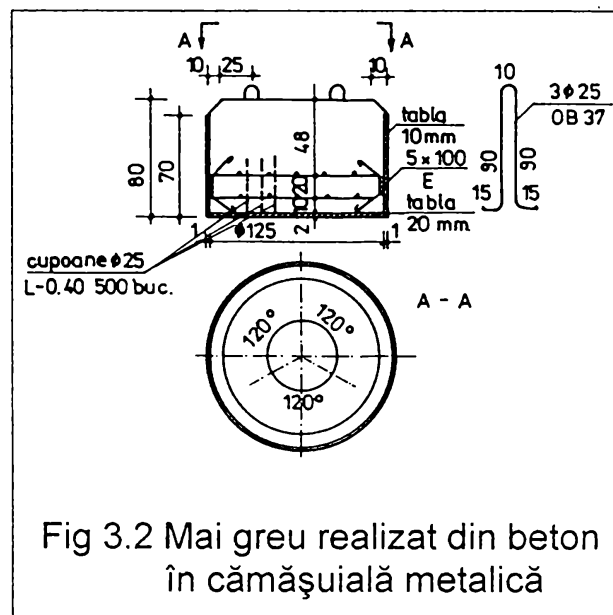


Fig 3.2 Mai greu realizat din beton în cămășuală metalică

Pentru a aduce centrul de greutate cât mai jos, la partea inferioară se introduc cupoane de oțel beton sau șină de cale ferată.

Masa maiului este de 3 ... 5 t, iar diametrul uzual este 1,0 ... 1,50 m.

Greutatea și diametrul se aleg în funcție de natura materialului care se împănază și în funcție de tipul de împănare (locală, fișie sau generală).

3.1.2.2 Tehnologia de îmbunătățire locală a terenurilor slabe de fundare (sub fundațiile izolate)

Tehnologia de îmbunătățire locală a terenurilor slabe de fundare prin împănare se aplică în cazul construcțiilor cu structuri în cadre având ca sistem de fundare fundațiile izolate rigide sau elastice.

Pe baza cercetărilor întreprinse de autor s-a constatat că:

- îmbunătățirea locală a terenurilor slabe de fundare prin împănare cu materiale locale permite realizarea sub fundații a unei zone de teren îmbunătățit pe seama procesului de împănare a materialelor locale, sub efectul dinamic al maiului.

Principial tehnologia de îmbunătățire locală prin împănare cu materiale locale constă din aplicarea unor lovituri repetate cu maiul, lăsat să cadă liber de la o anumită înălțime pe aceeași urmă, respectându-se o schemă prestabilită.

Pentru fundațiile izolate sub stâlpi, tehnologia studiată cuprinde următoarele faze (fig 3.3):

Faza I - Realizarea săpăturii gropii de fundare a fundațiilor izolate, având de regulă dimensiuni în plan mai mari cu 30 - 40 cm decât dimensiunile fundației. Cota fundului săpăturii trebuie să fie cu 15 - 30 cm mai jos decât cota de fundare proiectată.

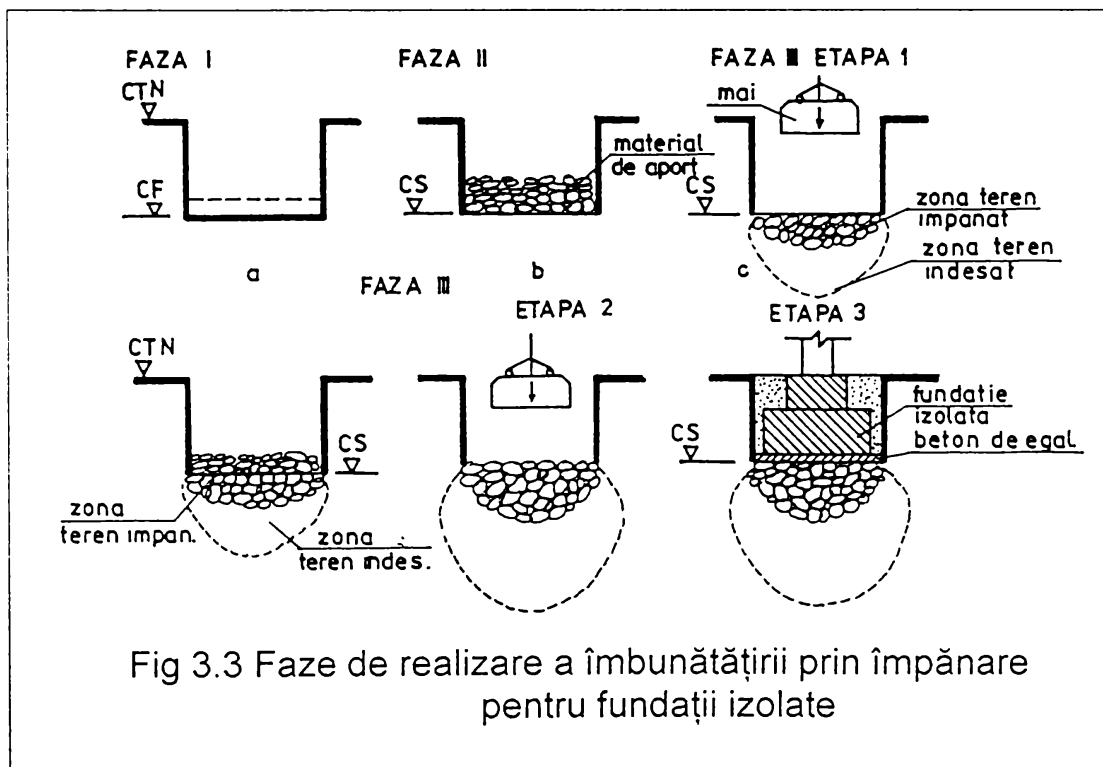


Fig 3.3 Faze de realizare a îmbunătățirii prin împănare pentru fundații izolate

Faza II - Așternerea primului strat din materiale locale (piatră brută, piatră spartă, bolovani de râu, refuz de ciur etc) având o grosime de 40 - 50 cm. Pentru primul strat se recomandă dimensiuni mai mari ale materialului de aport (20 - 30 cm) lucru ce asigură o pătrundere mai ușoară a acestuia în straturile de teren slab și în consecință asigură o împănare mai bună.

Faza III - Împănarea propriu zisă a materialului local, care cuprinde mai multe etape:

etapa 1 - împănarea primului strat de material de aport prin căderi libere ale maiului. Loviturile se aplică în șah sau suprapuse în funcție de dimensiunile fundațiilor. Înălțimea de cădere a maiului este variabilă. La început se aplică lovituri de la înălțime de 2 - 3 m, apoi se mărește progresiv înălțimea de cădere a maiului până la 7 - 8 m . Primul strat se consideră împănat când s-a atins cota inițială a săpăturii.

etapa 2 - așternerea, respectiv împănarea a 2 - 3 straturi de piatră cu grosimea de 25 - 30 cm, în același mod ca și primul strat. Împănarea se va face în această etapă de lucru astfel încât în faza finală să fie atinsă cota de fundare, cu condiția de respectare a amprente. Îmbunătățirea se consideră terminală, când amprenta făcută de maiul greu lăsat să cadă liber de la o înălțime de 6 ... 7 m este de ordinul a 5 - 7 cm.

etapa 3 - constă în nivelarea părții superioare a terenului îmbunătățit prin așternerea unui strat din balast, turnarea betonului de egalizare și realizarea fundației propriu zise.

Ca urmare a îmbunătățirii locale sub nivelul cotei de fundare, datorită acțiunii dinamice dezvoltate de maiul greu se formează o zonă de teren îmbunătățit similar cu bulbul de distribuție a eforturilor în teren. Această zonă este constituită din două subzone și anume:

subzona I - constituită din particulele materialului de aport având interspațiile umplute cu pământ îndesat;

subzona II - constituită din terenul natural îndesat sub efectul dinamic al maiului și al împănării materialelor de aport în cadrul subzonei I.

Numărul de straturi de aport depinde de caracteristicile stratului slab de fundare ce trebuie îmbunătățit cât și de mărimea lucrului mecanic dezvoltat.

3.1.2.3 Tehnologia de îmbunătățire în fâșie continuă a terenurilor slabe de fundare (sub fundațiile continue)

În cazul construcțiilor cu pereți portanți, sistemul de fundații cel mai utilizat îl constituie fundațiile continue monolite sau prefabricate.

Un sistem asemănător îl constituie rețelele de grinzi, utilizate în cazul structurilor în cadre cu încărcări mari pe stâlpi.

Prin îmbunătățirea în fâșii continue a terenurilor slabe de fundare se realizează sub talpa fundației continue, pe toată lungimea acesteia, o zonă de teren îmbunătățit, a cărei extindere depinde de natura terenului, lățimea fundației și lucrul mecanic dezvoltat de maiul greu la impactul cu stratul de material de aport.

Îmbunătățirea terenului slab de fundare în fâșii continue, prin împănare cu materiale locale va depăși lățimea, B , a fundației cu $(0,25-0,30)B$.

Tehnologia de îmbunătățire stabilă, presupune respectarea următoarelor faze (fig. 3.4):

Faza I Executarea în lungul axului fundației a unei săpături sub formă de tranșee atunci când distanțele dintre axele longitudinale ale fundațiilor sunt mari sau executare a unei săpături generale în caz contrar

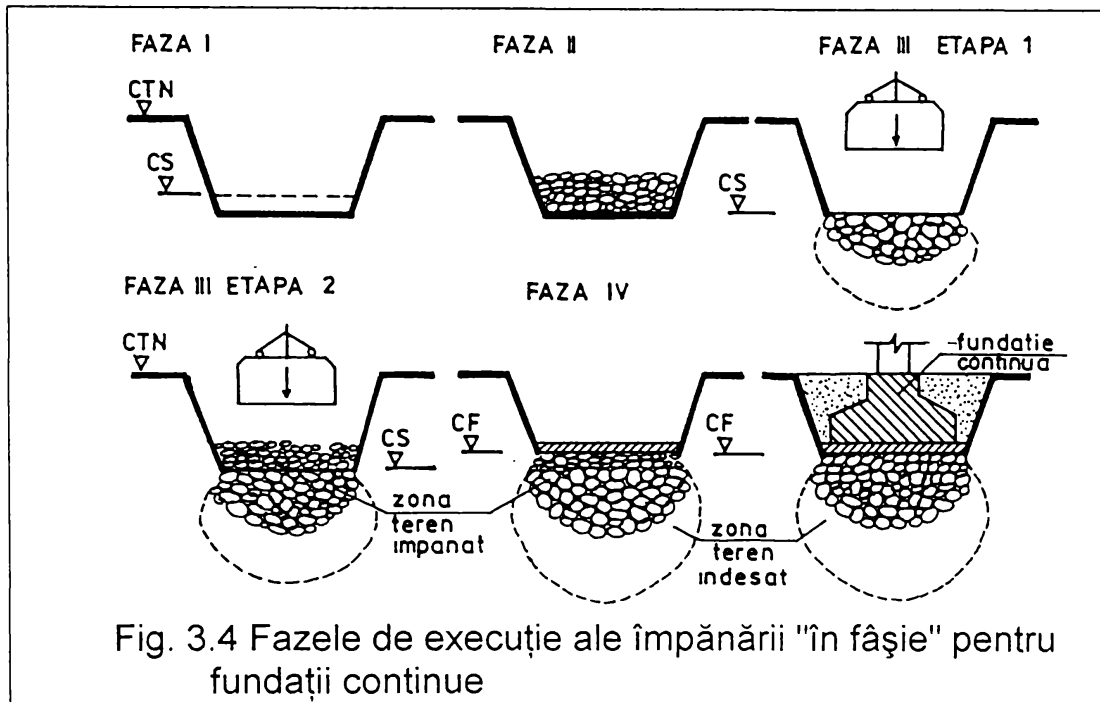


Fig. 3.4 Fazele de execuție ale împănării "în fâșie" pentru fundații continue

Lățimea tranșeei va depăși lățimea B a tăpii fundației continue cu $(0,25-0,30)B$. Săpătura tranșeei sau săpătura generală se va executa până la o cotă cu $15-30\text{cm}$ mai jos decât cota de fundare proiectată.

Faza II Constă în așternerea primului strat de material de aport (piatră brută, piatră spartă, bolovani de râu, refuz de ciur, etc.) în grosime medie de $30-40\text{cm}$.

Faza III Împănarea propriu-zisă, care se realizează în mai multe etape distincte:

- etapa 1 - împănarea primului strat din materiale locale, cu ajutorul maiului lăsat să cadă liber. Înălțimea de cădere a maiului va fi la început de $2-3$, după care se mărește până la $7-8\text{m}$. Se consideră finalizată prima etapă, atunci când s-a atins cota inițială a săpăturii.

- etapa 2 - constă din așternerea, respectiv împănarea succesivă a straturilor $2,3\dots$ din material local în grosime de $25-30\text{cm}$, în același mod ca și primul strat.

Împănarea straturilor din această etapă de lucru, se face până când partea superioară a ultimului strat împănat a atins cota cu max. 10cm mai jos decât cota de fundare, în condițiile obținerii amprente de $5-7\text{cm}$.

Faza IV Așternerea unui strat din balast cu grosimea de 10cm , care se va compacta cu un rulou lis având masa de $10-12\text{t}$.

Procesul de împănare al unui strat se face respectând un ciclu de batere stabilit în funcție de lățimea fundației continue.

Pentru fundații continue cu lățimea de $B < 1\text{m}$ împănarea se va face

conform ciclului prezentat în fig. 3.5.

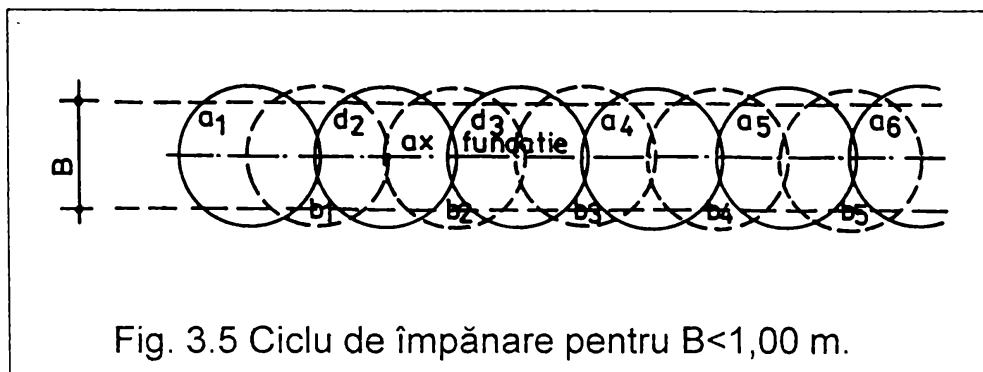


Fig. 3.5 Ciclu de împănare pentru $B < 1,00$ m.

Pe fiecare urmă se execută 5-6 lovituri cu maiul greu lăsat să cadă la început de la 2 - 3 m, iar apoi de la 7- 8 m.

Ciclul de batere presupune executarea următoarelor faze (fig.3.5)

Faza 1 - se execută împănarea prin aplicarea a 5-6 lovituri în pozițiile $a_1, a_2, \dots, a_i, \dots, a_n$.

Faza 2 - se execută împănarea de închidere prin aplicarea a 5-6 lovituri/urmă în pozițiile $b_1, b_2, \dots, b_i, \dots, b_n$.

Pntru fundații continui cu $1 < B \leq 1,8$ m împănarea se execută conform ciclului de batere prezentat în fig.3.6 și care se desfășoară în două faze, care la rândul lor se realizează în două etape:

Faza 1 - se execută împănarea prin aplicarea a 5-6 lovituri/urmă și anume:

- în etapa 1 în pozițiile a_i .
- în etapa 2 în pozițiile a'_i .

Faza 2 - se execută împănarea prin aplicarea a 5-6 lovituri/urmă și anume:

- în etapa 1 în pozițiile b_i .
- în etapa 2 în pozițiile b'_i .

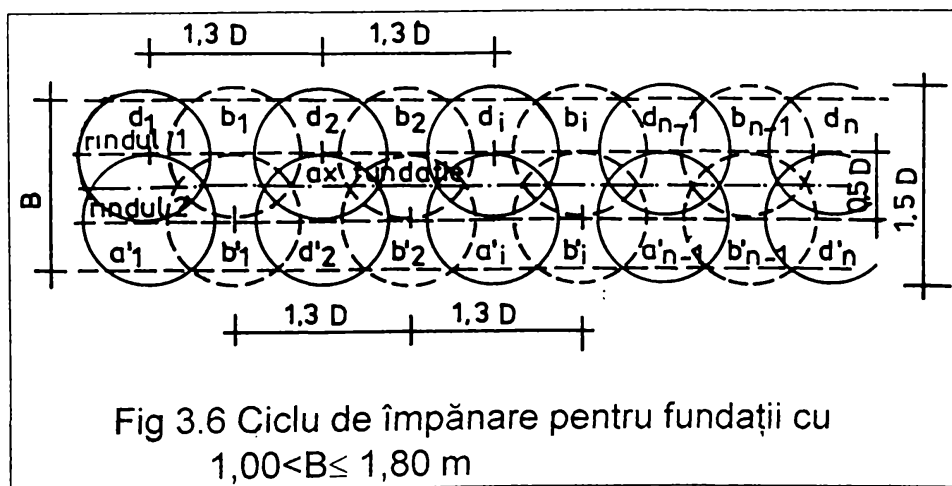
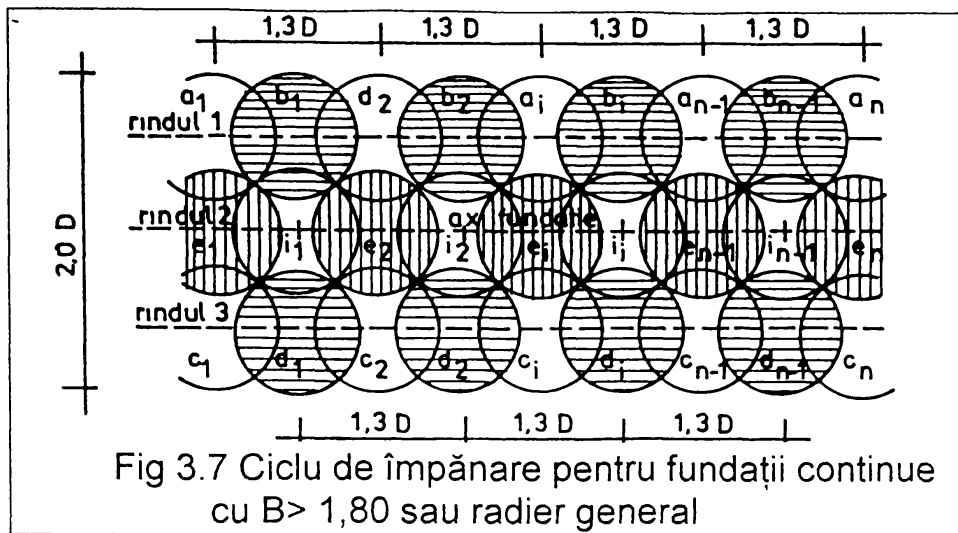


Fig 3.6 Ciclu de împănare pentru fundații cu $1,00 < B \leq 1,80$ m

Pentru fundații continue cu $B > 1,8\text{m}$ împănarea se va executa conform ciclului de batere din fig. 3.7.



Ciclul de batere cuprinde 3 faze, fiecare fază realizându-se în două etape:

Faza 1 Se execută împănarea pe rîndul 1 prin aplicarea a 5-6 lov/urmă și anume:

- în etapa 1 în pozițiile a_i .
- în etapa 2 în pozițiile b_i .

Faza 2 Se execută împănarea pe rîndul 3 prin aplicarea a 5-6 lov/urmă și anume:

- în etapa 1 în pozițiile c_i .
- în etapa 2 în pozițiile d_i .

Faza 3 Se execută împănarea pe rîndul 2 prin 5-6lov/urmă și anume:

- în etapa 1 în pozițiile e_i .
- în etapa 2 se execută împănarea de închidere - în pozițiile i_i .

În cazul fundațiilor radier general, împănarea se va realiza în rânduri alternative după următoarea succesiune: (fig.3.7)

- a) - împănarea pe rîndurile 1 și 3;
- b) - împănarea de închidere pe rîndul 2;
- c) - împănarea pe rîndul 5;
- d) - împănarea de închidere pe rîndul 4, ș. a.m. d.

3.1.2.4. Tehnologia de consolidare a terasamentelor

Tehnologia de îmbunătățire prin împănare poate fi folosită și la consolidarea terenurilor de sub radier sau din corpul terasamentelor căilor de comunicații terestre.

Din rețeaua națională de drumuri aflată în exploatare, o mare parte dintre acestea sunt într-un grad avansat de degradare, cauzele acestor degradări fiind diverse, dar cele mai grave și greu de tratat sunt cedările de terasamente.

Soluția cea mai utilizată până în prezent în aceste cazuri este așa numita soluție cu "casete" care dă rezultate bune în cazul când înălțimea terasamentelor este redusă. În cazul terasamentelor înalte eficacitatea acestei soluții este limitată și de cele mai multe ori soluția este ineficace.

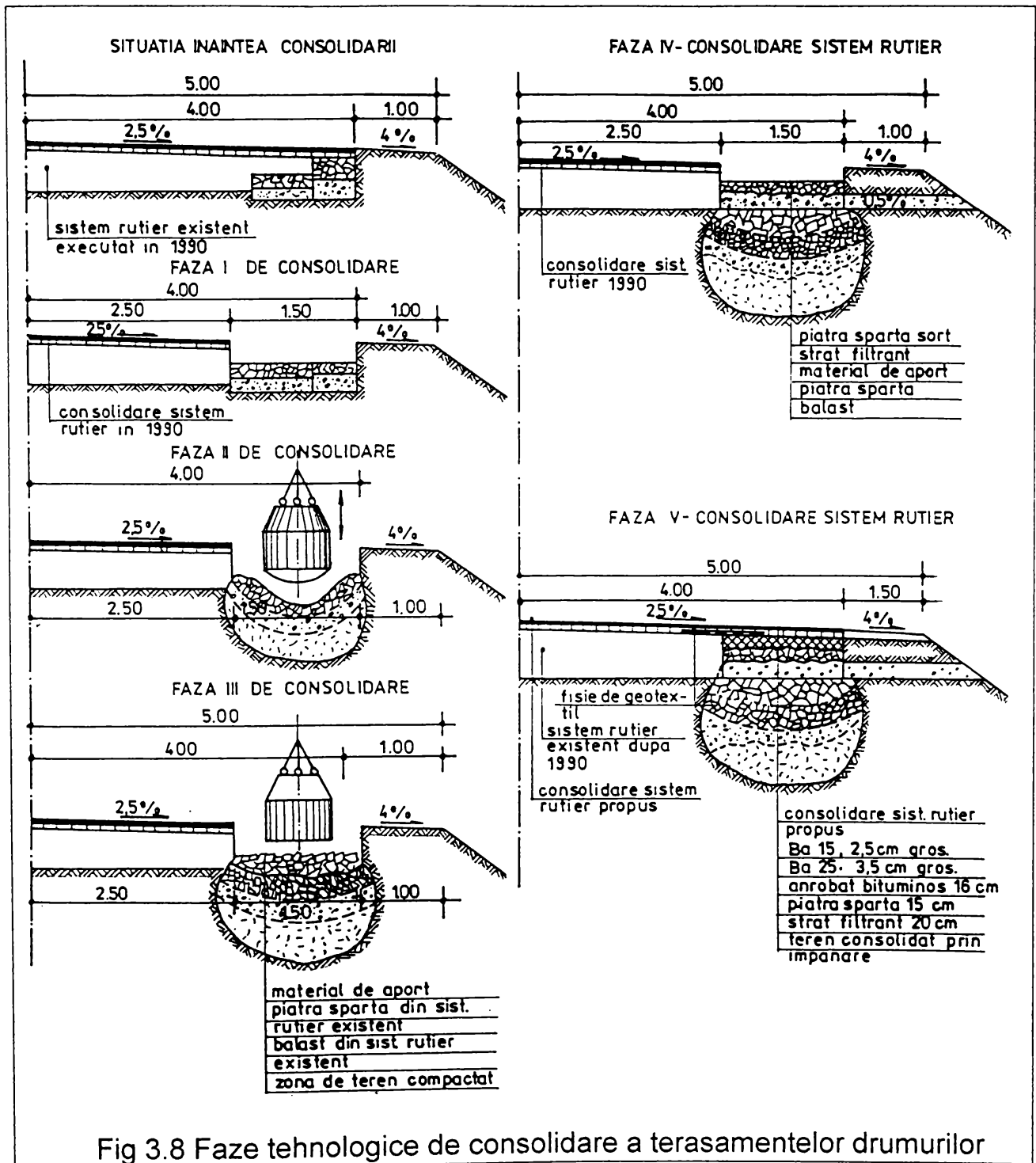


Fig 3.8 Faze tehnologice de consolidare a terasamentelor drumurilor

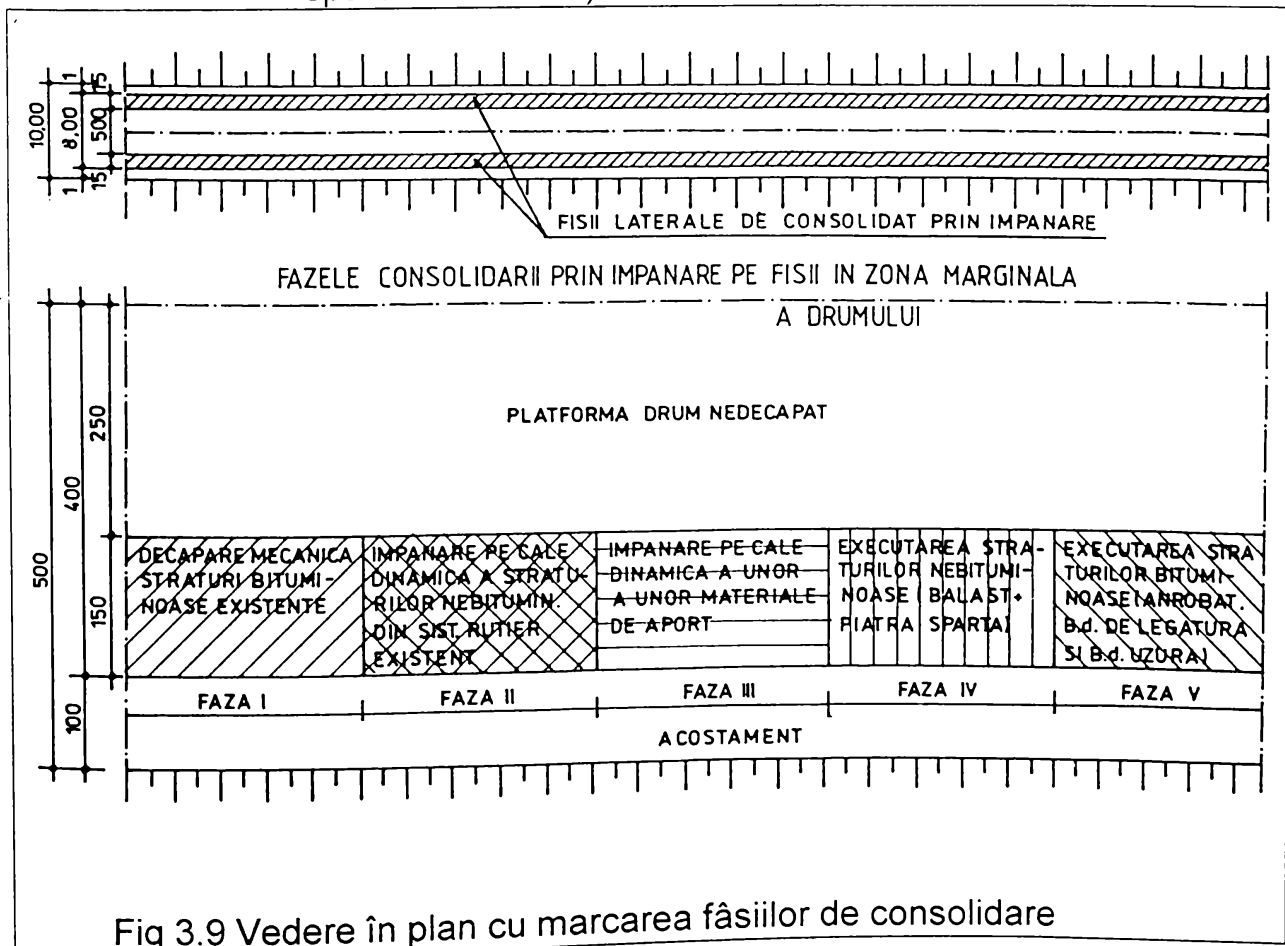
În cazul terasamentelor înalte soluția de compactare dinamică sau varianta acesteia de împănare cu materiale locale pe cale dinamică asigură stabilizarea terasamentelor înalte cu grosimi de 3 - 4m.

Tehnologia este simplă, ușor de aplicat și nu necesită utilaje și echipamente deosebite. Pentru aplicarea acesteia fiind necesar un utilaj de tip: draglină, excavator, lansator de țevi, etc., și un mai din beton realizat în cămășuială metalică cu o grosime de 1,5-1,6t.

Ca urmare a înglobării forțate a materialului de aport pe cale dinamică, în corpul terasamentului apar două zone: o zonă de teren împănate formată din material de aport cu interspațiile umplute cu terenul din corpul terasamentului în stare foarte îndesată și o zonă de teren natural care se extinde sub prima zonă pe o adâncime de 1-1,5D (D - diametrul maiului). În acest fel se poate realiza consolidarea terasamentului pe întreaga grosime sau pe grosimea pe care se simt sarcinile dinamice din trafic.

În cazul consolidării terasamentelor tehnologia presupune realizarea următoarelor faze (fig. 3.8).

- Faza 1 - decaparea mecanică a straturilor bituminoase existente.
- Faza 2 - împănarea pe cale dinamică a straturilor nebituminoase din sistemul rutier existent.
- Faza 3 - împănarea pe cale dinamică a unor materiale locale (piatră spartă sort 60-90)

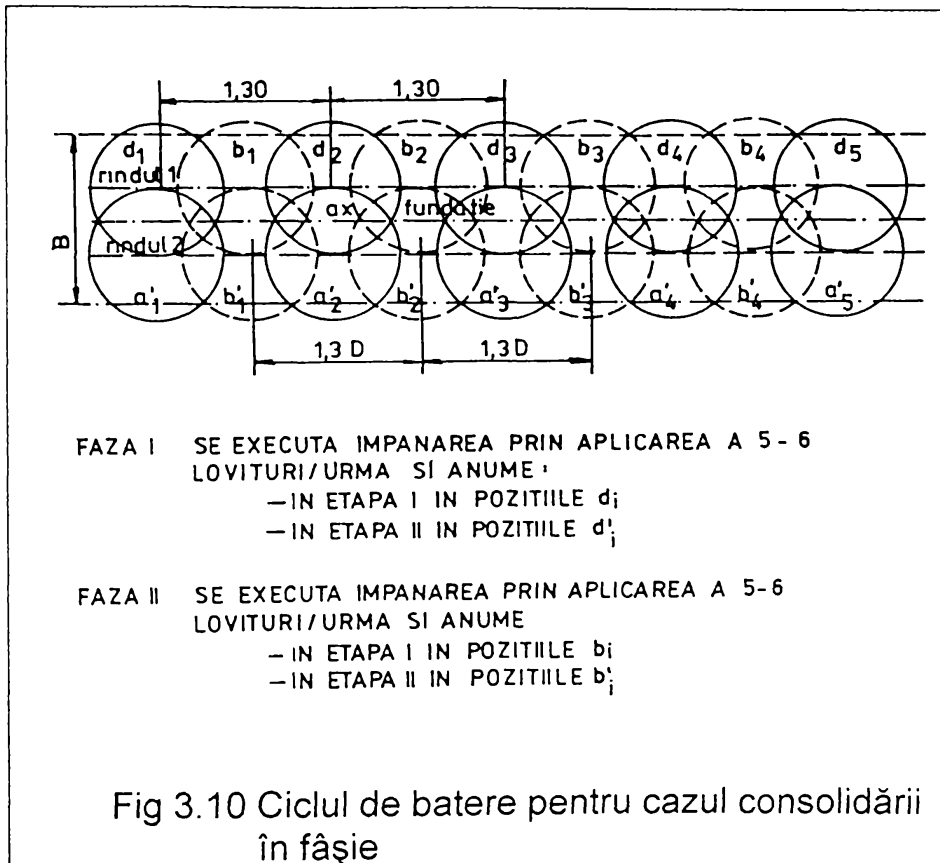


Faza 4 - executarea straturilor nebituminoase ale sistemului rutier (balast+piatră spartă)

Faza 5 - executarea straturilor bituminoase (anrobat, beton asfaltic de legătură și beton asfaltic de uzură).

Consolidarea se execută pe două fâșii laterale (fig. 3.9) cu lățimea de 1,5m. Efectul de îndesare se resimte și în afara fâșiilor datorită formei maiului.

Împănarea în fâșie se execută prin efectuarea unui ciclu de batere care cuprinde două faze, fiecare fază presupunând execuția a 2 etape. (fig. 3.10)



Tehnologia poate fi utilizată atât în lucrările de reabilitare cât și la execuția unor terasamente noi.

În fig. 3.11 se prezintă comparativ cele două tehnologii utilizate: cu casete, pentru grosimi de terasamente reduse și tehnologia prin împănare pentru terasamente cu grosimi mari.

3.1.3 STUDII TEORETICE PRIVIND COMPACTAREA TERENULUI DE FUNDARE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE PE CALE DINAMICĂ.

Îmbunătățirea prin împănare cu materiale locale pe cale dinamică este un procedeu folosit pentru ridicarea capacității portante a terenurilor de

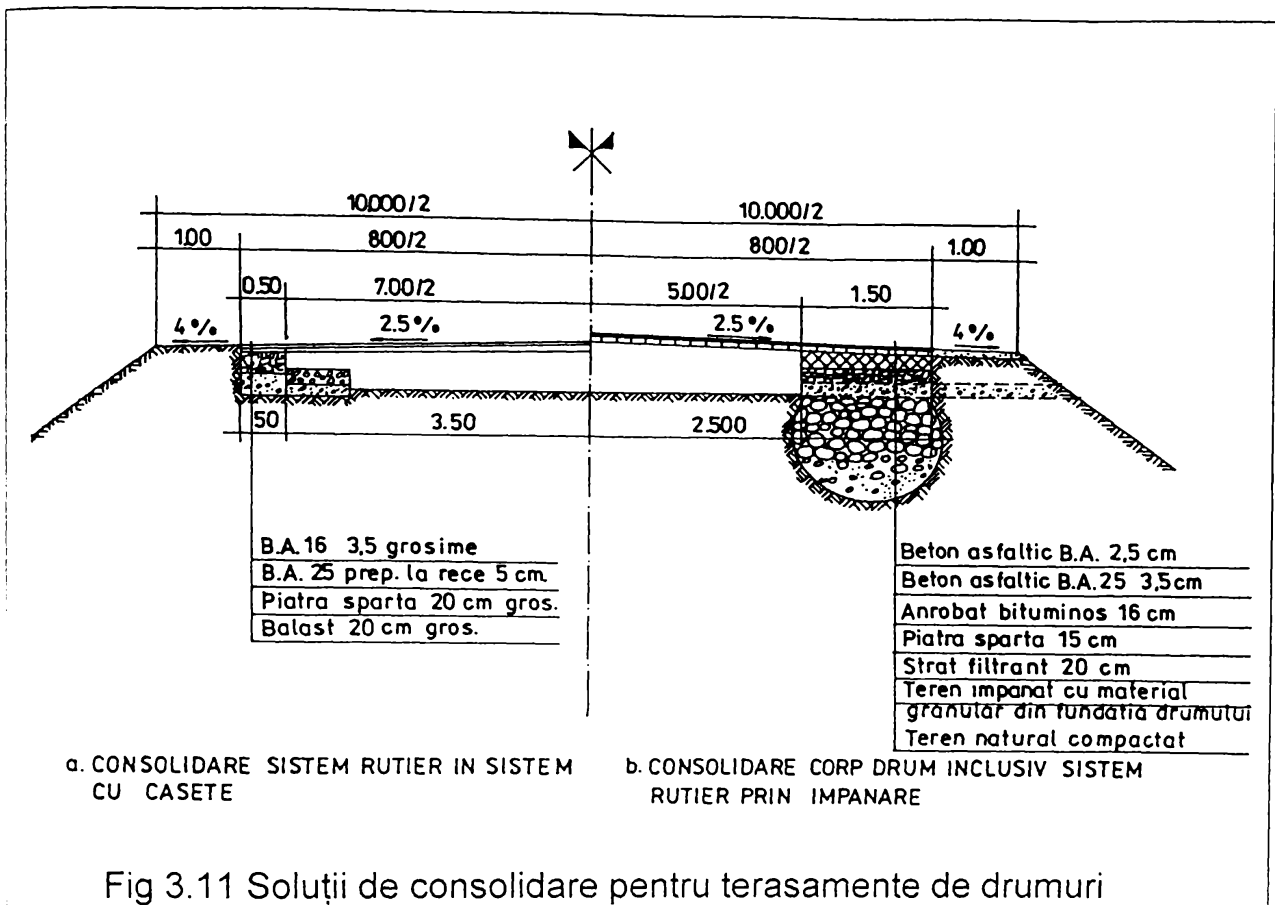


Fig 3.11 Soluții de consolidare pentru terasamente de drumuri

fundare și pentru obținerea tasării lor în adâncime, înainte de realizarea construcției și reducerea în consecință a tasărilor finale ale acestora.

Ca și în cazul compactării dinamice intensive procedeul constă în aplicarea de lovituri repetate, pe aceeași urmă (amprentă) cu un mai având masa uzuală de 3-5t. Aplicarea loviturilor se face de la înălțimi care cresc progresiv de la 2 la 7-8m și în mai multe etape, care constau în împănarea mai multor strate din material de aport de grosime 20-25cm.

În timpul împănării fiecare strat elementar în adâncime au loc următoarele procese fizico-mecanice:

- includerea unor energii mari în teren (E_d) și transmiterea unor forțe importante scheletului mineral și apei din pori (σ_d).

- comprimarea terenului de fundare și reducerea volumului porilor (ΔV_e);

- creșterea presiunii apei din pori, care în cazul depozitelor nisipoase (în special) poate duce la apariția fenomenelor de lichefiere și așezarea acestora într-o stare mai îndesată;

- mărirea presiunii critice a terenului de fundare, în urma disipării în timp a presiunii suplimentare din pori.

Ca și în cazul compactării dinamice intensive [normativ C 29-85], procedeul se bazează pe faptul că aplicarea loviturilor provoacă o tasare mai mare și mai rapidă decât dacă aceeași sarcină ar fi aplicată static. Acest

fenomen se produce datorită creșterii presiunii din porii pământului sub efectul eforturilor repetate, însoțită de fisurarea pământului, ceea ce permite disiparea presiunii fluidului și comprimarea scheletului mineral.

Când se ajunge la o anumită energie de batere se ajunge la o presiune a apei din pori corespunzătoare stării de lichefiere.

Pe măsură ce presiunea interstițială se disipează, sub zona de teren împănate, starea de eforturi se reface și pământul se restructurează, rezistența mecanică crescând mai întâi rapid, în cursul perioadei de disipare a presiunii apei din pori și apoi mult mai încet sub influența fenomenelor tixotropice.

Deformațiile terenului de sub zona de teren împănate sunt mari și sunt provocate atât de efectul de împănare cât și de efectul de îndesare ca urmare al energiei indusă în teren în timpul procesului de batere.

Plecând de la unele elemente cuprinse în normativul C29/1-1991, autorul a studiat în timpul elaborării tezei, principalii parametri ai acestei tehnologii și anume:

(Normativul C29/1-1991 elaborat de INCERC București, a fost trimis în anchetă la principalele institute de învățământ și cercetare, dar încă nu a fost avizat și publicat, rămânând la stadiul de cercetare.

Acest studiu cuprinde unele elemente privind compactarea dinamică intensivă, din care autorul a preluat unele elemente și a încercat să facă o fundamentare teoretică și tehnologică a acestui procedeu în condițiile combinării compactării dinamice intensive cu înglobarea unui material de adaus cu caracteristici mecanice mult superioare terenului natural supus îmbunătățirii).

- energia de compactare a unei lovituri, a unei faze și totală;
- caracteristicile utilajului de execuție;
- caracteristicile maiului greu;
- numărul de faze de compactare și tasarea suprafeței terenului, estimată pentru fiecare fază;
- înălțimea de cădere a maiului pentru fiecare fază;
- numărul de lovituri pentru fiecare fază.

3.1.3.1 Calculul dinamic al eficienței compactării

Calculul dinamic al compactării prin împănare se efectuează asemănător cu cel pentru maiul greu [C29-85], și se folosește la estimarea preliminară a eficienței procedurii compactării, înainte de a deplasa utilajele în teren, urmând ca aceste calcule să se reia după executarea lucrărilor experimentale.

În studiile teoretice privind calculul dinamic al compactării, autorul a pornit de la prevederile normativului C29/1-1991, referitor la compactarea dinamică a terenurilor prin batere cu maiul greu.

Pentru stabilirea parametrilor compactării, enumerați anterior este necesară determinarea forței dinamice de compactare.

Pentru calculul forței dinamice de compactare se utilizează relația:

$$F_d = \varphi \times Q \quad (3.1)$$

în care:

- φ - coeficient de amplificare dinamică care se determină în conformitate cu propunerea de normativ C29/1-1991 utilizând relația:

$$\varphi = 1 + \sqrt{1 + 2 \frac{\alpha \cdot H}{\Delta h}} \quad (3.2)$$

în funcție de înălțimea H de cădere a maiului în m, mărimea adâncimii amprentei Δh , sub o lovitură în cm, respectiv coeficientul α , definit prin relația:

$$\alpha = \frac{M}{M + 6,15 R^3} \quad (3.3)$$

în funcție de masa maiului (M) și masa de pământ în interacțiune cu maiul ($m=6,15R^3$; R=raza maiului).

Pentru mărimile curente ale masei maiului utilizate pentru compactare, valorile coeficientului α sunt date în tabelul 3.2 calculate pe baza relației 3.3:

Tabelul 3.2 Valorile coeficientului α

M[KN]	20	30	40	50	60	70
α	0.245	0.327	0.394	0.443	0.493	0.532

-Q - greutatea maiului care reprezintă forța statică de apăsare pe teren.

În funcție de valoarea forței dinamice de compactare se poate calcula tensiunea dinamică maximă de compresiune (σ_d^{\max}) la suprafața terenului cu relația:

$$\sigma_d^{\max} = \frac{\varphi \times Q}{A} \quad (3.4)$$

unde : A - suprafața maiului (cm^2).

Înlocuind în expresia 3.4, valoarea lui φ dată de relația 3.2 și introducând ($A = \frac{\pi \times D^2}{4}$) aria suprafeței maiului (mp), se obține expresia:

$$\sigma_d = \varphi \sigma_{st} \quad (3.5)$$

$$\sigma_d^{\max} = \left(1 + \sqrt{1 + 2 \frac{\alpha \cdot H}{\Delta h}}\right) \frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}} = \left(1 + \sqrt{1 + 2 \frac{\alpha \cdot H}{\Delta h}}\right) \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (3.6)$$

Pentru un mai cu secțiunea pătrată $A=L^2$, iar relația (3.6) devine de forma:

$$\sigma_d^{\max} = \left(1 + \sqrt{1 + 2 \frac{\alpha \cdot H}{\Delta h}}\right) \times \frac{Q}{L^2} \quad (3.6')$$

Pornind de la relațiile (3.2) și (3.5), pentru determinarea practică a valorilor coeficientului de amplificare dinamică (φ) și a tensiunilor dinamice de compactare (σ_d), autorul a calculat valorile acestora pentru masele, respectiv greutatea uzuale de maiuri utilizabile în practica curentă.

În tabelele 3.3.....3.8 sunt date valorile coeficientului φ , calculate de autor pe baza rel. 3.2 în funcție de masa maiului (M), înălțimea.

Tabelul 3.3 Valorile coeficientului de amplificare dinamică φ pentru $M = 2t$

H Δ _h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0.01	7.07	9.94	12.16	14.03	15.68	17.17	18.54
0.02	5.049	7.07	8.63	9.94	11.11	12.16	13.13
0.03	4.163	5.80	7.07	8.14	9.09	9.94	10.73
0.04	3.64	5.049	6.14	7.07	7.889	8.63	9.31
0.05	3.28	4.53	5.51	6.34	7.07	7.73	8.34
0.06	3.02	4.16	5.049	5.80	6.46	7.07	7.62
0.07	2.82	3.87	4.69	5.38	6.00	6.55	7.07
0.08	2.67	3.64	4.40	5.04	5.62	6.14	6.62
0.09	2.53	3.44	4.16	4.77	5.31	5.80	6.25
0.10	2.42	3.28	3.96	4.53	5.04	5.51	5.94
0.15	2.06	2.74	3.28	3.75	4.16	4.53	4.88
0.20	1.85	2.42	2.88	3.28	3.64	3.96	4.26

Tabelul 3.4 Valori ale coeficientului φ pentru $M = 3t$

H Δ _h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0	1	2	3	4	5	6	7
0.01	8.14	11.48	14.04	16.20	18.11	19.83	21.41

0	1	2	3	4	5	6	7
0.02	5.80	8.14	9.95	11.48	12.82	14.04	15.16
0.03	4.77	6.67	8.14	9.39	10.48	11.48	12.39
0.04	4.16	5.80	7.07	8.14	9.09	9.95	10.74
0.05	3.75	5.21	6.34	7.30	8.14	8.91	9.62
0.06	3.44	4.77	5.80	6.67	7.44	8.14	8.79
0.07	3.21	4.43	5.38	6.19	6.90	7.55	8.14
0.08	3.02	4.16	5.05	5.80	6.47	7.07	7.63
0.09	2.87	3.94	4.77	5.48	6.11	6.67	7.20
0.10	2.74	3.75	4.54	5.21	5.80	6.34	6.83
0.15	2.31	3.11	3.75	4.29	4.77	5.21	5.61
0.20	2.06	2.74	3.28	3.75	4.16	4.54	4.88

Tabelul 3.5 Valorile coeficientului φ pentru $m = 4t$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0.01	8.93	12.59	15.40	17.78	19.87	21.76	23.50
0.02	6.35	8.93	10.91	12.59	14.07	15.40	16.63
0.03	5.22	7.31	8.93	10.29	11.50	12.59	13.59
0.04	4.54	6.35	7.75	8.93	9.97	10.91	11.78
0.05	4.09	5.70	6.94	8.00	8.93	9.77	10.55
0.06	3.75	5.22	6.35	7.31	8.16	8.93	9.64
0.07	3.50	4.84	5.89	6.78	7.08	7.75	8.89
0.08	3.29	4.54	5.52	6.35	7.08	7.75	8.89
0.09	3.12	4.30	5.22	6.00	6.69	7.31	7.89
0.10	2.97	4.09	4.96	5.70	6.35	6.94	7.49
0.15	2.50	3.39	4.09	4.69	5.22	5.70	6.14
0.20	2.22	2.97	3.58	4.09	4.54	4.96	5.34

Tabelul 3.6 Valorile coeficientului φ pentru $m = 5t$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0	1	2	3	4	5	6	7
0.01	9.51	13.42	16.42	18.95	21.18	23.20	25.06
0.02	6.76	9.51	11.59	13.42	15.00	16.42	17.73
0.03	5.55	7.79	9.51	10.97	12.26	13.42	14.49
0.04	4.83	6.76	8.22	9.51	10.63	11.63	12.56
0.05	4.34	6.06	7.37	8.52	9.51	10.41	11.24
0.06	3.99	5.55	6.74	7.79	8.69	9.51	10.27
0.07	3.71	5.15	6.25	7.22	8.06	8.82	9.51

0	1	2	3	4	5	6	7
0.08	3.49	4.83	5.86	6.76	7.54	8.25	8.91
0.09	3.30	4.57	5.53	6.38	7.12	7.79	8.40
0.10	3.15	4.34	5.26	6.06	6.76	7.40	7.98
0.15	2.64	3.59	4.33	4.98	5.55	6.06	6.54
0.20	2.34	3.15	3.78	4.34	4.83	5.28	5.68

Tabelul 3.7 Valorile coeficientului φ pentru $M = 6t$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0.01	9.57	14.07	17.22	19.88	22.22	24.34	26.29
0.02	7.09	9.97	12.20	14.07	15.73	17.22	18.60
0.03	5.81	8.16	9.97	11.50	12.85	14.07	15.20
0.04	5.06	7.09	8.65	9.97	11.16	12.20	13.17
0.05	4.55	6.35	7.75	8.93	9.97	10.92	11.79
0.06	4.17	5.81	7.09	8.16	9.11	9.97	10.17
0.07	3.88	5.40	6.57	7.57	8.45	9.24	9.97
0.08	3.65	5.06	6.16	7.09	7.91	8.65	9.34
0.09	3.45	4.78	5.81	6.69	7.46	8.16	8.81
0.10	3.29	4.55	5.52	6.35	7.09	7.75	8.36
0.15	2.75	3.76	4.55	5.22	5.81	6.35	6.85
0.20	2.43	3.29	3.97	4.55	5.06	5.52	5.95

Tabelul 3.8 Valorile coeficientului φ pentru $M = 7t$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0.01	10.36	14.62	17.89	20.65	23.08	25.28	27.30
0.02	7.36	10.36	12.67	14.62	16.34	17.89	19.32
0.03	6.03	8.48	10.36	11.95	13.35	14.62	15.78
0.04	5.25	7.36	8.98	10.36	11.57	12.67	13.68
0.05	4.72	6.60	8.05	9.28	10.36	11.34	12.24
0.06	4.32	6.03	7.36	8.48	9.46	10.36	11.18
0.07	4.02	5.60	6.82	7.86	8.77	9.60	10.36
0.08	3.78	5.25	6.39	7.36	8.21	8.98	9.70
0.09	3.58	4.96	6.03	6.94	7.75	8.48	9.15
0.10	3.41	4.72	5.73	6.60	7.36	8.05	8.68
0.15	2.84	3.89	4.72	5.41	6.03	6.60	7.11
0.20	2.51	3.41	4.11	4.72	5.25	5.73	6.18

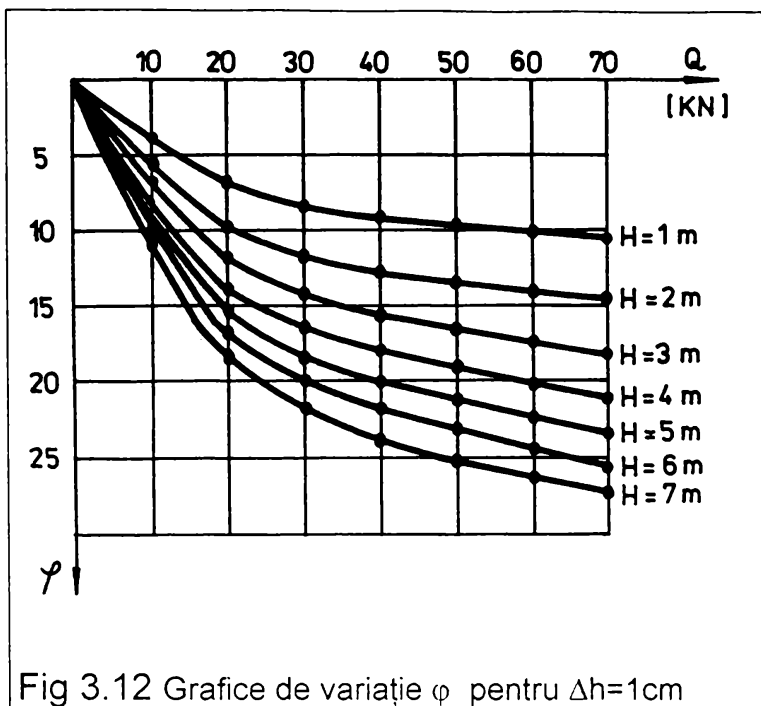


Fig 3.12 Grafice de variație φ pentru $\Delta h=1\text{cm}$

de cădere a maiului (H) și mărimea amprentei lăstate de mai pentru o lovitură (Δh).

În fig. 3.12 ... 3.14 s-a reprezentat grafic variația coeficientului φ , pentru adâncimi ale amprentei $\Delta h=1\text{cm}$, $\Delta h=5\text{cm}$ și $\Delta h=10\text{cm}$, care reprezintă valori uzuale ale acestuia în utilizarea practică, în funcție de capacitatea portantă necesară a se obține. În tabelele 3.9 ... 3.14 sunt date valorile coeficientului φ și valorile tensiunii dinamice maxime de compac-

tare $\sigma_d=f(Q,H, \Delta h)$ pentru : $Q=20\dots 70\text{KN}$; $H = 1\dots 7\text{m}$; $\Delta h = 1\dots 20\text{cm}$, iar în figurile 3.15...3.17 sunt reprezentate grafic variațiile tensiunii dinamice maxime (σ_d^{max}) la suprafața terenului pentru valori ale lui Δh de 1,5, respectiv 10cm și o arie a suprafeței maiului de 1mp.

Aceste tabele (respectiv grafice) permit determinarea efectivă a tensiunii dinamice maxime de compactare la suprafața terenului în funcție de masa maiului utilizat într-un caz concret de utilizare practică.

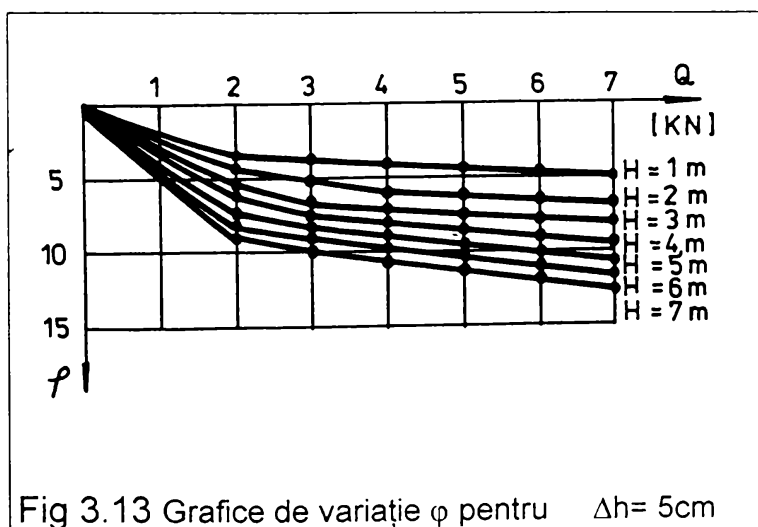


Fig 3.13 Grafice de variație φ pentru $\Delta h= 5\text{cm}$

Cunoscând valoarea tensiunii maxime de compactare (σ_d^{max}) se poate stabili distribuția în adâncime a lui σ_d , considerând că aceasta se realizează proporțional cu distribuția tensiunii statice $\sigma_{st} = \frac{4Q}{\pi D^2}$. Distribuția tensiunii statice σ_{st} , respectiv a tensiunii dinamice (σ_d) se stabilește conform STAS 3300/2-85.

Tabelul 3.9 Valorile tensiunii dinamice σ_d în tf/mp pentru: $M=2\text{t}$, $Q=2\text{tf}$, $A_c=1\text{mp}$

H	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
Δh	1	2	3	4	5	6	7
0.01	14.14	19.88	24.32	28.03	31.28	34.34	37.08

0	1	2	3	4	5	6	7
0.02	10.94	14.14	17.26	19.88	22.22	24.32	26.26
0.03	8.32	11.60	14.14	16.28	18.18	19.88	21.46
0.04	7.28	10.94	12.28	14.14	15.78	17.26	18.62
0.05	6.56	9.06	11.02	12.68	14.14	15.46	16.68
0.06	6.04	8.32	10.94	11.60	12.92	14.14	15.24
0.07	5.84	7.74	9.38	11.76	12.00	13.10	14.14
0.08	5.34	7.28	8.80	10.08	11.24	12.28	13.24
0.09	5.06	6.88	8.32	9.54	10.62	11.60	12.50
0.10	4.84	6.56	7.92	9.06	10.08	11.02	11.88
0.15	4.12	5.48	6.56	7.50	8.32	9.06	9.76
0.20	3.70	4.84	5.76	6.56	7.28	7.92	8.52

Tabelul 3.10 Valorile tensiunii dinamice σ_d în tf/mp pentru: $M=3t$, $Q=3tf$, $Ac=1mp$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0.01	24.42	34.44	42.12	48.60	54.33	59.49	64.23
0.02	17.40	24.42	29.85	34.44	38.46	42.12	45.48
0.03	14.31	20.01	24.42	28.17	31.44	34.44	37.17
0.04	12.48	17.40	21.21	24.42	27.27	29.85	32.22
0.05	11.25	15.63	19.02	21.90	24.42	26.73	28.86
0.06	10.32	14.31	17.40	20.01	22.32	24.42	26.37
0.07	9.63	13.29	16.14	18.57	20.70	22.65	24.42
0.08	9.06	12.48	15.15	17.40	19.41	21.21	22.89
0.09	8.61	11.82	14.31	16.44	18.33	20.01	21.60
0.10	8.22	11.25	13.62	15.63	17.40	19.02	20.49
0.15	6.93	9.33	11.25	12.87	14.31	15.63	16.83
0.20	6.18	8.22	9.84	11.25	12.48	13.62	14.64

Tabelul 3.11 Valorile tensiunii dinamice σ_d în tf/mp pentru: $M=4t$, $Q=4tf$, $Ac=1mp$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0	1	2	3	4	5	6	7
0.01	35.72	50.36	61.60	71.12	79.48	87.48	94.00
0.02	25.40	35.72	43.64	50.36	56.28	61.60	66.52
0.03	20.88	29.24	35.72	41.16	46.00	50.36	54.36
0.04	18.16	25.40	31.00	35.72	39.88	43.64	47.12
0.05	16.36	22.80	27.76	32.00	35.72	39.08	42.20

0	1	2	3	4	5	6	7
0.06	15.00	20.80	25.40	29.24	32.64	35.72	38.56
0.07	14.00	19.36	23.56	27.12	30.24	33.08	35.72
0.08	13.16	18.16	22.08	25.40	28.32	31.00	33.44
0.09	12.48	17.20	20.88	24.00	26.76	29.24	31.56
0.10	11.88	16.36	19.84	22.80	25.40	27.76	29.96
0.15	10.00	13.56	16.36	18.76	20.88	22.80	24.56
0.20	8.88	14.32	14.32	16.36	18.16	19.84	21.36

Tabelul 3.12 Valorile tensiunii dinamice σ_d în tf/mp pentru: $M=5t$, $Q=5tf$, $A_c=1mp$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0.01	47.55	67.10	82.10	94.75	105.90	116.00	125.30
0.02	33.8	47.55	57.95	67.10	75.00	82.10	88.65
0.03	27.75	38.95	47.55	54.85	61.30	67.10	72.45
0.04	24.15	33.80	41.10	47.55	53.15	58.15	62.80
0.05	21.70	30.30	36.85	42.60	47.45	52.05	56.20
0.06	19.95	27.75	33.70	38.95	43.45	47.55	51.35
0.07	18.55	25.75	31.25	36.10	40.30	44.10	47.55
0.08	17.45	24.15	29.30	33.80	37.70	41.25	44.55
0.09	16.50	22.85	27.65	31.90	35.60	38.95	42.00
0.10	15.75	21.70	26.30	30.30	33.80	37.00	39.90
0.15	13.20	17.95	21.65	24.90	27.75	30.30	32.70
0.20	11.70	15.75	18.90	21.70	24.15	26.40	28.40

Tabelul 3.13 Valorile tensiunii dinamice σ_d în tf/mp pentru: $M=6t$, $Q=6tf$, $A_c=1mp$

H Δ_h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
0	1	2	3	4	5	6	7
0.01	59.82	84.42	103.22	119.28	133.32	146.04	157.74
0.02	42.54	59.82	73.20	84.42	94.38	103.32	111.60
0.03	34.86	48.96	59.82	69.00	77.10	84.42	91.20
0.04	30.36	42.54	51.90	59.82	66.96	73.20	79.02
0.05	27.30	38.10	46.50	53.58	59.82	65.52	70.74
0.06	25.02	34.86	42.54	48.96	54.66	59.82	64.62
0.07	23.28	32.40	39.42	45.42	50.70	55.44	59.82
0.08	21.90	30.36	36.96	42.54	47.46	51.90	56.04
0.09	20.70	28.68	34.86	40.14	44.76	48.96	52.86

0	1	2	3	4	5	6	7
0.10	19.74	27.30	33.12	38.10	42.54	46.50	50.16
0.15	16.50	22.56	27.30	31.32	34.86	38.10	41.10
0.20	14.58	19.74	23.82	27.30	30.36	33.12	35.70

Tabelul 3.14 Valorile tensiunii dinamice σ_d în tf/mp pentru: M=7t, Q=7tf, Ac=1mp

$\Delta_h \backslash H$	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m
	0.01	75.52	102.34	125.23	144.55	161.56	176.96
0.02	51.52	75.52	88.69	102.34	114.38	125.23	135.24
0.03	42.12	59.36	75.52	83.65	93.45	102.34	110.46
0.04	36.75	51.52	62.86	75.52	80.99	88.69	95.76
0.05	33.04	46.20	56.35	64.96	75.52	79.38	85.68
0.06	30.24	42.21	51.52	59.36	66.22	75.52	78.26
0.07	28.14	39.20	47.74	55.02	61.39	67.20	75.52
0.08	26.46	36.75	44.73	51.52	57.47	62.86	67.90
0.09	25.06	34.72	42.21	48.58	54.25	59.36	64.05
0.10	23.87	33.04	40.11	46.20	51.52	56.35	60.76
0.15	19.88	27.23	33.04	37.87	42.21	46.20	49.77
0.20	17.57	23.87	28.77	33.04	36.75	40.11	43.26

În acest mod se poate determina valoarea lui σ_d la adâncimea de compactare (h_a).

Rezistența la compresiune dinamică a pământului (σ_d) se determină în laborator prin încercări triaxiale ciclice conform îndrumătorului P125-84. În fazele preliminare de proiectare, în lipsa încercărilor de laborator, se pot folosi valori orientative determinate utilizând graficele din normativul C29/1-91 și C29/VIII-1994.

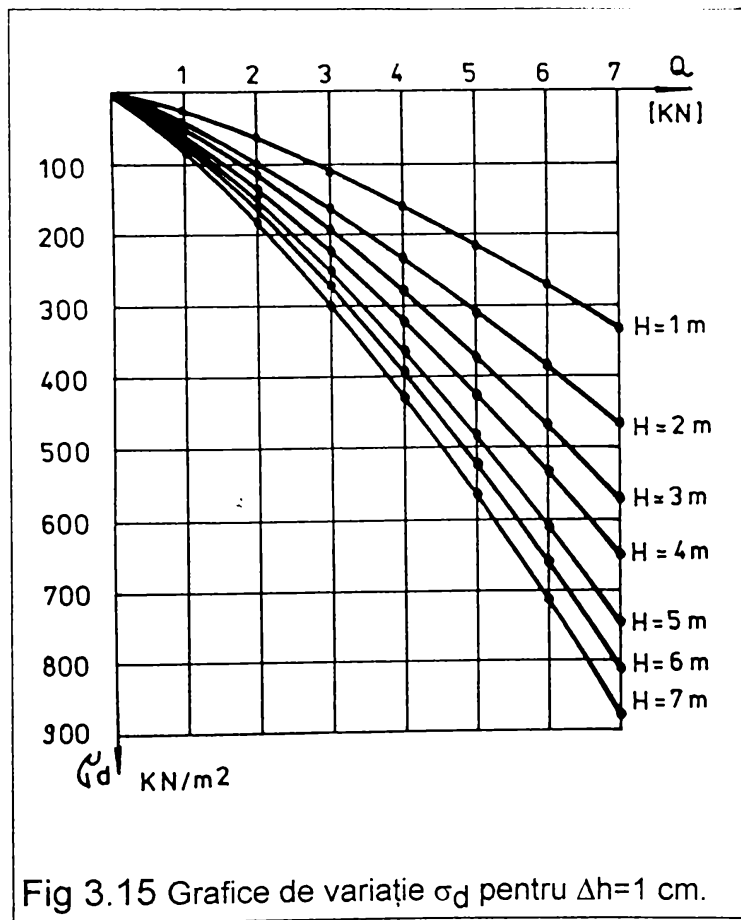
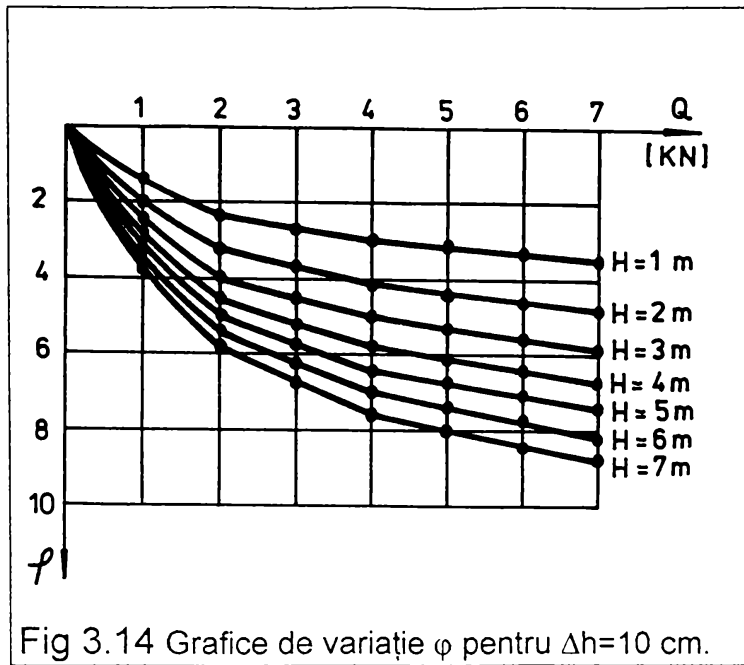
Reprezentând grafic variația pe adâncime a lui σ_{dlim}^{sup} (rezistența limită superioară) și σ_{dlim}^{inf} (rezistența limită inferioară) unde:

$$\sigma_{dlim}^{sup} = \frac{R \times \sigma_{lim}^{sup} \times \sigma'_c}{S_r} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{dlim}^{inf} = \frac{R \times \sigma_{lim}^{inf} \times \sigma'_c}{S_r} \quad (3.8)$$

în care :

$$R\sigma_{lim}^{sup} = \frac{\sigma_{lim}^{sup} \times S_r}{\sigma'_c} \quad (3.9)$$



$$R\sigma_{lim}^{inf} = \frac{\sigma_{lim}^{inf} \times S_r}{\sigma_c} \quad (3.10)$$

unde σ_c' este tensiunea efectivă de compactare, în daN/cm² iar S_r - gradul de umiditate inițial.

Compactarea pământului printr-o metodă dinamică (vibrare, vibropercuție, baterie) este eficientă dacă efortul de compactare σ_d este cuprins între σ_{dlim}^{sup} și σ_{dlim}^{inf} , ideal fiind să fie cât mai aproape de valoarea :

$$\sigma_d^{opt} = \frac{\sigma_{dlim}^{inf} + \sigma_{dlim}^{sup}}{2} \quad (3.11)$$

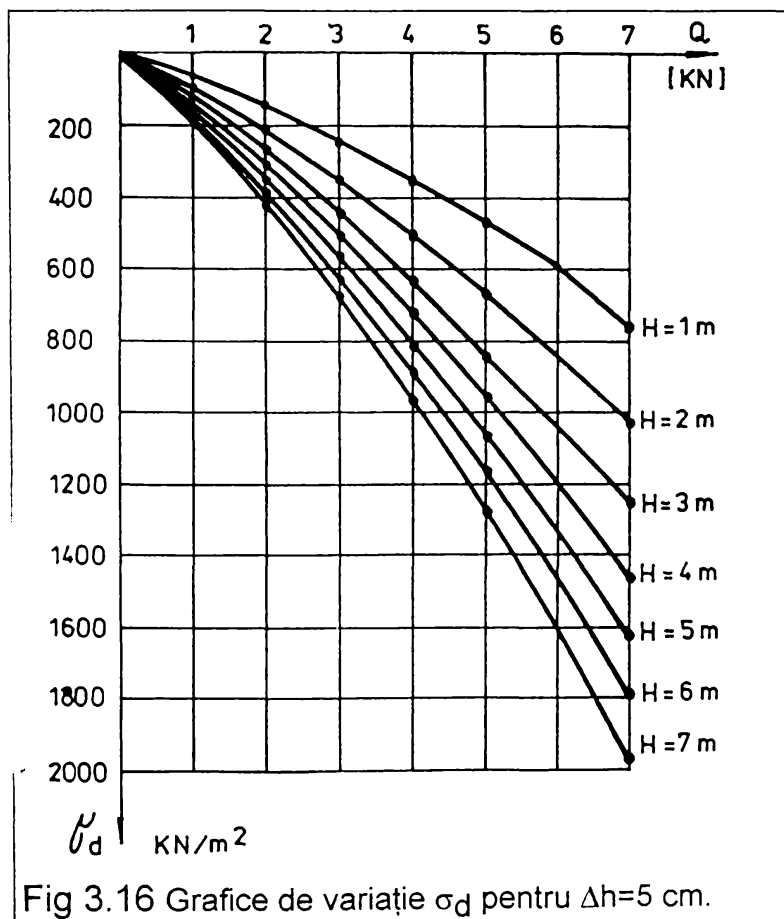


Fig 3.16 Grafice de variație σ_d pentru $\Delta h=5$ cm.

În cazul general al compactării mecanice a pământurilor se disting următoarele situații:

- pentru solicitări $\sigma_d < \sigma_{dlim}^{inf}$ deformațiile sunt nesemnificative și nu conduc la efecte importante de îmbunătățire a terenului.

- pentru solicitări $\sigma_d > \sigma_{dlim}^{sup}$ deformațiile sunt mari și predomină efectele de refulare sau poansonare, cu efecte nefavorabile în cazul concret al îmbunătățirii terenului prin împănare cu materiale locale pe cale dinamică.

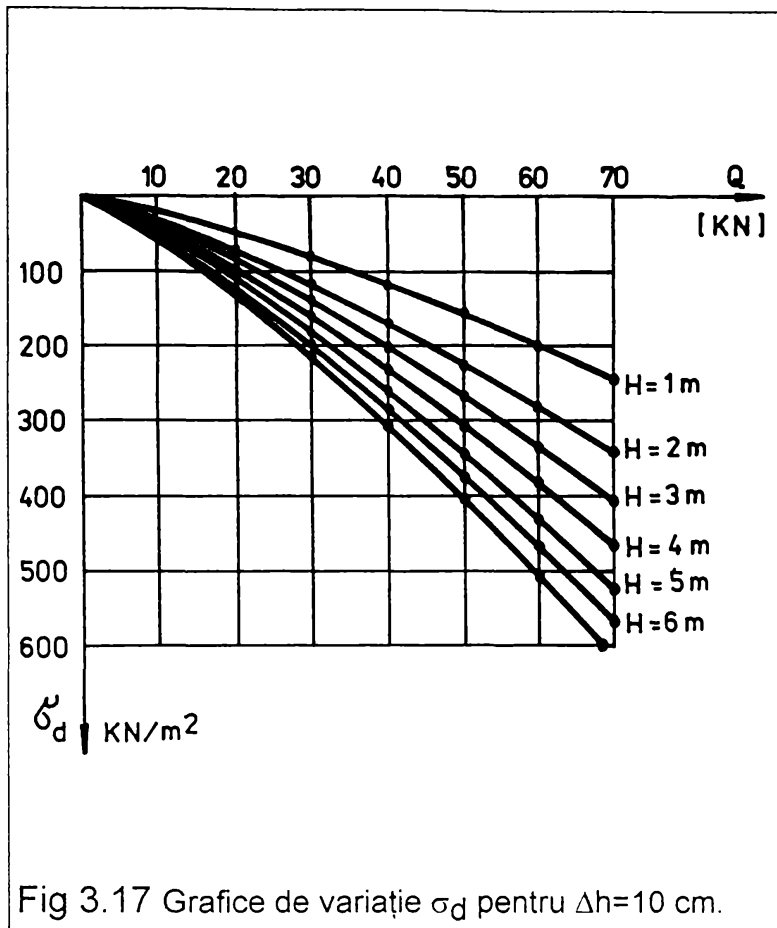
În cazul particular al îmbunătățirii prin împănare, situația este parțial modificată.

Ca să se producă împănarea straturilor de material de aport, în suprafață, efortul dinamic de compactare σ_d trebuie să depășească valoarea σ_{dlim}^{sup} , pe o grosime variabilă în funcție de numărul de strate împănate, respectiv pe grosimea zonei de teren împănate.

Sub această zonă, efortul efectiv de compactare (σ_d) trebuie să se situeze între valorile σ_{dlim}^{inf} , respectiv σ_{dlim}^{sup} , pentru a se realiza o bună compactare a terenului din zona de teren îndesată, situată sub zona de teren împănată (fig. 3.18).

Pe baza raportului eforturilor:

$$R_\sigma = \frac{\sigma_d \times S_r}{\sigma_c'}$$



se stabilește valoarea lui σ_d necesar, pentru realizarea împănării, respectiv pentru obținerea unei îmbunătățiri a terenului din zona de îndesare, determinând mai întâi efortul efectiv de compactare (σ_c').

Efortul efectiv de compactare, este egal cu suma dintre efortul de consolidare sub sarcina geologică (σ_g') și efortul efectiv de compactare, datorat acțiunii maiului greu. (σ_m')

$$\sigma_c' = \sigma_g' + \sigma_m' \quad (3.12)$$

Deoarece în timpul unei lovituri cu maiul, pământul nu este compactat integral, ci parțial, este necesar să se determine fracțiunea din σ_d a lui σ_m' aferentă unei lovituri.

În normativul C29/85 se apreciază că pentru compactarea dinamică cu maiul greu, valoarea lui σ_m' se poate determina în funcție de raportul dintre timpul de compactare integrală a pământului (t) și timpul de solicitare a acestuia (t') la o lovitură a maiului.

Timpul de compactare integrală se consideră aproximativ 2-3 minute pentru nisip, 2 ore pentru pământ slab coeziv și 6 ore pentru pământ coeziv.

Timpul de solicitare în funcție de greutatea maiului se consideră (conf. C29/1-1991):

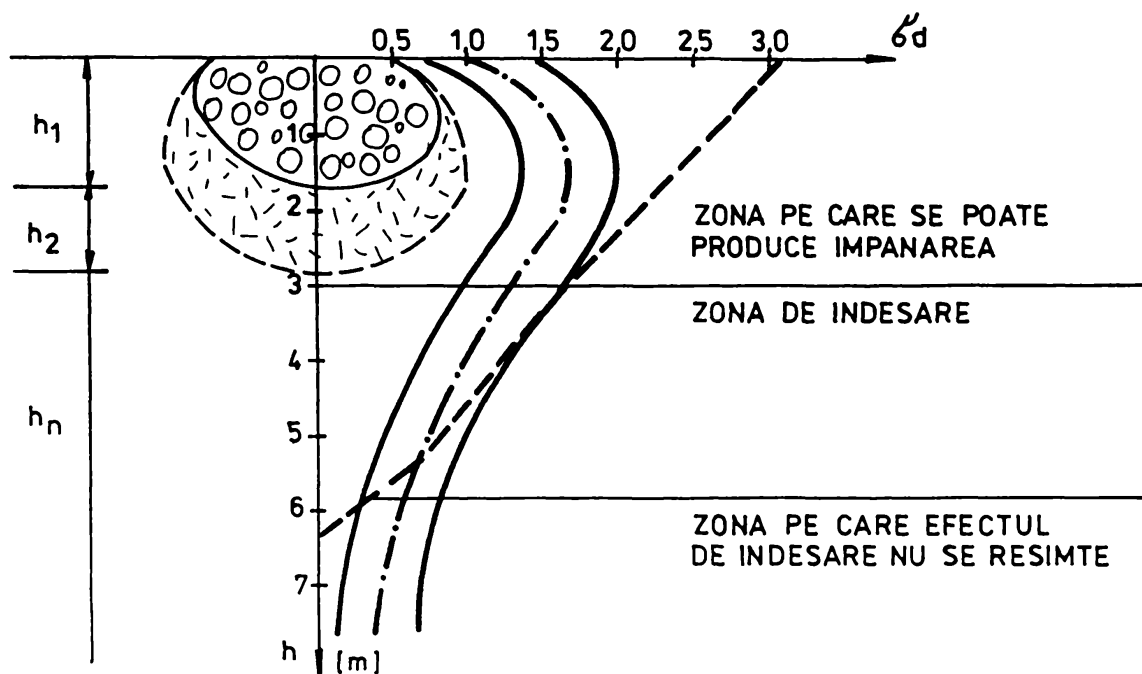


Fig 3.18 Schemă generală de compactare

- 0.15...0.2s pentru $M = 5...7t$
- 0.2...0.3s pentru $M = 7...10t$
- 0.3...0.4s pentru $M = 10...15t$
- 0.4...0.5s pentru $M = 15...20t$

În funcție de raportul t/t' se determină σ_m' prin interpolare liniară între limitele teoretice de mai jos:

- $t/t' < 10.000$ rezultă $\sigma_m' = \sigma_d$ indiferent de natura pământului

- $t/t' > 10.000$ rezultă $\sigma_m' = 0.5\sigma_d$ pământuri necoezive

- $t/t' > 100.000$ rezultă $\sigma_m' = 0.5\sigma_d$ pământuri slab coezive

- $t/t' > 500.000$ rezultă $\sigma_m' = 0.5\sigma_d$ pământuri coezive

3.1.3.2 Studii pentru stabilirea energiei de compactare pentru o lovitură și a adâncimii de compactare

Energia de compactare pentru o singură lovitură

$$E = M \times H \quad [t.m] \quad (3.13)$$

(unde: M = masa maiului, H = înălțimea de cădere a maiului)

se stabilește pornind de la adâncimea necesară de compactare h_a și de la considerentul că mărimea acesteia să asigure împănarea straturilor de aport.

Adâncimea necesară de compactare se calculează cu relația:

$$h_a = K\sqrt{M \times H^{\max}} \quad (3.14)$$

în care : $M \times H^{\max}$ - energia maximă de compactare iar K este un coeficient al condițiilor de lucru din amplasament, care depinde de natura terenului, stratificație, grad de saturație, porozitate, greutatea volumică etc. În diverse lucrări [40, 51] mărimea acestuia se determină experimental.

Normativul C29-85, [91], prevede că în lipsa unor date experimentale, se pot considera pentru K , următoarele valori:

$K = 0.8$	- argile saturate și umpluturi argiloase saturate
$K = 0.7 - 0.8$	- deșeuri de carieră
$K = 0.65 - 0.7$	- alternanțe de argilă cu nisipuri
$K = 0.5 - 0.6$	- löess
$K = 0.5$	- nisip fin și mijlociu

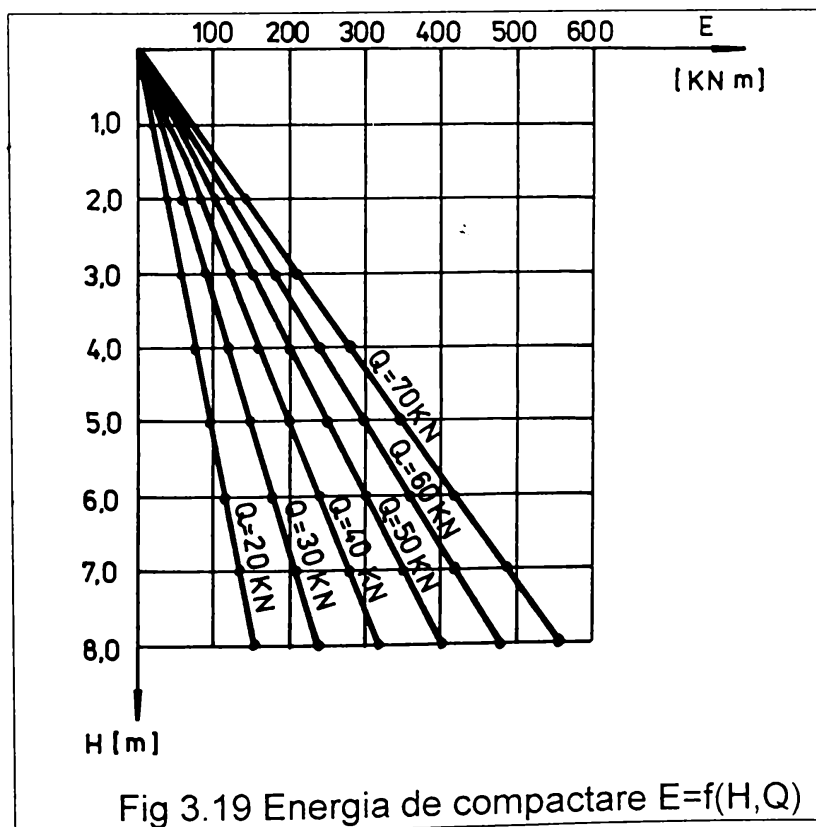
Valoarea acestui coeficient se stabilește conform normativului C29/1-1991, în funcție de mărimea fracțiunii din amortizarea critică (D_h).

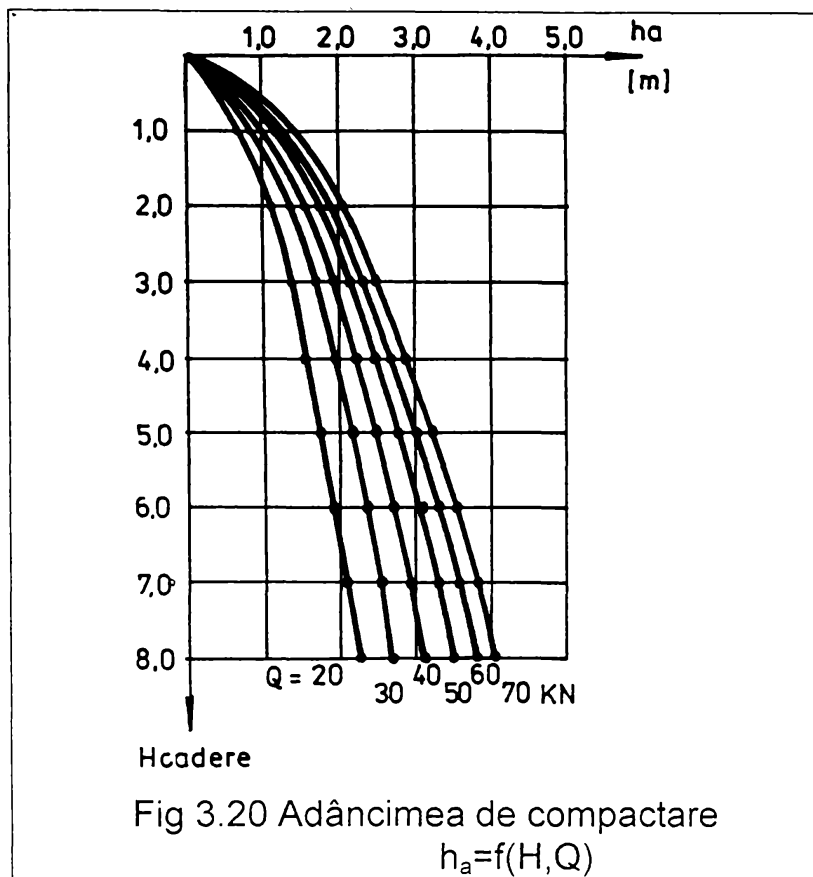
Pornind de la relațiile 3.12 și 3.13, autorul a calculat în tabelele 3.15 ... 3.19 valorile energiei de compactare și ale adâncimii de compactare maxime

și medii (h_a^{\max} și h_a^{med}) pentru valorile uzuale ale greutății maiurilor de 20...70KN.

În fig.3.19 și fig.3.20 autorul a reprezentat grafic variația energiei și adâncimii de compactare adoptând pentru K valoarea medie ($K = 0,55$).

Din analiza fig. 3.19 se constată că procedeul asigură compactarea straturilor pe o adâncime de 2,2...4,0m pentru înălțimi maxime de cădere ale maiului de 8,0m.





3.1.3.3 Determinarea modului de deformare liniară a terenului îndesat

Pentru determinarea modului de deformare liniară a terenului îndesat, aflat sub zona de teren îndesat, pentru fazele preliminare de proiectare autorul folosește relația de legătură:

$$\sigma_d = \varepsilon_d \times E_d \quad (3.15)$$

în care :

σ_d - tensiunea dinamică de compactare; ε_d - deformare specifică iar E_d - modulul de deformare dinamic.

Tabelul 3.15 Valorile energiei și adâncimii de compactare pentru $M = 2t$

H[m]	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
E[t _m]	2	4	6	8	10	12	14	16
h_a^{max} [m]	<u>0.56</u> 0.98	<u>0.8</u> 1.4	<u>0.97</u> 1.71	<u>1.13</u> 1.97	<u>1.26</u> 2.21	<u>1.38</u> 2.42	<u>1.49</u> 2.61	<u>1.6</u> 2.8
h_a^{med} [m]	0.77	1.10	1.34	1.55	1.73	1.9	2.05	2.20

Tabelul 3.16 Valorile energiei și adâncimii de compactare pentru M = 3t

H[m]	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
E[t _m]	3	6	9	12	15	18	21	24
h _a ^{max} [m]	<u>0.69</u> 1.21	<u>0.9</u> 1.71	<u>1.2</u> 2.1	<u>1.38</u> 2.42	<u>1.54</u> 2.71	<u>1.69</u> 2.96	<u>1.83</u> 3.20	<u>1.95</u> 3.42
h _{a med} [m]	0.95	1.34	1.65	1.90	2.12	2.32	2.51	2.68

Tabelul 3.17 Valorile energiei și adâncimii de compactare pentru M = 4t

H[m]	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
E[t _m]	4	8	12	16	20	24	28	32
h _a ^{max} [m]	<u>0.8</u> 1.4	<u>1.13</u> 1.97	<u>1.38</u> 2.42	<u>1.6</u> 2.8	<u>1.78</u> 3.13	<u>1.95</u> 3.42	<u>2.11</u> 3.70	<u>2.26</u> 3.95
h _{a med} [m]	1.10	1.55	1.90	2.20	2.95	2.68	2.90	3.10

Tabelul 3.18 Valorile energiei și adâncimii de compactare pentru M = 5t

H[m]	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
E[t _m]	5	10	15	20	25	30	35	40
h _a ^{max} [m]	<u>0.89</u> 1.56	<u>1.26</u> 2.21	<u>1.54</u> 2.71	<u>1.78</u> 3.13	<u>2</u> 3.5	<u>2.19</u> 3.83	<u>2.36</u> 4.14	<u>2.52</u> 4.42
h _{a med} [m]	1.22	1.73	2.12	2.45	2.75	3.01	3.25	3.47

Tabelul 3.19 Valorile energiei și adâncimii de compactare pentru M = 6t

H[m]	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
E[t _m]	6	12	18	24	30	36	42	48
h _a ^{max} [m]	<u>0.97</u> 1.71	<u>1.38</u> 2.42	<u>1.69</u> 2.96	<u>1.95</u> 3.42	<u>2.19</u> 3.83	<u>2.4</u> 4.2	<u>2.59</u> 4.53	<u>2.77</u> 4.84
h _{a med} [m]	1.34	1.90	2.32	2.68	3.01	3.30	3.56	3.80

Tabelul 3.20 Valorile energiei și adâncimii de compactare pentru M = 7t

H[m]	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
E[t _m]	7	14	21	28	35	42	49	56
h _a ^{max} [m]	<u>1.05</u> 1.85	<u>1.49</u> 2.61	<u>1.83</u> 3.20	<u>2.11</u> 3.70	<u>2.36</u> 4.14	<u>2.59</u> 4.53	<u>2.8</u> 4.9	<u>2.91</u> 5.23
h _{a med} [m]	1.45	2.05	2.51	2.90	3.25	3.56	3.85	4.07

Valoarea deformației specifice se calculează cu relația :

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta h}{h_a} \quad (3.16)$$

în funcție de mărimea amprentei lăstate de mai (Δh) și adâncimea de compactare.

Din relațiile (3.14) și (3.15) rezultă expresia modulului de deformație dinamic

$$E_d = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_d} = \sigma_d \frac{h_a}{\Delta h} \quad (3.17)$$

Înlocuind în relația (3.16) expresia lui h_a date de relația :

$$h_a = (0.4..0.7) \sqrt{Q \times H^{\max}} \approx 0.55 \sqrt{Q \times H^{\max}} \quad [m]$$

se obține:

$$E_d = \sigma_d \frac{0.55 \sqrt{Q \times H^{\max}}}{\Delta h} \quad (3.18)$$

Utilizând relațiile de legătură :

$$E_d = \frac{E_{st}}{\varphi} \quad \text{și} \quad \sigma_{st} = \frac{\sigma_d}{\varphi} \quad (3.19)$$

se obține expresia modulului de deformație liniară în condiții statice de încărcare:

$$E_{st} = \sigma_{st} \frac{0.55 \sqrt{Q \times H^{\max}}}{\Delta h} \quad (3.20)$$

Introducând în expresia (3.19) relația $\sigma_{st} = \frac{4Q}{\pi D^2}$ autorul obține expresia

finală:

$$E_{st} = \frac{0.7 \times Q \times \sqrt{Q \times H^{\max}}}{D^2 \times \Delta h} \quad (3.21)$$

Se constată că modulul de deformație este funcție de mai mulți parametri:

$$E = f(Q, D, H, \Delta h) \quad (3.22)$$

Plecând de la relația (3.20) autorul a calculat în tabelul 3.21...3.26 valorile modulului de deformație liniară obținut pentru mase ale maiului de 2...7t, adâncimi de cădere ale acestuia de 1...8m și valori ale amprente Δh de 1...10cm

Tabelul 3.21 Valori ale modului de deformație liniară ($M = 2t$) [KN/mp]

$\Delta_h \backslash H$	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
0.01	4929.9	6971.95	8538.86	9859.82	11023.6	12075.7	13043.3	13943.9
0.02	2464.5	3485.32	4268.6	4929	5510.78	6036.76	6520.45	6970.50
0.03	1643	2323.5	2845.7	3286	3673.8	4024.5	4346.9	4647.10
0.04	1232.25	1742.66	2134.3	2464.5	2755.3	3018.38	3260.2	3485.3
0.05	985.8	1394.13	1707.4	1971.6	2204.3	2414.7	2608.1	2788.2
0.06	821.5	1161.7	1422.8	1643	1836.9	2012.2	2173.4	2323.5
0.07	704.14	995.80	1219.6	1408.2	1574.5	1724.79	1862.98	1991.6
0.08	616.12	871.33	1067.15	1232.2	1377.69	1509.19	1630.1	1742.6
0.09	547.66	774.5	948.58	1095.3	1224.6	1341.5	1448.98	1549.03
0.10	492.9	697.06	853.72	985.8	1102.15	1207.3	1304.04	1394.1

Tabelul 3.22 Valori ale modului de deformație liniară ($M = 3t$) [KN/mp]

$\Delta_h \backslash H$	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
0.01	9058.48	12810.6	15689.7	18117.0	20255.4	22188.5	23966.5	25621.3
0.02	4528.4	6404.0	7843.3	9056.8	10125.8	11092.3	11981.0	12807.9
0.03	3018.94	4269.33	5228.8	6037.8	5062.7	7394.8	7987.2	8538.8
0.04	2264.2	3202.0	3921.6	4528.9	5062.74	5546.14	5990.4	6403.5
0.05	1811.2	2561.42	3136.98	3622.4	4049.93	4436.5	4791.8	5122.7
0.06	1509.3	2134.37	2614.09	3018.66	3374.91	3696.99	3993.1	4268.9
0.07	1293.7	1829.5	2240.7	2587.2	2892.8	3168.93	3422.8	3659.1
0.08	1131.9	1600.88	1960.66	2263.9	2531.21	2772.8	2994.9	3201.6
0.09	1006.2	1422.98	1742.81	2012.4	2249.94	2464.7	2662.2	2846.01
0.10	905.6	1280.70	1568.53	1811.2	2024.96	2218.15	2395.9	2561.36

Tabelul 3.23 Valori ale modului de deformație liniară ($M = 4t$) [KN/mp]

$\Delta_h \backslash H$	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
0.01	13946.4	19723.3	24156.0	27892.9	31185.2	34161.5	36898.8	39446.6
0.02	6971.95	9859.8	12075.6	13943.9	15589.7	17077.7	18446.0	19719.4
0.03	4647.96	6573	8050.3	9295.93	10393	11385.1	12297.1	13146.4
0.04	3485.9	4929.9	6037.8	6971.9	7794.6	8538.8	9222.9	9859.74
0.05	2788.78	3943.9	4830.1	5577.56	6235.85	6831.06	7378.18	7887.68
0.06	2323.9	3286.4	4025.0	4647.9	5196.5	5692.4	6148.4	6573.0
0.07	1991.9	2817.0	3450.18	3983.92	4454.1	4879.3	5270.2	5621.1
0.08	1742.9	2464.9	3018.91	3485.83	3897.4	4269.40	4611.47	4929.70
0.09	1549.3	2191.02	2683.4	3098.55	3464.33	3795.03	4099.09	4382.1
0.10	1394.39	1971.94	2415.13	2788.78	3117.92	3415.40	3689.06	3943.80

Tabelul 3.24 Valori ale modulului de deformație liniară (M = 5t) [KN/mp]

H Δ _h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
0.01	19490.7	27564.1	33759.0	38981.6	43582.6	47742.2	51567.7	55128.3
0.05	3897.43	5511.80	6750.30	7794.80	8714.87	9546.70	10311.3	11023.3
0.10	1948.7	2755.8	3375.25	3897.4	4357	4773.1	5155.6	5511.6
0.15	1299.14	1837.2	2250.10	2598.29	2904.90	3182.20	3437.20	3674.50

Tabelul 3.25 Valori ale modulului de deformație liniară (M = 6t) [KN/mp]

H Δ _h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
0.01	25621.2	36234.0	44377.4	51242.6	57290.9	62758.8	67787.5	72468.0
0.05	5123.3	7245.45	8873.5	10246.6	11456.0	12549.4	13554.5	14490.5
0.10	2561.6	3622.7	4436.8	5123.3	5728.00	6274.4	6777.24	7245.29
0.15	1707.7	2415.15	2957.9	3415.54	3818.6	4183.1	4518.34	4830.3

Tabelul 3.26 Valori ale modulului de deformație liniară (M = 7t) [KN/mp]

H Δ _h	1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m
0.01	32286.4	45669.0	55921.9	64573.0	72194.8	79085.1	85422.0	91320.1
0.05	6456.11	9130.3	11181.9	12912.2	14436.2	15814.1	17080.7	18260.2
0.10	3228.05	4565.10	5591.10	6456.10	7218.10	7906.70	8540.30	9130.12
0.15	2152.0	3043.4	3727.4	4304.0	4812.10	5271.30	5693.70	6086.88

Valorile din tabelele 3.21...3.26 sunt calculate pentru un mai cu diametrul de 1,2m.

Reprezentarea grafică a variației modulului de deformație pentru Δ_h=1cm, 5cm și respectiv 10cm este făcută în fig. 3.21 ... 3.23

Aceste grafice întocmite de autor permit determinarea preliminară a valorii modulului de deformație liniară a terenului îndesat.

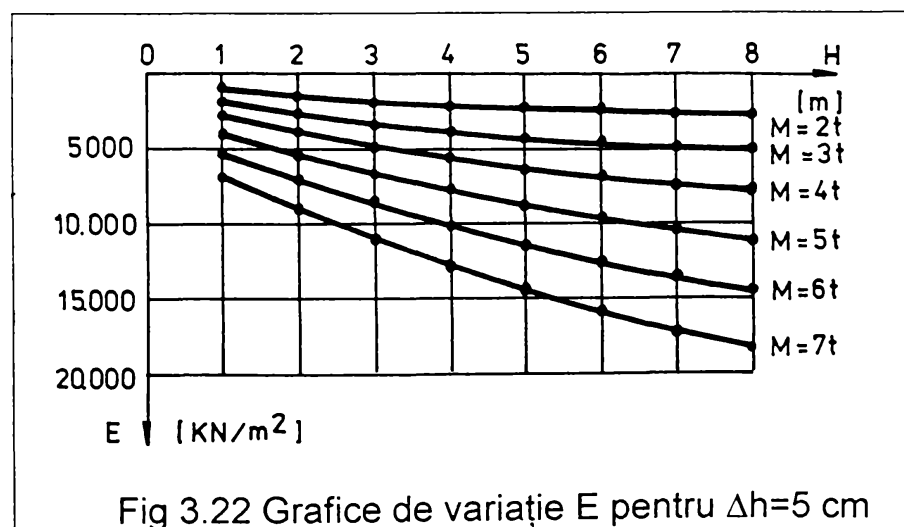
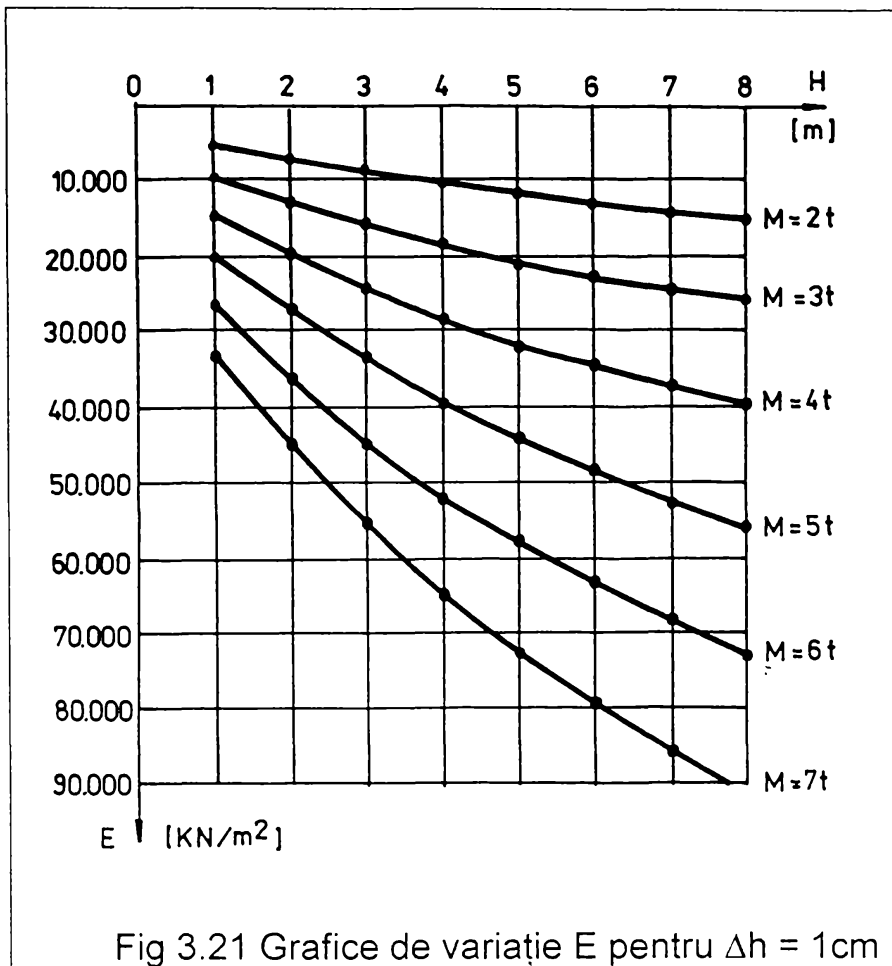
3.1.3.4. Presiunea admisibilă pe terenul consolidat

Autorul obține valoarea acesteia plecând de la relația:

$$p = \sigma_{st} = \frac{\sigma_d}{\varphi} \quad (3.22)$$

în modul următor:

- se determină experimental adâncimea amprentei Δ_h;



- se determină coeficientul φ cu relațiile (3.2) și (3.3);
- se determină σ_d^{\max} cu relația (3.6).

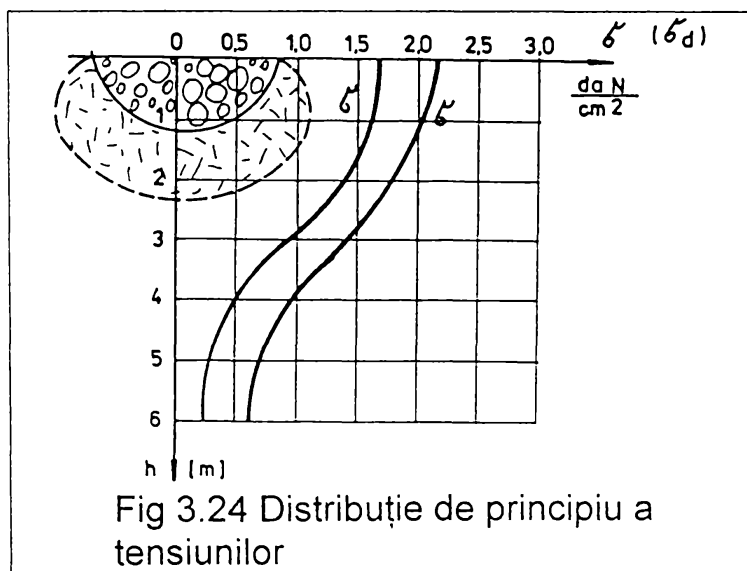
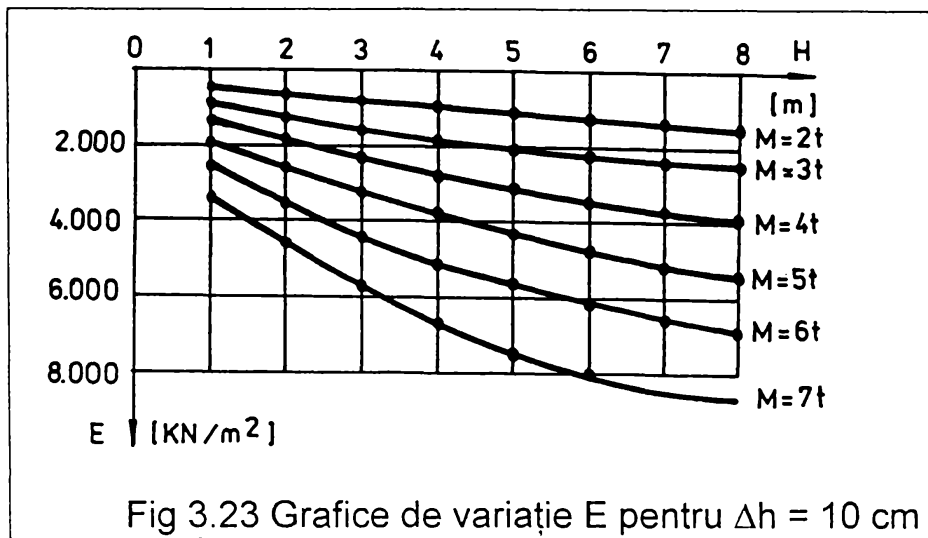
Cu aceste elemente determinate se calculează presiunea admisibilă maximă pe terenul compactat la suprafața acestuia.

Variația presiunii admisibile pe adâncimea de compactare se poate stabili într-o situație concretă în funcție de distribuția pe adâncime a tensiunii dinamice de compactare, considerând că distribuția acesteia se face proporțional cu distribuția tensiunii statice prin relația de echivalență dintre acestea (fig. 3.24)

Stabilind distribuția pe adâncime a presiunii admisibile și a presiunii nete pe talpa fundației pe cuprinsul zonei ac-

tive se poate stabili eficacitatea soluției de consolidare încă din faza de proiectare.

Soluția este eficientă dacă valorile σ_d/φ , pe grosimea zonei active a fundației sunt superioare, distribuției σ_z , a tensiunilor pe verticală din care provine presiunea transmisă de fundație (fig. 3.24').



3.1.3.5 Numărul de straturi de aport puse în operă

Numărul de strate de aport introduse, este legat direct proporțional de grosimea zonei de pământ îndesat necesară a se obține, sub zona de teren împănăt, astfel încât în final limita zonei îndesate să depășească zona activă a fundației.

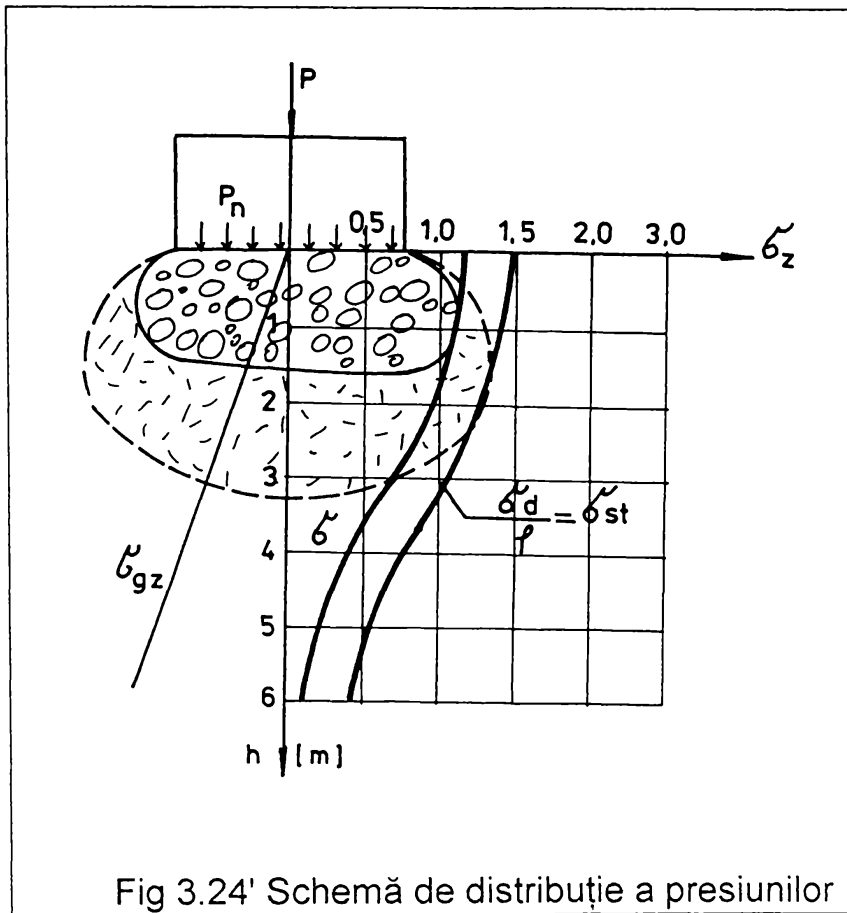
Terenul împănăt, asigură transmiterea tensiunilor de compactare la terenul aflat în stare naturală situat sub acesta, masa maiului și înălțimea de cădere. Primele strate se vor împăna ușor, înălțimea de cădere a maiului fiind de 3-4m, în timp ce pentru următoarele va fi necesară o înălțime de cădere mai mare. (6-7m).

Numărul de strate de material de aport este condiționată de îndeplinirea condiției:

$$h_a^i > h_a^n \quad (3.23)$$

unde:

$$h_a^n \geq h_{za} \text{ (} h_{za} \text{ - grosimea zonei active a fundației)} \quad (3.24)$$



Practic în timpul execuției se propune să se procedeze în felul următor:

- se așterne și se împănează primul strat din material de aport;
- se măsoară mărimea adâncimii amprentei Δ_h pentru o înălțime de cădere a maiului H ;
- se determină coeficientul φ cu relațiile 3.2 și 3.3;
- se determină adâncimea de compactare cu relația:

$$h_a = (0.5..0.7) \sqrt{QH_i}$$

- se compară h_a cu h_{za} . Dacă $h_a < h_{za} = h_a^n$ se procedează la așternerea stratului 2 și repetarea operațiilor de mai sus.

Când este îndeplinită condiția : $h_a > h_{za} = h_a^n$ se acționează în continuare astfel:

- se stabilește valoarea finală a amprentei Δ_{h_f} , pentru o înălțime de cădere a maiului H_f^{max} ;
- se determină coeficientul de amplificare dinamică φ ;
- se determină valoarea maximă a tensiunii dinamice σ_d^{max} ;
- se stabilește în conformitate cu STAS 3300/2-85 distribuția pe adâncime a tensiunii dinamice respectiv statice de compactare pe adâncime în mod similar ca în fig.3.24;

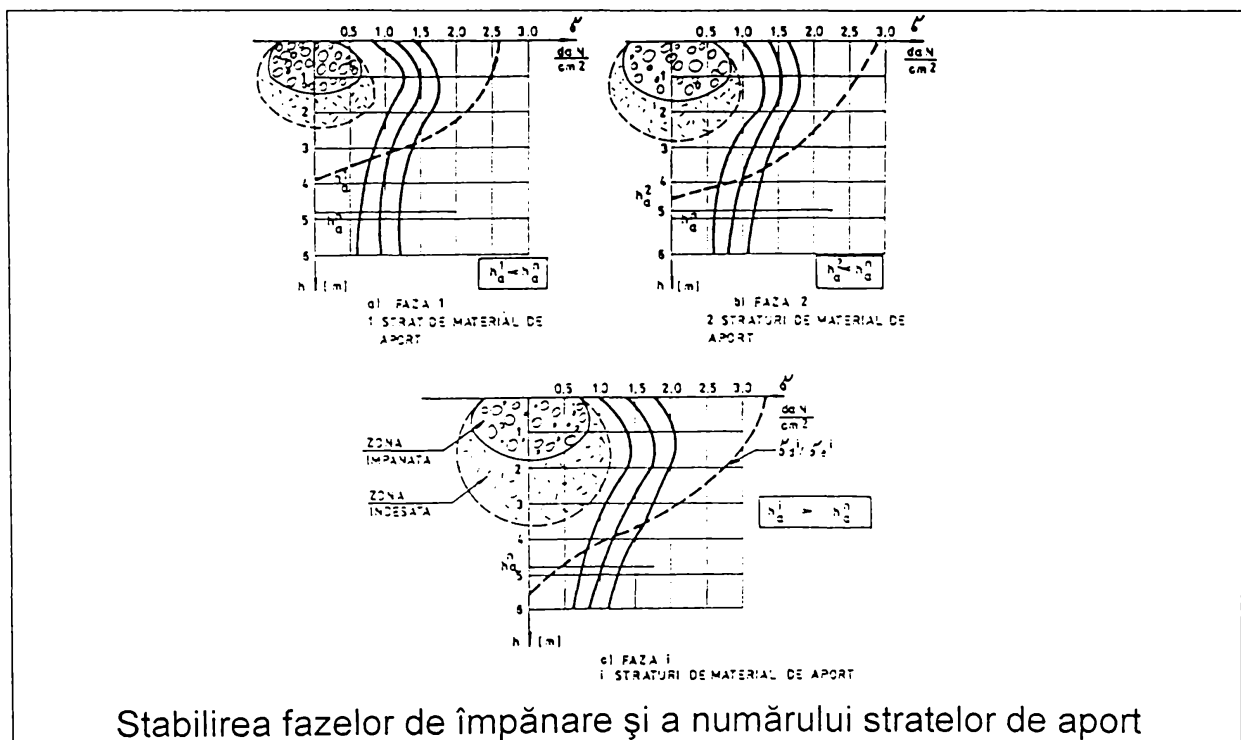
- se construiesc graficele de variație pe adâncime ale tensiunilor σ_{zg} (sarcina geologică); σ_z (din presiunea netă pe talpa fundației); $\frac{\sigma_d}{\varphi}$ din efortul de compactare.

Dacă pe cuprinsul zonei active a fundației este îndeplinită condiția :

$$\sigma_z < \frac{\sigma_d}{\varphi} \text{ compactarea este satisfăcătoare.}$$

Pentru calculul tasărilor fundațiilor realizate pe ternuri îmbunătățite prin împănare autorul consideră că se poate face în conformitate cu STAS 3300/2-85, pe baza modului de deformare liniară, calculat cu relația 3.20 și a distribuției pe grosimea zonei active a fundației a acestuia.

În ceea ce privește testarea calității lucrărilor, autorul recomandă să se facă prin efectuarea de încercări statice de probă cu placa rigidă, efectuate în conformitate cu STAS 3942/3-75 sau chiar pe fundații la scară 1:1, acest mod de lucru furnizând valori reale și de verificare a celor calculate.



3.2 STUDII ASUPRA FUNDĂRII CONSTRUCȚIILOR PE PILOȚI SCURȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBRARE (AMPLASAMENTE TIP I)

3.2.1. ASPECTE GENERALE

În acest subcapitol autorul și-a propus formularea unor aspecte tehnologice și de calcul privind fundarea construcțiilor pe piloți scurți executați

pe loc prin vibropresare, rezultate din analiza unor lucrări efectuate de diverși autori [30, 55, 72, 75].

În capitolul 5, autorul și-a propus prezentarea aplicării acestei tehnologii ce prezintă importante avantaje tehnico-economice, pe câteva amplasamente de tip I, în condițiile Municipiului Zalău.

Soluția de fundare pe piloți scurți executați pe loc prin vibropresare, a fost elaborată și definitivată în perioada 1968-1974, pe baza unor studii efectuate și încheiate cu brevete de invenție, de un colectiv de la Catedra de drumuri și fundații (Păunescu M., Schein T., Vasiloni N) [55, 75, 88,].

Soluția de fundare pe piloți ca și soluție tehnică de fundare este într-o continuă dispută cu soluția de fundare directă de medie adâncime sau cu soluția de fundare pe terenuri îmbunătățite prin diverse procedee.

Studiile experimentale, care au fundamentat tehnologia, s-au efectuat la scară naturală cu caracteristici geotehnice și stratigrafice diferite.

Amplasamentele experimentale sunt caracteristice zonelor de experimentare și aplicare în țară a tehnologiei de realizare a piloților scurți executați pe loc prin vibropresare și anume [55, 75]

- zona I de experimentare și aplicare în Reșița - Găvondari;
- zona II de experimentare și aplicare în Timișoara - Balta Verde;
- zona III de experimentare și aplicare în Brăila;
- zona IV de experimentare și aplicare Zalău.

Cele patru zone experimentale sunt caracterizate prin aceea că stratificația și geomorfologia terenului sunt total diferite.

Experimentările efectuate și aplicările pe scara largă a acestei tehnologii au permis elaborarea de instrucțiuni tehnice de proiectare și execuție în anul 1974.

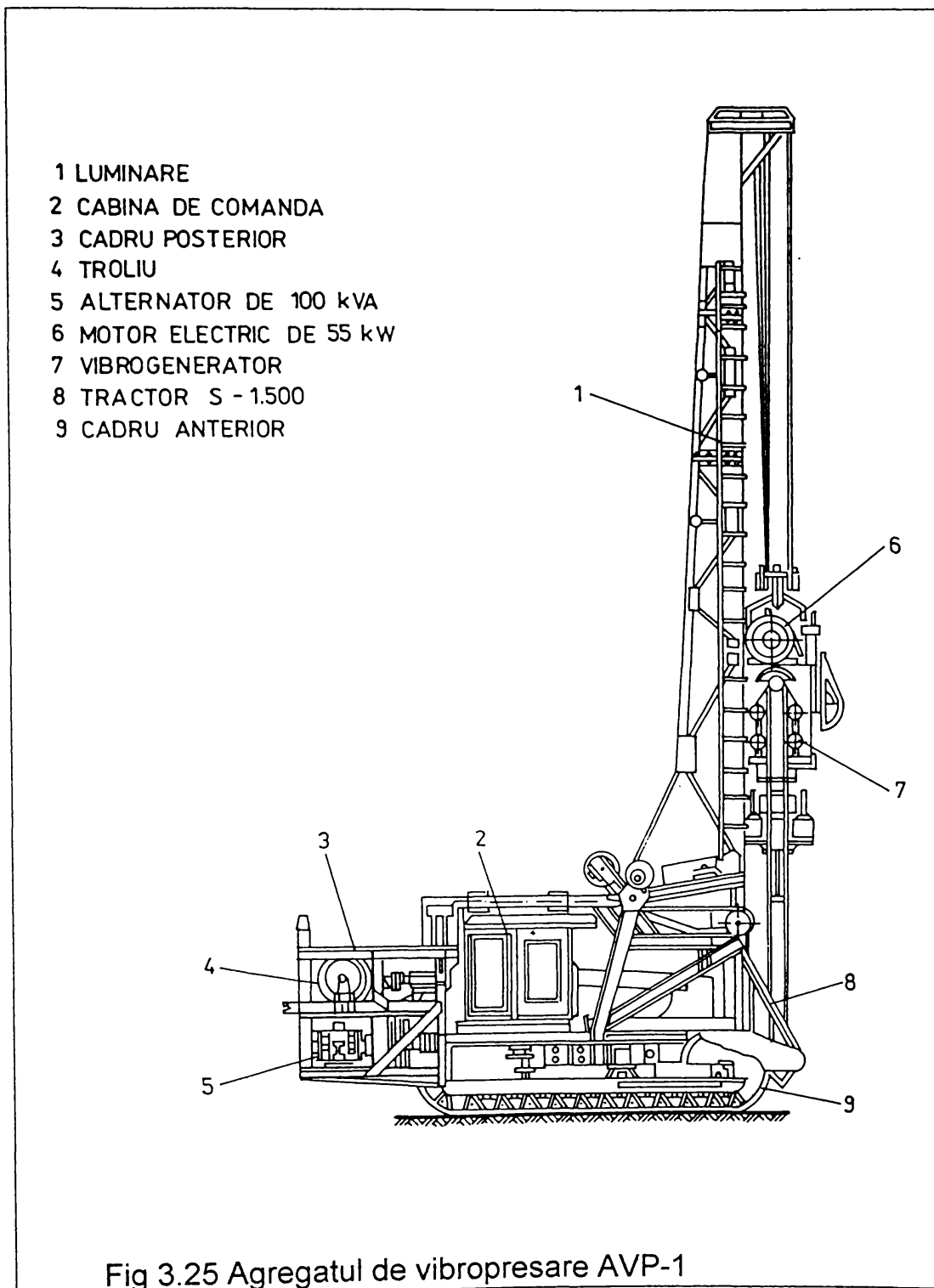
3.2.2 UTILAJE ȘI ECHIPAMENTE DE LUCRU. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE A PILOȚILOR SCURȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBROPRESARE.

3.2.2.1. Utilaje și echipamente de lucru

Piloții scurți executați pe loc prin vibrație se pot realiza cu sau fără bulb, armați total sau parțial, în funcție de capacitatea portantă necesară a se obține și în funcție de mărimea și natura solicitărilor la care este supus pilotul.

Pentru realizarea piloților sunt necesare următoarele:

- agregat de vibropresare
- dispozitive pentru realizarea piloților.



Agregatul de vibropresare cel mai răspândit în România este utilajul AVP - 1 (fig. 3.25) brevetat de M. Păunescu în anul 1984 [15] și executat apoi de întreprinderile din Brăila și Energoreparații din București.

Dispozitivele de lucru sunt de două tipuri:

- dispozitive de lucru pentru piloți cu sau fără bulb, armați parțial.
- dispozitive de lucru pentru piloți cu sau fără bulb, armați pe întreaga lungime.

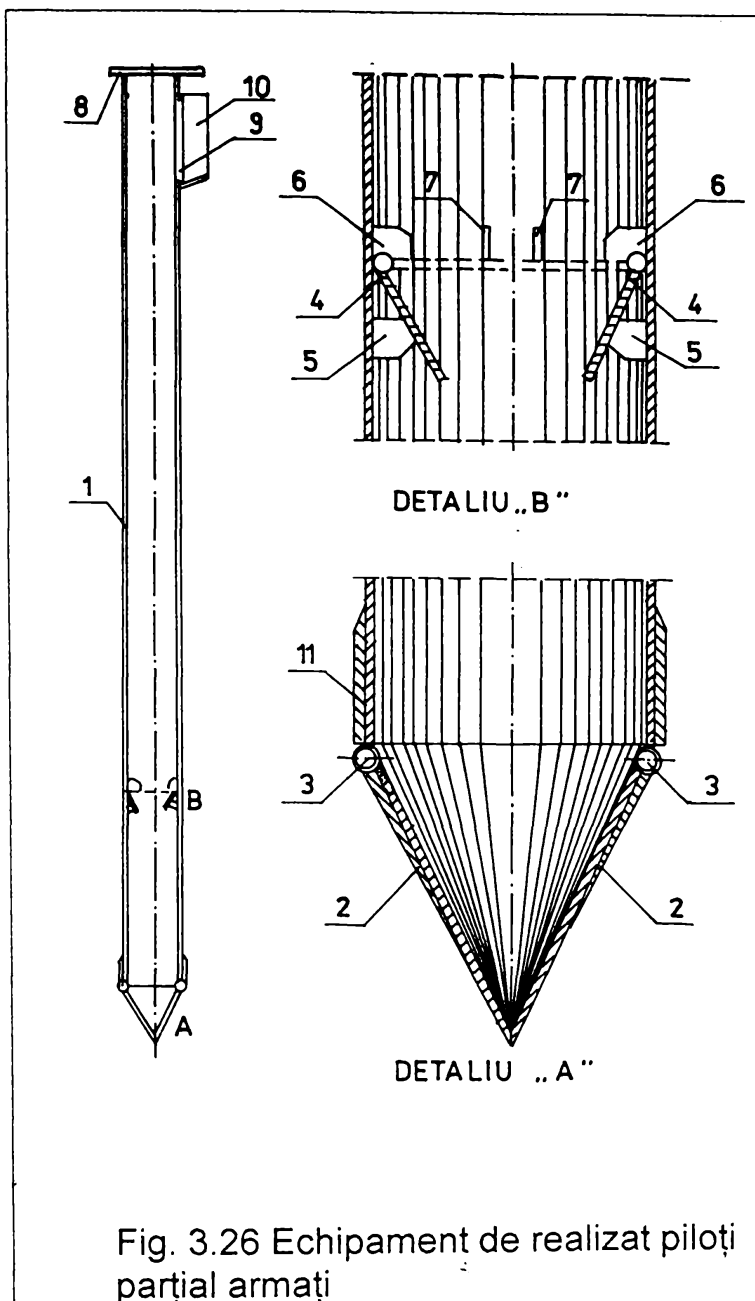


Fig. 3.26 Echipament de realizat piloți parțial armați

Din punct de vedere al concepției aceste dispozitive sunt asemănătoare, deosebirea constând în realizare și plasarea, subansamblului ce permite executarea bulbului.

Dispozitivul pentru realizarea piloților cu sau fără bulb armați parțial (fig. 3.26) este alcătuit [55] dintr-o țevă metalică (1) cu dimensiunile 419x9mm, având lungimea de 7...9m.

La partea inferioară dispozitivul este prevăzut cu două clapete (2) care sunt prinse de țeava metalică articulat prin intermediul unor balamale (3) care au rol de limitare de deschidere.

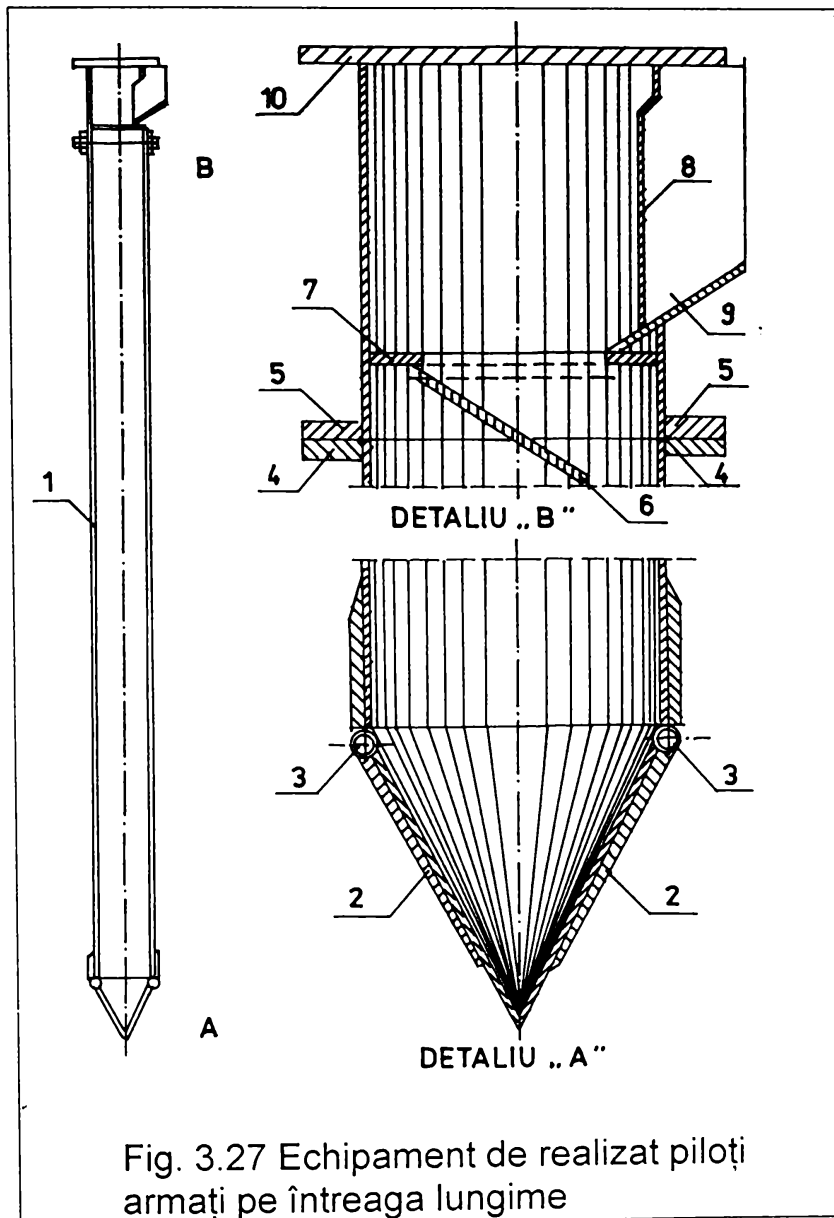
La 1250 mm de vârf, în interiorul țevii metalice se găsesc prinse articulat, două clapete semieliptice (4) a căror deschidere și închidere este limitată de distanțierile 5, 6, și 7.

La partea superioară, tubul este prevăzut cu o flanșă (8) ce permite fixarea rigidă prin buloane a dispozitivului la vibrogeneratorul utilajului vibrator.

Turnarea betonului în dispozitivul de lucru înfipt în teren se face prin intermediul unei ferestre de alimentare (9) care este prevăzută cu o pâlnie de turnare.

Dispozitivul de lucru pentru realizarea piloților executați pe loc cu sau fără bulb, armați pe întreaga lungime (fig. 3.27) [55] se compune din două subansamble și anume:

- tronsonul de bază, prevăzut cu clapete la partea inferioară;
- capul de legătură, prevăzut cu fereastră de alimentare și clapete de presare.



de prindere (10), ce permite în final rigidizarea prin prindere cu buloane de vibrogenerator.

3.2.2.2. Tehnologia de execuție a piloților turnați pe loc parțial armați.

Tehnologia de lucru presupune executarea a trei faze (fig. 3.28). După ce dispozitivul de lucru s-a introdus în teren până la cota prescrisă, se trece la realizarea pilotului care se face printr-o succesiune de operații și anume:

- se introduce o anumită cantitate de beton în echipament, care să ocupe cca 1,8 - 2,5m din lungimea tubului metalic;
- se extrage echipamentul cca 1,2;
- 1,3m prin vibrație, ceea ce facilitează deschiderea clapetelor (2) și

Tronsonul de bază este conceput analog cu dispozitivul de lucru pentru realizarea piloților parțial armați.

Capul de legătură prin concepția constructivă asigură efectul de presare asupra coloanei din beton turnat în echipament, în vederea creerii bulbului, respectiv să permită alimentarea cu beton.

Echipamentul are la partea inferioară o flanșă (5) prevăzută cu 4 fante ce permit cuplarea cu tronsonul de bază, respectiv cu clapeta de obturare (7).

Alimentarea cu beton se face prin fereastra de alimentare (8) prevăzută cu o pâlnie de turnare (9).

La partea superioară capul de legătură este prevăzută cu o flanșă

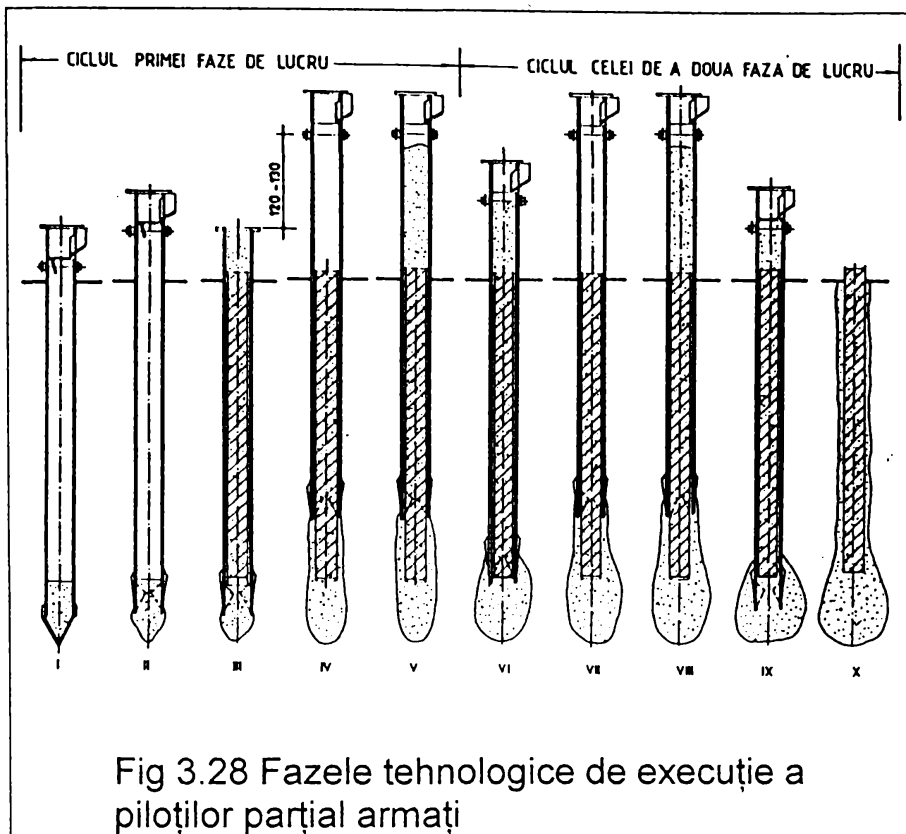


Fig 3.28 Fazele tehnologice de execuție a piloților parțial armați

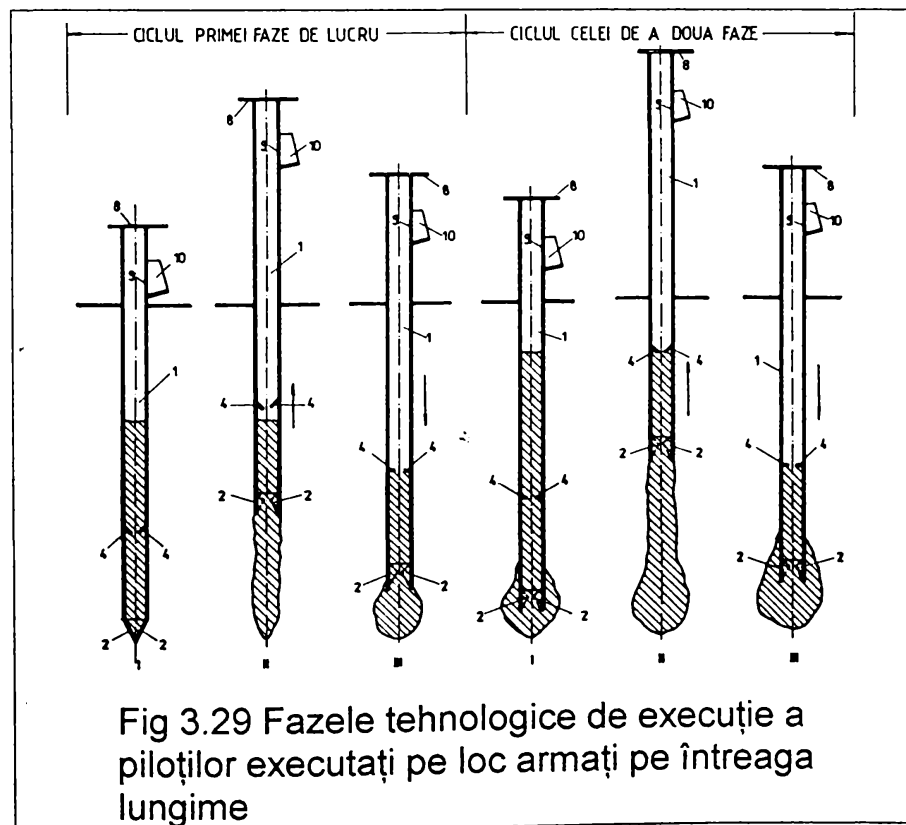


Fig 3.29 Fazele tehnologice de execuție a piloților executați pe loc armați pe întreaga lungime

scurgerea betonului în spațiul ceat prin vibroforare.

-se reînfige echipamentul în teren prin vibropresare, situație în care clapetele semieliptice (4), plasate în interiorul tubului se închid, iar masa de beton prinsă, sub ele este vibrată și presată în jos, creându-se astfel la partea inferioară un bulb datorită comprimării betonului în teren. Aceste trei faze constituie ciclul primei faze de lucru.

După terminarea primei faze de lucru se trece în continuare la umplerea tubului metalic cu beton pe cca două treimi din lungimea sa, extragerea cu cca 1,2 - 2m și reluarea procesului de vibropresare până la atingerea unei cote cu cca 50cm mai sus față de cota inițială de înfigere a tubului metalic. În acest mod se realizează

un bulb dubluvibropresat.

În cadrul ultimei faze de lucru, se umple complet tubul și apoi se extrage sub efectul vibrării. În final la partea superioară se introduce în betonul proaspăt o carcasă de armătură prin presare și rotire manuală sau cu

ajutorul unui vibrator pentru beton de adâncime.

3.2.2.3. Tehnologia de realizare a piloților executați pe loc armați pe întreaga lungime.

Execuția piloților executați pe loc cu sau fără bulb, armați pe întreaga lungime se efectuează în mai multe faze (fig. 3.29) și anume:

- înfigerea echipamentului de lucru în teren, până la cota prescrisă în proiect și introducerea de beton pe cca 40..50cm din lungimea tubului;

- extragerea echipamentului, din teren , cu cca 50cm, prin vibrație, operație ce are ca rezultat deschiderea clapetelor la partea inferioară iar, betonul ocupă spațiul vibroforat inițial;

- detașarea capului de legătură și introducerea carcasei de armătură în tubul metalic. Lungimea carcasei trebuie astfel calculată încât partea superioară a acesteia să se găsească la 25...30cm deasupra nivelului terenului;

- umplerea completă a tubului cu beton, cuplarea capului de legătură și extragerea echipamentului de lucru, pe o lungime de cca 1,2...1,3m față de poziția inițială;

- umplerea cu beton a echipamentului de lucru și extragerea echipamentului rezultând un pilot armat pe toată lungimea fără bulb.

În cazul piloților armați pe toată lungimea cu bulb, se fac suplimentar următoarele operații:

- blocarea clapetei de obturare și reînfigerea echipamentului în teren până la cca 50cm de cota inițială, creându-se astfel bulbul;

- operația se repetă dacă se dorește obținerea unui bulb dublu sau multivibrocompresat;

- după efectuarea numărului de vibrocompresări prevăzute, se trece la umplerea tubului cu beton și extragerea completă a echipamentului, rezultând un pilot armat pe întreaga lungime cu bulb la bază.

Soluția de fundare pe piloți scurți realizați pe loc prin vibrocompresare se poate utiliza și când terenul bun de fundare apare la (-23m) de la suprafața terenului natural în condiții de nivel ridicat al apei subterane.

În anul 1975 fundarea indirectă pe piloți a trecut în categoria soluțiilor prohibite deși acest lucru nu era justificat din punct de vedere tehnic și economic, mai ales în cazul utilizării piloților executați pe loc prin vibrocompresare.

3.2.3. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIN FUNDAREA CONSTRUCȚIILOR PE PILOȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBROCOMPRESARE.

Concluziile bazate pe o gamă întreagă de aplicări realizate în România,

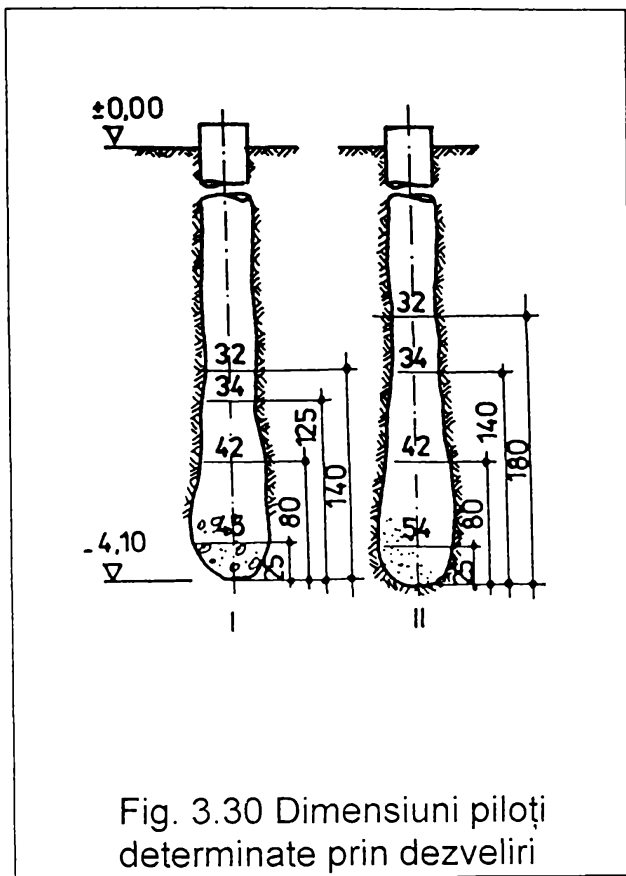


Fig. 3.30 Dimensiuni piloți determinate prin dezveliri

evidențiate în mai multe lucrări [46, 71, 75], subliniază unele avantaje evidente din punct de vedere tehnic și economic comparativ cu alte soluții posibile de aplicat în aceleași condiții de teren.

Concluziile formulate de dr. ing. T. Schein în lucrarea [75], au la bază în primul rând concluziile desprinse ca urmare a lucrărilor experimentale efectuate la scară naturală pe un număr de 71 de piloți în cadrul a 22 de ampalsamente experimentale, cât și observațiile făcute pe construcții fundate pe piloți scurți executați pe loc prin vibropresare.

Constatările de ordin tehnic se referă la:

- continuitatea și calitatea betonului din corpul pilotului;
- formarea bulbului la partea inferioară a pilotului funcție de natura terenului;
- posibilitatea realizării unor proeminente la diferite niveluri ale pilotului.
- capacitatea portantă a piloților.

Dezvelirile piloților, au certificat continuitatea piloților pe întreaga lungime, în toate condițiile de teren. S-a constatat că piloții spre vârf, au diametrul mai mare decât diametru exterior al tubului metalic aceasta datorită operațiilor de vibropresare efectuate pentru creerea bulbului (fig. 3.30).

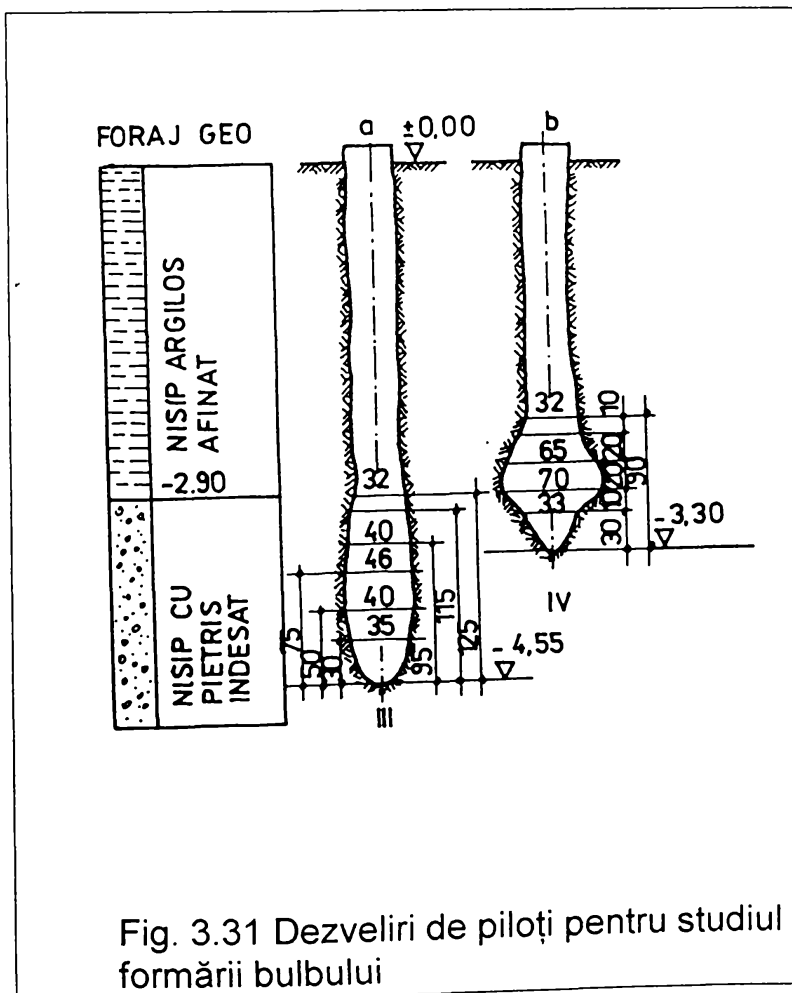


Fig. 3.31 Dezveliri de piloți pentru studiul formării bulbului

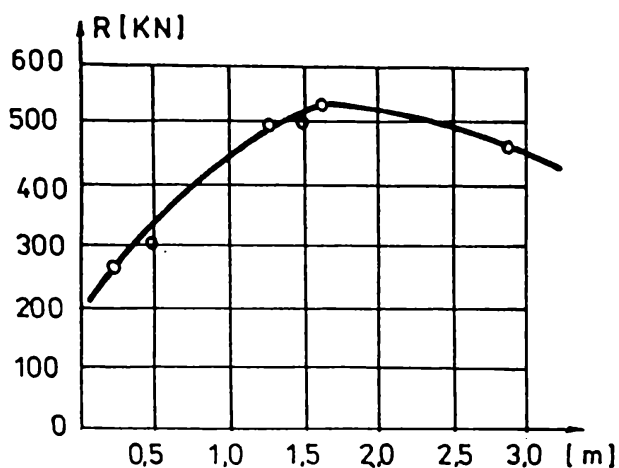


Fig. 3.32 Variația capacității portante în funcție de adâncimea de încastrare

Se constată din analiza fig. 3.30 că pilotul I, realizat prin două operații de vibropresare are în zona bulbului 46cm în timp ce pilotul II realizat prin 3 vibropresări, are un diametru max. 54cm, creșterea de diametru înregistrându-se pe o înălțime cuprinsă între 1,4...1,8m.

Un alt element rezultat, în urma dezvelirilor, îl constituie influența naturii terenului asupra formării bulbului.

Astfel pentru piloții I și II din fig. 3.30 se constată că nu s-a format bulb ci o îngroșare a pilotului la partea inferioară. Dezvelirile pentru alți 2 piloți (fig. 3.31)

Asfel în cazul pilotului III dus în stratul de nisip cu pietriș îndesat nu s-a format bulb ci o îngroșare la partea inferioară a pilotului în timp ce în cazul

pilotului IV cu vârful în nisip afânat s-a format un bulb cu un diametru max. de 70cm.

Un element esențial în cazul piloților îl constituie capacitatea portantă a piloților turnați pe loc și influența asupra acesteia a adâncimii de încastrare, a pilotului în stratul portant.

Din diagrama din fig. 3.32 se constată că lungimea de încastrare influen-

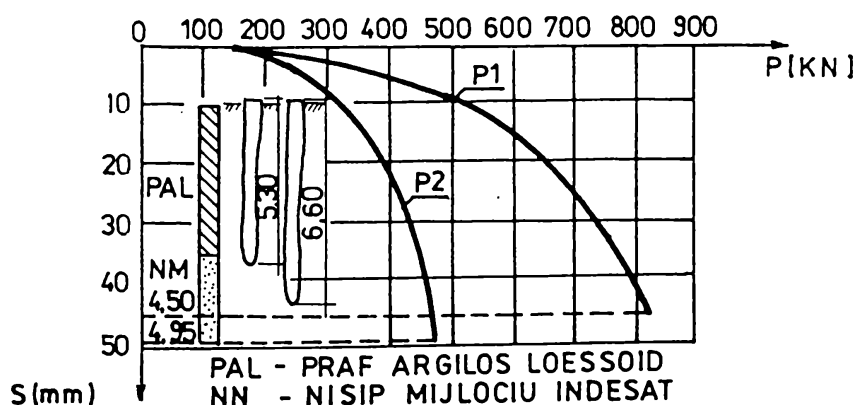
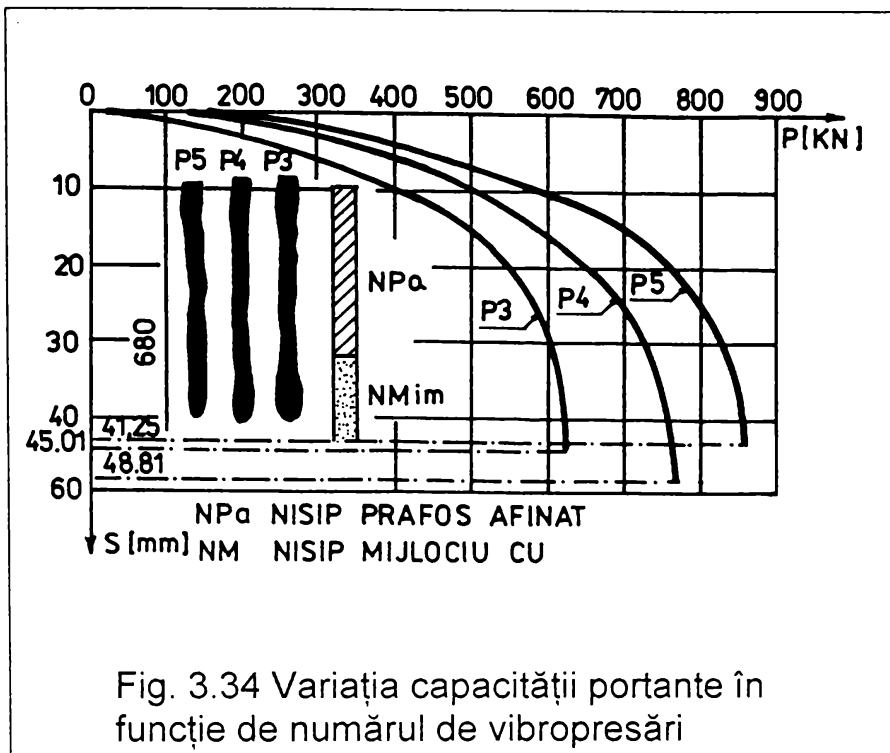


Fig. 3.33 Variația capacității portante în funcție de adâncimea de încastrare



țează asupra mărimii capacității portante în mod substanțial pentru lungimi de încastrare de 1,5..1,6m, după care influența scade în mod vizibil.

Acest fapt este ilustrat și de curbele de încărcare tasare obținute pentru doi piloți PI și PII, primul fiind încastrat în stratul portant pe o lungime de 1,4m , iar cel de al doilea doar pe o lungime de 0,2m.

Se constată că

pilotul PI are o capacitate portantă de 381kN pentru o tasare de 4,85mm, în timp ce PII, pentru aceeași capacitate portantă are o tasare de 17,67mm.

Capacitatea portantă a piloților este influențată considerabil de numărul de vibropresări, fapt pus în evidență de curbele de încărcare trasate în fig. 3.34.

Astfel față de capacitatea portantă a pilotului PIV, realizat cu o operație de vibropresare, a crescut cu 33%, iar a pilotului PV (realizat cu două operații de vibropresare) a crescut cu 50% față de cea a pilotului PIII și cu 16% față de cea a pilotului PIV.

Analiza comparativă a soluțiilor posibile de aplicat pe diverse

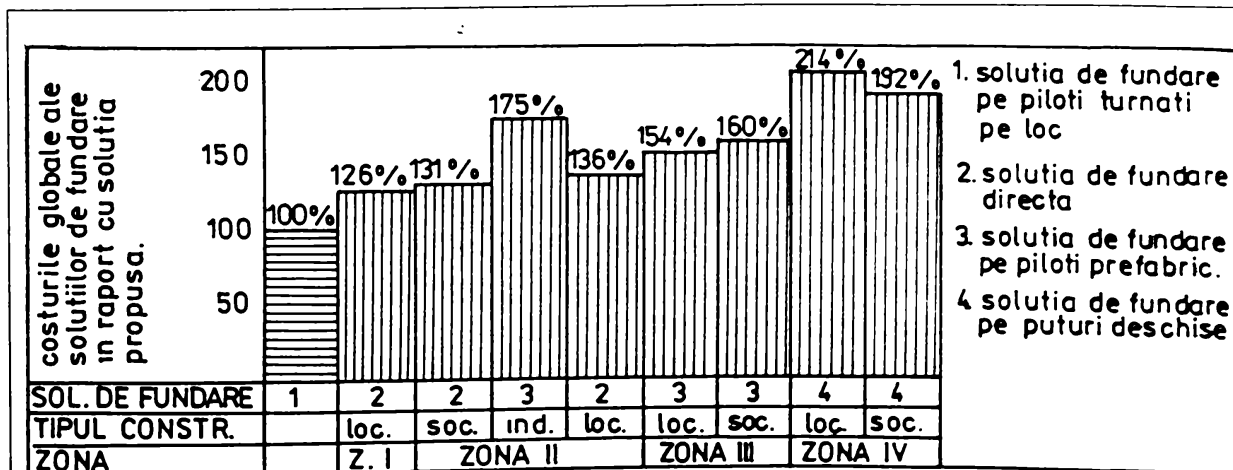


Fig. 3.35 Analiza comparativă a costurilor globale pentru diverse soluții de fundare

amplasamente a scos în evidență reducerea costurilor globale a lucrărilor de infrastructură în cazul adoptării soluției de fundare pe piloți scurți.

Din graficele din fig. 3.35 se constată că indiferent de tipul de construcție, soluția de fundare pe piloți scurți executați prin vibropresare are un cost mai redus cu 26%...36%, față de fundarea directă, cu 54%...75%, față de fundarea pe piloți prefabricați și cu 92%...114%, față de fundarea pe chesoane.

Analiza economică prezentată a fost efectuată pe baza experimentărilor efectuate de colectivul de cadre didactice de la Catedra de Drumuri și Fundații pe diverse amplasamente din țară (Reșița, Timișoara, Brăila și Zalău)

În capitolul 5 al lucrării autorul va prezenta aplicarea tehnologiei de fundare pe piloți la câteva lucrări reprezentative din municipiul Zalău.

3.2.4. STUDII PRIVIND DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR TURNAȚI PRIN VIBROPRESARE.

Autorul studiază și prezintă în continuare metodele dinamice de determinare a capacității portante care se bazează pe măsurarea mărimilor de înfigere pe ultima porțiune a înfingerii forțate a pilotului prin batere sau a tubului de turnat prin vibropresare.

Metodele dinamice de determinare a capacității portante prezintă avantajul că permit controlul capacității portante a tuturor piloților din amplasament (control realizat cu ocazia executării acestora), precum și determinarea fișei acestora pe seama înregistrării variației "refuzurilor" în timpul înfingerii.

3.2.4.1. Studii cu privire la capacitatea portantă a pilotului introdus prin batere

Studiile efectuate de o serie de cercetători (Cassan, Chellis, Glotov, Silin, Manoliu etc.) [41, 12, 19, 55] s-au concretizat prin elaborarea unor relații de calcul a capacității portante, marea lor majoritate bazându-se pe o relație de bilanț energetic, referitoare la ansamblul pilot-berbec.

Energia loviturii berbecului se consumă prin lucru mecanic utilizat la înfingerea pilotului în teren, lucru mecanic consumat de deformațiile elastice ale terenului și de deformațiile capului pilotului.

Relația generală de bilanț energetic este de forma:

$$Q H = P_{lim} e + Q h + \alpha Q H \quad (3.25)$$

unde:

Q - greutatea berbecului;
 H - înălțimea de cădere;
 P_{lim} - rezistența limită a pământului;
 e - refuzul pilotului;
 h - reculul berbecului după contactul cu capul pilotului;
 α - coeficient ce caracterizează partea din energia pierdută.

Ghersevanov V. M. [97], plecând de la relația generală de bilanț energetic (3.25), făcând următoarele ipoteze: neglijarea lucrului mecanic pierdut datorită reculului berbecului, coeficientul α este funcție de mărimea efortului unitar σ generat în pilot de lovitura berbecului; ciocnirea dintre berbec și pilot de tip elosto-plastic cu coeficient de restituire a vitezei (\dot{Z}), numai într-un caz limită, a stabilit următoarea relație:

$$QH = P_{lim} e + \alpha QH \quad (3.26)$$

sau:

$$QH(1 - \alpha) = P_{lim} e \quad (3.27)$$

Pentru expresia $(1 - \alpha)$ Ghersevanov admite o lege de variație de formă hiperbolică, funcție de efortul unitar σ generat în pilot::

$$1 - \alpha = \frac{K + m\sigma}{n + \sigma} \quad (3.28)$$

Determinarea mărimilor K , m și n a fost făcută de Ghersevanov pentru două cazuri limită:

- dacă rezistența terenului este mică $P_{lim} \rightarrow 0$, atunci $\sigma \rightarrow 0$:

$$1 - \alpha = \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \quad (3.29)$$

în care:

q - este greutatea pilotului.

Din egalitatea (3.28) cu (3.29) rezultă:

$$K = \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \cdot n \quad (3.30)$$

- dacă rezistența terenului este foarte mare efortul unitar σ tinde spre σ_r și energia utilă este zero, adică $1 - \alpha = 0$, rezultând din expresia (3.28):

$$m = -\frac{k}{\sigma_r} = -\frac{n}{\sigma_r} \times \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \quad (3.31)$$

Introducând relațiile (3.30) și (3.31) în relația (3.28) și apoi în relația (3.27) se obține:

$$QH \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} \times \frac{1 - \frac{\sigma}{\sigma_r}}{1 + \frac{\sigma}{n}} = P_{lim} \times e \quad (3.32)$$

Considerând în (3.32) $\sigma/\sigma_r = 0$ și înlocuind $\sigma = P_{lim}/A$ și rezolvând ecuația de gradul doi în P_{lim} se obține formula (3.33) folosită la determinarea capacității portante limită a pilotului după SNIP și STAS 2561/3-88:

$$P_{lim} = -\frac{nA}{2} + \sqrt{\left(\frac{nA}{2}\right)^2 + \frac{nA}{e} \times \frac{Q + \varepsilon^2 q}{Q + q} QH} \quad (3.33)$$

La încercarea pe cale dinamică, STAS 2561/2-81 se recomandă următoarea relație de calcul a capacității portante:

$$R = K m \left[-\frac{nA}{2} + \sqrt{\left(\frac{nA}{2}\right)^2 + \frac{nA}{e} \times \frac{Q + 0,2q}{Q + q} QH} \right] \quad (3.34)$$

În unele cazuri această relație poate conduce la erori mari, când partea elastică a refuzului este de 5 - 10 ori mai mare decât cea remanentă.

Relația (3.34) dă rezultate satisfăcătoare când partea remanentă a refuzului este mai mare de 0,20cm [18, 23, 41] STAS 2561/2 și 3-83 neconținând nici-o precizare asupra mărimii refuzului, folosit la calculul capacității portante.

Considerând că refuzul pilotului (fig. 3.36) este compus dintr-o parte remanentă și o parte elastică c (încercarea făcându-se după așa numita odihnă a pilotului), Ghersevanov a propus următoarea relație de calcul a capacității portante:

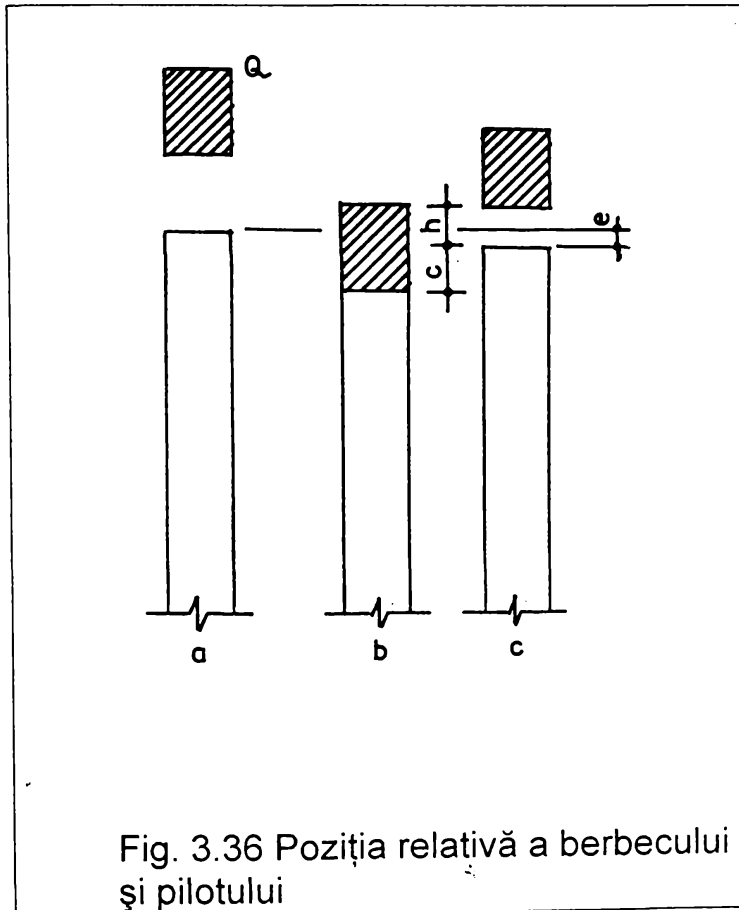
$$R = K m \frac{nA}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4}{nA} \times \frac{QH}{e + 0,5c} \times \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - 1 \right] \quad (3.35)$$

Dalmatov și Lapsin [18] propun o metodă de determinare a deformațiilor elastice la rebaterea piloților, după "odihna" acestora funcție numai de părțile remanente ale refuzurilor, constatând că partea elastică a refuzului crește cu

mărirea energiei loviturii doar până la o anumită limită, limită ce depinde de proprietățile elastice ale terenului și ale materialului din care este realizat pilotul.

Din relația (3.35) se poate determina mărimea totală a refuzului:

$$e + \frac{c}{2} = \frac{QHnA}{P_{lim}(P_{lim} + nA)} \times \frac{Q + 0,2q}{Q + q} \quad (3.36)$$



Notând cu e_0 , e_1 , e_2 , - refuzul remanent obținut prin aplicarea unei lovituri de la o înălțime H , respectiv H_1 și H_2 , și înlocuind valorile e_1 și e_2 în ecuația (3.36), se obțin două ecuații analoage care permit determinarea părții elastice a refuzului :

$$C = \frac{2(e_2 H_1 - e_1 H_2)}{H_2 - H_1} \quad (3.37)$$

Înlocuind expresia (3.37) în expresia (3.35) se obține relația de calcul:

$$R = Km \frac{nA}{2} \sqrt{1 + \frac{4}{nA} \frac{Q(H_2 - H_1)}{e_2 - e_1}} \times \frac{Q + 0,2q}{Q + q} - 1 \quad (3.38)$$

Considerând și consumul de energie datorat deformațiilor elastice ale terenului, Svetov [18] a propus următoarea relație de calcul a capacității portante a piloților:

$$R = Km \left[\sqrt{nA \frac{QH}{e} \times \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - \frac{nA}{2} - \frac{f^2 c^2 (Q + q)}{e} \right] \quad (3.39)$$

în care f - reprezintă frecvența oscilațiilor pilotului după lovitură.

3.2.4.2. Metode vibrodinamice

Studii teoretice și experimentale privind încercarea vibrodinamică a elementelor de fundare indirectă au fost efectuate mai ales în URSS [23, 71] relația:

$$P = \lambda \cdot K \cdot m \left(\frac{153 \cdot N}{A \cdot n} + G \right) \quad (3.40)$$

unde :

P - capacitatea portantă a pilotului, în tf;

λ - coeficientul ce depinde de raportul dintre rezistența statică a pământului și cea vibrodinamică din stadiul final al înfigerii;

K și m - coeficienți de neomogenitate, respectiv ai condițiilor de lucru;

N - puterea consumată de motorul electric al vibratorului în stadiul final de vibroînfigere în cm;

n - numărul de rotații a excentricităților în rot/min;

G - greutatea ansamblului vibrator - pilot.

Golovacev A.S. [23] apreciază valorile coeficienților λ astfel:

Tabelul 3.27 Valori coeficient λ (nisipuri)

Gradul de umiditate	Nisip		
	mare	mijlociu	mic
saturat	4.5	5.0	7.5
umed	3.5	4.0	5.0
uscat	2.5	3.0	4.0

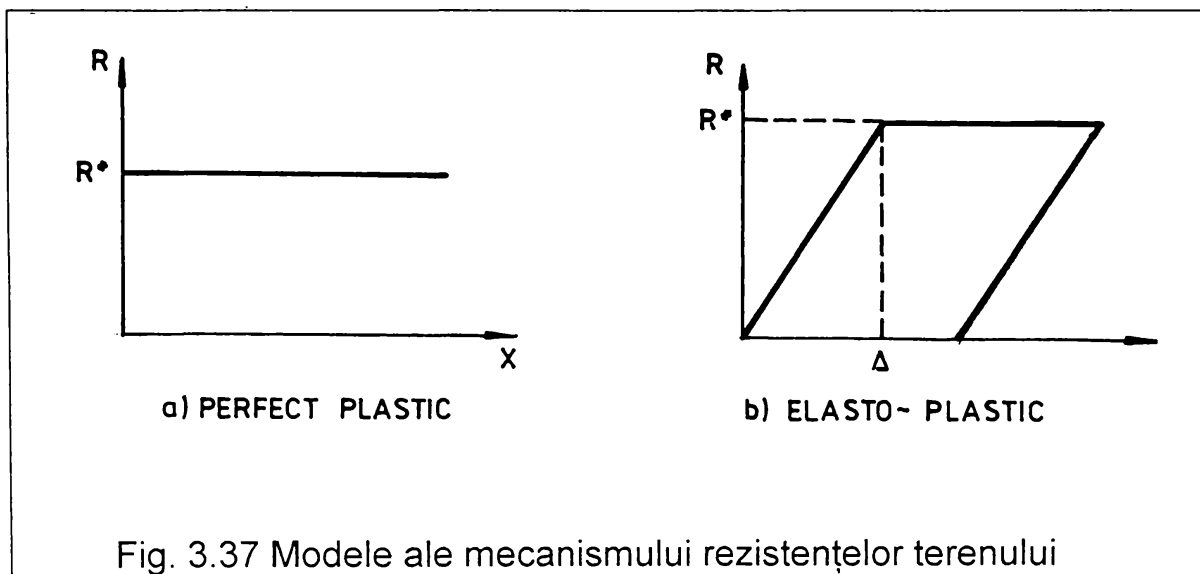
Tabelul 3.27 Valori coeficient λ (pământuri coezive)

Pământ	Indicele de consistență		
	< 0.25	0.25 - 0.5	> 0.5
Nisip argilos	4.5 - 5.5	3.5 - 4.5	3.0 - 3.5
Argilă nisipoasă	4.0 - 5.0	3.0 - 4.0	2.8 - 3.0
Argilă	3.0 - 4.5	2.2 - 3.0	1.8 - 2.2

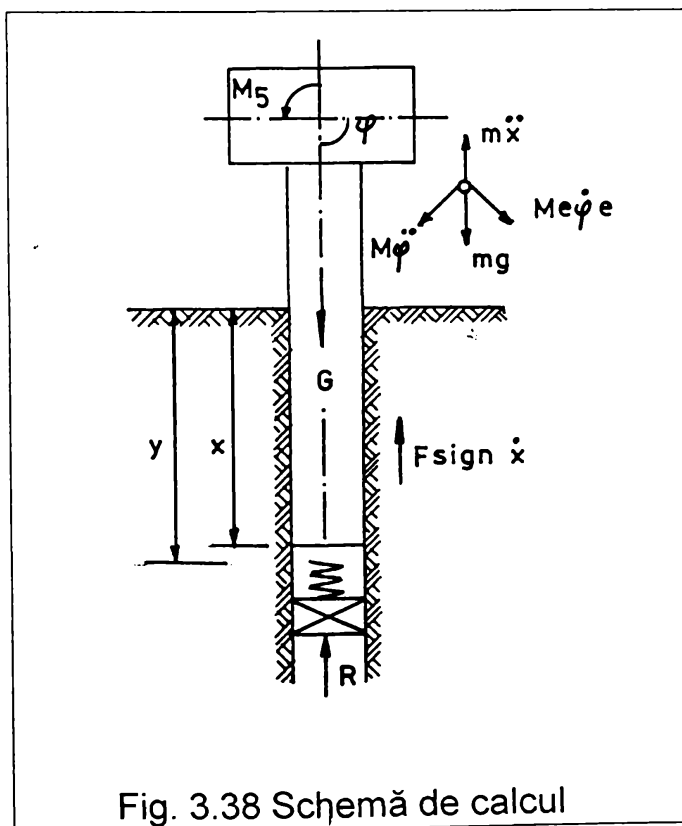
Înfigerea prin vibrație constă în pătrunderea forțată a unui element rigid

în pământ, sub acțiunea forțelor statice și a celor variabile după o lege cunoscută.

În stabilirea unor relații de calcul este importantă schema adoptată pentru mecanismul rezistențelor terenului.



În general sunt unanim acceptate două mecanisme de rezistențe ale terenului:



a) mecanismul perfect plastic în care se consideră:

- pe suprafața elementului acționează forțe de frecare uscată;
- rezistența frontală a pământului este cea aferentă unui dop fără greutate, a cărei deplasare este posibilă dacă suma forțelor aplicate pe el depășește rezistența pământului, pe suprafețele laterale și frontală, considerată constantă într-un ciclu de înfigere (fig. 3.37a)

b) mecanismul combinat care constă din modelul perfect plastic al rezistenței pământului pe suprafața laterală și elasto-plastic pe suprafața frontală. În acest model dependența dintre

rezistența frontală și cea pe suprafața laterală poate fi reprezentată în forma diagramei Prandtl (fig. 3.37b)

Descrierea matematică a proceselor de înfigere prin vibrare se face de obicei prin metodele balanței armonice, parametrului și aproximațiilor succesive.

Lavendel A.A. [35] propune drept schemă a înfigerii prin vibrare, modelul combinat din fig. 3.38

Conform acestei scheme modelul matematic are forma:

$$\begin{aligned} J_0 \ddot{\varphi} &= M_r - M_e g \sin \varphi - M_e \ddot{x} \sin \varphi \\ M \ddot{x} &= G - F \operatorname{sign} \dot{x} - R + M_e \dot{\varphi}^2 \cos \varphi + M_e \ddot{\varphi} \sin \varphi \end{aligned} \quad (3.41)$$

unde :

x - distanța de la suprafața terenului până la vârful elementului;

M și G - masa și greutatea ansamblului vibrator - pilot;

M_e - momentul static al excentricilor;

φ - unghiul de rotație al excentricilor;

J_0 - momentul de inerție polar față de axul cu excentrici;

M_r - momentul de rotație redus în axul vibratorului;

F - rezistența dinamică a pământului pe suprafața laterală;

g - accelerația gravitațională

$$\operatorname{sign} \dot{x} = \begin{cases} +1 & \text{pentru } \dot{x} > 0 \\ 0 & \text{pentru } \dot{x} = 0 \\ -1 & \text{pentru } \dot{x} < 0 \end{cases} \quad (3.42)$$

Rezistența dinamică frontală este:

$$R = \begin{cases} k_p(x - y) & \text{ptr. } 0 < x - y < \Delta \\ R^* & \text{ptr. } x - y > \Delta = \frac{R}{k_p} \\ 0 & \text{ptr. } x - y < 0 \end{cases} \quad (3.43)$$

unde:

k_p - constanta elastică a pământului;

Y - ordonata poziției axei neutre a pilotului pentru care $R = 0$;

Δ - deplasarea corespunzătoare trecerii de la deformații elastice la cele plastice.

Admițând ipoteza rezistenței pur plastice, înfigerea prin vibrare poate fi descrisă prin ecuația (3.44) considerând viteza unghiulară constantă ($\omega = ct$)

$$M \ddot{x} = G - F \operatorname{sign} \dot{x} - R - M_e \omega^2 \sin \omega t \quad (3.44)$$

cu:

$$R = \begin{cases} 0 & \text{ptr. } x-y < 0 \\ R^* & \text{ptr. } x-y > 0 \end{cases} \quad (3.45)$$

Relațiile prezentate au fost selectate din literatura tehnică de specialitate. Asupra modului de deducere a acestor relații se pot face unele observații:

a) pentru elementele prismatice și cilindrice.

- interacțiunea sistemului oscilant (vibrator-element) cu terenul din jur are la bază o schemă simplificată de calcul (fig. 3.39a) în care rezistențele dinamice ale pământului sunt reprezentate prin forța de frecare uscată F , ce acționează pe suprafața laterală și forța pe vârf R , corespunzătoare unui model elasto-plastic (fig. 3.39b);

- graficul mișcării evidențiază posibilitatea desprinderii elementului pe

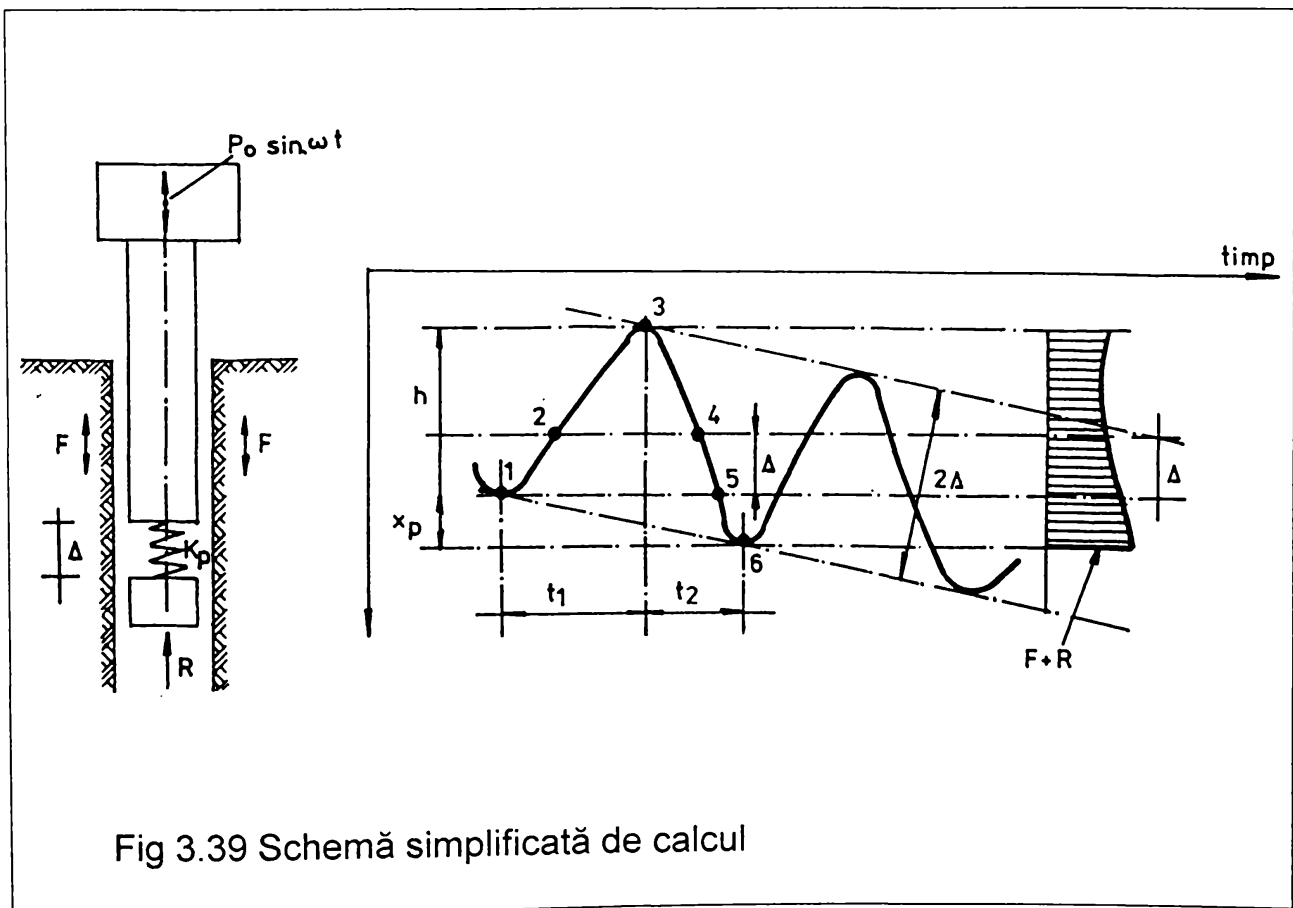


Fig 3.39 Schemă simplificată de calcul

sectorul 2,3,4 (fig 3.39 b) în cursul fiecărei semiperioade.

- din egalarea lucrului mecanic al forțelor active cu cel al forțelor rezistente se obține:

$$(G - F)(h + X_p) + L - R \left(\frac{\Delta}{2} + X_p \right) = 0 \quad (3.46)$$

unde: G - greutatea ansamblului vibrator - element; $h = 2A$;
A - amplitudinea oscilațiilor elementului;
 X_p - deformația plastică a pământului (respectiv pătrunderea elementului într-o perioadă a oscilației);
L - lucrul mecanic al forței perturbatoare a vibratorului;
 Δ - deformația elastică limită a pământului.

- pentru viteză de pătrundere mică se fac următoarele ipoteze privind cei trei termeni ai expresiei (3.46):

- în primul termen: $X_p = 0$ și $h = 2A$;

- termenul al doilea se exprimă prin valoarea puterii medii, N, consumată de motorul electric al vibratorului, considerând durata ridicării (t_1) pe sectorul 1,2,3 egală cu cea a coborârii (t_2) pe sectorul 3,4,5,6;

$$L = \frac{60 \text{ N}}{2n} = \frac{30 \text{ N}}{n} \quad (3.47)$$

în care: n - turația excentricilor vibratorului (rot/min)
- în termenul al treilea:

$$\frac{\Delta}{2} + X_p = \alpha_A \quad (3.48)$$

cu $0 < \alpha < 1$ (considerându-se că pentru $v > 0$ trebuie îndeplinită condiția $A > D/2$).

Cu aceste ipoteze expresia (3.46) devine:

$$\frac{15 \text{ N}}{A n} + G = F + \frac{\alpha}{2} R \quad (3.49)$$

Considerând valoarea $F + \frac{\alpha}{2} R$ reprezintă o fracțiune din rezistența dinamică limită P din lim (fig 3.39 b) și notând această fracțiune cu β se obține:

$$P_{\text{din lim}} = \frac{1}{\beta} \left(\frac{15 \text{ N}}{A n} + G \right) \quad (3.50)$$

Încercările vidrodinamice trebuie corelate cu încercările statice de probă, după cum ar trebui cunoscută valoarea raportului dintre forțele statice de frecare și cele dinamice, precum și raportul dintre rezistența statică totală limită și cea dinamică. Adică:

$$\frac{P_{\text{static lim}}}{P_{\text{din lim}}} = \frac{F_{\text{static}} + R}{F + R} = \frac{K F + R}{F + R} = \frac{K \frac{F}{R} + 1}{\frac{F}{R} + 1} \quad (3.51)$$

unde:

$$K = \frac{F_{\text{static}}}{F}$$

Din relațiile (3.50) și (3.51) rezultă:

$$P_{\text{static lim}} = \lambda \left(\frac{15 \text{ N}}{A n} + G \right) \quad (3.52)$$

în care:

$$\lambda = \frac{P_{\text{static lim}}}{P_{\text{din lim}}}$$

Determinarea capacității portante a pilotului pe baza măsurării:

- consumului de putere N ;
- amplitudinii A ;
- vitezei unghiulare a excentricilor ω și a vitezei medii de înfigere

permit obținerea următoarei expresii a bilanțului energetic într-o perioadă:

$$N = 4 F A \frac{\omega}{2 \pi} + v (R - G) \quad (3.53)$$

Neglijând ultimul termen din expresia (3.53) se obține valoarea forței de frecare uscată:

$$F = \frac{153 \text{ N}}{A n} \quad (3.54)$$

cu: N în kW; A în cm; n în rot/min.

În ceea ce privește rezistența pe vârf, R , o influență deosebită o are influența mărimii deformației elastice a pământului, Δ , asupra vitezei de înfigere. Încercările experimentale efectuate de Golovacev [23], Lavendel [35] au arătat că deformațiile elastice la încărcarea piloților nu depășesc valoarea de 0,3 - 0,7 cm.

Pentru obținerea unei dependențe mai reale a rezistențelor statice ale terenului Golovacev [23] a înlocuit relația (3.53) sub forma:

$$\frac{2 \pi}{\omega X_p} N + G = \frac{4 A}{X_p} F + R \quad (3.55)$$

În relațiile de calcul prezentate, o importanță deosebită o au raportul dintre forțele statice limită, de frecare laterală F_{static} și pe vârful elementului (prismatic sau cilindric) R_{static} :

$$\frac{F_{static}}{R_{static}} = \frac{U I_f}{A_p p_v} \quad (3.56)$$

unde:

- f - efortul unitar de frecare între element și teren;
- p_v - efortul unitar de rezistență pe vârf.

Mărimile f și p_v sunt tabelate în STAS 2561/3 - 83.

Introducând coeficienții :

$$K_f = \frac{F_{static}}{F} \text{ și } K_r = \frac{R_{static}}{R}$$

și cu considerarea relației (3.56), Golovacev exprimă raportul rezistențelor dinamice în forma:

$$\frac{F}{R} = \frac{F_{static}}{R_{dynamic}} \cdot \frac{K_r}{K_f} = \frac{K_r}{K_f} \frac{U I_f}{A_p P_v} \quad (3.57)$$

de unde:

$$F = R \frac{K_r}{K_f} \frac{U I_f}{A_p P_v} \quad (3.58)$$

Introducând relația (3.58) în relația (3.55) se obține după efectuarea calculelor:

$$R_{static} = R K_r = \frac{\frac{2 \pi N}{\omega X_p} + G}{1 + \frac{4 A}{X_p} \frac{U I_f}{A_p P_v} \frac{K_r}{K_f}} \quad (3.59)$$

$$F_{static} = F K_f = \frac{\frac{2 \pi N}{\omega X_p} + G}{\frac{4 A}{X_p} + \frac{K_r}{K_f} \frac{A_p p_v}{U I_f}} \quad (3.60)$$

În aceste condiții, încărcarea normată limită pe element se poate pune sub forma:

$$F_{\text{static lim}} = \frac{612 N + G v}{0,4 A n \frac{U l_f}{A_p P_v} + v \frac{K_f}{K_r}} K_f \left(1 + \frac{U l_f}{A_p P_v} \right) \quad (3.61)$$

unde:

- N - în kW;
- G și $P_{\text{static lim}}$ în tf;
- A în mm;
- n în rot/min;
- v în cm/min;
- U în m;
- l_f în mm;
- A_p în m²;
- P_v în tf/m²

Din relația (3.61) introducând coeficientul K de neomogenitate și un coeficient de corecție α a rezistențelor statice limită (acesta fiind introduse cu valorile tabelate în STAS 2561 preluate din SNIP) se obține relația finală:

$$P_{\text{static}} = K \alpha P_{\text{static lim}} \quad (3.62)$$

În baza schemei de calcul din fig 3.39 și a unor ipoteze acceptate în majoritatea studiilor de vibroînfigere, mișcarea ansamblului vibrator - element într-o perioadă se compune din două părți distincte: o cursă de urcare (ridicare) în care elementul sub acțiunea forței perturbatoare se ridică atâta timp cât aceasta depășește greutatea ansamblului vibrator - element și frecarea pe suprafața laterală și o cursă de coborâre a elementului care durează atâta timp cât forța perturbatoare a elementului plus greutatea ansamblului depășește frecarea pe suprafața laterală (F) și pe vârf (R).

Deoarece pentru viteza de înfigere $v > 0$, amplitudinea oscilațiilor (A) trebuie să depășească mărimea deformației elastice Δ , dar ținând seama că în general $\Delta = 0,3 \dots 0,7$ cm, iar amplitudinea oscilațiilor $A = 1 - 3$ cm se poate introduce un coeficient de legătură între aceste două mărimi:

$$\beta = \frac{2 A}{\Delta} = \frac{2 (1 \dots 3,0)}{(0,3 \dots 0,7)} \quad (3.63)$$

Introducând ipoteza că lucrul mecanic al componentei elastice se manifestă numai în cursa de coborâre se poate scrie expresia lucrurilor

mecanice rezistente, corespunzătoare forței de frecare pe suprafața laterală și pe vârf (M. Păunescu 1962):

$$L_F = (4A + X_p) \quad (3.64)$$

$$L_R = \left(\frac{\Delta}{2} + X_p \right) R \quad (3.65)$$

Relațiile (3.64) și (3.65) au fost deduse considerând cursa de urcare egală cu $2A$ și cea de coborâre $2A + X_p$, unde X_p este pătrunderea pilotului într-o perioadă.

Egalând lucrurile mecanice active și rezistente într-o perioadă se obține pentru o valoare medie a coeficientului $\beta = 0,2$ relația:

$$N \frac{2\pi}{\omega} + G X_p = F (4A + X_p) + R \left(\frac{A}{5} + X_p \right) \quad (3.66)$$

Relația (3.66) dă o imagine energetică globală și pentru determinarea capacității portante presupune determinarea forței de frecare pe manta și a celei pe vârf.

Plecând de la ecuația diferențială a mișcării sistemului oscilant:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + K'_p x = P_0 \sin \omega t \quad (3.67)$$

unde:

m - masa sistemului oscilant;

K'_p - constanta elastică a pământului;

P_0 - amplitudinea forței perturbatoare;

C - constanta de amortizare.

care consideră o echivalentă a forțelor de frecare uscată cu cele de natură vâscoasă, Osmacov, S. A. consideră soluția mișcării staționare de forma:

$$x = A_1 \sin \omega t + B_1 \cos \omega t \quad (3.68)$$

în care:

$$A_1 = \frac{P_0 (K'_p - m \omega^2)}{(K'_p - m \omega^2)^2 + c^2 \omega^2} = A \cos \varphi \quad (3.69)$$

$$B_1 = - \frac{P_0 c \omega}{(K'_p - m \omega^2)^2 + c^2 \omega^2} = A \sin \varphi$$

Puterea consumată într-o perioadă pentru învingerea rezistențelor este:

$$N = \int_0^{2\pi/\omega} P_0 \sin \omega t \dot{x} dt \quad (3.70)$$

adică:

$$N = \frac{P_0 A \omega}{2} \sin \varphi \quad (3.71)$$

Introducând în relația (3.71) expresia lui $A \sin \varphi$ din relația (3.69) se obține:

$$N = \frac{\omega^2 A^2 c}{2} \quad (3.72)$$

Din relația de echivalență a lucrului mecanic al forței rezistente vâscoase în cel al forței de frecare uscată F , într-o perioadă rezultă:

$$F = \frac{25 N}{A f} \quad (3.73)$$

unde: N în kW; A în cm; f - frecvența oscilațiilor în Hz.

În mod analog, din relația (3.66) considerând forța de frecare dinamică, F , constantă pe ultima porțiune a înfîngerii (de 0,50 m) se obține expresia rezistenței dinamice (R):

$$R = \frac{\frac{2 \pi N}{\omega} + G X_p^3 - F (4A + X_p)}{\frac{A}{5} + X_p} \quad (3.74)$$

Introducând influența dimensiunilor geometrice prin prisma raportului:

$$\frac{F}{R} = \frac{F_{static}}{R_{static}} \cdot \frac{K_r}{K_f} = \frac{U l f}{A_p P_v}$$

și exprimând:

$$F = R \cdot \frac{K_r}{K_f} \cdot \frac{U l f}{A_p P_v} \quad (3.75)$$

și introducând în relația (3.66) se obține (prin împărțire la pătrunderea într-o perioadă X_p):

$$\frac{2\pi N}{\omega X_p} + G = R \cdot \frac{U I f}{A_p P_v} \cdot \frac{K_r}{K_f} \left(\frac{4A}{X_p} + 1 \right) + R \left(\frac{0,2A}{X_p} + 1 \right) \quad (3.76)$$

din care se poate obține expresia rezistenței dinamice R:

$$R = \frac{\frac{2\pi N}{\omega X_p} + G}{\frac{U I f}{A_p P_v} \cdot \frac{K_r}{K_f} + \frac{0,2A + X_p}{X_p}} \quad (3.77)$$

Relația (3.77) permite determinarea rezistenței statice:

$$R_{\text{static}} = K_r R = \frac{\frac{2\pi N}{\omega X_p} + G}{\frac{U I f}{A_p P_v} \cdot \frac{K_r}{K_f} + \frac{0,2A + X_p}{X_p}} K_r \quad (3.78)$$

sau:

$$R_{\text{static}} = \frac{(2\pi N + G \omega x_p) K_p K_f A_p P_v}{\omega [U I f K_r X_p + A_p P_v K_f (0,2A + X_p)]} \quad (3.79)$$

Din relația (3.75) rezultă prin înlocuirea valorii lui R_{static} dat de relația (3.79):

$$F_{\text{static}} = \frac{K_f}{K_r} \cdot \frac{U I f}{A_v P_v} R_{\text{static}} = \frac{K_f}{K_r} \cdot \frac{U I f}{A_v P_v} \cdot \frac{(2\pi N + G \omega x_p) K_p K_f A_p P_v}{\omega [U I f K_r X_p + A_p P_v K_f (0,2A + X_p)]}$$

sau:

$$F_{\text{static}} = \frac{(2\pi N + G \omega x_p) K_f^2}{\omega \left[K_r X_p + A_p P_v K_f \frac{(0,2A + X_p)}{U I f} \right]} \quad (3.80)$$

Prin însumarea relațiilor (3.79) și (3.80) se obține:

$$P_{\text{static lim}} = F_{\text{static}} + R_{\text{static}} = \frac{(2\pi N + G \omega x_p) K_f [K_r A_p P_v + K_f U I f]}{\omega [U I f K_r X_p + A_p P_v K_f (0,2A + X_p)]} \quad (3.81)$$

Expresia (3.81) stabilită de autor poate fi transformată introducând expresia vitezei de pătrundere într-o perioadă:

$$v = \frac{\chi_p \omega}{2\pi} \quad (3.82)$$

Din această relație rezultă:

$$\chi_p = \frac{2\pi v}{\omega}$$

care introdusă în relația (3.57) ne conduce la relația:

$$P_{\text{static lim}} = \frac{\left(2\pi N + G \omega \frac{2\pi v}{\omega}\right) K_f [K_r A_p P_v + K_f U l f]}{\omega \left[U l f K_r \frac{2\pi v}{\omega} + A_p P_v K_f \left(0,2 A + \frac{2\pi v}{\omega}\right) \right]} \quad (3.83)$$

După efectuarea calculelor se obține expresia finală:

$$P_{\text{static lim}} = \frac{2\pi (N + G v) K_f [K_r A_p P_v + K_f U l f]}{\left[U l f K_r 2\pi v + A_p P_v K_f (0,2 A \omega + 2\pi v) \right]} \quad (3.84)$$

Expresia (3.84) permite stabilirea valorii forței statice limită (în kN) prin măsurarea parametrilor de vibroînfringere: viteză medie de pătrundere în m/s, puterea consumată (N) în kW, greutate ansamblu vibrator - element în kN, amplitudinea oscilațiilor în m, dimensiunile elementului (lungimea l, perimetrul U, secțiunea transversală A_p) și caracteristicile inițiale ale terenului exprimate prin frecarea pe manta f și rezistența pe vârf P_v - valori tabelate în STAS 2561, iar K_r și K_f se determină experimental.

Pentru determinarea valorii de calcul se introduce coeficientul $K = 0,7$, care ține seama de neomogenitatea pământului și coeficientul $m = 1$ al condițiilor de lucru, obținându-se expresia:

$$P_{\text{static}} = K m \frac{2\pi (N + G v) K_f [K_r A_p P_v + K_f U l f]}{\left[U l f K_r 2\pi v + A_p P_v K_f (0,2 A \omega + 2\pi v) \right]} \quad (3.85)$$

Relația (3.85) stabilită de autor permite controlul capacității portante a piloților executați pe un amplasament, procedând în felul următor:

- elementul de probă (prefabricat sau tubul de inventar) se introduce în

teren, până la o cotă cu 50 cm mai sus decât cea proiectată. În această poziție cu cadrul vibratorului blocat și sub acțiunea vibrațiilor se măsoară parametri de vibrare N , A , f pe baza cărora, cu relația (3.73) se determină forța dinamică de frecare F pe suprafața laterală a pilotului;

- se continuă înfigerea pe ultima porțiune, înregistrând pentru finalul înfigerii parametri N , A , f , v și se calculează pătrunderea X_p într-o perioadă, iar cu relația (3.74) se calculează rezistența dinamică R . Din relațiile (3.75) și (3.76) se calculează coeficienții K_r și K_f ;

- Se calculează capacitatea portantă de calcul P_{st} cu relația (3.85);

- Se stabilește valoarea de etalonare prin calcularea raportului :

$$\frac{P_{st}}{P_{ex}} = \eta$$

Valoarea de etalonare va fi în consecință

$$P_{st}^E = \eta P_{ex}$$

- Se încearcă vibrodinamic elementele dorite din amplasament determinând pentru acesta încărcarea P_{st} cu rel (3.85) pe baza parametrilor de vibroînfigere și se compară cu valoarea de etalonare P_{st}^E

Comparând relația (3.85) (după transformările făcute de autor) cu relațiile stabilite de alți autori:

- relația lui Godaev [23]

$$P = \frac{(W + q) (1 + \delta l) K_f K_r}{4 A \delta l f K_r + V K_f}$$

- relația propusă de N. Vasiloni [88]

$$P = \frac{(W + q) (1 + \delta l) K_f K_r}{4 A \delta l f K_r + 0,2 A K_f f + V \delta l K_r + V K_f}$$

- relația propusă de autor:

$$P_{static} = \frac{2\pi (N + G v) K_f [K_r A_p P_v + K_f U l f]}{[U l f K_r 2\pi v + A_p P_v K_f (0,2 A \omega + 2\pi v)]}$$

în care:

$$P = \frac{P_{st}}{P_0};$$

$$W = \frac{N}{P_0}$$

cu N în kW; P_{st} , P_0 , G în kN; δ în m^{-1} ; l în m; A în m; V în m/s.

Vibroînfigătoarele de joasă frecvență au $W = 0,05 - 0,3 \text{ kW/kN}$; $q = 0,15 - 1,2$; $f = 5 - 12 \text{ Hz}$.

Calculând pentru următoarele valori:
 $f = 7 \text{ Hz}$; $W = 0,1 \text{ kW/kN}$; $q = 0,5$; $\delta = 0,2$; $V = 0,0167 \text{ m/s}$ ($\cong 1 \text{ m/min}$); $K_r = 1$; $K_f = 5$; $l = 10 \text{ m}$, în funcție de amplitudinea vibrațiilor s-au obținut următoarele valori (tabelul 3.29)

Tab. 3.29 Tabel comparativ

A [mm]	1,5	2,0	2,5
Metoda propusă de			
Golovacev	1,76	1,35	1,10
Vasiloni	1,53	1,18	0,96
Autor	1,64	1,12	0,90

Se constată că valorile obținute pe baza relației stabilite de autor se situează între valorile stabilite prin relațiile date de Golovacev și Vasiloni pentru amplitudinea de 1,5 cm, respectiv mai mici pentru amplitudini de 2 - 2,5 cm.

3.3 CERCETĂRI CU PRIVIRE LA TEHNOLOGIA DE ÎMBUNĂTĂȚIRE ÎN ADÂNCIME CU COLOANE DIN MATERIALE GRANULARE REALIZATE PRIN VIBROPRESARE

3.3.1 ASPECTE GENERALE

Aplicarea tehnologiei de îmbunătățire în adâncime a terenurilor slabe cu coloane din materiale granulare este reglementată în România de normativul C29 - 85.

Tehnologia poate fi aplicată în două scopuri:

- pentru îmbunătățirea în adâncime a terenurilor slabe, în vederea creșterii capacității portante, reducerea tasărilor și omogenizarea acestora;
- pentru drenarea terenurilor măloase și consolidarea acestora.

Domeniul de utilizare al acestei tehnologii îl constituie următoarele categorii de terenuri:

- nisipuri afânate;
- mături și argile moi;
- umpluturi neomogenizate;
- loessuri și pământuri prăfoase afânate, foarte umede, sub nivelul apei.

Tehnologia se pretează pentru grosimi ale straturilor slabe de

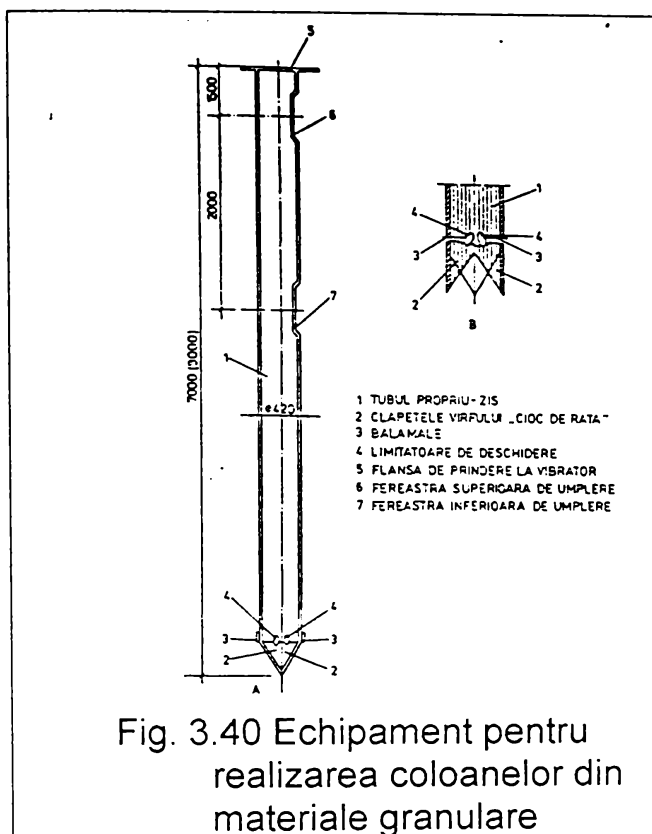


Fig. 3.40 Echipament pentru realizarea coloanelor din materiale granulare

6 m ... 10 m. Pentru realizarea coloanelor din materiale granulare, în România sunt utilizate în prezent utilajele de tip AVP - 1 [55].

Unul dintre echipamentele de lucru pentru realizarea coloanelor din materiale granulare este prezentat în figura 3.40. Dispozitivul, respectiv tubul de inventar este format dintr-o țevă metalică cu diametrul 219; 324; sau 419 mm. La partea inferioară tubul este prevăzut cu clapete prinse de tub prin intermediul unor balamale cu limitatoare de deschidere.

La partea superioară tubul este prevăzut cu o flanșă pentru prinderea la agregatul vibrator.

Îmbunătățirea terenurilor slabe cu coloane din balast realizate prin vibropresare presupune realizarea următoarelor lucrări (figura 3.41).

vibropresare presupune realizarea următoarelor lucrări (figura 3.41).

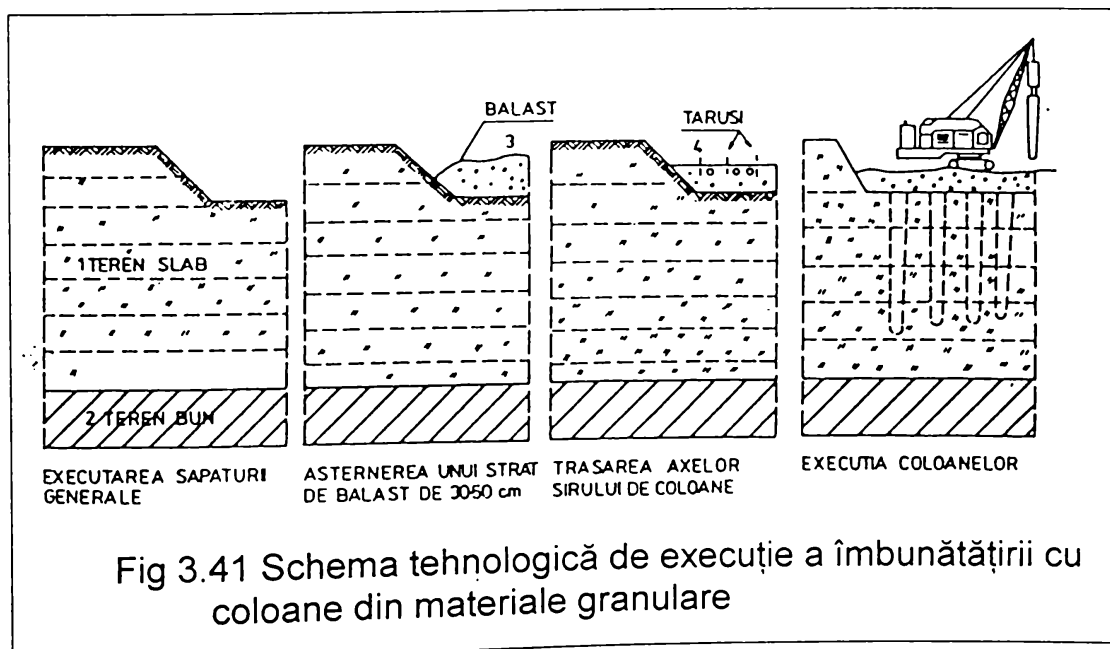


Fig 3.41 Schema tehnologică de execuție a îmbunătățirii cu coloane din materiale granulare

- executarea săpăturii generale (dacă este cazul);
- introducerea unui strat de balast de 40 - 50 cm pentru a împiedica refularea care apare în procesul de execuție a coloanelor;
- pictetarea coloanelor, prin marcarea axelor principale ale construcției și trasarea șirurilor de coloane;
- execuția propriu zisă a coloanelor.

Coloanele pot fi executate simplu vibropresate, dublu vibropresate sau multipresate, în funcție de natura terenului, importanța construcției și capacitatea portantă necesară a se obține.

Schema tehnologică de execuție a coloanelor din balast (sau alt material) fără prelungirea echipamentului de lucru, constă în următoarele faze (fig 3.42)

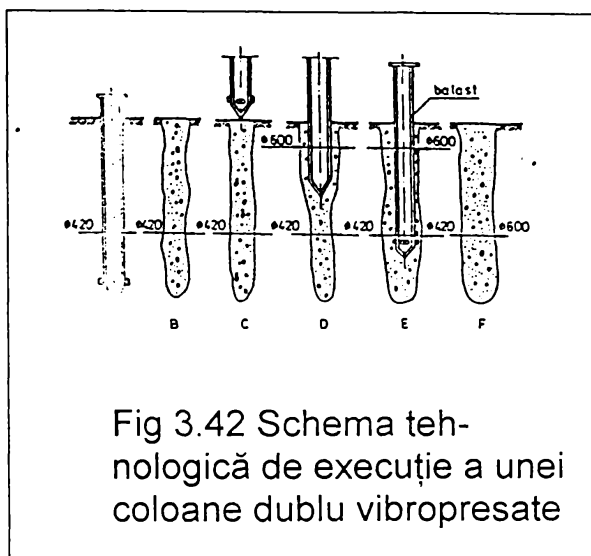


Fig 3.42 Schema tehnologică de execuție a unei coloane dublu vibropresate

- I - înfigerea tubului la cotă;
- II - umplerea cu balast a tubului și extragerea acestuia;
- III - poziționarea tubului pentru reintroducere;
- IV - reluarea vibropresării;
- V - umplerea tubului și extragerea acestuia.

Înfigerea tubului de inventar se realizează sub acțiunea forței perturbatoare transmisă de utilajul de vibropresare și a forței de presare.

Extragerea tubului se face în regim de vibrație cu o viteză de 1m/min.

Utilajul se deplasează pe direcția șirului de coloane (fig 3.43).

Pentru realizarea coloanelor cu lungimi de până la 14 - 18 m se utilizează schema din fig. 3.44, care presupune prelungirea echipamentului de lucru.

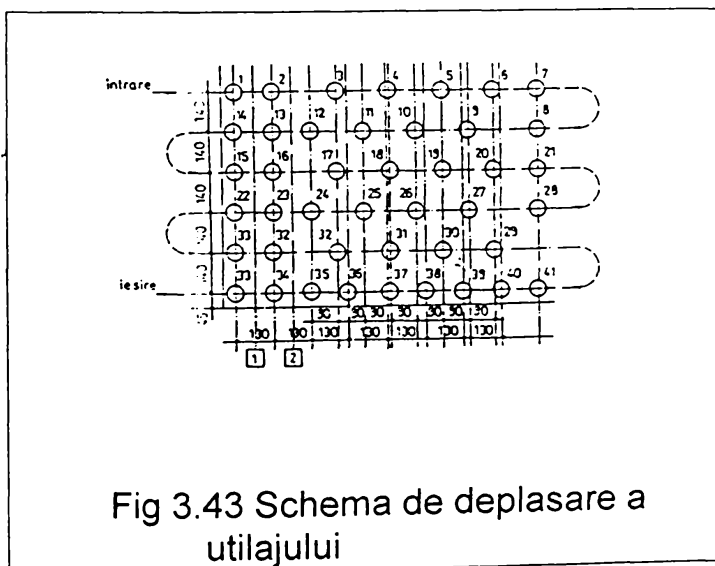


Fig 3.43 Schema de deplasare a utilajului

Tehnologia presupune în acest caz fazele:

- pentru primul tronson de 8-9 m se respectă fazele de înfigere descrise anterior;
- se decuplează agregatul;
- se montează tronsonul 2 și se prinde la vibroagregat;
- înfigerea în continuare a echipamentului până la realizarea fișei;

- decuplarea utilajului și introducerea balastului în toată coloana;
- cuplarea agregatului și extragerea tronsonului II;
- completarea balastului și extragerea tronsonului I.

În acest mod se realizează o coloană simplu vibropresată. Pentru o coloană dublu vibropresată se așează tubul (tronsonul I) pe coloana realizată și se reiau fazele descrise anterior.

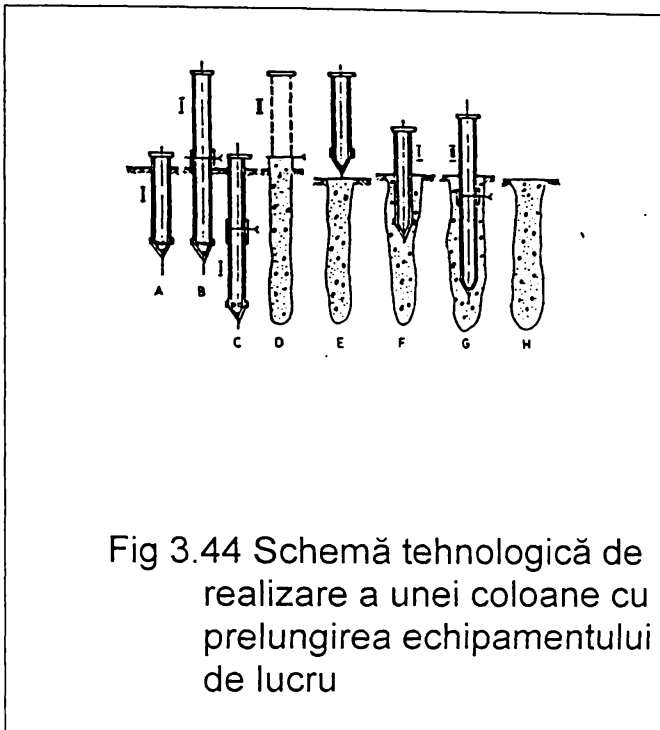


Fig 3.44 Schemă tehnologică de realizare a unei coloane cu prelungirea echipamentului de lucru

Proiectarea lucrărilor de îmbunătățire cu coloane realizate prin vibropresare este reglementată în România de normativul C29-85.

Documentația tehnică necesară proiectării trebuie să cuprindă următoarele elemente:

- studiul geotehnic al amplasamentului;
- planul rețelelor subterane;
- planul fundațiilor și planul de distribuire a coloanelor din balast;
- fișa tehnologică de execuție;
- schema de organizare a lucrărilor;
- memoriul de calcul.

Calculul parametrilor de îmbunătățire presupune determinarea următoarelor elemente;

- distanța l dintre axele coloanelor;
- diametrul coloanei;
- adâncimea de îmbunătățire;
- porozitatea medie a terenului îmbunătățit;
- parametri de rezistență Φ și c ai terenului îmbunătățit și calculul terenului de fundare.

Normativul C29-85 prevede următoarele relații de calcul pentru distanța dintre coloane (l):

$$l = d_c \sqrt{\frac{100 - n_f}{n_i - n_f}} \quad (3.86)$$

unde:

- d_c - diametrul proiectat al coloanei ($d_c=1 - 1,2 d$)
- n_f - porozitatea finală [%]
- n_i - porozitatea inițială [%]

Adâncimea de îmbunătățire se stabilește din condițiile de capacitate portantă și de deformație pe baza prevederilor STAS 3300 - 85 și ținând seama de caracteristicile de rezistență ale terenului îmbunătățit și a stratului suport ale acestuia stabilit pe baza încercărilor de teren.

Porozitatea medie a terenului îmbunătățit:

$$n_m = \frac{(V_c - V'_s)}{V_c} \quad (3.87)$$

unde:

$V_c = A_c h_c$; volumul terenului îmbunătățit

A_c = aria suprafeței îmbunătățite;

h_c = lungimea coloanelor;

V'_s = volumul părții solide a terenului.

În completarea relațiilor de calcul se vor prezenta studiile efectuate de autor privind elementele de calcul ale terenului îmbunătățit cu coloane din materiale granulare.

3.3.2 STUDII PRIVIND ELEMENTELE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE ÎMBUNĂȚĂȚIT CU COLOANE DIN MATERIALE GRANULARE

Calculul capacității portante a terenului îmbunătățit cu coloane din materiale granulare sau alte elemente de îmbunătățire realizate prin utilizarea diverselor tehnologii de îmbunătățire se poate face conform STAS 3300 /85 introducând în calcul caracteristicile fizico mecanice ale terenului îndesat.

Presiunea convențională de calcul poate fi evaluată pentru caracteristicile fizico mecanice ale terenului îndesat cu respectarea prevederilor STAS 3300/85 privind calculul definitiv al terenului de fundare pe baza acestei presiuni.

Calculul presiunii de plasticizare P_{pl} sau critice P_{cr} se poate efectua cu valorile parametrilor rezistenței la forfecare Φ și c din STAS 3300/85, determinați pentru indicele porilor final e_f al terenului dintre elementele de îmbunătățire.

În stabilirea unor relații de calcul ale caracteristicilor fizico mecanice ale terenului de fundare îmbunătățit, autorul a plecat de la studiile efectuate de dr ing V. Haida, dr ing N. Vasiloni, dr ing A. Gruia [88, 89], referitoare la calculul terenurilor de fundare îmbunătățite prin tehnica vibrării, în capitolul 1 fiind prezentate principalele relații de calcul stabilite de acești autori și anume [25, 28, 88]: indicele porilor, densitatea și greutatea volumică a pământului în stare îndesată.

Se reamintesc relațiile de la care se pornește:

a. indicele porilor (e_f) al terenului îmbunătățit:

- pentru terenuri afânate:

$$e_f = e_{max} - I_{Df} (e_{max} - e_{min}) \quad (3.88)$$

în care:

e_f - indicele porilor după execuția elementelor de îmbunătățire;

e_{max} , e_{min} - indicele porilor maxim, respectiv minim al terenului

natural;

I_{Df} - gradul de îndesare final obținut sau impus ce se obține.
 - pentru pământuri slab coezive saturate:

$$e_f = \frac{\rho_s}{\rho_w} (W_p + 0,2 I_p) \quad (3.89)$$

În care:

ρ_s, ρ_w - densitățile scheletului, respectiv apei;
 W_p - limita superioară de plasticitate;
 I_p - indicele de plasticitate.

b. Densitatea și greutatea volumică a pământului îndesat dintre elementele de îmbunătățire (coloane, ploturi etc).

$$\rho_{df} = \rho_{di} + \rho_s \frac{e_i - e_f}{(1 + e_f)(1 + e_i)} \quad (3.90)$$

$$\gamma_{df} = \gamma_{di} + \gamma_s \frac{e_i - e_f}{(1 + e_f)(1 + e_i)} \quad (3.91)$$

În aceste relații s-au folosit notațiile:

ρ_{df}, γ_{df} - densitatea, respectiv greutatea volumică a scheletului mineral;

ρ_{di}, γ_{di} - densitatea și greutatea volumică a terenului natural;

e_i, e_f - indicele porilor inițial și final (natural respectiv îmbunătățit).

c. Coeficientul de compresibilitate volumică:

$$a_{vi} = \frac{e_f - e_{fc}}{P_c} \quad (3.92)$$

cu notațiile:

e_f, e_{fc} - indicele porilor după îmbunătățirea terenului, respectiv după aplicarea presiunii suplimentare, adusă de construcție;

p_c - presiunea totală.

Pornind de la relațiile de calcul menționate, în urma unor studii proprii, autorul a stabilit relații de calcul a distanței dintre elementele de îmbunătățire pentru două moduri de dispunere, în rețea triunghiulară, respectiv în rețea cu ochiuri pătrate (fig 3.45):

Determinarea distanțelor dintre axele elementelor de îmbunătățire se poate face pe baza echivalenței fazei solide înainte și după executarea elementelor de îmbunătățire.

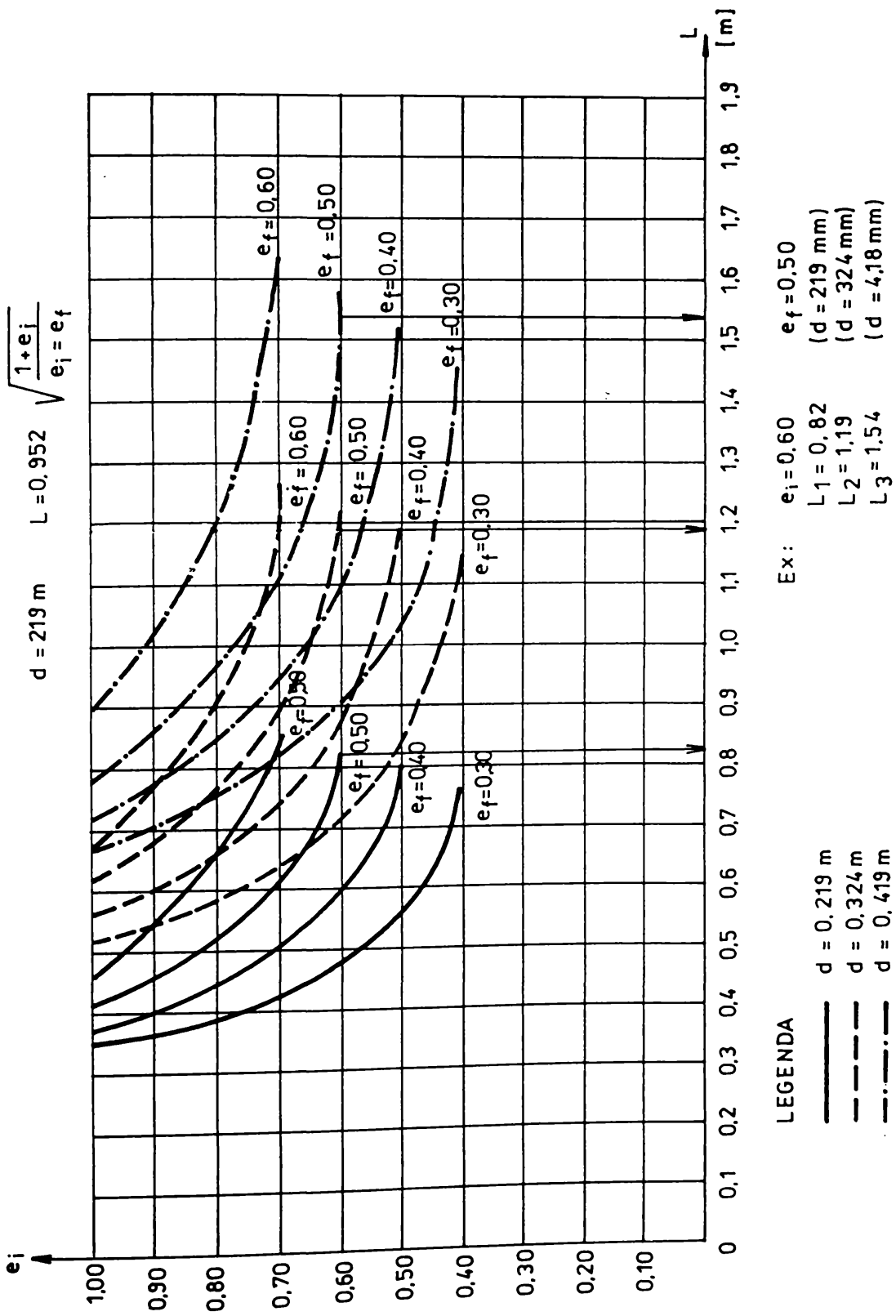
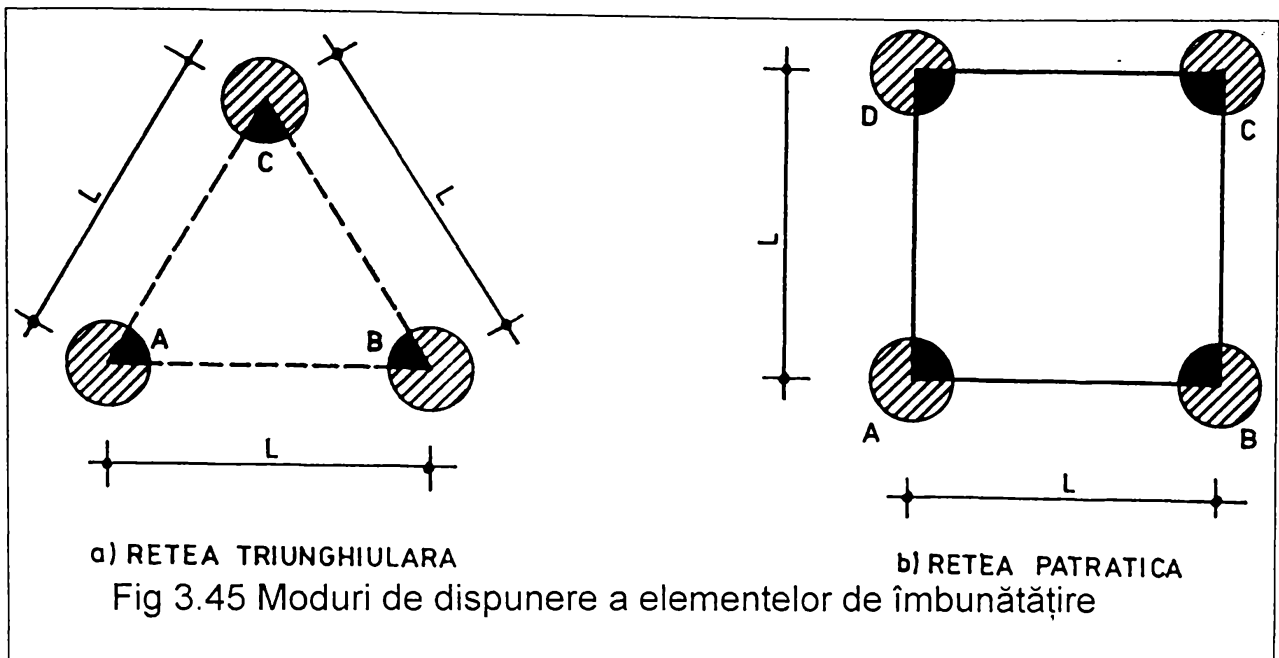


FIG. 3.45' GRAFICE DE VARIATIE $L = f(e_i, e_f)$



a) RETEA TRIUNGHIULARA

Fig 3.45 Moduri de dispunere a elementelor de îmbunătățire

b) RETEA PATRATICA

A. Pentru dispunerea în retea de triunghiuri echilaterale

Echivalența volumelor fazei solide se face pentru suprafața triunghiulară ABC (fig 3.45 a). Suprafața sectorului înegrit reprezintă a șasea parte din suprafața totală a coloanei:

$$S_1 = \frac{S_{col}}{6} = \frac{\pi d^2}{24} \quad (3.93)$$

în care:

d - diametrul coloanei (sau diametrul echivalent al plotului).

În suprafața triunghiulară ABC intră trei astfel de sectoare cu suprafața totală:

$$S = 3 S_1 = \frac{\pi d^2}{8} \quad (3.94)$$

Plecând de la relația generală de legătură:

$$V_s = V - V_p$$

unde:

V_s - volumul fazei solide;

V_p - volumul porilor;

V - volumul aparent (total) al probei de pământ.

Ținând seama de expresia indicelui porilor

$$e = \frac{V_p}{V_s}$$

și de cea a volumului:

$$V = \frac{L \frac{L\sqrt{3}}{2}}{2} h = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4} h$$

se obține relația:

$$V_s = \frac{V}{1 + e} = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4(1 + e)} h$$

h - grosimea probei de pământ

Aplicând această relație, pentru starea inițială (înainte de îmbunătățire) și de cea finală (după îmbunătățire) se obțin expresiile volumului fazei solide în stare inițială V_{si} și finală V_{sf} .

Efectuând calculul pentru o suprafață și o adâncime unitară ($h = 1\text{m}$) volumul fazei solide înainte de îmbunătățire (V_{si}) și după îmbunătățire (V_{sf}) se calculează cu relațiile:

$$V_{sf} = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4(1 + e_f)} \quad (3.95)$$

$$V_{sf} = \frac{2 L^2 \sqrt{3} - \pi d^2}{8(1 + e_f)} \quad (3.96)$$

Pentru că volumul scheletului mineral rămâne neschimbat în suprafața ABC, din egalitatea $V_{si} = V_{sf}$ autorul obține următoarele expresii:

a. expresia indicelui porilor final (e_f) al terenului în funcție de indicele porilor inițial (e_i) și distanța (L) dintre axele coloanelor:

Din egalitatea:

$$\frac{L^2 \sqrt{3}}{4(1 + e_f)} = \frac{2 L^2 \sqrt{3} - \pi d^2}{8(1 + e_f)}$$

rezultă:

$$e_f = \frac{(2 L^2 \sqrt{3} - \pi d^2)(1 + e_i)}{2 L^2 \sqrt{3}} - 1$$

sau:

$$e_f = \frac{3,46 L^2 e_i - \pi d^2 (1 + e_i)}{3,46 L^2} \quad (3.97)$$

b. Distanța dintre axele elementelor de îmbunătățire, în funcție de porozitatea inițială a terenului (e_i), porozitatea finală necesară (e_f) pentru a obține capacitatea portantă dorită a terenului de fundare îmbunătățit.

Plecând de la expresia (3.33) rezultă:

$$L^2 = \frac{\pi d^2}{3,46} \cdot \frac{1 + e_i}{e_i - e_f} \quad (3.98)$$

din care:

$$L = 0,952 d \sqrt{\frac{1 + e_i}{e_i - e_f}} \quad (3.99)$$

B. Pentru dispunerea în rețea cu ochiuri pătrate

Efectuând calculele în mod asemănător ca pentru rețeaua triunghiulară volumele fazei solide înainte și după îmbunătățire au în acest caz expresiile:

$$V_{si} = \frac{L^2}{1 + e_i} \quad (3.100)$$

$$V_{sf} = \frac{4 L^2 - \pi d^2}{4 (1 + e_f)} \quad (3.101)$$

Indicele porilor final $e_f = f(L, e_i)$ sau latur rețelei $L = f(e_i, e_f)$ se obțin cu relațiile:

- indicele porilor final:

$$e_f = \frac{e (4 L^2 - \pi d^2) - \pi d^2}{4 L^2} \quad (3.102)$$

- latura rețelei:

$$L = \frac{d}{2} \sqrt{\frac{\pi (1 + e_i)}{e_i - e_f}} \quad (3.103)$$

obținute pe baza echivalenței $V_{si} = V_{sf}$ din suprafața ABCD.

Plecând de la expresiile suprafețelor totale ale golurilor aferente elementelor de îmbunătățire (coloane, ploturi etc) din suprafața triunghiulară ABC, respectiv pătratică ABCD, avem:

$$S = \frac{\pi d^2}{8} \quad \text{pentru rețeaua triunghiulară} \quad (3.104)$$

$$S' = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{pentru rețeaua pătratică}$$

se poate calcula numărul de elemente de îmbunătățire pentru o suprafață de îmbunătățire dată.

Suprafața triunghiulară ABC, respectiv pătratică ABCD au expresiile:

$$S_{ABC} = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4} \quad (3.105)$$

$$S_{ABCD} = L^2 \quad (3.106)$$

Înlocuind expresiile laturilor rețelei date de relațiile (3.99) și (3.103) se obține:

$$S_{ABC} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1 + e_i}{e_i - e_f} \cdot \frac{\sqrt{3}}{4} \quad (3.107)$$

$$S_{ABCD} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1 + e_i}{e_i - e_f} \quad (3.108)$$

Suprafața golurilor aferente elementelor de îmbunătățire pentru un m² de suprafață a terenului se calculează cu relațiile:

$$S_{g1} = \frac{S}{S_{ABC}} = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \quad [\text{m}^2] \quad \text{pentru rețea triunghiulară} \quad (3.109)$$

$$S_{g2} = \frac{S'}{S_{ABCD}} = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \quad [\text{m}^2] \quad \text{pentru rețea pătratică} \quad (3.110)$$

Se constată că pentru a obține același indice al porilor final și deci aceeași valoare a capacității portante a terenului îmbunătățit este necesară aceeași suprafață de goluri pe o suprafață unitară de 1m².

Numărul de elemente de îmbunătățire (n) pe suprafața de îmbunătățire de 1m² va fi dată de relația:

$$n = \frac{S_{g1}}{S_{col}} = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \cdot \frac{4}{\pi d^2} \quad (3.111)$$

iar numărul de elemente (N) pentru o suprafață oarecare de îmbunătățire (S_t) este:

$$N = S_t n = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} \cdot \frac{4 S_t}{\pi d^2} \quad (3.112)$$

Analizând relațiile (3.102) și (3.103) se constată că pentru a obține aceeași capacitate portantă între mărimile laturilor rețelei triunghiulare, respectiv pătratice trebuie să existe următoarea relație de legătură:

$$L_4 = 0,65 L_3 \quad (3.113)$$

L_4 - latura rețelei pătratice; L_3 - latura rețelei triunghiulare.

Pe baza relațiilor (3.97; 3.99; 3.102; 3.103) s-au construit grafice de variație $e_f = f(e_i; L)$ și $L = f(e_i; e_f)$ pe baza cărora se poate face proiectarea îmbunătățirii terenului slab procedând astfel:

- se impune indicele final (e_f) necesar obținerii capacității portante necesare calculate conform STAS 3300/85 pe baza valorilor Φ și c determinate pentru (e_f) și se determină din abace latura rețelei (L);
- se stabilește latura rețelei (L) și din abace se determină indicele porilor final obținut (e_f) pe baza căruia din STAS 3300/85 se determină parametri rezistenței la forfecare Φ și c , respectiv capacitatea portantă a terenului îmbunătățit.

Autorul stabilește și modul de calcul a lungimii elementelor de îmbunătățire pe considerentele ce se prezintă în continuare. Astfel reducerea compresibilității terenului natural în urma realizării îmbunătățirii acestuia are drept rezultat micșorarea tasărilor construcției.

Realizarea elementelor de îmbunătățire, cu o rigiditate mai mare decât a terenului din jur provoacă o concentrare a încărcărilor transmise de construcție.

Încărcarea transmisă de construcție este preluată atât de elementele de îmbunătățire cât și de pământul dintre acestea, pe baza relației de echivalență:

$$P_c S_c = p_{col} S_{col} + p_{sol} (S_c - S_{col}) \quad (3.114)$$

astfel încât între tasările terenului și elementelor de îmbunătățire să fie egale:

$$S_{col} = S_{sol} \quad (3.115)$$

În relațiile (3.114) și (3.115) s-au folosit notațiile:

P_c - presiunea verticală medie uniform distribuită transmisă de construcție;

p_{col} - presiunea verticală ce acționează pe suprafața coloanei;

p_{sol} - presiunea verticală pe terenul dintre coloane.

Reducerea tasărilor terenului se poate realiza în toate cazurile în care elementele de îmbunătățire străbat întreaga zonă de teren compresibil.

Reducerea tasărilor terenului este posibilă și în cazurile în care zona de teren îmbunătățit nu cuprinde integral stratul compresibil.

Totuși într-o serie de cazuri este posibilă obținerea reducerii tasării absolute și când lungimea elementelor, respectiv zona de teren îmbunătățit reprezintă numai o cotă parte, relativ importantă, din zona activă a fundației, restul zonei cuprinzând terenul natural.

În acest caz tasarea absolută în limitele zonei active, care se compune din tasarea stratului îmbunătățit S_i și a celui natural ΣS_{nat} , nu trebuie să depășească tasarea admisă pentru construcție, adică trebuie respectată condiția:

$$S_{med} = S_i + \Sigma S_{nat} < S_{ad} \quad (3.116)$$

Pentru încărcarea dată și caracteristicile fizico-mecanice ale terenului îmbunătățit se găsesc dimensiunile necesare ale tălpii fundației.

Folosindu-se metoda însumării pe straturi elementare și introducând notațiile:

$$m_{v0} = \frac{a_v}{1 + e_i} \quad (3.117)$$

$$m_{vi} = \frac{a_{vi}}{1 + e_f}$$

(coeficienții de compresibilitate volumică pentru terenul natural, respectiv îmbunătățit) și presupunând că în limitele stratului omogen valorile m_{v0} și m_{vi} rămân constante și că grosimile straturilor elementare h_i se iau egale cu $0,2 B$ (unde B - lățimea tălpii fundației) se obține:

- tasarea terenului în stare naturală:

$$S_{nat} = 0,2 B m_{v0} P_0 \left[\frac{\alpha_0 + \alpha_n}{2} + \sum_{i=1}^{m-1} \alpha_i \right] \quad (3.118)$$

- tasarea terenului îmbunătățit:

$$S_i = 0,2 \beta m_{vi} B P_0 \left[\frac{\alpha_0 + \alpha_n}{2} + \sum_{i=1}^{m-1} \alpha_i \right] \quad (3.119)$$

Mărimea tasării care trebuie redusă prin îmbunătățire este:

$$\Delta S_z = S_{nat} - S_i \quad (3.120)$$

adică:

$$\Delta S_z = 0,2 (m_{v0} - m_{vi}) B P_0 \left[\frac{\alpha_0 + \alpha_z}{2} + \sum_{i=1}^{z-1} \alpha_i \right] \quad (3.121)$$

Considerând în relația (3.121) $\alpha_0 = 1$ și α_z neglijabil se obține expresia :

$$S_z = 0,2 (m_{v0} - m_{vi}) B P_0 \left[0,5 + \sum_{i=1}^{z-1} \alpha_i \right] \quad (3.122)$$

din care rezultă:

$$\sum_{i=1}^{z-1} \alpha_i = \frac{\Delta S_z}{0,2 (m_{v0} - m_{vi}) B P_0} \quad (3.123)$$

În relația 3.123 singura necunoscută este $\sum_{i=1}^{z-1} \alpha_i$, m_{v0} și m_{vi} se calculează cu relațiile 3.117, în care a_{v0} și a_{vi} se calculează conform

Tabelul 3.30 Valorile coeficientului $\alpha = f(L/B)$ - conform STAS 3300-85

$\frac{2z}{B}$	Valorile coeficientului α pentru raportul laturilor L/B									
	1,0		1,6		2,0		2,8		≥ 10	
	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$	α	$\Sigma\alpha$
0,4	0,960	0,960	0,974	0,974	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	1,760	0,859	1,833	0,970	1,846	0,873	1,855	0,381	1,858
1,2	0,606	2,366	0,703	2,546	0,727	2,573	0,746	2,601	0,755	2,613
1,6	0,444	2,815	0,577	3,104	0,593	3,166	0,623	3,224	0,642	3,255
2,0	0,334	3,149	0,441	3,545	0,480	3,656	0,520	3,744	0,550	3,805
2,4	0,257	3,406	0,352	3,897	0,392	4,038	0,437	4,181	0,477	4,282
2,8	0,201	3,601	0,284	4,181	0,321	4,359	0,369	4,550	0,420	4,702
3,2	0,160	3,761	0,232	4,413	0,267	4,626	0,313	4,864	0,376	5,076
3,6	0,130	3,851	0,192	4,605	0,224	4,860	0,270	5,134	0,337	5,413
4,0	0,108	3,999	0,161	4,766	0,189	5,049	0,233	5,367	0,306	5,717
4,4	0,090	4,089	0,137	4,983	0,163	5,212	0,208	5,575	0,280	5,999
4,8	0,077	4,166	0,118	5,021	0,141	5,323	0,178	5,753	0,258	6,257
5,2	0,066	4,232	0,102	5,123	0,123	5,476	0,157	5,910	0,239	6,496
5,6	0,058	4,290	0,089	5,212	0,108	5,586	0,139	6,044	0,223	6,719
6,0	0,051	4,341	0,078	5,280	0,095	5,679	0,124	6,173	0,208	6,927
6,4	0,045	4,386	0,070	5,360	0,085	5,764	0,111	6,284	0,196	7,123
6,8	0,040	4,426	0,060	5,422	0,076	5,840	0,100	6,384	0,184	7,207
7,2	0,036	4,462	0,056	5,478	0,068	5,908	0,090	6,474	0,175	7,482
7,6	0,032	4,494	0,050	5,528	0,062	5,970	0,082	6,556	0,166	7,648
8,0	0,029	4,523	0,046	5,574	0,056	6,026	0,075	6,631	0,158	7,806
8,4	0,026	4,549	0,042	5,616	0,051	6,077	0,069	6,700	0,150	7,956
8,8	0,024	4,573	0,038	5,654	0,047	6,124	0,063	6,763	0,144	8,100
5,2	0,022	4,592	0,035	5,689	0,043	6,617	0,058	6,821	0,137	8,237
5,6	0,020	4,612	0,032	5,721	0,040	6,207	0,054	6,875	0,132	8,369
10,0	0,019	4,631	0,030	5,751	0,037	6,244	0,050	6,925	0,126	8,469

metodologiei descrise în capitolul 1, considerând că curba de compresiune - porozitate caracterizează comportarea pământului și înainte și după îmbunătățire.

Intrând în tabelul 3.30 cu suma $\sum_{i=1}^{z-1} \alpha_i$ dată de relația (3.123) se determină raportul $\frac{2z}{B}$, iar în funcție de o lățime de talpă impusă (dată) rezultă înălțimea z a zonei de teren ce trebuie îmbunătățită, deci lungimea necesară a coloanei din balast.

Exemplu: Pentru o fundație având dimensiunile $L=2\text{m}$; $B=1,0\text{ m}$ (deci $L/B=2$) și $\sum_{i=1}^{z-1} \alpha_i = 5,840$ (obținută pe baza relațiilor 3.118; 3.120 și 3.123)

intrând în tabelul 3.30, rezultă $\frac{2z}{B} = 6,8$, de unde $z=3,4\text{ m}$, ceea ce înseamnă că lungimea minimă a coloanei este $3,5\text{m}$.

Tasarea fiecărei "coloane" depinde de modulul de deformație "liniară" (E) și are expresia:

$$s = \frac{P h \beta}{E} \quad (3.124)$$

prin urmare o "coloană" poate să primească o deformație maximă:

$$s = \frac{P h \beta}{\min E}, \text{ iar alta deformația minimă: } s = \frac{P h \beta}{\max E}.$$

Pentru o fundație rigidă toate "coloanele" vor avea aceeași deformație prin redistribuirea presiunii, adică:

$$s = \frac{\min P}{\min E} h \beta = \frac{\max P}{\max E} h \beta = \frac{P_{\text{med}}}{E_{\text{med}}} h \beta \quad (3.125)$$

Modulul de deformare liniară este funcție de indicele porilor "e".

Introducând în calcule valorile medii ale caracteristicilor fizico mecanice ale terenului îmbunătățit se poate accepta ipoteza privind omogenitatea pământului îmbunătățit.

Dimensiunile în plan ale terenului îmbunătățit cu coloane (ploturi) granulare, dispuse de-alungul unei fundații continue de lățime B se poate stabili în conformitate cu ipotezele lui B. I Dalmatov (fig 3.46) [18]. Se introduc notațiile:

- p_{lim} - presiunea limită pe fundație;
- γ - greutatea volumică a pământului;
- γ_{pb} - greutatea volumică medie a pământului compactat cu coloane (ploturi etc);
- a - lățimea în plan (de o parte a fundației);
- D_f - adâncimea de fundare;
- Φ_{pb} - unghiul de frecare interioară mediu al pământului compactat cu coloane;
- β - unghiul de înclinare față de orizontală a suprafeței plane de

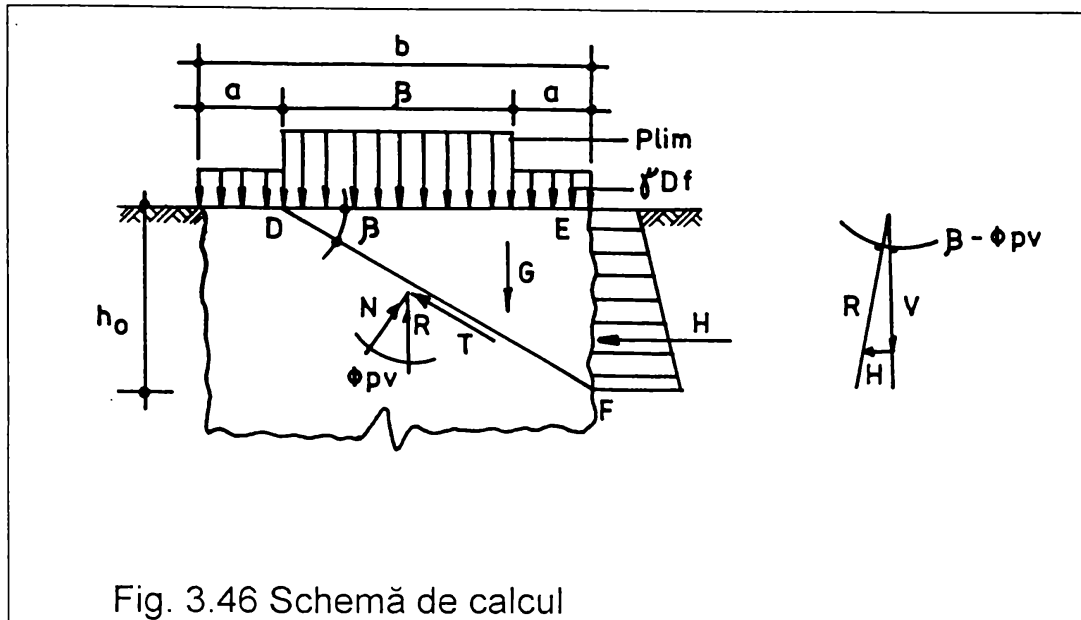


Fig. 3.46 Schemă de calcul

rupere DF.

Corespunzător condiției de echilibru limită a prismului DEF, în problema plană, triunghiul forțelor se compune din:

$$V = P_{lim} B + \gamma D_f a + G \text{ -rezultanta forțelor verticale;}$$

$$H = \gamma h (D_f + 0,5 h) \text{ - rezistența terenului din jur determinată după legea hidrostatică a presiunilor;}$$

R - reacțiunea masivului stabil pe suprafața de rupere DF.

Exprimând $\text{tg}(\beta - \Phi_{pb}) = \frac{H}{V}$ și înlocuind expresiile lui H și V se

obține:

$$P_{lim} = \frac{\gamma (B + a)^2 \text{tg} \beta}{2 B} \left[\frac{2 D_f + (B + a) \text{tg} \beta}{(B + a) \text{tg}(\beta - \Phi_{pb})} - \frac{2 D_f a}{(B + a)^2 \text{tg} \beta} - \frac{\gamma_{pb}}{\gamma} \right] \quad (3.126)$$

Pentru diferite valori ale unghiului β se poate determina minimul valorii P_{lim} pentru dimensiunile în plan ale zonei terenului îmbunătățit.

3.3.3. STUDII DE STABILIRE PE CALE EXPERIMENTALĂ A MODIFICĂRILOR INDICILOR FIZICO-MECANICI AI TERENULUI DE FUNDARE ÎMBUNĂTĂȚIT PRIN DIVERSE PROCEDEE

Cum s-a mai arătat, un loc important în aplicarea unei tehnologii de îmbunătățire a terenului de fundare o are stabilirea pe cale experimentală a

modificărilor caracteristicilor fizico-mecanice produse în terenul de fundare, ca urmare a aplicării unei tehnologii de îmbunătățire a acestuia.

Această determinare se poate face prin sondaje de penetrare statică și dinamică cu con, care fac parte din categoria lucrărilor corelative de investigare, care prezintă următoarele avantaje tehnico-economice:

- posibilitatea aprecierii unor caracteristici fizico-mecanice ale pământurilor necoezive, din care recoltarea probelor netulburate este anevoioasă;

- nederanjarea unui volum mare de pământ ca în cazul sondajelor deschise;

- rapiditatea efectuării determinărilor și prelucrarea ușoară a datelor.

Compararea diagramelor de penetrare de control cu cele mator permite determinarea adâncimii până la care se resimte influența compactării, dând o imagine calitativă asupra îmbunătățirii terenului (prin creșterea indicilor fizico-mecanici) prin creșterea rezistenței la penetrare statică R_p sau a numărului de lovituri N_{10} .

Prin aprecierea unor caracteristici fizico-mecanice ale terenului natural și îmbunătățit obținuți pe baza rezultatelor sondajelor de penetrare se poate face o evaluare cantitativă a variației acestora sub efectul lucrărilor de îmbunătățire.

Utilizarea sondajelor de penetrare statică și dinamică este reglementată în România de normativul C 159-89, [91]: "Instrucțiuni tehnice pentru cercetarea terenului de fundare prin penetrare cu con".

3.3.3.1 Utilizarea sondajelor de penetrare statică

Pe baza rezistenței la penetrare pe con R_p se pot aprecia următoarele caracteristici fizico-mecanice mator și de control:

- starea de îndesare a pământurilor nisipoase;

- greutatea volumică în stare uscată γ_d , porozitatea "n" și indicele porilor "e" folosind abacele din normativul C159 [91] sau utilizând relațiile:

$$e = 1,3516 - 0,36 \log R_p \pm 0,13 \quad (3.127)$$

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (3.128)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} \quad (3.129)$$

unde:

γ_s reprezintă greutatea volumică a scheletului mineral, care în cazul nisipurilor se poate considera $26,5 \text{ kN/m}^3$;

- unghiul de frecare interioară cu ajutorul abacelor din normativ C159;

- modulul de deformare edometric M și modulul de deformare liniară E cu relațiile:

$$M = \alpha R_p \quad (3.130)$$

$$E = M_0 M \quad (3.131)$$

unde α este dat în funcție de natura terenului;
sau:

- pentru nisipuri (Trofimenov și Vorobkov 1974) [86]:

$$E = 3,4 R_p - 50 \text{ (daN/cm}^2\text{)} \quad (3.132)$$

- pentru pământuri coezive (Marcu 1976):

$$E = 3,8 R_p - 6,5 n + 260 \approx 4,8 R_p \text{ (daN/cm}^2\text{)} \quad (3.133)$$

- coeziunea:

$$c = R_p/14 \text{ (daN/cm}^2\text{)} \quad (3.134)$$

Pe baza valorilor rezistenței la penetrare R_p , în tabelele 3.31 și 3.32 sunt prezentate starea de îndesare și de consistență.

Tab 3.31 Starea de îndesare a nisipurilor

Categoriile de nisip	Afânat $I_D < 0,33$	Îndesare medie $0,33 < I_D < 0,66$	Îndesat $I_D > 0,66$
Nisip mare și mijlociu	50	50-150	>150
Nisip fin	40	40-120	>120
Nisip prăfos uscat și umed	30	30-100	>100
Nisip prăfos și saturat	20	20-70	>70

Tab.3.32 Starea de consistență (după Trofimenkov și Vorobkov)

Starea de consistență	Indicele de consistență	R_p daN/cm ²
Tare	> 1	> 50
Plastic vârtoasă	1 ... 0,75	50 ... 30
Plastic consistentă	0,75 ... 0,50	30 ... 10
Plastic moale și curgătoare	< 0,50	< 10

3.3.3.2 Utilizarea sondajelor de penetrare dinamică

Pe parcursul încercărilor de penetrare dinamică se înregistrează numărul de lovituri N_{10} , necesar pătrunderii conului pe echidistanța de 10 cm.

Pe baza numărului de lovituri N_{10} se pot determina în conformitate cu [25, 95]:

- gradul de îndesare:

$$\log I_D \% = 0,554 \log N_{1 \text{ OPDU}} + 0,98 \pm 0,25 \quad (\text{Gruia 1979}) \quad (3.135)$$

sau:

$$I_D = a_1 \log N_{20} - a_2 h + a_3 \pm S_y \quad (\text{Melzer 1967}) \quad (3.136)$$

unde:

N_{20} - numărul de lovituri pentru înaintarea conului pe echidistanța de 20 cm;

h - presiunea geologică la nivelul vârfului penetrometrului și de natura terenului;

a_1, a_2, a_3 - coeficienți care depind de tipul penetrometrului și de natura terenului;

S_y - abaterea medie.

Coeficienții a_1, a_2, a_3 sunt prezentați în tab 3.33.

Tab. 3.33 Valorile coeficienților a_1, a_2, a_3

Tip penetrometru	Teren	Coeficienți				Domeniu de valabilitate		
		a_1	a_2	a_3	S_y	Starea de îndesare	h (daN/cm ²)	adâncimea (m)
PDG	nisip mediu-fin	0,283	0,375	0,445	0,068	mediu îndesat	1,0 - 0,8	0 - 5
PDG	nisip mare	0,378	0,326	0,388 5	0,059	Idem	0,5 - 1,0	2,5 - 6
PDG	nisip cu pietriș	0,716	0,224	0,193	0,068	Idem	1,0 - 1,5	6 - 8
PDG	nisip mediu fin	0,252	0,309	0,297	0,064	Idem	0 - 0,8	0 - 5
PDG	nisip mare	0,364	0,231	0,273	0,062	Idem	0,5 - 1,0	3,5 - 6

O evaluare a unor caracteristici geotehnice $e, n\%$ și γ_d se poate face prin echivalență [25]:

$$R_p = 2.03 N_{10} \quad (3.137)$$

Pe baza lui N_{10} , utilizînd formula "olandeză" se poate calcula rezistența dinamică:

$$R_d = \frac{1}{A} \cdot \frac{G_1^2 h}{e (G_1 + G_2)} \quad (\text{daN/cm}^2) \quad (3.138)$$

în care:

G_1 - greutatea berbecului;

G_2 - greutatea tijelor (inclusiv nicovală, tijă de ghidaj și con);

h - înălțimea de cădere a berbecului;

e - pătrunderea conului pentru o lovitură;

A - aria secțiunii transversale a conului (cm^2).

Aprecierea capacității portante se poate face prin calculul presiunii admise [25].

$$p_{ad} = \frac{R_d}{20} \quad (\text{daN/cm}^2) \quad (3.139)$$

Pentru calculul modului de deformație liniară și edometric în literatură [25, 45, 72] se prezintă următoarele relații:

- nisip cu pietriș $E=2 N_{10} + 2; M=8 N_{10} - 9$
- nisip $E=16 N_{10} - 12; M=6,5 N_{10} + 3$
- nisip argilos $E=17 N_{10} - 80; M=6,7 N_{10} - 24$
- argilă nisipoasă $E=11 N_{10} - 88; M=4,3 N_{10} - 27$
- argilă $E=9,5 N_{10} - 50; M=4 N_{10} - 11$

3.3.3.3 Prelucrarea unor date experimentale

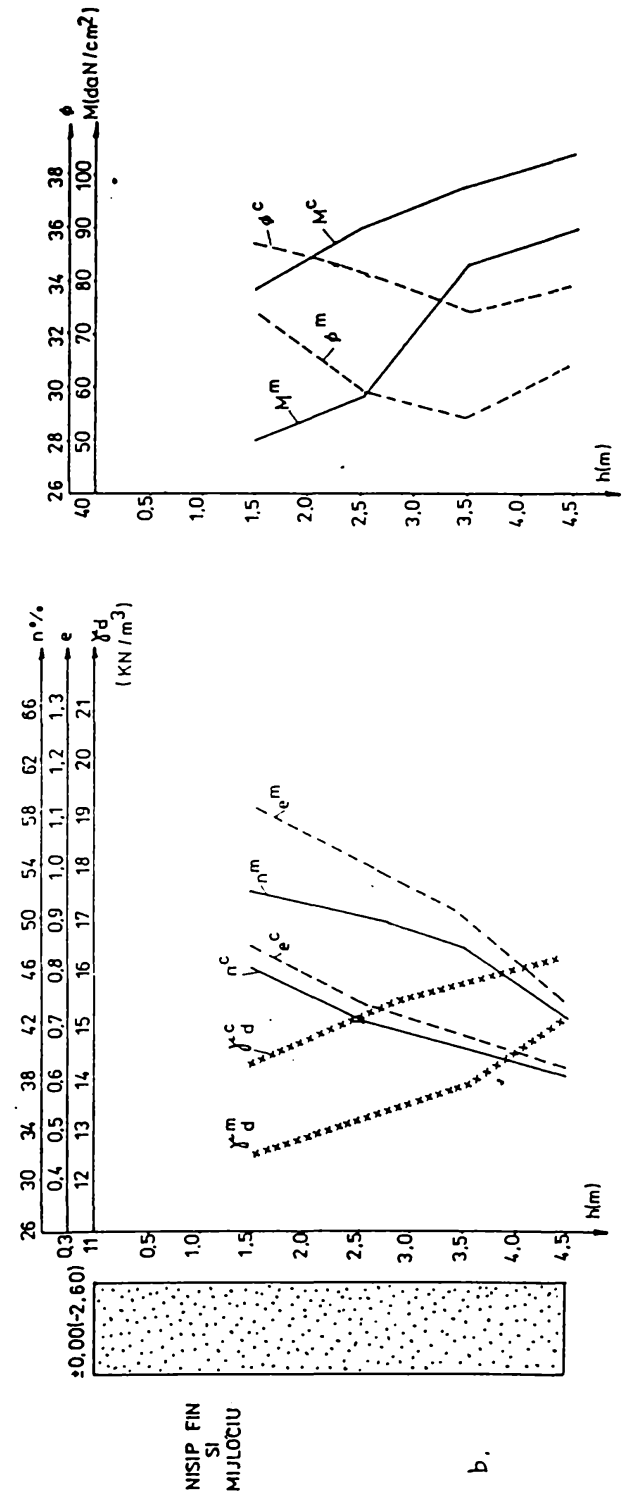
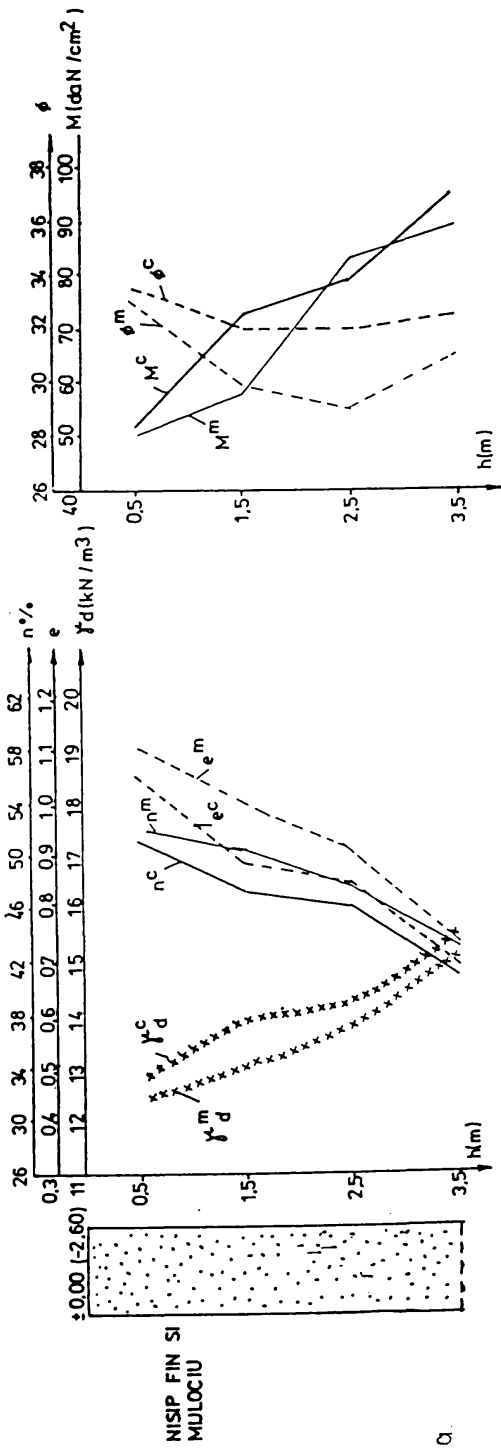
Utilizând metodologia prezentată autorul a făcut prelucrarea unor date experimentale, rezultate în urma testării lucrărilor de îmbunătățire efectuate pe diverse amplasamente, utilizând procedee bazate pe tehnica vibrării și anume:

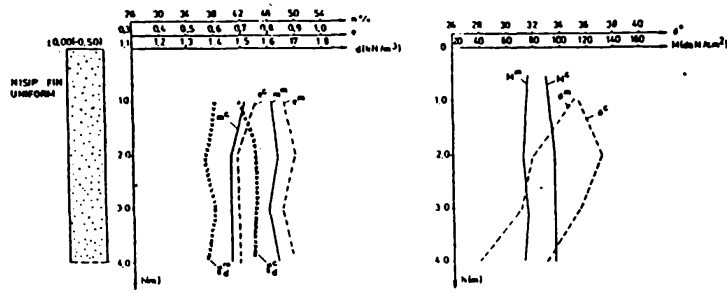
- îmbunătățire cu coloane granulare;
- îmbunătățire cu ploturi;
- îmbunătățire prin vibroînțepare.

Rezultatele prelucrărilor sunt prezentate sub formă de diagrame în fig 3.47 - 3.49.

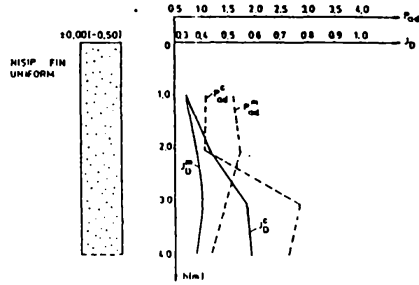
Modificările procentuale ale caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului sunt prezentate în tab 3.34 (col 2-6). În coloana 7 este înscrisă presiunea admisă medie estimată pe baza rezistenței dinamice R_d .

Deși creșterile procentuale ale gradului de îndesare variază în limite destul de largi, toate metodele de îmbunătățire utilizate au asigurat trecerea nisipului din starea afânată în starea de îndesare medie.

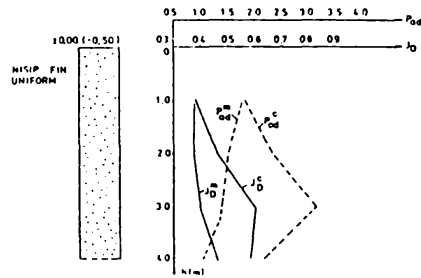




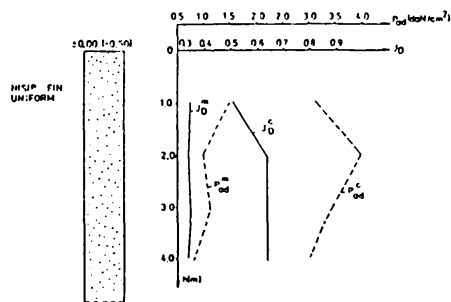
VIROINTEPARE IN TEREN CU UMIDITATE NATURALA



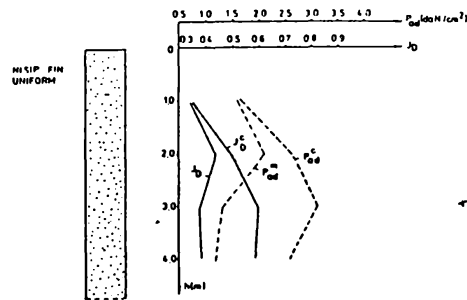
COLOANE DIN BALAST

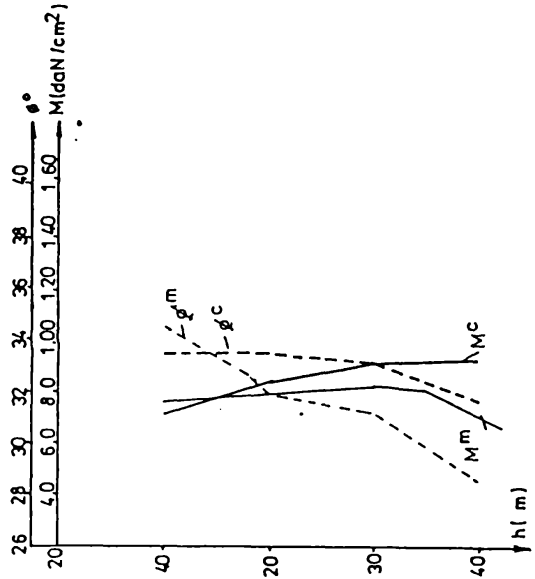
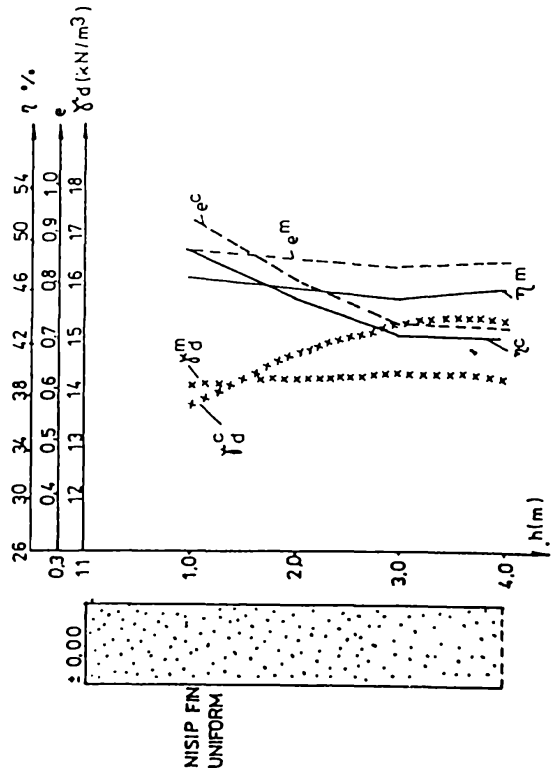
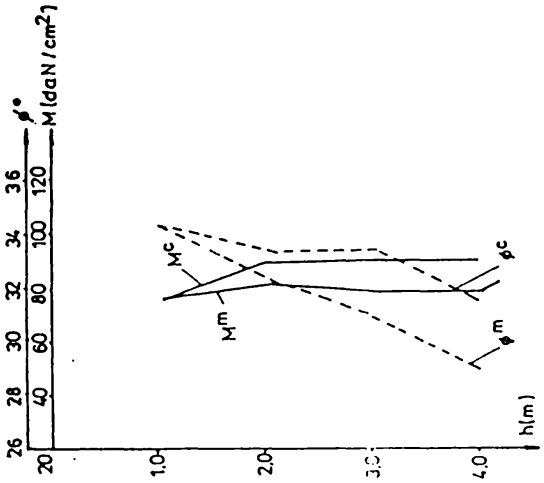
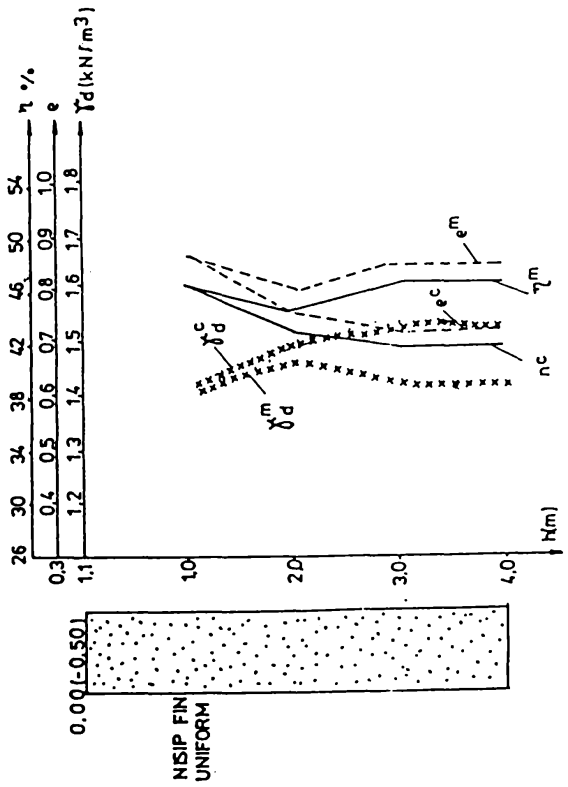


PLOTURI DIN BALAST



VIROINTEPARE IN TEREN SATURAT





Caracteristicile fizico-mecanice ale terenului îmbunătățit determinate pe baza sondajelor de penetrare, servesc la calculul capacității portante a terenului și a deformației acestuia în conformitate cu STAS 3300-85 sau pe baza unor metode și relații indicate în literatura de specialitate.

Tab 3.34 Caracteristicile fizico-mecanice

Metoda de îmbunătățire	Creșteri procentuale					Presiunea admisă kPa
	I_D	n	γ_D	M	Φ	
Coloane din balast	20-50	3-10	4-18	7-10	3-6,6	270
Ploturi din balast	50-80	8-14	6,5-13	19-32	3-17	350
Vibroîntepări în teren natural	15-50	3-8	5-15	5-16	4,6-6,4	220
Vibroîntepări în teren saturat	20-55	3-10	5-18	8-18	3-8	260

3.4. STUDII PRIVIND FUNDAȚIILE TIP “ PLĂCI SUBȚIRI TRUNCHI DE PIRAMIDĂ” REALIZATE ÎN GROPI STANȚATE.

Studiile efectuate de autor și prezentate în continuare se referă la realizarea fundațiilor din plăci subțiri poliedrice trunchi de piramidă, realizate prin ștanțarea gropilor de fundare, cu un echipament de forma intradosului fundației, pe terenuri de TIP I (Zalău).

Aceste tipuri de fundații sunt utilizate la construcții cu structură de rezistență în cadre.

3.4.1. CALCULUL FUNDAȚIILOR DIN PLĂCI POLIEDRICE (PRINCIPII ȘI IPOTEZE DE BAZĂ)

În procesul de creștere progresivă a încărcărilor plăcile subțiri ating un stadiu de solicitare în care în punctul cel mai solicitat al materialului se atinge limita de curgere.

Creșterea în continuare a încărcării face ca plastificarea materialului să se producă și în alte puncte ale plăcii, timp în care plastificarea începe să se extindă asupra materialului din zonele învecinate de-alungul unor linii drepte sau curbe, denumite linii de rupere.

Aceasta are drept rezultat o puternică redistribuire a solicitărilor din zonele mai solicitate spre cele mai slab solicitate. În final cedarea plăcii se produce prin transformarea lor în mecanisme ca urmare a formării unui

număr de linii de rupere suficient de mare, pentru ași pierde toate legăturile suplimentare, devenind în cele din urmă la o creștere foarte mică a încărcării un mecanism cu un grad de libertate.

În calcule autorul a aplicat metoda cinematică .

În România studii privind utilizarea plăcilor subțiri (curbe sau poliedrice), în varianta de execuție a săpăturii după forma intradosului fundației, au fost efectuate în cadrul unor lucrări de doctorat [20].

Execuția fundațiilor din plăci subțiri, prin ștanțarea gropilor de fundare, reprezintă o noutate pe plan național; studiile efectuate de autor s-au desfășurat, pe baza unui contract de colaborare cu INCERC Timișoara, realizările experimentale făcându-se pe un amplasament de tip I.

Soluțiile de execuție a fundațiilor prin ștanțarea gropilor de fundare îmbină avantajele tehnologice ale ștanțării referitoare la :

- înlocuirea operațiilor de săpare, cu o operație de introducere forțată a unui echipament (de forma și dimensiunile intradosului fundației) prin vibrație, vibropercuție, batere sau presere statică;

- micșorarea sau eliminarea lucrărilor de cofrare;

- eliminarea lucrărilor de epuizamente;

- obținerea unor capacități portante ridicate în condițiile unor dimensiuni reduse ale fundației, datorate apariției unei zone de pământ îndesat, în procesul de ștanțare [63] precum și avantajelor prezentate de forma plăcilor subțiri;

- consumul redus de armătură și beton.

Fundațiile din plăci poliedrice trunchi de piramidă, studiate de autor, executate prin ștanțarea gropilor de fundare, pot avea următoarele dimensiuni:

- latura bazei $L = 0.7 \dots 1.5(2.0)m$

- săgeata de boltă $f = 0.5 \dots 1.0m$

Aplicarea în calcule a metodei cinematice constă în parcurgerea următoarelor etape de calcul:

a) se identifică și se tratează toate mecanismele posibile de cedare ale plăcii, punându-se în evidență valorile necunoscute și cele cunoscute (încărcări, eforturi, momente interioare);

b) pentru fiecare mecanism de cedare se scrie condiția de echilibru în stadiul de formare a mecanismului respectiv, denumită ecuație de echilibru plastic, aplicând în acest scop principiul lucrului mecanic virtual.

Forma generală a acestei ecuații este:

$$L_i + L_p = 0 \quad (3.141)$$

în care :

L_i - lucrul mecanic virtual al eforturilor plastice (eforturi axiale, momente etc.) care acționează de-alungul liniilor de rupere;

L_p - lucrul mecanic virtual al încărcărilor care soliciță placa în stadiul de formare a mecanismului de cedare .

Din ecuația (3.141) se explicitează încărcarea de cedare sub forma:

$$P_{lim} = F(N_{p1}, N_{p2}, \dots, M_{p1}, M_{p2}, \dots, \alpha_1, \alpha_2, \dots) \quad (3.142)$$

unde:

- N_{p1}, N_{p2}, \dots - eforturile axiale plastice ce acționează de-a lungul liniilor de rupere ale mecanismului de cedare.

- M_{p1}, M_{p2}, \dots - momentele plastice care acționează de-a lungul liniilor de rupere ale mecanismului de cedare.

- $\alpha_1, \alpha_2, \dots$ - parametrii de valori inițiale necunoscute care, precizează pozițiile liniilor de rupere ale mecanismului de cedare.

3.4.1.1. Identificarea mecanismului de cedare

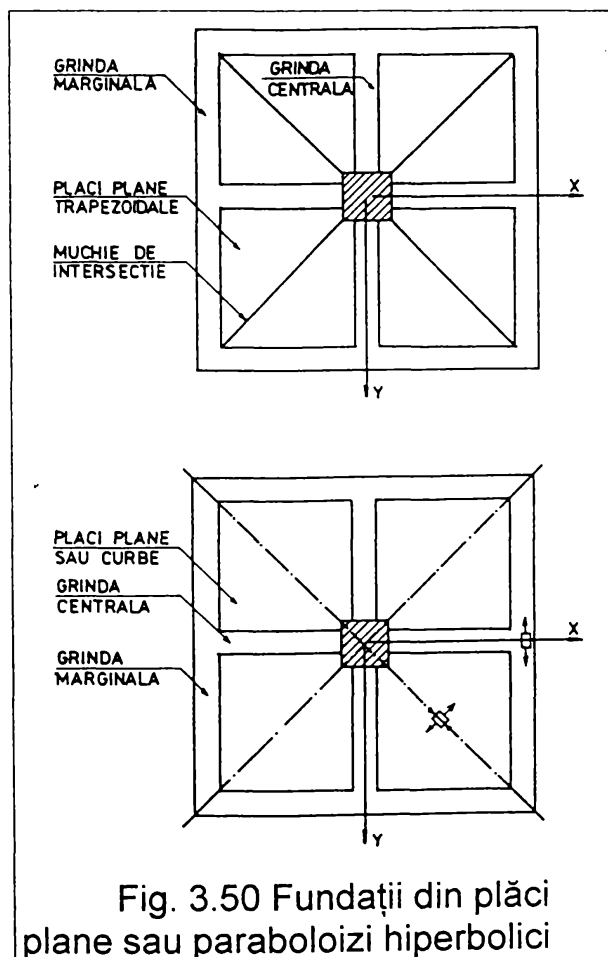


Fig. 3.50 Fundații din plăci plane sau paraboloidi hiperbolici

În cazul plăcilor poliedrice obținute prin intersecția a patru suprafețe poliedrice plane (fig. 3.50) eforturile care duc la apariția liniilor de rupere sunt:

- eforturile unitare principale de întindere ce apar în muchiile de intersecție ale plăcilor plane trapezoidale;

- eforturile de întindere ce apar în imijlocul grinzilor marginale;

- formarea primelor linii de rupere se datorează curgerii armăturilor întinse. Apariția acestor linii de rupere este condiționată de : mărimea efortului de întindere maxim de pe linia de rupere presupusă înainte de foemarea acestuia și cantitatea și calitatea armăturii, care are ca scop prelucrarea eforturilor de întindere.

Astfel apar posibile două mecanisme de cedare (fig. 3.51) :

a) mecanism de cedare cu linii de rupere care urmăresc muchiile de intersecție ale fețelor și înconjoară stâlpul (fig. 3.51a), astfel că fundația tinde să se desfacă în patru suprafețe plane trapezoidale prin linii de rupere în care curge armătura întinsă din placă și de stâlpișorul central prin linii de rupere în care apar momente plastice și forțe de compresiune.

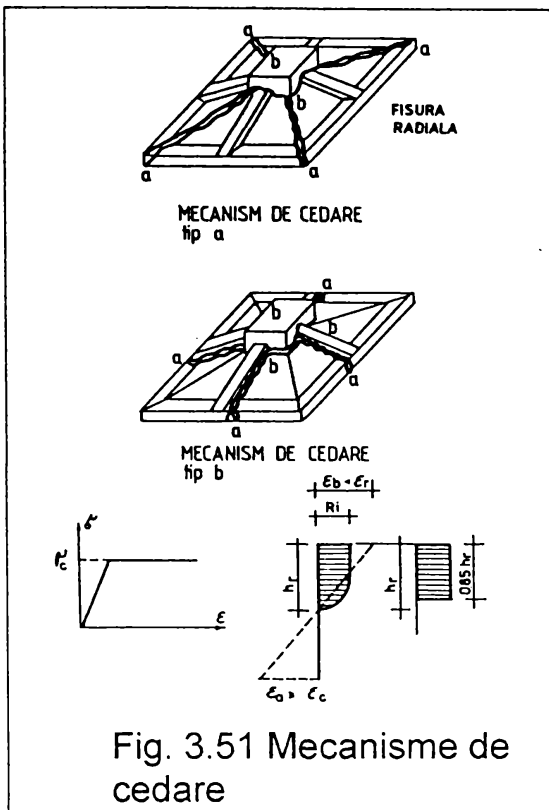


Fig. 3.51 Mecanisme de cedare

de la grinda de bază spre stâlp.

- b) mecanism de cedare cu două linii de rupere perpendiculare, ce apar în apropierea grinzilor marginale (punct în care întinderile în grindă sunt maxime) ce urmăresc zona de contact dintre placă și grinda centrală, ocolesc stâlpul și se termină în mijlocul grinzii marginale simetrice (fig.3.51b). Astfel fundația tinde să se desfacă în patru linii de rupere în care curge armătura întinsă a plăcii și a grinzilor marginale și separat de stâlpul central prin linii de rupere în care apar momente plastice și forțe de compresiune.
- c) rupere în care apar momente plastice și forțe de compresiune.
- d) combinație a mecanismului de tip a și b în care cedarea se face după linii de rupere după direcția muchiilor de intersecție a fețelor și după linii ce pornesc

3.4.1.2. Determinarea valorii de cedare - Mecanism de tip a

Mecanismul de cedare este format din patru fisuri radiale notate cu a - b și patru fisuri notate cu b - b. Astfel fisurile de tip a - b tind să se deschidă. La această deplasare se opune armătura A_{f1} , A_{f2} din placă și momentul plastic ce apare în lungul fisurilor b - b.

În fig. 3.52 se indică schematic armătura de rezistență prevăzută în zona articulațiilor plastice.

Schema cinematică a acestui mecanism este dată în fig. 3.53. Unei deplasări verticale mici Δz îi corespund rotirile $\Delta\varphi_x$ și $\Delta\varphi_y$ date de relațiile:

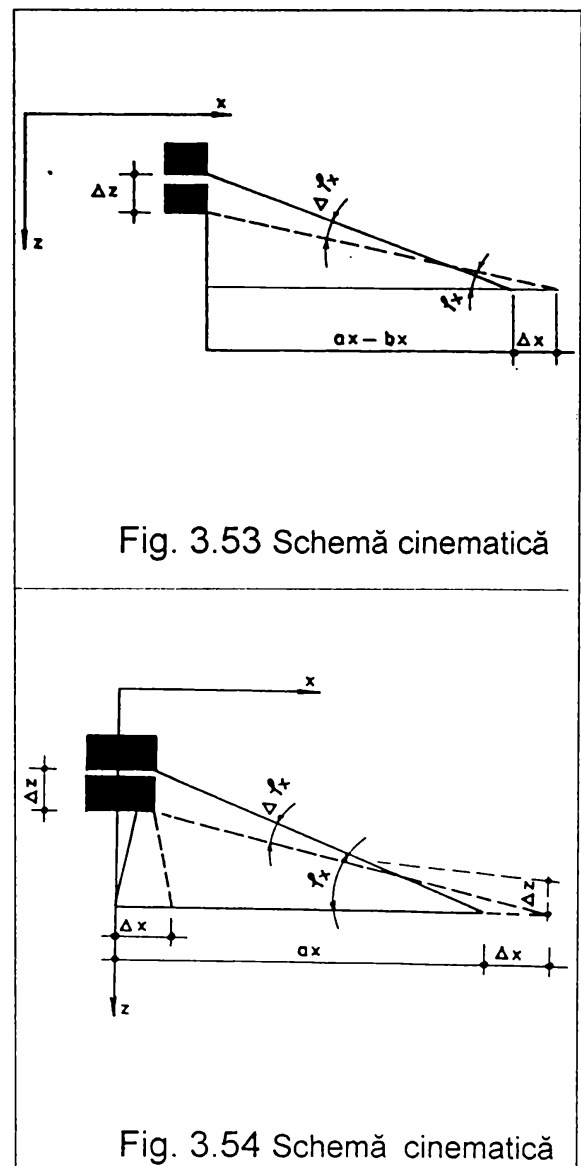
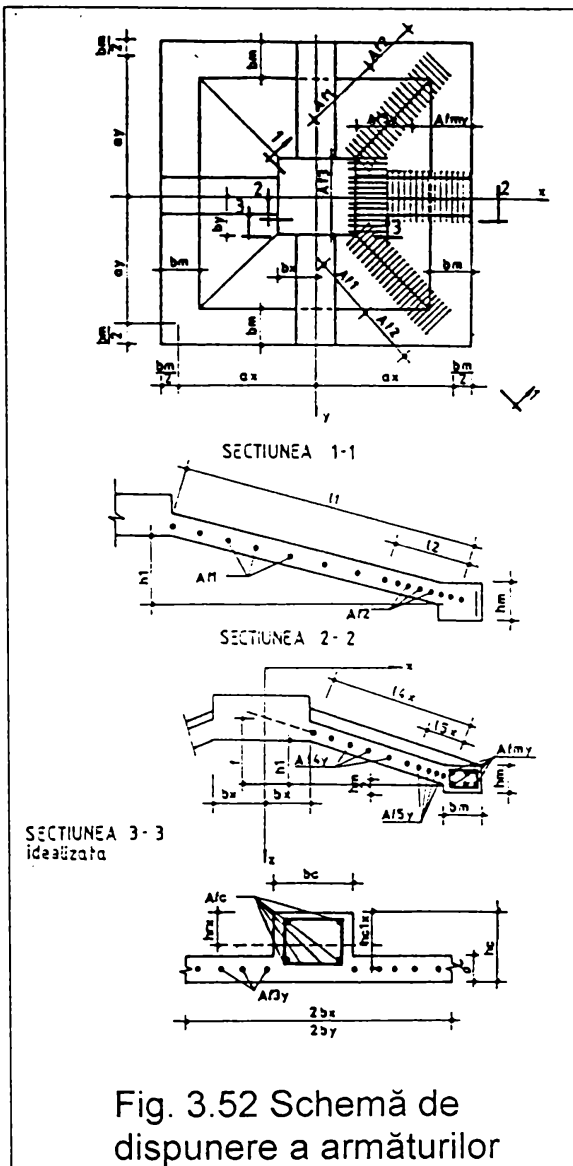
$$\Delta\varphi_x = \frac{\Delta z}{a_x + b_x} \cos \varphi_x \quad (3.143)$$

$$\Delta\varphi_y = \frac{\Delta z}{a_y + b_y} \cos \varphi_y$$

în care:

$$\varphi_x = \arctg(f/a_x) ; \quad \varphi_y = \arctg(f/a_y)$$

Pentru determinarea poziției axei neutre din articulația plastică b - b , se scriu ecuațiile eforturilor după axele O_x respectiv O_y .



În cazul în care axa neutră se află în placă:

$$h_{rx} = \frac{N_{1x} + N_{2x} + N_{3x} + N_{mx} + (2by + bc)(hc - \delta)R_i}{1.7 \cdot by \cdot R_i} \quad (3.144)$$

$$h_{ry} = \frac{N_{1y} + N_{2y} + N_{3y} + N_{my} + (2bx + bc)(hc - \delta)R_i}{1.7 \cdot bx \cdot R_i}$$

În cazul în care axa neutră se află în grindă:

$$h_{rx} = \frac{N_{1x} + N_{2x} + N_{3x} + N_{mx}}{0.85 bc R_i} \quad (3.145)$$

$$h_{ry} = \frac{N_{1y} + N_{2y} + N_{3y} + N_{my}}{0.85 \cdot bc \cdot R_i}$$

În relațiile de mai sus s-au făcut notațiile;

$$\begin{aligned} N_{1x} &= Af_1 l_1 \cos \alpha_x R_a^n; & N_{1y} &= Af_1 l_1 \cos \alpha_y R_a^n; \\ N_{2x} &= (Af_2 - Af_1) l_2 \cos \alpha_x R_a^n; & N_{2y} &= (Af_2 - Af_1) l_2 \cos \alpha_y R_a^n; \\ N_{3x} &= 2A_{f3x} b_y R_a^n; & N_{3y} &= 2A_{f3y} b_x R_a^n; \\ N_{mx} &= A_{fmx} R_a^n; & N_{my} &= A_{fmy} R_a^n; \end{aligned} \quad (3.146)$$

unde:

$$A_{f2} \geq A_{f1}; \quad \alpha_x = \arctg a_y/a_x; \quad \alpha_y = \arctg a_x/a_y;$$

Momentul plastic în raport cu axa neutră 0 - 0 produs de eforturile din articulațiile plastice se determină astfel:

- când axa neutră este în placă :

$$M_x = N_{1x}(h_1/2 + h_c - h_{rx}) + N_{2x}(h_1 + h_c - h_{rx} - h_1 l_2/2l_1) + 0.85b_y h_{rx}^2 R_i - (2b_y - b_c)[h_c - (h_c + \delta)/2](h_c - \delta)R_i + A_{fax} h_{c1x} R_a^n/2 + N_{3x}(h_{cx} - h_{rx} - \delta/2) + N_{mx}(h_1 + h_c - h_{rx})$$

$$M_y = N_{1y}(h_1/2 + h_c - h_{ry}) + N_{2y}(h_1 + h_c - h_{ry} - h_1 l_2/2l_1) + 0.85b_x h_{ry}^2 R_i - (2b_x - b_c)[h_c - (h_c + \delta)/2](h_c - \delta)R_i + A_{fay} h_{c1y} R_a^n/2 + N_{3y}(h_{cy} - h_{ry} - \delta/2) + N_{my}(h_1 + h_c - h_{ry}) \quad (3.147)$$

- când axa neutră se află în grinda centrală:

$$M_x = N_{1x}(h_1/2 + h_c - h_{rx}) + N_{2x}(h_1 + h_c - h_{rx} - h_1 l_2/2l_1) + 0.85b_c h_{rx}^2 R_i + A_{fax} h_{c1x} R_a^n/2 + N_{3x}(h_{cx} - h_{rx} - \delta/2) + N_{mx}(h_1 + h_c - h_{rx})$$

$$M_y = N_{1y}(h_1/2 + h_c - h_{ry}) + N_{2y}(h_1 + h_c - h_{ry} - h_1 l_2/2l_1) + 0.85b_c h_{ry}^2 R_i + A_{fay} h_{c1y} R_a^n/2 + N_{3y}(h_{cy} - h_{ry} - \delta/2) + N_{my}(h_1 + h_c - h_{ry}) \quad (3.148)$$

Lucrul mecanic virtual total al eforturilor din fundație se obține prin produsele dintre unghiurile virtuale de rotire $\Delta\varphi_x$ și $\Delta\varphi_y$ și momentele plastice M_x și M_y :

$$L_i = -2(\Delta\varphi_x M_x + \Delta\varphi_y M_y) \quad (3.149)$$

Experimând unghiurile de rotire $\Delta\varphi_y$ prin deplasările virtuale Δ_z se obține:

$$L_i = \Delta_z \left(\frac{\cos \alpha_x}{a_x - b_x} M_x + \frac{\cos \alpha_y}{a_y - b_y} M_y \right) \quad (3.150)$$

Lucrul mecanic al forțelor exterioare (presiunea pe teren p și forța din stâlp P) se determină cu relația:

$$L_p = \Delta_z P/3 [2 - A_s/A_f - b_x/(2a_x + b_m) - b_y/(2a_y + b_m)] \quad (3.151)$$

în care :

$A_s = 4b_x b_y$ - suprafața stâlpului

$A_f = (2a_x + a_m)(2a_y + b_m)$ - suprafața fundației

Din relația :

$$L_i + L_p = 0 \quad (3.152)$$

se obține relația de calcul pentru determinarea valorii încărcării de cedare:

$$P_{\max} = \frac{\frac{\cos\phi_x}{a_x - b_x} M_x + \frac{\cos\phi_y}{a_y - b_y} M_y}{2 - \frac{A_s}{A_f} - \frac{bx}{2ax + bm} - \frac{by}{2ay + bm}} \quad (3.153)$$

3.4.1.3. Mecanism de cedare de tip b

Acest mecanism este format din patru fisuri radiale, care încep la mijlocul grinzii marginale și se îndreaptă spre stâlpișorul central, urmărind zona de contact dintre placă și grinda centrală și patru fisuri notate cu b - b, care înconjoară stâlpul.

Fundația se împarte în patru fragmente care tind să se rotească în jurul fisurilor b - b, iar fisurile a - b se deschid. La această deplasare se opun : armăturile A_{fx} și A_{fy} din placă; armătura A_{fm} a grinzii marginale și momentul plastic ce apare în fisura b - b.

Poziția armăturii de rezistență din zona articulațiilor plastice este indicată schematic în fig. 3.52.

Schema cinematică a acestui mecanism este dată în fig. 3.54. Pentru o deplasare verticală Δ_z notațiile corespunzătoare sunt:

$$\Delta\phi_x = \Delta_z \cos\phi_x / (a_x - b_x) \quad (3.154)$$

$$\Delta\phi_y = \Delta_z \cos\phi_y / (a_y - b_y)$$

unde:

$$\phi_x = \arctg f/a_x ; \quad \phi_y = \arctg f/a_y$$

Pentru determinarea poziției axei neutre 0 - 0 din articulația plastică b - b se scriu ecuațiile proiecțiilor eforturilor după axele O_x și O_y .

În cazul în care axa neutră este situată în placă:

$$h_{rx} = \frac{N_{4x} + N_{5x} + N_{3x} + N_{mx} + (2by - bc)(hc - \delta)R_i}{1.7 by R_i}$$

(3.155)

$$h_{ry} = \frac{N_{3y} + N_{4y} + N_{5y} + N_{my} + (2bx - bc)(hc - \delta)R_i}{1.7 bx R_i}$$

În cazul în care axa neutră este situată în grinda centrală:

$$h_{rx} = \frac{N_{4x} + N_{5x} + N_{3x} + N_{mx}}{1.7 by Ri} \quad (3.156)$$

$$h_{ry} = \frac{N_{4y} + N_{5y} + N_{3y} + N_{my}}{1.7 bx Ri}$$

În relațiile anterioare :

$$\begin{aligned} N_{3x} &= 2A_{f3x}b_yR_a^n; & N_{3y} &= 2A_{f3y}b_xR_a^n; \\ N_{4x} &= A_{f4x}l_{4y}R_a^n; & N_{4y} &= A_{f4y}l_{4x}R_a^n; \\ N_{5x} &= (A_{f5x} - A_{f4x})l_{5y}R_a^n; & N_{5y} &= (A_{f5y} - A_{f4y})l_{5x}R_a^n; \\ N_{mx} &= A_{fmx}R_a^n; & N_{my} &= A_{fmy}R_a^n; \\ (A_{f5x} &\geq A_{f4x}; & A_{f5y} &\geq A_{f4y}); \end{aligned} \quad (3.157)$$

Momentul plastic în raport cu axa neutră (0 - 0) produs de eforturile din articulațiile plastice se determină cu relațiile:

$$\begin{aligned} M_x &= N_{4x}(h_1/2 + h_c - h_{rx}) + N_{5x}(h_1 + h_c - h_{rx} - h_1l_{5y}/2l_{4y}) + 0.85b_ch_{rx}^2R_i - (2b_y - b_c)[h_c - (h_c + \delta)/2](h_c - \delta)R_i + A_{fax}h_{c1x}R_a^n/2 + N_{3x}(h_{cx} - h_{rx} - \delta/2) \\ M_y &= N_{4y}(h_1/2 + h_c - h_{ry}) + N_{5y}(h_1 + h_c - h_{ry} - h_1l_{5x}/2l_{4x}) + 0.85b_ch_{ry}^2R_i - (2b_x - b_c)[h_c - (h_c + \delta)/2](h_c - \delta)R_i + A_{fay}h_{c1y}R_a^n/2 + N_{3y}(h_{cy} - h_{ry} - \delta/2) \end{aligned} \quad (3.158)$$

În cazul în care axa neutră se află în grinda centrală:

$$\begin{aligned} M_x &= N_{4x}(h_1/2 + h_c - h_{rx}) + N_{5x}(h_1 + h_c - h_1l_{5y}/2l_{4y}) + 0.85b_ch_{rx}^2R_i + A_{fcx}h_{c1x}R_a^n/2 + N_{3x}(h_{cx} - h_{rx} - \delta/2) \\ M_y &= N_{4y}(h_1/2 + h_c - h_{ry}) + N_{5y}(h_1 + h_c - h_{ry} - h_1l_{5x}/2l_{4x}) + 0.85b_ch_{ry}^2R_i + A_{fcy}h_{c1y}l_yR_a^n/2 + N_{3y}(h_{cy} - h_{ry} - \delta/2) \end{aligned} \quad (3.159)$$

Lucrul mecanic total al eforturilor din placă:

$$L_I = -2\Delta_z \left(\frac{\cos \varphi_x}{a_x + b_x} M_x + \frac{\cos \varphi_y}{a_y + b_y} M_y \right) \quad (3.160)$$

Exprimând deplasările unghiurilor virtuale prin deplasările virtuale se obțin:

$$L_l = -2\Delta_z \left(\frac{\cos \varphi_x}{a_x + b_x} M_x + \frac{\cos \varphi_y}{a_y + b_y} M_y \right) \quad (3.161)$$

Lucrul mecanic al forțelor exterioare (presiunea pe teren p și forța din stâlp) se obține cu relația:

$$L_p = \Delta_z P \quad (3.162)$$

Valoarea încărcării de cedare se obține cu relația:

$$P_{\max} = -2 \left(\frac{\cos \varphi_x}{a_x + b_x} M_x + \frac{\cos \varphi_y}{a_y + b_y} M_y \right) \quad (3.163)$$

3.4.2. RELAȚII DE CALCUL PENTRU FUNDAȚII CU SUPRAFAȚA ÎN PLAN PĂTRATE (TEORIA LINIILOR DE RUPERE)

În acest caz:

$$\begin{aligned} a_x &= a_y = a \\ b_x &= b_y = b \end{aligned} \quad (3.164)$$

3.4.2.1. Mecanism de tip a

a. cu grindă centrală

$$\Delta\varphi = \Delta_z \cos\varphi / (a - b)$$

în care :

$$\varphi = \arctg f/a$$

Poziția axei neutre:

$$h_r = \frac{N_1 + N_2 + N_3 + N_m + (2b - bc)(hc - \delta)R_i}{1.7 \cdot b \cdot R_i} \quad (3.165)$$

sau

$$h_r = \frac{N_1 + N_2 + N_3 + N_m}{0.85 bc R_i} \quad (\text{axa neutră în grindă}) \quad (3.166)$$

$$N_1 = 0.707 A_{a1} l_1 R_a^n$$

$$N_2 = 0.707 (A_{a2} - A_{a1}) l_2 R_a^n$$

$$N_3 = 2 A_{a3} b R_a^n$$

$$N_m = A_{am} R_a^n \quad (3.167)$$

Momentele plastice în raport cu axa neutră:

- axa neutră în placă:

$$M = N_1(h_1/2 + h_c - h_r) + N_2(h_1 + h_c - h_r - h_1 l_2 / 2l_1) + 0.85b_c h_r R_i - (2b - b_c)[h_c - (h_c + \delta)/2](h_c - \delta) R_i + A_{fc} h_{c1} R_a^n + N_3(h_c - h_r - \delta/2) + N_m(h_1 + h_c - h_r) \quad (3.168)$$

- axa neutră în grindă:

$$M = N_1(h_1/2 + h_c - h_r) + N_2(h_1 + h_c + h_r - h_1 l_2 / 2l_1) + 0.85b_c h_r^2 R_i + A_{ac} h_{c1} R_a^2 / 2 + N_3(h_c - h_r - \delta/2) + N_m(h_1 + h_c - h_r) \quad (3.169)$$

Forța de cedare:

$$P_{\max} = \frac{12M \frac{\cos \varphi}{a - b}}{2 - \frac{A_s}{A_f} - \frac{2b}{2a + bm}} \quad (3.170)$$

În care:

$$A_s = 4b^2$$

$$A_f = (2a + bm)^2$$

b. fără grindă centrală ($h_c = \delta$)

$$\Delta \varphi = \Delta z \cos \varphi / (a - b)$$

$$\varphi = \arctg f/a$$

Poziția axei neutre:

$$h_r = \frac{N_1 + N_2 + N_3 + N_m}{1.7 b R_i} \quad (3.171)$$

$$N_1 = 0.707 A_{a1} l_1 R_a^n$$

$$N_2 = 0.707 (A_{a2} - A_{a1}) l_2 R_a^n$$

$$N_3 = 2 A_{a3} b R_a^n$$

$$N_m = A_{am} R_a^n$$

$$(3.172)$$

Momentul plastic în raport cu axa neutră:

$$M = N_1 (h_1/2 + \delta - h_r) + N_2 (h_1 + \delta - h_r - h_1 l_2 / 2l_1) + N_3 (\delta/2 - h_r) + N_m (h_1 + \delta - h_r) \quad (3.173)$$

Forța de cedare:

$$P_{\max} = \frac{12M \frac{\cos \varphi}{a - b}}{2 - \frac{A_s}{A_f} - \frac{2b}{2a + bm}} \quad (3.174)$$

3.4.2.2. Mecanism de tip b

a) placă cu grindă centrală

Relații de calcul:

- rotirile:

$$\Delta\varphi = \Delta z \cos \varphi / (a - b)$$

$$\varphi = \arctg f/a$$

- poziția axei neutre:

$$h_r = \frac{N_4 + N_5 + N_3 + N_m + (2b - bc)(h_c - \delta)R_i}{1.7 b R_i} \quad (3.175)$$

(axa neutră în placă)

sau:

$$h_r = \frac{N_3 + N_4 + N_5 + N_m}{1.7 b R_i} \quad (3.176)$$

(axa neutră în grindă)

în relațiile de mai sus:

$$N_3 = 2A_{a3}bR_a^n$$

$$N_4 = A_{a4}l_4R_a^n$$

$$N_5 = (A_{a5} - A_{a4})l_5R_a^n$$

$$N_m = A_{am}R_a^n$$

(3.177)

- momentul plastic în raport cu axa neutră:

$$M = N_4(h_1/2 + h_c - h_r) + N_5(h_1 + h_c - h_r - h_1l_5/2l_4) + 0.85b_ch_r^2R_i + A_{ac}h_{c1}R_a^n/2 + N_3(h_c - h_r - \delta/2) \quad (3.178)$$

(axa neutră în placă)

sau:

$$M = N_4(h_1/2 + h_c - h_r) + N_5(h_1 + h_c - h_r - h_1l_5/2l_4) + 0.85b_ch_r^2R_i + A_{ac}h_{c1}R_a^n/2 + N_3(h_c - h_r - \delta/2) \quad (3.179)$$

Forța de cedare:

$$P_{\max} = \frac{4M \cos \phi}{a - b} \quad (3.180)$$

b) placa fără grinzi centrale $h_c = \delta$

- poziția axei neutre :

$$h_r = \frac{N_3 + N_4 + N_5 + N_m}{1.7 b R_i} \quad (3.181)$$

$$\begin{aligned}
 N_3 &= 2A_3bR_a^n \\
 N_4 &= A_{a4}l_4R_a^n \\
 N_5 &= (A_{a5} - A_{a4})l_5R_a^n \\
 N_m &= A_{am}R_a^n
 \end{aligned}
 \tag{3.182}$$

- momentul plastic în raport cu axa neutră:

$$M = N_4(h_1/2 + \delta - h_r) + N_5(h_1 + \delta - h_r - h_1l_5/2l_4) + N_3(\delta/2 - h_r)
 \tag{3.183}$$

- forța de cedare:

$$P_{\max} = \frac{4M \cos \phi}{a - b}
 \tag{3.184}$$

3.4.3. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE PE AMPLASAMENT TIP I

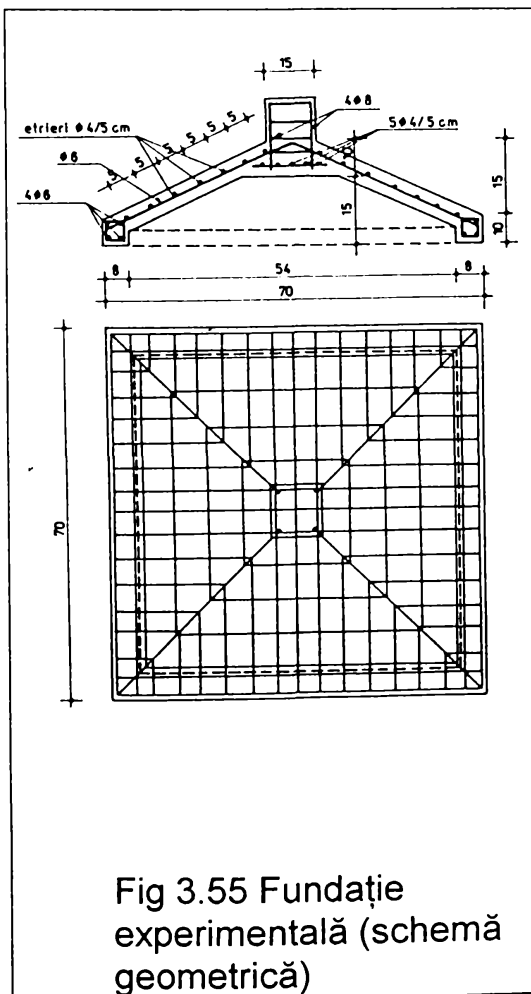


Fig 3.55 Fundație experimentală (schemă geometrică)

Experimentările efectuate de autor în colaborare cu INCERC - Timișoara au urmărit studiul fundației din plăci subțiri trunchi de piramidă patrulateră regulată.

Dimensiunile în plan ale fundației s-au ales astfel: (fig. 3.55)

- săgeata de boltă $f = 0.15\text{m}$;

- latura fundației $L = 0.7\text{m}$ astfel

încât raportul

$$f/L = 0.20$$

care este limita până la care placa poate fi considerată pleoștită.

Pentru calculul încărcării de cedare a fundației s-a aplicat teoria liniilor de rupere.

Particulizarea relațiilor de calcul, pentru încărcarea de cedare, prezentate anterior, la dimensiunile fundațiilor experimentale, au condus la următoarele relații:

Mecanism de tipul a

$$f = \arctg 15/70 = 20^\circ$$

$$h_r = \frac{N_1 + N_2 + N_3 + N_m}{25.5 R_1}
 \tag{3.185}$$

$$N_1 = A_{a1}l_1R_a^n$$

$$N_2 = 0.707(A_{a2} - A_a)l_2R_a^n$$

$$N_3 = A_{a3} R_a^n \cdot 30$$

Momentul plastic:

$$M = (13 - h_r)N_1 + N_2(19 - h_r - 11l_2/2l_2) + N_3(4 - h_r) + N_m(19 - h_r)$$

Forțele de cedare:

$$P_{\max} = \frac{4M \frac{\cos 20}{55}}{2 - \frac{225}{4900} - \frac{30}{70}} = 0.133M$$

Mecanism de tip b

$$h_r = \frac{N_4 + N_5 + N_3 + N_m}{25.5 R_i}$$

$$N_3 = 30 A_{a3} l_1 R_a^n$$

$$N_4 = A_{a4} l_4 R_a^n$$

$$N_5 = (A_{a5} - A_{a4}) l_5 R_a^n$$

$$N_m = A_{am} R_a^n$$

Momentul plastic:

$$M = (13 - h_r)N_4 + N_5(19 - h_r - 11l_5/2l_4) + N_3(4 - h_r)$$

Forța de cedare:

$$P_{\max} = 0.067M$$

Aplicând metodele de calcul în domeniul plastic ținând cont de modul de rupere și proprietățile materialului utilizat s-a obținut o forță de rupere de 120KN.

Armarea metodelor experimentale s-a făcut în mod uniform astfel:

- etrieri $\Phi 4$ - la 5cm
- bare $\Phi 6$ dispuse perpendicular pe latura fundației.
- bare $\Phi 6$ dispuse după direcția muchiiilor.

Prin încercările experimentale s-a urmărit studiul următoarelor aspecte:

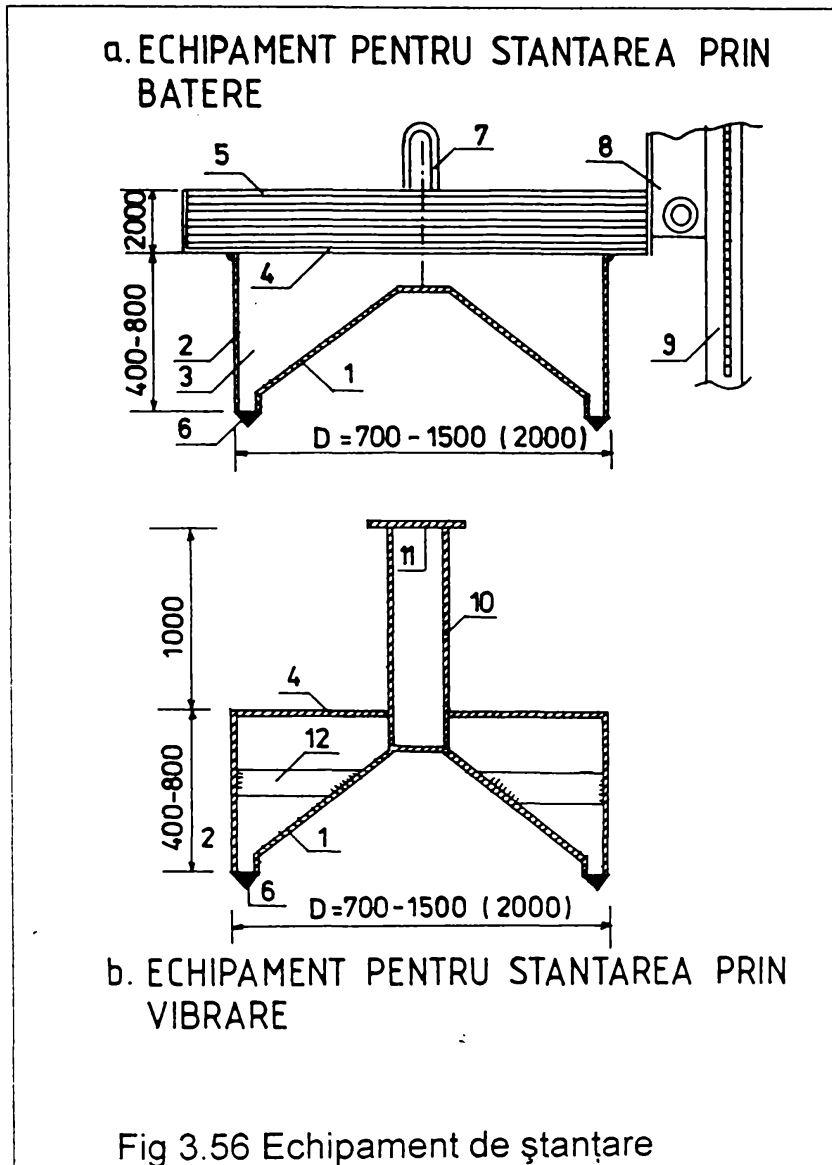
- încărcarea de fisurare a plăcii subțiri;
- încărcarea de ruperea a plăcii subțiri;
- capacitatea portantă a fundației prin prisma cedării terenului de fundare;
- stabilirea mecanismului de cedare al fundației.

Elementele experimentale s-au executat în varianta proiectată din beton B200. Reșeta utilizată a fost următoarea:

- nisip 0 - 3 - 750Kg/m³;
- nisip 3 - 7 - 1000Kg/ m³;

- ciment $P_a 35 - 350\text{Kg}/\text{m}^3$;
- apă - $180\text{l}/\text{m}^3$;
- disan soluție 20% - $4\text{d m}^3/\text{m}^3$

Determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului s-a făcut pe cuburi cu latura de 10 respectiv 14,1cm.



În urma încercărilor au rezultat următoarele:

- rezistența la compresiune la 28 de zile $214\text{ daN}/\text{m}^3$;
 - densitatea betonului $2085\text{Kg}/\text{m}^3$;
- Pentru armarea elementelor experimentale s-a folosit armătură OB 37; $\Phi 4$, $\Phi 6$, $\Phi 10$ (pentru stâlpi).

Execuția fundațiilor s-a realizat prin șanțarea gropilor de fundare, utilizând un echipament de forma intradosului fundației (fig. 3.56)

Tehnologia de șanțare utilizată a fost cea prin bătăre. Utilajul de bătăre a fost de tip Takraf.

Tehnologia de șanțare presupune următoarele faze (fig. 3.57):

- Faza I - șanțarea

gropii de fundare prin aplicarea unor lovituri de la 4 - 6m, care are drept rezultat crearea unei amprente de forma și dimensiunile intradosului fundației.

- Faza II - montarea carcasei de armătură;
- Faza III - turnarea betonului și realizarea fundației în variantă monolită.

Pentru experimentări fundațiile s-au efectuat pe un amplasament de tip I din municipiul Zalău caracterizat în concret prin următoarea stratificație:

- strat vegetal cu grosime de 0.50 - 0.80m
- pământuri coezive și slab coezive constituite din argilă, argilă prăfoasă, praf argilos sau praf argilos - nisipos cu plasticitate și consistență diferită.

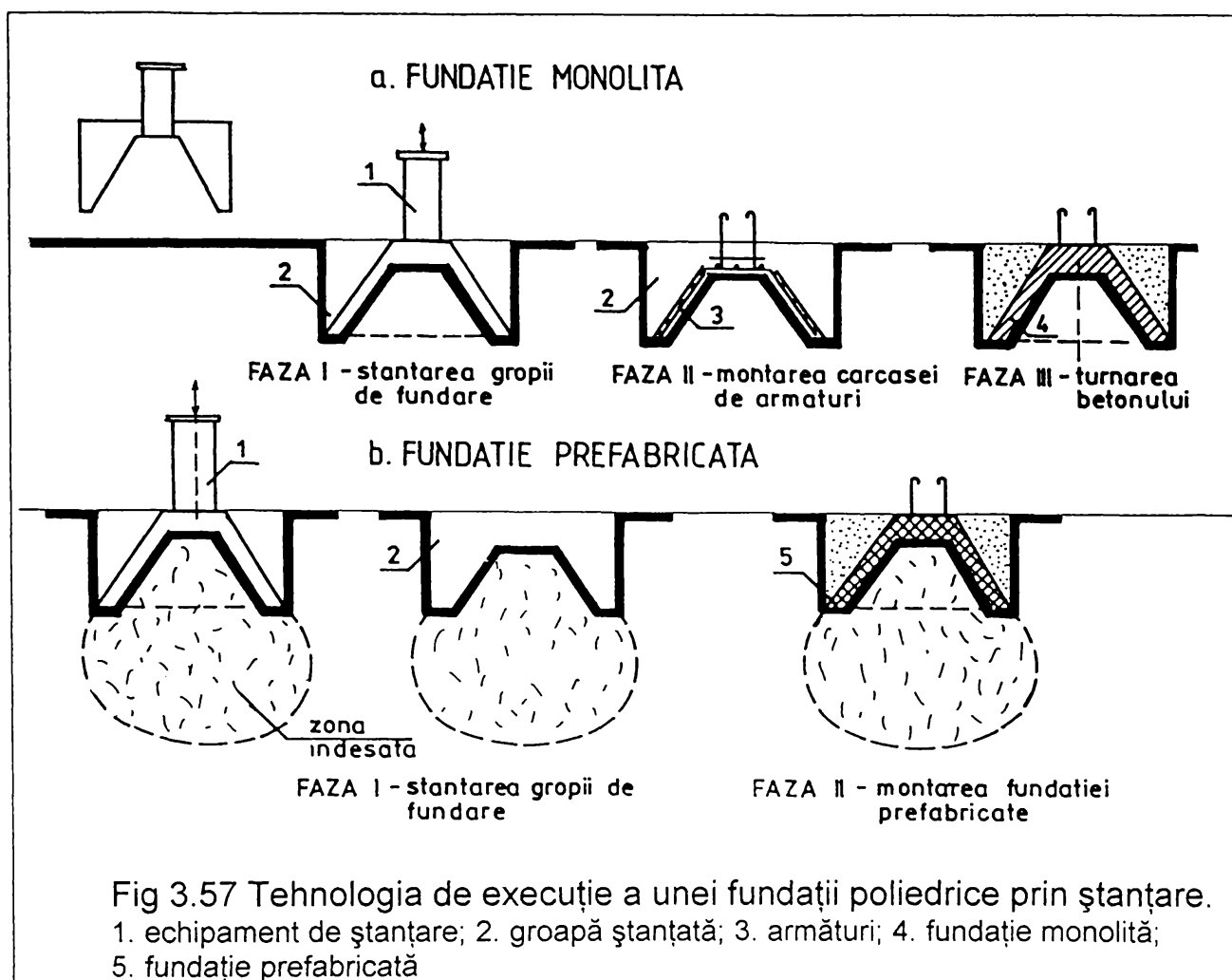


Fig 3.57 Tehnologia de execuție a unei fundații poliedrice prin șantare. 1. echipament de șantare; 2. groapă șantată; 3. armături; 4. fundație monolită; 5. fundație prefabricată

Determinările de laborator au pus în evidență următoarele intervale de variație ale caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului investigat și anume :

- umiditatea $w = 20-53\%$;
- indice de consistență $I_c = 0.26-0.82$;
- indice de plasticitate $I_p = 16-50$
- greutate volumică $\gamma = 18-19\text{KN/m}^3$
- porozitatea $n = 42-47\%$
- indicele porilor $e = 0.73-0.88$
- modul edometric $M = 83-95\text{daN/cm}_2$.

c) complex necoeziv constituit din nisipuri fine argiloase sau prăfoase și nisipuri cu diferite granulozități cu sau fără pietriș, umede având în general o îndesare medie.

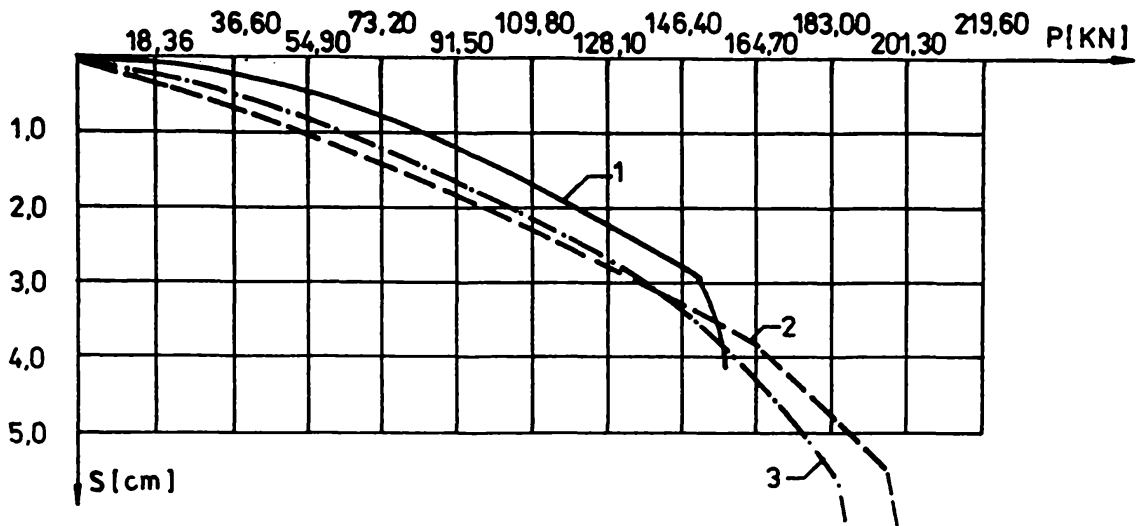
Au fost efectuate 6 încercări statice pe 6 fundații experimentale.

Forța de rupere a fundațiilor a avut valori cuprinse între 146.70 și 164.00 KN, ceea ce reprezintă o creștere de 21.8 - 36.2% față de valoarea rezultată prin calcul.

Diagramele de încărcare tasare sunt prezentate în fig. 3.58

INCERCAREA NR. 1 ÷ 3

Tip fundatie:



INCERCAREA NR. 4 ÷ 6

Tip fundatie:

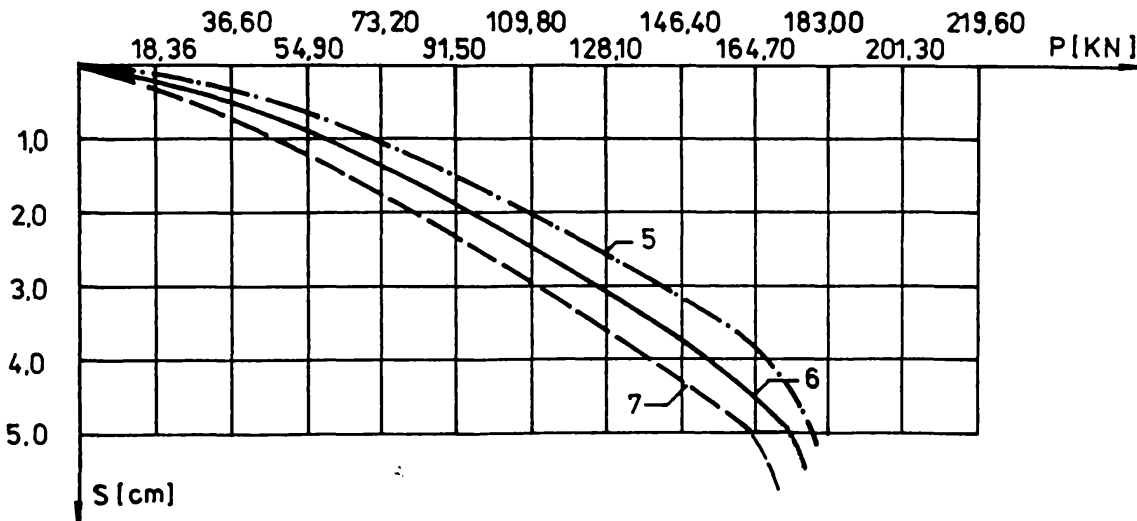


Fig 3.58 Curbe de încărcare tasare

Ruperea s-a produs pentru toate cele 6 modele prin fisuri radiale după direcția muchiilor de intersecție ale plăcilor trapezoidale și fisuri în jurul stâlpului, ceea ce corespunde unui mecanism de tip a.

Un alt aspect rezultat din încercările de probă este acela că cedarea fundației s-a produs la valori ale tasărilor mai mici de 5cm, cedarea producându-se prin ruperea plăcii subțiri în zona muchiilor de intersecție ale plăcilor plane trapezoidale.

Se constată că valoarea experimentală a capacități portante a fundațiilor este ridicată în condițiile unor dimensiuni reduse ale fundațiilor, ceea ce studiile teoretice și experimentale și-au propus să demonstreze.

4. STUDII ȘI CERCETĂRI PRIVIND UNELE POSSIBILITĂȚI TEHNICE DE URMĂRIRE ȘI CONSOLIDARE A UNOR VERSANȚI CU POTENȚIAL DE INSTABILITATE (amplasamente de tip II)

4.1 STUDII PRIVIND UTILIZAREA ȘI INTERPRETAREA MĂSURĂTORILOR ÎNCLINOMETRICE LA CONSOLIDAREA VERSANȚILOR

4.1.1. ASPECTE GENERALE. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE A FORAJELOR ÎNCLINOMETRICE

Terenurile cu potențial de instabilitate, reprezintă o categorie de terenuri care impune măsuri speciale de asigurare a stabilității acestora, pentru a evita degradarea unor construcții existente sau în cazul amplasării unor construcții noi.

Legea nr. 10/1995 prevede obligativitatea urmării comportării în timp, din punct de vedere al stabilității, rezistenței și durabilității construcțiilor, prin metode capabile să furnizeze datele necesare unor soluții tehnice eficiente, utilizabile în caz de nevoie.

Problema stabilității versanților cu potențial de instabilitate, are un plus de importanță față de alte probleme de stabilitate, pentru că declanșarea unei alunecări de teren, produce importante pagube materiale și chiar umane, iar după declanșarea fenomenului de alunecare este foarte greu, dacă nu imposibil de remediat. În cazul terenurilor instabile, prioritatea constă în luarea unor măsuri de prevenire a producerii alunecărilor, prin înlăturarea factorilor ce conferă acestora caracterul de instabilitate.

În stabilirea și aplicarea unei soluții de stabilizare a unui versant este foarte importantă cunoașterea următoarelor elemente:

- stratificația și caracteristicile fizico-mecanice ale straturilor componente;
- nivelul și regimul de circulație a apelor subterane;
- stabilirea factorilor care provoacă sau agravează fenomenul de instabilitate;
- poziția planului de alunecare;

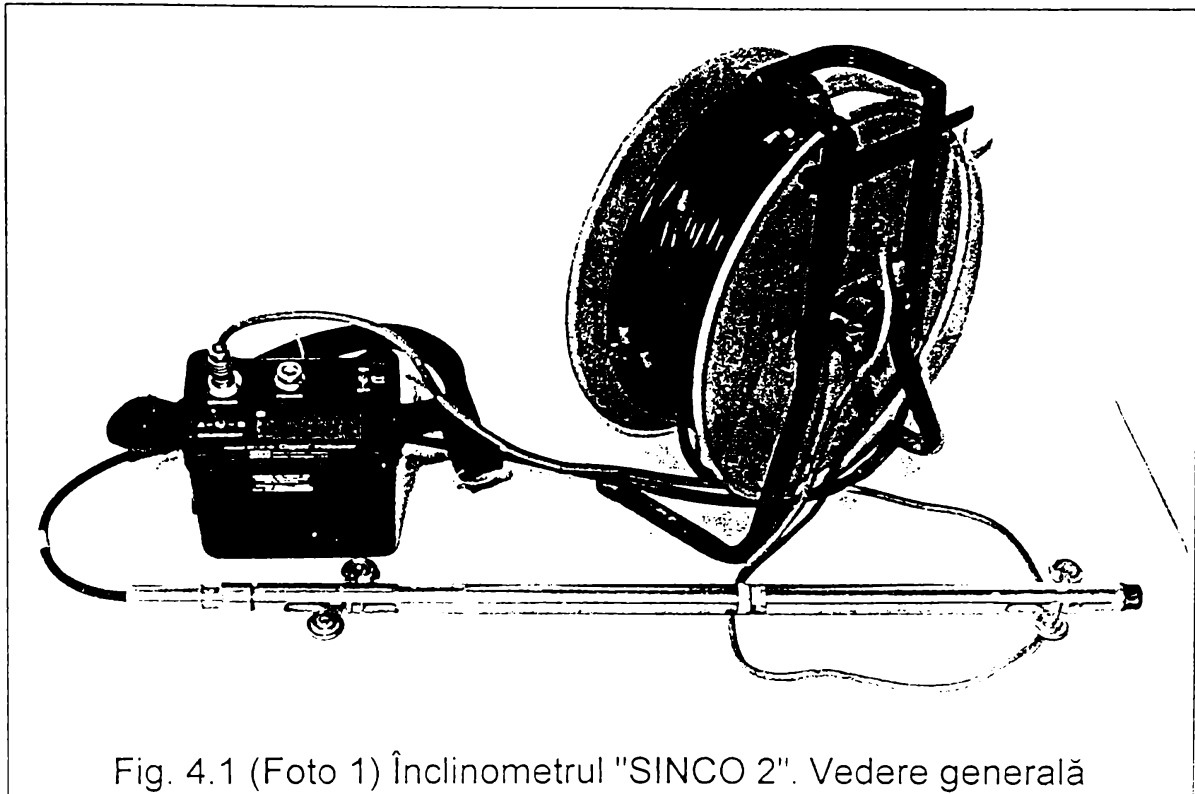


Fig. 4.1 (Foto 1) Înclinometrul "SINCO 2". Vedere generală

- direcția și viteza de deplasare a stratelor deluviale.

În perioada 1992-1996, autorul în colaborare cu Catedra de Drumuri și Fundații Timișoara și Proconsal SA Zalău (fost IPJ Zalău), a efectuat studii privind fenomenele de instabilitate pe 2 versanți din municipiul Zalău, folosind metoda inclinometrică. Această metodă se bazează pe măsurători periodice efectuate în foraje tubate, cu înclinometrul. Prin măsurători se determină



Fig. 4.2 (Foto 2) Aspecte din efectuarea măsurătorilor

deplasarea în timp, față de verticală, a diverselor puncte situate la o anumită echidistanță, care este funcție de tipul înclinometrului utilizat.

În studiul efectuat s-a utilizat înclinometrul tip "SINCO 2", de proveniență americană, (figurile 4.1 și 4.2), iar măsurarea deplășărilor s-a făcut din 61 în 61 cm, (conform metodologiei americane).

În fig. 4.1 și 4.2 se prezintă înclinometrul utilizat (SINCO 2) și aspecte din timpul măsurătorilor.

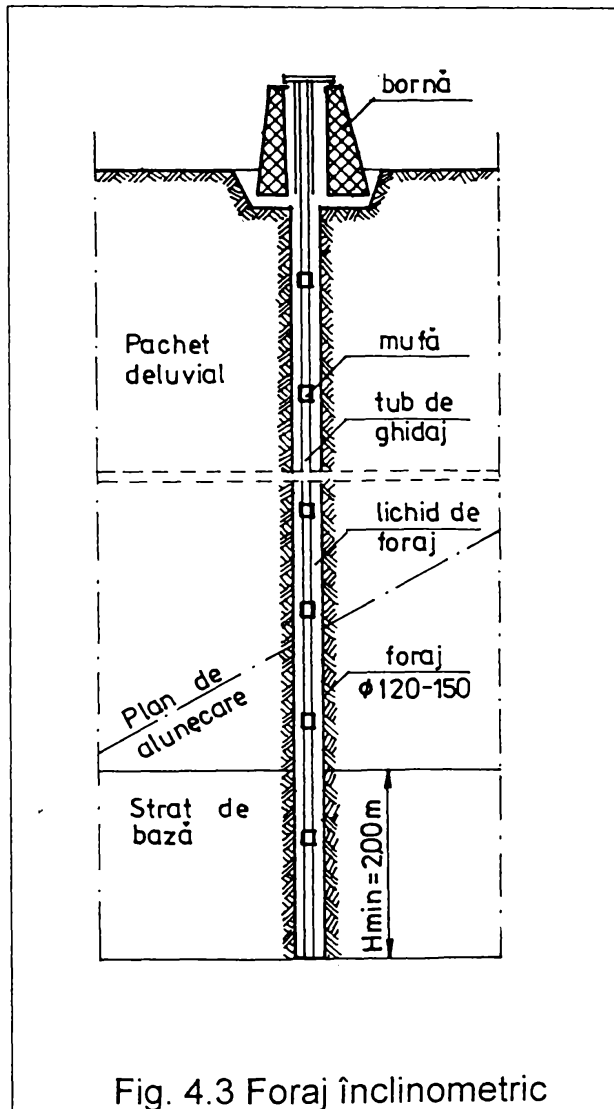


Fig. 4.3 Foraj înclinometric

Deplășările s-au măsurat după două direcții perpendiculare, iar prin compunerea acestora s-a obținut deplasarea rezultantă, după care s-a deplasat pachetul deluvial deus peste roca de bază.

Poziția planului de alunecare s-a determinat prin trasarea diagramei de deplășări pe verticala forajului înclinometric și prin trasarea unor diafragme bloc de deplășări a forajelor.

Viteza de deplasare s-a determinat pe baza timpului dintre două citiri succesive.

Realizarea unui foraj înclinometric (fig.4.3) presupune, în principiu, execuția următoarelor lucrări:

1. se execută forajul cu diametrul de 120-150 mm, de regulă tubat până la cota prevăzută în proiect;

2. se lansează tubul de ghidare al înclinometrului, compus din tronsoane de 1,50 m, care se îmbină prin nituire și prin intermediul unei

mufe. În zona de îmbinare se etanșează cu bandă cerată;

3. după lansarea tubului de ghidare se colmatează forajul cu lichid de foraj auto-întăritor;

4. se sapă terenul din jurul tubului de ghidare pe o porțiune de 50x50 cm și se montează borna de protecție;

5. în interiorul bornei de protecție se introduce o țevă de aluminiu $\Phi=120 \times 5$, $L=0,70$ m ;

6. între țeava de aluminiu și tubul de ghidare se toarnă nisip mare

(1...2mm diametru); iar între țeava de aluminiu și bornă se toarnă mortar de ciment M100

Pentru prepararea lichidului de foraj auto-întăritor autorul a utilizat rețeta:

- ciment Pz 400 - 180-200 Kg/ m³ de lichid de foraj;
- bentonită (transgel) 40-50 Kg/ m³ de lichid de foraj;
- apă 750 - 800 l / m³ amestec.

O importanță deosebită în realizarea forajului înclinometric îl are încastrarea tubului de ghidaj, minim 1,5-2,0 m în stratul de bază (stabil, nealunecător).

Sub acțiunea forțelor de împingere a straturilor aflate în mișcare, tubul de ghidaj se deplasează în sensul deplasării straturilor.

Procedeul permite stabilirea poziției planului de alunecare, fie că acesta este situat în interiorul pachetului deluvial, fie la contactul dintre acesta și stratul de bază.

4.1.2. STUDII ȘI CERCETĂRI PRIVIND FENOMENELE DE INSTABILITATE ALE VERSANTULUI DIN ZONA ȘCOLII NR.13 ZALĂU

Studiul efectuat de autor s-a desfășurat în perioada 1991...1996.

Pentru urmărirea comportării în timp și evidențierea fenomenelor de instabilitate în perioada 1991-1992 au fost executate 6 foraje înclinometrice, iar în 1995 au mai fost realizate încă 11 foraje.

Forajele înclinometrice au fost încastrate în stratul de bază.

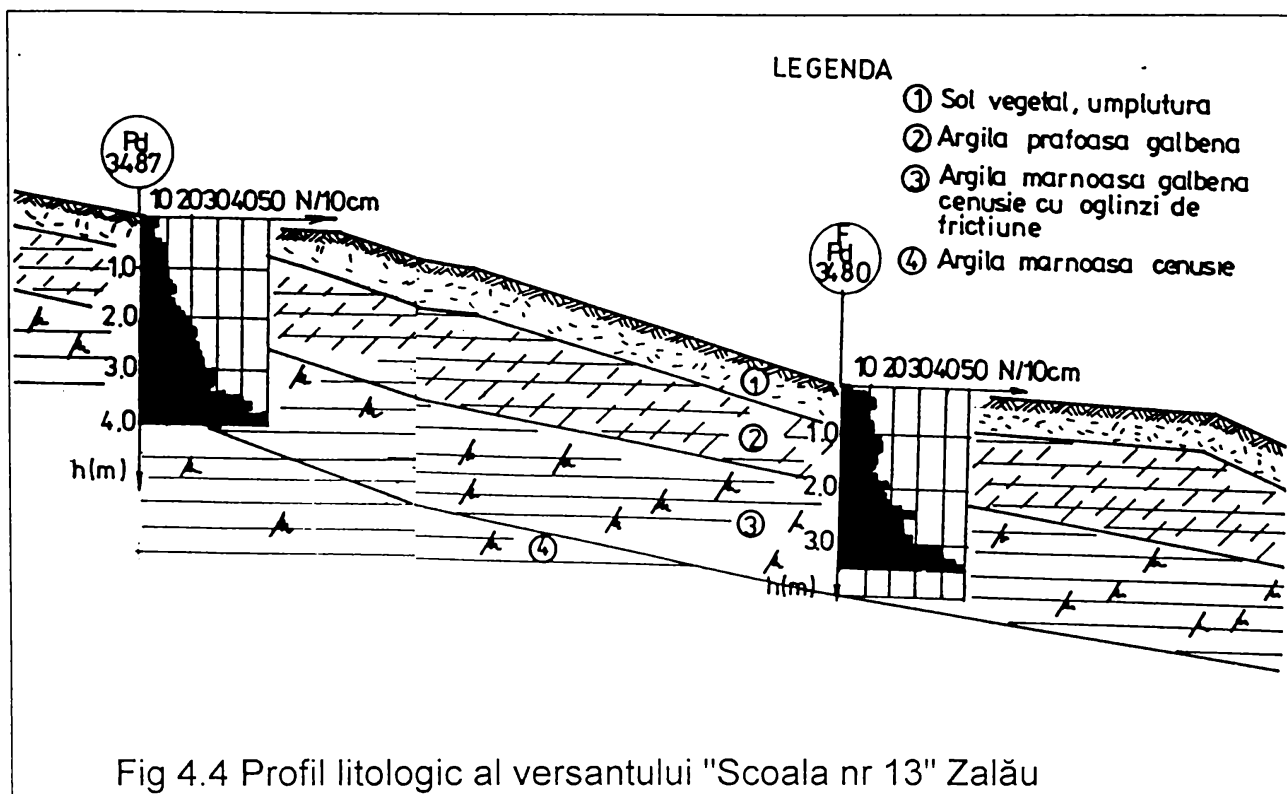
Studiile geotehnice au fost efectuate în colaborare cu PROCONSAL S.A. ZALĂU, în consecință, pe planul de situație, forajele au fost numerotate cu evidența geotehnică a acestui institut de proiectare.

4.1.2.1. Fenomene de instabilitate a versantului

Alunecările de teren din zona Școlii profesionale nr.13 sunt favorizate de constituția litologică a terenului, ce cuprinde o abundență de strate nisipoase și prăfoase dispuse peste roca de bază, ceea ce favorizează circulația apei subterane.

Conform fișelor geotehnice întocmite de PROCONSAL S.A. ZALĂU, litologia amplasamentului cuprinde, începînd de la suprafață: (fig. 4.4)

- un strat de sol vegetal și umplutură care variază între 0,80 și 1,00 m;
- un strat de argilă prăfoasă și nisipoasă cu intercalații de nisipuri prăfoase, a cărei grosime variază între 0,70 și 2,50 m;
- un strat de argilă și argilă prăfoasă marnoasă cenușie-gălbuie alterată,



fisurată, plastic vârtoasă, cu intercalații de praf, cuprinsă între 1,50 și 3,00 m;
 -roca de bază formată din argilă marnoasă, argilă prăfoasă, praf argilos, praf nisipos marnos cenușiu, plastic vârtoș, situată la 5,00-6,00 m adâncime față de nivelul terenului.

Principalele cauze care favorizează fenomenul de instabilitate al versantului în discuție îl constituie fenomenul de alterare a rocilor argiloase, datorat infiltrării apelor de suprafață, ceea ce de-a lungul timpului a condus la formarea în suprafață a unui strat deluvial de 3-14 m, și fenomenul de decompresie a straturilor astfel formate (fig. 4.4).

Cele două fenomene - decompresie și alterare au condus la formarea în cadrul depozitelor panoniene argiloase a trei orizonturi, de sus în jos:

- un strat de deluviu provenit prin alterarea și mișcarea pe pantă a argilelor cu grosimi de 3-14 m;
- un strat de argilă nealterată, dar fisurată și cu oglinzi de fricțiune datorate eforturilor orizontale mari rămase în starea de supraconsolidare. Grosimea probabilă a acestor straturi de argilă marnoasă este de 5-15 m;
- depozitul nealterat și intact ce se întinde pe o adâncime de câteva sute de metri (după cum rezultă din studiile geotehnice efectuate în ultimii 15-20 de ani).

Cercetările efectuate de autor au constatat în studiul amplasamentului prin: metode geotehnice (foraje și penetrări dinamice cu con PDU), efectuarea de măsurători înclinometrice și studiul variației nivelului apelor subterane în foraje, plecându-se de la considerentul că variația apelor subterane și cantitatea de precipitații atmosferice reprezintă un factor

important de accelerare a fenomenelor de instabilitate ale versantului în discuție.

4.1.2.2. Studiul regimului și variației nivelului apelor subterane

Studiile efectuate de autor pe amplasament s-au desfășurat în două perioade și anume:

- ianuarie - octombrie 1991, când s-au executat 7 foraje înclinometrice în lungime 9 - 12 m;

- septembrie 1995 - aprilie 1996; perioadă în care au mai fost efectuate încă 11 foraje înclinometrice cu lungime de 6 -10 m și 19 penetrări dinamice cu con, cu o lungime de 6-10 m.

Variația regimului apelor subterane în cele două perioade de investigare a amplasamentului este prezentată sintetic în tabelele 4.1 și 4.2 și fig. 4.5 și 4.6. Nivelul a fost măsurat față de suprafața terenului natural.

Tabelul 4.1. Variația nivelului apelor subterane în foraje în perioada ianuarie - octombrie 1991 (măsurători efectuate de autor)

Foraj Nr	Nivelul apelor subterane (m)			
	martie	aprilie	iunie	octombrie
3139	- 5,00	- 6,00	- 6,00	- 6,00
3140	- 5,00	- 6,00	- 6,00	- 6,00
3141	- 2,50	- 4,00	- 4,00	- 7,00
3142	- 2,50	- 4,00	- 3,00	- 5,00
3143	- 5,00	- 6,00	- 6,00	- 6,00
3144	- 4,50	- 5,00	- 4,00	- 5,00
3155	- 2,00	- 4,00	- 2,00	- 4,00

Tabelul 4.2. Variația nivelului apelor subterane în foraje în perioada octombrie 1995 - aprilie 1996 (măsurători efectuate de autor)

Foraj Nr	Nivelul apelor subterane (m)			
	martie	aprilie	iunie	octombrie
0	1	2	3	4
3140	- 4,88	- 4,15	- 2,44	- 3,35
3141	- 4,15	- 4,71	- 1,22	- 3,05
3142	- 3,66	- 3,66	- 2,44	- 1,83
3143	- 3,05	- 3,05	- 3,05	- 3,66
3144	- 3,05	- 3,05	- 2,44	- 3,05
3145	- 3,05	- 1,83	- 1,22	- 1,83

0	1	2	3	4
3472	- 3,66	- 2,44	- 2,44	- 1,83
3473	- 4,88	- 3,05	- 1,22	- 2,44
3475	- 4,88	- 1,22	- 3,05	- 4,27
3476	- 3,05	- 4,27	- 1,22	- 2,44
3477	- 3,05	- 4,88	- 2,44	- 5,49
3478	- 3,66	- 2,44	- 3,05	- 2,44
3479	- 3,05	- 4,27	- 1,83	- 1,40
3480	- 3,05	- 3,05	- 2,44	- 1,22
3485	- 5,49	-3,05	- 3,05	- 4,27

Cantitatea de apă căzută în perimetrul oraşului Zalău în perioada 1989 - 1991 este dată în tabelul 4.3 (după măsurătorile O.G.A.).

Tabelul 4.3 Cantitatea de precipitații

Luna	Cantitatea de precipitații l/m ²		
	1989	1990	1991
Ianuarie	5,6	25,3	17,8
Februarie	25,7	23,7	6,3
Martie	18,8	12,9	89,2
Aprilie	88,4	51,7	34,5
Mai	98,1	24,9	173,5
Iunie	94,1	76,9	59,3
Iulie	38,0	39,3	74,3
August	219,5	46,6	85,1
Septembrie	73,7	36,7	51,6
Octombrie	23,7	49,2	80,2
Noiembrie	33,2	66,3	48,4
Decembrie	14,5	43,8	23,2

Din analiza tabelelor 4.1 și 4.2 și a fig. 4.5 și 4.6, se constată următoarele aspecte:

- în perioada martie - octombrie 1991 variația apei în foraje a fost de 1,00 - 4,50 m;

- în perioada octombrie 1995 - aprilie 1996 variația apei în foraje a fost de 1,0 - 3,0 m.

Un alt aspect care se constată este că nivelul apei în forajele F4139 - F3145 a avut în perioada 1991 - 1996 fluctuații foarte mari. De exemplu în forajul F 3141, în octombrie, nivelul apei era la - 7,00 m, în timp ce în ianuarie 1996 să fie la - 1,22 m.

Variația nivelului apelor subterane este influențată de regimul

precipitațiilor și de fenomenul de evapo-transpirație, după cum rezultă din analiza comparativă a nivelului apei subterane în foraje, cu cantitatea de precipitații căzută în perimetrul orașului.

4.1.2.3. Studiul amplasamentului prin penetrări dinamice cu con

Pe amplasament s-au executat 19 penetrări dinamice cu con. Distanța dintre penetrări a fost de 25m și dispunerea lor s-a făcut lângă foraje și între acestea, astfel încât să fie posibilă trasarea unor profile geotehnice, orientate după cea mai mare pantă, pentru a putea stabili cu precizie, poziția stratului de argilă marnoasă, care constituie stratul de bază și pentru a putea sesiza discontinuitățile stratelor ce alcătuiesc pachetul deluvial deșus pe stratul de bază, în interiorul căruia se manifestă fenomenul de curgere lentă și care conferă masivului un caracter instabil.

În fig.4.4 este prezentat un fragment dintr-un profil litologic completat cu diagramele de penetrare.

Execuția și prelucrarea datelor de penetrare s-a făcut în conformitate cu normativul C159-89 [95].

Penetrările dinamice, dispuse pe amplasament au confirmat concluzia rezultată pe baza executării forajelor și anume că roca de bază, formată din argilă marnoasă, este situată la 5,00 - 6,00 m față de suprafața terenului, în partea de amonte a versantului, respectiv la 8 - 10 m în partea de aval. Din analiza diagramelor de penetrare (fig.4.4) se constată că la intrarea în stratul de argilă marnoasă, numărul de lovituri pentru pătrunderea conului pe echidistanța de 10 cm, crește la peste 30 lovituri, în timp ce în stratele ce alcătuiesc pachetul deluvial, valorile N_{10} sunt de 4 - 11 lov/10 cm.

Aprecierea unor caracteristici fizico-mecanice ale pământurilor ce alcătuiesc pachetul deluvial, pe baza datelor de penetrare, a indicat că acestea au caracteristici fizico-mecanice scăzute ($e = 0,90 - 1,12$, $R_d = 4,06 - 23 \text{ daN/cm}^2$; $M_{2-3} = 30 - 70 \text{ daN/cm}^2$; $E = 30 - 85 \text{ daN/cm}^2$; $P_a = 0,30 - 1,1 \text{ daN/cm}^2$) ceea ce favorizează fenomenul de alunecare pe stratul de bază înclinat.

4.1.2.4. Studii privind interpretarea fenomenului de instabilitate prin măsurătorile înclinometrice efectuate

În urma măsurătorilor înclinometrice de deformație au rezultat deplasări în foraje de ordinul de mărime cuprins între 1,5 - 6,6 cm în prima perioadă de măsurare, respectiv 4 - 8 cm în cea de-a doua.

În adâncime, deplasările se extind până la cca 5,00m. În continuare autorul și-a propus comentarea rezultatelor măsurătorilor efectuate în cele 7

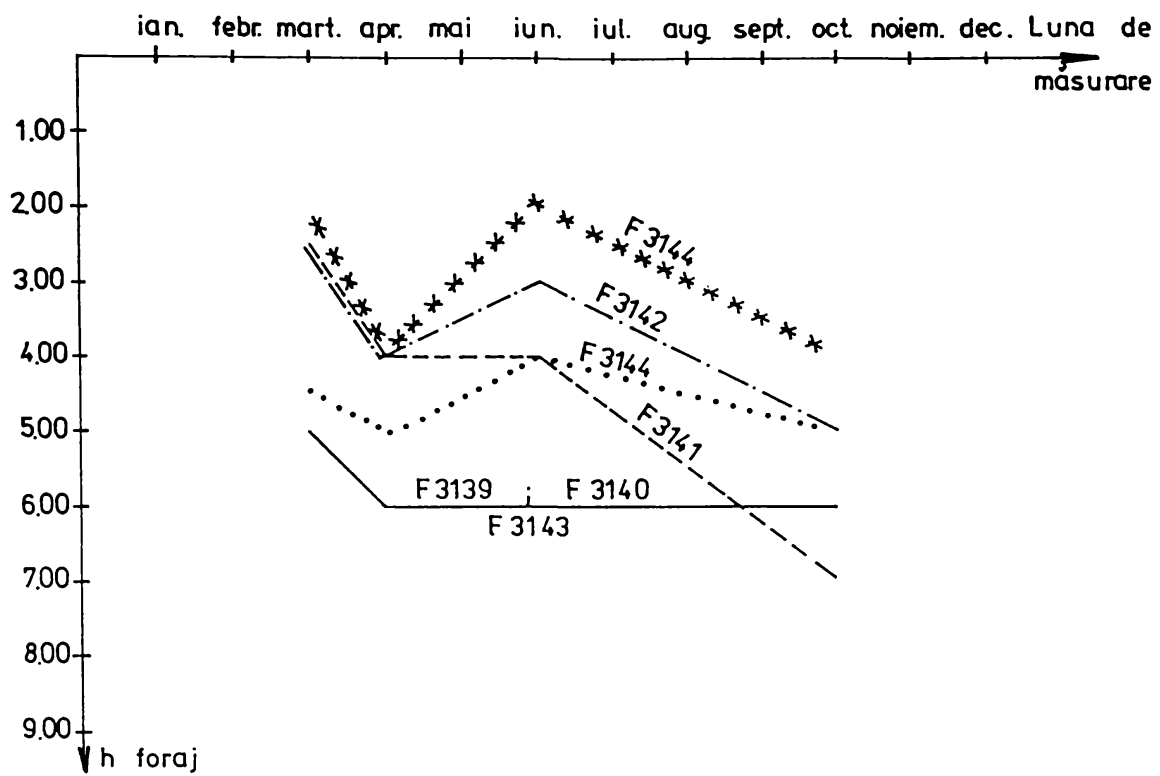


FIG. 4.5 VARIATIA NIVELULUI APEI SUBTERANE IN APRILIE 1991

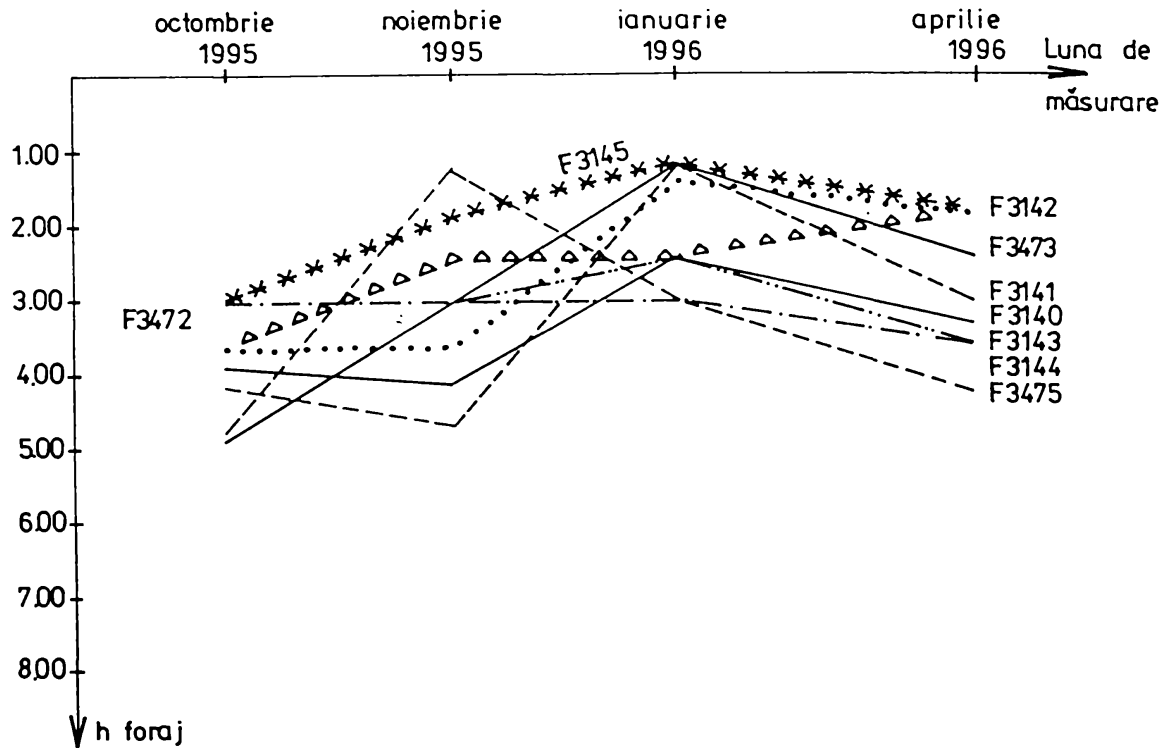


FIG. 4.6 VARIATIA NIVELULUI APEI SUBTERANE OCTOMBRIE 1995 - APRILIE 1996

foraje, în care s-au efectuat măsurători în ambele perioade de studiu.

Din examinarea diagramelor înclinometrice se constată:

Forajul 3140 este amplasat la aproximativ 4m de colțul sălii de sport, iar diagramele înclinometrice (fig.4.7) indică deplasări în ambele planuri de măsurare, vectorii rezultanți având mărimi între 6,3 - 6,8 cm în prima perioadă de măsurare, respectiv 7,5 - 7,9 cm în cea de-a doua. Mișcările se extind în adâncime până la cca 4 - 5 m, respectiv în stratul de argilă marnoasă. Direcția deplasărilor este V-E. Deplasările produse au dus în aprilie 1996 la secționarea forajului.

Din analiza diagramei de variație pe verticală a deplasărilor (fig 4.8) pentru forajul 3141, se observă deplasări pe direcția SV-NE, mărimile acestora fiind cuprinse între 3,9 - 4,9 cm. Deplasarea a fost sesizată în ambele planuri de măsurare, mișcarea extinzându-se în adâncime până la cca 5,0 m, pătrunzând în stratul de argilă marnoasă.

Diagramele înclinometrice ale forajului 3142, indică o deplasare de 1,8 cm spre NE, limitată în adâncime la 5,00 m de suprafață, respectiv în stratul de argilă marnoasă galbenă.

Analizând măsurătorile din forajul 3144, se constată că vectorul de deplasare are orientare NV - SE, perpendicular pe linia de cea mai mare pantă în ordinul de mărime cuprins între 2,6 cm - 3,0 cm în prima perioadă de măsurare, respectiv 4 - 4,5 cm în cea de-a doua. Deplasările, ca și în cazul celorlalte foraje s-au extins până în stratul de argilă marnoasă, respectiv pe o adâncime de 5,0 m, care corespunde în majoritatea cazurilor cu planul de contact dintre pachetul deluvial și stratul de argilă marnoasă fisurată și cu oglinzi de fricțiune.

În celelalte 3 foraje 3139, 3143 și 3145, în prima perioadă nu s-au produs deplasări semnificative, iar în cea de-a doua redusă.

Situația deplasărilor înregistrate este prezentată în tabelele 4.4 și 4.5 (deplasări rezultante).

Tabelul 4.4. Măsurători înclinometrice (1991)

Foraj	Perioada de măsurare					
	aprilie 1991		iulie 1991		octombrie 1991	
	d [cm]	V [cm/lună]	d [cm]	V [cm/lună]	d [cm]	V [cm/lună]
F3140	2,2	2,2	6,3	1,36	6,6	0,1
F3141	4,6	4,6	3,9	0,23	4,3	0,13
F3142	1,7	1,7	1,5	0,06	1,8	0,1

Se constată că pentru perioada 1991, viteza maximă de deplasare este de 2,2 cm/lună, iar deplasarea maximă de $6,3 \dots 2,2 = 4,1$ cm s-a înregistrat într-o perioadă cu precipitații abundente (aprilie - iulie, fig.4.5).

Tabelul 4.5. Măsurători înclinometrice 1996

Foraj	Perioada de măsurare					
	octombrie	noiembrie	noiembrie	ianuarie	ianuarie	aprilie
	dmax [cm]	V [cm/lună]	d [cm]	V [cm/lună]	d [cm]	V [cm/lună]
F3140	6,8	-	7,4	0,2	7,85	0,15
F3141	5,1	-	5,4	0,1	5,9	0,16
F3142	2,2	-	3,2	0,33	3,5	0,1

Precizăm că s-a considerat drept "citire zero" pentru forajele F3140... F3145, citirea din octombrie 1991, iar pentru forajele 3472... 3485 citirea din octombrie 1996.

În forajele 3472... 3485 deplasările rezultante au avut valori mai reduse (1,6 - 2,2 cm), sensul deplasărilor fiind același ca la forajele F3140 - F3142, prezentate în detaliu în diagramele din fig. 4.7 și 4.8.

Toate măsurătorile au indicat ca direcție de deplasare, direcția NV - SE, iar poziția planului de alunecare, fiind situat la o cotă de aproximativ 2,50, dar în același timp deplasări reduse se extind până în roca de bază.

4.1.2.5. Interpretarea fenomenului de instabilitate pe baza măsurătorilor înclinometrice de deformație

Pe baza măsurătorilor înclinometrice, autorul a stabilit, că deplasările se extind în adâncime, până la circa 5,0 m, ceea ce corespunde, în general, zonei de contact dintre pachetul deluvial și stratul de argilă marnoasă, fisurată și cu oglinzi de fricțiune. Măsurătorile au arătat că deplasările se extind și în suprafața stratului de bază.

Autorul a efectuat calculul de stabilitate, considerând suprafața de alunecare, rezultată în urma forajelor înclinometrice, cu ajutorul metodei "Jambu", considerând: unghiul de frecare interioară $\Phi = 10^\circ$ și factorul apei din pori $r_u = 0; 0,125; 0,25; 0,5$.

Pentru aceste valori, autorul a calculat factorii de stabilitate și împingerile maxime, prezentate în tabelul 4.6.

Referitor la calculele de stabilitate efectuate și rezultatele prezentate mai sus, se pot face următoarele precizări:

- factorul de presiune al apei din pori r_u , reprezintă raportul între presiunile apei din pori și ale pământului la nivelul planului de alunecare.

În aceste condiții, valorile r_u de 0; 0,125; 0,25 și 0,5 corespund ipotezelor privind nivelul apei subterane situat sub planul de alunecare, la sfert, la jumătate și la suprafața terenului. Frațiunile au fost măsurate față de

Tabelul 4.6.

Factorul presiunii apei din pori r_u	Factorul de stabilitate F_s	Împingerea maximă KN/ml
0	1,446	-711,0
0,125	1,284	-453,5
0,25	1,122	-196,1
0,50	0,798	318,9

planul de alunecare și se raportează la adâncimea planului de alunecare față de suprafață:

- caracteristicile de rezistență $\Phi=10^\circ$, $c=0$ corespund valorilor reziduale. Aceste valori s-au ales pe baza studiilor, prin metode geotehnice de teren și laborator;

- calculele de stabilitate efectuate de autor au arătat că în ipoteza nivelului apei subterane, situat aproximativ la jumătatea straturilor instabile ($r_u = 0,25$), factorul de stabilitate se apropie de unitate (din calcul $F_s = 1,122$), ceea ce caracterizează o situație limită din punct de vedere al stabilității, favorabilă producerii unor deplasări de tip curgere plastică. În cazul apelor apropiate de suprafața terenului, versantul este instabil, factorul de stabilitate având valori calculate $F_s = 0,798$ pentru $r_u = 0,5$.

Din analiza datelor privind nivelele apei subterane, se constată că rezultatele calculelor de stabilitate reflectă situația din teren. În luna martie 1991, respectiv martie-aprilie 1996, nivelul apei, în majoritatea forajelor înclinometrice, s-au situat la adâncimi de -2,00 - 3,00, ceea ce corespunde la aproximativ jumătatea grosimii complexului instabil, adică la un coeficient $r_u = 0,25$. Principalele deformații s-au înregistrat în luna aprilie, în ambele perioade de măsurare, fapt ilustrat și de forfecarea forajului F3140, în aprilie 1996.

Din măsurătorile înclinometrice efectuate, a rezultat că deplasările maxime au avut loc în zona sălii de sport și a postului trafo de 110 KW (foraj F3140). Deplasări s-au constatat și la celelalte foraje situate în aval de perimetrul construit al școlii, în timp ce în forajele din perimetrul construit nu s-au înregistrat decât deplasări mici, fenomen justificat de faptul că fundațiile obiectelor componente ale ansamblului școlar, sunt realizate pe piloți.

Măsurătorile au arătat că fenomenul de instabilitate al versantului este deosebit de activ, mai ales în perioadele cu nivel ridicat al apelor subterane.

În luna aprilie 1996 s-a constatat apariția de fisuri în structura de rezistență a sălii de sport, ceea ce a indicat că instabilitatea versantului, în aval, a început să producă fenomenul de curgere a pachetului deluvial printre piloții infrastructurii, ceea ce poate conduce la degradarea acestora și în

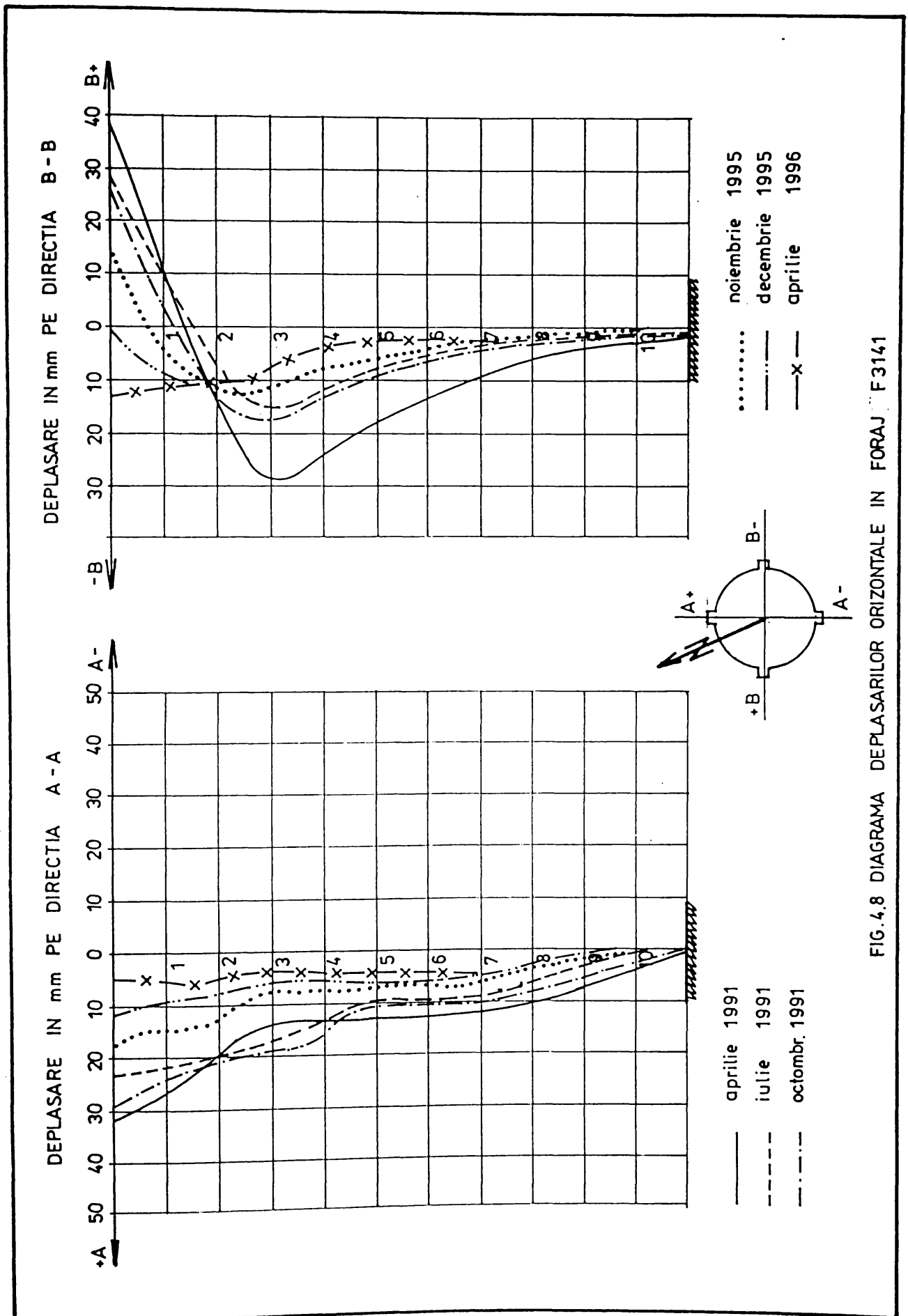


FIG.4.8 DIAGRAMA DEPLASARILOR ORIZONTALE IN FORAJ F3141

consecință la afectarea gravă a siguranței și stabilității sălii de sport și a postului trafo.

Având în vedere extinderea mare a alunecărilor și obligativitatea protecției clădirilor școlii, a apărut necesitatea recomandării de către autor și luarea unor măsuri de stabilizare a versantului în aval de obiectiv

4.1.2.6. Concluzii referitoare la soluția de stabilizare a versantului în aval de obiectiv (pe baza studiilor întreprinse)

În colaborare cu Catedra de Drumuri și Fundații și Proconsal, pe baza studiilor efectuate de autor prin metode geotehnice clasice și înclinometrice s-a stabilit soluția de stabilizare, proiectată în anul 1995 și care cuprinde următoarele elemente (fig. 4.9):

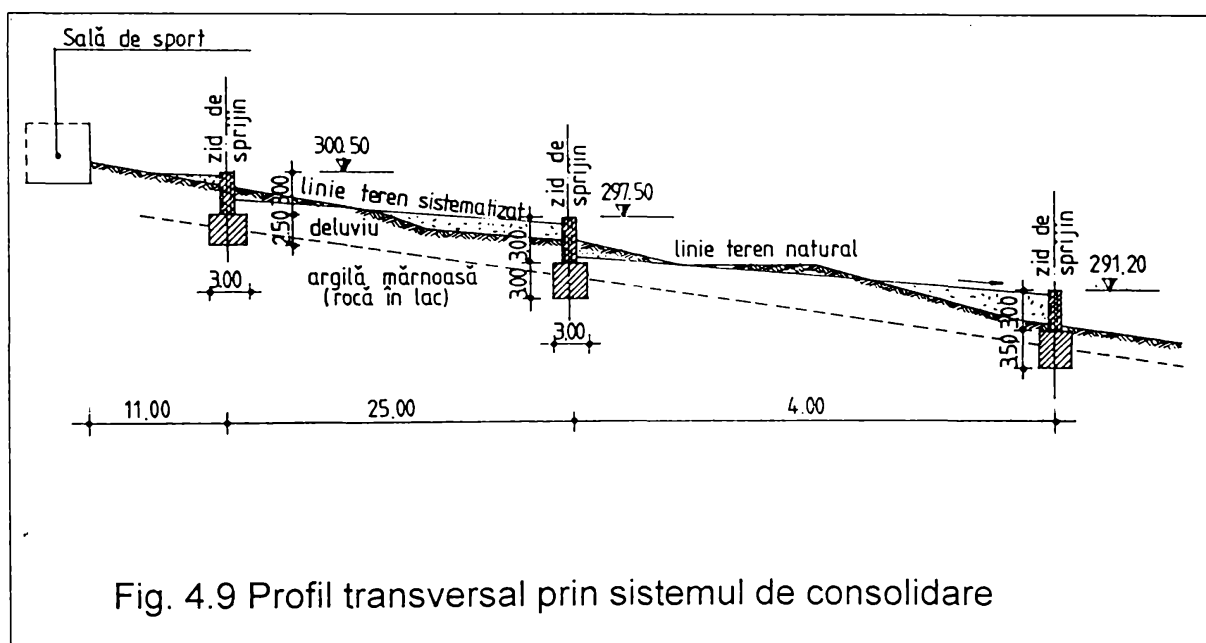


Fig. 4.9 Profil transversal prin sistemul de consolidare

1. Amenajarea terenului din aval de școală prin executarea a două terase;

2. Executarea unui sistem de sprijinire masivă și a unui sistem de drenaj și evacuarea apelor din zonă, în rețeaua pluvială publică;

Soluția de sprijinire masivă, constă în realizarea unui zid de sprijin din elemente prefabricate plane. Preluarea încărcărilor datorate împingerii pământului fiind făcută de elemente tip ranfort.

Zidul de sprijin este prefabricat, are o înălțime de 3,00 m, iar distanța dintre ranfoți este de 3,00 m.(fig. 4.10).

Elementele prefabricate au o față plană, iar spre exterior o față curbă.

Continuitatea zidului se realizează prin intermediul ranfoților.

Grosimea elementelor prefabricate este de 32 cm la capete, iar partea curbă are o rază de curbură de 3,70 m.

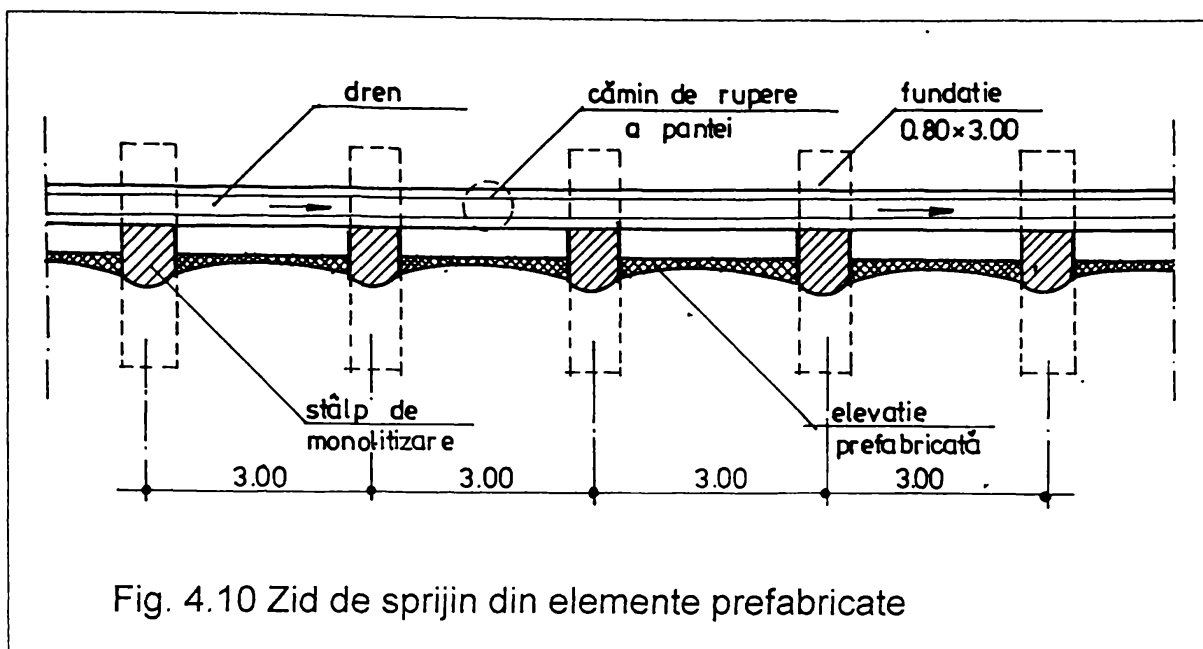


Fig. 4.10 Zid de sprijin din elemente prefabricate

Elementele sunt prevăzute cu alveole și mustăți de legătură.

Elementele de descărcare, tip ranfort sunt compuse dintr-un stâlp, a cărui secțiune este la partea exterioră în semicerc, cu raza de 40 cm, iar la partea inferioară are o secțiune trapezoidală.

Armarea stâlpului ranfort se face cu oțel OB37, iar betonarea acestuia se face utilizând B200.

Fundația ranfortului este constituită dintr-un bloc beton (Bc 7⁵), cu dimensiunile blocului de 0,80x3,00 m și înălțimea de 2,50...3,00, astfel încât să se asigure încastrarea în stratul de argilă marnoasă.

Sistemul de drenaj realizat în spatele zidului de sprijin este constituit din tub riflat cu geotextil, corp drenat din balast și rigolă cap de dren. Apele colectate de dren sunt evacuate prin racordarea acestuia la rețeaua pluvială din zonă.

Soluția de stabilizare presupune execuția cu două ziduri de sprijin, cu lungimea de 120 și 160 m, care separă cele două terase. Prin execuția celor două terase cu lățimi de 25 și 40 m, s-a creat posibilitatea de mobilare în perspectivă a versantului și de realizare a căilor de acces.

Distanța dintre elementele ranfort a fost stabilită din condițiile de asigurare a preluării împingerii pământului.

Autorul consideră util a prezenta, în afara unor elemente de proiectare a sistemului de consolidare și câteva aspecte privind realizarea efectivă a lucrării.

Tehnologia de execuție a zidurilor de sprijin cuprinde fazele:

Faza I - executarea săpăturii pentru fundațiile ranfort; poziționarea mustăților pentru stâlpii ranfort și turnarea betonului B100 în fundații;

Faza II - montarea panourilor prefabricate, montarea armăturilor din stâlpii ranfort;

Faza III - cofrarea și betonarea stâlpilor ranfort;

Realizarea lucrării de stabilizare în ansamblu se execută în trei etape:

Etapa I - execuția zidurilor de sprijin;

Etapa II - execuția drenurilor în spatele zidurilor de sprijin;

Etapa III - execuția terasării, a rigolelor cap de dren și a racordurilor la rețeaua pluvială.

Lucrările de stabilizare ale versantului au început în 1996 și vor fi finalizate până la sfârșitul anului 1997.

4.1.3 STUDII ȘI CERCETĂRI PRIVIND FENOMENELE DE INSTABILITATE ALE VERSANTULUI DIN ZONA TRIBUNALULUI JUDEȚEAN ZALĂU

Lucrările de investigare au fost efectuate de autor în perioada 1995 - 1996.

În vederea cunoașterii condițiilor de teren din zonă, cât și pentru crearea posibilităților de urmărire în timp a zonei de versant, pe care este amplasată clădirea Tribunalului Județean Sălaj, în cadrul studiului, s-au efectuat, în colaborare cu PROCONSAL SA Zalău și Catedra de Drumuri și Fundații Timișoara, 4 foraje geotehnice F3464... F3467, 6 penetrări dinamice cu con și 4 reperi înclinometrici R3464...3467. Tehnologia de execuție a fost similară celei prezentate în cazul Școlii Generale nr. 13.

Disponerea celor 4 foraje înclinometrice și a celor 6 sondaje de penetrare dinamică cu con P.D.U. este prezentată în fig. 4.11.

Lucrările de investigare geotehnică au fost efectuate și prelucrate conform metodologiei prevăzute în Instrucțiunile tehnice C 159-89.

Investigarea geotehnică s-a efectuat cu penetramentul dinamic ușor cu acționare manuală, avînd suprafața conului de penetrare de 10 cm^2 , masa berbecului 10 kg și înălțimea de cădere a acestuia 50 cm.

Sondajele de penetrare s-au efectuat la distanța de cca 25 m, astfel încât să fie posibilă semnalarea unor neuniformități zonale ale parametrilor geotehnici ai terenului, respectiv pentru a sesiza nivelul la care apare stratul de bază.

În figura 4.12 sunt prezentate patru diagrame de penetrare caracteristice amplasamentului, prima executată în fața zidului de sprijin (Pd 3464), iar cealaltă (Pd 3466) în partea de sus a versantului.

Sondajele penetrometrice au permis stabilirea poziției stratului de bază, acesta fiind situat la o adâncime de 6,50 - 8,00 m față de suprafața terenului.

Prelucrările datelor de penetrare dinamică în conformitate cu normativul C159 - 89, și utilizînd diverse relații de corelare din literatura tehnică de specialitate au permis evaluarea unor indici fizico-mecanici ai pămîntului ce alcătuiesc stratul deluvial și corelarea cu mărimile acestora determinate în condiții de laborator pe probe recoltate din foraje.

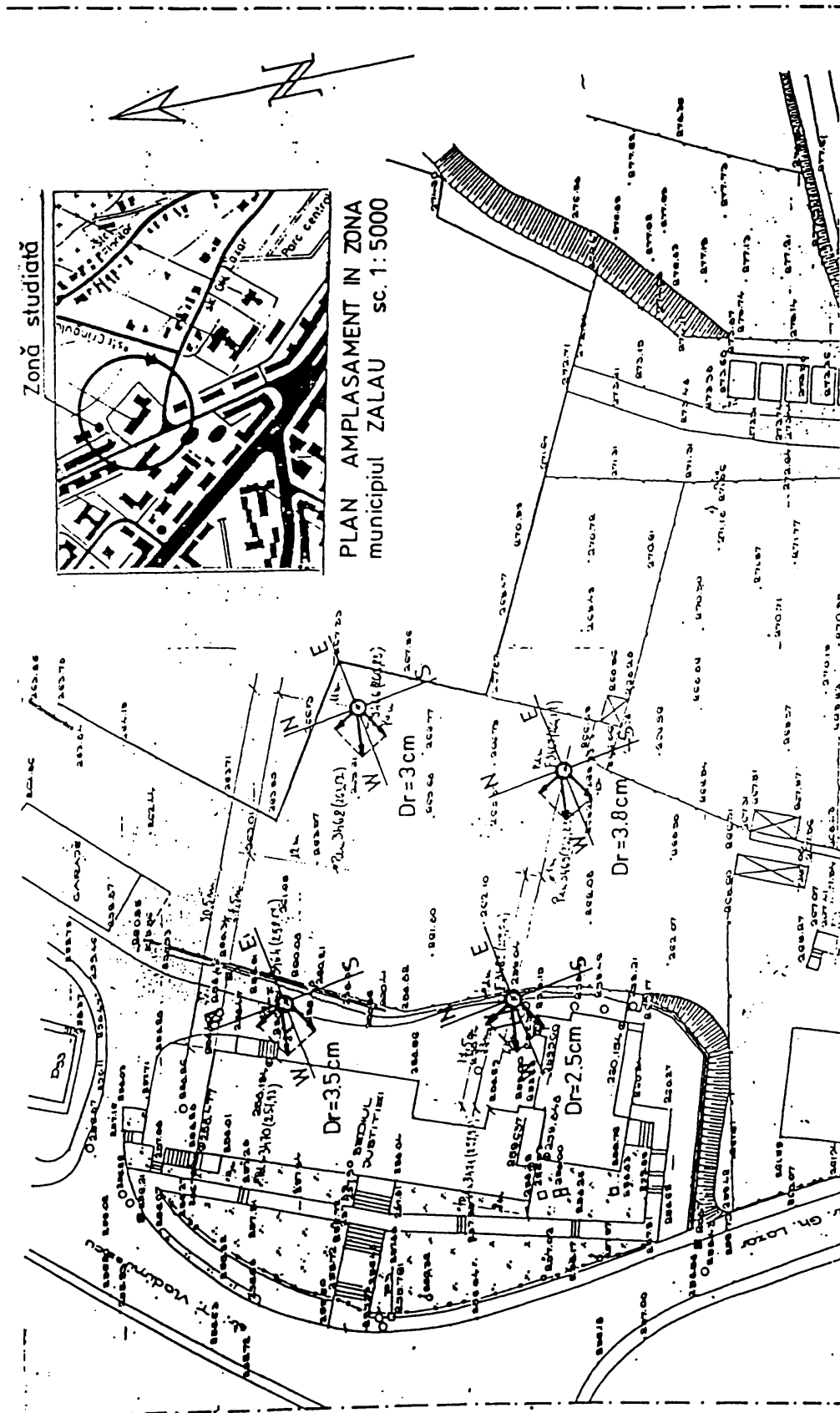
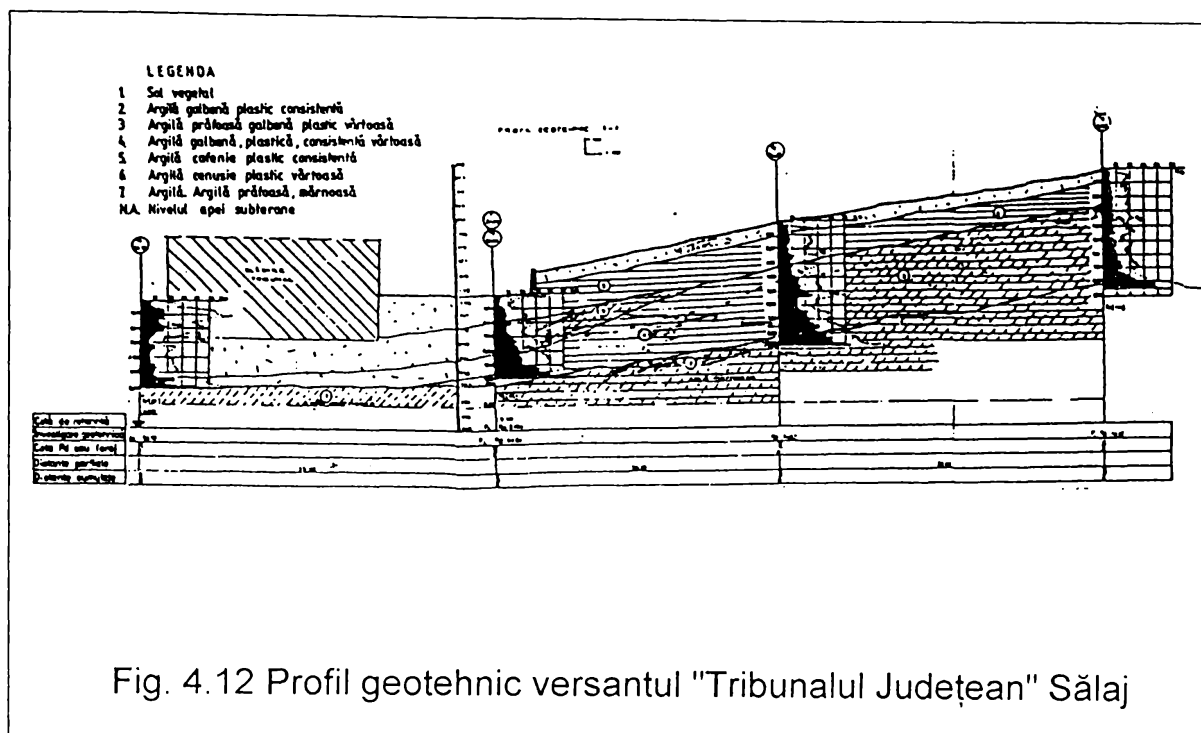


FIG. 4.11 DISPUNEREA FORAJELOR INCLINOMETRICE



4.1.3.1. Morfologia și stabilitatea terenului din zona amplasamentului studiat

Amplasamentul investigat de autor, din punct de vedere geotehnic, se găsește pe versantul drept al văii Zalăului și coboară în pantă destul de accentuată dinspre N-E spre S-V.

Morfologia terenului din zonă este neuniformă, caracterizată prin alternanțe de porțiuni relativ plane cu porțiuni în pantă, reprezentând urmele unor vechi alunecări de teren mai mult sau mai puțin stabilizate. În amonte de amplasamentul care a constituit obiectul studiilor, terenul prezintă un profil foarte neuniform, cu alunecări și dislocări de teren. În această zonă, în anul 1970, în urma precipitațiilor abundente din luna mai s-au produs alunecări de teren.

În ceea ce privește antecedentele de comportare ale amplasamentului pe care este actualmente amplasată clădirea Tribunalului Județean Zalău, se poate afirma că acesta a fost activ, deoarece fostele case familiale de pe acest amplasament au prezentat fisuri și crăpături, cauzate de fenomenul de curgere lentă a deluviului.

În timpul lucrărilor de execuție a clădirii, în anul 1976, după executarea săpăturii generale, aceasta a fost lăsată deschisă timp îndelungat, motiv pentru care s-a produs o alunecare masivă, care evident a afectat săpătura generală efectuată.

În vederea asigurării condițiilor de stabilitate a fost executat un zid de sprijin, în amonte de clădire, iar versantul din spatele acestuia a fost retaluzat și plantat cu arbori.

La data efectuării studiului s-a observat existența unor fenomene de instabilitate semnalate de închideri ale rigolei din fața zidului de sprijin, lucru ce evidențiază că fundarea zidului de sprijin a fost făcută în stratul deluvial, care prezintă un fenomen de curgere lentă.

4.1.3.2. Regimul și variația nivelului apelor subterane

Concomitent cu măsurătorile înclinometrice efectuate în perioada septembrie 1995 - aprilie 1996, s-a făcut urmărirea nivelului apelor subterane în foraje.

Variația nivelului apelor subterane este prezentat în tab. 4.7 și fig. 4.13.

Tab. 4.7. Nivelul apei subterane în foraje

Data de măsurare	Foraj (m)			
	3464	3465	3466	3467
08.09.95	- 2,60	- 3,15	- 1,6	- 1,75
30.11.95	- 3,05	- 3,66	- 1,22	- 1,22
12.01.96	- 1,22	- 3,66	- 1,22	- 1,83
25.04.96	- 1,22	- 2,44	- 1,22	- 1,83

După cum se constată din analiza datelor cuprinse în tabelul 4.7 și fig. 4.13, nivelul apelor subterane a avut o variație de 0,60 - 1,80 m, în perioada de efectuare a măsurătorilor.

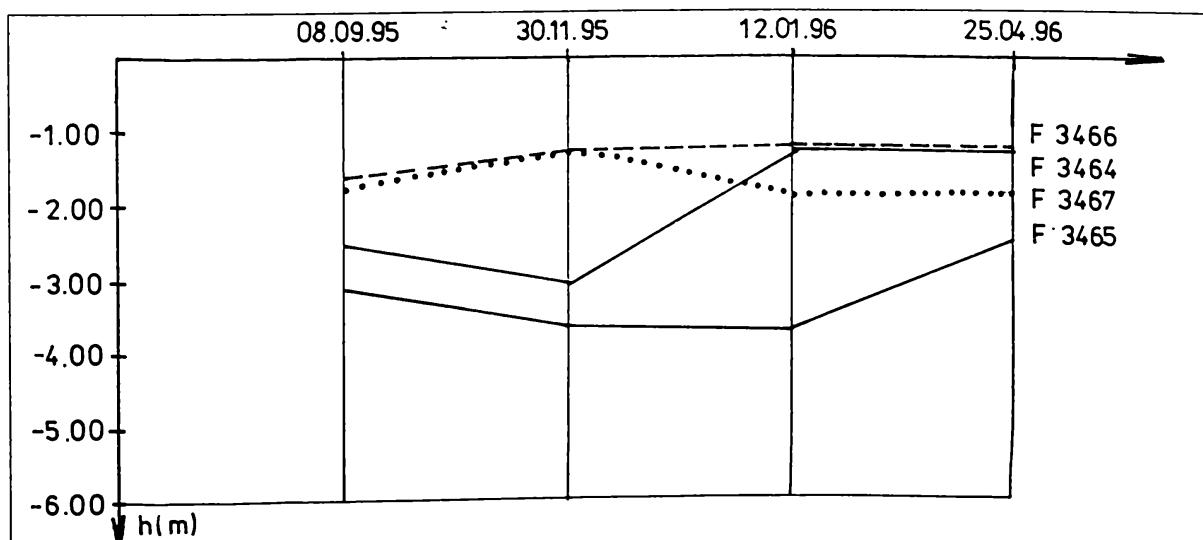


Fig. 4.13 Variația nivelului apelor subterane în foraje

4.1.3.3. Interpretarea rezultatelor măsurătorilor înclinometrice efectuate în perioada 1995 - 1996

În urma prelucrării rezultatelor măsurătorilor au rezultat următoarele deplasări:

Forajul 3464 este situat în fața zidului de sprijin care protejează clădirea (fig.4.11). Deplasările orizontale rezultante au valori maxime de 2,6 - 2,9 cm, la o cotă de 1,8 - 2,5 m (fig.4.14), de la suprafața terenului din aval de zidul de sprijin, ceea ce justifică apariția fenomenului de închidere a rigolei.

Direcția deplasărilor orizontale este E-V, ceea ce corespunde liniei de cea mai mare pantă a terenului.

Forajul 3465 este situat la cealaltă extremitate a zidului de sprijin (fig.4.15). Diagramele înclinometrice au indicat deplasări rezultante de 2,1 - 3,2 cm, cu direcția E - V. Ca și în cazul forajului F3464, deplasările maxime se produc la o adâncime de 1,8 - 2,5 m, dar fenomenul de deplasare se extinde până în roca de bază.

Forajele F3466 (fig.4.16) și F3467 (fig.4.17), situate în amonte de zidul de sprijin, indică deplasări rezultante maxime de 2,9 - 3,50 cm, respectiv 6,50 - 7,5 cm, ceea ce indică că masivul din amonte de zidul de sprijin prezintă fenomene de instabilitate, planul deplasărilor maxime fiind situat la o adâncime de 2-6,0 m.

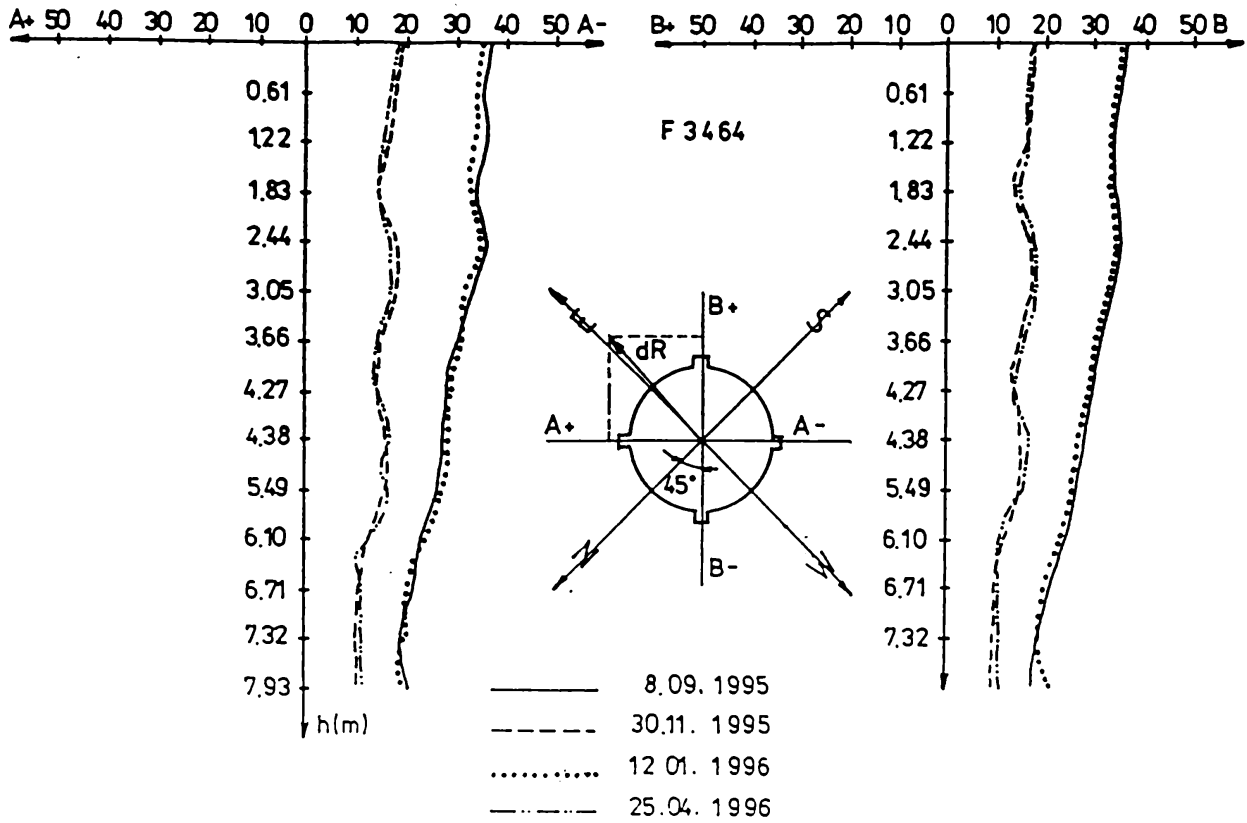
Pe baza cercetărilor prezentate, rezultă că fenomenele de instabilitate, manifestate în deplasări după direcția E -V, viteza de deplasare fiind pentru perioada de investigare de 0,4 - 0,9 cm/lună, deci trebuie luate măsuri de consolidare a zidului de sprijin, care nu poate asigura protecția clădirii tribunalului.

Planul deplasărilor maxime fiind situat la o cotă de 2,50 - 3,00 m, iar zidul de sprijin nefiind fundat în stratul de bază, face ca pachetul deluvial să prezinte fenomene de instabilitate mai accentuate în amonte de zidul de sprijin.

Forajele înclinometrice executate vor permite în continuare supravegherea fenomenului de instabilitate a versantului până la luarea măsurilor de stabilizare a acestuia.

4.2 STUDII PRIVIND CALCULUL PILOȚILOR UTILIZAȚI CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE SAU CA ELEMENTE DE FUNDARE PENTRU ZIDURI DE SPRIJIN

Piloții pot constitui elemente eficiente în lucrările de consolidare a versanților cu potențial de instabilitate, când poziția planului de alunecare este situată la o adâncime mai mare de 4-6 m de la suprafața terenului



a) DEPLASARI DUPA DIRECTIILE A-A SI B-B

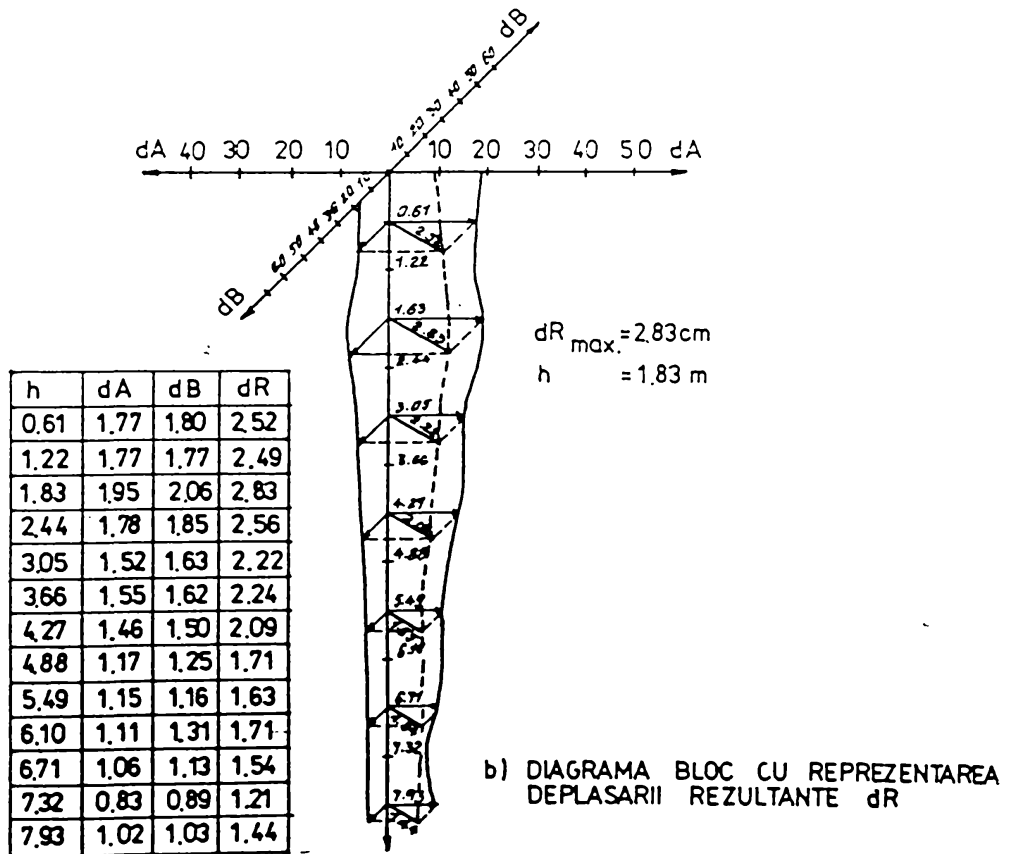
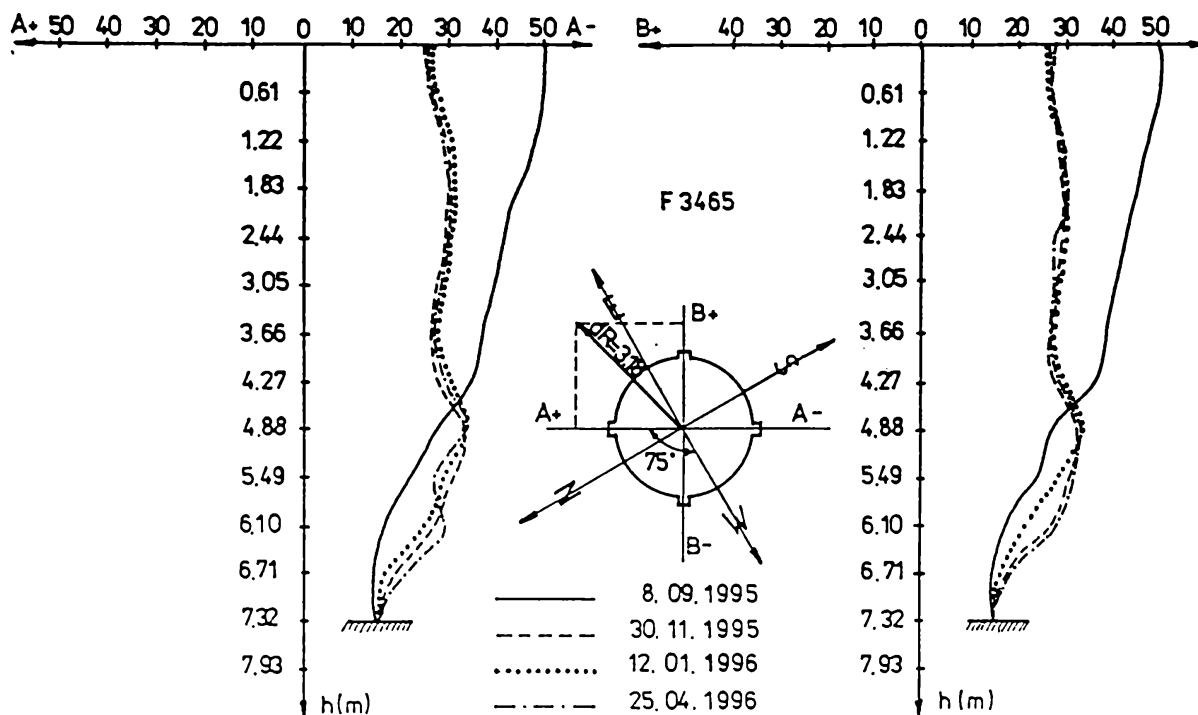
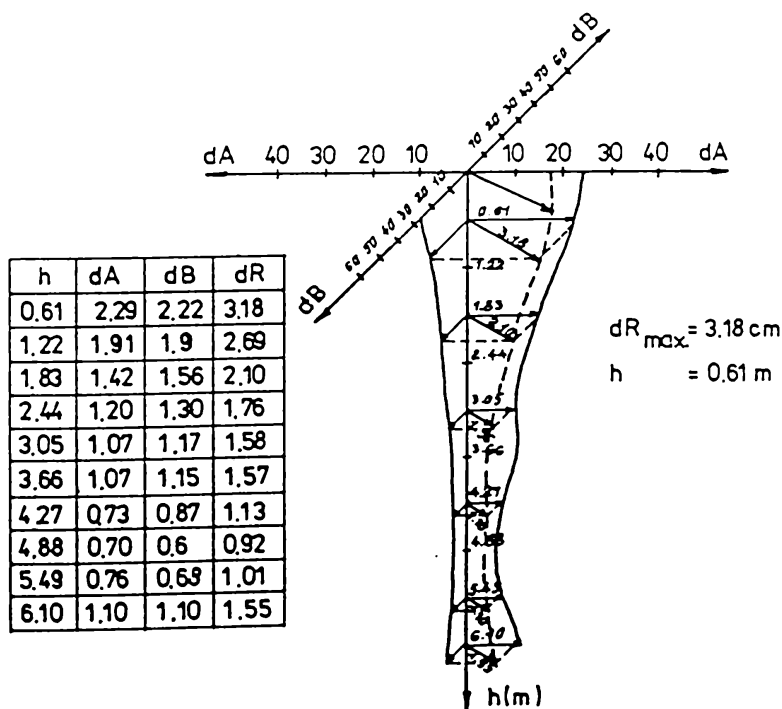


FIG. 4.14 DEPLASARI ORIZONTALE IN (mm) F.I.3464

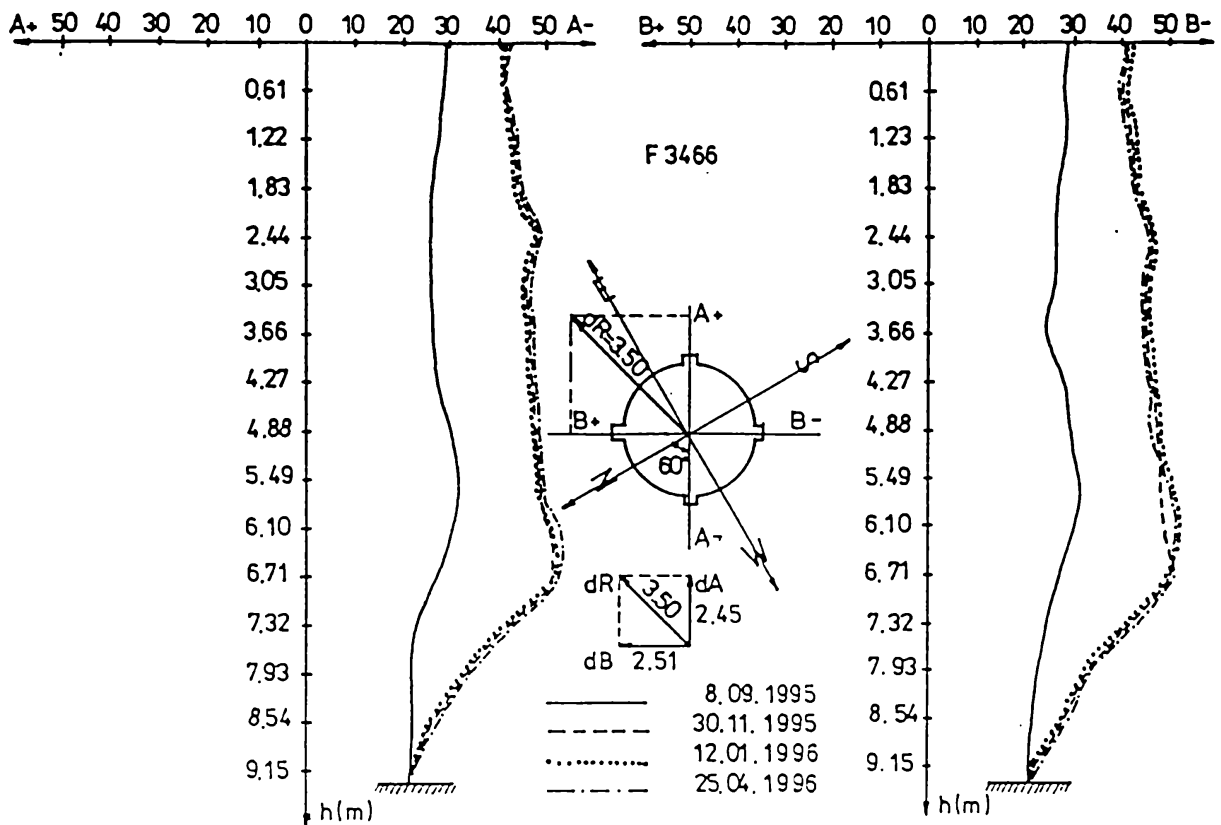


a) DEPLASARI IN mm DUA DIRECTIILE A-A SI B-B



b) DIAGRAMA BLOC SI REPREZENTAREA DEPLASARII REZULTANTE dR

FIG. 4.15 DEPLASARI ORIZONTALE IN (mm) FORAJ F.I. 3465



a) DEPLASARI IN mm DUPA DIRECTIA A-A SI B-B

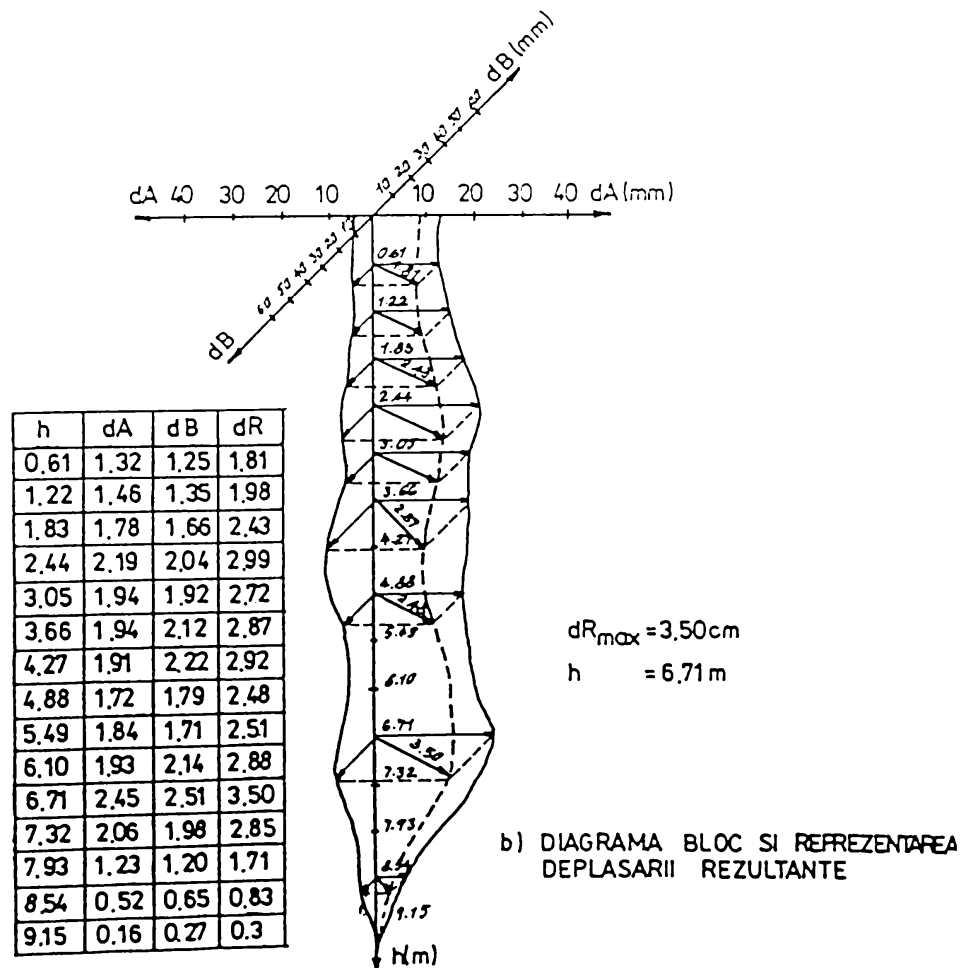
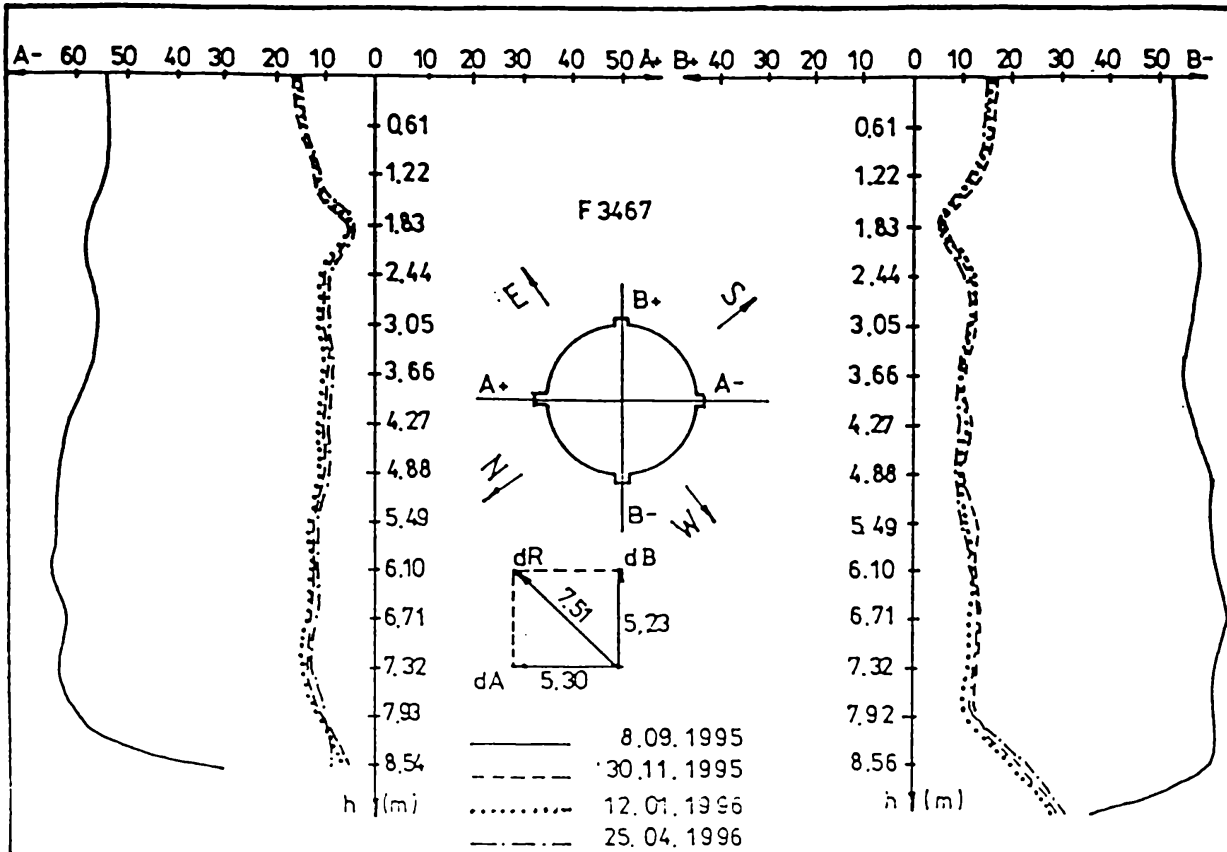
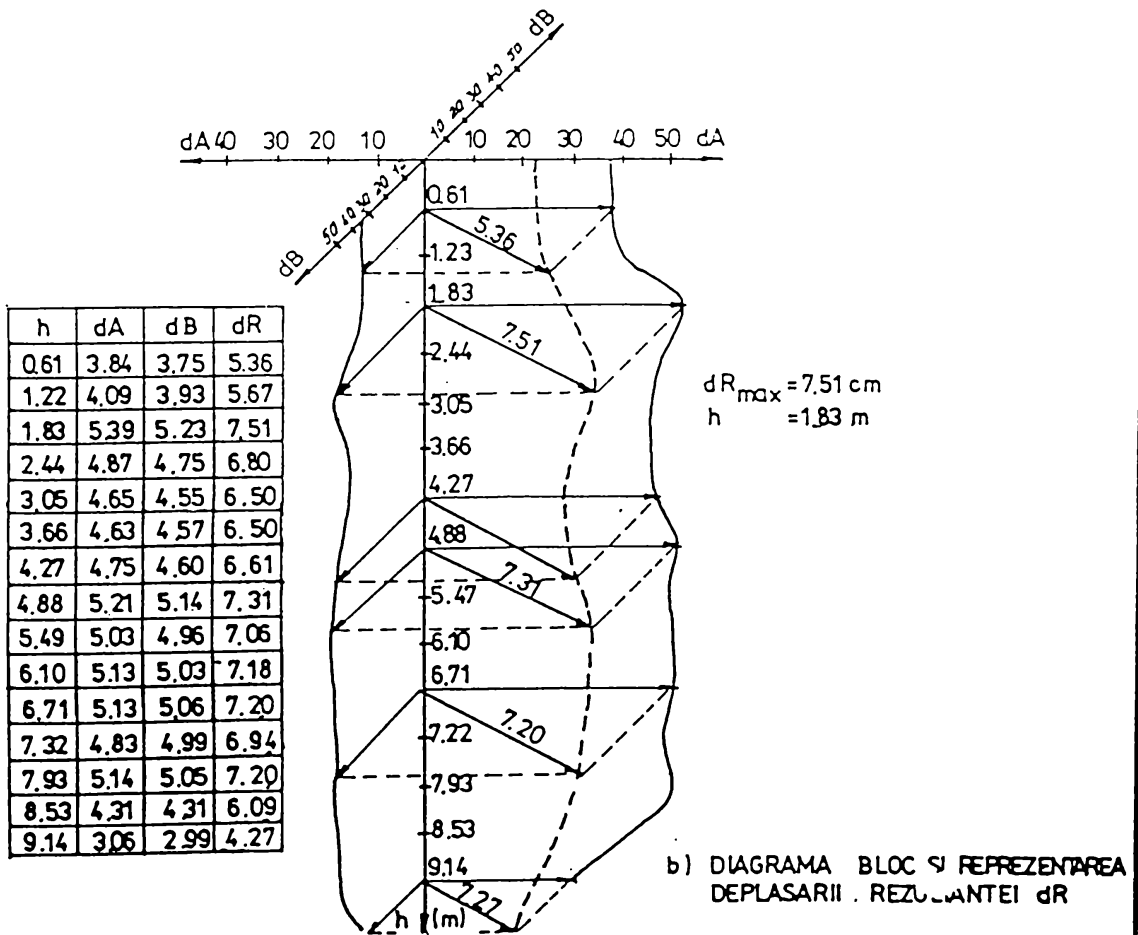


FIG.4.16 DEPLASARI ORIZONTALE IN(mm) FORAJ F.I. 3466

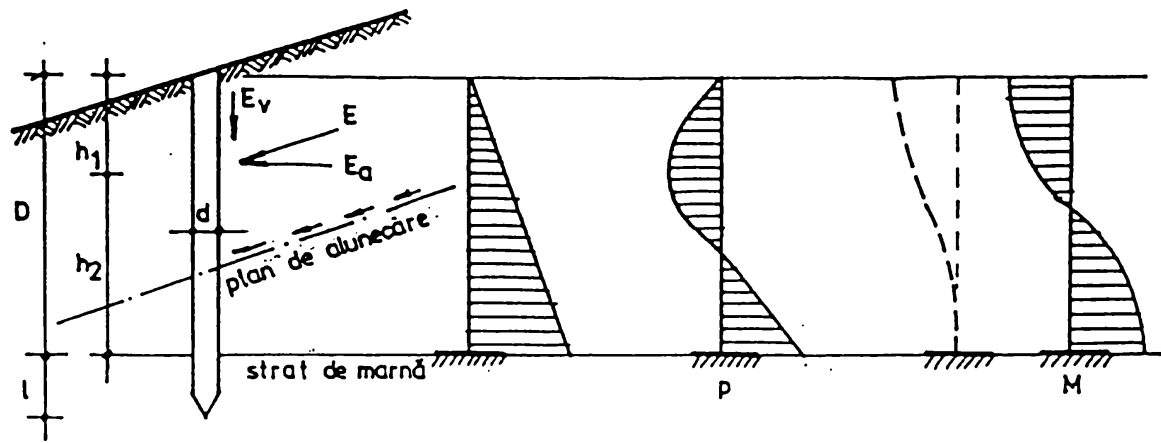


a) DEPLASARI IN mm DUPA DIRECTIILE A-A SI B-B

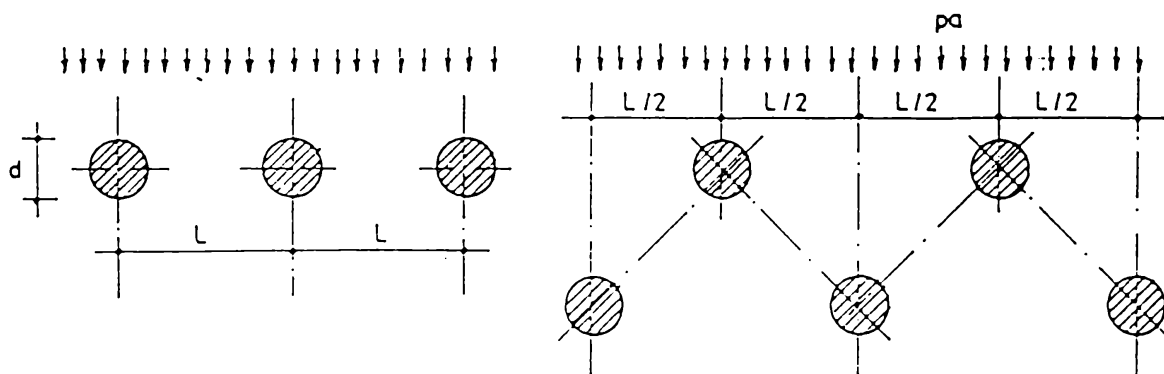


b) DIAGRAMA BLOC SI REPREZENTAREA DEPLASARII . REZULTANTEI dR

FIG. 4.17 DEPLASARI ORIZONTALE IN (mm) FORAJ F1. 3467



a) SCHEMA DE CALCUL



b) DISPUNERE PE UN SINGUR RAND

c) DISPUNERE PE DOUA SAU MAI MULTE RANDURI

FIG. 4.18 SCHEME DE DISPUNERE A PILOTELOR CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE

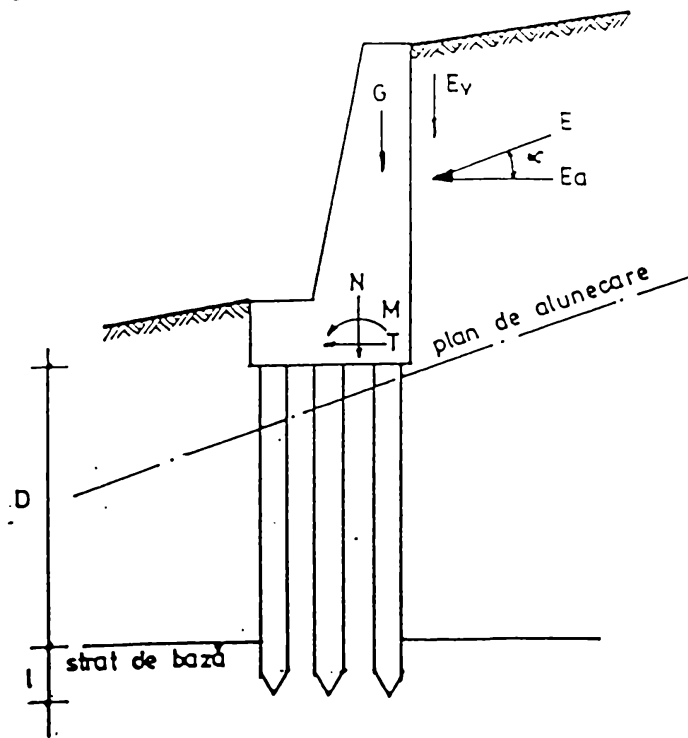


FIG. 4.19 SCHEMA ZIDULUI DE SPRIJIN FONDAT PE PILOTI

natural.

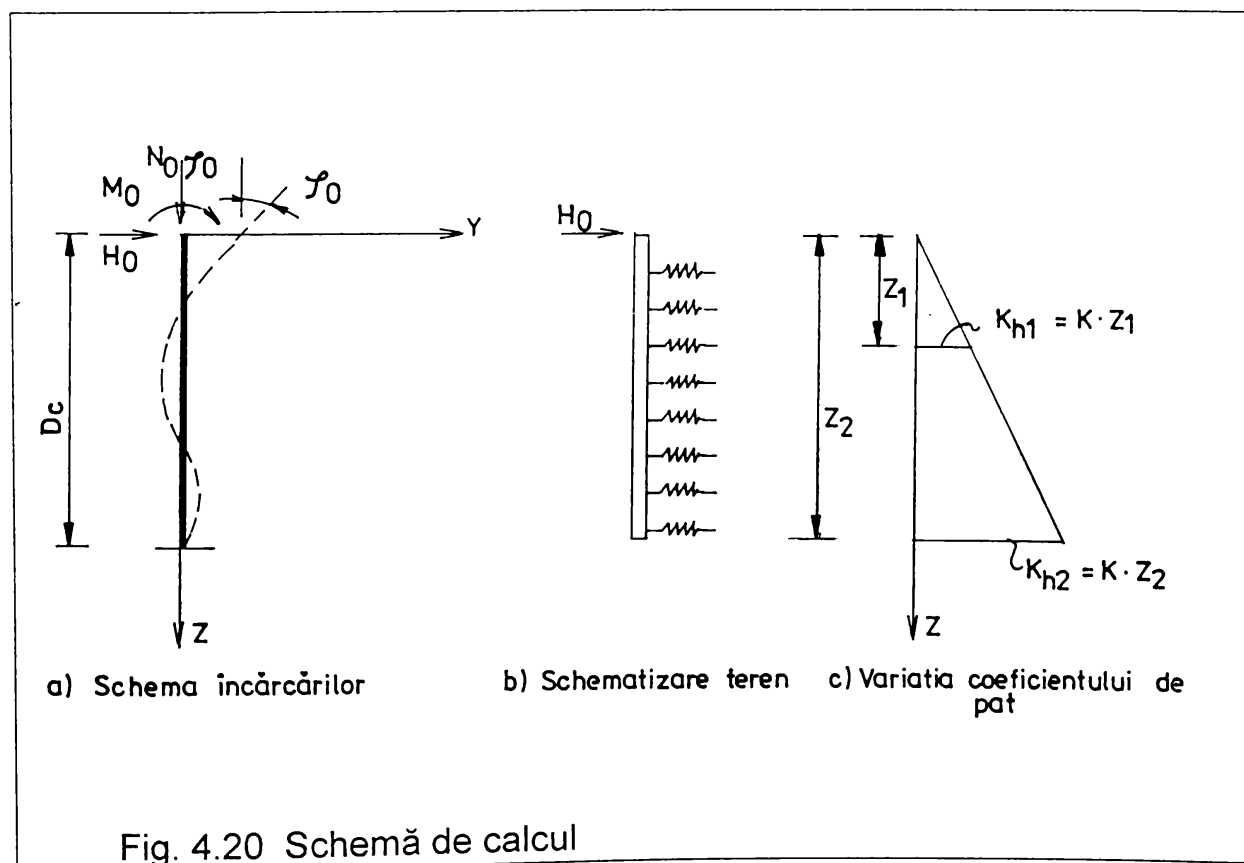
În acest caz piloții (coloanele) pot fi utilizați ca elemente de consolidare propriu-zisă sau ca elemente de fundare pentru ziduri de sprijin.

În ambele situații, piloții se încastrează în stratul de bază și sunt solicitați de încărcări transversale aplicate la o adâncime h_1 de la suprafața terenului (fig. 4.18) sau pe capul pilotului (fig. 4.21).

În cazul utilizării piloților ca elemente de consolidare, aceștia sunt solicitați de forțele horizontale E_a corespunzătoare rezultantei forțelor de împingere a pământului (fig. 4.18). În cazul utilizării piloților ca elemente de fundare (dispuse vertical sau înclinat) pentru ziduri de sprijin (fig. 4.19), rezultanta forțelor exterioare R (obținută prin compunerea împingerii pământului E și a greutateii proprii a zidului G), respectiv componentele acestei rezultante în centrul tăpii (N , M , T) se transmit drept încărcări concentrate pe capul pilotului.

Calculul eforturilor în piloți (coloane) se poate face în ipoteza încadrării elastice a acestora în teren (fig. 4.20).

Relațiile de calcul se vor stabili pentru cazul general de solicitare (fig. 4.20), când pe capul pilotului acționează o forță axială N , o forță orizontală H și un moment încovoitor M .



Pentru calculul deformațiilor și solicitărilor în corpul pilotului izolat supus acțiunii simultane a unei forțe axiale N_0 , orizontale H_0 , și a unui moment

încovoietor M_0 , conform schemei din fig. 4.20 terenul se asimilează cu un mediu Winkler alcătuit din resoarte elastice independente.

Presiunea reactivă $p_{(z)}$ și deplasarea pilotului în sens transversal $y_{(z)}$ sunt proporționale, fapt ilustrat de relația:

$$p_{(z)} = k z y_{(z)} \quad (4.1)$$

în care:

$p_{(z)}$ - presiunea reactivă la adâncimea z în KN/m^2 ;

k - caracteristica coeficientului de pat în KN/m^2 ;

$y_{(z)}$ - deplasarea pilotului în sens transversal al axei sale la adâncimea z .

Caracteristica de deformabilitate (k) a coeficientului de pat se consideră variabilă liniar cu adâncimea (fig.4.20), ceea ce echivalează cu a admite că diagrama care leagă presiunea reactivă $p_{(z)}$ de deplasarea transversală a axei pilotului $y_{(z)}$ este o dreaptă cu panta care depinde de caracteristica de deformabilitate (k) și cota punctului considerat (z). Acest lucru este arătat în fig. 4.21.

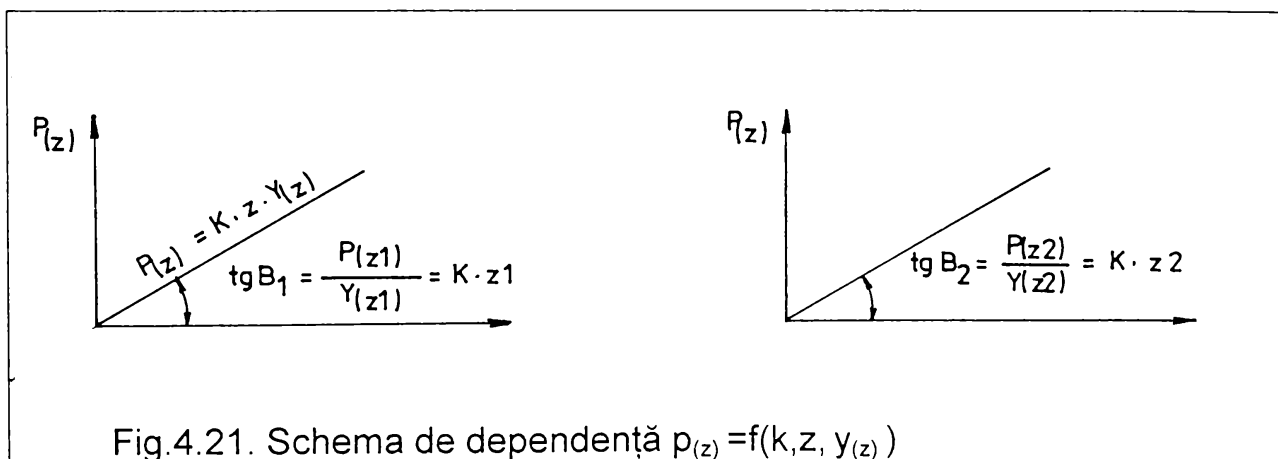


Fig.4.21. Schema de dependență $p_{(z)} = f(k, z, y_{(z)})$

Coeficientul de pat k_h se determină prin încercări de probă.

În lipsa unor încercări de probă, coeficientul de pat k_h se poate calcula cu relația:

$$k_h = k z \quad (4.2)$$

considerând pentru caracteristica k , valorile din tabelul 4.8, preluate din SNIP - II - 17/77

Pentru calculul eforturilor secționale și a deplasărilor transversale care apar în pilot sub acțiunea încărcărilor aplicate pe capul acestuia se pleacă de la ecuația fibrei medii deformată a pilotului:

$$\frac{d^4 y(z)}{dz^4} + \alpha^5 z y(z) = 0 \quad (4.3)$$

Tab .4.8. Valorile caracteristicii de deformabilitate k

Tip teren	Coeficient k (KN/m ⁴)
Argile prăfoase în stare plastic curgătoare $l_c < 0,5$	500 - 2000
Argile, argile prăfoase în stare plastic-moale $0,25 < l_c < 0,50$, prafuri nisipoase, nisipuri prăfoase	2000 - 4000
Argile, argile plastic consistente, nisipuri fine, nisipuri mijlocii	4000 - 6000
Argile și argile prăfoase în stare tare, nisipuri mari	6000 - 10000
Nisipuri cu pietriș, pietriș cu bolovăniș	10000 - 20000

În ecuația (4.3) coeficientul α reprezintă caracteristica de interacțiune element - teren și se calculează cu relația:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{k a_c}{E_b I}} \quad (4.4)$$

în care:

a_c - lățimea de calcul sau diametrul de calcul a pilotului;

E_b - modulul de elasticitate al betonului;

I - momentul de inerție al secțiunii pilotului.

În lucrarea [41] pentru latura sau diametrul de calcul al pilotului se recomandă o relație de calcul de forma:

$$a_c = k_1 k_2 k_3 a$$

în care:

$k_1 = 0,9$ sau 1 pentru piloții circulari respectiv dreptunghiulari;

$$k_2 = 1 + \frac{1}{a};$$

$$k_3 = \beta + \frac{1-\beta}{0,6} \frac{b}{D_c};$$

unde:

$\beta = 0,45; 0,50; 0,60; 1,0$ în funcție de numărul piloților dintr-un rând paralel cu direcția de acțiune a forței orizontale. Valoarea maximă corespunde pentru un pilot pe rând, iar valoarea minimă când pe rând sunt 4 piloți.

b - distanța dintre piloți în planul forței orizontale;

l_c - fișa de calcul a pilotului.

Soluția generală a ecuației (4.3) este de forma:

$$y(\bar{z}) = y_0 A_1(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_1(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} D_1(\bar{z}) \quad (4.6)$$

în care : \bar{z} , adâncimea redusă

În relația (4.6) care dă mărimea deplasării în sens transversal a axei pilotului, necunoscutele sunt y_0 și φ_0 (deplasările capului pilotului).

Rotirea, momentul și forța tăietoare în secțiunea $\bar{z} = \alpha z$ a pilotului se determină cu relațiile:

$$\frac{\varphi(\bar{z})}{\alpha} = y_0 A_2(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_2(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} D_2(\bar{z}) \quad (4.7)$$

$$\frac{M(\bar{z})}{\alpha^2 E_b I} = y_0 A_3(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_3(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} D_3(\bar{z}) \quad (4.8)$$

$$\frac{H(\bar{z})}{\alpha^3 E_b I} = y_0 A_4(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_4(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} D_4(\bar{z}) \quad (4.9)$$

$$P(z) = k z y(\bar{z}) \quad (4.10)$$

Coeficienții $A_1, A_2, A_3, A_4, \dots, D_1, D_2, D_3, D_4$ sunt constante de integrare, funcție de adâncimea redusă \bar{z} .

Cunoscând forța tăietoare și momentul care acționează pe capul pilotului ($z=0$), determinarea diagramelor de presiuni, momente și forțe tăietoare se face cu relațiile (4.7)...(4.8), cu condiția ca parametrii inițiali y_0 și φ_0 să fie cunoscuți.

Deplasarea, respectiv rotirea capului pilotului poate fi determinată în funcție de ipoteza admisă privind vârful pilotului:

a) vârful pilotului încastat în stratul de bază. În acest caz deplasarea, respectiv rotirea sunt nule:

$$\begin{aligned} y(\bar{z} = \alpha D) &= 0 \\ \varphi(\bar{z} = \alpha D) &= 0 \end{aligned} \quad (4.11)$$

Introducând în relațiile (4.6) și (4.7) rezultă sistemul:

$$\begin{cases} y_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} D_1 = 0 \\ y_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_2 + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} D_2 = 0 \end{cases} \quad (4.12)$$

cu necunoscutele y_0 și φ_0 . Prin rezolvarea sistemului se obține:

$$\begin{aligned}
y_0 &= \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} \left[\frac{B_1 C_2 - B_2 C_1}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right] + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} \left[\frac{B_1 D_2 - B_2 D_1}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right] \\
\frac{\varphi_0}{\alpha} &= \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} \left[\frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right] + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} \left[\frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_1 B_2 - A_2 B_1} \right]
\end{aligned} \quad (4.13)$$

Coeficienții $A_1, A_2, B_1, B_2, \dots, D_1, D_2$, se calculează pentru: $\bar{z} = \alpha D$.
 Coeficienții de mai sus au expresiile:

$$A_1 = 1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6 \frac{\bar{z}^{+10}}{10!} - 6 \cdot 11 \frac{\bar{z}^{15}}{15!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \frac{\bar{z}^{20}}{20!} \dots$$

$$B_1 = \bar{z} - 2 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 2 \cdot 7 \frac{\bar{z}^{+11}}{11!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \frac{\bar{z}^{16}}{16!} \dots$$

$$C_1 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 3 \frac{\bar{z}^7}{7!} + 3 \cdot 8 \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots$$

$$D_1 = \frac{\bar{z}^3}{3!} - 4 \frac{\bar{z}^8}{8!} + 4 \cdot 9 \frac{\bar{z}^{13}}{13!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \frac{\bar{z}^{18}}{18!} \dots$$

Pe baza coeficienților de influență A_1, B_1, C_1, D_1 se determină coeficienții:

$$A_2 = \frac{d A_1}{d \bar{z}}; A_3 = \frac{d^2 A_1}{d \bar{z}^2}; A_4 = \frac{d^3 A_1}{d \bar{z}^3}$$

$$B_2 = \frac{d B_1}{d \bar{z}}; B_3 = \frac{d^2 B_1}{d \bar{z}^2}; B_4 = \frac{d^3 B_1}{d \bar{z}^3}$$

$$C_2 = \frac{d C_1}{d \bar{z}}; C_3 = \frac{d^2 C_1}{d \bar{z}^2}; C_4 = \frac{d^3 C_1}{d \bar{z}^3}$$

b) vârful pilotului nu este încastrat într-un strat de bază, iar rigiditatea lui este mult mai mare decât cea a terenului, astfel încât capătul lui să poată fi considerat liber la partea inferioară (deci se poate roti sau deplasa). În acest caz, condițiile de margine sunt:

$$\begin{aligned}
M(\bar{z} = \alpha D) &= 0 \\
H(\bar{z} = \alpha D) &= 0
\end{aligned} \quad (4.14)$$

Introducând condițiile (4.14) în ecuațiile (4.8) și (4.9), se obține sistemul:

$$\begin{cases} y_0 A_3(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_3(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha_3 E_b I} D_3(\bar{z}) = 0 \\ y_0 A_4(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_4(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha_3 E_b I} D_4(\bar{z}) = 0 \end{cases} \quad (4.15)$$

din rezolvarea căruia se obține:

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} \left[\frac{B_4 C_3 - B_3 C_4}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} \left[\frac{B_4 D_3 - B_3 D_4}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] \\ \frac{\varphi_0}{\alpha} &= \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} \left[\frac{A_3 C_4 - A_4 C_3}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] + \frac{H_0}{\alpha^3 E_b I} \left[\frac{A_3 D_4 - A_4 D_3}{A_4 B_3 - A_3 B_4} \right] \end{aligned} \quad (4.16)$$

Pentru ușurarea calculului se pot calcula deplasările capului pilotului ($\bar{z}=0$) pentru forțe unitare, considerând grupările: $M_0 = 0$; $H_0 = 0$ respectiv $M_0 = 0$; $H_0 = 1$ (fig.4.22).

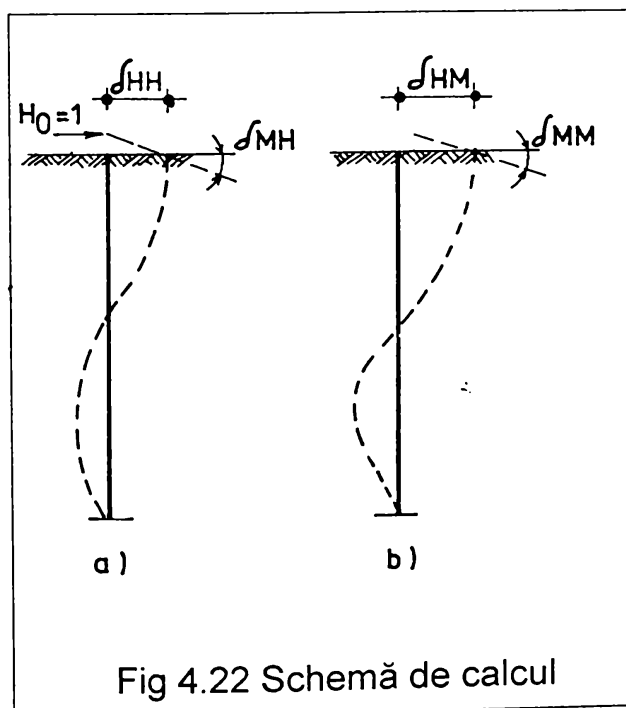


Fig 4.22 Schemă de calcul

schema de calcul devine cea din fig.4.23.

Conform schemei din această figură:

δ_1 - deplasarea capătului pilotului datorită unei forțe unitare ($H_0=0$; $M_0=0$)

δ_2 - rotirea capătului pilotului datorită unui moment unitar ($H_0=0$; $M_0 = 1$)

În aceste condiții, prin suprapunere de efecte, se obține că pentru niște încărcări oarecare pe capul pilotului, deplasările capului acestuia vor fi:

$$\begin{aligned} y_0 &= H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} \\ \varphi_0 &= H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM} \end{aligned} \quad (4.17)$$

Deplasările din deplasări unitare, în funcție de ipoteza admisă pentru vârful pilotului, se calculează cu relațiile (4.13) și (4.16).

În cazul în care capătul pilotului este situat deasupra suprafeței de alunecare considerate, la o distanță l_c

δ_3 - rotirea capătului pilotului datorită unei forțe unitare ($H_0 = 1$; $M_0 = 0$) sau deplasarea capătului pilotului datorită unui moment unitar ($H_0 = 0$; $M_0 = 1$)
 Expresiile de calcul ale acestor deplasări sunt:

$$\delta_1 = \frac{l_c^3}{3 E_b I} + \delta_{MM} l_c^2 + 2 \delta_{HM} l_c + \delta_{HH}$$

$$\delta_2 = \frac{l_c}{E_b I} + \delta_{MM} \quad (4.18)$$

$$\delta_3 = \frac{l_c}{2 E_b I} + \delta_{MM} l_c + \delta_{HM}$$

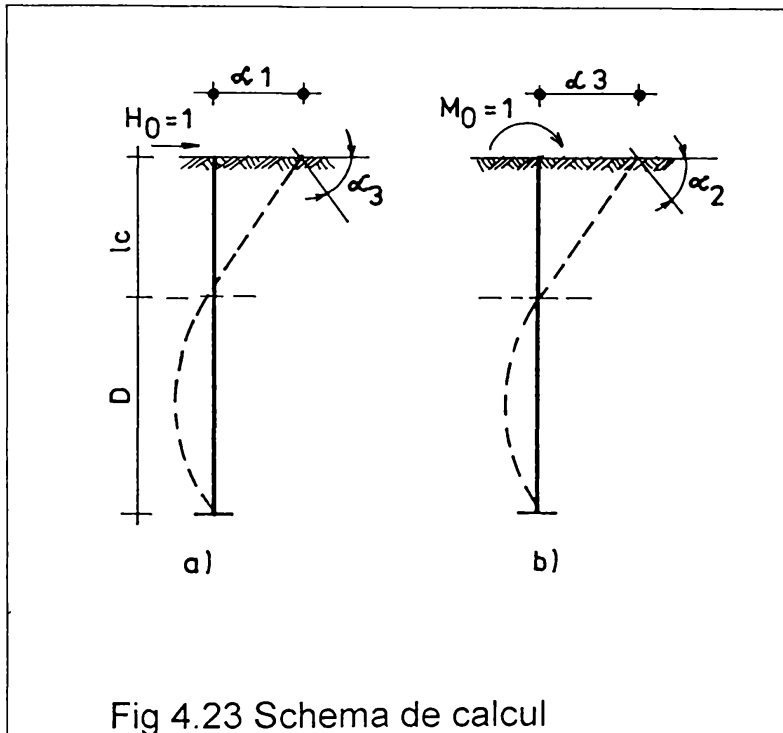


Fig 4.23 Schema de calcul

Utilizând metodologia prezentată, etapele de calcul în cazul realizării unei sprijiniri masive de tip zid de sprijin, fundat pe piloți, sunt următoarele:

Etapa I - Evaluarea încărcărilor

1. Stabilirea diagramei de presiuni care acționează asupra zidului de sprijin, pe baza stratificației și a calculării coeficienților K_a ;

2. Calculul împingerii pământului pe o lățime unitară de zid de sprijin (P_a).

3. Stabilirea punctului de aplicare (Z_0), a împin-

gerii pământului (P_a).

4. Calcularea greutății proprii a zidului, stabilirea poziției centrului de greutate și calculul încărcărilor în centrul tălpii zidului.

Etapa II - Calculul capacității portante a piloților conform STAS 2561

1. Capacitatea portantă la compresiune (R);

2. Capacitatea portantă la sarcini orizontale (P_{cror});

3. Stabilirea numărului de piloți necesari pentru preluarea încărcărilor pe ml de zid.

Etapa III - Calculul eforturilor în piloți

1. Determinarea parametrilor de calcul;

- aria transversală a pilotului;

- momentul de inerție;

- lungimea redusă a pilotului $\bar{z} = \alpha D$.

2. Calculul parametrilor inițiali în funcție de ipoteza acceptată pentru vârful pilotului (încăstrat, liber).

- stabilirea încărcărilor pe capul pilotului H_0 ; M_0 ;
- deplasarea y_0 și rotirea φ_0 pentru încărcările H_0 ; M_0 , care acționează pe capul pilotului (rel.4.13 sau 4.16).

Etapa IV

- se trasează diagramele de momente și forță tăietoare în lungul pilotului pe baza relațiilor (4.7 și 4.9);
- trasarea diagramelor de deplasare transversale și de presiuni ale pilotului pe adâncime;
- calculul secțiunilor și armarea piloților;
- calculul la starea limită de capacitate portantă a terenului din jurul elementului.

Calculul la starea limită de capacitate portantă a terenului din jurul elementului supus acțiunii împingerii pământului constă în verificarea condiției:

$$\sigma_z \leq m \frac{4}{\cos \Phi} (\gamma z \operatorname{tg} \Phi + 0,3 c) \quad (4.19)$$

unde:

σ_z - presiunea orizontală pe fața (semicircumferința elementului) supus la acțiuni transversale în KN/m^2 ;

$m_1=0,7$ - coeficient al condițiilor de lucru;

Φ, C - valorile de calcul ale unghiului de frecare interioară (în grade) și respectiv al coeziunii (KN/m^2) ale pământului din jurul elementului;

γ - valoarea de calcul a greutății volumice a pământului în KN/m^3 ;

Verificarea condiției (4.19) se face, după cum se recomandă în lucrarea [41], pentru piloți solicitați transversal, la următoarele adâncimi:

- pentru $\bar{l} < 2,5$ la $z = \frac{1}{3}$ și $z = l$

- pentru $\bar{l} > 2,5$ la adâncimea $z = \frac{0,85}{z}$

În cazul utilizării piloților, ca elemente de stabilizare a versanților cu potențial de instabilitate este necesară dispunerea acestora astfel încât împingerea pământului pe pilot să nu depășească forța critică de refulare laterală.

Rezultanta presiunilor pe suprafața laterală a pilotului este dată de relația:

$$P_{cr} = \int_0^l p(z) dz = \int_0^l k z y(z) d\bar{z} \quad (4.20)$$

unde: $y_{(z)}$ este dat de relația (4.6).

Impunând condiția (4.21):

$$P_a L < P_{cr} \quad (4.21)$$

se obține:

$$L < \frac{P_{cr}}{P_a} = \frac{\int_0^l k z (y_z) dz}{P_a} \quad (4.22)$$

unde P_a este împingerea pământului pe pilot în KN/m.

Ca modalitate de lucru pentru că rezolvare relației (4.20) este dificilă din cauza expresiei complicate a lui $y_{(z)}$, este preferabilă trasarea diagramei de presiuni $P_{(z)}$ cu ajutorul relației (4.10) și calcularea ariei acestei diagrame care reprezintă chiar valoarea lui P_{cr} .

4.3 STUDIUL UNOR SOLUȚII DE CONSOLIDARE A VERSANȚILOR UTILIZÎND ELEMENTE IZOLATE TIP BAREȚĂ SAU RANFORT

4.3.1 STUDII TEHNOLOGICE

Problemele legate de stabilitatea versanților sunt deosebit de importante în condițiile municipiului Zalău.

Data fiind importanța problemelor de stabilitate, autorul și-a propus studiul unor soluții de consolidare a versanților bazate pe realizarea unor elemente de consolidare de tip ranfort sau bareță scurtă prin utilizarea unor utilaje de mică capacitate, cum ar fi excavatoarele hidraulice, echipate cu greifer hidraulic.

Studiile efectuate de autor au urmărit realizarea unor elemente de tip bareță scurtă (sau ranfort) prin utilizarea excavatorului P_{603} echipat cu greifer hidraulic.

Experimentările efectuate au urmărit executarea unor săpături verticale, cu sau fără protecția noroiului bentonitic până la adâncimi de 6-10 m, cu dimensiuni în plan redus 0,80 x 1,65 (3,00 m).

Experimentările efectuate de autor au avut ca scop realizarea unui echipament de greifer hidraulic care să poată fi montat pe un excavator de tip P_{603} sau alt tip de excavator hidraulic.

Echipamentul de săpare este prezentat schematic în fig. 4.24 și este compus din următoarele subansamble:

- cupă greifer cu acționare hidraulică;
- prelungitoare;
- balansier (normal sau modificat)

Cupa greifer este formată din două semicupe prevăzute cu dinți și muchii tăietoare, acționate de un cilindru hidraulic. În interior este prevăzut cu un sistem de curățire, format dintr-o lamă tăietoare cu lungimea egală cu lățimea cupei.

Prelungitoarele interpușe între cupă și balansier au fost executate din tronsoane de țevă de 1 m lungime, prevăzute la capete cu flanșe prindere.

Prinderea ansamblului cupă greifer - prelungitoare, se face astfel:

- se demontează cupa excavatorului;
- se desființează cilindru de acționare al cupei;
- se montează ansamblul cupă - prelungitoare prin prinderea articulată la balansier;
- se face legătura furtunelor de ulei care acționau cilindru de acționare al cupei, cu cilindru de acționare al cupei greifer..

Experimentările s-au efectuat cu echipamentul de săpare montat pe un excavator P603 cu acționare hidraulică, cu capacitatea cupei de 0,6 mc.

Experimentările s-au efectuat pe un amplasament situat în valea Sârmașului (în intravilanul municipiului Zalău).

Echipamentul de săpare a permis obținerea următorilor parametri:

a. Dimensiuni în plan de săpături 0,65 x 1,65 m.

Elementele de fundare sau de consolidare realizabile cu această instalație, pot avea secțiune I, T, H, L etc.

b. Adâncimea de săpare este formată din lungimea părților componente ale echipamentelor (l_1 - lungime cupă + cilindru de acționare; l_2 - lungimea prelungitoarelor; l_3 - lungime balansier).

$$h_s = l_1 + l_2 + l_3 \quad (4.23)$$

unde:

$$l_1 = 1,80 \text{ m};$$

$$l_2 = 1 - 4 \text{ m};$$

$$l_3 = 1,3 - 2 \text{ m}.$$

În consecință se pot realiza adâncimi de săpare între 4 - 10 m (fig.4.24)

Utilizând o variantă de balansier modificat (cu lungime mai mare de 2m) se pot atinge adâncimi de săpare chiar mai mari de 10 m.

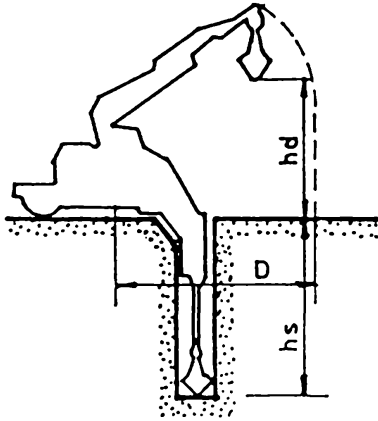
c. Înălțimea de descărcare este variabilă în funcție de numărul de prelungitoare utilizate. Extremitatea balansierului putând atinge cota maximă de 6 m, înălțimea de descărcare va fi dată de relația:

$$h_{desc} = 6,0 - (l_1 + l_2) \quad (4.24)$$

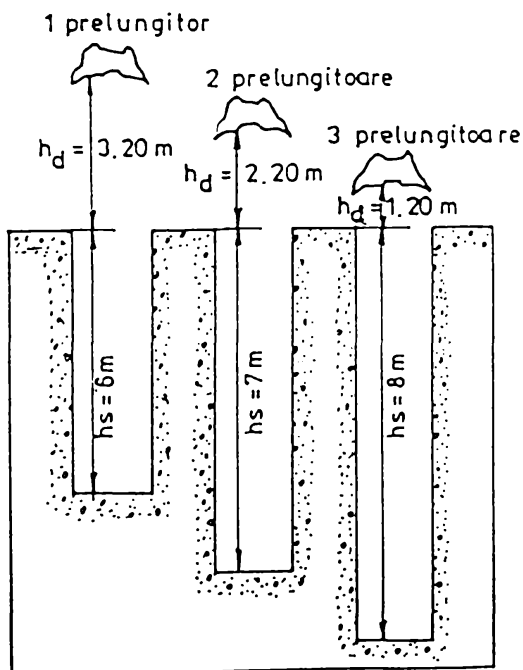
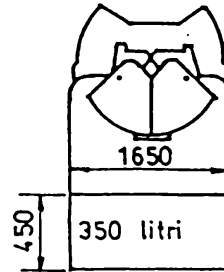
În consecință, înălțimea de descărcare poate avea o valoare cuprinsă între 0,20 m și 4,20 m, în funcție de numărul de prelungitoare montate.

Experimentările efectuate de autor s-au desfășurat pe un amplasament din Zalău și au avut drept scop:

EXCAVATOR P603



CUPA GREIFER



PARAMETRII INSTALATIEI

● ADANCIME DE SAPARE

$$h_s = l_1 + l_2 + l_3$$

l_1 - lungimea cupei

l_2 - lungime prelungitoare 1-4 m

l_3 - lungimea balansierului 2000mm

$h_s \text{ min}$ - 5 m

$h_s \text{ max}$ - 9,5 - 10 m

● INALTIMEA DE DESCARCARE

$$h_d = -6.00 \text{ m} - (l_1 + l_2)$$

$h_d \text{ min}$ - 0.20 m

$h_d \text{ max}$ - 4.20 m

● DIMENSIUNILE SAPATURII

0,65 × 1,65 m

FIG. 4.24 PARAMETRII INSTALATIEI DE SAPARE CU GREIFER HIDRAULIC MONTAT PE EXCAVATOR P603

- testarea instalației de săpare în condiții de exploatare;
- determinarea adâncimii de săpare;
- observarea caracteristicilor legate de executarea săpăturii (dimensiuni săpătură, verticalitate pereți);
- determinarea productivității de săpare pe baza timpilor ce compun ciclul de săpare;
- urmărirea comportării utilajului purtător.

Experimentările au constat în execuția unor elemente cu $h = 4 - 7$ m, pe un poligon experimental.

Terenul pe care s-au făcut experimentările este un pământ argilos, de consistență redusă, nivelul apelor subterane - 4.00, iar stratul de bază (argilă marnoasă) este situat la adâncimi de 5 - 6 m de la suprafața terenului natural.

Lucrările experimentale au evidențiat următoarele aspecte:

a. Utilajul purtător - excavator P₆₀₃

- este un utilaj deosebit de mobil, care satisface condițiile de lucru pe terenuri în pantă;
- utilajul nu necesită amenajări speciale ale platformei de lucru și nu necesită spațiu mare pentru manevrare în amplasament;
- sistemul de calare hidraulică asigură o bună stabilitate a utilajului în timpul efectuării săpăturilor și dă posibilitatea aplicării unei forțe de apăsare pe ansamblul balansier - prelungitoare cupă greifer, ceea ce asigură o productivitate ridicată a procesului de săpare;

b. Echipamentul de săpare

- introducerea echipamentului în săpătură și extragerea acestuia se face ușor;
- la adâncimi de săpare mai mari de 4 m, când adâncimea de săpare este formată din lungime cupă + lungime prelungitoare + lungime balansier, la scoaterea cupei trebuie acordată atenție ca extragerea să se facă vertical, pentru a evita frecările cu pereții;
- verticalitatea săpăturii este corespunzătoare.

În vederea determinării productivității instalației de săpare au fost cronometrați timpii:

- t_1 - timp de reglare a sculei pentru introducerea în săpătură;
- t_2 - timp de coborâre a cupei în săpătură;
- t_3 - timp de excavare propriu-zisă;
- t_4 - timp de ridicare a greiferului;
- t_5 - timp de scurgere a noroiului betonitic;
- t_6 - timp de rotire a instalației pentru descărcat;
- t_7 - timp de descărcare propriu-zis;
- t_8 - rotirea instalației pentru reluarea procesului de săpare.

Au rezultat următoarele valori medii: (tab. 4.9)

Tab. 4.9 Timpii componenți ai ciclului de săpare

t(s) h _s (m)	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₅	t ₆	t ₇	t ₈	Total (s)
4	5 - 10	8 - 9	5 - 10	8 - 10	-	2-3	12 - 15	2-3	57 - 80
7	5 - 10	14 - 15	5 - 10	12 - 15	-	2-3	12 - 15	2-3	67 - 91

Pentru determinarea duratei ciclului de săpare și a productivității instalației s-au folosit relațiile:

$$t = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5 + t_6 \text{ - ciclu de săpare} \quad (4.25)$$

$$Q = \frac{t}{H I_1} \text{ - timp specific de excavare până la adâncimea H} \quad (4.26)$$

$$T = N t \text{ - timp total de excavare (N - număr de cupe)} \quad (4.27)$$

$$P = \frac{N I_1}{T} \text{ - productivitate efectivă} \quad (4.28)$$

Pe baza relațiilor de mai sus au rezultat valorile: (tab.4.10)

Tab. 4.10 Valorile parametrilor de productivitate

H (m)	t (s)	Q (s)	T (ore)	P (m ² /h)
4	57 - 80	12,12	0,44	15
7	67 - 91	8,48	0,70	14,80

În tabelul 4.11 se prezintă comparativ parametrii de săpare ai echipamentului experimentat, cu cei ai unor instalații similare utilizați în străinătate.

Autorul a studiat această variantă tehnologică pentru că nu necesită o dotare tehnică deosebită și își poate găsi o largă aplicare la stabilizarea versanților instabili (amplasamente de tip II), dar și la fundarea unor construcții grele fondate pe amplasamente de tip I.

Autorul și-a propus studierea următoarelor soluții de stabilizare a versanților cu potențial de instabilitate, realizabile cu instalația studiată:

- sprijiniri discontinue cu elemente izolate din beton simplu (elemente tip ranfort)

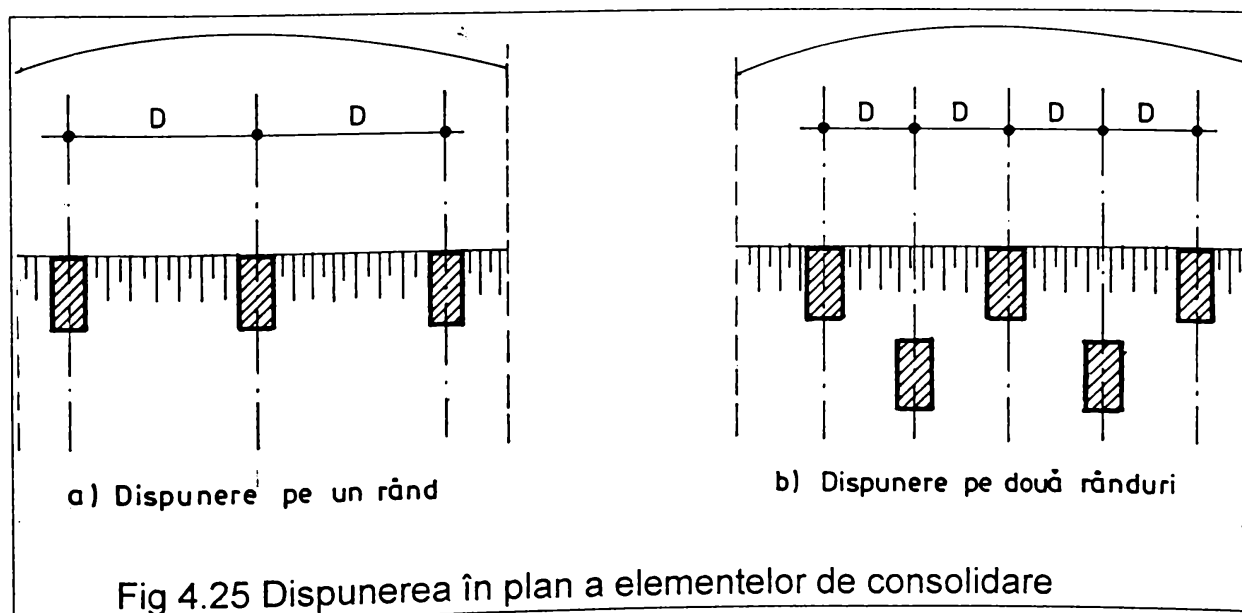
- sprijiniri discontinue cu barete scurte

- ziduri de sprijin fondate pe barete scurte

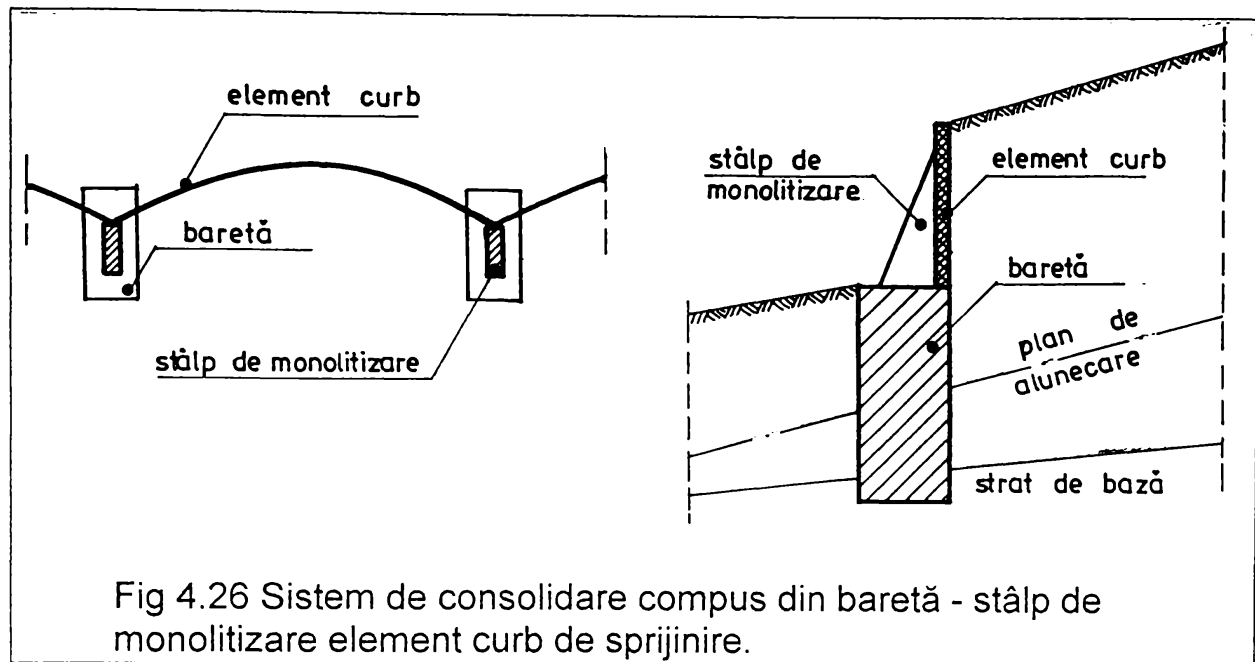
Consolidarea cu elemente discontinue se poate face prin dispunerea elementelor tip ranfort sau barete pe unul sau mai multe rânduri, la anumite distanțe, astfel încât să fie împiedicată ruperea masivului între ele. (fig. 4.25)

Tab. 4.11 Parametrii de săpare a unor excavatoare dotate cu greifer

Firma	Utilaje de bază	Modul de acționare după greifer	Parametrii de săpare		
			dimensiunile săpăturii	adâncimea de săpare	productivitate (mp/oră)
Poclain (Franța)	excavator cu acționare hidr. GG 120 sau GY 120 deplasare pe șenile	hidraulic	0,55 x 2,0 m	10 - 12 m	6 - 9
ICB Baumaschinen (RFG)	excavator cu acț. hidr. ICB 7C deplasare pe șenile	hidraulic	0,6 x 1,1 m	14 m	temp de excavare pt. h=10m t=30 - 35 min.
VEB-Weimar Kombinat (RDG)	excavator hidraulic T174 - 32 deplasare pe pneuri	hidraulic	0,6 x 1,2 m 1 x 1,2 m 1,2 x 1,2 m	7,5 m	temp de excavare pt. h=6m t= 30 - 40 min
Yumbo (Franța)	excavator hidraulic H90 și H60	hidraulic	0,45 x 1,70 0,43 x 1,40 0,55 x 1,70 0,65 x 1,70	6,20 - 10 m	6 - 10 mp/oră
P603 (România)	excavator cu acț. hidr. deplasare pe pneuri	hidraulic	0,65 x 1,65	4 - 10 m	10 - 15 mp/oră temp de excavare pt. h= 7m t=30-40 min



Pentru grosimi mari ale pachetului deluvial autorul și-a propus studiul următoarei soluții de consolidare: (fig. 4.26)



- Fig 4.26 Sistem de consolidare compus din bareță - stâlp de monolitizare element curb de sprijinire.
- element de fundare tip bareță
 - stâlp de monolitizare
 - elemente plane sau curbe de sprijin

4.3.2. SPRIJINIRI DISCONTINUE CU ELEMENTE IZOLATE DIN BETON SIMPLU

Ranforții sau reazemele izolate pot fi realizate ca sisteme discontinue de sprijinire a versanților instabili.

Masa de pământ care tinde să alunece, poate fi echilibrată prin construcția unor ranforți (reazeme) izolați, realizați la o anumită distanță, asupra cărora acționează împingerea pământului. (fig.4.27)

Împingerea pe ranforți este:

$$E_0 = ED - 2F \quad (4.29)$$

unde:

E - împingerea pământului care alunecă, în kN/m;

D - distanța dintre ranforți, în m;

F - forța de frecare dintre pământ și fețele laterale ale ranfortului.

Distanța dintre ranforți se stabilește în așa fel încât presiunea frontală care apare pe ranfort, sub acțiunea împingerii pământului, să nu depășească presiunea limită de cedare plastică locală și să atingă presiunea critică de refulare laterală, conducând astfel la ruperea masivului de pământ între ranforți. (fig. 4.28)

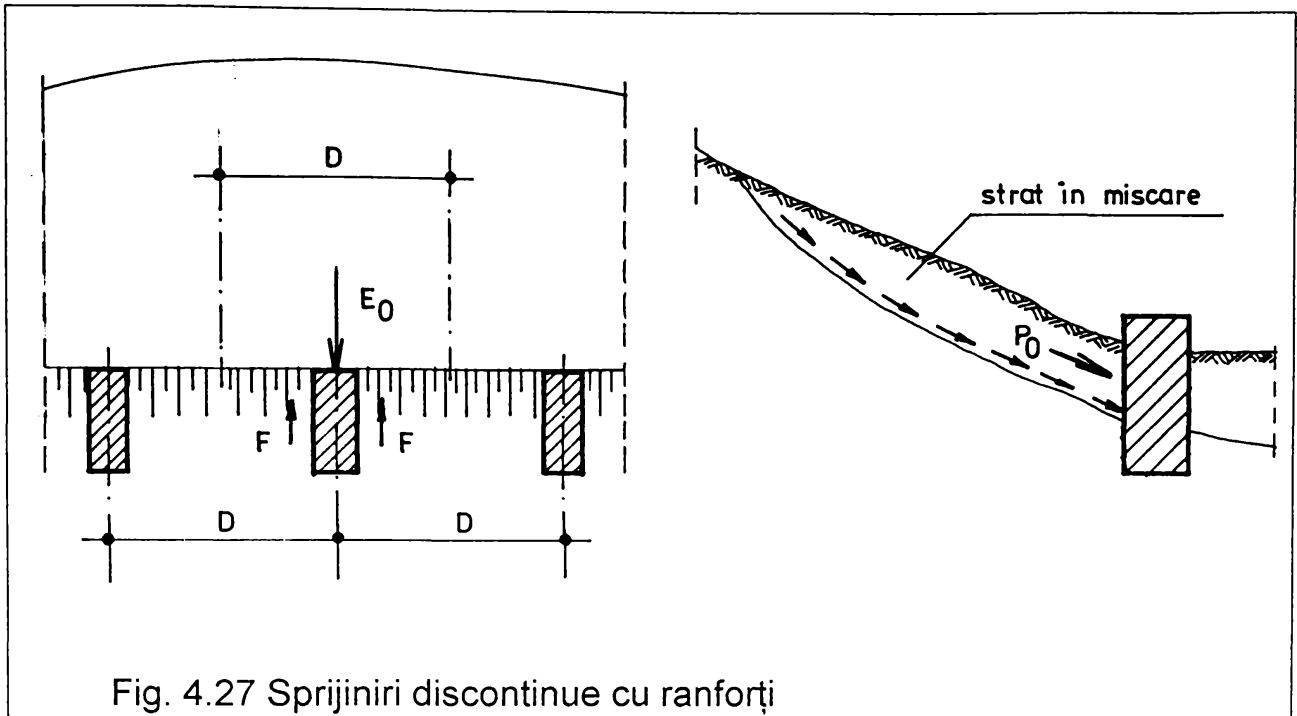


Fig. 4.27 Sprijiniri discontinue cu ranforți

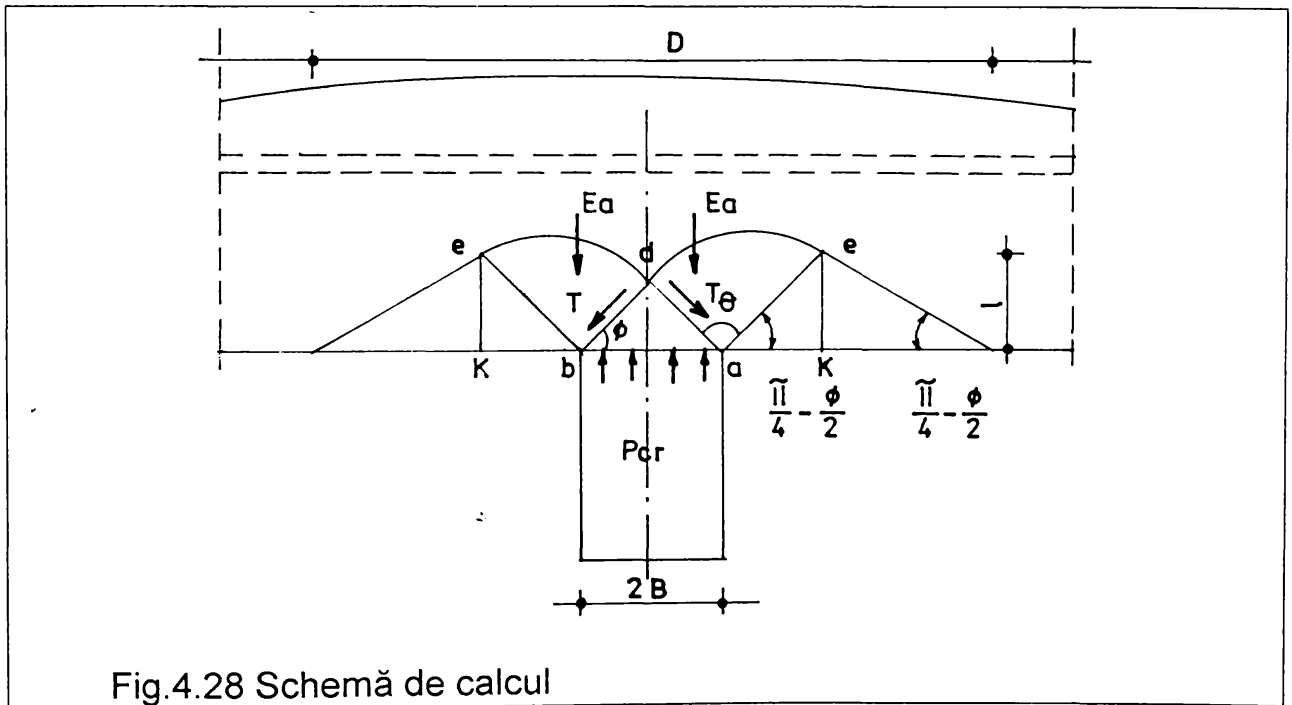


Fig.4.28 Schemă de calcul

Conform schemei de calcul din fig. 4.28, forța critică de refulare este:

$$P_{cr} = 4\beta \gamma H_m^2 N \quad (4.30)$$

în care:

2β - lățimea ranfortului în m;

γ - greutatea volumică a pământului în kN/m^3 ;

H_m - grosimea medie a masei de pământ care alunecă;

N - factor global de capacitate portantă, care se determină cu

relația:

$$N = \frac{c}{\gamma H_m} N_c + N_\Phi N_F \quad (4.31)$$

unde:

$$N_c = \frac{1}{\cos \Phi} e^{2\Theta \operatorname{tg} \Phi} \quad (4.32)$$

$$N_\Phi = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (4.33)$$

$$N_F = \frac{1}{\cos^2 \Phi_r} \frac{\operatorname{tg} \Phi_r}{\operatorname{tg} \Phi} \left(e^{2\Theta \operatorname{tg} \Phi} - 1 \right) + \frac{\operatorname{tg} \Phi_r}{\cos \Phi} e^{2\Theta \operatorname{tg} \Phi} + \operatorname{tg} \Phi_r \operatorname{tg} \Phi \quad (4.34)$$

$$\Theta = \pi - \Phi - \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) \quad \text{în radiani.}$$

În relațiile de mai sus:

c - coeziunea pământului în kN/m^2 ;

Φ - unghiul de frecare interioară;

Φ_r - unghiul de frecare rezidual;

Împingerea pământului pe ranfort (fără a lua în considerare frecarea pe fețele laterale ale ranfortului), nu trebuie să depășească forța critică de refulare laterală:

$$ED < P_{cr} \quad (4.35)$$

de unde rezultă:

$$D \leq \frac{4 B \gamma H_m^2}{E} N \quad (4.36)$$

Ranfortul se verifică la următoarele solicitări:

- împingerea pământului E_o ;
- greutatea proprie a ranfortului.

Verificarea secțiunii transversale a ranfortului se face la fel ca la zidurile sprijin, prin:

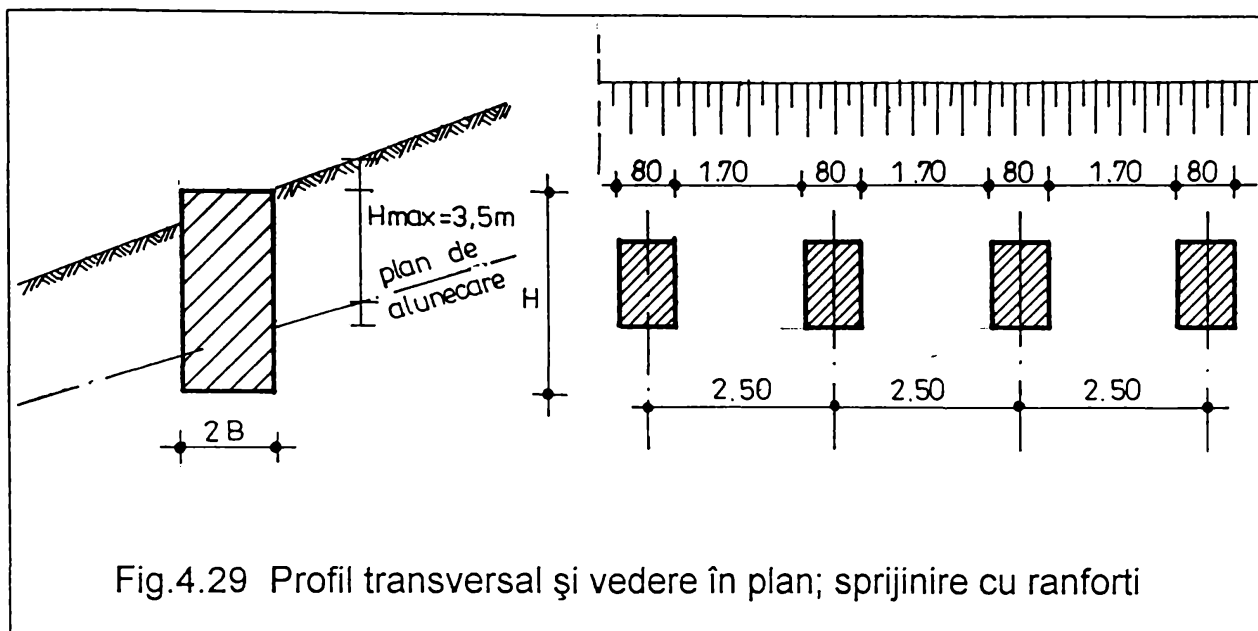
- verificarea secțiunii din beton la diverse niveluri, astfel încât eforturile trebuie să fie mai mici decât rezistențele admisibile la compresiune sau întindere ale betonului.

- verificarea presiunii efective pe teren sub fundație, care trebuie să fie inferioară presiunii convenționale de calcul;

- verificarea stabilității la răsturnare;

- verificarea stabilității la lunecare.

Această metodă de stabilizare este utilizabilă când poziția planului de alunecare este situată la adâncime mică față de suprafața terenului și când forțele de împingere ale straturilor instabile nu sunt prea mari.



Exemplu de calcul

Din verificarea stabilității generale a versantului din fig. 4.29, a rezultat că acesta este instabil. Stabilitatea versantului se asigură prin adoptarea soluției de sprijinire cu elemente izolate din beton simplu (elemente tip ranfort). În consecință, pentru evitarea ruperii masivului, între aceștia este necesară stabilirea distanței dintre elementele de sprijin.

Date inițiale

- împingerea pământului $E = 405,0 \text{ kN/m}$
- coeziunea $c = 13,5 \text{ kPa}$
- unghiul de frecare interioară $\phi = 8^\circ$
- greutatea volumică $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$
- înălțimea ranfortului $H = 4 \text{ m}$
- lățimea ranfortului $2B = 80 \text{ cm}$

Distanța dintre ranforti se determină cu relația:

$$D = \frac{4 B \gamma H_m^2}{E}$$

unde:

$$N = \frac{c}{\gamma H} N_c + N_\phi N_F$$

$$N_c = \frac{1}{\cos \Phi} e^{2\Theta \text{tg} \Phi} = 1,91 \text{ kN}$$

$$N_\phi = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) = 1,3 \text{ kN}$$

$$N_F = \frac{1}{\cos^2 \Phi_r} \frac{\text{tg} \Phi_r}{\text{tg} \Phi} \left(e^{2\Theta \text{tg} \Phi} - 1 \right) + \frac{\text{tg} \Phi_r}{\cos \Phi} e^{2\Theta \text{tg} \Phi} + \text{tg} \Phi_r \text{tg} \Phi = 1,80$$

În consecință:

$$N = \frac{13,5}{18,0 \cdot 3} \cdot 1,91 + 1,32 \cdot 1,80 = 2,85 \text{ kN}$$

Rezultă:

$$D \leq \frac{4 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 3,5^2}{405} \cdot 2,85 = 2,58 \text{ m}$$

Se alege $D = 2,50 \text{ m}$.

4.3.3. STUDII PRIVIND CALCULUL BARETELOR SCURTE UTILIZATE CA ELEMENTE DE STABILIZARE A VERSANȚILOR

Baretele scurte, 4 - 7m, executate cu utilaje de mică capacitate, echipate cu greifer hidraulic pot fi utilizate ca elemente de stabilizare lucrând ca elemente izolate sau ca elemente de fundare pentru alte sisteme de sprijinire (ziduri de sprijin, bolți etc).

Date fiind dimensiunile baretelor scurte 0,60 (0,80) x 1,65 (3,50) m, realizabilă cu greiferul montat pe excavator P603, aceste sunt elemente cu o mare rigiditate la acțiunea forțelor orizontale.

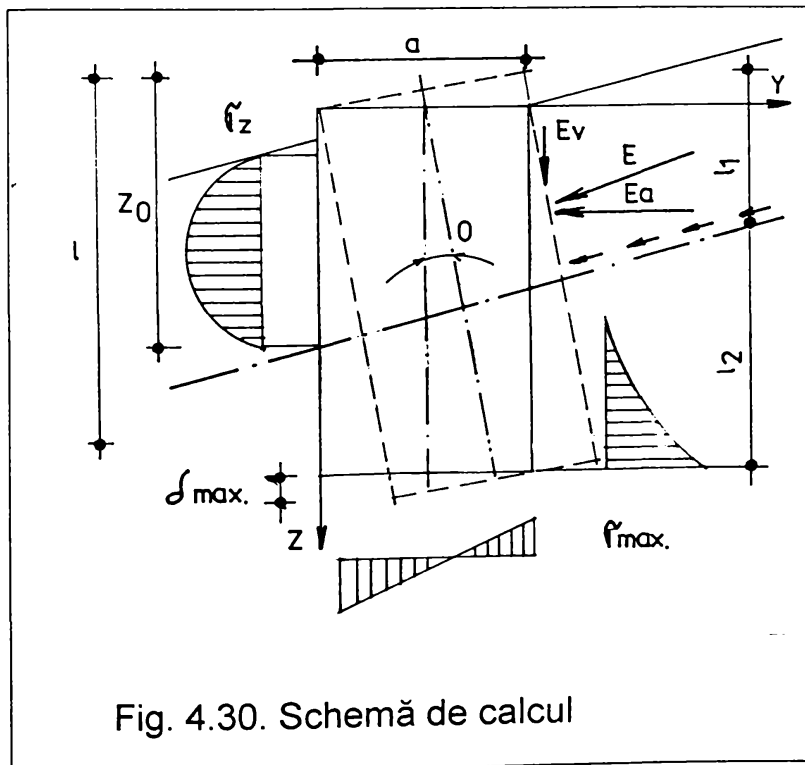


Fig. 4.30. Schemă de calcul

Pentru calculul acestora se poate utiliza metoda prezentată anterior pentru piloți, considerând bareta un element rigid într-un mediu elastic. Se poate admite ca infinit rigid elementul de fundare pentru care lungimea redusă $\bar{l} < 2,5$.

Sub acțiunea forței orizontale date de rezultanta eforturilor de împingere (E) a pământului între două barete, elementul de stabilizare se rotește ca un disc rigid cu un unghi Θ în jurul unei axe situate la o adâncime z_0 de la su-

prafața terenului. (fig.4.30).

La o adâncime z , deplasarea pe orizontala y a elementului este dată de relația:

$$y = (z_0 - z) \operatorname{tg} \Theta \quad (4.37)$$

Pe suprafața laterală a barei, în sensul de acțiune al forței orizontale, apare o presiune reactivă σ_z , proporțională cu deplasările orizontale. Adoptând pentru teren un model tip Winkler, expresia:

$$\sigma_z = k_{hz} y = k_{hz} (z_0 - z) \operatorname{tg} \Theta \quad (4.38)$$

în care k_{hz} este coeficientul de pat la cota z ($k_{hz} = k z$)

Înlocuind în expresia 4.38 k_{hz} cu $k z$ se obține:

$$\sigma_z = K_{hl} \frac{z(z - z_0)}{l} \quad (4.39)$$

ceea ce înseamnă că presiunea reactivă are o distribuție parabolică ($k_{hz} = k l$ - coeficientul de pat la adâncimea l).

Ordonata maximă a presiunilor pe talpă este:

$$\sigma_{\max} = K_v \delta_{\max} = K_v \frac{a}{2} \operatorname{tg} \Theta \quad (4.40)$$

unde:

δ_{\max} - deplasarea maximă pe verticală din rotirea fundației;

K_v - coeficientul de pat al terenului supus unei presiuni verticale la adâncimea l ;

a - latura elementului, paralelă cu direcția forței orizontale.

Din condițiile de echilibru ale elementului sub acțiunea încărcărilor (fig.4.35), rezultă:

$$\begin{cases} \Sigma x = E_a - \int_0^l \sigma_z b_c dz = E_a - \frac{b_c K_{hl}}{l} \operatorname{tg} \Theta \int_0^l z (z_0 - z) dz = 0 \\ M = E_a l_1 - \int_0^l \sigma_z b_c z dz - W_t \sigma_{\max} = \\ = E_a l_1 - \frac{b_c K_{hl}}{l} \operatorname{tg} \Theta \int_0^l z^2 (z_0 - z) dz - W_t K_v \frac{a}{2} \operatorname{tg} \Theta = 0 \end{cases} \quad (4.41)$$

Rezolvând integralele din sistemul de ecuații 4.41 se obține:

$$\begin{cases} E_a - \frac{b_c K_{hl}}{e} \operatorname{tg} \Theta \left[z_0 \frac{z^2}{2} \Big|_0^l - \frac{z^3}{3} \Big|_0^l \right] = 0 \\ E_a l_1 - \frac{b_c K_{hl}}{l} \operatorname{tg} \Theta \left[z_0 \frac{z^3}{3} \Big|_0^l - \frac{z^4}{4} \Big|_0^l \right] - W_t K_v \frac{a}{2} \operatorname{tg} \Theta = 0 \end{cases} \quad (4.41')$$

sau

$$\begin{cases} E_a - \frac{b_c K_{hl}}{e} \operatorname{tg} \Theta \left[z_0 \frac{l^2}{2} - \frac{l^3}{3} \right] = 0 \\ E_a l_1 - \frac{b_c K_{hl}}{l} \operatorname{tg} \Theta \left[z_0 \frac{l^3}{3} - \frac{l^4}{4} \right] - W_t K_v \frac{a}{2} \operatorname{tg} \Theta = 0 \end{cases} \quad (4.42)$$

Necunoscutele sistemului sunt: z_0 (poziția centrului de rotire); $\operatorname{tg} \Theta$ - tangenta unghiului de rotire.

Din rezolvarea sistemului 4.42 se obțin cele două necunoscute:

$$z_0 = \frac{\beta b_c l^2 (3l - 4l_1) + 6aW_t}{2\beta b_c (2l - 3l_1)l} \quad (4.43)$$

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{12\beta E_a (2l - 3l_1)}{K_{hl} (\beta b_c l^3 + 18aW_t)} \quad (4.44)$$

În sistemul de soluții (4.42) s-au folosit notațiile:

W_t - modul de rezistență al tălpiei ($a^2 b_c / 6$):

$\beta = \frac{K_{hl}}{K_v}$ - raportul coeficienților de pat pe direcție orizontală, respectiv

verticală, la adâncimea l .

Introducând soluțiile (4.43) în expresiile (4.39) și (4.40), se obțin expresiile presiunilor:

$$\sigma_z = \frac{6E_a}{Sl} z(z_0 - z) \quad (4.45)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{3aE_a}{S\beta} \quad (4.46)$$

unde s-a făcut notația:

$$S = \frac{\beta b_c l^3 + 18aW_b}{2\beta(2l - 3l_1)} \quad (4.47)$$

În cazul în care bareta este folosită ca element de fundare pentru un sistem compus din:

- elemente plane sau curbe de sprijinire;
- ranforți sau stâlpi de monolitizare;
- fundație tip baretă scurtă.

Schema încărcărilor devine cea din fig. 4.31.

În acest caz modul de rezolvare este identic cu cel prezentat anterior. În acest caz necunoscutele vor avea forma:

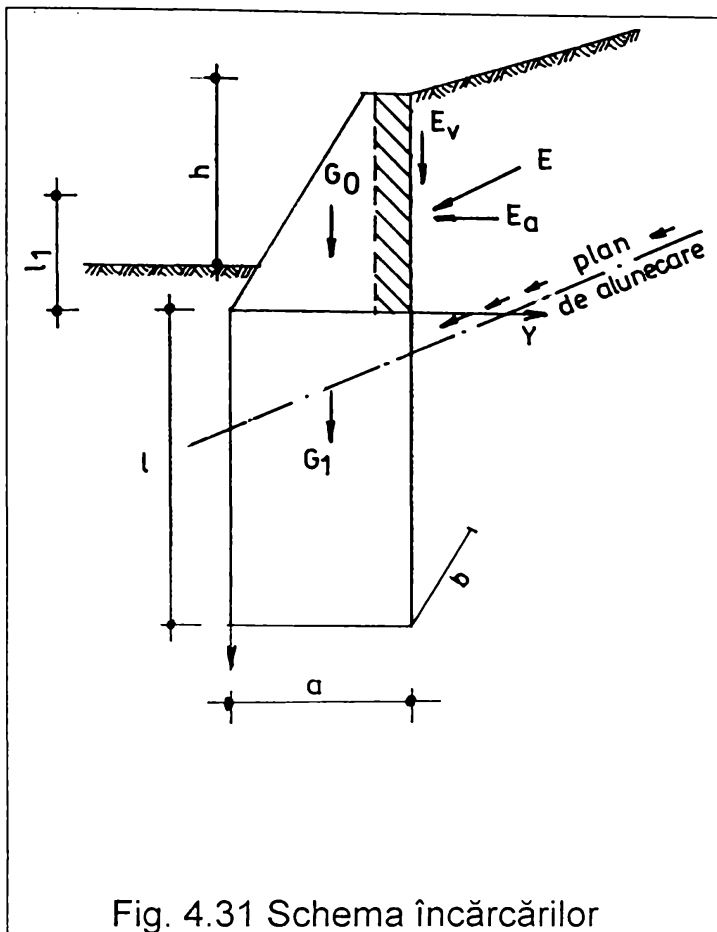


Fig. 4.31 Schema încărcărilor

$$z_0 = \frac{\beta b_c l^2 (3l + 4l_1) + 6aW_t}{2\beta b_c (2l + 3l_1)l}$$

$$\operatorname{tg}\Theta = \frac{12\beta E_a (2l + 3l_1)}{K_{hl} (\beta b_c l^3 + 18aW_t)}$$

(4.48)

unde: $\beta = \frac{K_{hl}}{K_v}$.

În cazul unui teren omogen $\beta=1$. Dacă terenul de sub talpa elementului (baretei) este diferit de cel de deasupra

$$\beta = \frac{K_{hl}}{K_v} = \frac{K_1}{K_v}$$

Coeficientul k_v , se determină astfel [41]:

- când bareta reazemă pe un teren nestâncos:

$$k_v = k l \tag{4.49}$$

- când elementul reazemă pe un teren stâncos:

$$k_v = 300.000 \text{ kN/m}^3 \text{ pentru } \sigma_{es} = 1000 \text{ kN/m}^2$$

$$k_v = 15.000.000 \text{ kN/m}^3 \text{ pentru } \sigma_{es} = 25.000 \text{ kN/m}^2$$

unde σ_{es} este rezistența medie la compresiune monoaxială a rocii. Pentru valori intermediare se face interpolare.

Și în acest caz expresiile presiunilor σ_z și σ_{mat} sunt date de expresiile (4.45) și (4.46) cu diferența că:

$$s = \frac{\beta b_c l^3 + 18aW_t}{2\beta(2l + 3l_1)} \tag{4.50}$$

Presiunea pe talpă devine în acest caz:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{3aE_a}{\beta S} \tag{4.51}$$

unde:

$$N = G_0 + G_1 - F_1 - F_2$$

F_1 - forța de frecare pe elevație;

$F_2 = mU\sum f_i l_i$ - forța de frecare pe bareță.

Momentul încovoietor într-o secțiune aflată la o adâncime x va fi:

$$M_x = E_a(l_1 + x) - \int_0^x \sigma_z b_c (z_0 - z) dz = E_a \left\{ l_1 + x \left[1 - \frac{b_c x^2}{2Sl} (2z_0 - x) \right] \right\} \quad (4.52)$$

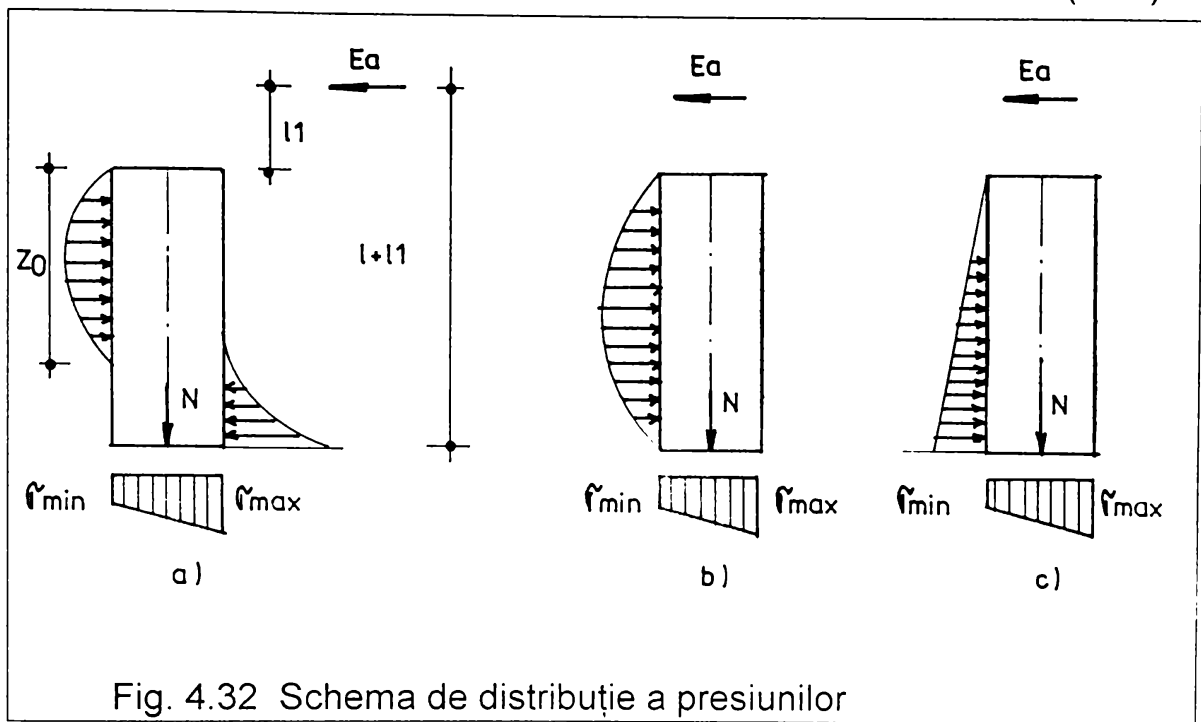


Fig. 4.32 Schema de distribuție a presiunilor

În orice secțiune se va verifica condiția $M_x < M_{cap}$ (secțiune beton simplu). Dacă condiția nu este îndeplinită, bareta se va arma.

În relațiile de mai sus s-a neglijat influența favorabilă a rezistenței pasive, calculele cu relațiile deduse fiind acoperitoare.

În funcție de poziția centrului de rotație, diagrama presiunilor poate fi de o formă ca în fig. 4.32.

Schema din fig. 4.32a corespunde cazului când $z_0 < l$, cea din fig. 4.32b când $z_0 = l$, iar cea din fig. 4.32c când $z_0 > l$.

Calculul și proiectarea soluției de consolidare a versanților instabili propusă de autor, presupune:

Etapa 1. Trasarea diagramelor de împingere și stabilirea rezultantei forțelor de împingere care acționează asupra baretei, după ce a fost stabilită poziția planului de alunecare.

Etapa 2. Calcularea parametrilor z_0 și $\text{tg } \Theta$ cu relațiile (4.44); (4.45) sau (4.48).

Etapa 3. Calcularea diagramei de presiuni reactive σ_z și a presiunii pe talpa σ_{max} cu relațiile: (4.45); (4.46) și (4.51).

Etapa 4. Calculul momentelor încovoietoare care apar în secțiunea de beton și calculul secțiunilor de beton armat în baretă și ranfort (în funcție de schema de solicitare).

Etapa 5. Verificarea la presiune pe talpă și stabilitate (răsturnare,

lunecare pe talpă) în mod asemănător zidurilor de sprijin.

Calculul la starea limită de capacitate portantă constă din verificarea îndeplinirii condițiilor:

$$\sigma_{\text{med}} < P_v \quad \sigma_{\text{max}} < 1,4 P_v$$

în care P_v este rezistența de calcul a terenului de la baza elementului tip baretă și se determină astfel:

- când elementul se reazemă cu baza pe o rocă stâncoasă sau semistâncoasă

$$P_v = \sigma_{cs} \left(\frac{t}{b_c} + 1,5 \right) \quad (4.53)$$

(σ_{cs} - rezistența la compresiune a rocii stâncoase; t - adâncimea de încastrare)

- când elementul reazemă pe un teren nestâncos P_v se va calcula conform relațiilor din STAS 2561 prevăzute pentru piloți de distribuire.

În cazul utilizării baretelor ca element de stabilizare și în cazul sprijinirilor discontinue, dispuse pe un singur rând, este necesară stabilirea distanței dintre acestea, în funcție de presiunea limită de cedare, respectiv presiunea critică de refulare laterală.

În acest caz se impune condiția (4.35)

$$EL \leq P_{cr}$$

unde: P_{cr} se calculează cu relația (4.30)

L - distanța dintre barete.

va rezulta $L \leq \frac{P_{cr}}{E}$

În consecință presiunile reactive maxime care apar pe baretă trebuie să nu depășească presiunea critică de refulare laterală. Adică:

$$\sigma_{z \text{ max}} < P_{cr} \quad (4.54)$$

în care:

$$\sigma_{z \text{ max}} = \frac{3 E_a}{2 S l} z_0^2 \quad (4.55)$$

Va rezulta:

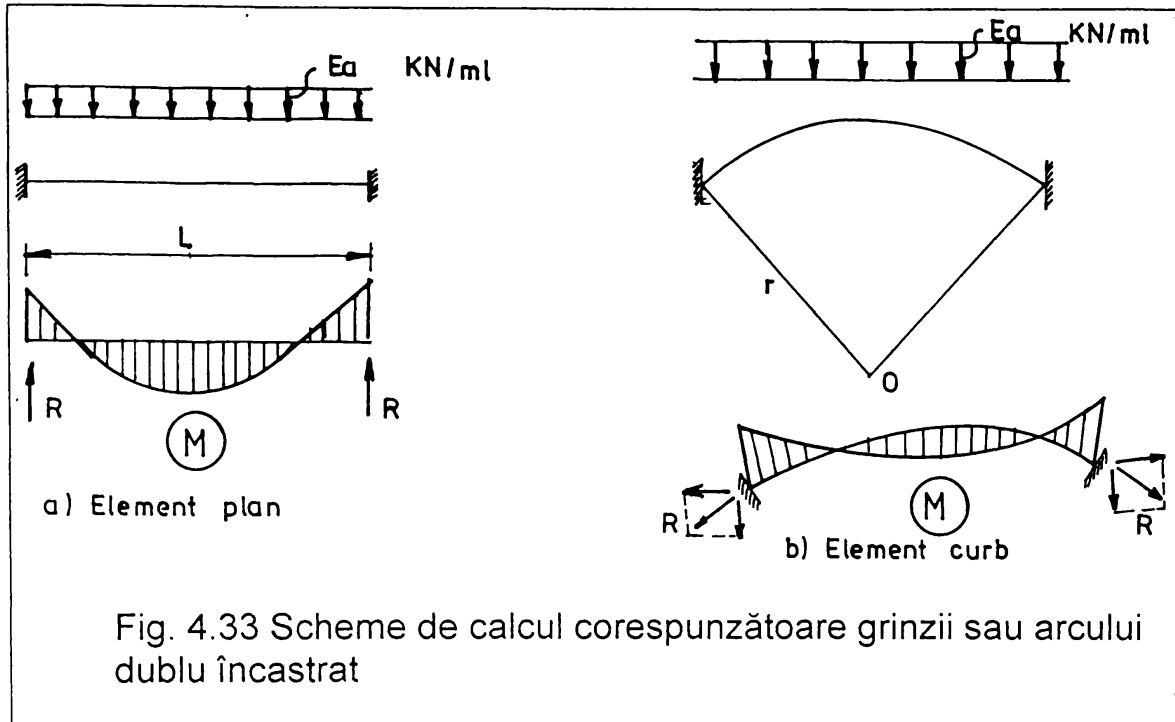
$$\frac{3 E_a}{2 S l} z_0^2 < 4\beta\gamma H_m^2 \left(\frac{c}{\gamma H_m} N_c + N_\phi N_F \right) \quad (4.56)$$

4.3.4. CALCULUL ELEMENTELOR PLANE SAU CURBE DE SPRIJINIRE

Elementele plane sau curbe care preiau împingerea dintre elementele verticale de fundare (piloți, coloane, barete, reazeme izolate) se face prin metode statice obișnuite.

Aceste elemente sunt solícitate de împingerea pământului și greutatea

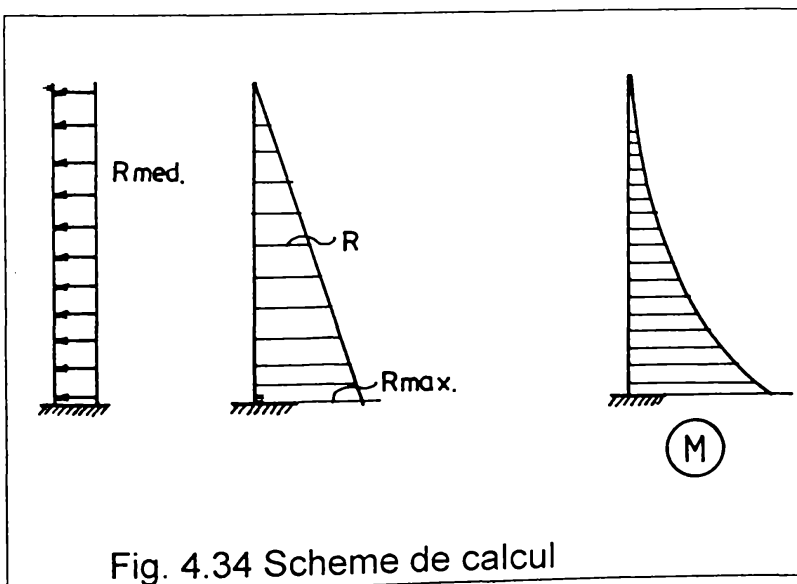
proprie a elementului plan sau curb.



În consecință, în calcul se pot adopta următoarele scheme statice: (fig.4.33)

Armarea secțiunii de beton se face în conformitate cu normele în vigoare, privind calculul plăcilor plane sau curbe.

Stâlpi de monolitizare dintre plăcile plane sau curbe, cu secțiune circulară sau dreptunghiulară, constantă sau variabilă pe înălțimea elevației se calculează ca și niște console încastrate în bareta (reazem izolat, coloană, pilot etc), încărcate cu reacțiunile (R) transmise de elementele de susținere plane sau curbe (fig.4.34).



Reacțiunile transmise de elementele plane sau curbe au o distribuție liniară pe verticală cu valoarea maximă în punctul de încastrare.

Exemplu de calcul

Să se verifice sistemul de sprijinire, alcătuit din ziduri de sprijin, alcătuite din elemente plane, stâlpi de monolitizare și

elemente de fundare tip baretă scurtă, cu secțiunea 0,80 x 3,00 și adâncimea de 6,00m.

Se consideră că încărcările la partea superioară a baretei provenite din împingerea pământului sunt: $N = 65 \text{ kN/ml}$; $H = 300 \text{ kN/ml}$; $M = 185 \text{ kN/m}$

Presiunea de calcul în stratul de bază $P_a = 2,5 \text{ daN/cm}^2$.

Stratificația terenului este următoarea:

1. argilă prăfoasă ($\gamma = 17,6 \text{ kN/m}^2$; $\Phi = 6^\circ$; $c = 12,5 \text{ kPa}$)
2. argilă nisipoasă ($\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^2$; $\Phi = 10^\circ$; $c = 14,5 \text{ kPa}$)

1. Solicitățile la partea superioară a baretei sunt:

$$N = 65 \text{ kN/ml}$$

$$H = 300 \text{ kN/ml}$$

$$M = 185 \text{ kN/m}$$

2. Parametrii z_0 și $\text{tg } \Theta$

$$\text{Pentru } K = 8000 \text{ } b_c = 1 \times 2,25 \times 1 \times 0,80 = 1,8$$

$$A = 3,00 \times 0,80 = 2,40 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,80 \cdot 3,0^3}{12} = 1,8 \text{ m}^4$$

$$E = 2,4 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$W_t = \frac{0,80 \cdot 9}{6} = 1,2 \text{ m}^3$$

$$\beta = 1$$

Utilizând relațiile 4.48 se obține:

$$z_0 = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 36 \cdot (18 + 4) + 6 \cdot 3,0 \cdot 1,2}{2 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot (12 + 3) \cdot 6} = 4,46 \text{ m}$$

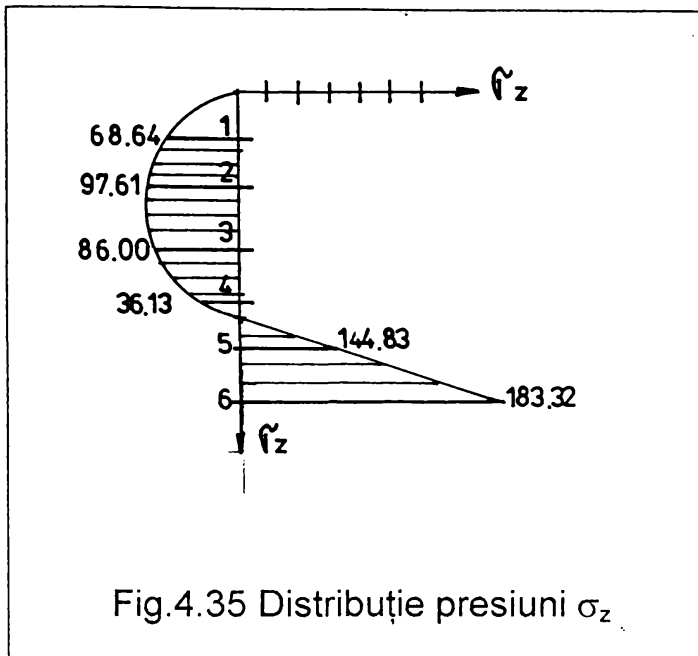
$$\text{tg } \Theta = \frac{12 \cdot 1 \cdot 300 \cdot (12 + 3)}{8000 \cdot 6 \cdot (1 \cdot 1,8 \cdot 216 + 18 \cdot 3 \cdot 1,2)} = 0,0024$$

3. Calcularea diagramei de presiuni reactive σ_z (rel.4.45) și pe talpă σ_{max} (rel.4.51)

$$\sigma_z = \frac{6 \cdot 300 \cdot z \cdot (4,46 - z)}{15,12 \cdot 6}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{65 + 316}{2,4} \pm \frac{2 \cdot 3 \cdot 300}{1 \cdot 15,12} = \begin{cases} 337,65 \text{ kN / m}^2 \\ -19,48 \text{ kN / m}^2 \end{cases}$$

$$S = \frac{1 \cdot 1,8 \cdot 216 + 18 \cdot 3 \cdot 1,2}{2 \cdot 1 \cdot (12 + 3)} = 15,12$$

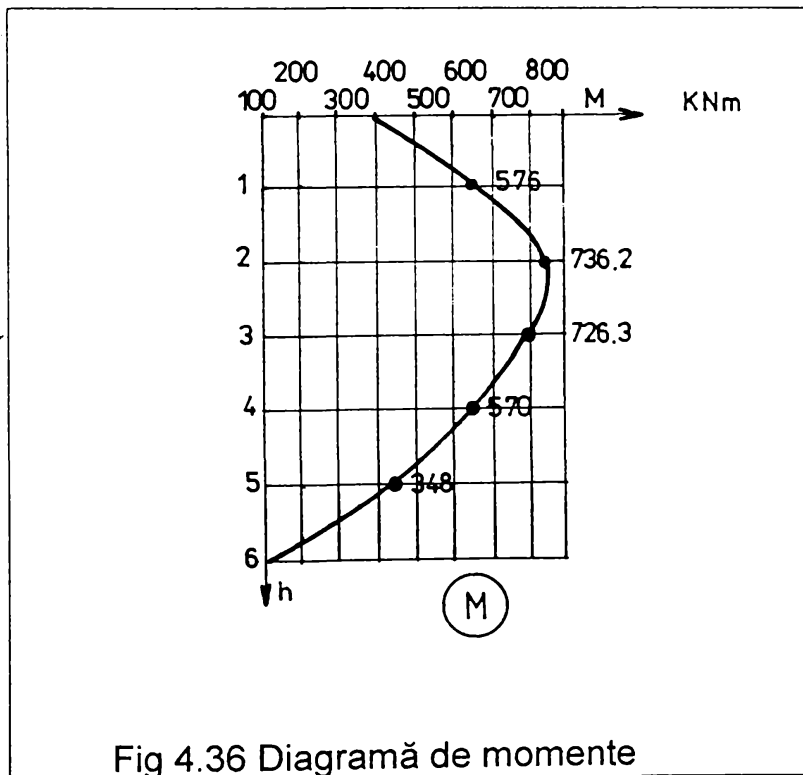


Pentru:

$z = 0$	$\gamma_z = 0$
$z = 1$	$\gamma_z = 68,64 \text{ kN/m}$
$z = 2$	$\gamma_z = 97,61 \text{ kN/m}$
$z = 3$	$\gamma_z = 86,89 \text{ kN/m}$
$z = 4$	$\gamma_z = 36,50 \text{ kN/m}$
$z = 5$	$\gamma_z = -114,83 \text{ kN/m}$
$z = 6$	$\gamma_z = -183,32 \text{ kN/m}$

4. Calculul momentelor încovoitoare (rel.4.52)

$$M_x = 300 \left\{ 1 + x \left[1 - \frac{1,8 \cdot x^2}{2 \cdot 15,12 \cdot 6} (2 \cdot 4,16 - x) \right] \right\}$$



Pentru:

$z = 0$	$M_0 = 300 \text{ kNm}$
$z = 1$	$M_1 = 576 \text{ kNm}$
$z = 2$	$M_2 = 736,2 \text{ kNm}$
$z = 3$	$M_3 = 726,3 \text{ kNm}$
$z = 4$	$M_4 = 570 \text{ kNm}$
$z = 5$	$M_5 = 348 \text{ kNm}$
$z = 6$	$M_6 = 0 \text{ kNm}$

$M_{\max} = 736,2 \text{ kNm}$.

$$\sigma_{z\max} = \frac{M_{\max}}{W} = 613,5 \text{ kN/m}^2$$

Rezultă:

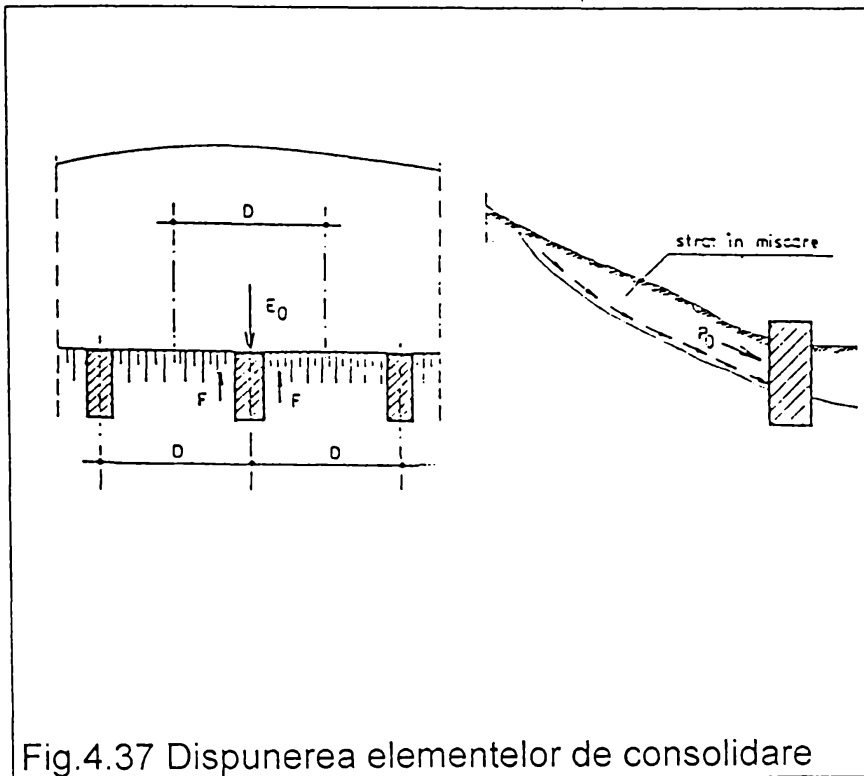
$$\sigma_{z\max} < R_t = 800 \text{ kN/m}^2$$

deci nu este necesară armarea baretei.

5. Verificarea la presiune pe talpă

$\sigma_{\max} = 205,65 \text{ kN/m}^2$, se impune condiția: $\sigma_{\max} < 1,4 \text{ Pa}$

$$3,37 < 3,5$$



Stabilirea distanței dintre bare, pentru evitarea ruperii masivului, între acestea se face cu relația 4.36:

$$L \leq \frac{4 B \gamma_m H_m^2}{E} N$$

Pentru $H_m = 4,0\text{m}$;
 $\gamma_m = 18,0 \text{ kN}$

Fig.4.37 Dispunerea elementelor de consolidare

$$N = \frac{c}{\gamma H_m} N_c + N_\phi N_F = \frac{13,5}{18 \cdot 4,0} \cdot 1,94 + 1,40 \cdot 1,92 = 3,01 \text{ kN}$$

Rezultă:

$$L \leq \frac{4 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 16}{300} \cdot 3,01 = 4,60\text{m}$$

Se alege $L = 4,50\text{m}$.

5.CERCETĂRI EXPERIMENTALE A UNOR SOLUȚII DE FUNDARE APLICATE PE AMPLASAMENTE DE TIP I

Fundarea construcțiilor în condițiile municipiului Zalău a ridicat și ridică probleme deosebite, dat fiind că majoritatea amplasamentelor, fie sunt caracterizate prin compresibilitate mare, (amplasamente de tip I cu stratificație încrucișată) fie sunt situate pe versanți cu potențial de instabilitate (amplasamente de tip II).

În prezentul capitol autorul și-a propus, studiul aplicării unor soluții de fundare pe amplasamente de tip I, aceste soluții și tehnologii fiind studiate teoretic în cap. 3, iar amplasamentele de tip I au fost prezentate în general în cap. 2 al lucrării.

Studierea unor soluții avantajoase (tehnic și economic) de fundare a constituit și constituie o preocupare importantă a autorului, care pe baza colaborării cu Catedra de Drumuri și Fundații a Universității Politehnica Timișoara, a fost unul din promotorii, studierii și aplicării unor soluții de fundare pe terenuri dificile de fundare.

Autorul și-a propus exemplificarea aplicării pe amplasamente de tip I a tehnologiilor.

1. "Fundații pe piloți executați pe loc prin vibropresare";
2. "Fundații executate pe terenuri îmbunătățite prin compactare dinamică".

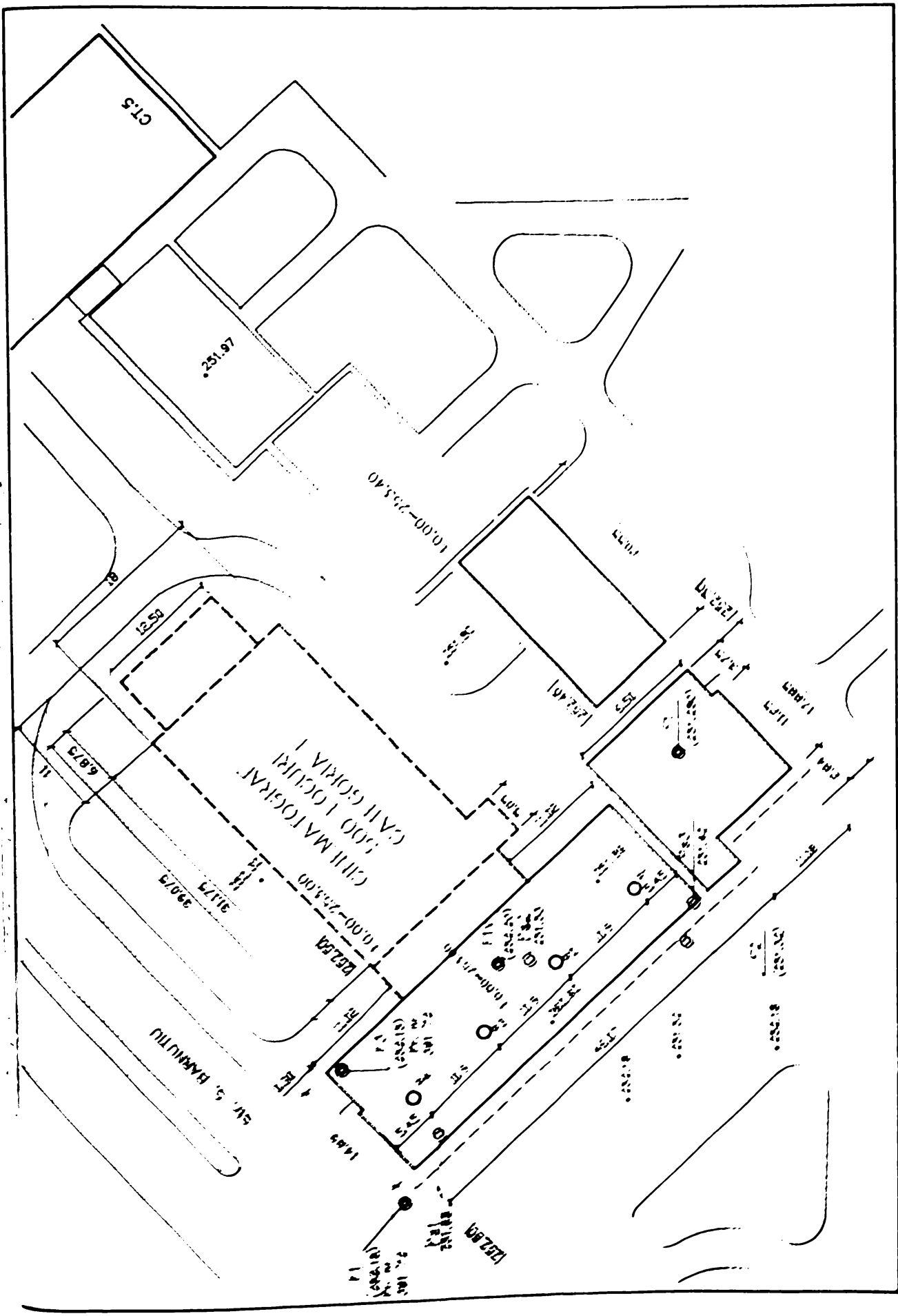
5.1. CERCETĂRI PRIVIND APLICAREA EXPERIMENTALĂ A FUNDAȚIILOR PE PILOȚI SCURȚI REALIZAȚI PRIN VIBROPRESARE.

5.1.1. AMPLASAMENT BLOC "SCALA"

Ansamblul "Scala" este compus din trei tronsoane cu un regim de înălțime (P + 10E). Pentru studiul condițiilor de fundare s-au executat trei foraje a căror dispunere este prezentată în fig. 5.1, iar stratificația în tab. 5.1 și fig. 5.2.

Pe baza celor trei foraje executate a fost stabilită următoarea stratificație, Tab. 5.1 și fig 5.2.

Pe baza studiului geotehnic proiectantul (IPJ Sălaj) a adoptat soluția de fundare pe chesoane deschise, cota de fundare a acestora fiind stabilită la



-10m (de la suprafața terenului natural), în stratul de nisip cu pietriș. Diametrul chesoanelor a fost stabilit la 2.50....3.50m.

Tab. 5.1 Stratificație amplasament "Scala"

Strat	Cota Strat (m)		
	F1	F2	F3
Umplură	0 - 1,50	0 - 0,3	0 - 1,5
Argilă prăfoasă cafenie plastic consistentă	1,50 - 3,90	3,10 - 5,30	-
Argilă nisipoasă	3,90 - 5,60	-	1.50 - 3.50
Pietriș cu nisip	5,60 - 10,20	5.30 - 10.50	4.10 - 7.10
Praf argilos nisipos	-	0.30 - 1.80	-
Nisip cu rar pietriș	-	-	3.50 - 4.10

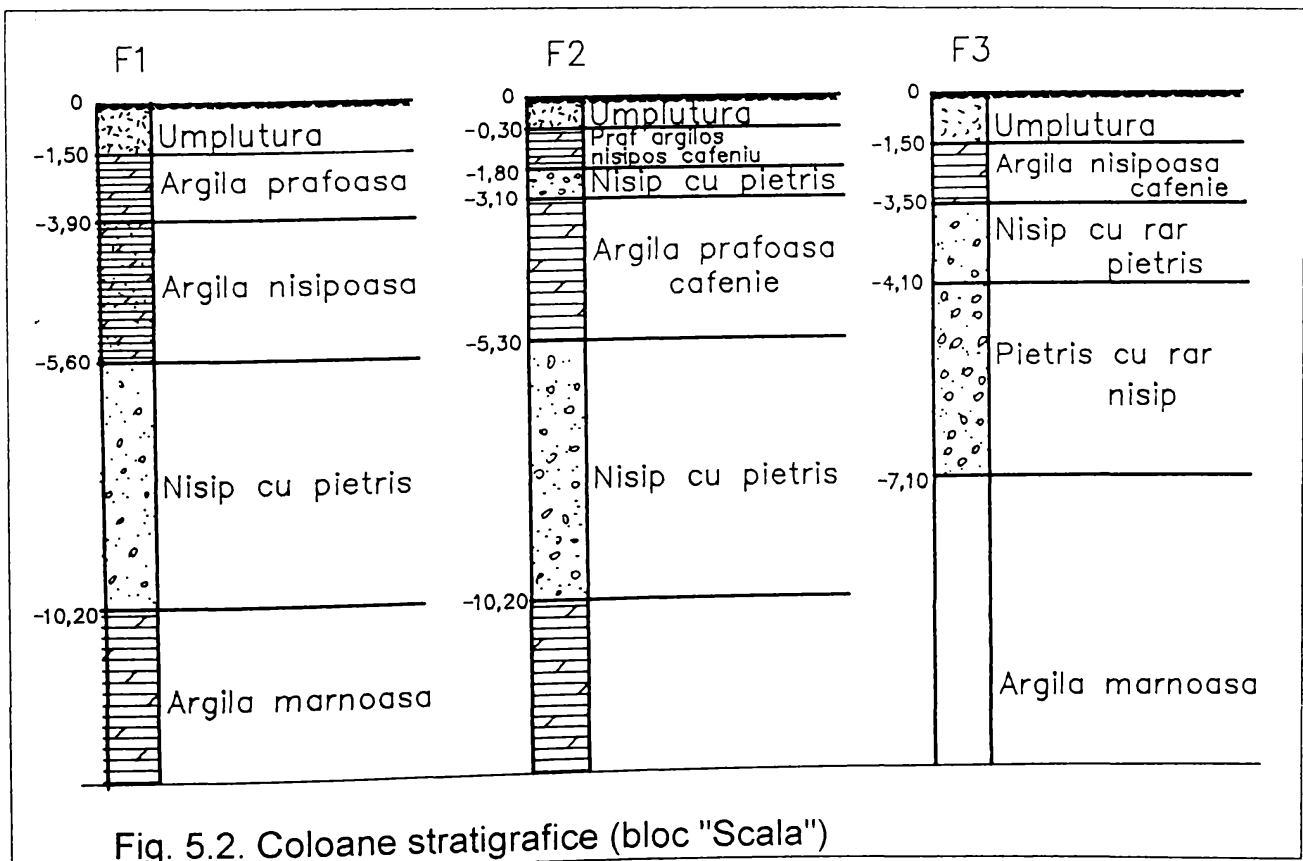


Fig. 5.2. Coloane stratigrafice (bloc "Scala")

Dat fiind consumul mare de materiale, manoperă și dificultățile de execuție autorul în colaborare cu Catedra de Drumuri și Fundații a Universității Politehnice Timișoara, a analizat posibilitatea schimbării soluției

de fundare pe chesoane cu cea de fundare pe piloți realizați pe loc prin vibropresare și s-a stabilit folosirea soluției pe piloți.

Pe baza analizei condițiilor geotehnice s-au stabilit lungimea piloților la 7-9m, realizarea acestora s-a făcut folosind tubul de inventar cu diametrul de 420mm.

Determinarea experimentală a capacității portante a piloților s-a făcut preliminar prin penetrare statică cu con și prin încărcări statice pe piloți de probă.

Pe baza penetrării statice efectuate și prelucrate conform normativului C159-89 și STAS 2561/3-83 a rezultat o capacitate portantă de 350KN/pilot.

În vederea verificării capacității portante efective a piloților pe amplasamentul blocului : "Scala" (fig. 5.1) s-au executat 4 piloți de probă încărcarea statică a acestora făcându-se pînă la încărcarea critică.

Curbele de încărcare tasare sunt prezentate fig. 5.3.

Încărcarea piloților s-a făcut în conformitate cu STAS 2561.

Piloții P₁ și P₂ s-au executat fără bulb iar piloții P₃ și P₄ cu bulb. Pentru stabilirea încărcării critice s-a admis drept criteriu, că aceasta reprezintă treapta anterioară treptei de încărcare pentru care tasarea pilotului, depășește 1/10 din diametrul pilotului, adică 4,5 cm.

Valorile încărcărilor critice rezultate sunt prezentate în tabelul 5.2

Tabelul 5.2 Valorile încărcărilor critice rezultate prin încercări statice de probă.

Pilot de probă	Fișa pilotului [m]	Mod de realizare	Încărcare critică [KN]	Tasare [mm]
P ₁	8,80	fără bulb	7.87	77,0
P ₂	6,80	fără bulb	355.6	49,40
P ₃	8,80	fără bulb	889	43,4
P ₄	6,80	fără bulb	812	56,2

Capacitatea portantă a piloților a fost determinată conform STAS 2561/3. În conformitate cu prevederile acestui STAS, capacitatea portantă a unui pilot solicitat la compresiune axială se determină cu relația:

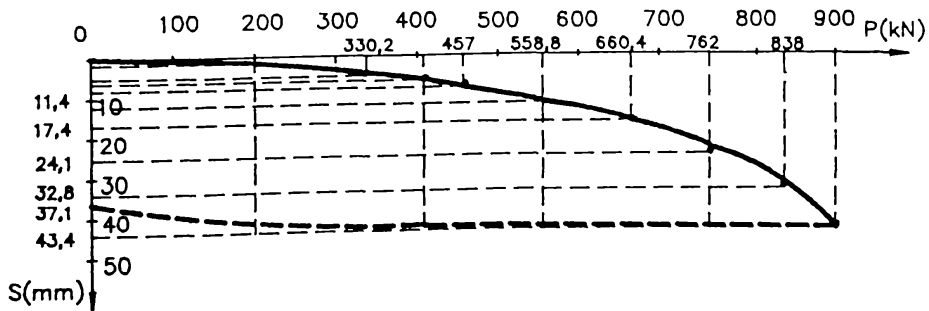
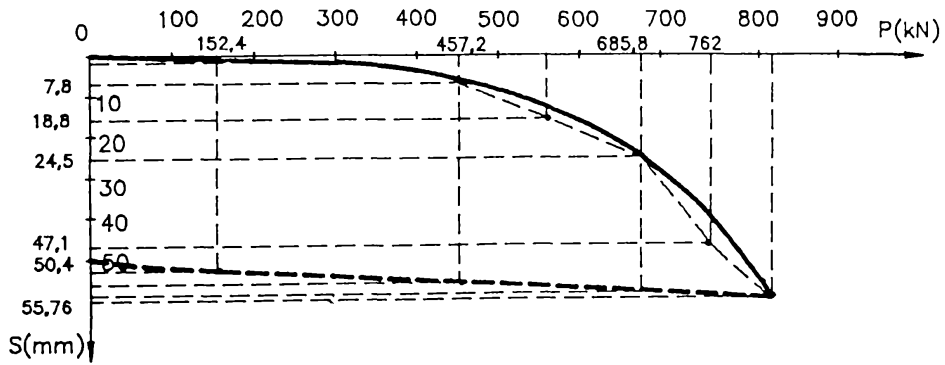
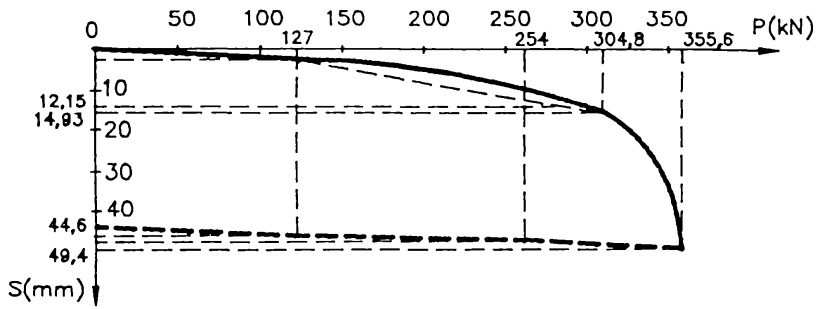
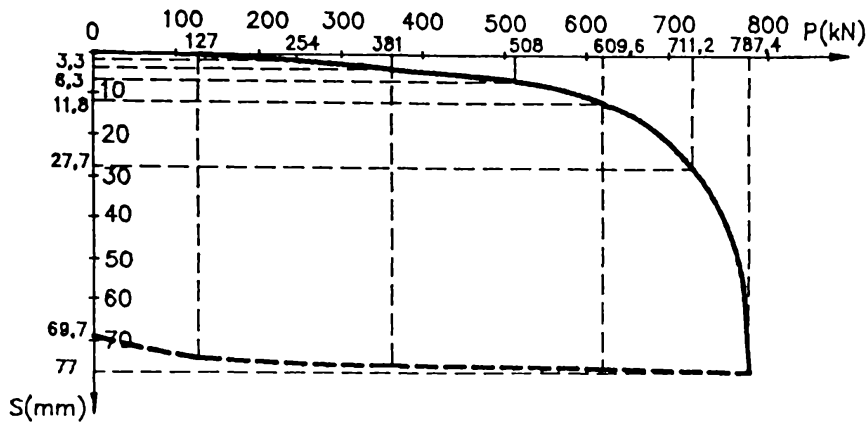
$$R = m K P_{cr} \quad (5.1)$$

în care:

m = 1 - coeficient al condițiilor de lucru;

K = 0.7 - coeficient de neomogenitate.

Luînd în considerare această relație au rezultat următoarele valori (tab.5.3)



Tabelul 5.3 Valorile capacității portante (R) a piloților încercați

Tip pilot	Fișa pilotului [m]	Mod de realizare	Capacitate portantă [KN]
P ₁	8,80	fără bulb	551,18
P ₂	6,80	fără bulb	248,92
P ₃	8,80	cu bulb	622,30
P ₄	6,80	cu bulb	568,40

Capacitatea portantă a unui pilot care lucrează în grup, conform STAS 2561, se calculează cu relația:

$$R_g = m_u R \quad (5.2)$$

unde : m_u - coeficientul condițiilor de lucru al pilotului în grup și care la fundațiile pe piloți, funcție de distanța minimă dintre piloți $r = 1.25m$ și raza de influență a pilotului izolat $r_0 = 0.8m$, $m_u = 0.9m$.

În consecință au rezultat următoarele valori : $R_{g1} = 490KN$; $R_{g2} = 222KN$; $R_{g3} = 510KN$; $R_{g4} = 550KN$.

Calculul capacității portante a pilotului solicitat axial în România se face în conformitate cu prevederile STAS 2561/3, care prevede următoarea relație de calcul pentru piloții executați pe loc:

$$R = K(m_3 p_v A + m_4 U \sum f_i l_i) \quad [KN]$$

în care:

$$K = 0.7$$

$m_3 = 1$; $m_4 = 1$ coeficienți ai condițiilor de lucru

A - aria secțiunii transversale a pilotului în m^2

U - perimetrul secțiunii transversale a pilotului în m

P_v - rezistența de calcul a pământului sub vârful pilotului, în Kp_a (dată tabelar în STAS)

f_i - rezistența de calcul pe suprafața laterală a pilotului în dreptul stratului I (dată tabelar în STAS)

l_i - lungimea pilotului în contact cu stratul I în m

Efectuând calculul conform relației de mai sus au rezultat următoarele valori (tab. 5.4)

Analizând valorile capacității portante calculate cu cele determinate pe baza încercărilor statice pe piloți de probă se constată că valoarea calculată (tab. 5.4) este cu 60-70% mai mare decât cea exprimată.

În consecință proiectarea definitivă a fundațiilor s-a făcut pe baza încercărilor experimentale.

Tabelul 5.4 Valorile calculate ale capacității portante

Pilot de probă	Diametrul [m]	Fișă [m]	Mod de realizare	Capacitate portantă [KN]
P ₁	42	8,80	fără bulb	964,20
P ₂	42	6,80	fără bulb	742,50
P ₃	42	8,80	cu bulb 2V.P.	1078,28
P ₄	42	6,80	cu bulb 2V.P.	854,50

Pe baza încercărilor s-a stabilit că pentru acest amplasament, piloții să se execute cu fișe de 8.80m, iar în zonele mai tari fișa a fost stabilită pe baza atingerii refuzului de 5cm pătrundere pentru 5 minute de funcționare a vibratorului.

Disponerea piloților s-a făcut acceptând drept capacitate portantă a acestora $R = 500\text{KN}$.

Analiza lucrărilor experimentale efectuate în condiții diferite de teren (specifice fiecărui amplasament în parte) au scos în evidență factori care influențează în mod direct capacitatea portantă și anume:

- a) adâncimea de încastrare a pilotului în stratul portant;
- b) natura terenului și modul de transmitere a încărcării exterioare a terenului în care este realizat pilotul;
- c) numărul de vibropresări efectuate pentru realizarea bulbului.

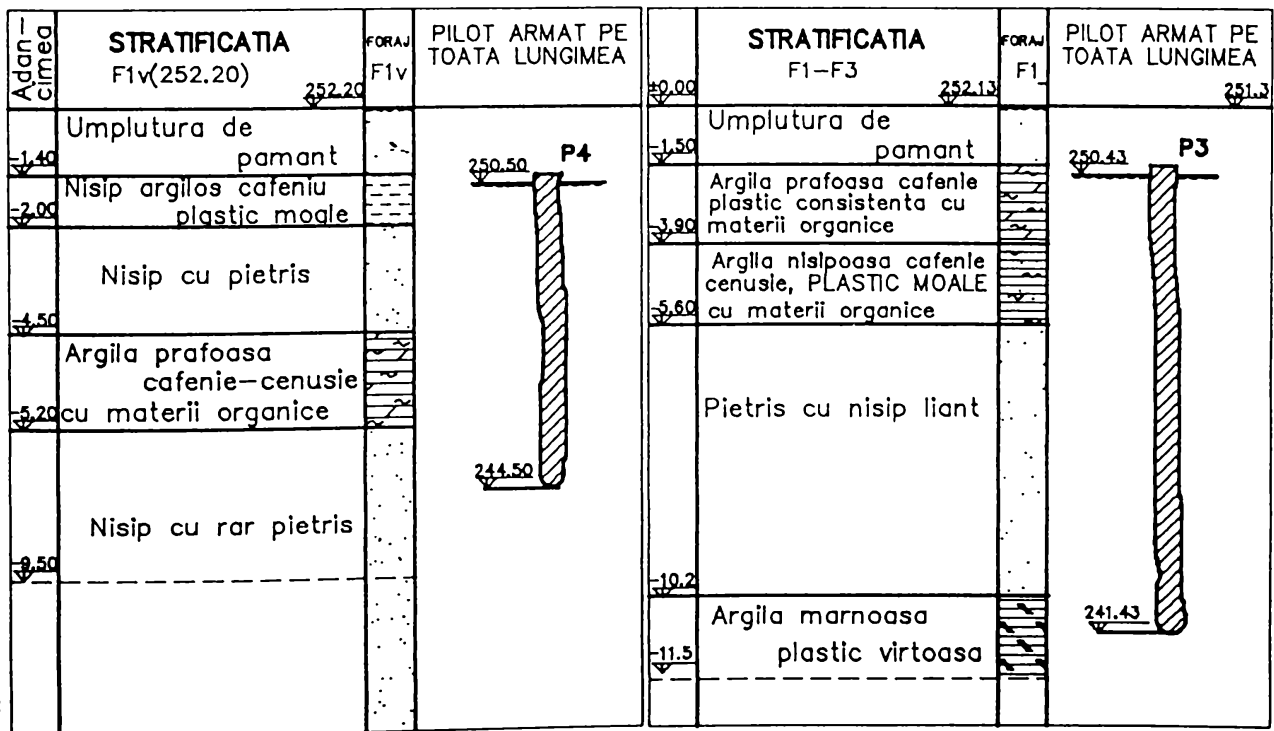
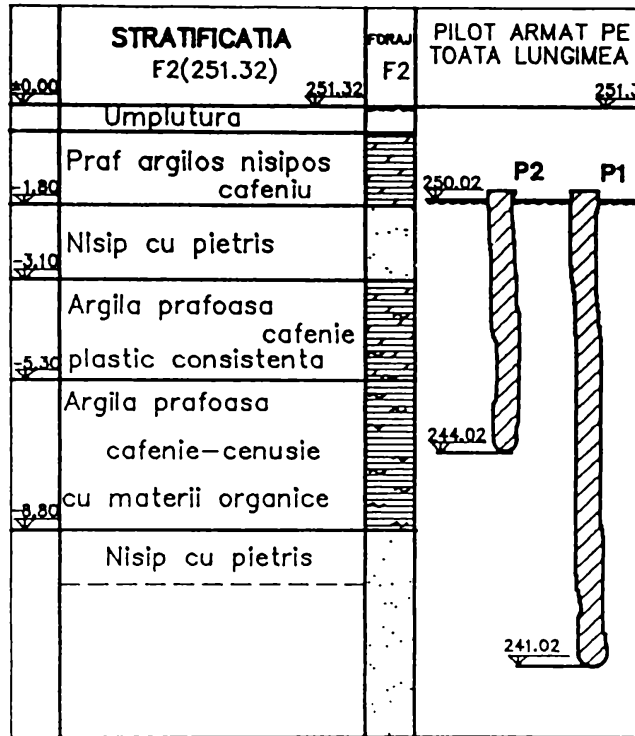
În ceea ce privește influența asupra capacității portante a adâncimii de încastrare a piloților în stratul portant, în cadrul mai multor amplasamente, din care două sunt prezentate în lucrare, s-au efectuat încercări de probă pe piloți executați în aceleași condiții de teren cu lungimi diferite de încastrare în stratul portant.

Analizând încercările de capacitate portantă pe piloți de probă executați (pe amplasamentul blocului "Scala" în tabelul 5.5) considerând drept nivel de referință capacitatea portantă a pilotului P₂ (neîncastrat) următoarele aspecte:

- creșterea lungimii de încadrare de la 0 la 1.80 are drept consecință creșterea capacității portante cu 302.26KN;
- creșterea lungimii de încastrare de la 1.80m la 4.70m produce o creștere a capacității portante de 71.12KN.

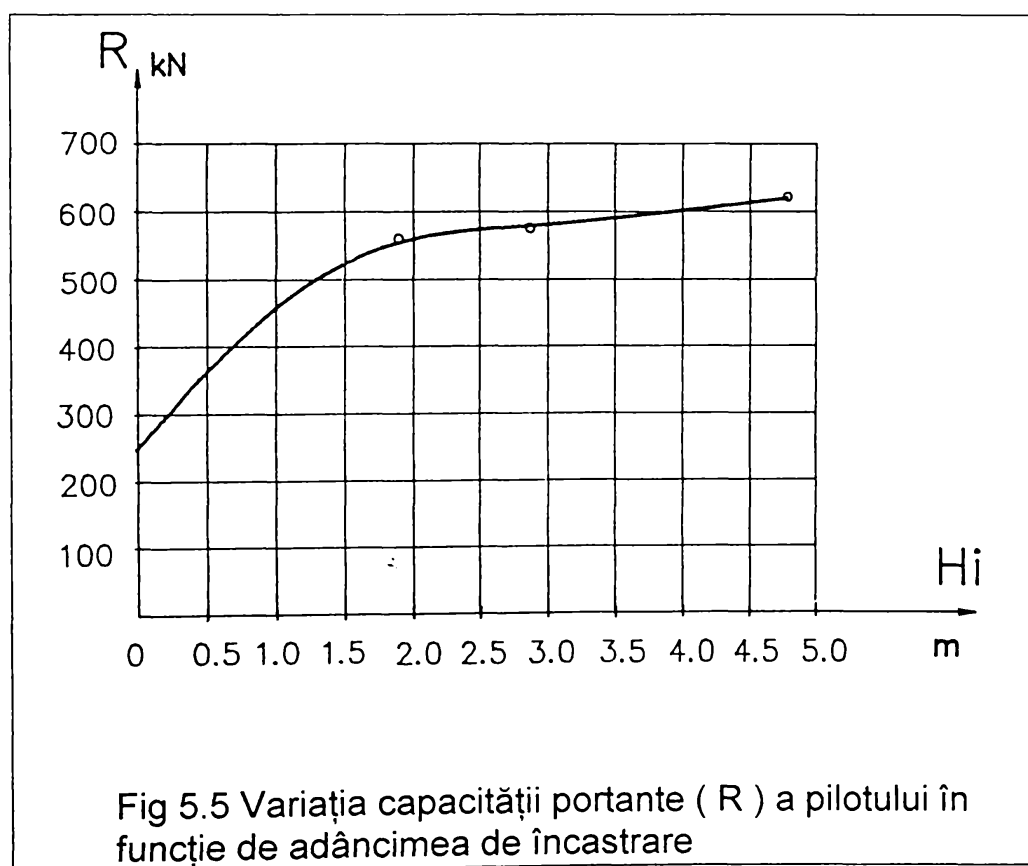
În fig. 5.4 se prezintă coloanele stratigrafice și încastrarea piloților de probă în stratul portant iar în fig. 5.5 se prezintă variația capacității portante în funcție de lungimea de încastrare (H_i)

Rezultatele obținute pe acest amplasament au scos în evidență faptul că lungimea de încastrare influențează asupra mărimii capacității portante la o lungime de încastrare de 1.70-2.00m după care această influență scade în mod vizibil, fapt ilustrat și de curba din fig. 5.5.



Tabelul 5.5 Influența lungimii de încastrare a pilotului asupra capacității portante

Pilot de probă	Strat de încastrare	Fișă [m]	Adâncime de încastrare [m]	Capacitatea portantă [KN]	Spor de lung. de încastrare [m]	Spor de capacitate portantă [KN]
P ₁	nisip cu pietriș	8,80	1,80	551,18	1,80	302,26
P ₂	argilă prăfoasă (neîncastrat)	6,80	0	248,92	0	0
P ₃	pietriș cu nisip	8,80	4,70	622,30	4,70	373,38
P ₄	nisip cu rar pietriș	6,80	2,70	568,40	2,70	319,48



Din acest punct de vedere se desprinde concluzia că din punct de vedere tehnic și economic lungimi de încastrare ale pilotului mai mari de 1.50-2.00m nu sunt justificate din punct de vedere economic, deoarece durata de funcționare a vibrogeneratorului crește mult, ducând la mărirea duratei de execuție a unui pilot, respectiv a consumului de energie.

În ceea ce privește influența modului de transmitere a încărcării

exterioare terenului în care este realizat pilotul, asupra alurii curbei de încărcare-tasare, a încărcării de rupere, respectiv asupra capacității portante, încercările experimentale au scos în evidență câteva aspecte semnificative.

Aceste încercări au scos în evidență faptul că mărirea capacității portante dar mai ales alura curbei de încărcare-tasare, pentru piloții realizați cu aceeași fișă și același diametru este diferită.

Comparând curbele de încărcare-tasare pentru piloții P_2 și P_4 (fig. 5.3b și 5.3d) se constată că proporționalitatea între încărcare și tasare se păstrează în cazul pilotului P_2 până la treapta de 127KN, în timp ce în cazul pilotului P_4 aceasta se extinde până la treapta de 457KN.

O altă constatare în cazul acestor doi piloți este că cedarea în cazul pilotului P_2 se produce la o treaptă de încărcare de 355.6KN, în timp ce în cazul pilotului P_4 la treapta de 838KN.

Mecanismul de transfer diferit al celor doi piloți sub aceleași trepte de încărcare se datorează faptului că pilotul P_2 este un pilot de tip flotant, în timp ce pilotul P_4 este un pilot purtător pe vârf.

5.1.1.4. Aspecte economice comparative

În urma înlocuirii soluției de fundare pe chesoane deschise, cu soluția de fundare pe piloți executați pe loc prin vibropresare armați pe toată lungimea lor, au rezultat următoarele aspecte economice (tab 5.5) și fig. 5.6

Tabelul 5.5 Aspecte economice comparative

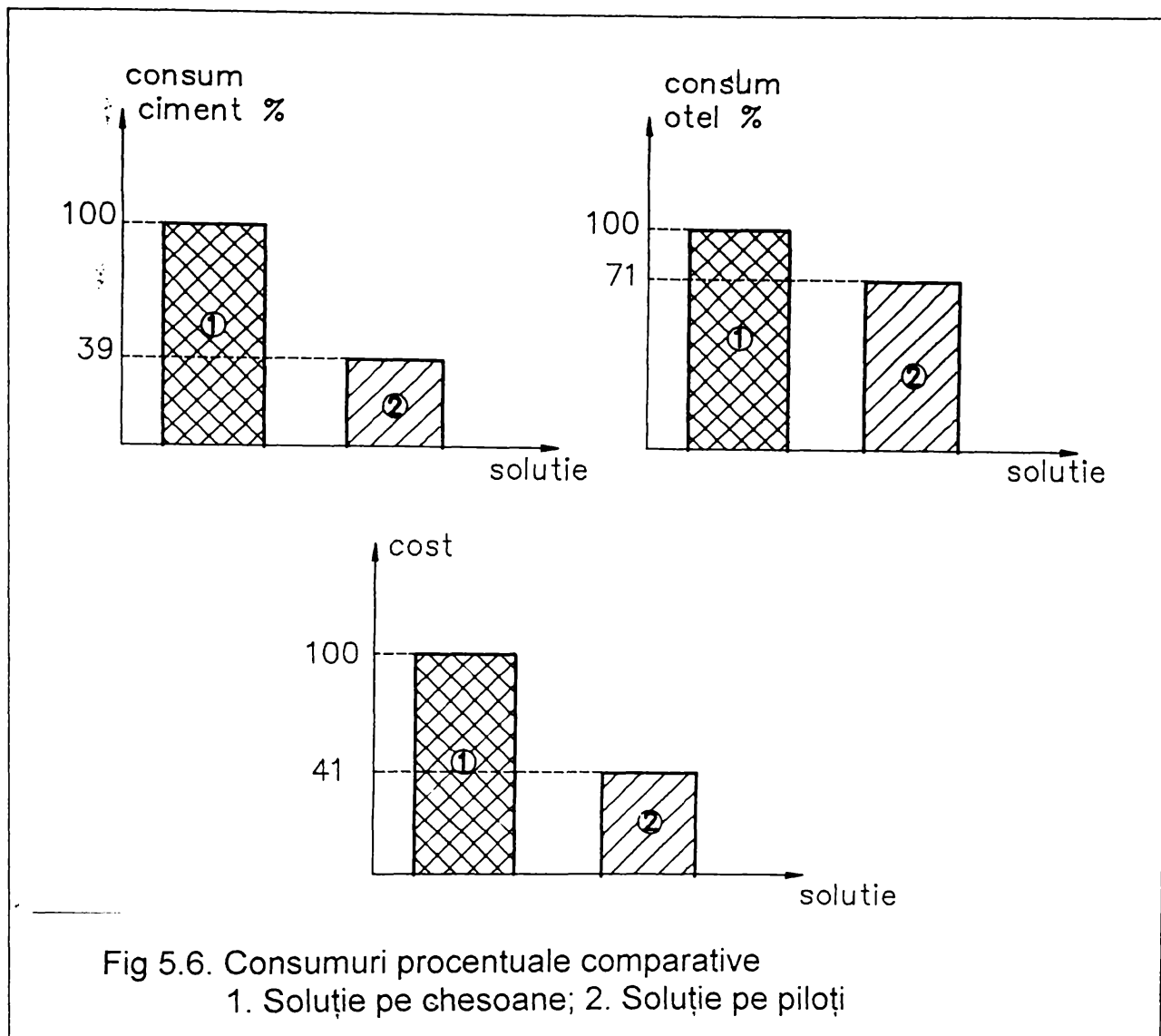
Termeni de comparație	ciment [to]	oțel [to]	lamine [to]	manoper ă ore	cost %
Varianta de fundare					
Soluție pe chesoane	610	14,55	3,50	17500	100
Soluția pe piloți vibropresați	240	10,42	0	9200	41
Reduceri	370	4,14	3,50	8300	59

După cum se constată, reducerile sunt substanțiale :61% la ciment; 29% la oțel și 59% la costul total.

5.1.2. AMPLASAMENT BLOC "LIRA DE CRISTAL"

Construcția este compusă din 5 tronsoane cu regim de înălțime P + 6E.....P + 10E (fig. 5.7), cu spații libere la parter pentru comerț și alte instituții, având structura de rezistență din diafragme celulare.

Din punct de vedere geomorfologic amplasamentul se caracterizează prin formațiuni de bază constituite din argile marnoase plastic-vârtoase tari peste care s-au depus strate alternative de pământuri coezive și necoezive.

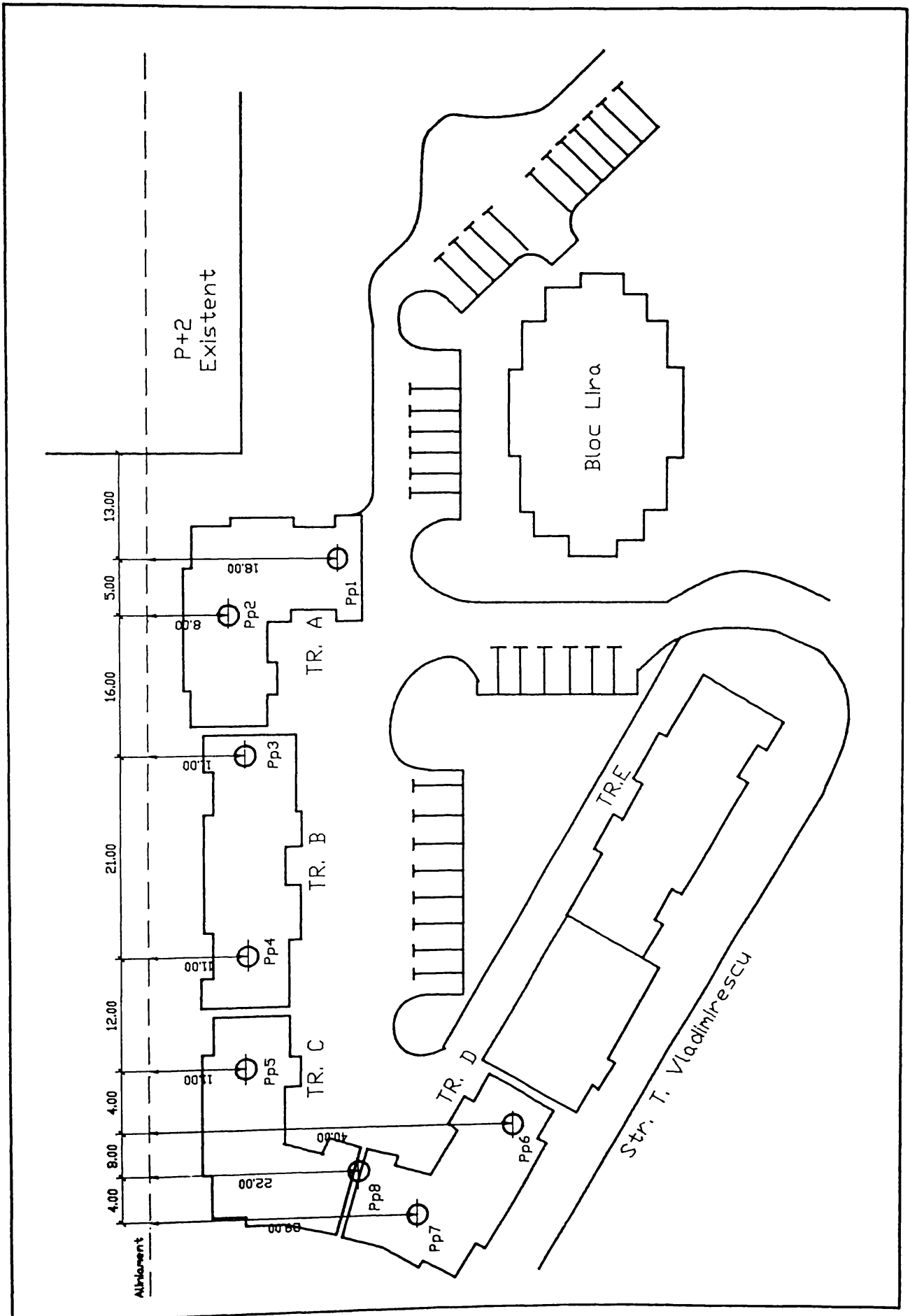


Straturile aluvionare sunt compuse din straturi necoezive sau cu îndesare medie care alternează cu straturi coezive de consistență redusă. În fig.5.8 este prezentată coloana stratigrafică corespunzătoare amplasamentului.

Soluția inițială a fost cea de fundare pe chesoane circulare cu diametrul de 3.00m și lungimea de 10.00m.

Această soluție pe baza unor studii suplimentare a fost înlocuită cu o soluție de fundare pe piloți executați pe loc prin vibropresare.

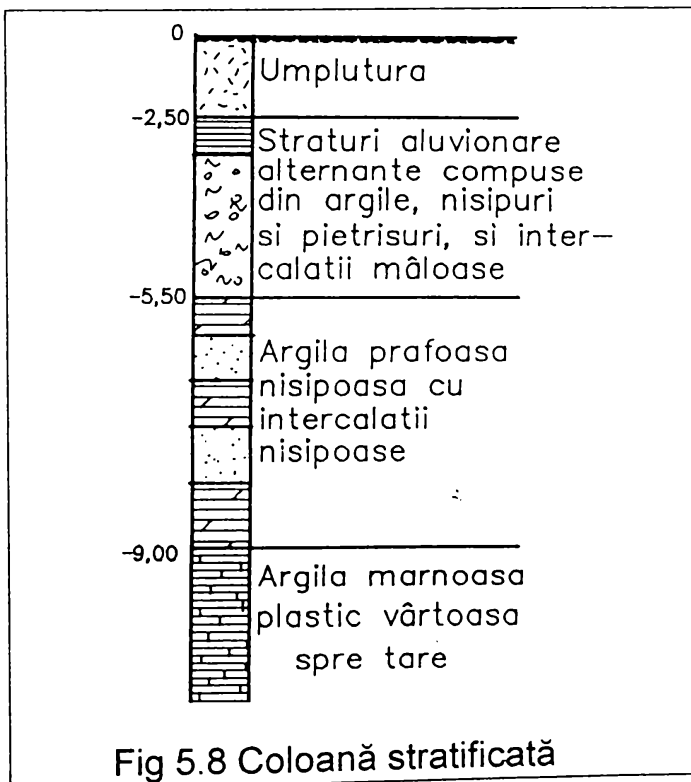
Pentru stabilirea capacității portante a piloților pe amplasament (fig.5.7) s-au executat 7 piloți de probă, iar capacitatea portantă a acestora s-a determinat conform STAS 2561, pe baza determinării încărcării critice pe piloți, adoptînd drept criteriu de deformație tasare limită de 1/10 din diametrul pilotului.



Valorile capacității portante a piloților de probă sunt prezentate în tabelul 5.6.

Tabelul 5.6 Valoarea capacității portante a piloților

Pilot de probă nr.	Fișă pilot [m]	Mod de realizare	Încărcare critică [KN]	Tasare [mm]	Capacitate portantă [KN]	
					Pilot izolat	Pilot grup
P ₂	6.00	cu bulb	558.8	40.93	391.16	352.04
P ₃	7.50	cu bulb 2VP	711.20	35.46	497.84	448.05
P ₄	7.50	cu bulb 1VP	685	19.83	479.5	431.55
P ₅	6.00	fără bulb	330.2	15.46	231.14	208.02
P ₆	7.50	fără bulb	635.0	21.70	444.5	400.05
P ₇	8.50	cu bulb	812.8	7.80	568.96	512.06
P ₈	8.50	fără bulb	762.0	24.83	523.4	471.06



Din analiza datelor cuprinse în tabelul 5.6 se constată valori diferite ale capacității portante în funcție de fișa pilotului, respectiv stratul în care se află baza pilotului (argilă prăfoasă sau argilă marmoasă), adâncimea de încastrare în stratul de bază, modul de realizare al pilotului (cu sau fără bulb).

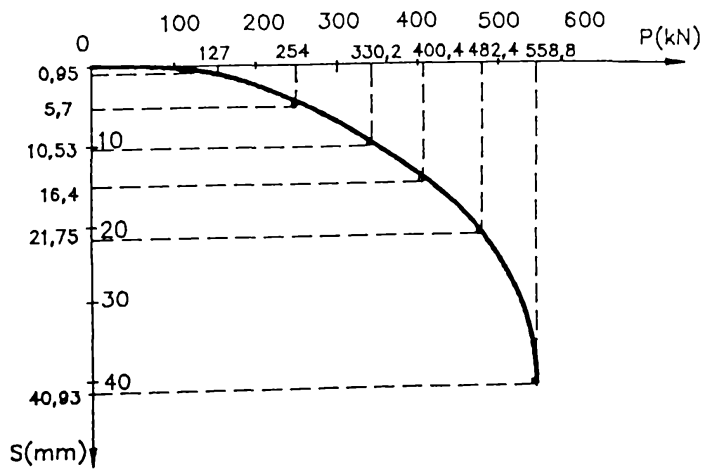
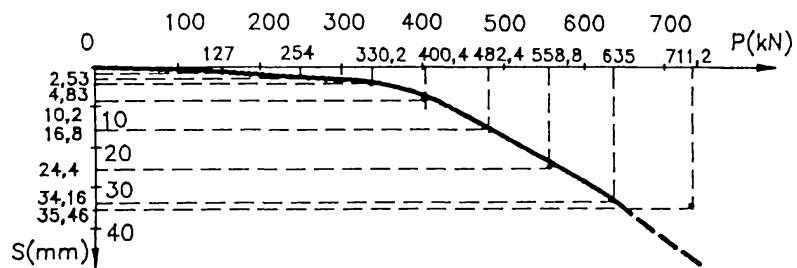
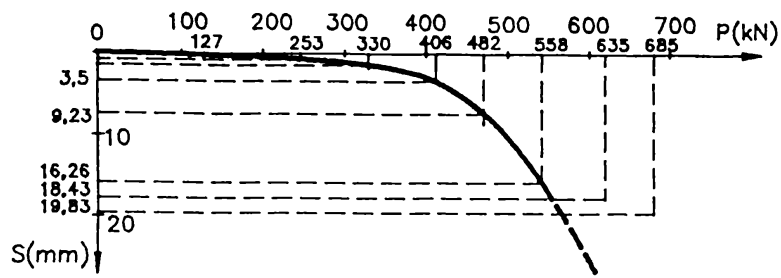
Curbele de încărcare tasare pentru piloții de probă sunt prezentate în fig. 5.9 și 5.10.

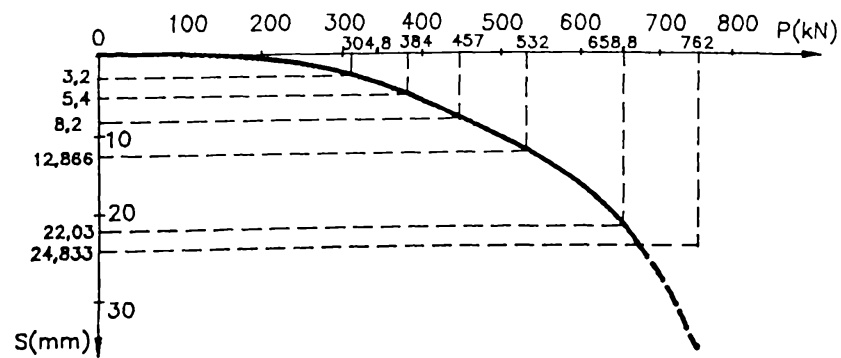
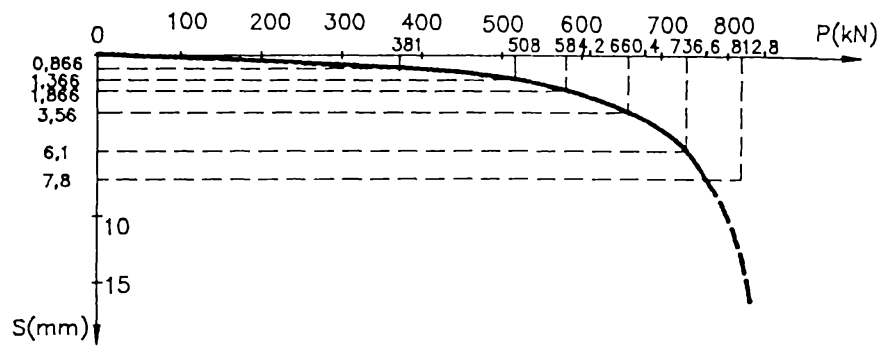
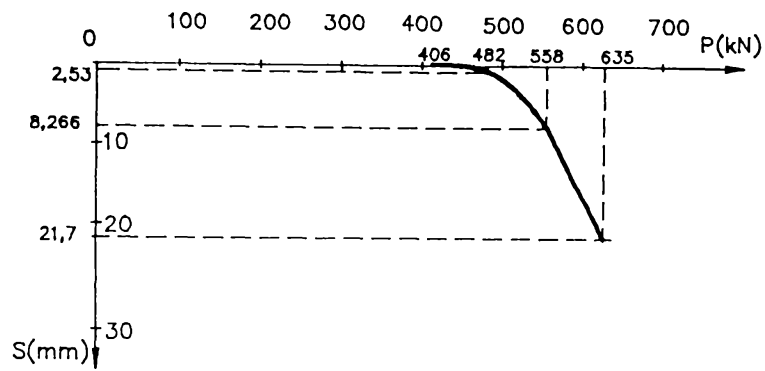
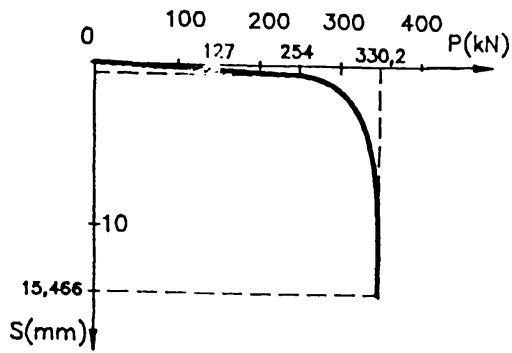
Pe baza încercărilor de probă a rezultat că pentru piloții cu fișa de 7.50m, care asigură o încastrare în stratul de argilă marnoasă de 1.00m, capacitatea portantă a piloților este:

- pentru pilotul izolat $R = 400\text{KN}$;
- pentru pilotul care lucrează în grup $R = 360\text{KN}$;

Calculul capacității portante a piloților cu relațiile din STAS 2561/3, pe baza stratificației din fig. 5.6 a condus la următoarele valori ale capacității portante a piloților:

- pentru pilotul neîncastrat în stratul de argilă marnoasă (fișă 6.00m) $R = 328\text{KN}$;



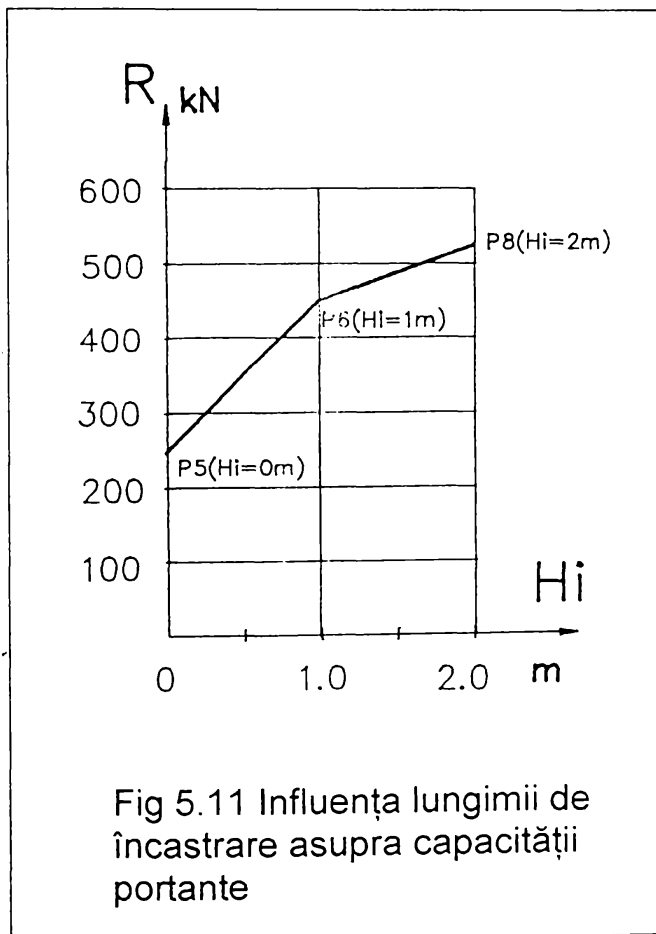


- pentru pilotul încastrat 1m în stratul de argilă marmoasă (fișă 7.50) $R = 534\text{KN}$
- pentru pilotul încastrat 2.0m în stratul de argilă marmoasă (fișă 8.50) $R = 644\text{KN}$

Se costată că valorile calculate conform STAS 2561, diferă de cele stabilite pe baza încercărilor de probă cu 30 - 40%.

Analiza datelor experimentale prezentate sintetic în tabelul 5.6 permit evidențierea următoarelor aspecte:

a) Influența încastrării pilotului în stratul de bază constituit din argilă marmoasă:



Comparând valorile capacității portante ale piloților P_5 , P_6 și P_8 a căror încastrare în stratul de bază este de 0m, 1m respectiv 2m și luând ca bază de referință capacitatea portantă a pilotului P_2 (neîncastrat) rezultă fig. 5.11):

- încastrarea pilotului cu 1m în stratul de bază a produs o creștere a capacității portante cu 192.3%

- încastrarea pilotului cu 2.0m în stratul de bază a produs o creștere a capacității portante cu 226% față de pilotul neîncastrat, respectiv cu 117% față de pilotul încastrat 1.0m.

Din alura diagramei din fig. se poate constata că această creștere a capacității portante în funcție de adâncimea de încastrare, are tendința de aplatizare, dacă adâncimea de încastrare depășește 1.0 - 1.5m, ceea ce nu justifică din

punct de vedere tehnic și economic utilizarea unor adâncimi de încastrare mai mari decât această valoare.

b) Influența modului de realizare asupra capacității portante.

Influența modului de realizare a piloților (cu sau fără bulb) este ilustrată în fig. 5.12 pentru cele trei categorii de piloți experimentali executați, astfel:

- pentru pilotul neîncastrat cu fișa de 6.00m realizarea bulbului produce o creștere a capacității portante de 69%.

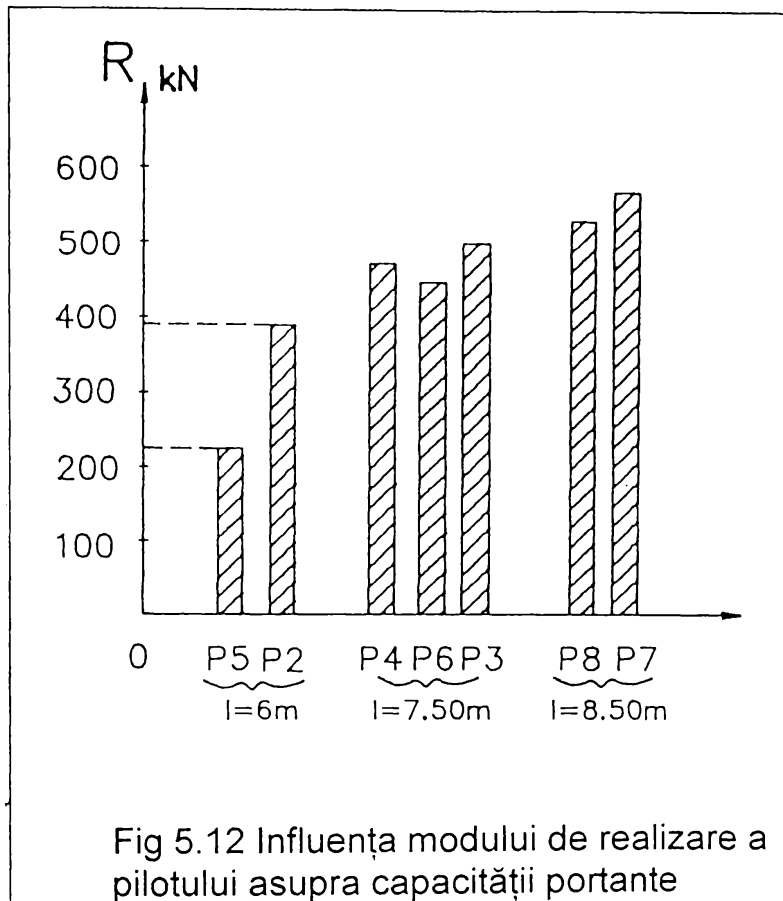
- pentru pilotul încastrat 1m în stratul de bază creșterea este de :

7% - pentru bulbul realizat printr-o singură vibropresare.

11% - pentru bulbul realizat prin două vibropresări.

- pentru pilotul încastrat 2.0m în stratul de bază realizarea bulbului produce o creștere a capacității portante cu 8.6%.

Se constată că efectul bulbului este considerabil mai mare în cazul pilotului neîncastrat de tip flotant, decât în cazul pilotului încastrat.



Concluzii

Aplicările soluției de fundare pe piloți executați pe loc prin vibropresare, în municipiul Zalău au permis sintetizarea următoarelor concluzii:

1. Dintre soluțiile de fundare capabile să înlăture dificultățile tehnice și economice generate de condițiile necorespunzătoare de fundare, soluția de fundare indirectă pe piloți scurți executați pe loc prin vibropresare, întrunește o serie de avantaje, care se reflectă în scăderea prețului de cost al lucrărilor de infrastructură cu 40 - 50%, în raport cu alte soluții de fundare ce pot fi aplicate.

2. Eficacitatea soluției

de fundare pe piloți scurți executați pe loc prin vibropresare depinde de o serie de factori dintre care se amintesc:

- capacitatea portantă necesară a se obține;
- poziția stratelor portante;
- modul de realizare al piloților (cu sau fără bulb);
- lungimea de încastrare a piloților în stratul de bază;
- natura stratului de bază (necoeziv sau coeziv) în care se încastrează pilotul.

Studiile efectuate au permis autorului sintetizarea unor aspecte de ordin tehnic și economic, iar prin prezentarea în lucrare a aplicării soluției pe două amplasamente din municipiul Zalău, s-au pus în evidență factorii care influențează capacitatea portantă a piloților.

Aplicarea soluției de fundare pe piloți a fost limitată înainte de 1989, din

considerabile de ordin politic, care nu au ținut seamă de evidentele avantaje pe care la prezintă această tehnologie în raport cu alte soluții de fundare.

În condițiile actuale, când eficacitatea tehnică și economică a unei soluții de fundare va fi de mare importanță, autorul a considerat că este oportună studierea unor aspecte teoretice și experimentale privind această tehnologie, dat fiind faptul că aplicările acestei tehnologii în condițiile amplasamentelor de tip I; a fost foarte avantajoasă și rămâne o soluție cu avantaje certe sub aspectul siguranței construcției și sub aspect economic prin prisma consumurilor de materiale, manoperă și energie, ce se reflectă în final printr-un cost redus al lucrărilor de fundații.

5.2. STUDII ASUPRA SOLUȚIEI DE FUNDARE PE AMPLASAMENTE DE TIPI, ÎMBUNĂTĂȚITE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE PE CALE DINAMICĂ

Tehnologia de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare prin împănare cu materiale locale pe cale dinamică a fost studiată și aplicată, în municipiul Zalău, la o serie de lucrări dintre care se menționează următoarele:

- B-dul Mihai Viteazul bloc D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3 (total 200ap)(S + P + 10E);
- bloc PTTR (S + P + 10E) - 24ap;
- magazin universal Zalău - 7600mp;
- complex Lira Cristal.

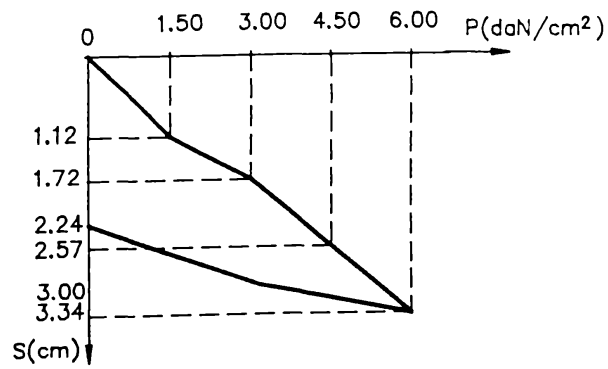
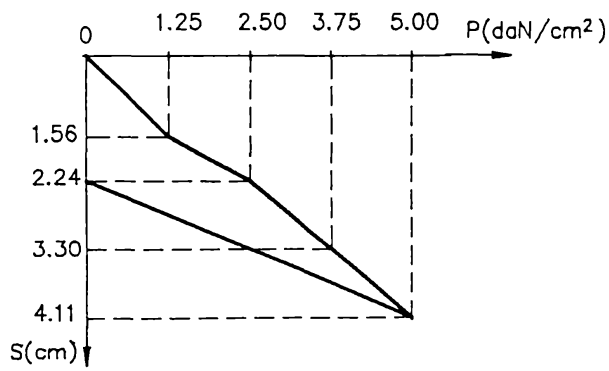
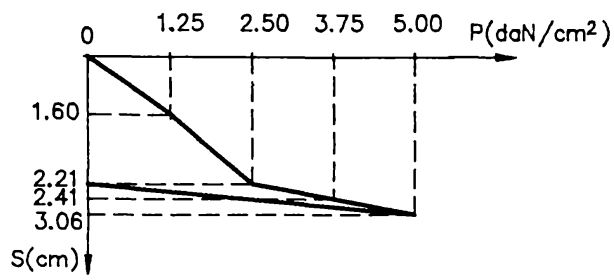
În continuare se vor prezenta câteva elemente privind aplicarea tehnologiei la blocurile amplasate pe b-dul M. Viteazul și la Baza de Întreținere și Reparații a R.A.A. Zalău, soluție studiată, proiectată și executată de autor.

5.2.1 SOLUȚIE DE FUNDARE BLOCURI DIN ANSAMBLUL MIHAI VITEZUL (D1...D4;E1...E3)

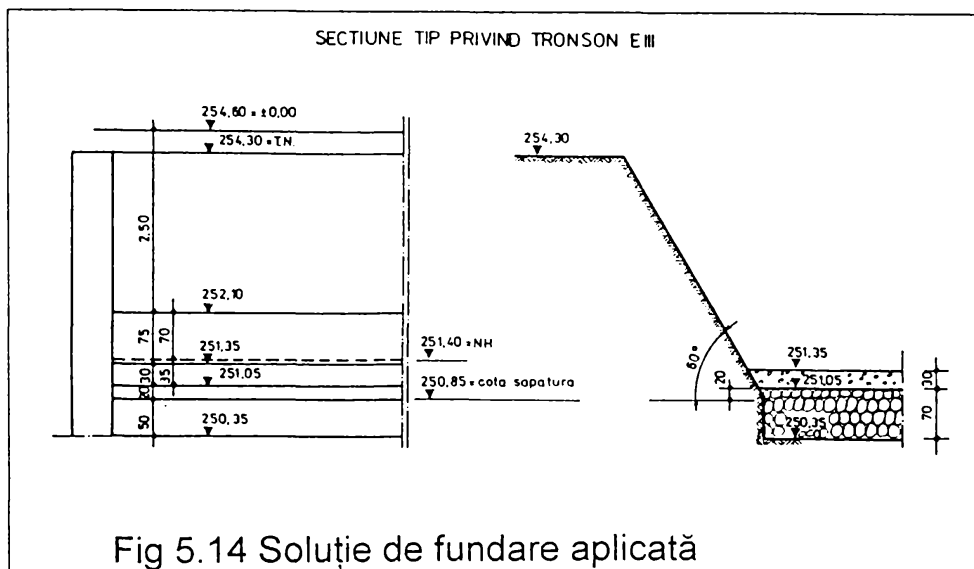
Pentru construcțiile enumerate mai sus soluția de fundare aplicată a fost cea de radier general pe teren îmbunătățit prin împănare (compactare dinamică cu material de aport)

5.2.1.1. Condiții geotehnice și soluție de împănare aplicată

În urma executării cercetării terenului de fundare prin penetrare statică, pe amplasamentele blocurilor din zona Mihai Viteazul a rezultat următoare stratificație:



- în suprafață o zonă de umplutură eterogenă a cărei grosime variază de la 0.50 - 2.0m;
- un complex argilos - prăfos nisipos cu o grosime de cca 6.50 -7.0m, în cadrul căruia se întâlnesc intercalații nisipoase, uneori cu fragmente de pietriș, când și valorile la penetrare sunt mai mici;
- la baza acestui complex, sondajele de penetrare au evidențiat prezența unui orizont de nisipuri cu pietrișuri, în care rezistența la penetrare depășește 100daN/cm²;
- sub adâncimea de 8.00m, a fost identificat un orizont de argile marnoase, în care rezistențele la penetrare cresc progresiv cu adâncimea.



Ținând seama de stratificația evidențiată de foraje și penetrările statice (fig. 5.13) s-a aplicat ca soluție de fundare, fundarea directă pe teren îmbunătățit astfel:

- s-a executat o săpătură generală până la -0.5

m, sub cota tăpii radierului;

- s-a executat un blocaj de piatră brută în grosime de circa 0.70m prin compactare cu un mai greu de 3.5 - 4.0t prin lovituri aplicate de la 6 - 8m.

Numărul de lovituri a fost stabilit la 5 - 8 lov/urmă.

- s-a executat o pernă din balast până la cota radierului, în grosime de 0.30m ce s-a compactat cu un cilindru compresor de 10to.

Soluția de fundare este prezentată în fig. 5.14

Echipamentul (maiul) utilizat pentru compactare a fost cel din fig. 3.2 din cap.3, iar utilajul purtător a fost constituit dintr-o draglină de 0.5mc.

Îmbunătățirea terenului fiind făcută pe întreaga suprafață, s-a aplicat ciclul de batere din fig.3.7 din cap. 3.

În timpul executării lucrărilor de batere s-au observat următoarele:

1. În zonele în care prima fază de compactare (strat 1) a evidențiat existența unui strat foarte slab, introducerea în continuare a unor straturi din piatră brută a permis o înglobare rapidă a acestora în masa de teren slab.
2. În zonele cu teren ceva mai bun, unde după împănarea primului strat, s-a evidențiat o bună compactare, cu formarea unui strat elastic, așternerea

straturilor următoare din piatră brută au dus repede la obținerea condiției de refuz.

În toate cazurile la obținerea refuzului (amprenta de 1cm pentru o lovitură a maiului de la 4 - 5m), s-a observat spargerea stratului superficial de piatră, rezultând un strat uniform compact.

5.2.1.2. Determinarea capacității portante a terenului îmbunătățit

Determinarea capacității portante a terenului îmbunătățit s-a făcut prin încercări statice cu placa rigidă.

În fig.5.15 se redau rezultatele a trei încercări cu placa efectuate pe amplasamentul blocurilor din Cartierul Mihai Viteazul III.

Pe baza prelucrării datelor încercărilor s-au determinat: modulul de deformație liniară E al terenului îmbunătățit, iar pe baza acestora s-au apreciat, indicele de consistență al unui strat de argilă echivalent.

Rezultatele prelucrărilor sunt prezentate în tabelul 5.7

Tab. 5.7 Prelucrarea rezultatelor încercărilor statice de probe

Încercarea nr.	Presiunea limită p_l [daN/cm ²]	Tasare s_l [cm]	Modulul E [daN/cm ²]	Presiunea conv. pe teren consolidat [daN/cm ²]
1	3,75	3,06	108	4.0
2	5,00	4,11	100.7	4.0
3	6,00	3,34	148.7	4.0

Deci după cum rezultă din datele prezentate mai jos, pentru încărcări de 5 - 6daN/cm² pe placă, terenul a rămas în domeniul elastic diferențele dintre două citiri stabilizate la fleximetre între două trepte de încărcare rămânând mai mici decât limitele indicate pentru terenuri coezive.

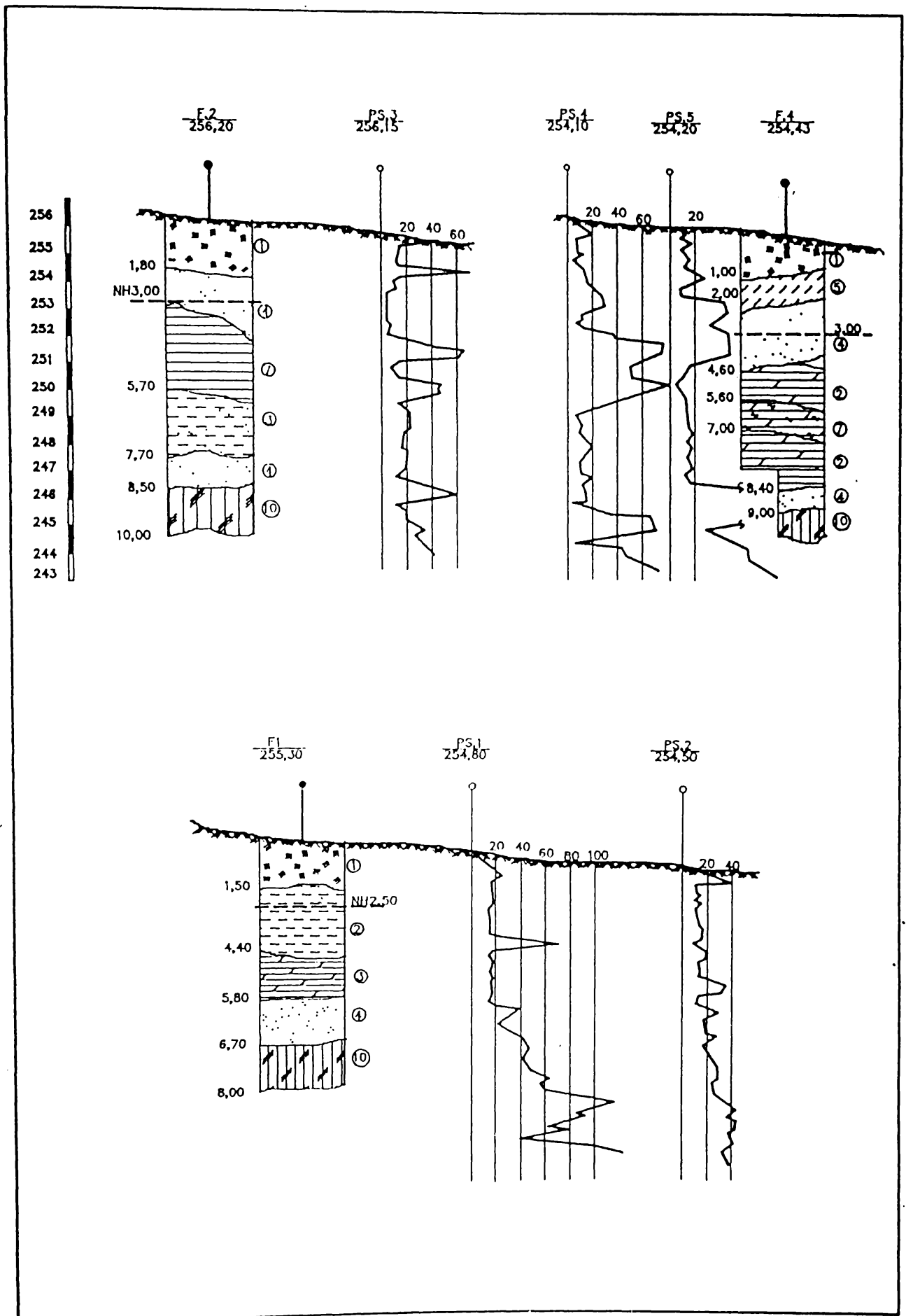
Capacitatea portantă a terenului, obținută în urma îmbunătățirii acestuia au permis adoptarea unei soluții de fundare directă de tip radier general care a înlocuit o soluție de fundare pe chesoane deschise sau piloți.

5.2.1.3. Aspecte tehnico-economice comparative

Situația consumurilor, obținute în soluția radier general pe teren îmbunătățit comparativ cu soluția de fundare constituită din fundații izolate pe piloți executați prin vibropresare, este prezentată în tabelul 5.8 și în fig. 5.16.

Se constată următoarele aspecte :

- economii de ciment 344t; (23.5%);



- economii de manoperă 20680 ore (45%);
- economii de lemn 5.25mc (33.9%);
- consum suplimentar produse de balastieră 1540 (15.5%);
- consum suplimentar oțel beton 1.0t (0.8%);
- reduceri ale prețului de cost (15.6%).

Efectuând calculul teoretic conform metodologiei elaborate de autor și prezentată în cap. 3 rezultă următoarele aspecte, în funcție de mărimea amprentei $\Delta h = 1\text{cm} - 2\text{cm}$, pentru o lovitură a maiului, cu o masă $M = 2\text{t}$:

- tensiunea dinamică de compactare $\sigma_d = 543.33\text{KN/mp}$ (conf. tab. 3.10);

- energia de compactare pentru o lovitură și adâncimea maximă de compactare (h_a);

- $E = 150\text{knm}$;

- $h_a = 2.12\text{m}$

- coeficientul de amplificare dinamică $\varphi = 18.11 - 19.83$

- modulul de deformație liniară:

- $E = 202,55 - 181,17\text{dan/cm}^2$ (conf. tab. 3.22) pt. $\Delta h = 1\text{ cm}$;

- $E = 90,5 - 101,25\text{dan/cm}^2$ (conf. tab. 3.22) pt. $\Delta h = 2\text{ cm}$;

- $E_{\text{med}} = 135 - 150\text{dan/cm}^2$;

- presiunea pe terenul îmbunătățit:

$$p = \sigma_{\text{st}} = \frac{\sigma_d}{\varphi} = 3.03 \text{ daN/cm}^2$$

Comparând valorile teoretice și cele experimentale se constată următoarele aspecte:

- valorile teoretice ale modulului de deformație liniară ($E_{\text{med}}^{\text{calc}} = 150 - 135 \text{ daN/cm}^2$) calculat este cu 15 - 20% mai mare decât valoarea experimentală ($E_{\text{med}}^{\text{calc}} = 125 \text{ daN/cm}^2$);

- presiunea pe terenul îmbunătățit calculată ($P = 3.03$) este cu 30% mai mică decât cea aproximativă de proiectant drept presiune convențională pe baza STAS 3300 ($p_{\text{conv}} = 3.5 - 4\text{dan/cm}^2$)

Analizând diagramele din fig. 5.16 și datele din tabelul 5.8 se poate constată că în condițiile amplasamentului studiat, se obțin următoarele avantaje tehnice și economice :

- se reduce substanțial consumul de ciment, de lemn și costul infrastructurii;

- s-a obținut un ritm de execuție net superior;

- se asigură terenului o capacitate portantă ridicată 350 - 400Kpa;

- nu a necesitat o dotare specială pentru executant (s-a utilizat o draglină existentă în dotare)

Tabel 5.8 Situația comparativă a consumurilor de materiale, manoperă și utilaj - ansamblul de locuințe M. Viteazul III Zalău.

Soluția inițială : fundații pe reazeme izolate executate prin vibropresare cu utilajul de vibropresare a.v.p. - 1	Soluția schimbată : fundații pe radier pe teren îmbunătățit prin procedeul de împănare cu material de adaos piatră brută - pe cale dinamică
balast - 1337mc nisip - 4624mc pietriș - 1982mc P. spartă - 473mc Total produse de balastieră și carieră: 8416mc ciment : 1464t oțel beton : 125mc lemn : 15,5mc manopera : 46000ore valoare : 4500000lei	-137mc balast - 1200mc - 1596mc nisip - 3028mc - 314mc pietriș - 1668mc + 3627 piatră - 4100mc total produse de balastieră și carieră : 9996mc - 344t ciment : 1120t + 1t oțel beton : 126t - 525mc lemn : 1025t - 20680 manoperă : 25320ore - 698000 valoare : 3802000lei

NOTĂ : comparația s-a făcut la nivelul pardoselii subsolului general - nivel de pornire elevații la prețuri 1989.

5.2.2. SOLUȚIE DE FUNDARE PRIN ÎMBUNĂȚĂȚIREA TERENULUI DE FUNDARE PENTRU BAZA DE ÎNTREȚINERE ȘI REPARAȚII R.A.A. ZALĂU

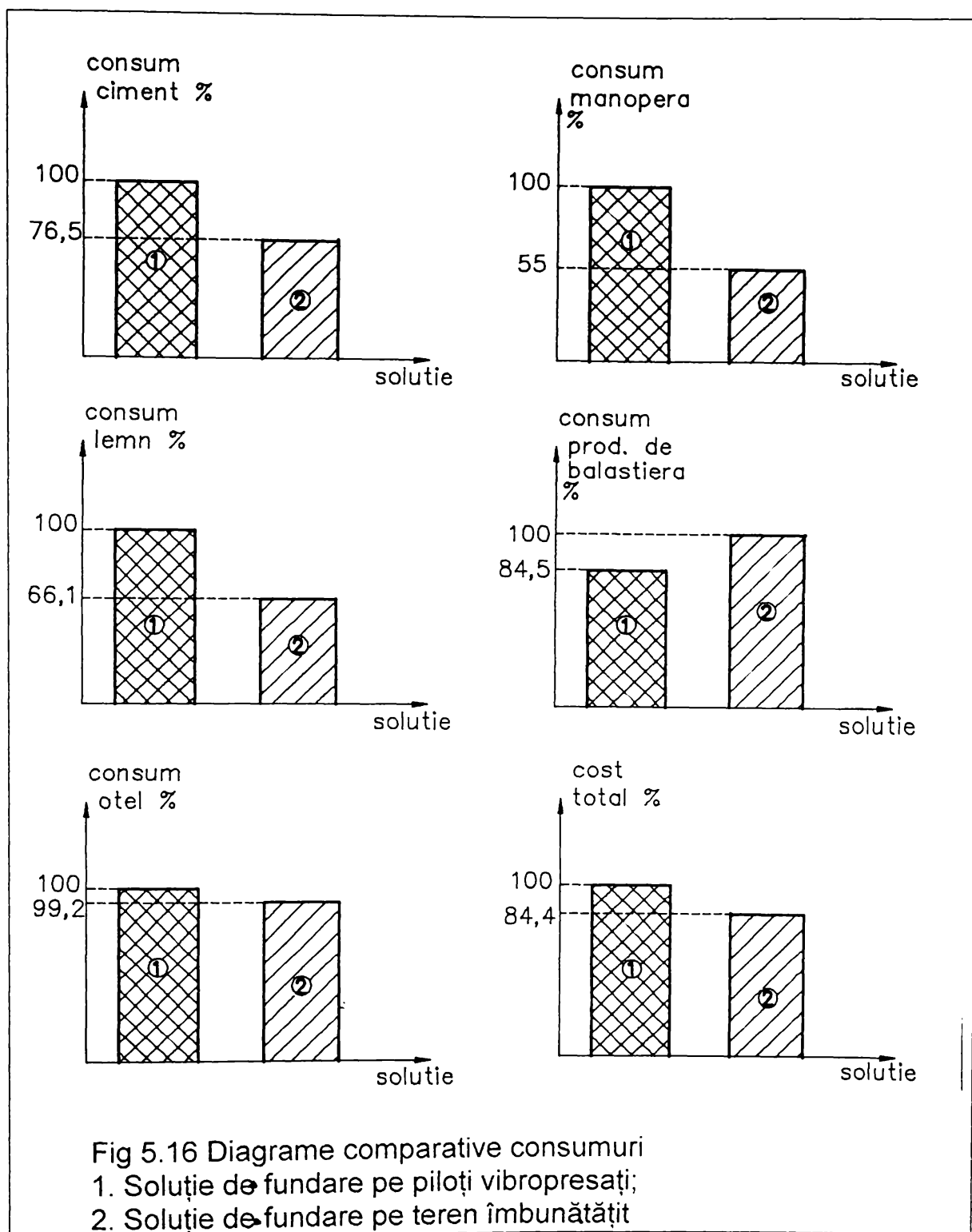
5.2.2.1 Date despre construcție și terenul de fundare.

Baza de Întreținere și Reparații a R.A.A. Zalău este compusă din trei hale parter cu destinație de: atelier de reparații auto, atelier tâmplărie și depozite materiale.

Construcțiile au dimensiuni în plan de 12x18, 12x24 și 12x36m și o înălțime la cornișă de 7.50m.

Structura de rezistență a acestor obiecte este constituită din stâlpi prefabricați din beton armat, grinzi longitudinale cu armătură pretensionată și chesoane plane tip ECP 12x1.5.

Stratificația amplasamentului este constituită dintr-o umplutură eterogenă, cu σ grosime variabilă de 4 - 6m.



Sistemul de fundare proiectat inițial este constituit din fundații izolate prefabricate tip pahar cu bloc din beton simplu cu o înălțime a blocului de 2.50 - 2.80m.

Amplasamentul Bazei de Întreținere și Reparații este situat pe un teren cu pantă mare, diferența de nivel în sens longitudinal fiind de 6 -7m, ceea ce reprezintă o pantă de 6-7%.

Amplasamentul a constituit, de-a lungul anilor, un teren pe care s-a depozitat pământul rezultat din excavațiile realizate la diversele construcții, precum și diverse prefabricate degradate sau sparte, care au fost înglobate în masa umpluturii.

Umplutura astfel realizată s-a aflat în stare necompactată și s-a realizat în staturi succesive, cu grosimi variabile și diverse din punct de vedere al naturii pământului depozitat.

Pe amplasament au fost efectuate două penetrări dinamice cu con și 2 foraje. Prelucrările datelor de laborator au indicat caracteristici fizico-mecanice reduse.

Date fiind dificultățile de execuție a soluției de fundare, legate de volumul și adâncimea mare a săpăturilor, volumul mare de beton în blocurile de fundare, autorul a efectuat în 1996 studii pe baza cărora a re-proiectat soluția de fundare. Astfel soluția a fost înlocuită cu o soluție de fundare directă, pe teren îmbunătățit prin împănare cu piatră brută pe cale dinamică.

Dimensiunile în plan ale fundațiilor fiind de 1.50x1.80; 1.80x2.20, zona activă a fundației se extinde în adâncime pe 3.0 - 3.50m.

În consecință, adâncimea pe care a trebuit să fie îmbunătățit terenul de fundare, a fost de 3.5 - 4.0m, astfel ca zona de teren îndesat să depășească limitele zonei active a fundației.

5.2.2.2. Utilaj, echipament și tehnologia de lucru utilizată

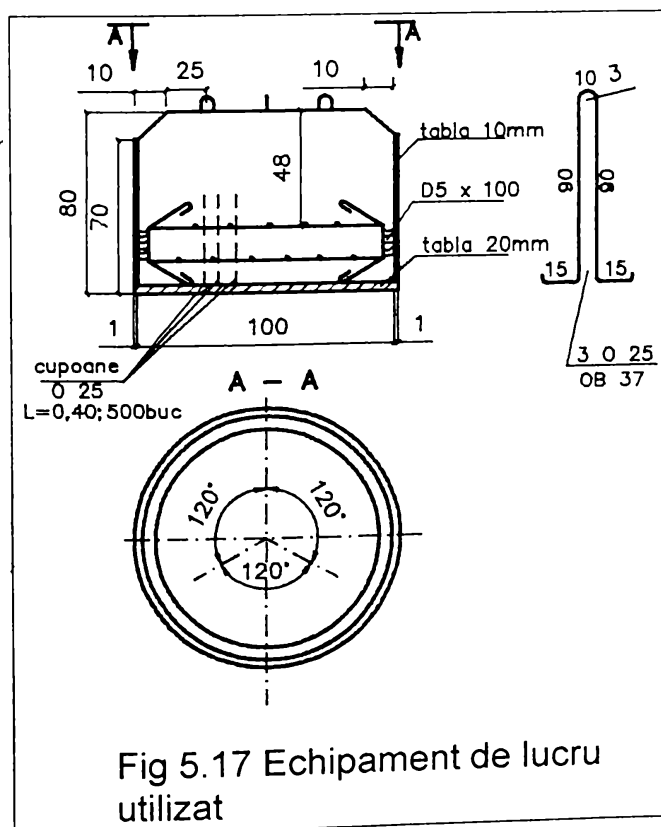


Fig 5.17 Echipament de lucru utilizat

Pentru executarea lucrărilor de îmbunătățire locală sub fundațiile izolate sau în fâșie sub fundațiile continue s-a utilizat un mai circular din beton armat realizat în cămășuială metalică (fig. 5.17) având următoarele caracteristici:

- diametru 1.0m;
- înălțimea 1.0m;
- greutatea 3.0t - 4.0t
- presiunea statică pe teren 0.31 daN/cm^2

Utilajul de compactare utilizat, a fost un excavator de tip Takraf care a asigurat o înălțime de cădere de 10m.

Asfel instalația de compactare a permis obținerea unui lucru mecanic de compactare de 30 - 40tfm.

Tehnologia de îmbunătățire locală sub fundațiile izolate a cuprins fazele (fig. 5.18)

Faza I - realizarea săpăturii gropilor de fundație la cota - 1.20m și având dimensiunile în plan 2.40x2.40m;

Faza II - așternerea primului strat din piatră brută cu grosime de 25 - 30cm, cu fragmente de piatră mari (de 15 - 20cm) pentru a asigura o pătrundere mai ușoară, în straturile de teren slab și în consecință pentru a asigura o bună împănare.

Faza III - împănarea propriuzisă a materialului local care cuprinde mai multe etape:

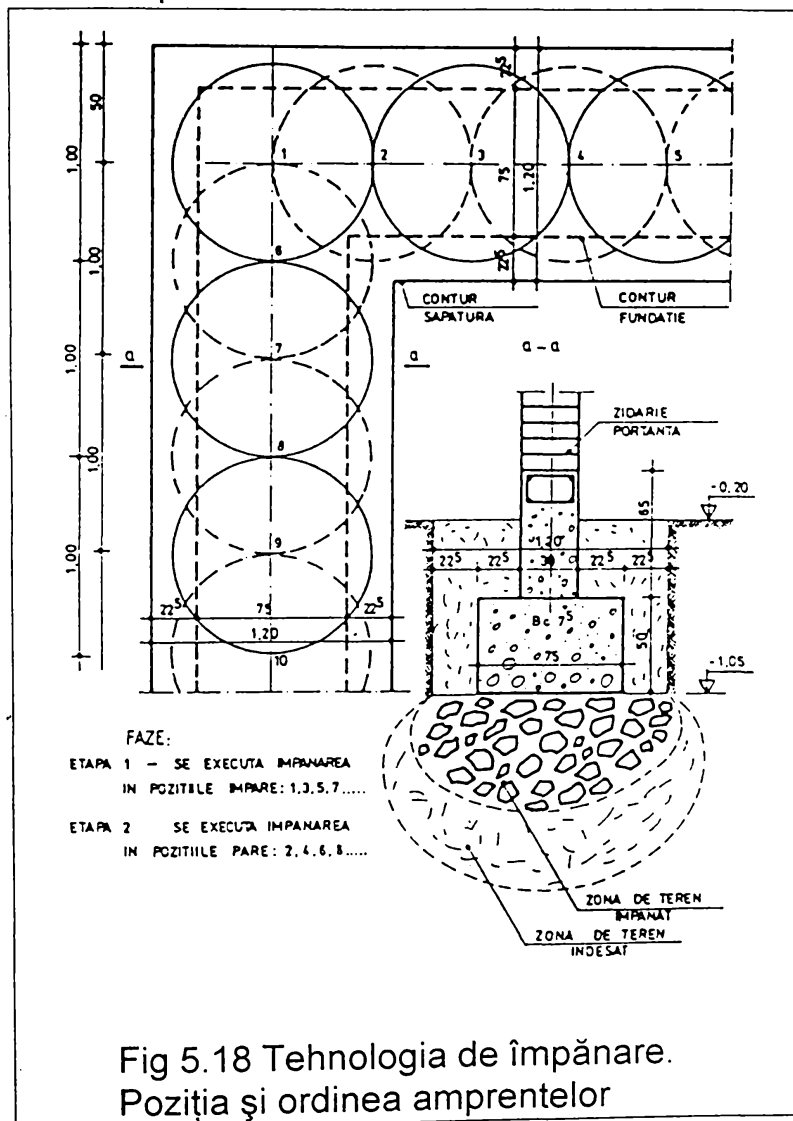


Fig 5.18 Tehnologia de împănare. Poziția și ordinea amprentelor

- etapa 1 - aplicarea a 5 - 6 lovituri/urmă în pozițiile O_1, O_2, O_3 și O_4 .

- etapa 2 - aplicarea a 5 - 6 lov/urmă în pozițiile O_5, O_6 .

- etapa 3 - aplicarea a 5 - 6 lov/urmă în pozițiile O_7, O_8, O_9 .

Faza IV - așternerea și compactarea succesivă a 5-6 straturi de material de aport de 20-25cm grosime, astfel ca zona împănată să aibă o grosime finală de 1.40-1.50m.

Împănarea s-a executat pentru fiecare strat pus în operă, conform ciclului de batere prezentat la faza III.

La împănarea fiecărui strat, înălțimea de cădere a maului a fost variabilă. La început loviturile s-au aplicat de la 2-3m apoi înălțimea s-a mărit pro-

gresiv până la 7-8m.

Straturile curente s-au considerat împănate când s-a atins cota inițială a săpăturii.

Ultimul strat împănât s-a considerat acela pentru care s-a atins condiția de amprentă de 2-3 cm, pentru o lovirură de la o înălțime de 6-7m.

Faza V - nivelarea părții superioare a trenului îmbunătățit, turnarea

betonului de egalizare, montarea fundațiilor prefabricate și realizarea umpluturilor compacte în jurul acestora.

Urmare a îmbunătățirii locale sub nivelul cotei de fundare, datorită acțiunii maiului se formează o zonă de teren îmbunătățit similar cu bulbul de distribuție al eforturilor în teren.

Această zonă este constituită din două subzone:

- subzona I - constituită din fragmentele materialului de aport (piatra brută) având interspațiile umplute cu pământ îndesat. Această subzonă a avut o grosime de 1.40-1.50m și a rezultat prin împănarea succesivă a 6-7 straturi de 20-25cm.

- subzona II - constituită din teren natural îndesat sub efectul dinamic al maiului și al împănării materialului de aport în cadrul subzonei I și având grosimea de 1.20-1.70m

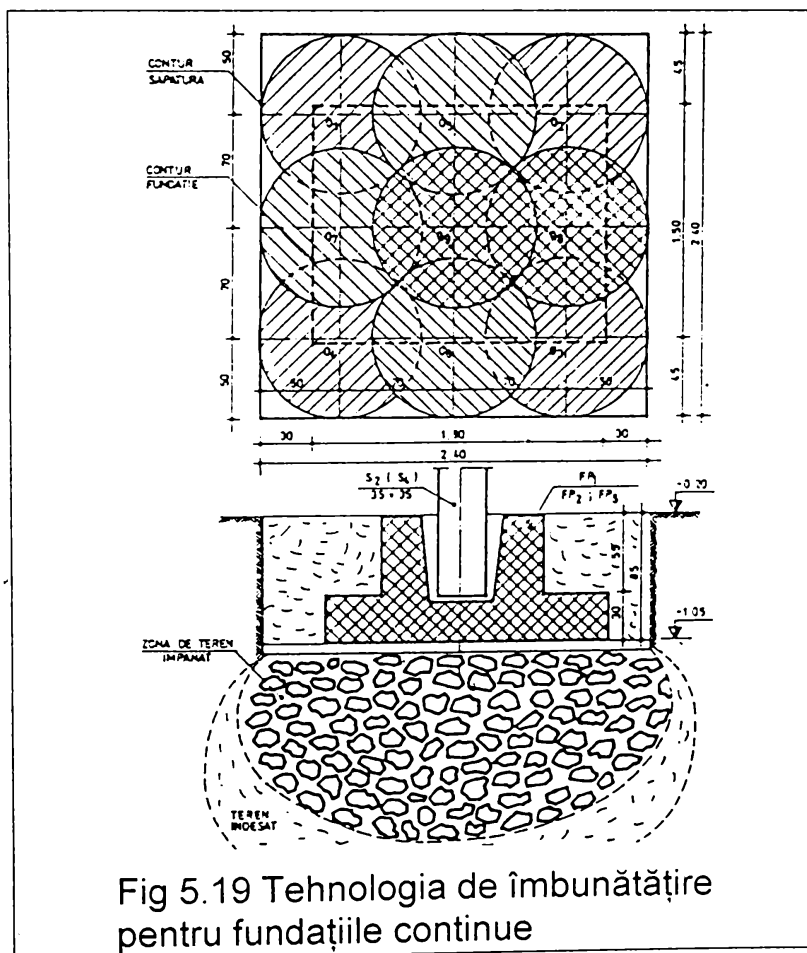


Fig 5.19 Tehnologia de îmbunătățire pentru fundațiile continue

Tehnologia de îmbunătățire pentru fundațiile continue (la Atelier de Reparații) s-a realizat în fâșie (fig. 5.19).

Fundațiile continue au avut o lățime de 0.75m, săpătura s-a executat în tranșee cu lățimea de 1.20m. În acest mod lățimea zonei compactate a depășit lățimea fundației cu 0.3B de fiecare parte.

Lucrările de compactare s-au executat conform unui ciclu de batere care a cuprins două etape, (fig. 5.19):

- s-a executat împănarea în pozițiile impare: 1,3,5 ... prin aplicarea a 5-6 lovituri /urmă;

- etapa II - s-a executat compactarea de închidere prin aplicarea a 5-6 lovituri/urmă în pozițiile pare 2, 4, 6, 8,

Distanțele dintre centrele urmelor sunt de un diametru (1.00m), urmele fiind tangente, iar centrele urmelor în cele două etape de batere fiind decalate cu $D/2$, adică cu 50cm.

Împănarea s-a executat prin așternerea și compactarea succesivă a 3-4 straturi din piatră brută, astfel încât sub talpa fundației s-a realizat o zonă de

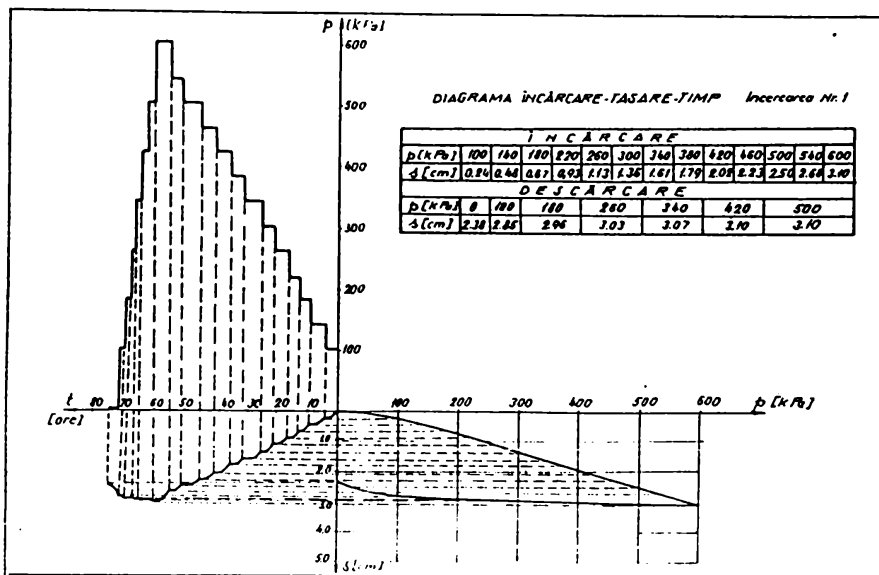


FIG. 5.20a

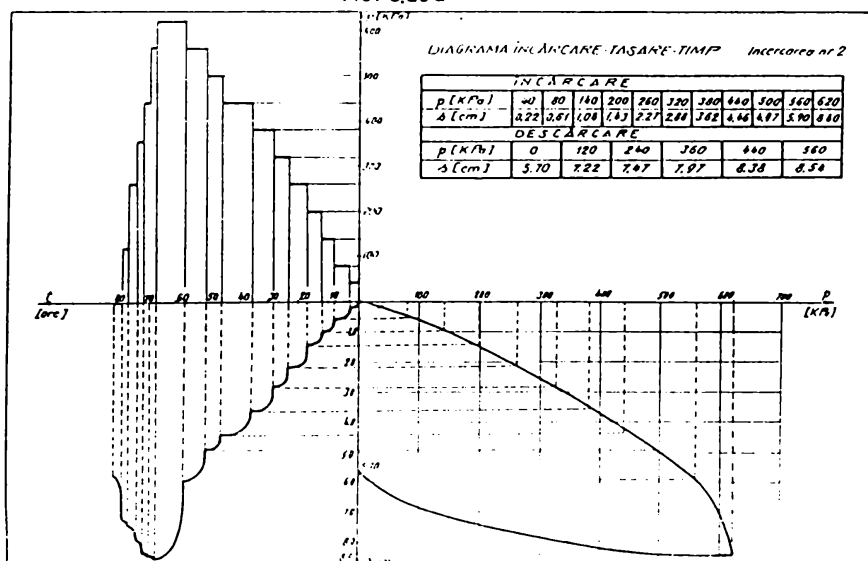


FIG. 5.20b

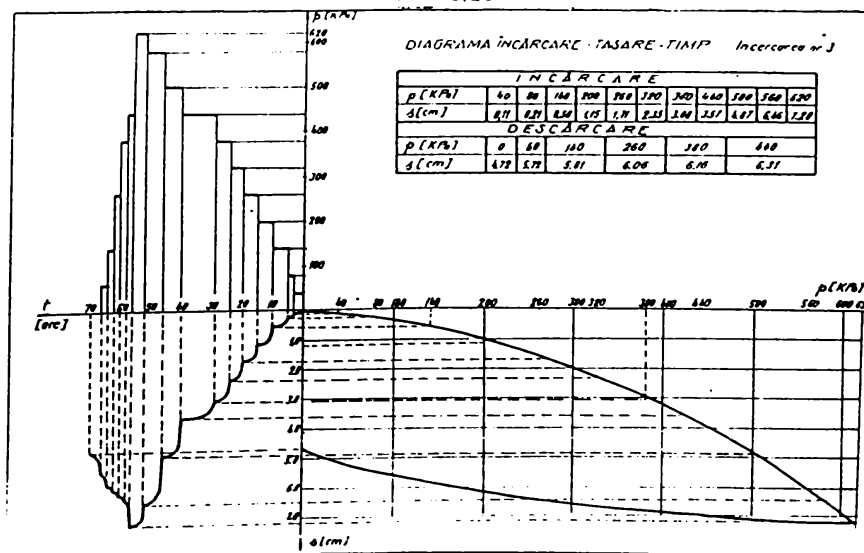


FIG. 5.20c

teren împănăt cu grosimea de 1.00-1.20m.

La împănarea fiecărui strat, înălțimea de cădere a maiului a crescut de la 2-3m la 6-7m.

5.2.2.3. Studii privind capacitatea portantă a terenului îmbunătățit.

Pentru determinarea capacității portante s-au efectuat 3 încercări cu placa rigidă de 1.0mp.

Diagramele de încărcare-tasare și datele încercărilor sunt prezentate în fig. 5.20.

Pe baza încercărilor s-a determinat modulul de deformație liniară al terenului îmbunătățit.

Din analiza diagramelor de încărcare-tasare se constată că presiunea maximă pe teren este de 5.60daN/cm², la o tasare s<8cm.

Calculul modulului de deformație liniară pe baza prevederilor STAS 8942/3-84 a condus la valori ale acestuia de 150-170daN/mp.

Comparând valorile obținute experimental cu cele teoretice (conform studiilor teoretice efectuate în cap 3) se constată că pentru o valoare medie a amprentei de 2-3cm, pentru o lovitură a maiului de la 6-7m înălțime se obține:

- coeficientul de amplificare dinamică

$$\varphi = 12.59 \quad (\text{conf. tab. 3.5})$$

- energia de compactare (E) și adâncimea medie de compactare (h_a)

$$E = 240t$$

$$h_a = 2.68m \quad (\text{conf. tab. 3.17})$$

- tensiunea dinamică de compactare:

$$\sigma_d^{\text{med}} = 559.5 \text{ KN/mp} \quad (\text{conf. tab. 3.11})$$

- modulul de deformație liniară (E_s^{med})

$$E_s^{\text{med}} = 141.5 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{conf. tab. 3.23})$$

presiunea statică pe terenul îmbunătățit

$$p = \sigma_{st} = \sigma_d / \varphi = 4.4 \text{ daN/cm}^2$$

Comparând valorile calculate cu cele experimentale se constată următoarele:

a) modulul de deformație liniară

- calculat E_s = 141.5daN/cm²

- experimental E = 150-170daN/cm²

- diferențe - 5...20%

b) presiune pe teren pentru o tasare Δ_h = 2-3cm

- calculat 4.4daN/cm²

- din curbele de încărcare-tasare 4-5daN/cm²

- diferențe 10-15%

Din cele două exemple prezentate se constată că metodele de calcul elaborată de autor și prezentată în cap. 3, aproximează destul de bine rezultatele experimentale, diferențele între mărimile calculate și cele experimentale situându-se sub 20%, ceea ce permite o verificare în bune condiții a amplasamentului printr-un număr minim de încercări cu placa și prin verificări curente de amprentă, care sunt simple de executat și nu necesită costuri suplimentare sau lungirea timpului de execuție.

6. CERCETĂRI EXPERIMENTALE ȘI APLICAȚII PE AMPLASAMENTE DE TIP II

6.1. STUDII PRIVIND STABILIZAREA UNUI VERSANT INSTABIL DIN MUNICIPIUL ZALĂU

6.1.1. ASPECTE GENERALE STUDIATE ȘI PREZENTARE SUMARĂ

În municipiul Zalău, după cum a fost prezentat detaliat în cap.2, terenurile dificile din punct de vedere al condițiilor de fundare au o mare răspândire. Fundarea pe amplasamente de tip I și amplasamente de tip II, a constituit o preocupare permanentă a specialiștilor din localitate și a specialiștilor din principalele institute de învățământ, cercetare și proiectare din țară, o prioritate deosebită având-o colaborarea cu Facultatea de Construcții din Timișoara.

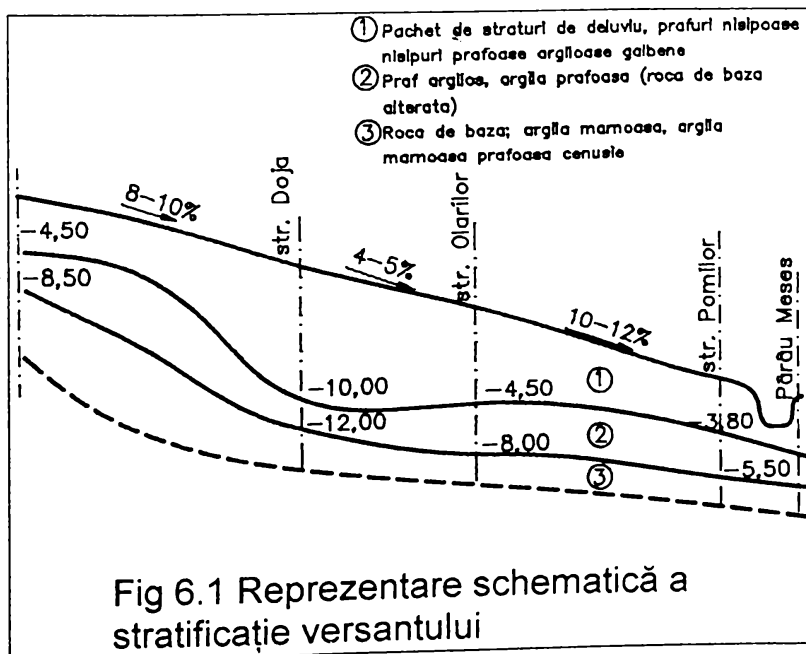
Stabilizarea versanților instabili, pe care s-a dezvoltat orașul Zalău a constituit și constituie o preocupare permanentă a cercetărilor tehnico-aplicative efectuate, cercetări la care și autorul a participat în mod direct.

Studiile efectuate de autor, referitoare la stabilitatea principalilor versanți din municipiu, au arătat că fenomenele de instabilitate se manifestă în principal prin fenomene de curgere lentă ale straturilor de pământuri situate

la suprafață, până la adâncimi de 3.5-4.5m.

Principalele aspecte referitoare la stabilitatea versantului situat în zona centrală a orașului sunt următoarele, (fig. 6.1):

a) în profil transversal versantul are lungimi cuprinse între 180.0m și 230.0m, cu pante mai pronunțate (10% - 14%) în zona superioară și respectiv la bază, și o pantă atenuată (4 - 6%) în zona mediană.



Diferența de nivel dintre coamă și bază este cuprinsă între 20 și 30m.

b) sub aspect litologic, studiile au arătat că, până la adâncimi de 4-5m, stratificația este destul de neuniformă fiind constituită în principal din prafuri argiloase saturate, cu intercalații de natură nisipoasă sau chiar pungi de balast.

În zona mediană a versantului, această alternanță de straturi se extinde până la adâncimi de 8-9m. Roca de bază, constituită dintr-o argilă marnoasă compactă, este interceptată la adâncimi cuprinse între 6-8m (la bază respectiv coama versantului) și 9-12m în zona de mijloc.

Între pachetul argilo-nisipos și roca de bază este un strat de argilă nisipoasă cu plasticitate medie, rezultat în urma alterării rocii de bază.

Apa subterană este cantonată la adâncimea de 4-5m, fiind interceptată constant la acest nivel atât în zona amonte a versantului cât și la baza acestuia.

c) fenomenele de instabilitate se manifestă în principal prin curgere lentă de suprafață a pachetului argilo-nisipos, cu viteza estimată la 2-4m pe an, fiind înregistrate și valori mai mari în perioadele cu precipitații abundente.

Pe lângă acest fenomen s-au produs și alunecări de teren cu caracter local, manifestate în principal în partea de la baza versantului. Producerea alunecărilor locale are loc cu viteze reduse, ruperea având un caracter progresiv, în falii mici, dinspre aval spre amonte.

Apariția și întreținerea fenomenului de instabilitate a versantului este consecința următoarelor fenomene de bază:

1. Variația nivelului apei subterane, ca rezultat al infiltrării apelor din precipitații, este factorul principal ce generează procesul de curgere lentă și care este în legătură directă cu infiltrația apelor de suprafață, corelată cu absența unui sistem de colectare și disipare spre vale a acestor ape, ceea ce facilitează infiltrarea în masiv a unei cantități considerabile de apă și deci modificarea nivelului hidrostatic, ceea ce contribuie la propagarea fenomenului de curgere lentă.

Deasemenea permeabilitatea diferită a straturilor din care este alcătuit pachetul deluvial de la suprafață favorizează apariția și menținerea orizonturilor cu umiditate excesivă;

2. Alunecările locale produse în principal de eroziunea bazei versantului, ca urmare a variațiilor de nivel și viteză de curgere (viituri) a pârâului Meseș situat la poalele versantului.

Destabilizarea bazei versantului provoacă propagarea fenomenelor de alunecare înspre amonte, de-a lungul unor suprafețe situate de regulă la interferența pachetului argilos cu stratul de marnă alterată.

Măsurile prin care se poate realiza consolidarea versantului, constau în adoptarea unor soluții care să conducă la eliminarea sau altenuarea cauzelor care stau la originea fenomenelor de instabilitate.

Pornind de la aceste considerente măsurile care au fost adoptate și au

constituit obiect de informare pentru autor se vor prezenta în continuare și pot fi grupate în două categorii:

a) măsuri de consolidare în scopul împiedecării producerii alunecărilor de teren la baza versantului, respectiv a propagării acestora spre amonte, cum ar fi (fig. 6.2 și 6.3)

- regularizarea cursului de apă (pârâul Meseș) de la baza versantului,

a) Măsuri de consolidare în scopul împiedecării producerii alunecărilor de teren la baza versantului, respectiv a propagării acestora spre amonte, cum ar fi (fig. 6.2)

- regularizarea cursului de apă (pârâul Meseș) de la baza versantului, astfel încât corecțiile de teren față de cursul inițial să evite săpăturile în malul aferent versantului instabil.

În același timp soluția constructivă pentru secțiunea de curgere a fost aleasă de așa manieră încât să constituie și sistem de spijinire locală pentru zona afectată de alunecări de la baza masivului;

- lestarea văii prin așternerea în perimetrul ei (deasupra traseului regularizat) a unei umpluturi din pământ compactat (fig. 6.3) cu o grosime de cca. 3m, măsurată în axul văii.

- consolidări, prin intermediul unor sisteme de prrijin masive, cu rolul de a atenua micările de curgere lentă, caracteristice zonei mediane și de coamă și prin aceasta de a decompresa zona puternic solicitată din treimea inferioară a versantului (fig. 6.2)

b) Măsuri de drenare a masivului prin intermediul unei rețele de drenuri care să asigure:

- drenarea întregului versant la o adâncime de cca 3.50-4.00;

- captarea rapidă și pe trasee cât mai scurte posibil, a infiltrațiilor provenite din apele meteorice s-au din rețelele hidroedilitare;

- dirijarea spre vale și evacuarea rapidă a apelor colectate, emisarul fiind cursul de apă de la baza versantului în varianta sistematizată.

Lucrările de stabilizare efectuate până în prezent au cuprins zona între străzile Doja, respectiv Republicii. Lucrările au fost începute în 1988, în vederea construirii ansamblului de locuințe " Muncitorilor", și a fost continuată în 1992 pe amplasamentul aferent zonei "Olarilor".

Lucrările de stabilizare ale versantului au fost executate etapizat și anume:

Etapa 1. A cuprins lucrări de execuție a regularizării pârâului Meseș până în aval de punctul de debușare al colectorului D3 cu cca 20m (fig. 6.2)

Etapa 2. Executarea rețelelor de drenaj și a sistemului de spijinire masivă. Sistemul de drenaj și poziția chesoanelor este prezentată în fig. (6.2)

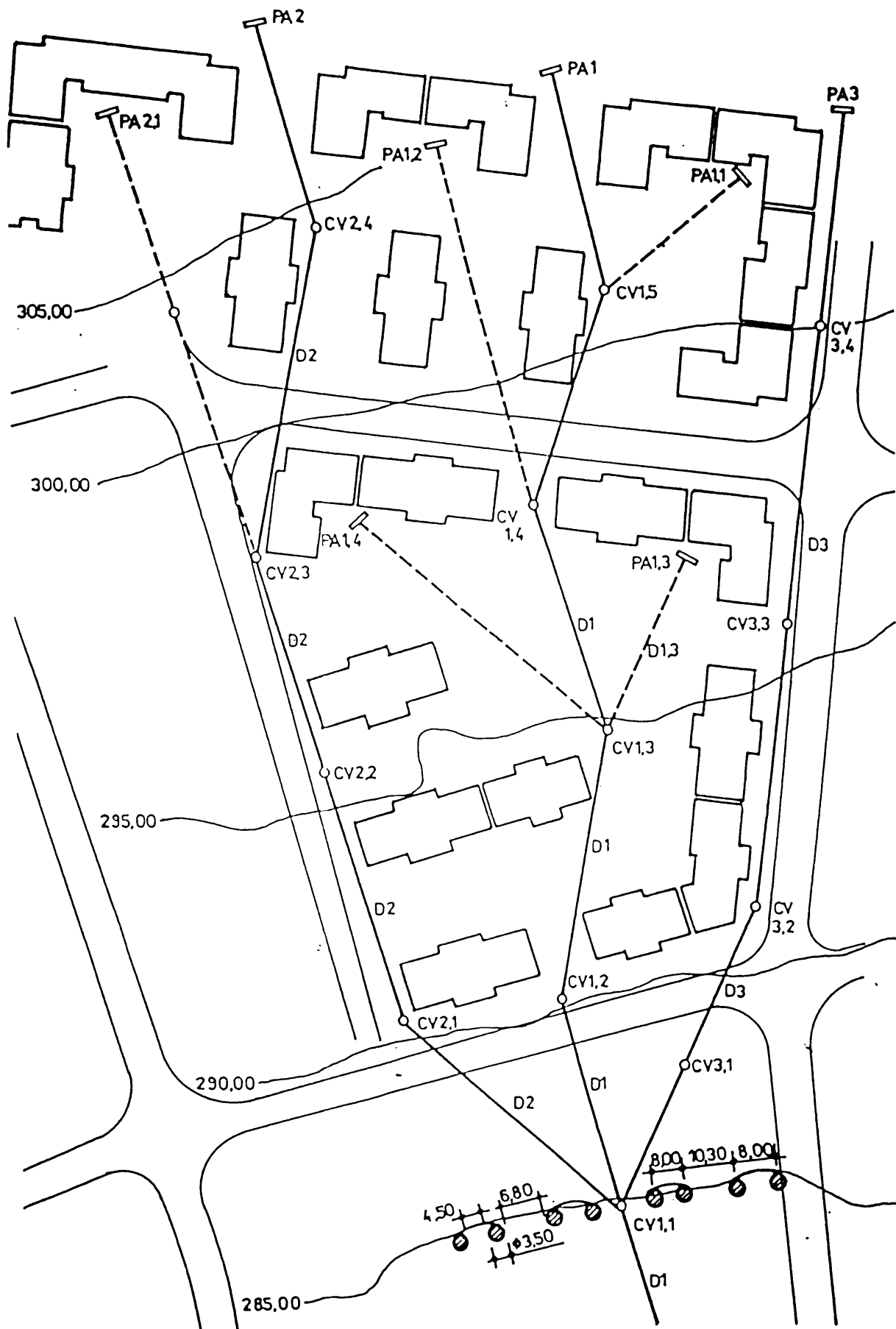
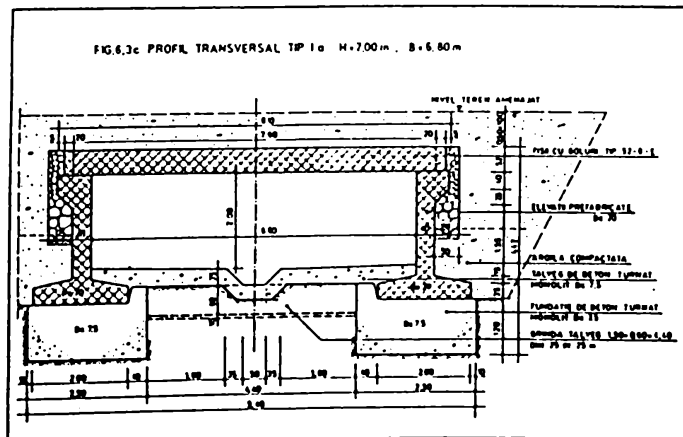
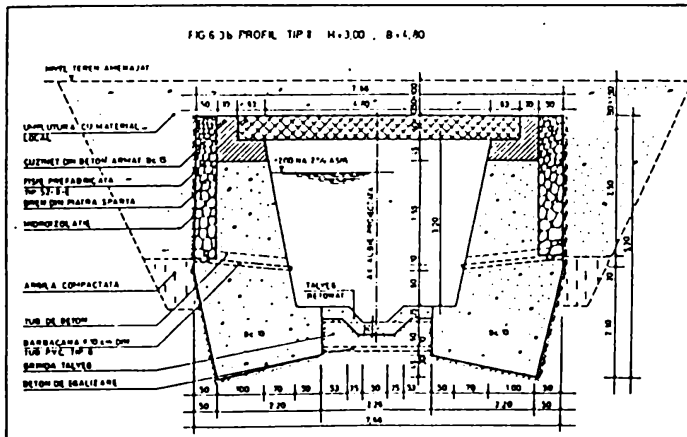
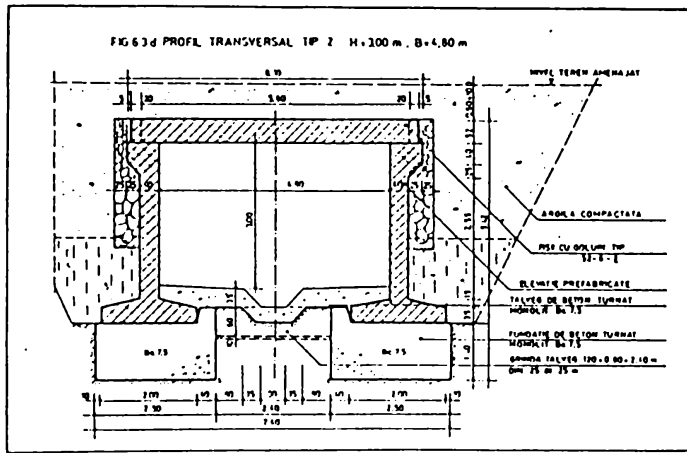
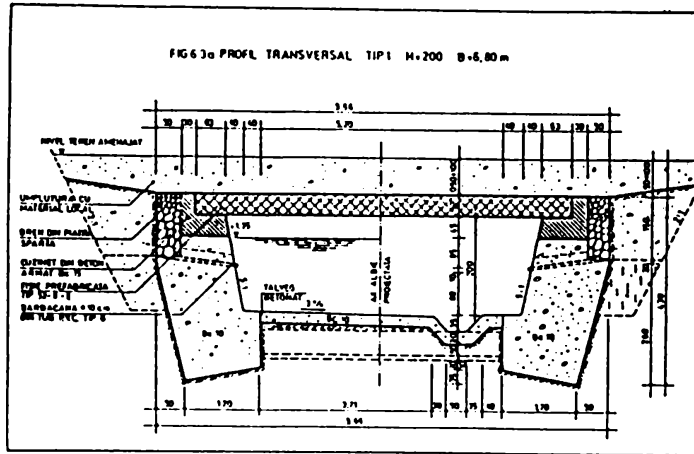


FIG. 6.2 SISTEM DE CONSOLIDARE



Suprafața versantului fiind mare cca 8-10000mp), etapizarea lucrărilor s-a făcut prin împărțirea în 4 zone (Olarilor I...IV), cu lățimi de cca 130-200m și lungimi variabile, cuprins între valea pârâului Meseș și strada Gh. Doja.

În fig. 6.2 este prezentat planul de situație și sistemul de consolidare pe tronsonul "Olarilor I"

Această tratare etapizată a versantului a permis, tratarea pe fiecare zonă a particularităților concrete de manifestare a fenomenului de instabilitate și mobilarea versantului numai după ce pe baza urmării comportării versantului după execuția lucrărilor de stabilizare s-a stabilit eficiența certă a acestora.

Până în prezent (1997) s-au efectuat lucrări de consolidare pe zona Olarilor I (fig. 6.2) și a fost proiectată la nivel DDE zona Olarilor II (vezi harta din fig. 2.1)

6.1.2. LUCRĂRI DE STABILIZARE A VERSANTULUI PE ZONA OLARILOR I

Pe baza studiilor și cercetărilor geologico-tehnice și hidrologice, lucrările de consolidare proiectate și executate au constat din:

- a) regularizarea cursului pârâului Meseș;
- b) execuția unui ecran discontinuu de sprijin, îngropat, realizat din chesoane deschise;
- c) executarea rețelei de drenuri pe versant;
- d) executarea umpluturii peste zona regularizată a pârâului Meseș.

6.1.2.1 Lucrări de regularizare a cursului pârâului Meseș

În zona amplasamentului Olarilor I, regularizarea pârâului Meseș s-a executat pe o porțiune de aprox. 80m.

Pe întreaga porțiune adiacentă versantului regularizarea s-a realizat în varrianta unui canal închis de formă dreptunghiulară (fig. 6.3) a cărei aplicare s-a studiat în mai multe variante de execuție (monolită sau prefabricată).

În fig. 6.3 se prezintă câteva profile caracteristice extrase din proiectul de execuție al închiderii și leștării văii, care să constituie un alt element de stabilizare a " piciorului " versantului.

Radierul este realizat ca și radier de greutate din beton simplu, pereții verticali din beton ciclopian, iar tavanul este conceput sub formă de placă plană prefabricată, având rolul de a permite deplasarea de utilaje în timpul

regularizării.

Lățimea canalului este de 3.50m, iar înălțimea de 3.00m, având o secțiune transversală de 13.50 mp.

Pereții verticali ai canalului au fost concepuți , astfel încât să fie și elemente de sprijin masive, iar canalul în ansamblu să constituie o structură rigidă care să stabilizeze partea din aval a versantului.

Pe tronsonul Olarilor I, canalul s-a executat în variantă monolită, urmând ca pe tronsoanele următoare să se execute în variantă prefabricată.

6.1.2.2. Ecran discontinuu de sprijin , îngropat, realizat din chesoane deschise

Zona de aval a amplasamentului Olarilor I a fost în mod evident afectată de o alunecare de teren ce s-a produs într-o perioadă anterioară de-a lungul unui plan definit de roca de bază care în această zonă se află relativ la suprafață.

Pentru a împiedica extinderea alunecării înspre amonte și totodată pentru a asigura o sprijinire a terenului din pachetul de deluvii aflat într-un proces de curgere lentă, la cota +285.0m (fig. 6.2), practic de-a lungul curbei de nivel 285.0, s-a realizat un ecran discontinuu format din grupe de câte două chesoane cu distanța interax de 8.00m, distanța dintre grupele de chesoane fiind de 6.80m, măsurată de la marginea chesoanelor marginale din cadrul a două grupe adiacente.

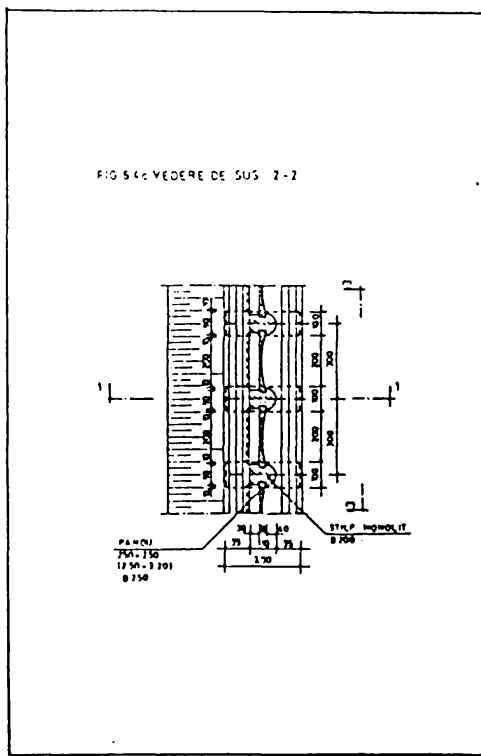
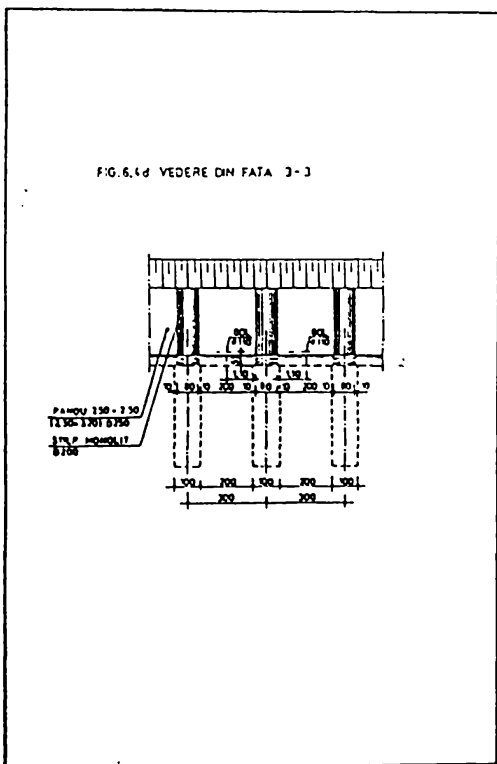
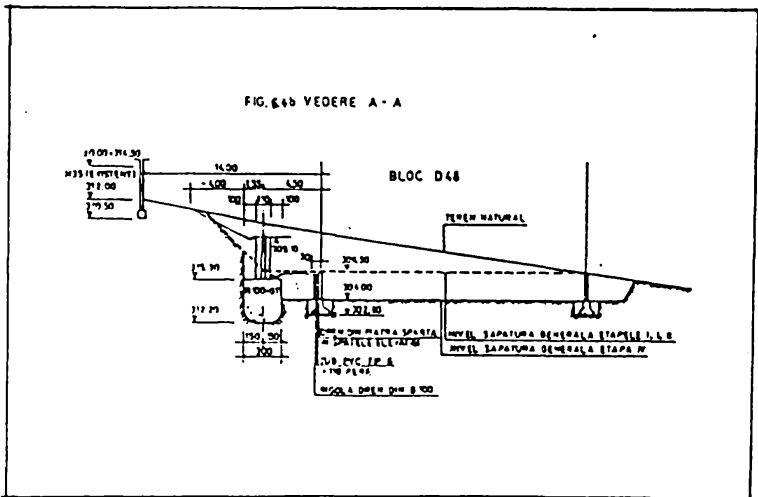
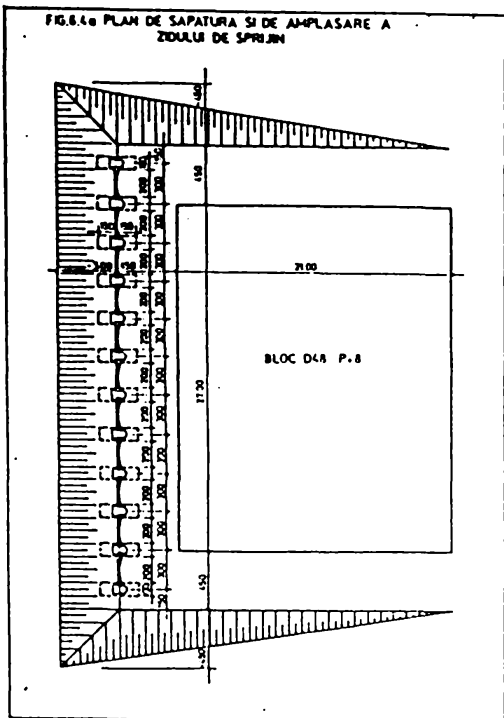
Această amplasare a rezultat ca urmare a calculelor de verificare a stabilității chesoanelor sub acțiunea încărcărilor provenite din masiv, neglijând rezistența pasivă ce apare în mod evident în partea opusă, acțiunii împingerii active a pământului. Calculele de stabilitate făcându-se prin metoda Jambu.

Chesoanele au fost încastrate în stratul de bază (argilă marnoasă) pe o lungime de 1.5...2.0m, iar pentru obținerea unei stabilități sporite, chesoanele au fost umplute cu balast bine compactat, astfel încât greutatea volumică a acestuia după compactare să fie de cel puțin 18.5KN/m^3 .

Existența unor blocuri de locuințe P+8E, înainte de realizarea lucrărilor de consolidare și stabilizare ale versantului a impus luarea unor măsuri de protejare a acestora prin ziduri de sprijin care să împiedice eventualele detensionări ale masivului instabil și producerea unor inevitabile alunecări de teren.

Soluția de sprijinire studiată teoretic în cap.4 este alcătuită din următoarele elemente (fig. 6.4):

- fundație monolită (1.00x3.00m)
- stâlp monolit $\Phi 80$
- elemente de suprafață curbe prefabricate.



În fig.6.4 se prezintă un element de aplicare a acestei soluții pentru blocul D.48, la care soluția de fundare a constituit-o fundațiile continue.

6.1.2.3.Studiul soluției de execuție prin rețele de drenuri

Având în vedere condițiile reale în care s-a format relieful din zona intravilanului municipiului Zalău, starea de tensiuni caracteristice pentru orice punct din masivul de deluviu, respectiv energia mare de expansiune, de destindere laterală, în special, în cazul unor fenomene de dezechilibrare brutală (excavații nesprijinite), soluția de drenare aplicată și studiată de autor a trebuit să asigure un grad de deranjare minimă a versantului.

În acest sens a fost elaborată tehnologia de execuție a drenurilor înguste care presupune următoarele:

- executarea mecanizată a unei săpături în tranșee îngustă până la cota prevăzută în proiect<

- pozarea la cota prevăzută a drenului alcătuit din;
- tub drenant din P.V.C. , riflat protejat cu geotextil;
- corp drenant alcătuit din material granular (balast);
- executarea umpluturii din pământ pentru închiderea tranșeei.
- executarea căminelor de racordare, respectiv de vizitare a drenurilor.

La execuția rețelei de drenuri au fost urmărite două aspecte importante:

a) după execuția săpăturii la dren, pozarea drenului și introducerea corpului filtrant (balast, pietriș), săpătura drenului s-a închis cu material de umplură cât mai puțin permeabil, care la suprafață s-a compactat corespunzător realizându-se așa numitul "capac de dren".

b) imediat după execuție, căminele de racordare și vizitare a drenurilor au fost acoperite cu capace, astfel încât să fie împiedecată pătrunderea în interiorul lor a unor materiale care să înfunde sau să colmateze drenul.

Nerespectarea acestor condiții ar fi putut avea urmări grave funcționării drenurilor și implicit asupra stabilității versantului, întrucât se poate produce fie alimentarea excesivă cu apă a

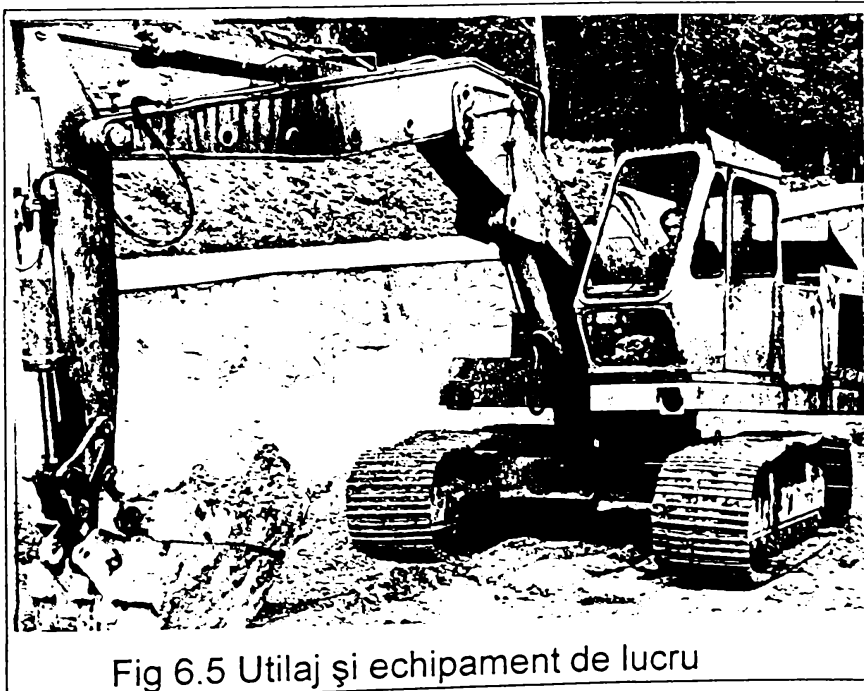


Fig 6.5 Utilaj și echipament de lucru

straturilor din adâncime, fie scoaterea din funcțiune a întregii ramuri prin colmatare sau înfundarea unui sector de dren.

Lucrările de execuție a rețelei de drenuri s-au început de la baza versantului, în primă fază s-au executat colectoare principale, iar în faza următoare s-au executat căminele și ramurile secundare ale drenului.

Executarea tranșeei înguste s-a făcut cu ajutorul unui excavator S1201 echipat cu braț prelungit și o cupă îngustă, echipament de fabricație românească (fig. 6.5).

Acest echipament se fabrică în trei variante a căror caracteristici sunt prezentate în tab. 6.1.

Tabelul 6.1 Caracteristici tehnice ale echipamentului atașabil la excavatorul S1201

Caracteristică	UM	EE-03	EE-04	EE-05
Lățimea max. a echipamentului	m	0.3	0.4	0.6
Lățimea cupei	m	0.3	0.4	0.6
Capacitatea cupei	m ³	0.10	0.11	0.15
Greutatea medie a echipamentului	t	2500	3170	3295
Raza max. de săpare	m	13.50	12.30	12.30
Înălțimea max. de descăcare	m	6.10	5.20	5.20
Adâncimea max. de săpare	m	11.00	10.00	10.00

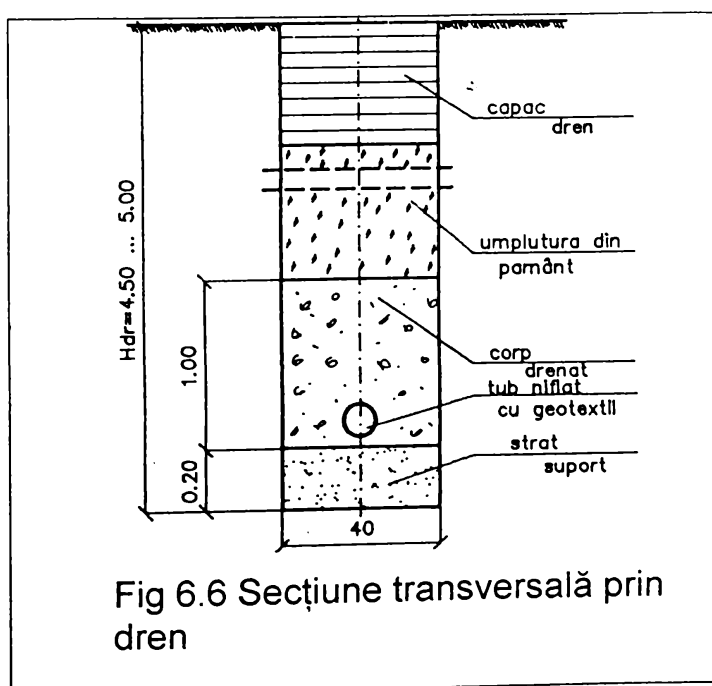


Fig 6.6 Secțiune transversală prin dren

Deoarece deluviul în care s-au executat (Olarilor I) și urmează să se execute (Olarilor II - IV), drenurile prezintă o energie foarte mare de expansiune laterală, datorită redistribuției stării de tensiune în zona pereților laterali ai excavației, a fost necesară realizarea unor sprijiniri pășitoare care să poată fi montate și șpraițuite rapid.

De asemenea operația de demontare este necesar să se facă ușor și fără efort deosebit.

Pe tronsonul Olarilor I s-a

utilizat echipamentul EE-04 (tab. 6.1), care a permis realizarea unei tranșee cu lățimea de 40cm.

Secțiunea transversală tip adoptată este prezentată în fig. 6.6

Materialele din care este realizat drenul sunt de producție românească și au fost alese atât din considerente geotehnice cât și tehnologice:

a) tubul de drenaj din plastic riflat utilizat a avut diametrul 8-11cm, pentru colectoarele principale, iar la drenurile secundare s-a utilizat tubul de drenaj riflat cu diametru de 5...6.5cm.

A fost ales acest tub de drenaj deoarece greutatea pe metru liniar este mică, este foarte flexibil și are o rigiditate transversală ridicată.

Acest tub de drenaj satisface condițiile tehnologice de realizare a drenului.

Caracteristicile tehnice principale ale tuburilor riflate sunt prezentate în tab. 6.2.

b) geotextilul utilizat pentru nivelarea în două straturi a tubului riflat este terasinul și netesinul, care sunt geotextile netesute livrate sub formă de suluri cu lățimi de 1...1.5m și lungimi de cel puțin 15m.

Tabelul 6.2 Suprafața perforațiilor la tuburile de drenaj din plastic riflat

Nr. crt	Tipuri de dren	Diametrul (cm)	Numărul de rânduri de găuri	Suprafața totală a perforațiilor pe metru liniar (mmp/ml)
1	Dren plastic riflat	11	16	3280
2	Dren plastic riflat	8.0	6	2550
3	Dren plastic riflat	6.5	6	1440
4	Dren plastic riflat	5.0	6	2730

Caracteristic acestor materiale geotextile este faptul că sunt rezistente la strivire, forfecare, poansonare, abraziune și la degradare biologică. Raportul rezistență / masa proprie are valori ridicate, sub sarcină prezintă o alungire mare, respectiv o revenire aproape integrală după dispariția încercărilor.

În tab. 6.3 sunt date caracteristicile acestor geotextile.

Geotextilul se adaptează foarte bine la neuniformitățile de încărcare ale terenului.

c) Corpul drenant în care este înglobat tubul riflat (tubul colector) a fost constituit din balast, care pe lângă o permeabilitate ridicată, prezintă și avantajul unui material ce creează la partea inferioară a excavației un corp de umplură capabil să echilibreze rapid tendința de redistribuire a stării de tensiune la nivelul pereților excavației. De asemenea, prin conținutul de nisip, balastul crează un mediu ce împiedică colmatarea drenului în timp.

Tabelul 6.3 Tipurile constructive și caracteristicile terasinului și netesinului folosite ca materiale filtrante pentru drenaj

Nr. crt	Denumire material	Masa (gf/m ²)		Rezistența la întindere (daN/cm ²)		Alungirea la rupere (%)		Rezistența la sfâșiere (daN/cm ²)		Rezist. hidrodinamică (g/oră)	Preț livra-re (lei/mp)
				long	transv	long	transv	long	transv		
1	Terasin 200	200-250	2.6	3	4	40	70	4	4	60-70	3.6
2	Terasin 400	400-450	3.2	6	5	30	70	5	7	55-60	5.5
3	Terasin 350-400	350-400	2	3	5	30	50	5	5	80-90	9.0

6.1.2.4. Tehnologia de execuție a drenurilor, utilizată pe tronsonul Olarilor I

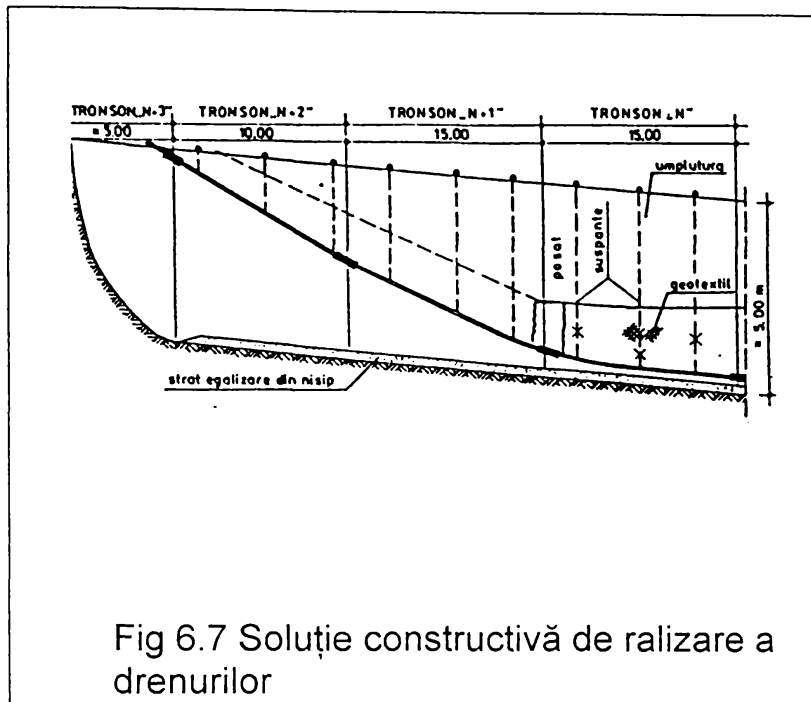
Executarea rețelei de drenaj a versantului a fost precedată de execuția unor lucrări pregătitoare care au constat din:

1. trasarea axului drenurilor;
2. executarea săpăturii generale de-alungul axei de dren, pe distanța maximă de 50.0m, executabilă cu lățimea de 3.00m și adâncimea max. de 1.00m, față de cota terenului natural, în scopul nivelării și asigurării pantei corespunzătoare a traseului de lucru;
3. amplasarea țăruișilor de verificare a cotei de săpare în afara axului drenului;
4. pregătirea pentru punerea în operă a materialelor de dren (nisip, balast, pietriș, tub riflat învelit în geotextil precum și a dispozitivelor de spijinire).

Tehnologia de execuție propriu-zisă a drenurilor în varianta de alcătuire din fig. 6.7, a presupus executarea obligatorie a următoarelor faze:

Faza 1. Executarea excavației mecanizate a tranșeei drenului cu realizarea prealabilă a nivelării terenului în zona traseului viitorului dren, cât și trasarea și pichetarea traseului drenului.

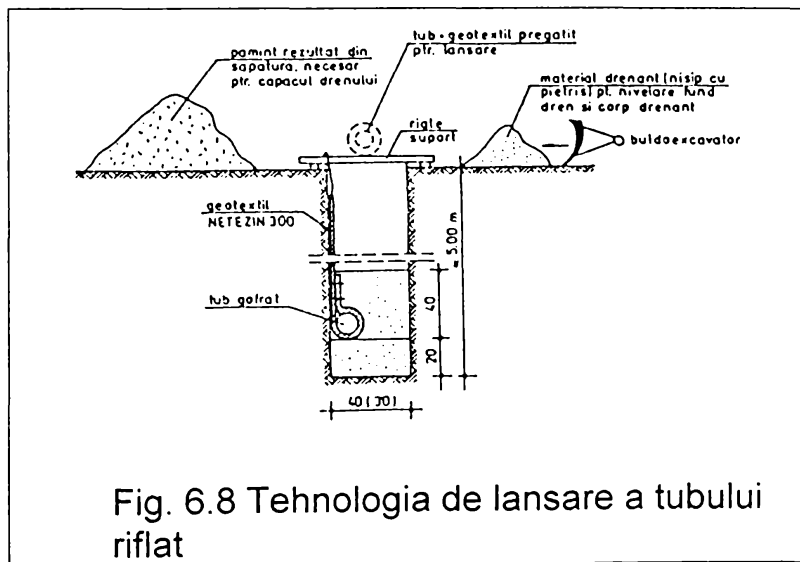
Faza 2. Sprijinirea pereților verticali ai tranșeei drenului cu elemente verticale de sprijin, plasate la distanțe prestabilite. Sprijinirea s-a făcut imediat după ce pe lungimea tronsonului "I" a fost atinsă adâncimea tranșeei cât și lungimea minimă necesară dezvoltării celorlalte faze de lucru.



Faza 3. Așternerea stratului drenat de la baza drenului cu o grosime de 15..20cm, nivelarea acestuia cu respectarea pantei fundului drenului.

Faza 4. Lansarea tubului drenant (fig. 6.8) care, pentru primul tronson se introduce sub ultimul șpraiț al sprijinirii capătul tubului fiind scos la suprafața terenului în zona punctului de începere a excavării.

La capătul dinspre amonte tubul riflat se scoate la suprafață de-a lungul ultimei sprijiniri din amonte datorită flexibilității mari ale acestora.



Faza 5. După ce tubul a fost lansat la cotă, se trece la realizarea corpului drenant (fig. 6.9) pe o înălțime de 1.0m. Corpul drenant s-a realizat din balast cu granulozitate continuă.

Faza 6. Se trece la demontarea elementelor de sprijin din aval către amonte concomitent cu

executarea umpluturii de pământ.

Elementul de sprijin se pregătește pentru a fi montat imediat ce este posibil în tronsonul următor ($i + 1$), după care fazele se succed conform celor prezentate anterior.

În prima etapă s-au realizat colectoarele principale, apoi s-au realizat căminele de racordare și vizitare și în final ramurile secundare.

Tehnologia de execuție a căminelor de racordare și vizitare, realizate în variantă prefabricată, din tronsoane circulare cu înălțimea de 1.00m și diametrul interior $D=1.50m$, a presupus următoarele faze:

- lansarea la cotă a prefabricatelor, prin săpare manuală în interior, după principiul de lansare al chesoanelor;
- la interceptarea tubului de dren s-a oprit lansarea, menținându-se prefabricatele în această poziție prin rezemare provizorie pe chituci;

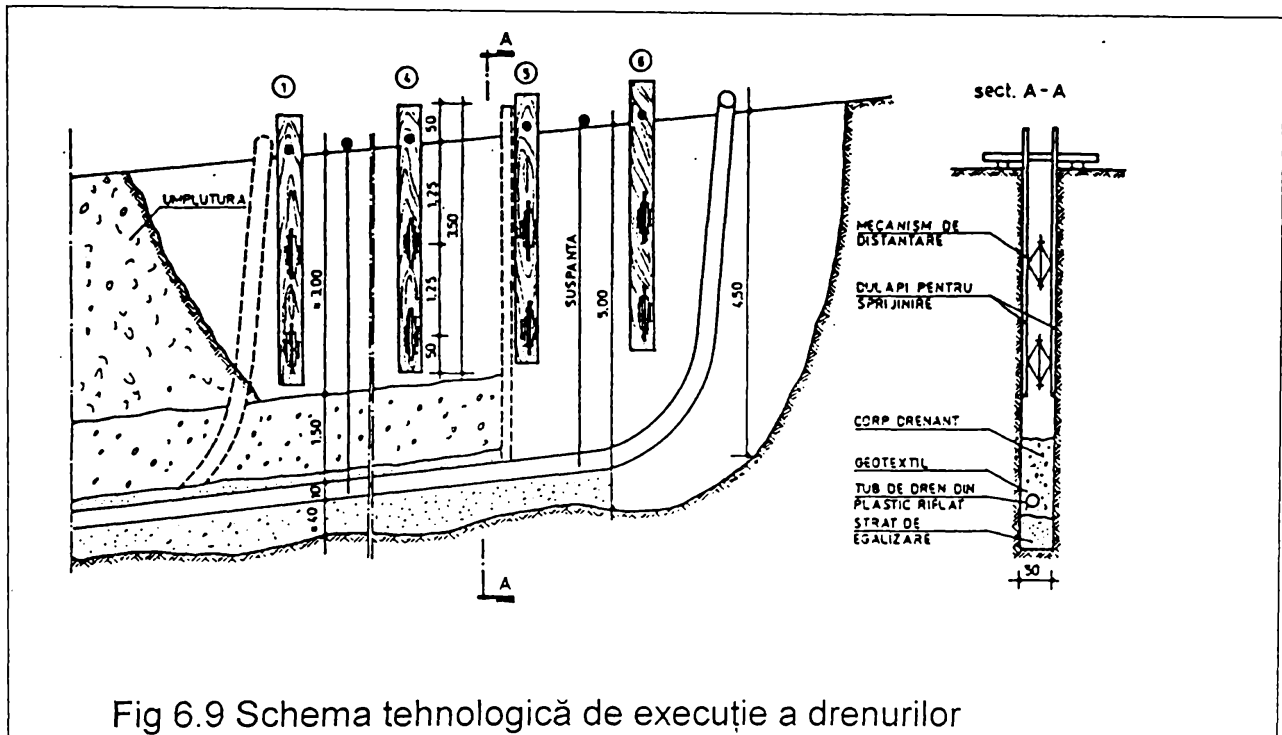


Fig 6.9 Schema tehnologică de execuție a drenurilor

- s-a secționat tubul de dren și s-a continuat săpătura în jurul reazemelor provizorii pe adâncime de 40cm față de cota de interceptare a tubului de dren;
 - s-a executat radierul căminului în grosime de 20cm cu înglobarea reazemelor provizorii;
 - la căminele unde au fost prevăzute racordări cu drenurile secundare s-au lăsat goluri pe direcția racordurilor;
 - montarea capacului căminului, imediat ce execuția acestuia a fost terminată.
- Tronsoanele circulare s-au solidarizat între ele prin sudură pe măsura avansării operațiilor de lansare.

Tehnologia de execuție a ramurilor secundare a fost similară cu cea a colectoarelor principale și a presupus următoarele faze:

- pretrasarea axului drenului;
- executarea săpăturii generale pe o lățime de 3.00m și adâncime de 1.00m;
- trasarea axului drenului;

- execuția propriu-zisă a drenului conform fazelor prezentate în tehnologia de execuție a colectoarelor principale pe primul tronson.

- introducerea tubului de dren manșonat cu geotextil în tranșee, s-a făcut din interiorul căminului de racordare prin fanta prevăzută în acest scop.

Tubul de dren a avut o lungime de 10-12m, astfel încât să fie posibilă agățarea și ridicarea la suprafață a acestuia în vederea mufării;

Datorită faptului că ramurile secundare intersectează curbele de nivel sub unghiuri de 30...60°, pericolul de surpare al pereților tranșeei este mai mare, motiv pentru care distanțele dintre elementele de sprijin a tranșeei au trebuit să nu depășească 80cm interax, iar lungimea de deschidere a săpăturii nu a depășit 6-8m.

6.1.2.5. Aspecte tehnico-economice

Execuția lucrărilor de stabilizare a versantului în zona Olarilor I a permis sintetizarea următoarelor concluzii:

a) soluția tehnică de stabilizare s-a dovedit eficientă din punct de vedere tehnic și economic;

b) rețeaua de drenuri realizată pe amplasament funcționează perfect, observarea ei periodică până în anul 1995, a arătat ca aceasta a preluat în mod constant apa din masiv la un debit variabil funcției de anotimp cât și de cantitatea de precipitații la un moment dat;

c) regularizarea pârâului Meseș în varianta canal închis s-a dovedit deosebit de eficientă, deoarece în zona adiacentă acestuia nu s-a mai manifestat fenomene de alunecări de teren;

d) realizarea ecranului discontinuu de sprijin îngropat, realizat din chesoane deschise, a dus la stoparea completă a alunecărilor de teren din zonă cât și la diminuarea în mod evident a fenomenului de curgere lentă al deluviului din amonte ecranului de sprijin;

e) tehnologia de realizare a drenurilor înguste așa cum a fost concepută și-a dovedit din plin utilitatea tehnică, executându-se în medie 45-55ml de dren într-un interval de 10ore;

f) în ceea ce privește evaluarea cantitativă a valorilor și direcției de dezvoltare a fenomenului de curgere lentă, după realizarea stabilizării, urmează a se face urmărirea prin măsurători înclinometrice.

Având în vedere condițiile de stabilitate ale versantului, modul defectuos în care a fost mobilat cu construcții cât și necesitatea înlăturării fenomenelor de instabilitate se consideră că soluția tehnică satisface toate cerințele, aplicarea ei urmând a se face în continuare pe celelalte zone Olarilor II..IV și pe alți versanți din municipiul, în măsura în care se va dispune de fondurile necesare.

6.2. LUCRĂRI DE CONSOLIDARE A UNOR CONSTRUCȚII EXECUTATE PE AMPLASAMENTE DE TIP II.

Executarea unor construcții pe amplasamente situate pe terenuri potențial instabile, fără luarea unor măsuri prealabile de asigurare a stabilității generale a terenului, a condus la apariția unor fenomene de degradare a unor construcții. În continuare se vor prezenta câteva lucrări de consolidare efectuate pe baza studiilor și cercetărilor întreprinse de autor în perioada 1992-1996.

Studiile efectuate de autor au urmărit următoarele aspecte:

- stabilirea cauzelor care au produs degradarea lucrării de construcție.
- stabilirea soluției de consolidare și asigurare a stabilității construcției.

6.2.1. CONSOLIDARE ZID DE SPRIJIN CREȘĂ - GRĂDINIȚĂ NR 9 ZALĂU

Scopul lucrării a fost consolidarea zidului de sprijin de la Creșa-Grădiniță nr. 9 din Zalău în vederea asigurării stabilității acestuia și evitarea degradării structurii de rezistență a construcției care are un regim de înălțime S+P+1E.

Zidul de sprijin de protecție existent executat în varianta zid de greutate prezenta în anul 1992, 5 fracturi ale elevației și multiple aspecte de pierdere a stabilității prin depășirea rezistenței la lunecare pe talpă.

6.2.1.1. Date geotehnice, Identificarea cauzelor ce au produs degradarea

Geomorfologic, terenul pe care este situată construcția se prezintă în pantă ce coboară de la V-E, iar din punct de vedere geologic este alcătuit din formațiuni marnoase peste care s-au depus argile prăfoase.

Conform studiului geotehnic efectuat, terenul prezintă următoarea stratificație:

- 0-0.6m pământ vegetal;
- 0.60-2.30m argilă cafenie neagră cu materii organice ($I_c = 0.76$, $\gamma = 18.7\text{KN/m}^3$; $\phi = 16^\circ$; $c = 0.25\text{daN/cm}^2$)
- 2.30-4.60 - argilă galbenă ($I_c = 0.80$, $\gamma = 19,5\text{KN/m}^3$; $\phi = 15^\circ$; $c = 0.24\text{daN/cm}^2$)
- 4.60 - argilă marnoasă ($I_c = 1.00$)

Zidul de sprijin de greutate, executat pentru protecția clădirii, a fost executat din beton simplu și are o lungime totală de 52.25m, o grosime la

coronament de 0.60m, 1.40m la nivelul terenului,, înălțimea totală 4.20-4.50m și înălțimea liberă de 2.80-3.00m.

În urma efectuării releveului de expertizare autorul a constatat următoarele:

- existența unui număr de 5 fracturi cu deschidere de 2-5cm în elevația zidului de sprijin;

- fenomene de deplasare pe orizontală și de rotire a zidului în special în dreptul axului 28 al clădirii.

Ca urmare a acestui fenomen, terenul situat între zidul de sprijin și clădire prezenta fenomene de refulare pronunțate, iar rigola de la baza zidului era distrusă.

- barbacanele executate în zid erau inactive ceea ce a evidențiat faptul că drenul din spatele zidului de sprijin este colmatat.

Ca urmare a aspectelor enunțate mai sus stabilitatea generală a zidului de sprijin era grav pereclitată și în consecință nu se mai putea conta pe capacitatea acestuia de protejare a construcției, ceea ce a impus luarea unor măsuri urgente de consolidare.

Structura de rezistență a clădirii nu prezenta indicii că s-au produs degradări ale acesteia.

Din analiza proiectului de execuție și pe baza unor sondaje deschise s-au constatat următoarele:

- sistemul de fundare al construcției constă din fundații continue și izolate;

- cota de fundare este de -1.40 luând drept cotă de referință cota ± 0.00 a construcției;

- cota zidului de sprijin este -1.40;

- distanța dintre zidul de sprijin și construcție variază între 3.50 și 7.00m.

6.2.1.2. Soluția de consolidare aplicată

Soluția de stabilizare a zidului de sprijin fracturat a constat în execuția a 8 chesoane cu ranforți (fig. 6.10). Pentru a asigura preluarea împingerilor aferente zonelor dintre chesoane s-a realizat un sistem de grinzi pe întreaga lungime a zidului de sprijin, una situată la partea superioară a chesonului (cota - 0.25), iar cealaltă situată la partea superioară a ranforților.

Legătura între grinzi s-a realizat între ranforți, prin intermediul unor stâlpi poziționați la mijlocul distanței dintre aceștia (fig. 5.26)

În acest mod în planul zidului se realizează un cadru compus din grinzi-stâlpi și ranforți, încărcările fiind transmise prin intermediul ranforților la chesoane.

Chesoanele au fost dispuse astfel : 4 în zona dintre axele $r_9 - P_{28}$ și câte 2 pe zonele situate la stînga axului r_9 respectiv la dreapta axului P_{28} .

Dimensiunile chesoanelor sunt următoarele:

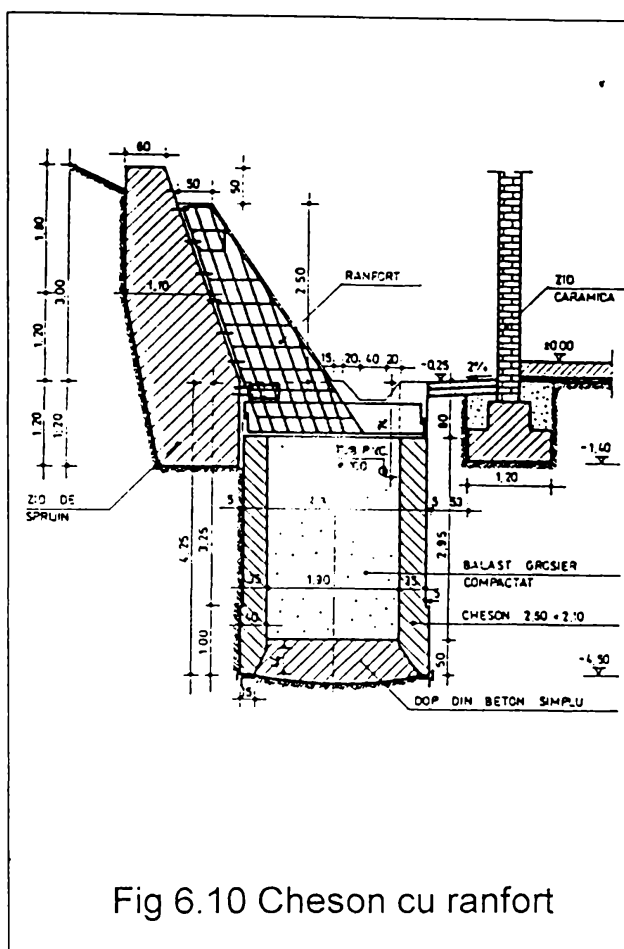


Fig 6.10 Cheson cu ranfort

- la nivelul părții superioare 2.1x2.60 m;
- la nivelul cuțitului 2.20x2.70 m;
- înălțimea totală a chesonului 4.25m;
- grosimea pereților chesonului este de 0.35m, la partea superioară și de 0.40m la partea inferioară.

Cota de fundare a chesoanelor a fost de -4.50m și a pătruns 1.80-2.00m în stratul de argilă marnoasă.

Calculul chesoanelor s-a făcut în conformitate cu normativul PD₃₄ pentru cele 5 stadii de lucru ale acestuia (la coborîre; la scoaterea calajelor de sub cuțit; la începutul săpării; la încastrarea cuțitului, în exploatare).

Schema tehnologică de realizare a consolidării a cuprins etapele:

Etapa 1 Realizarea chesoanelor care a cuprins operațiile:

- cofrarea și turnarea chesoanelor deasupra terenului pe o lungime de 3.45m, scoaterea calajelor și începerea lansării;
- lansarea chesonului prin săparea pământului din interior, pînă la cota -4.50.
- turnarea betonului în dop și după întărirea acestuia introducerea balastului grosier pînă la cota -1.50m.
- montarea armăturii din radierul de închidere al chesonului, în grinda de la cota -0.25 și din ranfort;
- turnarea betonului din radierul de închidere al chesoanelor.

Etapa 2 Armarea și turnarea grinzilor, a stîlpilor și a ramforților care constituie cadrul plan de consolidare a elevației zidului între ramforți.

Etapa 3 Realizarea sistemului de drenaj și de colectare a apelor (fig. 6.12)

Pentru asigurarea preluării apelor meteorice dintre zidul de sprijin și clădire s-a realizat o rigolă cap de dren, avînd secțiunea trapezoidală și o pantă de 1%.

Sistemul drenant realizat sub rigolă este compus (fig. 6.11) din strat de egalizare, tub riflat $\Phi 100$ cu geotextil și corp drenant. Tubul riflat are panta de 1%. Spațiul dintre rigolă și zidul de sprijin s-a betonat pe toată lungimea zidului de sprijin asigurînd o pantă de scurgere spre rigolă de 2%.

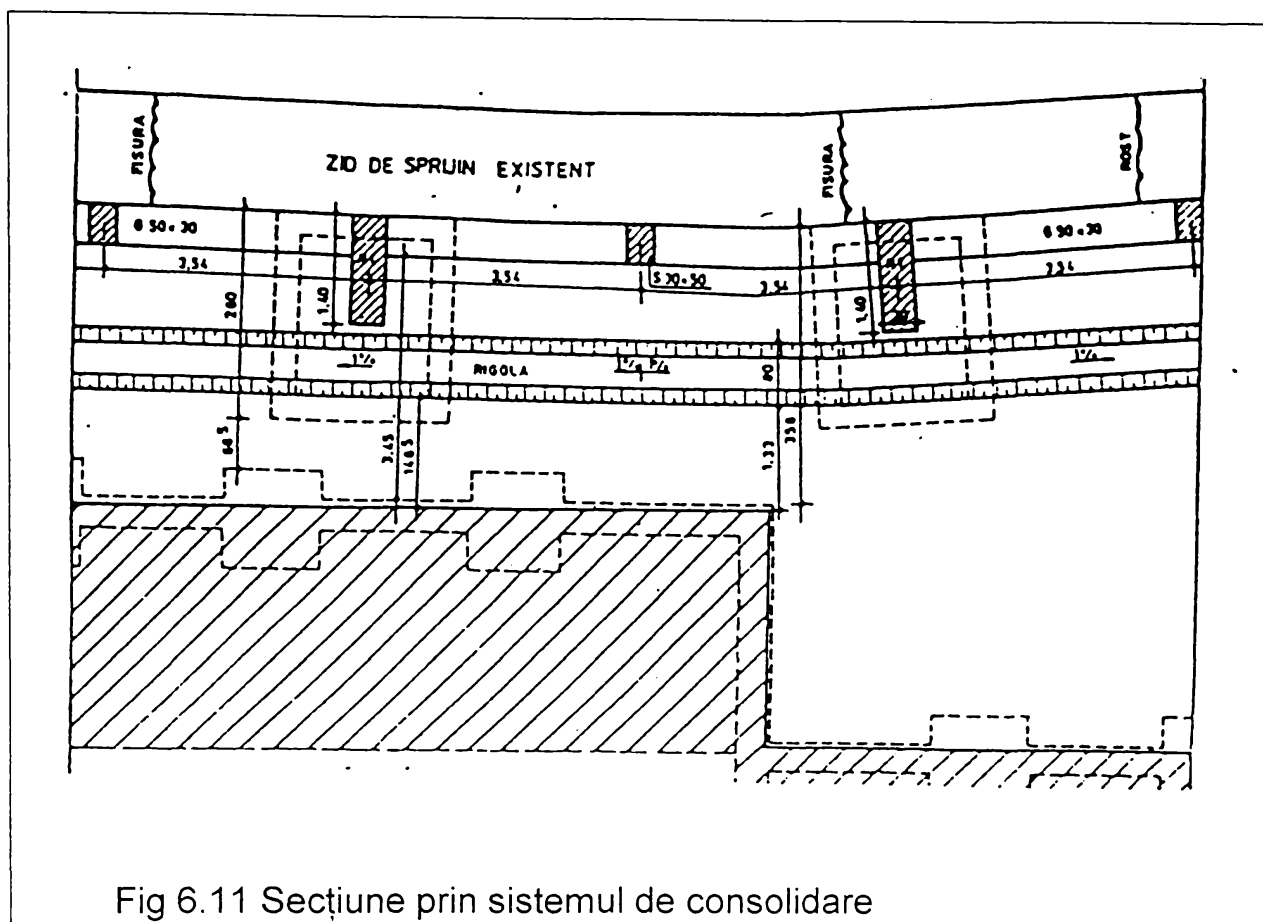


Fig 6.11 Secțiune prin sistemul de consolidare

Rigola și sistemul drenant s-au racordat la căminele de canalizare, existente în apropierea celor două capete ale zidului.

Pentru a asigura un aspect plăcut zidului de sprijin a fost tencuit pe toată suprafața.

Urmărirea comportării zidului de sprijin în perioada 1993-1996, a arătat că soluția de consolidare a rezolvat problema de stabilitate a versantului din amonte, nefiind semnalate apariția de fisuri în elementele de rezistență ale sistemului de consolidare și nici aspecte caracteristice ale terenului care să sugereze că acesta ar mai prezenta fenomene de cedare.

6.2.2. SOLUȚIE DE CONSOLIDARE PENTRU BISERICA ORTODOXĂ DIN COM. POPTLEC JUD SĂLAJ

6.2.2.1 Date despre construcții. Analiza factorilor de instabilitate

Obiectivul cu o vechime de peste 100ani, prezenta la data expertizării (1993), 4 fracturi ale zidurilor longitudinale, cu legături de continuitate între ele, care puneau în pericol stabilitatea generală a clădirii.

Clădirea bisericii are dimensiunile în plan de 22x8.50m și o înălțime la turlă de 22.0m și 8.0m în restul construcției, și este amplasată pe un teren în pantă.

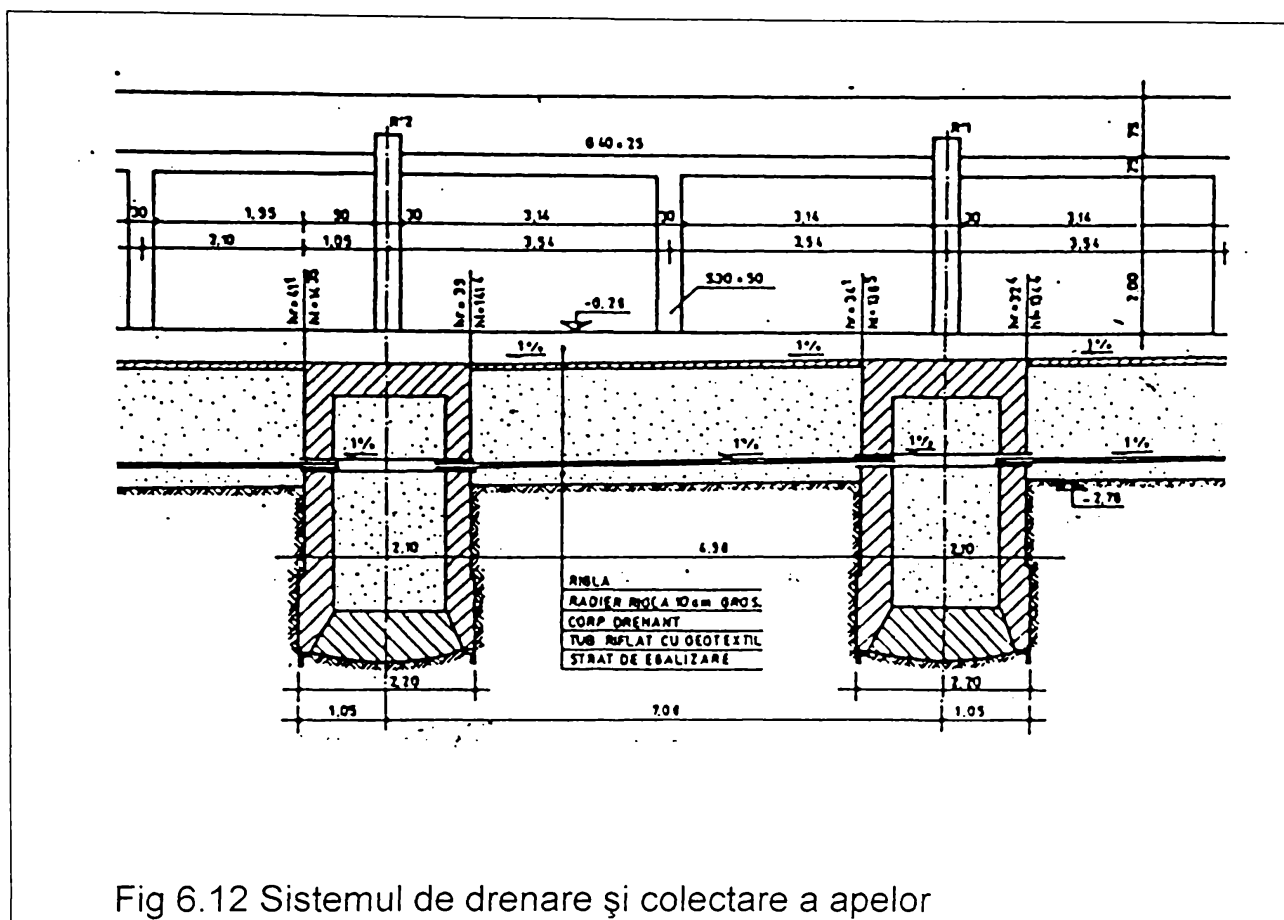


Fig 6.12 Sistemul de drenare și colectare a apelor

Structura de rezistență este compusă din ziduri portante, realizate din piatră brută cu mortar de var, grosimea zidurilor fiind de 1.00m. Mortarul folosit pentru executarea zidăriei se prezintă sfărâmicios, pierzându-și parțial valențele de material de legătură dintre blocurile de piatră. Tavanul boltit al bisericii are o structură de rezistență constituită din arce din lemn ce descarcă pe zidurile portante longitudinale.

Structura de rezistență a acoperișului este constituită din căpriori și pene de coamă și de structură. În plan transversal căpriorii sunt legați prin 2 rînduri de clești situați desupra arcelor bolții, constituind niște ferme fără talpă, soluție constructivă care a introdus, la nivelul panii inferioare în zona zidurilor longitudinale, a unor forțe orizontale care în timp au produs deplasări ale zidurilor la partea superioară a acestora.

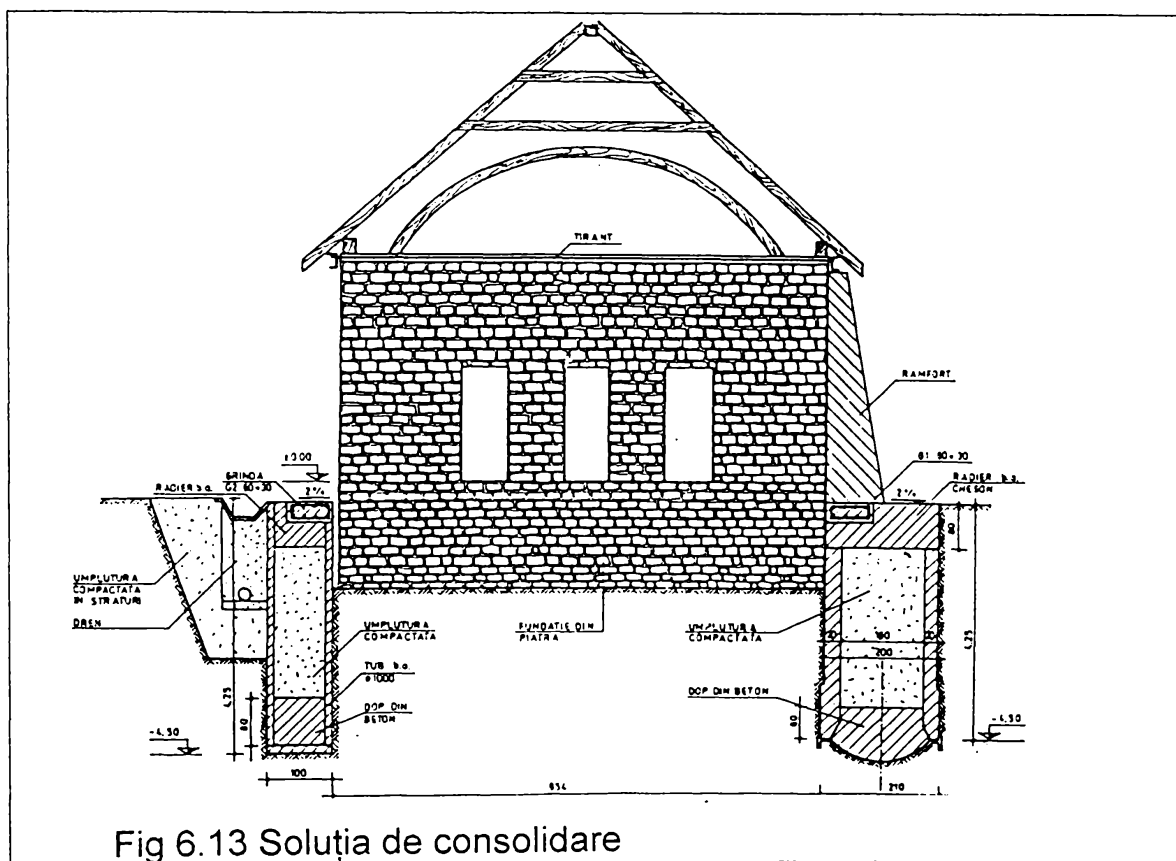
Principalele defecțiuni constatate în structură sunt:

- existența unui număr de 4 fracturi cu legături de continuitate, cu deschidere de 3-5cm;
- deplasări ale peretelui longitudinal de 2-5cm la partea superioară și 3-7cm în zona mediană și la partea inferioară care sugerează o deplasare de translație și de rotire a zidului;
- crăpături în trotuarul de acces și desprinderi ale acestuia;
- aspect vălurit al terenului în aval;

- crăpături în zidurile din beton ale mormitelor situate în aval la 3-4m de zidul bisericii.

În urma efectuării acestor observații s-a apreciat că fracturarea zidurilor, ca urmare a deplasărilor de translație și de rotație se datorează în mare parte înmuierii staturilor de pământ aflate sub fundații, datorită inexistenței unor măsuri de drenare a apelor din precipitații, precum și datorită unei instabilități a terenului printr-un fenomen de curgere lentă.

6.2.2.2. Soluția de consolidare



Rezultată pe baza studiilor efectuate constă din (fig. 6.13):

- realizarea a 3 chesoane și a 3 ranforți dispuse de-a lungul zidului longitudinal, care au rolul de a împiedeca deplasarea zidului la partea superioară și în același timp, preluarea încărcărilor datorite curgerii lente a terenului;

- realizarea unor grinzi G_1 și G_2 la partea inferioară a ranforților pe toată lungimea peretelui longitudinal și semicircular al altarului, cu rol de a împiedeca deplasările la partea inferioară a zidului;

- fixarea în lungul zidurilor longitudinale a două profile U_{16} , legate între ele prin intermediul a trei tiranți $\Phi 30$ care au rolul de a prelua împingerile date

de structura de rezistență a acoperișului, care datorită soluției de realizare introduce forțe orizontale neechilibrate.

- realizarea unui sistem drenant și a unei rigole de dren în jurul bisericii pentru împiedecarea infiltrării apelor în zona fundațiilor și pentru evitarea înmuierii în continuare a straturilor de pământ ce constituie terenul de fundare.

Chesoanele utilizate au avut dimensiunile 2.0x2.0m și înălțimea de 4.25m, cota de fundare a acestora fiind -4.50m.

Cele trei chesoane cu secțiune pătrată au fost dispuse în lungul peretelui longitudinal din aval, iar pe porțiunea semicirculară a altarului s-au dispus 2 chesoane circulare cu diametrul de 1.0m, realizate din tronsoane prefabricate de 2.0m lungime.

Ordinea de execuție a lucrărilor de consolidare executate a fost:

- executarea chesoanelor și a elementelor de descărcare;
- executarea grinzilor G_1 și G_2 și a elevațiilor ranforților;
- montarea profilelor U și a tiranților;
- executarea rigolei și a sistemului drenant;
- introducerea de mortar M_{100T} prin torcretare în fracturile existente în zidurile de rezistență.

Umărirea comportării construcției în perioada 1994-1996, a confirmat eficacitatea sistemului de consolidare, nemaî semnalându-se apariția de fisuri sau crăpături în zidurile de rezistență.

7. CONCLUZII FINALE, CONTRIBUȚII ȘI APLICAREA CERCETĂRILOR

Dificultățile tehnico- economice ce apar cu ocazia realizării lucrărilor de infrastructură în general și a celor de fundații în special, prin utilizarea procedeelelor clasice de fundare au impus și impun specialiștilor din domeniu găsirea unor soluții de fundare care să elimine parțial sau total aceste dificultăți.

Dintre soluțiile capabile să înlăture dificultățile tehnico-economice legate de fundarea în condiții dificile de teren, soluțiile de îmbunătățire a terenului de fundare prin procedee mecanice și fundarea indirectă pe piloți scurți realizați prin tehnica vibrării întrunesc o serie de calități care fac ca aplicarea acestor soluții să prezinte certe avantaje.

O situație aparte o constituie stabilizarea versanților cu potențial de instabilitate și fundarea construcțiilor în aceste condiții.

Preocupările autorului, în ceea ce privește studiul și aplicarea diverselor tehnologii de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare și a procedeelelor de stabilizare a versanților potențial instabili sunt în concordanță cu condițiile concrete ale municipiului Zalău, în care autorul își desfășoară activitatea și a contribuit de-a lungul anilor la implementarea și aplicarea diverselor soluții tehnice de îmbunătățire a terenurilor de fundare a construcțiilor, respectiv de stabilizare a versanților cu potențial de instabilitate.

Cercetările efectuate de autor au fost precedate de un studiu documentar al principalelor tehnologii de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare și a principalelor categorii de terenuri slabe existente în România, studiu prezentat în cap. 1 al lucrării.

Rezultatele cercetărilor proprii ale autorului, care pot fi subliniate ca și contribuții sunt prezentate în continuare în prezentul capitol.

7.1. CONTRIBUȚII LA STABILIREA PRINCIPALELOR CATEGORII DE TERENURI SLABE DIN MUNICIPIUL ZALĂU

Studiul efectuat pe baza sintezei unor cercetări geotehnice efectuate de-a lungul anilor de către PROCONSAL SA Zalău (Institutul de Proiectări Județean) și îndeosebi de către Catedra de Drumuri și Fundații Timișoara, completate cu cercetări proprii i-au permis autorului gruparea amplasamentelor din municipiul Zalău în două mari categorii:

- amplasamente situate în lungul celor patru văi (Valea Zalăului, Valea Meseșului, Valea Sărmașului, Valea Miței) care sunt caracterizate printr-o deformabilitate mare, care au fost denumite în lucrare amplasamente de tip I;
- amplasamente situate pe versanți cu potențial de lunecare, care înconjoară văile denumite ampalsamente de tip II.

Amplasamentele de tip I se caracterizează printr-un teren aluvionar stratificat (format din: umpluturi și sol vegetal, nisipuri argiloase, prafuri argiloase, mълuri, argile prăfoase, argile cafenii cu pietriș, nisipuri cu pietrișuri) cu o grosime de 6,0 - 9,0 m. Aceste aluviuni, în majoritate puternic compresibile fiind depuse pe stratul de bază format din argile marnoase de vârstă panoniană.

Ampalsamentele de tip I se încadrează în cadrul pământurilor argiloase prăfoase saturate, puternic compresibile, caracterizate prin rezistență la compresiune redusă ($0,5 - 1,5 \text{ daN/cm}^2$), modul de deformație apropiat de 50 daN/cm^2 și un grad de umiditate mare ($S_r > 0,8$).

Caracteristicile fizico-mecanice ale pământurilor ce alcătuiesc terenurile interstratificate, pe care autorul a reușit să le prelucreze sunt prezentate în tabelul 2.1.

Pentru amplasamente de tip I autorul recomandă următoarele soluții de fundare:

- fundații directe pe terenuri îmbunătățite prin procedee mecanice (ploturi și coloane din materiale granulare, împănare cu materiale locale pe cale dinamică etc);
- fundații de adâncime (pe piloți scurți executați prin vibropresare, pe chesoane etc).

Amplasamente de tip II sunt caracterizate prin terenuri în pantă (cu pante variabile de 14-15%), cu potențial de alunecare ridicat.

În cazul acestor amplasamente subasamentul regiunii este format din argile marnoase și marne de vârstă panoniană, peste care s-au depus diferite strate; argile nisipoase; argile prăfoase, cu diferite caracteristici fizico-mecanice.

Adâncimea la care se găsește stratul de bază este în general de 4-5 m la creasta taluzului (eluviu) crescând la 6-8 m în deluviu și preluviu, ajungând la 10 ... 12 m în aluviu.

Stratificația acestor amplasamente este:

- în bază argilă marnoasă panoniană cu o înclinare de $4^{\circ} - 7^{\circ}$;
- strat deluvial de grosime diferită (3-14 m) depus prin alterarea și mișcarea pe pantă a argilei panoniene.

În partea superioară a versanților, depozitele de bază devin nisipoase, panta generală a taluzului crește, iar stratele deluviale se micșorează sau dispar.

Apele freatice sunt cantonate în stratul de argilă alterată la adâncimi de 0 - 5 m.

Procesele de instabilitate apar în argila alterată sau la contactul acesteia cu roca de bază și sunt datorate atât modificărilor de geometrie ale taluzului prin excavații sau supraîncărcări, cât și fenomenelor de curgere lentă a pământului.

Pe baza studiului efectuat se propun următoarele soluții de evitare a alunecărilor:

a. pentru limitarea infiltrării apelor din precipitații în terenul de fundare este necesară amenajarea suprafețelor prin retaluzare și înierbare;

b. în zonele construibile să se execute drenuri dispuse după linia de cea mai mare pantă de-alungul taluzurilor. Drenurile se coboară până la argila de bază nealterată;

c. execuția unor sprijiniri masive, constituite din ecran din chesoane, piloți, barete, ranforți, ziduri de sprijin etc;

d. prin fundarea construcțiilor să se evite încărcarea sau dezechilibrarea taluzului.

Fundarea de mică adâncime, în stratele afectate de procese de instabilitate (alunecare) se va face prin luarea unor măsuri suplimentare de protecție și amenajare a teritoriului (sistematizare, drenaj, sprijiniri masive etc).

7.2. CONTRIBUȚII LA FUNDAMENTAREA TEORETICĂ A UNOR SOLUȚII ȘI TEHNOLOGII DE FUNDARE PE TERENURI SLABE

Studiile teoretice efectuate de autor și prezentate în capitolul 3 al lucrării au avut drept scop fundamentarea aplicării teoretice și practice a unor soluții și tehnologii aplicabile pe ampalsamente de tip I, în condițiile municipiului Zalău (dar și în alte condiții similare) dintre care se rețin:

7.2.1. CONTRIBUȚII LA FUNDAMENTAREA TEORETICĂ A TEHNOLOGIEI DE ÎMBUNĂTĂȚIRE A TERENULUI DE FUNDARE PRIN ÎMPĂNARE CU MATERIALE LOCALE PE CALE DINAMICĂ

Îmbunătățirea prin împănare cu materiale locale pe cale dinamică este un procedeu folosit pentru ridicarea capacității portante a terenului de fundare și pentru obținerea tasării lor în adâncime, înainte de realizarea construcției.

Ca și în cazul compactării dinamice intensive, procedeu constă în aplicarea de lovituri pe aceeași urmă, cu un mai, având masa uzuală de 3-5 to. Aplicarea loviturilor se face de la înălțimi care cresc progresiv de la 2 la 7 -

8 m și în mai multe etape, care constau în împănarea mai multor strate din material de aport de grosime 20-25 cm.

În cadrul lucrării autorul a studiat principalii parametri ai acestei tehnologii și anume:

- energia de compactare a unei lovituri, a unei faze și totală;
- caracteristicile utilajului de execuție;
- caracteristicile maiului greu;
- numărul de faze de compactare și tasarea suprafeței terenului pentru fiecare fază;
- înălțimea de cădere a maiului pentru fiecare fază;
- numărul de lovituri pentru fiecare fază.

Pentru stabilirea parametrilor compactării enumerați mai sus este necesară determinarea forței dinamice de compactare cu relația 3.1.

Pentru calculul dinamic al eficienței compactării și aplicarea practică a procedurii, autorul prezintă relații de calcul, tabele de valori pentru următoarele mărimi:

- a. forța de compactare (rel 3.1)
- b. coeficientul de amplificare dinamică φ (rel 3.2 și tab 3.2 ... 3.8)
- c. tensiunea dinamică de compactare la suprafața terenului (rel 3.4 și tab 3.9 ... 3.14, grafice de variație fig 3.15 ... 3.17)

Tensiunea dinamică de compactare este funcție de masa maiului, înălțimea de cădere a acestuia și adâncimea amprentei produsă pentru o lovitură.

Tabelele și graficele elaborate de autor permit determinarea efectivă a tensiunii dinamice maxime de compactare la suprafața terenului.

Cunoscând valoarea tensiunii maxime de compactare (σ_d^{max}) se poate stabili distribuția în adâncime a lui σ_d , considerând că aceasta se realizează proporțional cu distribuția tensiunii statice.

În cazul general al compactării mecanice a pământurilor se disting următoarele situații:

- pentru solicitări $\sigma_d < \sigma_{d\lim}^{inf}$ deformațiile sunt nesemnificative și nu conduc la efecte importante de îmbunătățire a terenului;
- pentru solicitări $\sigma_d < \sigma_{d\lim}^{sup}$ deformațiile sunt mari și predomină efectele de refulare sau poansonare, cu efecte nefavorabile asupra efectului de îmbunătățire;
- pentru solicitări $\sigma_{d\lim}^{inf} < \sigma_d < \sigma_{d\lim}^{sup}$ efectul de îmbunătățire este optim.

S-au notat cu $\sigma_{d\lim}^{inf}$ și $\sigma_{d\lim}^{sup}$ rezistențele limită inferioare, respectiv superioare.

- d. energia de compactare pentru o singură lovitură (E) și adâncimea de compactare (h_a). Pentru valorile uzuale ale greutateii maiului ($Q=20 \dots 70$

kN), înălțimi de cădere $H=1 \dots 8$ m, pe baza relațiilor (3.13) și (3.14) autorul prezintă în tabelele 3.15 ... 3.20 și graficele 3.19 și 3.20 valorile acestor mărimi;

e. modulul de deformare liniară a terenului îndesat (relație 3.21 ... 3.26 și graficele 3.21 ... 3.23).

f. presiunea admisibilă pe terenul îndesat (rel 3.22).

Stabilind distribuția pe adâncime a presiunii admisibile și a presiunii nete pe talpa fundației pe cuprinsul zonei active a fundației se poate stabili eficacitatea soluției de consolidare încă din faza de proiectare.

Soluția este eficace dacă valorile $\frac{\sigma_d}{\varphi}$, pe grosimea zonei active a fundației sunt superioare, distribuției σ_z a tensiunilor pe verticală, care provin din presiunea transmisă de fundație.

g. numărul de straturi de aport puse în operă (condiția 3.23)

Calculul tasărilor fundațiilor realizate pe terenuri îmbunătățite prin împănare se propune a se face în conformitate cu STAS 3300/2-85, pe baza modulului de deformare liniară, calculat cu relația 3.21 și a distribuției pe grosimea zonei active a acestuia.

7.2.2. CONTRIBUȚII PRIVIND STABILIREA UNEI RELAȚII DE CALCUL DINAMIC A CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR SCURȚI EXECUTAȚI PE LOC PRIN VIBROPRESARE

Pornind de la studiile efectuate de Golovacev, Lavendel, Vasiloni și a, autorul a stabilit o relație de calcul a capacității portante a piloților realizați prin vibropresare (rel 3.85).

Această relație stabilită de autor permite controlul capacității portante a piloților executați pe un amplasament procedând astfel:

- elementul de probă se introduce în teren, până la o cotă cu 50 cm mai sus decât cea proiectată. În această poziție cu vibratorul blocat și sub acțiunea vibrațiilor se măsoară parametri de vibrație (N, A, f), iar pe baza rel (3.73) se determină forța dinamică de frecare pe suprafața laterală a pilotului;

- se continuă înfigerea pe ultima porțiune înregistrând pentru finalul înfigerii, parametri N, A, f, v și se calculează pătrunderea x_p într-o perioadă, iar cu relația (3.74) se calculează rezistența dinamică R ; cu relațiile (3.75) și (3.76) se calculează coeficienții K_f și K_r ;

- se calculează capacitatea portantă de calcul (P_{st}) cu relația (3.85);

- după "odihna" elementului se realizează încercarea statică la compresiune axială și se determină capacitatea portantă a pilotului P_{ex} ;
- se stabilește valoarea de etalonare;
- se încearcă vibrodinamic elementele dorite din amplasament, determinând pentru acestea capacitatea portantă cu relația (3.85) pe baza parametrilor de vibroînfigere, care se compară cu valoarea de etalonare.

7.2.3. CONTRIBUȚII PRIVIND ELEMENTELE DE CALCUL ALE TERENULUI DE FUNDARE ÎMBUNĂTĂȚIT CU COLOANE DIN MATERIALE GRANULARE

În stabilirea unor relații de calcul ale caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului îmbunătățit autorul a plecat de la studiile efectuate de dr ing Haida V., dr ing Vasiloni N., dr ing Gruia A. referitoare la calculul terenului de fundare îmbunătățit prin tehnica vibrării.

Studiile proprii ale autorului s-au finalizat în stabilirea următoarelor elemente:

a. relatii de calcul a distantei dintre elementele de îmbunătățire și a indicelui porilor (e_f) pentru:

- dispunerea coloanelor în rețea de triunghiuri echilaterale (rel. 3.97 și 3.99);
- dispunerea coloanelor în rețea cu ochiuri pătrate (rel 3.102 și 3.103).

b. relatii de calcul a numărului de elemente pentru o suprafață de îmbunătățire dată (rel 3.112);

Pe baza relațiilor (3.97); (3.99); (3.102) și (3.103) autorul a construit grafice de variație $e_f=f(e_i, L)$ și $L=f(e_i, e_f)$ pe baza cărora se poate face proiectarea îmbunătățirii terenului slab procedând astfel:

- se impune indicele final (e_f) necesar obținerii capacității portante necesare calculate conform STAS 3300/85 pe baza valorilor Φ și c determinate pentru (e_f) și se determină din abace latura rețelei (L);
- se stabilește latura rețelei (L) și din abace se determină indicele porilor obținut (e_f) pe baza căruia conform STAS 3300/85 se determină parametri rezistenței la forfecare, respectiv capacitatea portantă a terenului îmbunătățit.

c. metodă de determinare a lungimii necesare a elementelor de îmbunătățire;

d. metodologie de determinarea a dimensiunilor în plan ale zonei de teren îmbunătățit.

7.2.4. CONTRIBUȚII PRIVIND STUDIUL UNOR FUNDAȚII DIN PLĂCI SUBȚIRI TRUNCHI DE PIRAMIDĂ REALIZATE ÎN GROPI ȘTANȚATE

Studiile efectuate de autor privind calculul și tehnologia de execuție a fundațiilor din plăci subțiri realizate prin ștanțarea gropilor de fundare s-au făcut în colaborare cu INCERC-Timișoara.

În urma încercărilor experimentale efectuate pe un amplasament de tip I, care au constat în execuția și încercarea a 6 fundații experimentale a rezultat:

- forța de rupere a fost superioară cu $21,8 \div 36,2\%$ față de valoarea rezultată prin calcul, utilizând teoria liniilor de rupere;
- ruperea s-a produs pentru toate cele 6 modele, prin fisuri după direcția muchiilor de intersecție ale plăcilor trapezoidale și fisuri în jurul stâlpului;
- cedarea fundațiilor s-a produs la valori ale tasărilor mai mici de 5cm;
- valoarea experimentală a capacității portante a fundațiilor este ridicată în condițiile unor dimensiuni reduse ale fundațiilor.

7.3. CONTRIBUȚII LA STUDIUL UNOR POSIBILITĂȚI TEHNICE DE URMĂRIRE ȘI CONSOLIDARE A UNOR VRESANȚI CU POTENȚIAL DE INSTABILITATE

Terenurile cu potențial de instabilitate reprezintă o categorie de terenuri care impun măsuri speciale de asigurare a stabilității acestora, pentru a evita degradarea unor construcții existente sau în cazul amplasării unor construcții noi.

7.3.1. STUDIUL PRIN METODA ÎNCLINOMETRICĂ A STABILITĂȚII UNOR VERSANȚI DIN ZALĂU

În stabilirea și aplicarea unei soluții de stabilizare a unui versant este foarte importantă cunoașterea următoarelor elemente:

- stratificația și caracteristicile fizico-mecanice ale straturilor componente;
- nivelul și regimul de circulație al apelor subterane;
- stabilirea factorilor care provoacă sau agravează fenomenul de instabilitate;
- poziția planului de alunecare;
- direcția și viteza de deplasare a stratelor deluviale.

În perioada 1992-1995 autorul a efectuat studii privind fenomenele de instabilitate pentru două obiective:

- Școala profesională nr 13;
- Tribunalul județean Sălaj.

Metoda înclinometrică se bazează pe măsurători periodice efectuate în foraje tubate cu înclinometrul. Prin măsurători se determină deplasarea în timp față de verticală, a diverselor puncte, situate la o anumită echidistanță, care este funcție de tipul înclinometrului utilizat.

În studiul efectuat s-a utilizat înclinometrul tip "SINCO 2" de proveniență americană.

Studiile efectuate de autor au arătat că amplasamentele studiate prezintă fenomene de instabilitate.

Pe baza studiilor efectuate, în colaborare cu Catedra de Drumuri și Fundații autorul a propus următoarea soluție de consolidare pentru amplasamentul Scolii nr 13:

1. Amenajarea terenului din aval de școală prin executarea a două terase;
2. Executarea unui sistem de sprijinire masivă și a unui sistem de drenaj și evacuare a apelor din zonă.

Sistemul de sprijinire masivă proiectat este realizat din:

- elemente plane prefabricate;
- ranforți;
- fundații ranforți încastrate în stratul de bază.

7.3.2 STUDII PRIVIND CALCULUL PILOȚILOR UTILIZAȚI CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE SAU CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE PENTRU ZIDURI DE SPRIJIN

Piloții pot constitui elemente eficiente în lucrările de consolidare a versanților cu potențial de instabilitate, când poziția planului de alunecare este situată la o adâncime mai mare de 4-6 m de la suprafața terenului natural.

Piloții (coloanele) pot fi utilizate ca elemente de consolidare propriu-zisă sau ca elemente de fundare pentru ziduri de sprijin.

Utilizând ipoteza încastrării elastice a piloților în teren autorul a stabilit expresiile de calcul ale forțelor în piloți (rel 4.7; 4.8; 4.9; 4.10) la acțiunea forțelor orizontale provocate de împingerea pământului.

Pe baza studiului efectuat autorul propune o metodologie de calcul în cazul realizării unei sprijiniri masive de tip zid de sprijin, fundat pe piloți. Calculul se bazează pe relațiile (4.7) ... (4.10), (4.13), (4.16), (4.19) și (4.20).

În perioada 1992-1995 autorul a efectuat studii privind fenomenele de instabilitate pentru două obiective:

- Școala profesională nr 13;
- Tribunalul județean Sălaj.

Metoda înclinometrică se bazează pe măsurători periodice efectuate în foraje tubate cu înclinometrul. Prin măsurători se determină deplasarea în timp față de verticală, a diverselor puncte, situate la o anumită echidistanță, care este funcție de tipul înclinometrului utilizat.

În studiul efectuat s-a utilizat înclinometrul tip "SINCO 2" de proveniență americană.

Studiile efectuate de autor au arătat că amplasamentele studiate prezintă fenomene de instabilitate.

Pe baza studiilor efectuate, în colaborare cu Catedra de Drumuri și Fundații autorul a propus următoarea soluție de consolidare pentru amplasamentul Scolii nr 13:

1. Amenajarea terenului din aval de școală prin executarea a două terase;
2. Executarea unui sistem de sprijinire masivă și a unui sistem de drenaj și evacuare a apelor din zonă.

Sistemul de sprijinire masivă proiectat este realizat din:

- elemente plane prefabricate;
- ranforți;
- fundații ranforți încastrate în stratul de bază.

7.3.2 STUDII PRIVIND CALCULUL PILOȚILOR UTILIZAȚI CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE SAU CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE PENTRU ZIDURI DE SPRIJIN

Piloții pot constitui elemente eficiente în lucrările de consolidare a versanților cu potențial de instabilitate, când poziția planului de alunecare este situată la o adâncime mai mare de 4-6 m de la suprafața terenului natural.

Piloții (coloanele) pot fi utilizate ca elemente de consolidare propriu-zisă sau ca elemente de fundare pentru ziduri de sprijin.

Utilizând ipoteza încastrării elastice a piloților în teren autorul a stabilit expresiile de calcul ale forțelor în piloți (rel 4.7; 4.8; 4.9; 4.10) la acțiunea forțelor orizontale provocate de împingerea pământului.

Pe baza studiului efectuat autorul propune o metodologie de calcul în cazul realizării unei sprijiniri masive de tip zid de sprijin, fundat pe piloți. Calculul se bazează pe relațiile (4.7) ... (4.10), (4.13), (4.16), (4.19) și (4.20).

7.3.3. STUDII PRIVIND UTILIZAREA BARETELOR SCURTE SAU A RANFORȚILOR CA ELEMENTE DE CONSOLIDARE

Studiile efectuate de autor au constatat în:

- studii tehnologice privind utilizarea utilajelor de mică capacitate (excavatoare) la execuția baretelor scurte;
- studii teoretice privind calculul baretelor la acțiunea încărcărilor date de împingerea pământului.

Studiile tehnologice efectuate de autor s-au concretizat prin realizarea unor elemente tip baretă scurtă (sau ranfort) prin utilizarea excavatorului P₆₀₃, echipat cu greifer hidraulic.

Echipamentul de săpare (fig 4.25) este compus din următoarele subansamble:

- cupă greifer cu acționarea hidraulică;
- prelungitoare;
- balansier normal sau modificat;

Echipamentul a permis obținerea următorilor parametri (tab. 4.11):

- dimensiuni în plan săpătură 0,65 x 1,65;
- secțiune săpătură I, T, H, L;
- adâncime de săpare 4 - 10m;
- înălțime de descărcare 8,20-4,20 m;
- ciclu de săpare $t=57-80$ s la $H_s=4$ m, respectiv $t=67-91$ s la $H_s=7$ m;
- timp total de săpare $T=0,44$ ore la $H_s=4$ m respectiv $T=0,70$ ore la $H_s=7$ m;
- productivitate $P=15$ m²/h pentru $H_s=4$ m, respectiv $P=14,8$ m²/h pentru $H_s=7$ m.

Studiile efectuate privind calculul baretelor la acțiunea solicitărilor date de împingerea pământului s-a făcut în următoarele variante:

- sprijiniri discontinue cu elemente izolate din beton simplu (elemente tip ranfort);
- sprijiniri discontinue cu barete scurte;
- ziduri de sprijin fundate pe barete scurte.

Consolidarea cu elemente discontinue se poate face prin dispunerea elementelor tip ranfort sau baretă pe unul sau mai multe rânduri, astfel încât să fie împiedicată ruperea masivului între ele.

Pentru grosimi mai mari ale pachetului deluvial autorul a studiat următoarea soluție (fig 4.27):

- element de fundare tip baretă;
- stâlp de monolitizare;
- elemente plane sau curbe de sprijinire prefabricate.

Studiile privind calculul ranforților și baretelor s-au concretizat în stabilirea următoarelor relații:

- distanța dintre ranforți (rel 4.36);
- eforturile și presiunile pe suprafața laterală și pe talpă în cazul baretelor utilizate ca elemente de consolidare propriu-zisă (rel 4.45; 4.46);
- eforturile și presiunile pe suprafața laterală și pe talpă când baretele sunt utilizate ca elemente de fundare (rel 4.45; 4.51; 4.52)

7.4. CONTRIBUȚII PRIVIND IMPLEMENTAREA ȘI APLICAREA UNOR SOLUȚII DE FUNDARE APLICATE PE AMPLASAMENTE DE TIP I

Studierea unor soluții avantajoase (tehnice și economice) a constituit și constituie o preocupare importantă a autorului, care pe baza colaborării cu Catedra de Drumuri și Fundații a Universității "Politehnica" Timișoara a fost unul din promotorii studierii și aplicării unor soluții de fundare pe terenuri dificile în condițiile Zalăului.

Principalele tehnologii aplicate pe amplasamente de tip I au fost:

- fundații pe piloți executați pe loc prin vibrație;
- fundații executate pe terenuri îmbunătățite prin compactare dinamică cu material de adaos.

Studiul aplicării soluției de fundare pe piloți scurți executați pe loc prin vibrație pentru două amplasamente (bloc "Scala"; bloc "Lira de Cristal") i-au permis autorului formularea unor concluzii referitoare la factorii care influențează capacitatea portantă a piloților și anume:

- adâncimea de încastrare a pilotului în stratul de bază;
- natura terenului și modul de transmitere a încărcării exterioare terenului în care este realizat pilotul;
- modul de realizare a piloților (cu sau fără bulb).

Studiul aplicării tehnologiei de îmbunătățire prin compactare dinamică cu material de adaos este analizată pentru două lucrări: ansamblul Mihai Viteazu (blocuri D1 ... D4; E1 ... E3) și Baza de întreținere și reparații RAA Zalău, ultima fiind proiectată și executată de autor.

Studiile experimentale efectuate de autor care au constat din determinarea capacității portante a terenului îmbunătățit, prin încercări cu placa rigidă i-au permis autorului verificarea relațiilor teoretice stabilite în capitolul 3 al lucrării, concluzia fiind că acestea pot fi aplicate în bune condiții, diferențele dintre valorile teoretice și cele experimentale fiind de 15 - 20 %.

Studiile economice efectuate și prezentate în lucrare au arătat că ambele soluții prezentate au certe avantaje comparativ cu soluțiile înlocuite.

7.5. CONTRIBUȚII PRIVIND APLICAREA CERCETĂRILOR LA STABILIZAREA UNOR VERSANȚI INSTABILI

În analiza factorilor de instabilitate, soluția de consolidare aplicată (la a cărei proiectare și execuție a participat și autorul) a constat din:

- regularizarea pârâului Meseș (fig 6.2);
- execuția unui ecran discontinuu de sprijin, îngropat, realizat din chesoane deschise;
- executarea rețelei de drenuri pe versant;
- executarea umpluturii peste zona regularizată.

Execuția unor construcții pe amplasamente situate pe terenuri instabile, fără luarea în prealabil a unor măsuri de stabilizare generală a terenului a condus la apariția unor fenomene de degradare a unor construcții.

Pe baza analizei factorilor și cauzelor care au produs degradarea construcțiilor autorul a proiectat și executat, în perioada 1992-1996 două lucrări de consolidare și anume: consolidare zid de sprijin Creșă - Grădiniță nr 9, Zalău și consolidare biserică comuna Poptelec județul Sălaj.

BIBLIOGRAFIE

1. Aboshi H., Matsuda H., Okuda M. Preconsolidation by separate type consolidometer in ICSMFE X (1981) [98]
2. Arimas R. Consolidation des sols par vibration Paris, Rev Constr nr 7-8/1969 și nr 10/1968
3. Andrei S., Antonescu I. Geotehnică și fundații. Institutul de Construcții București 1968
4. Bally R.J., Constantinescu A., Reiss A Studii și cercetări privind caracteristicile terenurilor alunecătoare și a rocilor de bază pe versanții dealurilor din zona orașului Zalău. Contr. nr 79. (1978) Studiu nepublicat
5. Bally R. J., Perlea V. Diguri și baraje din materiale locale pe terenuri slabe de fundare Ed "Ceres" București (1983)
6. Bally R. J., Klein R. Injectarea pământurilor Ed Tehnică București (1985)
7. Barkan D.D. Vibrometod V stroitelstve, Mak Gostroizdat. Moskva (1959)
8. Bjerrum L. Embankments on Soft Ground General Report Proc Conf ASCF (1972)
9. Brown E. E. Vibroflotation compaction on cohesionless soils. Journal GE Proc ASCE nr GT 12. (1977)
10. Caquo A., Kerisel J. Tratat de mecanica pământurilor Ed Tehnică București (1968)
11. Cooke R. W., Price G. Strains and displacements around friction Piles AI VIII lea Congr de Geotehnică și Fundații Moscova. (1973)
12. Cassan M. Les essais in situ en mécanique des sols Tome 2 Ed Eyrolles Paris (1978)
13. Chellis R.D. Pile Foundations, Mc Graw Hill New York 1961
14. Costet J., Sanglesat G. Cours pratique de Mécanique des sols, Tome 2, Ed Dunod, Paris (1983)
15. Culiță C. Consolidarea în adâncime a terenurilor slabe de fundare prin procedee mecanice Rev Construcții nr 6. (1979)
16. Culiță C., Medar M., Hangiu I. Aplicarea compactizării intensive pentru desensibilizarea pământurilor macroporice și pentru compactarea lucrărilor de terasamente Rev Construcții nr 7/1981
17. Dalmatov B. I. Poektirovanie fundamentov usloviah I promîslenîh soorujeni Stroizdat, Leningrad Moskva (1969)
18. Dalmatov B. I., Lapsin F. K șa Proektirovanie svainih fundamentov v usloviah slabih gruntov, Straizdot, Leningrad (1975)

19. Dima G. Studii asupra modificării caracteristicilor fizico mecanice ale maselor de pământ supuse acțiunii vibrațiilor. Teză de doctorat București. (1965)
20. Fosti V. Utilizarea plăcilor curbe subțiri din beton armat la infrastructuri. Teză de doctorat Cluj Napoca (1990)
21. Fustei R., Răduinea N. Consolidarea lăssurilor sensibile la umezire de categoria "A" prin preumezire dirijată și explozii de adâncime în incinta CET. Giurgiu. Rev Construcții nr 11. (1981)
22. Gamal E. C. Din A.K. The Bearing Capacity of Piles in Relation on the Properties of Clay At V-lea Congres de Geotehnică și Fundații Paris. (1961)
23. Golovacev A.S. O zavisimastii mejdu nesuscei sposobnostiu svai I obolacev I rejimami ih vibropogrujenia v Knighe "Issledovania vibrationovo I vibroudarnovo pogrujenia svai", Moskva. (1968)
24. Grymanski M. Stress and displacements in subsoils strengthened by local bearing fills. Sixth Danube Eur SMFE Varna. (1988)
25. Gruia A. Contribuții la cercetarea terenului "in situ" prin metoda penetrării dinamice cu con. Teza de doctorat Timișoara. (1979)
26. Haida V. Considerații asupra rezistenței la forfecarea dinamică a pământurilor. Referat de doctorat nr 1 I.P. Iași (nepublicat) (1971)
27. Haida V. Contribuții la studiul comportării pământurilor sollicitate dinamic și folosirii tehnicii vibrării în geotehnică - vibroforaje. Teză de doctorat. Timișoara. (1979)
28. Haida V., Vasiloni N., Gruia A. Metode de calcul și experimentale pentru determinarea capacității portante a terenurilor de fundare necorozive îmbunătățite prin tehnica vibrării Contr 970-ICCPDC. (1983)
29. Hansbo S. Dynamic consolidation rockfill at Ucidevalla Shipyard In ICSMFE IX Tokyo. (1977)
30. Hanzawa M. Improvement of a quick sand by dynamic consolidation In ICSMFE X Stockholm (1981)
31. Hazin V.I. Otenka nesuscei sposobnostii svai v uslaviah lessovidnîh gruntov po sopostavitelnîm rezultatam staticeskin I dinamiceskih ispitanii, Osnovania I fundamenti vîp 3 Budivel'nik, Kiev. (1980)
32. Lessberger H.L, Beine R.A Heavy tamping: theoretical and practical aspects. In ICSMFE X Stockholm. (1981)
33. Kezdi A. Handbook of soil mechanics Akademiai Kiado Budapest. (1979)
34. Klein R, Bally R. J. Aprecieri privind efectul compactării dinamice intensive asupra construcțiilor. A V-a Conf Naț. de Geoteh. și Fund. Cluj Napoca. (1983)

35. Lavendel A. A. Vibratinnîe protessî I maşini Tom 4 Maşinostroenie, Moskva. (1981)
36. Litvinov I. M. Deep compaction of soils with the aim of considerable increasing their carrying capacity Proc Eighth Int Conf SMFE Moscova. (1973)
37. Lorenz H. Grundbau Dynamik Berlin (Göttingen) Springer Verlag (1973)
38. Lobasov P.D. Gluhinnoe uplotnenie pescunih osnovanii podvodoi. In Novîe sposobi I vibrationnê oborudovanic alia proizvodstava speşialnîh zemlianîh rabot, Leningrad (1971)
39. Maior N., Păunescu M. Geotehnică şi fundaţii Ed II. Ed. Didactică şi Pedagogică Bucureşti. (1973)
40. Maior N., Păunescu M. Despre compactarea pământurilor nisipoase cu ajutorul vibraţiilor. Rev Transporturi nr 10. (1973)
41. Manoliu I. Fundaţii şi procedee de fundare Ed didactică şi pedagogică Bucureşti (1983)
42. Maslov N.N. Uslovia ustocivnosti vodonasîscenîh peskov u glinîh Gosenergoizdat. Leningrad (1959)
43. Marin M. Fundaţii continue prefabricate pentru clădiri cu suprastructură din panouri mari. Teză de doctorat Timişoara. (1989)
44. Marin M., Păunescu M., Viţă Procedeu şi dispozitiv pentru îmbunătăţirea terenurilor slabe de fundare. Brevet de invenţie nr 81746. (1983)
45. Meltzer K. I. Sonderuntersuchungen im Sand. Tech. Hochschule Aachen. (1967)
46. Meltzer K.I. Standard penetration test and relative density. Proc Fourth Panamerican Conf on SMFE San Juan Puerto Rico (1971)
47. Mitchell J.K. Soil improvement State of the art report In ICSMFE X (1981)
48. Mitchell J.K., Huber T.R. Performance of a stone column foundation. Journal of the Geotechnical Engineering Division American Society of Civil Engineers vol III GT2 pp 205-223 (1985)
49. Oelrichs G. Die Vibrationssammung mit einfacher Länfsschwinung Dissertation T.H. Karlsruhe (1974)
50. Păunescu M. Folosirea vibraţiilor la executarea unor lucrări de fundaţii. Ed Tehnică Bucureşti (1966)
51. Păunescu M., Haida V., Velcu E. Cercetări asupra rezistenţei la forfecare a nisipurilor supuse vibrării Bul St. şi Tehnnic al Institutului Politehnic Timişoara. (1967)
52. Păunescu M. Slope Consolidation by horizontal drains made by vibratory boring. Proceedings of the 4-th Danube European Conference on soil Mech. and Found Eng Bled. (1974)
53. Păunescu M. Tehnici de fundare prin vibrare. A III-a Conf Naţională de Geotehnică Timişoara (1975)
54. Păunescu M. Schein T.. Procedee de consolidare a terenurilor de fundare. Contr. 8A - 46/1977.

55. Păunescu M Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor Ed Facla Timișoara (1979)
56. Păunescu M Îmbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundării directe. Ed Tehnică București (1982)
57. Păunescu M., Pop V., Sillion T. Geotehnică și fundații Ed Didactică și pedagogică București (1982)
58. Păunescu M., Marin M. Soluții noi de consolidare a terenurilor slabe folosind ploturi ștanțate prin vibropresare. Rev "Construcții" nr 9. (1982)
59. Păunescu M., Rogna M. Folosirea vibroînțepării și a piloților de balast pentru compactarea în adâncime a unor terenuri de fundare. Rev Șantierul de constr. nr 8/1972
60. Păunescu M. Agregat AVP-1 Brevet nr 7753/1978
61. Păunescu M., Viță I., Marin M. Procedeu pentru realizarea fundațiilor prin vibroștanțare. Brevet de invenție nr 81747. (1983)
62. Păunescu M., Scordaliu I., Marin M. și Soluții constructive pentru ștanțarea gropilor de fundare în vederea realizării unor fundații eficiente prin înlocuirea unor sisteme clasice de fundare - Contr 558 ICCPDC studiu nepublicat. (1985)
63. Păunescu M., Marin M. Soluții moderne pentru fundații Ed Facla Timișoara. (1986)
64. Păunescu M., Viță I., Scordaliu I. Mecanizarea lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor de fundare. Ed Tehnică București. (1990)
65. Păunescu M., Scordaliu I., Dobrescu G. Utilizarea utilajelor de mică capacitate (excavatoare) la realizarea baretelor scurte (4-10cm) Rev Mecanizarea Construcțiilor nr 1. (1985)
66. Păunescu M., Vasiloni N. Câteva considerații asupra capacității portante a piloților scurți executați pe ... cu utilaje vibratoare. A III-a conferință Națională de geotehnică și fundații Timișoara. (1975)
67. Perlea V., Perlea M. Stabilitatea dinamică a terenurilor nisipoase. Ed Tehnică București. (1984)
68. Petrasovits D Forming of densited zones around Piles Driver in sand its Effects on Bearing Capaciyy. Al III Congres de Geotehnică și Fundații Moscova 1973
69. Pilot G Study of five embankment failures on soft clay. Proc ASCE Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth supported structures. Purdue Univ, vol 1/1. (1972)
70. Pilot G. Méthodes d'amélioration des propriétés géotechnique des argiles molles. Etat des connaissances. Mécanique des sols Bul Liaison L.C.P.C. Num spec VI F. (1977)
71. Savinov O.A., Luskin I.A. Vibrationsii metod pogrujenia Svai I evo primenenic v Stroitelstve. Leningrad Gostrod. (1960)

72. Sarglerat G Le pénétrometre ét la reconnaissance des sols. Dunod Paris. (1965)
73. Searle I.W. The interpretation of begemann friction jacket cone resuts to give soil types an design parameters. <Proc 7-th European Conf on SMFE Brighton Vol 2. (1979)
74. Schein T., Gruia A. Studii și cecetări privind compactarea nisipului de pe platforma C P Năvodari Contr 8104. (1976) Studiu nepublicat
75. Schein T. Contribuții la studiul și realizarea fundațiilor indirecte executate cu utilaje vibratoare. Teză de doctorat. Timișoara (1980)
76. Schein T. Considerații tehnico economice privind aplicarea tehnologiei de execuție a fundațiilor realizate prin vibropresare. Rev Construcții nr 6. (1983)
77. Schein T., Scordaliu I. Unele aspecte ale îmbunătățirii terenurilor slabe de fundare prin metoda împănării cu materiale locale. Simpozion "Capacitatea portantă a terenului" Oradea. (1988)
78. Schein T., Scordaliu I Soluții de fundare a construcțiilor înalte fundate pe loessuri îmbunătățite prin împănare cu materiale locale. Simpozion "Geodinamică" Brăila. (1989)
79. Schein T. Scordaliu I. Soluție tehnică de stabilizare a versantului Olarilor I Zalău A VII-a Conf Nat de Geotehnică și Fundații Timișoara. (1992)
80. Schein T., Scordaliu I. Unele aspecte tehnico economice privind tehnologia de fundare prin metoda împănării cu materiale locale pe cale dinamică. A VII-a Conf Nat de Geotehnică și Fundații Timișoara. (1992)
81. Schein T. Aspecte tehnico economic privind posibilitatea stabilizării unor versanți potențial instabili, utilizând drenuri înguste. Studiu intern.
82. Schmidt W.E., Kitogo S. Schear strength of clay and safety Factors and a function of time.Proceedings of the sixth International Conference on soil mechanics and foundation engineering, Montreal
83. Sowers G., Martin B. The bearing capacity from the model studies. Al V-lea Congres de Geotehnică și Fundații Paris. (1961)
84. Szeky K The effects of vibration and driving upon the voi des granular soils, Sourrounding a Pile. Al V-lea Congres de Geotehnică și Fundații Paris. (1961)
85. Tomlison M.J Proiectarea și executarea fundațiilor Ed Tehnică București. (1968)
86. Trofimenkov J.G. Penetration testing in USSR State of the art raport Proc ESOPT Stockholm vol 1. (1974)

87. Trofimenkov J.G., Vorobkov L.N. Polvîie metodî issledovania stroitelnih svoistv gruntov. Stroiizdat Moskva. (1981)
88. Vasiloni N. Considerații privind calculul capacității portante a fundațiilor indirecte realizate cu utilaje vibratoare. Teză de doctorat. Timișoara. (1985)
89. Viță I., Atanasiu V. Compactarea prin vibroflotare a terenurilor granulare necoezive. Rev Construcții nr 7. (1978)
90. Woodward R., Boitano I. Pile Loading Tests in stiff clay Al V-lea Congres de Geotehnică și Fundații Paris. 1961
91. C29-85 Normativ privind consolidarea terenurilor slabe prin procedee mecanice. (1985)
92. C168-80 Instrucțiuni tehnice pentru consolidarea pământurilor sensibile la umezire și a nisipurilor prin silicatizare și electrosilicatizare. (1980)
93. P7-77 Normativ privind proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe terenuri slabe. (1978)
94. P70-79 Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea și executarea construcțiilor fundate pe pământuri cu umflări și contracții mari (PCUM). (1979)
95. C159-89 Instrucțiuni tehnice pentru cercetarea terenului de fundare prin penetrare cu con. (1989)
96. P10-83 Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații. (1983)
97. ICSMFE IX. IX International Conference on soil mechanics and foundation. Engineering Proceedings. Stockholm. (1977)
98. ICSMFE X. X International Conference on soil mechanics and foundation. Engineering Proceedings. Stockholm. (1981)
99. *** A III-a Conferință de Geotehnică și Fundații Timișoara. (1975)
100. *** A IV-a Conferință de Geotehnică și Fundații Iași. (1983)
101. *** A V-a Conferință de Geotehnică și Fundații Cluj Napoca. (1983)
102. *** A VI-a Conferință de Geotehnică și Fundații Galați. (1987)
103. *** A VII-a Conferință de Geotehnică și Fundații Timișoara. (1992)
104. *** Simpozion Soluții noi, eficiente în proiectarea și execuția structurilor. Timișoara. (1986)
105. *** Prospect. Vibroflotation. Un procedimento economiche utiliza la vibratione mecanice per il consolidamento dei terreni di fondazione ECSF. Milano.
106. *** Rütte druckverdichtung - GLN Keller GmbH Spezialtiefbauprospect
107. *** Vertical drains (1981) Geotechnique Nr 1. 1981
108. *** Studiu geotehnic pentru "DS zonă Lira" Zalău. Proiect 954/76
109. *** Studiu geotehnic Complex Comercial "Scala". Proiect 642/74
110. *** Studiu geotehnic privind terenul de fundare pentru "ansamblu locuințe (P+8 - P+10) Mihai Viteazul Zalău. Proiect 1407/81
111. *** Terenul de fundare pentru cartierul Dumbrava I Zalău. Proiect 919/76

112. *** Terenul de fundare pentru cartierul Dumbrava II Zalău. Proiect 968/76
113. *** Studiu geotehnic pentru consolidare versant "Vișinilor" Zalău. Proiect 1362/1980
114. *** Studiu geotehnic pentru restaurant Parc Zalău. Proiect 1908/85
115. *** Studiu geotehnic pentru zona Cartier Păcii. Proiect 746/75