

CERCETĂRI CU PRIVIRE LA SOLUȚII ȘI PROCEDEE DESTINATE INDUSTRIALIZĂRII LUCRĂRILOR DE FUNDAȚII

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea "Politehnica" din Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ
de către

Ing. HATAM HAMED RASOOL

Conducător științific:

prof. univ. dr. ing. Marin Păunescu

prof. univ. dr. ing. Marin Marin

Referenți științifici:

prof. univ. dr. ing. Augustin Popa

prof. univ. dr. ing. Virgil Haida

conf. univ. dr. ing. Maria Ștefănică

Ziua susținerii tezei: 15.05.2009

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|------------------------|---|
| 1. Automatică | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie | 8. Inginerie Industrială |
| 3. Energetică | 9. Inginerie Mecanică |
| 4. Ingineria Chimică | 10. Știința Calculatoarelor |
| 5. Inginerie Civilă | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2009

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221
e-mail: editura@edipol.upt.ro

Cuvânt înainte

Prezenta teză de doctorat a fost elaborată în cadrul Departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre a Facultății de Construcții din cadrul Universității „Politehnica” din Timișoara, sub îndrumarea competentă a prof. univ. dr. doc. ing. MARIN PĂUNESCU căruia îi aduc omagiul meu alături de mulțumirile pentru sprijinul, indicațiile și îndrumările date în mod permanent și care din nefericire a dispărut din viață. Finalizarea tezei am realizat-o sub conducerea d-lui. prof. dr. ing. MARIN MARIN căruia îi aduc mulțumirile mele.

Totodată adresez mulțumiri tuturor cadrelor didactice și cercetărilor din cadrul colectivului de fundații pentru sprijinul acordat prin discuții, material bibliografic și sugestii făcute pe parcursul elaborării lucrării, a întocmirii referatelor etc., menționând dintre aceștia pe domnii: prof. Dr. Ing. Virgil Haida, Prof. Dr. Ing. Agneta Gruia.

Autorul exprimă mulțumiri și conducătorilor Facultății de Construcții și Universității Politehnica Timișoara.

Timișoara,
.....

Autorul
Ing. HATAM HAMED RASOOL

Hatam Hamed Rasool

Cercetări cu privire la soluții și procedee destinate industrializării lucrărilor de fundații

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 39, Editura Politehnica, 2009, 198 pagini, figuri 113, tabele 36.

ISSN:1842-581X

ISBN:978-973-625-854-1

Cuvinte cheie:

Industrializare, vibroștanțare, terenuri dificile, fundații discontinue.

Rezumat:

Studii cu privire la elaborarea unor sisteme de fundare cu grad ridicat de industrializare privind elementele de rezeme discontinue sub formă tronconică cu placă antirefulantă, realizate prin vibroștanțare în terenuri norale sau terenuri dificile, și elevații cu grosimea redusă (16 cm).

CUPRINS

NOTAȚII, ABREVIERI, ACRONIME.....	IV
LISTA FIGURILOR.....	VIII
LISTA TABELELOR.....	XI
REZUMAT.....	XII
1. STUDII PRIVIND INDUSTRIALIZAREA INFRASTRUCTURII CLĂDIRILOR CU PEREȚI PORTANȚI.....	5
1.1. Necesitatea industrializării infrastructurii clădirilor.....	5
1.2. Studii privind prefabricarea fundațiilor continue.....	7
1.2.1. Aspecte generale.....	7
1.2.2. Fundații continue prefabricate folosite în Rusia.....	7
1.2.3. Fundație continuă prefabricată folosită în Franța.....	16
1.2.4. Fundație continuă prefabricată folosită în Ungaria.....	16
1.3. Studiul unor fundații continue prefabricate în România.....	17
1.3.1. Fundații alcătuite din blocuri din beton pentru tălpi și elevații prefabricate	17
1.3.2. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri casetate prefabricate.....	18
1.3.3. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri plane prefabricate (IPROTIM 1975).....	20
1.3.4. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații prefabricate din elemente spațiale deschise (IP Cluj-Napoca și ICPRM Iași 1979).....	22
1.3.5. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și panouri mari pentru elevații.....	24
1.3.6. Posibilități de folosire a unor elemente din soluții studiate.....	27
1.4. Studii privind ștanțarea gropilor de fundare ca metodă de industrializare a lucrărilor de infrastructură.....	27
1.4.1. Cu privire la ștanțarea gropilor de fundare.....	27
1.4.2. Infrastructura cu elevații prefabricate rezemate discontinuu pe elemente de talpă realizate prin ștanțare 6-35.....	31
1.5. Concluzii.....	33
2. STUDII CU PRIVIRE LA ELABORAREA UNOR SOLUȚII DE INFRASTRUCTURĂ CU GRAD RIDICAT DE INDUSTRIALIZARE.....	35
2.1. Considerente ce stau la baza conceperii noilor soluții de fundare a unor clădiri de locuințe.....	35
2.2. Prezentarea noilor soluții concepute pentru realizarea industrială a infra- structurii clădirilor cu pereți portanți prefabricați (proiect tip 770 SECT. Pb2).....	36
2.2.1. Infrastructură din elemente de reazem trunchi de con cu placă antirefulantă și elevații prefabricate.....	36
2.2.2. Infrastructuri din elemente de talpă trunchi de con cu placă antirefulantă și elevații prefabricate.....	42
2.3. Aspecte ce se studiază de autor în vederea realizării soluțiilor concepute...42	

II Cuprins

CAP.3. STUDII CU PRIVIRE LA ELEMENTE DE REZEMARE INDIRECTĂ.....	43
3.1. Soluții privind elementul de talpă tronconic cu placă antirefulantă.....	43
3.2. Studii teoretice privind optimizarea formei elementului de talpă tronconic	53
3.3. Studii cu privire la stabilirea capacității portante a reazemului tronconic cu placă antirefulantă.....	60
3.3.1. Studii privind stabilirea capacității portante a elementului de reazem în ipoteza încasării clasice în teren.....	61
3.3.2. Studii cu privire la calculul capacității portante a elementelor cu talpă ținând seama de rezistență pasivă a terenului.....	68
3.3.3. Studii cu privire la calculul capacității portante a elementelor de talpă din condiția de deformație a terenului.....	71
3.3.4. Studii și metodă pentru determinarea capacității portante a elementelor de talpă pe baza rezultatelor de penetrare statică.....	79
3.3.5. Studiul unor metode dinamice pentru calculul capacității portante a elementelor de talpă.....	80
3.4. Studii și verificări experimentate a capacității portante a elementelor de talpă.....	89
3.4.1. Câteva încercări de laborator pe elemente de talpă de adâncime mijlocie..	89
3.4.2. Studii de verificare a capacității portante de determinată experimental cu cea de determinată prin alte metode.....	94
CAP.4. STUDII PRIVIND PEREȚII INFRASTRUCTURII CONCEPTE.....	97
4.1. Studii cu privire la alcătuirea pereților infrastructurii studiate și ipoteza de calcul.....	97
4.2. Studii cu privire la stabilirea unei metodologii de calcul a infrastructurii.....	100
4.2.1. Verificarea elevațiilor la compresiunea cu flambaj.....	100
4.2.2. Verificarea capacității portante de preluare a forței tăietoare.....	102
4.2.3. Verificarea îmbinărilor verticale.....	102
4.2.4. Verificarea îmbinărilor orizontale.....	103
4.3. Studii cu privire la calculul elevațiilor considerente ca grinzi pereți.....	104
4.3.1. Elemente generale utile în studiu elaborat.....	104
4.3.2. Studii cu privire la dimensionarea și armarea elevațiilor cu grinzi pereți.....	107
CAP.5. STUDII CU PRIVIRE LA PROIECTAREA ȘI TEHNOLOGIA DE EXECUTARE A INFRASTRUCTURII CONCEPTE	108
5.1. Generalități - prezentare de principiu.....	108
5.2. Studii cu privire la metodologia de proiectare a elementelor de talpă.....	113
5.2.1. Sintetizarea datelor privind terenul de fundare și conținutul proiectului elementelor de talpă.....	113
5.2.2. Studii privind stabilirea capacității portante a reazemului (elementelor de talpă).....	114
5.3. Studii generale referitoare la calculul pereților infrastructurii prefabricate.....	127
5.3.1. Alcătuirea constructivă a pereților infrastructurii.....	127
5.3.2. Alcătuirea îmbinărilor de rezistență.....	130
5.4. Studiu sintetic privind tehnologia lucrărilor de realizare a infrastructurii concepute.....	131
5.4.1. Utilaje și echipamente folosite la realizarea infrastructurii.....	131

5.4.2. Studii cu privire la stabilirea tehnologiilor de executare a lucrărilor de infrastructură.....	135
5.5. Cu privire la realizarea calității.....	137
5.5.1. Lucrări experimentale.....	137
5.5.2. Elemente ce trebuie precizate în caietul de sarcini.....	139
5.5.3. Precizări utile cu privire la controlul calității lucrărilor infrastructurii realizate.....	139
5.5.4. Măsuri de tehnica securității muncii.....	140
5.5.5. Prezentare sintetică de proiectare a unor elemente de talpă.....	141
CAP.6. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND SOLUȚIA CONCEPUTĂ ȘI STUDIATĂ DE AUTOR.....	145
6.1. Studii tehnico-economice asupra elementelor de talpă proiectată.....	145
6.1.1. Studiu privind capacitatea portantă a elementelor de rezemare (talpă)....	145
6.1.2. Studii privind ponderea părților componente la capacitatea portantă totală a elementului.....	155
6.1.3. Studii tehnico-economice privind dimensiunile bulbului și al plăcii antirefulante.....	156
6.2. Aspecte tehnico-economice privind utilizarea elevațiilor prefabricate cu grosimea de 16 cm.....	161
6.3. Studii tehnico-economice prin utilizarea deciziilor Fuzzy.....	163
6.3.1. Aspecte generale.....	163
6.3.2. Principiu metodei.....	163
6.3.3. Aplicarea deciziilor Fuzzy pentru stabilirea variantei optime de fundare...164	
CAP.7. CONCLUZII GENERALE ȘI CONTRIBUȚII ADUSE DE AUTOR REFERITOR LA ASPECTELE TEHNICO-ECONOMICE STUDIATE.....	171
7.1 Concluzii generale.....	171
7.2 Contribuțiile autorului.....	176
BIBLIOGRAFIE.....	177

NOTAȚII, ABREVIERI, ACRONIME

ET – element de talpă tronconică;
ETB – element de talpă tronconică cu bulb;
ETP – element de talpă tronconică cu placă antirefulantă;
ETPP – element de talpă tronconică cu placă antirefulantă și pernă din balast;
ETBP – element de talpă tronconică cu bulb și placă antirefulantă;
ETBPP – element de talpă tronconică cu bulb, placă antirefulantă și pernă de balast sub acesta;
 V_B – volumul de beton în m^3 ;
 K_p – capacitatea portantă în kN;
 N – valoarea rezistenței normale;
 A_e – suprafața laterală a pernei (a elementului);
 P_{cr} – presiunea critică a încărcării construcției;
 f – coeficientul de frecare dintre element și teren;
 S – tasarea;
 E – modulul de deformație liniară;
 μ – coeficientul lui Poisson;
 λ, K, m – coeficienți ce țin cont de neuniformitatea terenului și de condițiile de lucru;
 α – unghiul de înclinare al generatoarei trunchiului de con;
 F – forța de frecare dintre teren și elementul tronconic;
 Φ – unghiul de frecare interioară
 H – lungimea elementului tronconic;
 p – efortul unitar de compresiune reactivă a terenului asupra elementului;
 db, dB – distanțe echivalente (fața bazei mici și bazei mari) ale trunchiului de con;
 C – coeficient de formă;
 c – coeziunea specifică a terenului;
 s – torsarea elementului tronconic;
 P_{pl} – presiunea de plasticizare a terenului în jurul elementului;
 N/V – capacitate portantă specifică;
 R_{cr} – încărcare critică;
 R_{ad} – încărcare admisă;
 K – coeficient de omogenitate egal;
 η – coeficient de siguranță;
 G – greutatea proprie a fundației;
 R_1, R_2 – rezultatele presiunilor pe suprafețele laterale;
 Q_x – forța care acționează pe suprafața laterală a elementului de talpă pentru deplasarea orizontală;
 M_c – momentul calculat;
 A_a – aria de armătură;
 C_z – coeficienții de pat;
 γ – greutatea volumică;
 S_b – suprafața bazei elementului de talpă;
 z – deplasare (tasare) verticală a elementului de talpă;
 P_{crb} – capacitate portantă pe vârf (pe bază);
 P_{crc} – capacitate portantă aferentă consolelor plăcii;
 P_{crd} – capacitate portantă pe suprafața laterală a trunchiului de con;
 D – diametrul plăcii antirefulante;
 d_s – diametrul trunchiului de con la partea superioară;
 d_i – diametrul bazei mici;

β – coeficient experimental;
 d_b – diametrul bazei superioare;
 R_s – raza bazei superioare;
 $d_i(R_i)$ – diametrul bazei inferioare,(raza bazei inferioare);
 γ_d – greutatea volumică în stare uscată a terenului natural;
 Δ – deplasarea orizontală datorată rotirii;
 Q_1 – capacitatea portantă a părții tronconice;
 Q_2 – capacitatea portantă a plăcii antirefulante;
 R_p – presiunea reactivă;
 V' – volumul de teren îndesat la 2/3 din b;
 R_{p1}, R_{p2} – rezistența la înfigere pe con la penetrare statică;
 A_v – aria secțiunii transversale la vârf a elementului de talpă;
 A_c – aria consolei plăcii antirefulante;
 R_v, R_c – rezistențele terenului la adâncimea corespunzătoare vârfului sau bulbului;
 Q_f – încărcarea critică corespunzătoare capacității portante la frecare pe suprafața laterală a elementului de talpă;
 K – coeficient de neomogenitate;
 m – coeficient al condițiilor de lucru;
 f_i – frecare unitară mobilizată în straturi;
 h_i – grosimea stratului;
 a_s – coeficient ce ține seama de natura terenului;
 m – masa sistemului oscilant;
 K'_p – constanta elastică a pământului;
 P_0 – amplitudinea forței perturbatoare;
 c – constanta de amortizare;
 N – puterea în KW;
 G – greutatea ansamblului vibrator;
 A – amplitudinea de oscilație;
 δ – coeficient de formă;
 l – lungimea elementului;
 F – forța de frecare (rezistența dinamică a pământului);
 $\text{tg } \delta$ – coeficientul de frecare între teren și element;
 P_{din} – rezistența dinamică totală a pământului;
 R_p – rezistența elasto plastică sau pur plastică;
 V_{med} – viteza medie de pătrundere a elementului;
 P_0 – amplitudinea forței perturbatoare;
 M_{vo} – masa percutantă;
 ω – viteza unghiulară;
 y_0 – revenirea elastică adimensională a elementului;
 f – coeficient adimensional;
 K_1 – Rezistența statică / Rezistența dinamică;
 V_m – viteza de înfigere;
 c – coeficient de comportare;
 e_s – suma excentricităților de la marginea superioară a panoului;
 e_i – suma excentricităților de la marginea inferioară a panoului;
 e_p – excentricitatea datorată defectelor accidentale de planeitate;
 e_v – excentricitatea provenită din acțiunea vântului;
 e_c – excentricitatea datorată acțiunii seismice;
 e_1 – excentricitatea din dezaxarea îmbinărilor;
 e_2 – excentricitatea din poziția dezaxată a reazemelor;

VI Notații, abrevieri, acronime

e_3 – excentricitatea provenită din abaterea față de poziția teoretică a planului median;
 p – greutatea panoului considerat;
 q – încărcarea din planșeu;
 f – excentricitatea de aplicare a încărcării aduse de planșeu;
 h – grosimea peretelui considerat;
 H – înălțimea panoului considerat;
 E_b – modul de elasticitate la compresiune a betonului;
 β – coeficient care ținea seama de curgerea lată;
 ξ – raportul dintre eforturile normale provenite din încărcările de lungă durată și cele totale;
 R_b – marca betonului;
 R_c – rezistența de calcul a betonului la compresiune;
 A_a – suma armăturilor orizontale din diafragmă la nivelul considerat, inclusiv armăturile din centură;
 h – grosimea diafragmei;
 L – înălțimea secțiunii transversale a diafragmei;
 H_e – înălțimea nivelului între axele planșeului;
 R_t – rezistența de calcul la întindere a betonului;
 R_a – rezistența de calcul a armăturii;
 L_e – lunecarea pe înălțimea unui etaj;
 ξ – efortul tangențial în dreptul îmbinării verticale;
 a – lățimea minimă a alveolelor;
 ε – coeficient de reducere;
 R_c, R_t – rezistențele de calcul ale betonului din panouri conform STAS 10107/0-76;
 A' – aria centurii;
 A_a – aria totală a armăturii transversale din îmbinarea verticală și a armăturii longitudinale din centură;
 R_{pr}, R_a – rezistențe de calcul conform STAS 10107;
 B – secțiunea alveolelor sau dinților pe unitatea de lungime;
 τ – efort maxim de compresiune;
 ξ – coeficient de corecție funcție de modul de rezemare a planșeului și alcătuirea centurii;
 L_0 – lunecarea pe ansamblul îmbinării orizontale;
 A_ξ – aria eforturilor tangențiale;
 V – volumul de întindere;
 N_{as} – rezultanta eforturilor, de întindere din grinda perete în dreptul reazemelor;
 N_{ac} – rezultanta eforturilor de întindere din grinda perete, în câmp;
 S – este încărcarea de calcul asupra fundației;
 R – capacitatea portantă a fundației (element ului de reazem);
 Δ – deformația probabilă a elementului de talpă;
 P, M, T – încărcări de calcul;
 G_f – greutatea proprie a fundației;
 q_m – presiunea reactivă a terenului pe suprafața laterală a fundației;
 W_m – modulul de rezistență al secțiunii transversale;
 p_p, p_r, p_{crl} și $p_{conv.i}$ – capacități portante ale pământului cuprinse în limitele zonei compactate;

- γ_s – greutatea volumică a scheletului mineral, în KN/m³;
 w – umiditatea terenului natural;
 S_r – gradul de saturație, considerat pentru terenul îndesat;
 γ_w – greutatea volumică a apei în KN/m³;
 G_p – greutatea pământului aflat pe înălțimea h_i aferent suprafeței S_{12} ;
 S_i – suprafața proiecției ei în plan orizontală zonei de pământ îndesat;
 G_b – greutatea bulbului;
 k_{cr} – coeficientul condițiilor de lucru;
 ET – element de talpă
 K_1 – coeficient de neomogenitate;
 m_1 – coeficient al condițiilor de lucru;
 p_1 – rezistența de calcul a materialului rigid din bulb;
 U_{med} – perimetrul secțiunii transversale la mijlocul înălțimii elementului de talpă, în m;
 f_i – perimetrul de calcul pe suprafața laterală a elementului;
 h_i – înălțimea din fișa elementului;
 S_c – aria secțiunii consolei plăcii antirefulante în m²;
 S_d – aria secțiunii transversale la partea superioară a elementului de talpă în m²;
 S_i – aria secțiunii transversale la partea inferioară a elementului de talpă în m²;
 P_2, P_2'' – capacitatea portantă a terenului îndesat calculată la baza consolei, respectiv la mijlocul înălțimii elementului de talpă;
 K_3 – coeficient de neomogenitate;
 m_3 – coeficient al condițiilor în funcție de înălțimea elementului de talpă;
 P_3 – capacitatea portantă a terenului natural;
 β – coeficient de corecție;
 τ_{zi}^{med} – efortul unitar vertical mediu al stratului elementar i ;
 E_i – modulul de deformație liniară al stratului i ;
 n – numărul de straturi elementare cuprinse în limita zonei de îndesare;
 S_{adm} – tasarea admisibilă a construcției stabilită în conformitate cu STAS 3300/2-85.

LISTĂ FIGURI

Figura	1.1:	<i>Fundații continue prefabricate din panouri mari chesonate</i>	8
Figura	1.2:	<i>Fundații continue prefabricate cu elevație din panouri așezate alăturat</i>	10
Figura	1.3:	<i>Fundații continue prefabricate</i>	10
Figura	1.4:	<i>Dependența tasării fundațiilor cu distanța dintre blocurile pentru talpă</i>	11
Figura	1.5:	<i>Panou de fundație interio.</i>	11
Figura	1.6:	<i>Mod de îmbinare între panoul de elevație și talpă de fundație.</i>	12
Figura	1.7:	<i>Infrastructură prefabricată pe piloți.</i>	13
Figura	1.8:	<i>Fundații de diferite tipuri.</i>	14
Figura	1.9:	<i>Consumurile de manoperă pentru execuția diverselor tipuri de fundații.</i>	15
Figura	1.10:	<i>Pereți prefabricați de tip Panasol.</i>	16
Figura	1.11:	<i>Sistem de fundații prefabricate.</i>	17
Figura	1.12:	<i>Fundații prefabricate (Sibiu 1973)</i>	18
Figura	1.13:	<i>Soluție de prefabricare a fundațiilor (Catedra de drumuri și fundații din Timișoara, 1974.</i>	19
Figura	1.14:	<i>Soluție de prefabricare a elevațiilor (IPROTIM 1975)</i>	21
Figura	1.15:	<i>Detaliu de îmbinare.</i>	21
Figura	1.16:	<i>Elevație prefabricată, armare.</i>	22
Figura	1.17:	<i>Element prefabricat spațial deschis tip T.</i>	23
Figura	1.18:	<i>Secțiune verticală prin infrastructură.</i>	23
Figura	1.19:	<i>Elemente prefabricate a) element L; b) element T; c) element X; d) îmbinarea elementelor de talpă.</i>	24
Figura	1.20:	<i>Secțiune infrastructură: a. secțiune verticală; b. Îmbinarea panourilor.</i>	24
Figura	1.21:	<i>Modul spațial prefabricat pentru elevații:</i>	25
Figura	1.22:	<i>Panou prefabricat pentru elevații:</i>	26
Figura	1.23:	<i>Îmbinarea elementelor infrastructurii</i>	26
Figura	1.24:	<i>Fundații continue pe colțari.</i>	29
Figura	1.25:	<i>Fundații continue fără talpă.</i>	29
Figura	1.26:	<i>Elevații prefabricate pe tălpi discontinue:</i>	31
Figura	1.27:	<i>Secțiune; a) pe elemente discrete fără bulb; b) pe elemente discrete cu bulb;</i>	32
Figura	1.28:	<i>Element de talpă cu placă antirefulantă.</i>	32
Figura	1.29:	<i>Zona de influență a elementelor de talpă.</i>	33
Figura	2.1:	<i>Plan de amplasare a elementelor pe talpă. Scara 1:100</i>	38
Figura	2.2:	<i>Plan montaj elevații prefabricate. Scara 1:100</i>	39
Figura	2.3:	<i>Infrastructuri prefabricate cu elemente de talpă tronconice cu placă antirefulantă.</i>	40
Figura	2.4:	<i>Infrastructuri cu elemente de talpă tronconice cu placă antirefulantă realizabile prin vibropercuții.</i>	41
Figura	3.1:	<i>Soluții de fundații stanțate</i>	44
Figura	3.2:	<i>Clasificarea fundațiilor după adâncime de fundare.</i>	44
Figura	3.3:	<i>Clasificarea după modul de realizare.</i>	45
Figura	3.4:	<i>Element de talpă ET3 cu $h = 70$ cm.</i>	45
Figura	3.5:	<i>Echipment pentru realizarea elementelor de talpă tronconice cu placă antirefulantă.</i>	47
Figura	3.6:	<i>Schema tehnologică de realizare a elementelor tronconice cu placă antirefulantă.</i>	48
Figura	3.7:	<i>Zonele de influență a elementelor de talpă</i>	49

Figura 3.8:	Schema tehnologică de realizare a elementelor tronconice cu bulb, placă și pernă din balast	50
Figura 3.9:	Elemente de talpă „ET6” prefabricate cu $h=2,0 \div 3,0$ m	51
Figura 3.10:	Schemă de calcul	54
Figura 3.11:	Schemă de calcul	55
Figura 3.12:	Grafice de variație ale capacității portante (N)	58
Figura 3.13:	Grafice de variație ale capacității portante specifice (N/V)	59
Figura 3.14:	Schemă de calcul a elementelor de talpă	62
Figura 3.15:	Schema de calcul a elementului de talpă cu placă antirefulantă	66
Figura 3.16:	Schema de încărcare și de distribuție a eforturilor	69
Figura 3.17:	Distribuția presiunilor în teren în urma încărcării cu sarcini verticale	72
Figura 3.18:	Grafic pentru determinarea volumului de teren îndesat	73
Figura 3.19:	Grafice pentru determinarea $\gamma_{d1} = f(\gamma_{d,v})$	74
Figura 3.20:	Grafice $R_p = f(\gamma_{d1})$	74
Figura 3.21:	Grafic pentru determinarea volumelor V_1^i și V_2^c	76
Figura 3.22:	Schemă de calcul la forțe orizontale	77
Figura 3.23:	Grafic pentru determinarea volumului de teren îndesat în urma deplasării pe orizontală cu h a părții superioare a elementului de talpă	78
Figura 3.24:	Grafic pentru stabilirea efortului tangențial mobiliza	78
Figura 3.25:	Schemă de calcul	81
Figura 3.26:	Schemă de calcul	82
Figura 3.27:	Schemă de calcul	85
Figura 3.28:	Grafic f pentru terenuri necoezive	87
Figura 3.29:	Grafice f pentru terenuri coezive	87
Figura 3.30:	Curbă etalon de variație a rezistenței dinamice R_1 în funcție de V_m	89
Figura 3.31:	Elemente tronconice experimentale	89
Figura 3.32:	Bazinul și instalațiile anexe pentru încercări	90
Figura 3.33:	Încercări de capacitate portantă pe elemente executate în nisip mediu îndesat	91
Figura 3.34:	Încercări de capacitate portantă pe elemente executate în nisip afânat	92
Figura 3.35:	Curba etalon pentru modelul vibropercutor IEVPP-1	95
Figura 4.1:	Planul de montaj și simbolul elevațiilor care alcătuiesc infrastructura	98
Figura 4.2:	Infrastructura prefabricată	101
Figura 4.3:	Biele de compresiune	104
Figura 4.4:	Traietoriile eforturilor principale în grindă – perete	105
Figura 4.5:	Sisteme de armare și transmitere a încărcării la grinda perete simplu – rezemată	106
Figura 4.6:	Traietoriile eforturilor principale în grinda perete continuă cu încărcare uniform distribuită	106
Figura 5.1:	Secțiune prin infrastructură	110
Figura 5.2:	Elemente de talpă de mică adâncime	111
Figura 5.3:	Elemente de talpă de adâncime mijlocie (Alcătuire de principiu)	112
Figura 5.4:	Schema de distribuție a eforturilor	116
Figura 5.5:	Schemă de distribuție a eforturilor	120
Figura 5.6:	Schemă de calcul	119
Figura 5.7:	Schemă de calcul a coeficientului K	120
Figura 5.8:	Grafice pentru stabilirea semiaxelor (h_b / r_b) ale bulbului	120
Figura 5.9:	Grafice pentru determinarea coeficientului	122
Figura 5.10:	Schemă de calcul	123
Figura 5.11:	Schema de calcul	126

X Listă figuri

Figura 5.12:	<i>Panou pentru elevație (alcătuire de principiu)</i>	128
Figura 5.13:	<i>Panou pentru elevație (alcătuire de principiu)</i>	129
Figura 5.14:	<i>Agregatul de vibropresare AVP</i>	132
Figura 5.15:	<i>Instalație de vibroștanțare</i>	133
Figura 5.16:	<i>Instalație de ștanțare prin baterie</i>	134
Figura 5.17:	<i>Schemă de execuție a lucrărilor pregătitoare</i>	136
Figura 5.18:	<i>Schema tehnologică de realizare a infrastructurii</i>	137
Figura 6.1:	<i>Tipuri de elemente de rezemare</i>	147
Figura 6.2:	<i>Grafice de variație a capacității „R”</i>	150
Figura 6.3:	<i>Grafice de variație a capacității „R_s”</i>	150
Figura 6.4:	<i>Grafice de variație a capacității portante în funcție de starea de îndesare</i>	151
Figura 6.5:	<i>Grafice de variație a capacității portante specifice „R_s” în funcție de starea de îndesare</i>	151
Figura 6.6:	<i>Spor de capacitate comparativ cu elementul ET în funcție de tipul de element</i>	152
Figura 6.7:	<i>Variația de capacitate portantă comparativ cu elementul ET în funcție de starea de îndesare</i>	152
Figura 6.8:	<i>Variația scăderii capacității portante specifice (DR_s) comparativ cu elementul ET în funcție de tipul de element</i>	153
Figura 6.9:	<i>Variația scăderii capacității portante specifice „ΔR_s” comparativ cu elementul ET în funcție de starea de îndesare</i>	154
Figura 6.10:	<i>Variația capacității portante a părților componente elementului de talpă</i>	156
Figura 6.11:	<i>Variația procentuală a aportului părților componente în raport cu capacitatea portantă a elementului</i>	157
Figura 6.12:	<i>Variația aportului părților componente în funcție de starea de îndesare</i>	157
Figura 6.13:	<i>Variația procentuală a aportului de capacitatea portantă a părților componente în funcție de starea de îndesare</i>	158
Figura 6.14:	<i>Grafice de variație a capacității portante „R” și a celei specifice „R_b” în funcție de volumul bulbului</i>	158
Figura 6.15:	<i>Grafice de variație a capacității portante „R_b” bulbului și cea specifică „R_{bs}” în funcție de volumul bulbului</i>	159
Figura 6.16:	<i>Grafice de variație a capacității portante „R” și a capacității portante specifice „R” în funcție de volumul consolei plăcii antirefulante</i>	160
Figura 6.17:	<i>Grafice de variație a capacității portante „R” și a celei specifice „R_{cs}” datorate plăcii antirefulante în funcție de volumul consolei plăcii antirefulante</i>	160
Figura 6.18:	<i>Diferențe procentuale față de varianta V_s</i>	162
Figura 7.1:	<i>Consum beton amplasament zona Spital Județean Timișoara</i>	173
Figura 7.2:	<i>Consum armătură variante amplasament zona Spital Județean Timișoara</i>	174
Figura 7.3:	<i>Consum manoperă variante amplasament Zona Spital Județean Timișoara</i>	175

LISTĂ TABELE

Tabel 1.1: Elemente de infrastructura sub pereți (Rusia)	9
Tabel 1.2: Indicatori comparativi pentru cele 4 tipuri de fundații	15
Tabel 1.3: Consumuri de materiale	20
Tabel 3.1: Tabel comparativ cu parametrii agregatelor de vibro percuție	49
Tabel 3.2: Date cu privire la volumul de beton și capacitatea portantă a elementelor	52
Tabel 3.3: Corelație între H și α pentru determinare N/V]	58
Tabel 3.4: Coeficienți de calcul al capacității portante	78
Tabel 3.5: Coeficienți care țin seama de natura terenului de fundare	79
Tabel 3.6: Coeficienți care țin seama de natura terenului	80
Tabel 3.7: Valori orientative ale coeficientului K_1 pentru pământuri necoezive ..	88
Tabel 3.8: Valori orientative ale coeficientului K_1 pentru pământuri coezive	88
Tabel 3.9: Valori ale capacității portante la elemente executate în nisip afânat	92
Tabel 3.10: Valorile capacității portante R și (R/V) (pentru nisip afânat) ..	93
Tabel 3.11: Valorile capacității portante R și (R/V) (pentru nisip mediu îndesat) ..	93
Tabel 3.12: Valorile capacității portante a elementelor prin metoda vibrodinamică	95
Tabel 3.13: Comparații ale capacității portante <u>calculate</u> și <u>experimentale</u>	96
Tabel 3.14: Comparații ale capacității portante calculate și <u>experimentale</u>	96
Tabel 5.1: Valorile coeficientului m_3	121
Tabel 5.2: Coeficienți α_v , α_c	125
Tabel 5.3: Coeficientul α_s	125
Tabel 5.4: Caracteristici tehnice ale unor utilaje de ștanțare folosite în România	131
Tabel 5.5: Valorile tasărilor late	144
Tabel 6.1: Valoarea capacității portante în nisip în stare foarte afânată	148
Tabel 6.2: Valoarea capacității portante în nisip în stare afânată	148
Tabel 6.3: Valoarea capacității portante în nisip în stare mediu îndesare	148
Tabel 6.4: Capacitatea portantă valorică aferentă părților componente ale elementului de rezemare	155
Tabel 6.5: Valorile capacității portante a elementului R, a plăcii antirefulante T_c și cele specifice R_s și R_cS , pentru diferite dimensiuni ale diametrului plăcii antirefulante	159
Tabel 6.6: Consum beton în elevații	162
Tabel 6.7: Valorile indicatorilor tehnico-economici	165
Tabel 6.8: Valorile relative ale indicatorilor	165
Tabel 6.9: Valorile transformate ale indicatorilor	165
Tabel 6.10: Consumuri și costuri pentru Varianta I	166
Tabel 6.11: Consumuri și costuri specifice Varianta II	167
Tabel 6.12: Consumuri și costuri specifice Varianta III (autor)	168
Tabel 6.13: Calculul gradelor de apartenență	170
Tabel 6.14: Indicatori tehnico-economici	170

REZUMAT

Cerințele crescânde ale dezvoltării urbane, cu referire la dezvoltarea lucrărilor de construcții, și îndeosebi la realizarea unui fond locativ cât mai mare și într-un termen cât mai scurt, pun specialistului din construcții cerințe de perfecționarea sau găsirea unor noi soluții, metode de calcul și proiectare, tehnologii de realizare a lucrărilor atât pentru suprastructura, dar mai ales pentru lucrările de infrastructură, care pe lângă un consum mare de materiale se execută într-o perioadă, de timp relativ mare. De aceea industrializarea lucrărilor de construcții montaj s-a dezvoltat mult în ultimele decenii (îndeosebi la lucrările de suprastructură prefabricată), prin aceea că părți (sau total) - din construcții sunt realizate în fabrici, pe șantier făcându-se numai montajul.

În contrast cu structurile de suprastructură unde industrializarea se aplică atât la construcțiile social-culturale, la clădirile de locuit și la construcțiile industriale, la lucrările de infrastructură aceasta se aplică pe scară redusă, tendințele de folosire a metodelor de industrializare apărând mai recent și destul de timid.

Se subliniază faptul că în majoritatea țărilor lumii se constată că soluțiile de fundare clasice prin turnarea betonului la fața locului nu se mai pretează, deoarece costul acestor lucrări este mult mai ridicat, iar durata de execuție mult mai mare, fapt ce a determinat multe țări din lume, printre care și România să se orienteze spre soluții mai noi și mai bune, prin realizarea infrastructurii (mai ales pentru blocurile de locuințe) prefabricată și cu un grad de industrializare cât mai ridicat a acestor lucrări, aceasta deoarece ritmul de solicitare, necesitatea de locuințe este mereu actuală, iar metodele de execuție existente prin metodele tradiționale de realizare a acestora, nu se poate face fața cerințelor.

Ținând seama de cele arătate autorul și-a propus să studieze posibilități existente precum și de dezvoltare a soluțiilor de realizare a infrastructurii clădirilor de locuit cu structura S+P+4 niveluri, amplasate pe terenuri dificile, aceasta deoarece în multe zone din lume apar asemenea situații de fundare a acestor construcții.

În vederea unei bune cunoașteri a situației existente în domeniu am făcut o largă sinteză documentară în cadrul pregătirii referatelor pentru doctorat, respectiv o sinteză a acesteia fiind prezentată și în capitolul 1 al lucrării.

Astfel, pe baza studierii literaturii și experienței colectivului de fundații din catedră (concretizată în lucrări și referate) a rezultat că în afara câtorva țări europene, în România au existat și există preocupări susținute ce-au dus la rezultate bune, de industrializare prin folosirea prefabricării și a ștanțării gropilor al fundației, deci la o industrializare a infrastructurii.

Capitolul 1 : din studiul efectuat rezultă că pentru clădirile de locuit S+P+4E, unde au fost luate în considerare mai multe soluții cu grad mai scăzut sau mai ridicat de prefabricare, respectiv cu o arie de răspândire mai mare sau mai mică, fiecare soluție concepută, în momentul elaborării sale reprezintă un pas înainte pe calea industrializării lucrărilor de infrastructură a clădirilor cu pereți portanți. Astfel din cele studiate rezultă că în prezent în România, soluția de realizare a infrastructurii prin rezemare discontinuă a elevațiilor prefabricate, reprezintă una dintre soluțiile cu gradul cel mai ridicat de industrializare

Pornind de la considerentele menționate și a studiului bibliografic autorul și-a propus să folosească studiile existente pentru elaborarea unor noi variante de

realizare a infrastructurii care să permită tipizarea, respectiv ridicarea gradului de industrializare prin folosirea prefabricării și mecanizării lucrărilor de infrastructură, în ideea creșterii productivității muncii și a economiei de materiale fără a reduce coeficienții de siguranță ce privesc stabilitatea construcției.

Capitolul 2: autorul studiază realizarea infrastructurii pe terenuri dificile cu grosime redusă prin rezemare, discontinuă a elevațiilor prin folosirea unor noi elemente de rezemare, cu forma trunchi de con și placa antirefulantă, realizate prin vibro-ștanțare, pentru care se prezintă soluțiile concepute, modul de calcul și proiectare, tehnologii de execuție, precum și aspectele economice.

Astfel sunt concepute și prezentate două soluții noi de fundare pe teren dificil (elevația prefabricată rezemată discontinuu) pe elemente tronconice cu placa antirefulantă pentru adâncimi de până la 1 m (sub cota pardoselii), respectiv pe adâncimi de 2.4 m (sub cota pardoselii). Tot în capitolul 2 sunt prezentate aspectele pe care autorul le studiază (cu privire la soluțiile concepute, elementele de rezemare folosite precum și asupra elevației cu o grosime de numai 16 cm (pe care o folosește).

Capitolul 3 al lucrării este consacrat studiilor elementelor de rezemare folosite pentru realizarea soluțiilor de infrastructură concepute.

În acest sens s-au stabilit mai multe variante pentru elementul de talpă tronconic cu placa antirefulantă realizat prin vibro-ștanțare (formă, dimensiuni, detalii constructive) pentru satisfacerea scopului propus.

Pentru satisfacerea necesităților de realizare a soluțiilor, a fost necesar și s-au realizat studii cu, privire la optimizarea formei elementului de talpă, tronconic și îndeosebi cu privire la înclinarea generatoarei acestuia, întrucât alegerea unei înclinări optime care depinde de mai mulți factori (inclusiv de utilajul disponibil, pentru realizare), prezintă mare importanță „tehnică economică, studiile făcute folosind un program de calcul ceea ce a permis o diversitate de ipoteze posibile (prezentate în paragraful 3.2.).

O problemă căreia i s-a acordat o mare atenție o reprezintă studiile făcute cu privire la modul de stabilire a capacității portante a reazemelor de formă tronconică cu placă antirefulantă, atât pentru faza de proiectare cât și pentru proiectarea finală (paragraful 3.9). Astfel s-au studiat și se prezintă mai multe metode de calcul și anume:

- studii privind stabilirea capacității portante a elementului de reazem în ipoteza încastrării elastice în teren;
- studii cu privire la calculul capacității portante a elementelor cu talpă ținând seama de rezistența pasivă a terenului;
- studii cu privire la calculul capacității portante a elementelor de talpa din condiția de formație a terenului
- studii pentru determinarea capacității portante a elementelor de talpă pe baza rezultatelor de penetrare statică; studiul unor metode „dinamice” pentru calculul capacității portante a elementelor de talpă.

Într-un paragraf special (3.4) s-au făcut studii de verificare experimentală a capacității portante a elementelor de talpă, prin folosirea unor încercări experimentale existente în catedră, respectiv valorile obținute prin calculul acesteia cu relațiile stabilite teoretic. După cum rezultă din lucrare, capitolul 3 are la bază fenomene fizice concretizate în relații matematice de calcul a capacității portante a elementelor concepute pentru realizarea soluțiilor de fundare luate în studiu.

Capitolul 4 prezintă studii cu privire la pereții infrastructurii concepute, începând cu cercetările făcute cu privire la alcătuirea pereților infrastructurii studiate în ipotezele făcute de autor. De reținut studiile făcute cu privire la stabilirea unei metodologii de calcul a infrastructurii (compresiune cu flambaj, îmbinări între pereții de elevație prefabricați, precum și îmbinările orizontale).

În același capitol (4) se fac și unele studii cu privire la calculul elevațiilor considerate ca grinzi pereți (armarea, etc.)

Paragraful 4.4. prezintă un exemplu de calcul elevațiilor ca grinzi pereți rezemați discontinuu, pe elemente de talpă tronconice, calculul făcându-se atât pentru un panou transversal cât și pentru unul longitudinal.

Acest capitol 4 se încheie cu prezentarea unei metodologii de calcul și un exemplu de verificare practică a diafragmelor în soluția studiată.

Capitolul 5: în vederea rezolvării cât mai complete a problemelor propuse în Cap.5.se prezintă studiile făcute cu privire la modul de proiectare și realizare a infrastructurii studiate. Astfel se prezintă în detaliu soluțiile concepute insistându-se, pe patru direcții principale:

- paragraful 5.2. prezintă metodologia de proiectare a elementelor de talpă (elemente necesare proiectării, relațiile de stabilire a capacității portante pentru elemente scurte și lungi, calculul tasărilor elementelor de talpă;
- studii cu privire la calculul și proiectarea pereților infrastructurii prefabricate luată în studiu pentru un proiect tip cu suprastructură prefabricată;
- studiu privind tehnologia lucrărilor de realizare a infrastructurii concepute (utilaje, echipamente, fluxul tehnologic);
- studii și precizare cu privire la realizarea calității infrastructurii (lucrări practice, caietul de sarcini, securitatea muncii, etc.)

În finalul Capitolului 5 se prezintă și un exemplu de proiectare a unor elemente de talpă folosite în soluția concepută și studiată

Capitolul 6 este destinat unor studii tehnico-economice, concretizate pentru soluția concepută, studiile referindu-se la următoarele probleme:

- studii tehnico-economice asupra elementelor de talpă proiectate, inclusiv studii cu privire la ponderea aferentă părților componente la capacitatea portantă totală a elementelor de reazem (bulb, placă antirefulantă, etc.);
- aspecte tehnico-economice privind utilizarea elevațiilor prefabricate cu grosime de 16 cm;
- studii tehnico-economice prin utilizarea deciziilor FAZZY (principiu metodei, aplicarea în concret și exemple de folosire pentru două amplasamente luate în studiu);

În Capitolul 7 al lucrării se prezintă sumar contribuțiile autorului cu privire la aspectele tehnico-economice studiate subliniind și principalele sale contribuții științifice, dintre care se menționează:

1. Documentarea la zi pe baza consultării unei bogate bibliografii din țară și străinătate privind soluțiile și procedeele destinate industrializării lucrărilor de fundații;

2. Studiarea și analiza critică a soluțiilor de prefabricare a fundațiilor continue prefabricate utilizate în România și în străinătate;

3. Elaborarea unei soluții noi de prefabricare a fundațiilor folosind elemente tronconice pentru talpă și elevații prefabricate cu grosime redusă;

4. Conceperea unei tehnologii noi pentru realizarea ștanțării gropilor de fundarea prin vibropresare în vederea realizării elementelor tronconice cu placă

antirefulantă de mică adâncime, fără bulb, în terenuri normale și cu bulb din pietriș în terenurile slabe de fundare;

5. Realizarea unui echipament pentru execuția elementelor de talpă tronconică cu placă antirefulantă, prin batere în terenurile normale și cu bulb în terenurile slabe de fundare;

6. Studii de laborator privind tehnologia de execuție și capacitatea portantă a elementelor de fundare scurte și de lungime medie în pământuri necoezive și cu diverse stări de îndesare;

7. Studii privind proiectarea și tehnologia de realizare a infrastructurii concepute pentru fundațiile continue prefabricate;

8. Studii tehnico-economice privind folosirea elementelor de formă tronconică cu placă antirefulantă comparativ cu soluțiile cunoscute (elemente trunchi de piramidă, tălpi continue prefabricate, tălpi discontinue).

Rezolvarea acestei probleme, pe plan mondial a fost subliniată la simpozionul „Construcții eficiente și tehnologii avansate în domeniul construcțiilor de locuințe din elemente prefabricate” care a avut loc la Dresda în 1979 unde s-a precizat că una din căile creșterii eficienței lucrărilor pe șantier este extinderea prefabricării și mecanizării și la lucrările de infrastructură [6].

Trebuie adăugat că în prezent fundațiile prefabricate, se folosesc mai rar și pentru că ele nu satisfac în toate cazurile unele cerințe ce decurg din dezvoltarea industrializării construcțiilor. Astfel în cazul prefabricării fundațiilor pentru blocurile de locuințe trebuiesc privite distinct cerințele principale și cerințele suplimentare. Dintre cerințele principale mă refer la asigurarea rezistenței, stabilității fundațiilor și durabilității lor, cerințe care sunt valabile pentru oricare mod de executare, iar dintre cerințele suplimentare menționez pe cele care determină gradul de industrializare al construcțiilor (suprastructură plus infrastructură) și se referă la:

- soluțiile constructive care trebuie să cuprindă unificarea și tipizarea fundațiilor;
- confecționarea elementelor prefabricate în flux continuu sau pe standuri;
- transport și montaj ușor prin mecanisme corespunzătoare;
- cerințe economice: reducerea consumului de manoperă pe șantier, reducerea consumului de materiale și de energie, scurtarea duratei de execuție, reducerea prețului de cost, etc.

Folosirea fundațiilor prefabricate beneficiază de o serie de factori specifici din care reiese superioritatea acestora față de fundațiile monolite cum ar fi:

- realizarea pe cale industrială a fundațiilor prefabricate tipizate, care permite folosirea aceluși tipare metalice de un număr mare de ori;
- reducerea timpului de execuție prin creșterea gradului de prefabricate și la nivelul „Cotei zero” prin executarea pe șantier numai a operațiilor de montaj;
- fundațiile prefabricate duc la îmbunătățirea indicilor de utilizare a macaralelor de capacitate mijlocie care au un grad de manipulare și posibilități ușoare de deplasare în condiții de șantier;
- reducerea consumului de materiale lemnos prin eliminarea cofrajelor și eșafodajelor cu 80-90%;
- reducerea consumului de ciment și agregate printr-o gospodărire mai judicioasă a lor în unități industriale;
- posibilități mărite pentru mecanizarea și automatizarea proceselor tehnologice, ceea ce duce la realizarea unor produse de calitate

XVI Rezumat

superioară și în același timp un control permanent pe faze a proceselor de prefabricare de cadre tehnice specializate

- reducerea fondurilor necesare organizărilor de șantier prin micșorarea suprafețelor necesare construcțiilor provizorii
- se asigură o activitate continuă practic în tot timpul anului la executarea lucrărilor de construcții;
- crește productivitatea muncii prin mecanizarea procesului tehnologic, atât în unitățile industriale și de prefabricate cât și a operațiilor de montaj pe șantier;
- reducerea prețului de cost.

Din cele prezentate mai sus rezultă în mod evident avantajele industrializării lucrărilor de infrastructură a clădirilor, cea ce justifică necesitatea folosirii unor metode de industrializare și a lucrărilor de fundații.

1. STUDII PRIVIND INDUSTRIALIZAREA INFRASTRUCTURII CLĂDIRILOR CU PEREȚI PORTANȚI

1.1. Necesitatea industrializării infrastructurii clădirilor

Industrializarea în construcția de clădiri reprezintă un fenomen de evoluție normală a producției materiale deoarece transformarea meșteșugului în proces de producție industrială s-a produs în toate ramurile și sectoarele de activitate umană. Ea s-a impus cu întârziere în ramura construcțiilor, deoarece a întâmpina dificultăți mari, determinate de caracterul complex de edificare în acest domeniu.

Se știe că volumul lucrărilor de construcții crește într-un ritm care nu poate fi egalat de ritmul de asigurare cu cadre calificate și muncitori, necesare pentru executarea acestor lucrări prin metode tradiționale. Astfel în Franța, țara occidentală avansată în ceea ce privește industrializarea în construcții, s-a ajuns la nivel ridicat [19], deoarece în urma distrugerilor de război, s-a ivit necesitatea refacerii industriei distruse și construirea a peste 500.000 de apartamente având pe an o capacitate de mână de lucru echivalentă cu posibilitatea de realizare a numai 8.000 locuințe. Necesități și mai acute au fost în RUSIA și în alte țări socialiste care au realizat un imens program de investiții pe termen scurt. Dacă se ia în considerare nevoia de construire numai de locuințe în întreaga lume, care se apreciază la sute de milioane dolari pe an, reiese în mod evident că nu există forță de muncă calificată necesară realizării unui astfel de program, fără a apela la tehnologii avansate de tip industrial [1]. De aceea se consideră că utilizarea eficientă a fondurilor investite în utilaje și clădiri, presupune o concepere a alcătuirii și modului de realizare a construcțiilor, care să conducă la reducerea duratei lor de execuție, respectiv la o creștere a productivității muncii.

Introducerea industrializării în construcții prezintă o evoluție ireversibilă, în principal din cauza creșterii productivității muncii, dar și a scurtării termenelor de realizare, a economiei de materiale și mijloace, a calității produselor.

Trecerea unei părți din ce în ce mai mari a procesului de executare a clădirilor în ateliere sau uzine specializate, unde munca se poate desfășura în tot timpul anului, este unul din obiectivele urmărite.

Astfel și în România pentru a asigura baza industrializării s-a acordat atenție la unele aspecte dintre care se menționează:

- dezvoltarea acțiunii de tipizare a construcțiilor, a părților de construcții și a elementelor de construcții;
- dezvoltarea producției centralizate de elemente de construcție prefabricate;
- dezvoltarea producției de betoane de mărci ridicate;
- dezvoltarea posibilităților de transport și de montaj;
- introducerea precomprimării;
- dezvoltarea activității de cercetare și a metode lor de calcul;
- dezvoltarea și folosirea unor procedee de mecanisme a proceselor tehnologice;

De subliniat ca industrializarea executării construcțiilor nu s-a dezvoltat în mod egal la toate părțile componente ale clădirilor (suprastructură și infrastructură). Astfel, dacă în ceea ce privește suprastructura halelor industriale parter și etajate

sau a clădirilor de locuit există soluții integral prefabricate, în ceea ce privește infrastructura doar în ultimii ani au apărut câteva soluții de prefabricate a fundațiilor, fiind încă destul de mult folosite soluțiile monolite [12; 19], respectiv soluții cu mecanism redusă.

Astfel, pentru blocurile de locuit S+P+4E cu suprastructură din panouri mari prefabricate, lucrările de la „Ciclul zero” monolite, inclusiv săpăturile aferente, reprezintă cca. 12% din valoarea totală a lucrărilor de construcții montaj și consumă cea.26% din manopera totală, ceea ce dovedește rămânerea în urmă a industrializării lucrărilor de infrastructură.

Nivelul productivității muncii la lucrările de fundații și, în general la lucrările „Cotei zero” este foarte scăzut comparativ cu nivelul productivității muncii realizat la suprastructură. De asemenea durată foarte mare de execuție a lucrărilor de la "Cota zero" față de cele de la suprastructură caracterizează gradul scăzut de industrializare a acestor lucrări.

Rezolvarea acestei probleme, pe plan mondial a fost subliniată la simpozionul „Construcții eficiente și tehnologii avansate în domeniul construcțiilor de locuințe din elemente prefabricate” care a avut loc la Dresda în 1979 unde s-a precizat că una din căile creșterii eficienței lucrărilor pe șantier este extinderea prefabricării și mecanizării și la lucrările de infrastructură [6].

Trebuie adăugat că în prezent fundațiile prefabricate, se folosesc mai rar și pentru că ele nu satisfac în toate cazurile unele cerințe ce decurg din dezvoltarea industrializării construcțiilor. Astfel în cazul prefabricării fundațiilor pentru blocurile de locuințe trebuie să se distingă cerințele principale și cerințele suplimentare. Dintre cerințele principale mă refer la asigurarea rezistenței, stabilității fundațiilor și durabilității lor, cerințe care sunt valabile pentru oricare mod de executare, iar dintre cerințele suplimentare menționez pe cele care determină gradul de industrializare al construcțiilor (suprastructură plus infrastructură) și se referă la:

- soluțiile constructive care trebuie să cuprindă unificarea și tipizarea fundațiilor;
- confecționarea elementelor prefabricate în flux continuu sau pe standuri;
- transport și montaj ușor prin mecanisme corespunzătoare;
- cerințe economice: reducerea consumului de manoperă pe șantier, reducerea consumului de materiale și de energie, scurtarea duratei de execuție, reducerea prețului de cost, etc.

Folosirea fundațiilor prefabricate beneficiază de o serie de factori specifici din care reiese superioritatea acestora față de fundațiile monolite cum ar fi:

- realizarea pe cale industrială a fundațiilor prefabricate tipizate, care permite folosirea aceluiași tipare metalice de un număr mare de ori;
- reducerea timpului de execuție prin creșterea gradului de prefabricate și la nivelul „Cotei zero” prin executarea pe șantier numai a operațiilor de montaj;
- fundațiile prefabricate duc la îmbunătățirea indicilor de utilizare a macaralelor de capacitate mijlocie care au un grad de manipulare și posibilități ușoare de deplasare în condiții de șantier;
- reducerea consumului de materiale lemnos prin eliminarea cofrajelor și eșafodajelor cu 80-90%;
- reducerea consumului de ciment și agregate printr-o gospodărire mai judicioasă a lor în unități industriale;
- posibilități mărite pentru mecanizarea și automatizarea proceselor tehnologice, ceea ce duce la realizarea unor produse de calitate

- superioară și în același timp un control permanent pe faze a proceselor de prefabricare de cadre tehnice specializate
- reducerea fondurilor necesare organizărilor de șantier prin micșorarea suprafețelor necesare construcțiilor provizorii
 - se asigură o activitate continuă practic în tot timpul anului la executarea lucrărilor de construcții;
 - crește productivitatea muncii prin mecanizarea procesului tehnologic, atât în unitățile industriale și de prefabricate cât și a operațiilor de montaj pe șantier;
 - reducerea prețului de cost.

Din cele prezentate mai sus rezultă în mod evident avantajele industrializării lucrărilor de infrastructură a clădirilor, cea ce justifică necesitatea folosirii unor metode de industrializare și a lucrărilor de fundații.

1.2. Studii privind prefabricarea fundațiilor continue

1.2.1. Aspecte generale

Industrializarea prin prefabricare a fundațiilor obișnuite(directe) la clădirile cu pereți portanți constituie o problemă care s-a pus cu mult timp în urmă [19]. Tendințe spre o industrializare a executării fundațiilor construcțiilor cu pereți portanți în ultimul timp, apar tot mai des [11;18;17,26;27,35,38]

În prezent, fundațiile pentru pereți continuă a se executa monolit în majoritatea țărilor lumii, cu un grad mai mare sau mai mic de industrializare în funcție de procedeele aplicate la lucrările de săpare a gropii de fundație, sau de turnare a betonului.

Așa cum s-a menționat și anterior prefabricarea fundațiilor (continue) este destul de puțin răspândită în lume cu excepția câtorva țări (Rusia, Franța, Ungaria, Polonia, România).

Folosindu-mă de literatura de specialitate precum și de experiența existentă în catedra de fundații de la Timișoara în cele ce urmează se prezintă unele aspecte cu privire la soluțiile de fundații continue prefabricate.

1.2.2.Fundații continue prefabricate folosite în Rusia

Studiind literatura [28] se constată că la realizarea fundațiilor unor pereți portanți, executat, în Rusia se întâlnesc numeroase variante constructive pentru fundații continue, executate integral prefabricat [21]. Aceste variante pot fi grupate după caracteristicile lor de alcătuire, astfel:

- a) după dimensiunile elementelor prefabricate, care intră în alcătuirea lor;
 - fundații din blocuri mici;
 - fundații din panouri mari.
- b) după modul de realizare a tălpii fundației;
 - fundații cu talpă continuă;
 - fundații cu talpă discontinuă.

Pentru elucidarea principiilor de alcătuire a fundațiilor continue din prefabricate la câteva tipuri principale de elemente prefabricate folosite în Rusia în tabelul 1.1. se prezintă unele dintre aceste fundații.

Din analiza tabelului 1.1. rezultă că elementele prefabricate sunt diferențiate ca formă și dimensiuni după locul pe care îl ocupă în fundație, adică elemente pentru talpă sau elemente pentru perete-soclu (elevație), fiind executate de regulă din beton obișnuit, simplu sau armat, cu secțiune plină. Pentru reducerea greutateii proprii elementele se execută uneori cu goluri sau cu beton de greutate specifică mai mică. Sunt de asemenea de remarcat unele încercări de folosire a precomprimării betonului, în scopul reducerii secțiunilor și, în special, a consumului de oțel.

Asemenea elemente sunt de regulă cele realizate sub formă de panouri folosibile pentru realizarea tălpilor sau a soclului elevație, știut fiind că prin precomprimare se obține sporuri de capacitate portantă la preluarea eforturilor de întindere din încovoiere, precum și o reducere a dimensiunilor (grosimea) acestora, ceea ce duce la o masă mai mică, deci o manevrare mai comodă cu macaralele de montaj.

1. Panouri mari precomprimate executate în tehnologie de stand;
2. Elemente din beton armat pline sau cu goluri;
3. Panouri mari executate cu bare din oțel preîntinse;
4. Panouri mari chesonate din beton armat.

Subliniez că folosirea betonului precomprimat conduce la reducerea consumului de oțel de 1,5...2 ori și a consumului de manoperă de 1,5 ori comparativ cu tehnologia fabricării în tipare și mese vibrante.

Panourile mari chesonate din beton armat au dimensiuni tipizate, dimensiunile lor fiind: lungimea de 360 cm; lățimea de 80-240 cm și grosimea 30-40 cm. După cum se vede și elevațiile pentru clădirile P+4E sunt alcătuite din panouri mari (tabelul 1.1.).

Panourile mari precomprimate sunt prevăzute cu goluri și sunt asemănătoare cu panourile de talpă.

Panourile mari chesonate din beton armat pot avea secțiuni U și I, cu lățimea de 45 cm, lungimea 360 cm și înălțimea de 110 – 220 cm.

În ceea ce privește tehnologia de montaj a elementelor prefabricate după terminarea săpăturii, se așează panourile de talpă (1) pe un pat din nisip sau pe beton de egalizare (fig. 1.1.). Panourile de elevație chesonate (2) se așează pe panourile de talpă prin intermediul unui mortar de poză, celelalte elemente rezultând din legenda figurii 1.1.

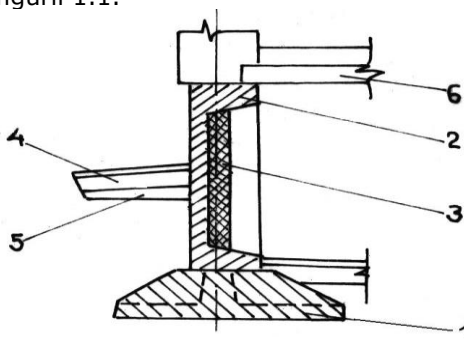

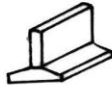





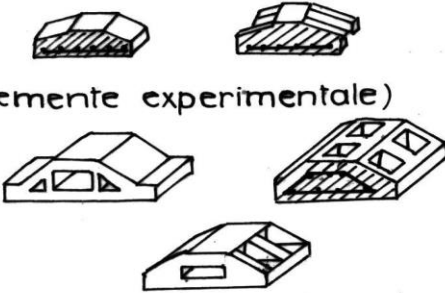
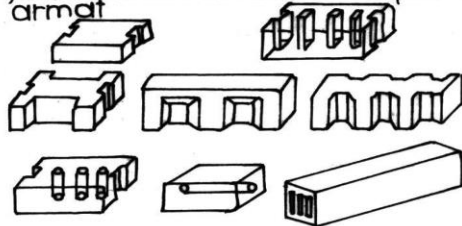

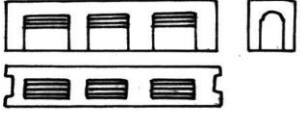




Fig. 1.1 Fundații continue prefabricate din panouri mari chesonate.

1. panou talpă 2. panou elevație 3. izolație termică 4. trotuar 5. strat din argilă 6. planșeu

În cazul în care elevațiile sunt așezate alăturat, acestea se execută similar cu cele arătate mai sus cu deosebirea că peretele fundației este executat din două panouri așezate față în față (fig.1.2.).

Tabelul 1.1 Elemente de infrastructura sub pereți (Rusia)

FUNDAȚII CONTINUE				
sistemul adaptat pr. perețe	din panouri mari	perete dintr-un panou 	sistemul adaptat pt. talpă	cu talpă continuă 
		cu perețe din două panouri așezate alături 		
	din blocuri mici			cu talpă discontinuă 
ELEMENTE PREFABRICATE PT. FUNDAȚII CONTINUE				
pentru talpă		pt. fundații soclu		
1) panouri mari precomprimate (în tehnologie de standard) 		1) panouri mari precomprimate (în tehnologie de standard.) 		
2) elemente din beton armat (elemente experimentale) 		2) blocuri mici din beton simplu și armat 		
3) cu armătură pretensionată 		3) blocuri chesonate din beton armat 		
4) panou chesonat din beton armat 		4) panouri mari chesonate din beton armat 		

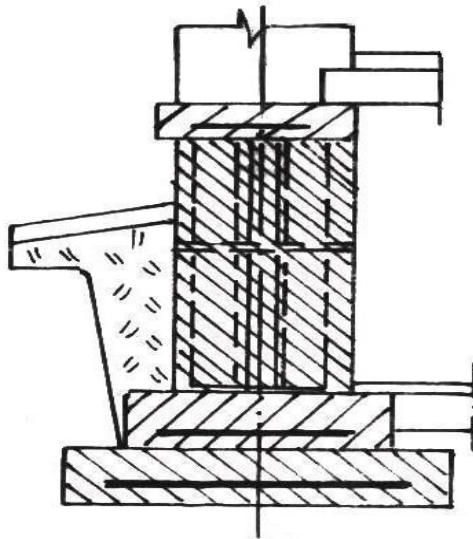


Fig. 1.2 Fundații continue prefabricate cu elevație din panouri așezate alăturat

Din același tabel rezultă că elementele de talpă pentru pereți pot fi:
Fundațiile din blocuri mici sunt alcătuite în principiu tot din talpă și elevație. Diferența constă în realizarea tălpii sau a elevației din blocuri mici zidite. Toate fundațiile prezentate fie executate cu talpă continuă (fig.1.3a) sau discontinuă (fig.1.3b).

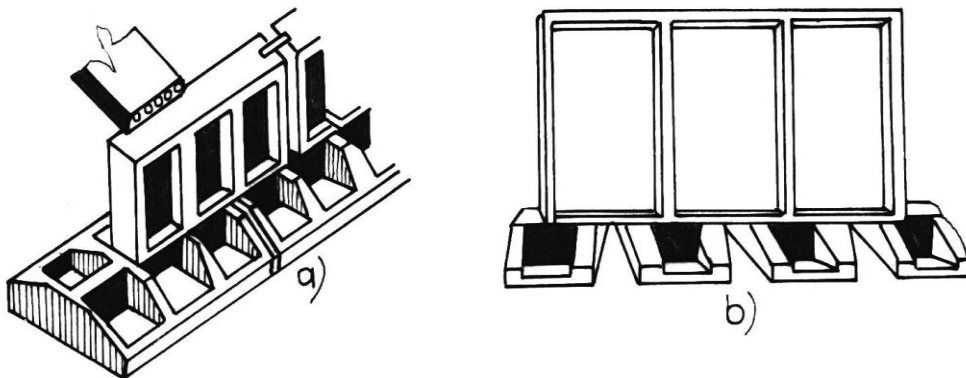


Fig. 1.3. Fundații continue prefabricate
a) cu talpă continuă
b) cu talpă discontinuă

Fundațiile discontinue sunt prevăzute cu așezarea întreruptă a blocurilor de talpă. Comparativ cu fundațiile cu talpă continuă, fundațiile cu talpă discontinuă aduc economii de până la 30 % la consumul de beton.

Totodată, fundațiile cu talpă discontinuă suferă tasări mai mici în condițiile aceleași presiuni pe teren (fig.1.4.) din care rezultă o bună comportare. Dezavantajul lor constă în faptul că se reduce dimensiunea elementelor prefabricate, deci și gradul de industrializare.

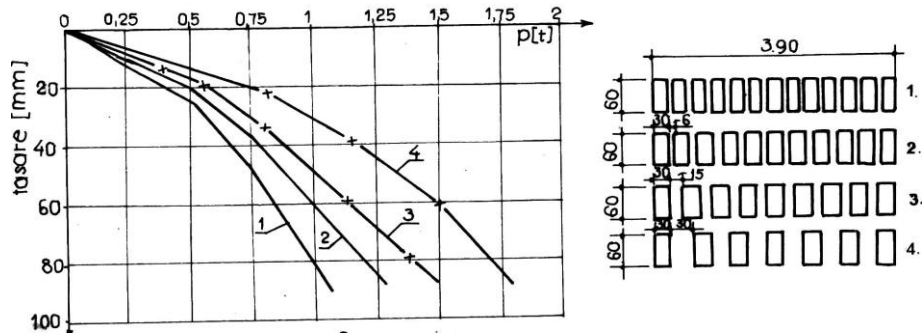


Fig. 1.4. Dependenta tasării fundațiilor cu distanța dintre blocurile pentru talpă
1. talpă continuă; 2,3,4. talpă întreruptă cu distanța de 6 cm, 15 cm, 30 cm.

Luând în considerare dezavantajele executării fundațiilor din beton armat monolit și în special durata mare de execuție a infrastructurii în comparație cu montarea rapidă a panourilor de la suprastructură s-au adoptat soluții prefabricate și în cazul construcțiilor amplasate în zone seismice. Soluția constructivă constă în alcătuirea infrastructurii din panouri mari îmbinate de-a lungul axelor longitudinale și transversale (fig.1.5). Dimensiunile panourilor pentru elevații cu mărimea unei camere și grosimea 20-25 cm, din beton de marcă B 200, armate cu carcasa verticale și bare orizontale. Pe marginile verticale panourile de elevație prezintă dinți de dimensiuni 250x120 mm, pentru distribuția încărcărilor concentrate provenite de la suprastructură și transmise la talpa fundației.

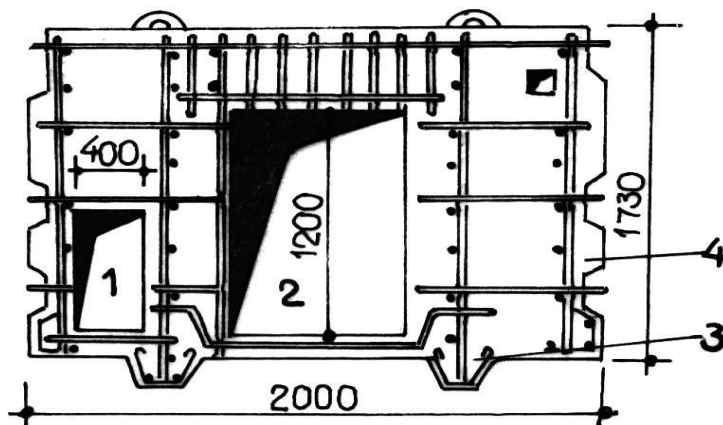


Fig. 1.5. Panou de fundație interior
1. gol pentru instalații; 2. gol de trecere; 3. dinte pentru preluarea forțelor de lunecare orizontală; 4. dinte pentru preluarea lunecărilor verticale.

Pe partea inferioară a panourilor axei longitudinale medii și a tuturor axelor transversale se află dinți pentru preluarea forțelor orizontale din acțiunea seismică. Astfel prin realizarea dinților menționați se creează o posibilitate de sporire a capacității portante a contactului dintre panoul de elevație și talpă, deci o comportare mult mai bună în preluarea forțelor de lunecare, cea ce face soluția viabilă și în condițiile solicitării seismice.

În funcție de condițiile geologice, respectiv de natura terenului, talpa fundației se rezolvă în trei variante:

- varianta I - folosită în cazul în care terenul bun de fundare se află la adâncimea de 2 m de la suprafața terenului. Se utilizează tălpi continue din elemente prefabricate din beton armat, cu grosimea de 40 cm, îmbinarea dintre elemente se face prin sudură urmată de monolitizarea de-a lungul axelor clădirii;

Ca urmare a îmbinărilor realizate printr-o sudură de calitate a armăturilor (lăsate special în acest scop) structura va lucra ca un tot cu o ridicată capacitate portantă. În figurile 1.6.a și 1.6.b se prezintă unele moduri de îmbinare orizontală (de elevație talpă) și verticală (elevațiile), realizabile simplu și eficiente.

- varianta II - folosită în cazul în care stratul bun de fundare se află la 4,5 m de la suprafața terenului, indicându-se soluția fundării pe piloți cu grindă din beton armat prefabricat, alcătuită din mai multe tronsoane. Îmbinarea elementelor de talpă se face ca la varianta I. Dimensiunile acestora sunt de 40 cm înălțime și 40 cm lățime pentru axele interioare, iar pentru axele exterioare de 55 cm; varianta menționată prezintă unele avantaje tehnico-economice, dar numai pentru situațiile în care terenul bun de fundare se află la adâncime medie (circa 4..5m),

- varianta III - folosită în cazul în care stratul de fundare se află între 2 și 4,5 m de la suprafața terenului și se folosesc piloți prefabricați cu secțiune dreptunghiulară, din beton armat, de diverse înălțimi în funcție de adâncimea stratului portant. Pe piloți se așează elementele de talpă prefabricate conform variantei II la partea superioară a tălpii se prevăd mustăți, în scopul sudării cu carcasa verticală din îmbinări.

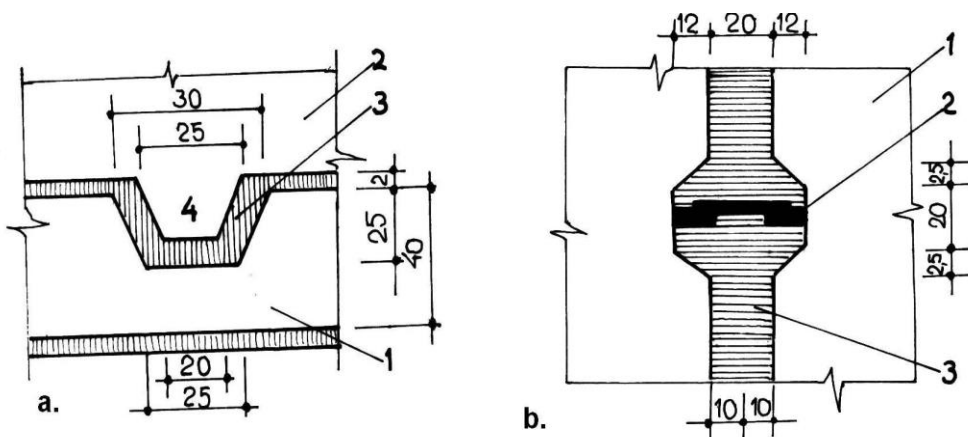


Fig. 1.6. Mod de îmbinare între panoul de elevație și talpă de fundație
1. talpă prefabricată; 2. panou elevație; 3. mortar de poză; 4. prag.

După folosirea fundațiilor continue prefabricate și în cazul zonelor seismice [21] s-au evidențiat câteva avantaje deosebite dintre care se menționează:

- economii de beton 36 % și armătură 14 %;
- reducerea manoperei cu 44 %;
- reducerea costurilor cu 27 %;
- nu se întrerupe lucrul pe timp nefavorabil;
- se ridică categoria de calificare a muncitorilor;
- se pot folosi aceleași brigăzi de montaj atât la infrastructură, cât și la suprastructură.

Introducerea prefabricării fundațiilor și în cazul terenurilor slabe pe grosimi mari, s-a făcut în RUSIA prin folosirea unei infrastructuri compuse din panouri mari prefabricate cu capetele frontale pe piloți prefabricați (fig.1.7.).

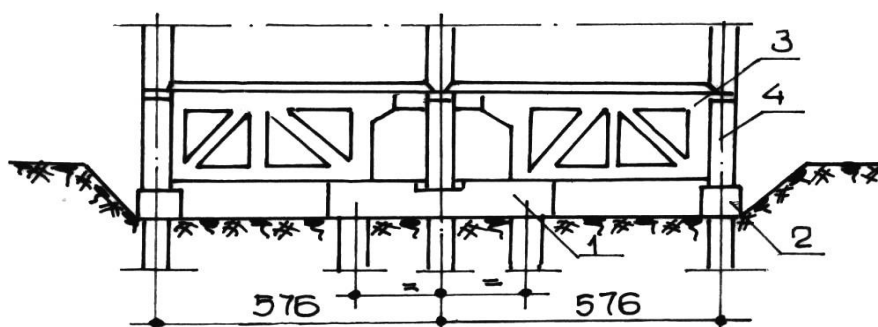


Fig. 1.7. infrastructură prefabricată pe piloți
1. cap frontal central; 2. cap frontal marginat;
3. panou elevație transversal; 4. panou elevație longitudinal

Începând din anul 1973 în Rusia se folosește și soluția de perete îngropat, alcătuit din elemente prefabricate, cu rol de sprijinire, impermeabilizare și preluarea acțiunilor verticale [15]. Realizarea acestora se face după tehnologia de realizare a pereților. Înlocuirea peretelui îngropat din beton monolit ca perete din elemente prefabricate prezintă un mare grad de industrializare și s-a dovedit a fi deosebit de eficientă în perioada de iarnă, când pentru realizarea peretelui monolit compoziția betonului și a noroiului bentonitic este greu de realizat.

Tehnologia „peretelui îngropat prefabricat constă în montarea și îmbinarea unor panouri din beton armat în tranșea săpată sub protecția noroiului bentonitic [48]. În această tehnologie o importanță deosebită o are realizarea corectă a îmbinărilor acestora [6]. Această soluție se poate utiliza în condiții eficiente și pentru construcții civile, sau pentru celule de mină, canalizare, etc.

Experiența acumulată de către specialiștii sovietici în prefabricarea fundațiilor continue la clădirile de locuit a permis conturarea unor importante aspecte tehnico-economice.

Astfel, pentru următoarele tipuri de fundații prezentate în fig.1.8 se vor prezenta câteva aspecte demne de reținut. Dintre acestea în tabelul 1.2. sunt prezentați pentru cele 4 tipuri (fig.1.8) principalii indicatori comparativi.

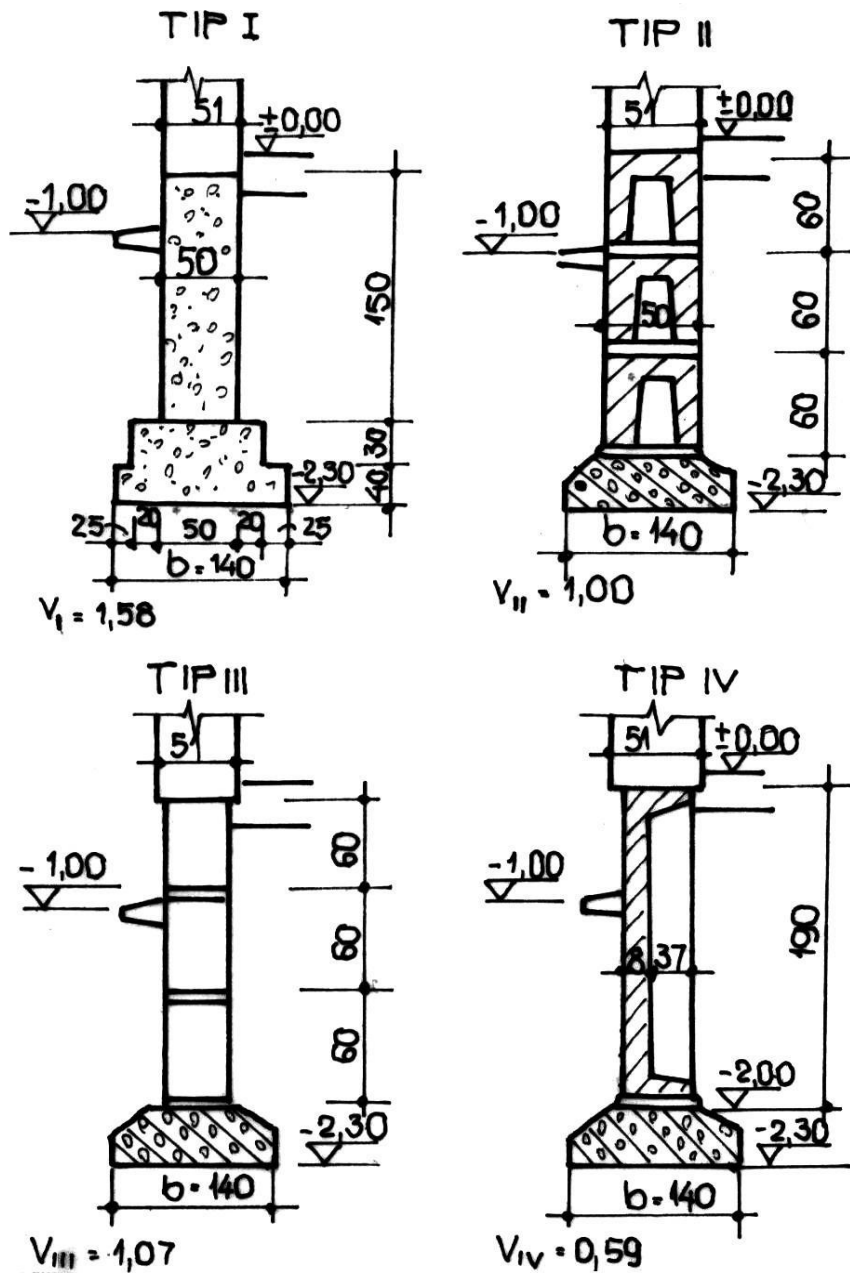


Fig. 1.8. Fundații de diferite tipuri:

- tipul I – fundație din beton ciclopian;
- tipul II – fundație din blocuri preabricate mici cu goluri;
- tipul III – fundație din blocuri mici înguste;
- tipul IV – fundație din panouri mari chesonate

Tabelul 1.2. Indicatori comparativi pentru cele 4 tipuri de fundații

Indicatori la 1 ml de fundație	UM	Tipul fundației			
		I	II	III	IV
Grosimea raportată a elevației	Cm	50	37	38	19
	%	100	74	76	38
Grosimea raportată a tălpii	Cm	59	30	30	23
	%	100	51	51	39
Volumul la 1 ml de fundație	m ³	1,58	1,00	1,07	0,59
	%	100	63	68	37
Consum metal	Kg	0	7,3	7,8	14,4
Consum material lemnos	m ³	0,02	0,01	0,01	0,005
Greutatea materialelor și a elementelor de construcții	KN	3,64	3,02	2,68	1,47
	%	100	83	74	40
Consumul de manoperă total	Zile Om	1,71	1,29	1,25	1,04
	%	100	75	73	61
Număr de elemente prefabricate pentru o secțiune	Buc.	0	118	118	46
	%	0	100	100	39

Din analiza tuturor indicatorilor rezultă că tipul IV este mult mai economic în raport cu celelalte tipuri și, în special cu fundația din beton ciclopian. Semnificative sub aspectul reducerii consumului de manoperă sunt graficele prezentate în fig.1.9.

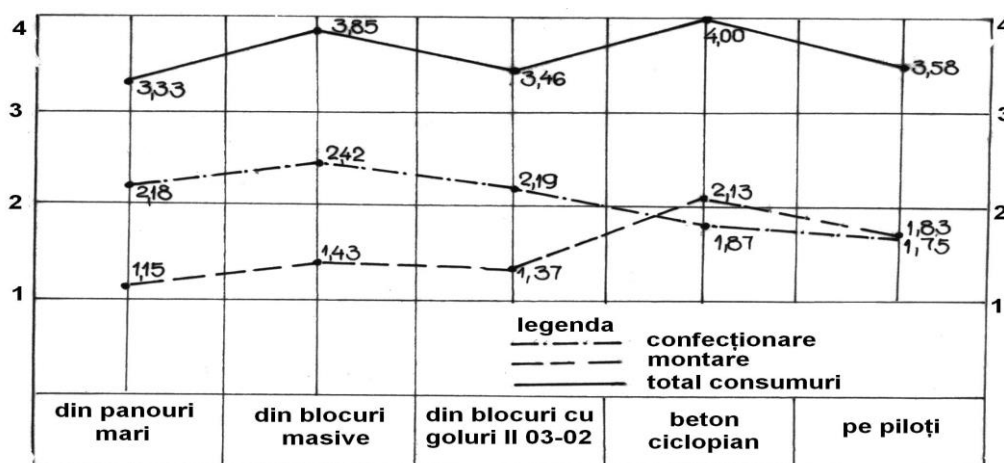


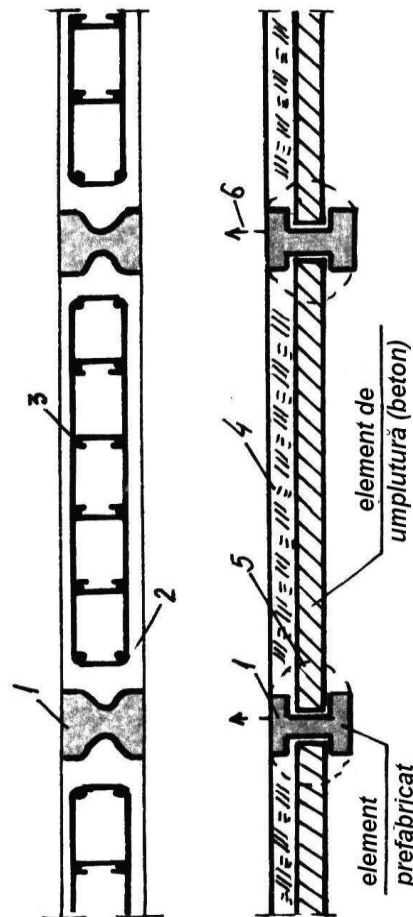
Fig. 1.9. Consumurile de manoperă pentru execuția diverselor tipuri de fundații

1.2.3. Fundație continuă prefabricată folosită în Franța

În Franța, pe o serie de șantiere de pe malul Senei s-au realizat mai multe clădiri de locuințe unde s-au utilizat pereți prefabricați de tip Panasol, adică introduse în tranșee sprijinite la săpare cu ajutorul noroiului bentonitic.

Elementele prefabricate sunt executate din beton armat de forme și dimensiuni corespunzătoare. În fig.1.10. se arată câteva tipuri de elemente prefabricate care pot să intervină ca perete de susținere asociat cu elementele de construcție de natură diferită[15].

Fig. 1.10. Pereți prefabricați de tip Panasol:
1. îmbinare prefabricată; 2. perete monolit;
3. carcasă de armătură;
4. element de umplutură; 5. mortar de monolitizare; 6. tirant



Prin folosirea pereților prefabricați îngropați în teren s-au obținut avantaje privind siguranța construcțiilor și calitate superioară. Dificultatea constă în îmbinarea și fixarea în teren a elementelor prefabricate. Săparea tranșeei se face sub protecția unui amestec format din trei compuși apă, bantoniță și ciment, formând un mortar fluid [15]. Un perete prefabricat îngropat în teren asigură trei funcții: de susținere, portantă și de etanșare.

Gradul înalt de industrializare, funcțiile complexe pe care le îndeplinesc și avantajele economice au determinat pe constructorii francezi să extindă folosirea pereților Panasol și la alte construcții conturându-se ca o soluție de perspectivă.

1.2.4 Fundație continuă prefabricată folosită în Ungaria

În Ungaria odată cu intrarea în funcțiune a fabricilor de prefabricate s-a extins ideea prefabricării totale asupra clădirilor de locuințe și sociale [51] deci și a fundațiilor.

Ținându-se seama de cerințele industrializării prin prefabricare au fost concepute și elemente prefabricate pentru elevații de diferite dimensiuni, conform modulării clădirilor cu structura din panouri mari prefabricate: lungimi de 2,70-3,60 m, înălțimi de 2,25; 2,65; 3,05 și grosimea de 20 cm. În panouri sunt prevăzute

golurile necesare trecerii conductelor (încălzire, apă, etc.) iar pentru elementele marginale s-a prevăzut și un strat termoizolator. Planșeul peste subsol este identic cu planșeele de la nivelurile curente.

Soluția a fost folosită la realizarea clădirilor înalte pe terenuri slabe. Elementele componente ale infrastructurii sunt: (fig.1.11.).

- piloți prefabricați (1) prevăzuți la intersecția axelor construcției;
- grinzi (2) din beton turnat monolit sau grinzi prefabricate;
- panourile de elevație (3).

În urma executării unor clădiri înalte cu sistemul combinat cu piloți și panouri prefabricate pentru elevațiile fundațiilor, se poate spune că timpul de execuție s-a redus cu circa 50%.

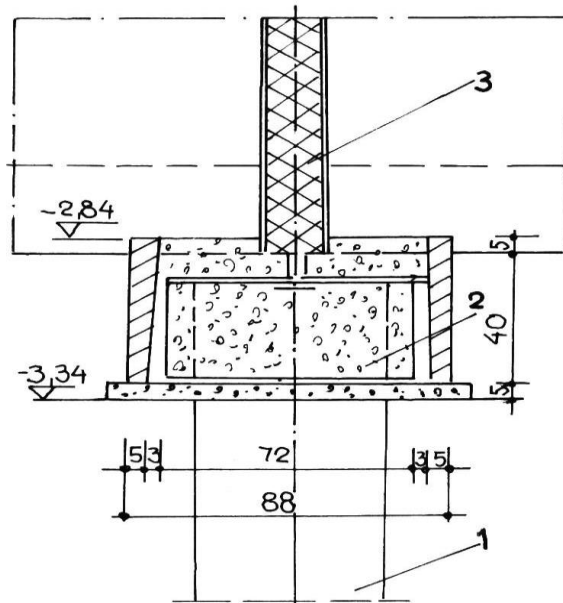


Fig. 1.11. Sistem de fundații prefabricate:
1. pilot prefabricat; 2. grindă din beton turnată monolit; 3. panou de elevație

1.3. Studiu unor fundații continui prefabricate folosite în România

1.3.1. Fundații alcătuite din blocuri din beton pentru tălpi și elevații prefabricate

Această soluție [35] prevede blocuri din beton pentru talpa fundației așezate pe un strat din beton de egalizare cu grosime de 5 cm și panouri de elevație, care sunt montate pe talpă după așezarea unui strat de poză de circa 5 cm grosime (fig.1.12.)

Panourile pentru elevație sunt pline sau prevăzute cu goluri pentru trecerea instalațiilor. Dimensiunile blocurilor și ale panourilor au fost stabilite astfel încât

masa unui element să nu depășească 5 tone spre a putea fi manevrate cu macarale curente, iar rosturile verticale de monolitizare a elevațiilor să fie decalate față de rosturile verticale ale tălpii.

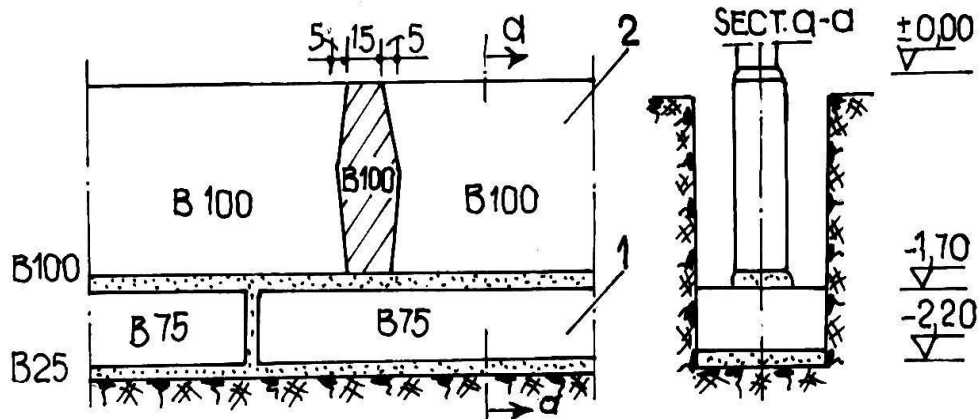


Fig. 1.12. Fundații prefabricate (Sibiu 1973):
a) secțiune transversală; b) panou casetat; 1. talpă monolită; 2. panou de elevație

Conlucrarea panourilor de elevație este asigurată prin monolitizarea rosturilor verticale cu beton B 100, precum și prin centuri prevăzute la partea inferioară și superioară a elevației.

Aplicarea soluției a permis reduceri ale consumului de beton cu circa 28% și ale prețului de cost 5-10% față de varianta monolită, însă consumul de oțel a rezultat ceva mai mare. De adăugat că soluția menționată a avut o aplicare limitată.

1.3.2. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri casetate prefabricate

Această soluție de mare productivitate privind prefabricarea elevațiilor la clădirile de locuit S+P+4E, cu suprastructura din panouri mari [36] a fost aplicată în ROMÂNIA începând cu anul 1974.

Soluția denumită și mixtă (talpă monolită și elevație prefabricată) îmbină avantajele betonului monolit cu cele ale betonului prefabricat. Fundația este realizată dintr-un bloc din beton simplu turnat monolit (fig.1.13.). Talpa fundației se dimensionează în funcție de presiunea pe teren, iar înălțimea sa rezultă din condiția de rigiditate. Pentru realizarea conlucrării între talpa fundației, turnată monolit și panourile prefabricate chesonate s-au prevăzut:

- carcasse (mustăți de ancorare) la intersecția axelor longitudinale și transversale ale fundației
- realizarea unor profile de formă trapezoidală la partea superioară a fundației turnată monolit.

Rolul profilelor este de a elimina excentricitățile din montaj ale panourilor casetate și de a prelua forțele orizontale din împingerea pământului sau din seisme.

Elevațiile sunt realizate din panouri mari de formă casetată, având înălțimea de 1,65 m, iar la panourile exterioare de 1,75m.

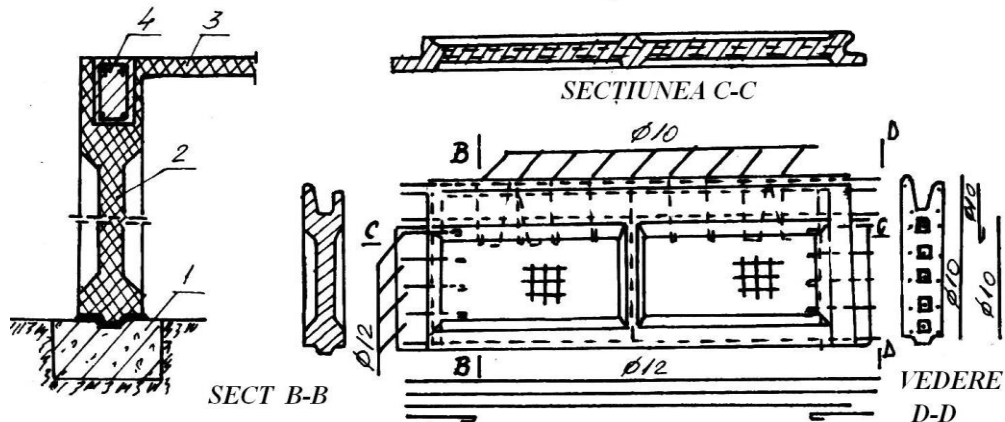


Fig. 1.13. Soluție de prefabricare a fundațiilor
(Catedra de drumuri și fundații din Timișoara, 1974)

- a) secțiune verticală prin fundații;
b) panou casetat pentru elevație: 1. talpă monolită;
2. panou de elevație casetat; 3. planșeu; 4. centură de monolitizare

În varianta când sunt prevăzute camere la subsol elevațiile au înălțimea de 2,20 m. Panourile de elevație au formă casetată, la care nervurile au grosimea de 35 cm, iar zona centrală are grosimea de 15 cm.

La partea inferioară, panourile sunt prevăzute cu un profil trapezoidal longitudinal care se așează în șanțul de pe talpă, de asemenea trapezoidal prin intermediul unui mortar de poză, iar la partea superioară are un jgheab de formă dreptunghiulară, în care se execută centura de la cota zero. Marginile verticale ale panourilor sunt prevăzute cu alveole pentru conlucrarea la solicitări seismice sau tasări diferențiate. Armarea se face pe centura cu bare din OB 37 cu diametrul de 12 mm. Excepție face partea superioară, unde s-a prevăzut spațiul pentru amplasarea centurii de la cota zero, care s-a armat cu 4 bare de diametru egal cu 10 mm, îmbinarea panourilor de elevație se execută la intersecția axelor, stâlpișorii de monolitizare au secțiunea cuprinsă între 900 cm² și 1200 cm².

Consumurile de materiale, pentru câteva obiective, realizate prin această soluție, sunt prezentate sintetic în tabelul 1.3.

Eficiența economică obținută prin aplicarea acestei soluții constă în:

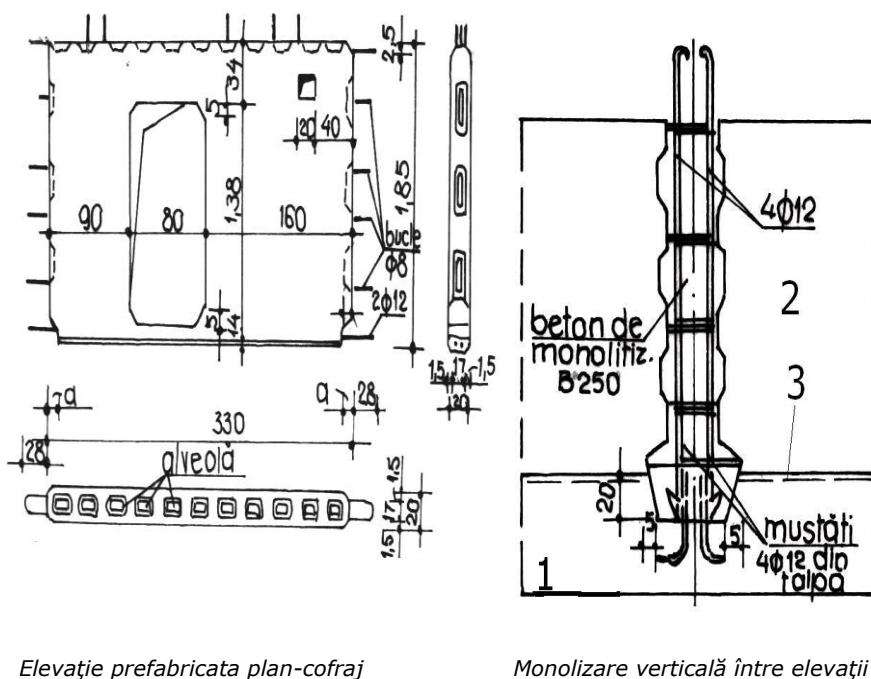
- reducerea consumului de materiale lemnos cu 90%;
- eliminarea susținerilor pentru planșeele monolite;
- reducerea consumului de beton cu 27%;
- reducerea manoperei pe șantier cu 27%;
- creșterea productivității muncii cu 233%

Tabelul 1.3. Consumuri de materiale

	Soluția clasică				Soluția prefabricată				Diferențe cantitative			
	Cofraj (mp)	Susțineri (mp)	Beton elevație (mc)	Armături (kg)	Cofraj (mp)	Susțineri (mp)	Beton elevație soclu (mc)	Armături (kg)	Cofraj (mc) (economii)	Susțineri (mp) (economii)	Beton elevație soclu (mc) (Economii)	Armături (kf) depășiri
Blocuri Executate												
Materiale folosite												
Bloc cu 102 garsoniere	1126	287	107	3580	94	0	74	7478	1032	287	3259	3898
Bloc cu 20 apartamente	750	160	824	2700	51	0	47	3960	699	160	554	1260
Bloc cu 40 de apartamente	2232	370	145	7177	110	0	105	7985	2122	370	42	808

1.3.3. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații din panouri plane prefabricate (IPROTIM 1975)

Soluția prevede realizarea tălpilor de fundații din beton monolit B 75 cu lățimea de 60-75 cm și înălțimea variabilă în funcție de adâncimea de fundare. La fața superioară s-a prevăzut un nut, de 6 cm adâncime în care se pozează pereții prefabricați pe un pat de mortar (fig.1.14).



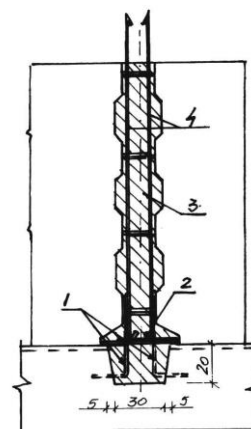
Elevație prefabricată plan-cofraj

Monolizare verticală între elevații

Fig.1.14. Soluție de prefabricare a elevațiilor (IPROTIM 1975):
1. talpă monolită; 2. elevație prefabricată; 3. mortar de poză.

În dreptul intersecțiilor axelor s-au prevăzut câte 4 mustăți $\Phi 12$ ancorate în talpă și o nișă de 20 cm adâncime (fig.1.15.). Prin dispunerea îmbinărilor verticale între elementele prefabricate de pereți, în dreptul intersecțiilor axelor, unde există cel puțin doi pereți perpendiculari, se asigură realizarea unei cutii rigide a subsolului.

Fig.1.15. Detaliu de îmbinare 1. mustăți; 2. sudură; 3. beton de monolitizare; 4. bare verticale.



Elementele prefabricate pentru pereți au fost prevăzute pentru înălțimea de subsol de 1,80 m, cu grosimea constantă de 20 cm. Pentru monolitizarea ansamblului, pe fețele laterale și superioare s-au prevăzut alveole, bucle din oțel beton OB 37 și mustăți $\Phi 14$. Pereții au fost armați în câmp cu două plase STNB $\Phi 4/200$ și bare $\Phi 8$ pe contur și la goluri (fig.1.16.).

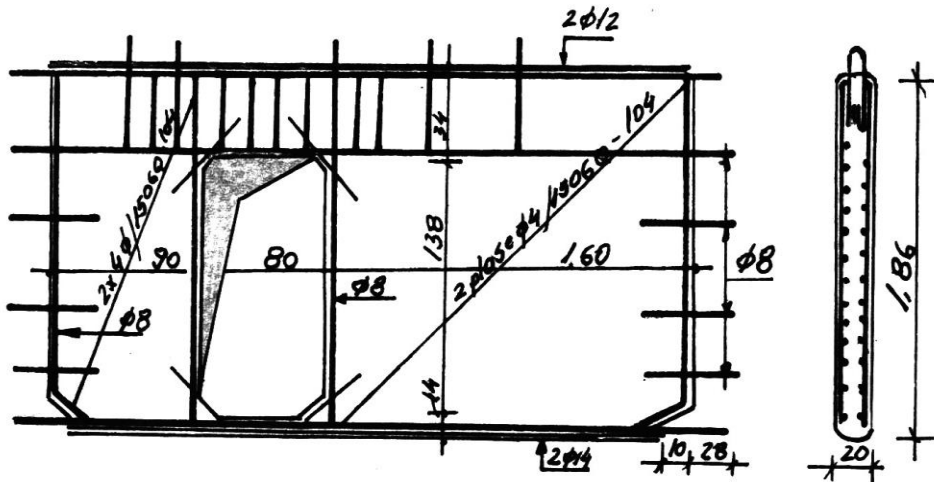


Fig.1.16. Elevație prefabricată, armare

Legătura ansamblului pereților subsolului cu talpa de fundație se realizează prin 4 bare verticale $\Phi 12$, dispuse în îmbinările verticale, și petrecute peste mustățile ancorate în talpă. Eforturile orizontale de alunecare sunt preluate prin frecarea dintre elevații și tălpi și prin rezistența la forfecare a penelor din beton din dreptul monolitizărilor. Tehnologia realizării subsolului în soluție prefabricată cuprinde următoarele operații:

- montarea cu ajutorul unei macarale turn MT 100 a elementelor din pereții prefabricați, pe un pat de mortar M 100 așezat pe nervura de pe talpa fundației și fixarea în poziția din proiect prin sudarea mustăților din oțel - beton;
- introducerea barelor verticale 4 $\Phi 12$ între bucele $\Phi 8$ la intersecția pereților și sudarea definitivă a barelor interioare 2 $\Phi 14$ pentru realizarea continuității centurii inferioare;
- montarea planșelor prefabricate peste subsol;
- monolitizarea îmbinărilor verticale cu beton B 250 utilizând cofraje de tip colțar, de inventar, metalice.

1.3.4. Fundații alcătuite din tălpi monolite și elevații prefabricate din elemente spațiale deschise (I.P. Cluj-Napoca și ICPRM Iași 1979)

Soluția constă în principal din realizarea unor elevații, moduli spațiali (L,T și X) alcătuite din însăși intersecția pereților și decalarea îmbinărilor elementelor de la intersecția pereților în câmpul lor (fig.1.17). Infrastructura se compune din următoarele elemente [28]:

- talpa fundației realizată din beton monolit turnat direct în săpătură (fig.1.18.);
- elevația prefabricată realizată din elemente prefabricate cu secțiunea deschisă îmbinate în câmp (fig.1.17; fig. 1.18);
- planșul peste subsol, executat din elemente prefabricate.

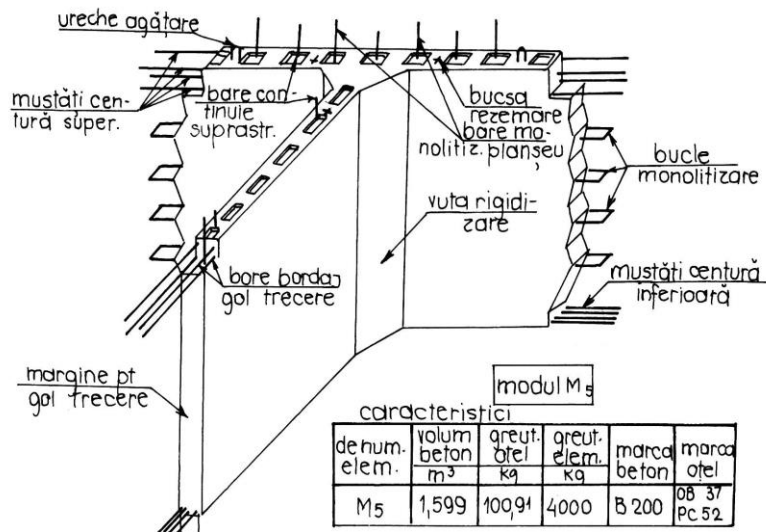
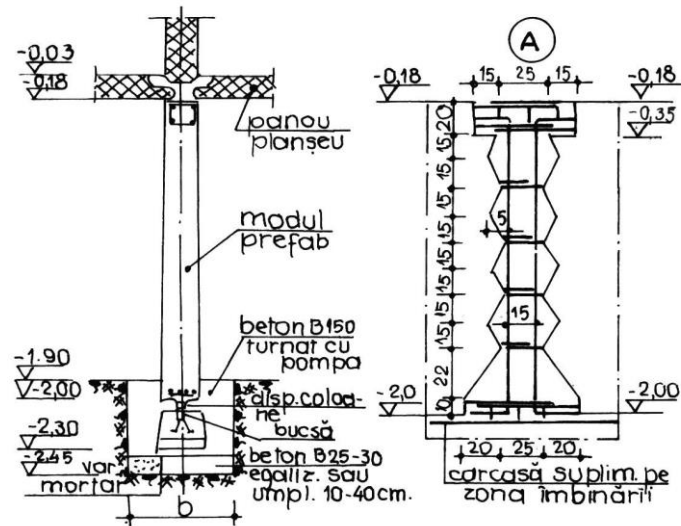


Fig.1.17. Element prefabricat spațial deschis tip T:

1.mustăți centură; 2.bucle pentru monolitizare; 5.bare de monolitizare; 4.alveole.

Fig.1.18. Secțiune verticală prin infrastructură:

- a) secțiune verticală;
 b) îmbinarea modulelor
 1. beton egalizare;
 2. talpă monolită;
 3. modul elevație;
 4. planșeu subsol;
 5. dispozitiv calan.



Armarea longitudinală a îmbinării se realizează prin continuitatea centurilor superioare și inferioare în dreptul golurilor, iar în celelalte zone prin carcasa care leagă buclele elementelor spațiale.

Grosimea elementelor spațiale de 16-18 cm s-a stabilit în funcție de grosimea pereților de la suprastructură (14~16 cm) La partea superioară elementele sunt prevăzute cu alveolele necesare preluării parțiale a eforturilor de lunecare din rosturile orizontale.

Pentru îmbinarea curentă în câmp s-a prevăzut o profilatură sub formă de dinți mari dispuși pe toată înălțimea elementelor.

1.3.5. Fundații continue total prefabricate [27]

1.3.5.1. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă și panouri mari pentru elevații

Ca și în cazul variantei anterioare, talpa fundației este alcătuită din elemente de formă L, T și X. În acest sens, elevațiile sunt alcătuite numai din elemente plane prefabricate, ce se dispun după ambele direcții (longitudinal și transversal) ale construcției.

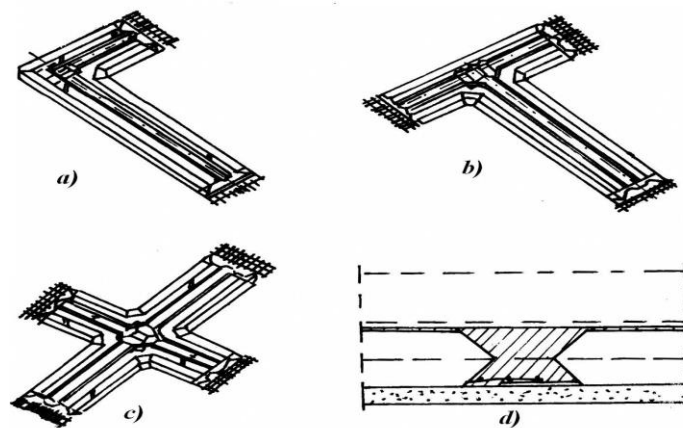


Fig.1.19.Elemente prefabricate a) element L; b) element T; c) element X; d) îmbinarea elementelor de talpă.

Poziționarea panourilor de elevație pe talpa fundației se face cm sisteme obișnuite de calare care permit realizarea subbetonării.

Execuția îmbinărilor între panourile de elevație se realizează prin sudarea cu eclise a barelor orizontale, după care se montează armăturile verticale și freta pentru nodurile interioare (fig.1.20.) sau etrierii pentru nodurile exterioare.

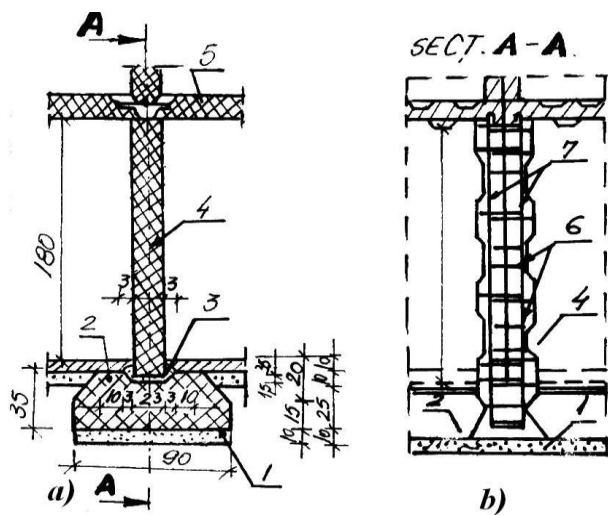


Fig.1.20. Secțiune infrastructură:
a. secțiune verticală;
b. îmbinarea panourilor
1 pat de nisip;
2. talpă;
3. subbetonare;
4. elevație;
5. Planșeu;
6. dinți;
7.carcasă de armatură.

Montarea fretei se face prin înșurubare pe la partea superioară a îmbinării. Prin turnarea betonului se creează îmbinări continue pe toată înălțimea infrastructurii.

În acest sens, îmbinările sunt simple și leagă toate elementele prefabricate ale infrastructurii într-o singură etapă. Decalarea îmbinărilor elementelor de talpă cu cele dintre talpă și elevații executate la intersecția axelor creează o rigiditate sporită ansamblului infrastructurii, contribuind la mărirea siguranței construcțiilor. Continuitatea armăturilor de rezistență dintre suprastructură și infrastructură se face prin sudură.

1.3.5.2. Infrastructură prefabricată din elemente de talpă, module spațiale și panouri plane pentru elevații.

Ansamblul infrastructurii prefabricate concepută de catedra de fundații din Timișoara este realizată din elemente de talpă, module spațiale și panouri plane (fig.1.19...1.22).

Talpa fundației este compusă din elemente sub formă de L, T și X (fig.1.19) care se montează pe un pat de nisip sau balast cu grosimea de 5-10 cm bine compactat, îmbinarea elementelor de talpă se realizează între axele construcției prin monolitizarea (fig.1.19 d).

Continuitatea armăturilor longitudinale din tălpi se face prin suprapunere (fig.1.19 d) sau în cazuri deosebite prin sudură. Capetele elementelor prefabricate sunt executate în formă de „V” pentru realizarea unei conlucrări corespunzătoare la tasări diferențiate.

Asigurarea continuității între talpă și elevație se face de-a lungul axelor construcției prin sub betonare și stâlpișorii din beton armat, realizați la intersecția axelor construcției. Pentru aceasta, toate elementele de talpă (L,T,X) sunt prevăzute cu șanțuri trapezoidale cu adâncimea de 4-6 cm și cu goluri evazate, prevăzute la intersecția axelor construcției. Modulele spațiale sunt alcătuite din patru pereți cu grosimea constantă de 18-20 cm, înălțimea de 1,8 - 2,20 m, lungimea fiind dictată de poziția ce o ocupă în ansamblul infrastructurii. La intersecția pereților s-au prevăzut întrânduri verticale în care sunt plasate alveole și bucle din armătură necesare realizării îmbinărilor (fig.1.21).

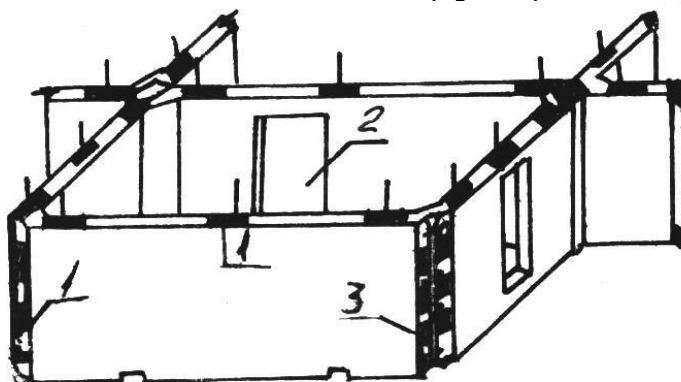


Fig.1.21. Modul spațial prefabricat pentru elevații:
1.alveole; 2.gol pentru instalații; 3.bucle pentru îmbinări.

Panourile pentru elevație (fig.1.22) au grosimea constantă de 16-20 cm, înălțimea de 1,8-2,20 m, iar lungimea în funcție de poziția ocupată de infrastructură. Marginile laterale sunt prevăzute cu alveole și bare sau bucle de armătură pentru realizarea îmbinărilor. Poziționarea panourilor în ansamblul infrastructurii se face cu sistem de calare obișnuit, numai după ce s-au montat modulele spațiale.

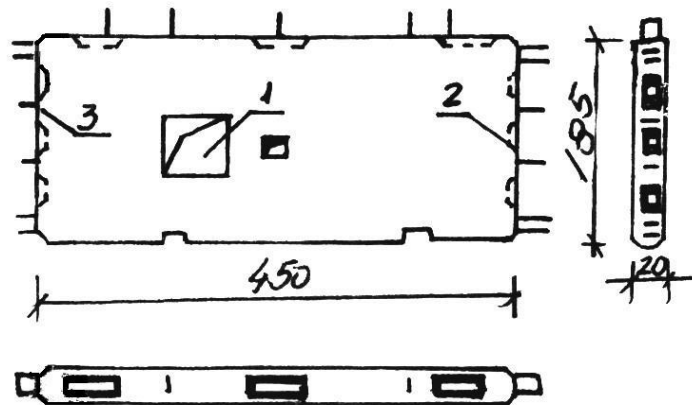


Fig.1.22. Panou prefabricat pentru elevații:

1. gol pentru instalații; 2.alveole; 3.bucle pentru îmbinări.

Îmbinările verticale sunt simple, deoarece în orice zonă se monolitizează maximum 2 elemente (fig.1.23). După montarea modulelor spațiale și a panourilor de elevație se poziționează armăturile verticale din îmbinări, după care, pentru nodurile interioare se introduc armături, orizontale sub formă de fretă prin înșurubare pe la partea superioară, iar pentru nodurile aflate pe conturul construcției se montează etrieri obișnuite.

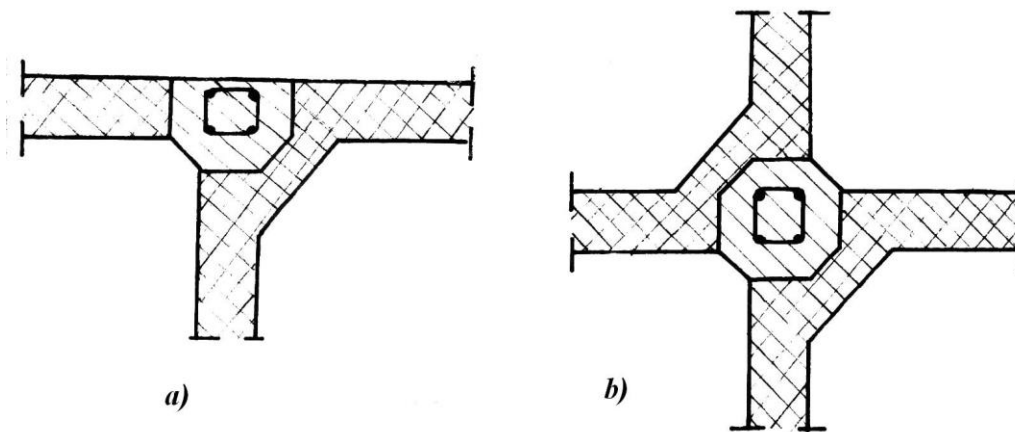


Fig.1.23. Îmbinarea elementelor infrastructurii:

a. modul spațial cu panou; b. modul spațial cu modul spațial.

1.3.6. Posibilități de folosire a unor elemente din soluțiile studiate

Soluțiile de fundare prezentate sumar anterior, sunt menite să pună în evidență posibilități de realizare a infrastructurilor prin prefabricare, a căror folosire să ducă la sporirea gradului de industrializare a acestor lucrări. Deși studiile sunt prezentate sumar, autorul ajunge la concluzii deosebit de utile pentru scopul ce și l-a propus, urmând ca pe parcursul lucrării să folosească și alte rezultate obținute din experiența catedrei de drumuri și fundații de la Timișoara, folosind în acest fel cărți sau lucrări publicate sau materiale de arhivă existente în catedră (referate, lucrări anterioare, etc.) respectiv din cele prezentate în bibliografia studiată.

O primă concluzie, la care s-a ajuns prezintă faptul că prefabricarea fundațiilor sub pereți portanți este posibilă, ea prezentând pe lângă avantajele economice (materiale, preț de cost) și o foarte ridicată productivitate a muncii în condițiile unor coeficienți de siguranță ridicați.

În studiile pentru realizarea unor noi soluții de realizare a infrastructurii cu grad ridicat de industrializare, am ajuns la concluzia că o pretare foarte bună (din multe puncte de vedere) o reprezintă folosirea elementelor plane de elevație rezemate discontinuu. În acest sens studiile arată că există posibilitatea reducerii grosimii panourilor de elevație, ceea ce va duce la economii de materiale precum și la reducerea masei panourilor, deci la o manevrare mai ușoară, când acestea se montează.

De aceea într-un capitol separat se vor prezenta panourile de elevație concepute precum și studiile făcute de autor cu privire la acestea, inclusiv stabilirea unor metode de calcul și proiectare, precum și aspecte a tehnologiilor de construcții montaj.

Autorul ajunge la concluzia finală de-a aduce contribuții la dezvoltarea și extinderea soluțiilor de prefabricare a infrastructurii clădirilor cu pereți portanți, care să ducă în final la ridicarea gradului de industrializare a acestor lucrări.

1.4. Studii privind ștanțarea gropilor de fundare ca metodă de industrializare a lucrărilor de infrastructură.

1.4.1. Cu privire la ștanțarea gropilor de fundare

Ștanțarea ca tehnologie în lucrările de fundații este o metodă modernă, economică și foarte nouă pe plan mondial, fiind caracterizată printr-o mare productivitate și un grad ridicat de mecanizare a lucrărilor.

Tehnologiile de ștanțare se aplică cu succes în Rusia, Franța [22; 23; 24] și într-un grad destul de ridicat și în România [35; 41; 43; 90]

Ștanțarea ca tehnologie în lucrările de fundații se aplică prin două procedee: a) ștanțarea prin batere; b) ștanțarea prin vibropresare sau vibropercuții.

În România se aplică amândouă metodele, acordându-se o atenție deosebită în special ștanțării prin vibropresare și vibropercuții, procedeu elaborat și studiat de catedra de Drumuri și Fundații a U. „Politehnica” din Timișoara.

În esență, metoda de ștanțare (batere sau vibroștanțare) constă în faptul că gropile pentru fundații nu se sapă ci se obțin prin introducerea în pământ a unui echipament care duce la îndesarea pământului în adâncime și lateral (sub acțiunea

șocurilor sau vibrațiilor).

Ca rezultat al compactării pământului sub fundație și în jurul ei se formează o zonă de pământ îndesat în limitele căreia sunt reduse aproape în totalitate proprietățile de tasare ale pământului și cresc rezistențele fizico-mecanice ale acestuia ceea ce are ca rezultat creșterea capacității portante la sarcini verticale și orizontale.

Acest fenomen permite reducerea dimensiunilor fundațiilor și crearea unor noi sisteme și soluții de fundare a construcțiilor.

Ștanțarea gropii prin batere se execută cu un mai care cade de la o înălțime de 4-8 m pe o bară de ghidaj 22, 23, 7, iar în cazul vibroștanțării, maiul este prins rigid la instalația de vibropresare-percuție și sub acțiunea vibrațiilor sau vibroșocurilor pătrunde în teren realizând groapa fundației 36 41, lifeiul are forma fundației și o masă de 1,5 – 7 t.

Pentru a mări efectul de îndesare al pământului, atât la ștanțarea prin batere, cât și la ștanțarea prin vibrare, forma echipamentului (maiului) este tronconică sau trunchi de piramidă cu baza mare sus.

Pentru creșterea capacității portante la încărcări verticale și orizontale s-a procedat la mărirea zonei de îndesare prin realizarea la partea inferioară a fundațiilor a unui bulb din materiale granulare (piatră spartă, balast, etc.) cu rezistențe mecanice superioare.

Domeniul de utilizare a ștanțării în lucrările de fundații este mare atât din punct de vedere al terenului de fundare, cât și din punct de vedere al soluțiilor constructive de realizare a elementelor de fundare.

Fundațiile în gropi ștanțate pot fi folosite la:

a) construcții cu structuri în cadre la care se adoptă un sistem de fundații izolate ștanțate;

b) construcții cu pereți portanți din beton armat monolit adoptând un sistem de fundații continue (monolite sau prefabricate) realizate pe elemente ștanțate

c) construcții cu pereți portanți din zidărie, la care se adoptă un sistem de fundații continue (monolite sau prefabricate) realizate pe elemente ștanțate;

d) construcții din panouri mari prefabricate adoptând unul din următoarele sisteme de fundare:

- fundații continue cu talpă monolită pe colțari ștanțați;
- fundația continuă cu talpă prefabricată pozată pe elemente ștanțate scurte sau lungi tip colțar
- fundație din elemente discontinue monolite realizate în gropi ștanțate;
- fundație din elemente discontinue prefabricate introduse în gropi ștanțate (cu sau fără bulb) pe care se montează elevații prefabricate.

e) construcții cu structuri mixte (cadre și nucleu de diafragme) sistemul de fundare fiind o combinație a celor prezentate anterior.

În continuare se fac referiri la unele soluții de fundații ștanțate.

Fundații continue sub pereți portanți

Soluția este destinată construcțiilor social-culturale și industriale cu structura din diagrame din beton armat monolită sau prefabricată (panouri mari) și zidărie din cărămidă, care transmit încărcări la terenul de fundare mai mari de 300 kN/ml.

În funcție de mărirea încărcărilor și de natura terenului de fundare, fundațiile continue realizate prin ștanțare pot fi cu sau fără talpă.

Fundațiile continue cu talpă constau din realizarea unei tălpi din beton armat monolită sau prefabricată, sub pereți portanți, care se reazemă pe elemente din

beton ștanțate(colțari).

O variantă de fundație continuă cu talpă este prezentată în fig. 1.24. talpa putând fi monolită sau prefabricată,

Fundații continue fără talpă se pretează la construcții cu structura de rezistență din diafragme monolite sau panouri mari care se rezemă direct pe elemente din beton simplu sau armat, ștanțate.

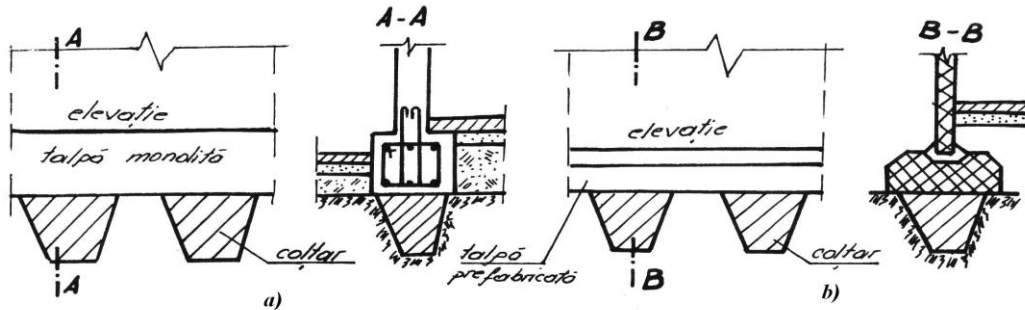


Fig.1.24. Fundații continue pe colțari

a) colțari; 2.talpă; 3panouri prefabricate; 4,monolitizare.

Deși, în acest caz, modul de rezemare diferă față de situația în care avem și talpă, elementele discrete de rezemare fiind puse la distanță mică între ele, în calcul se consideră tot ca niște fundații continue, datorită modului de transmiterea încărcărilor la teren.

O soluție de fundație continuă fără talpă pe colțari este prezentată în fig.1.25., iar la paragraful 1.4.2. sunt prezentate câteva soluții de realizare a fundațiilor pe elemente scurte realizate prin ștanțare. Asemenea fundații rezemate pe colțuri (fig.1.25.a) respectiv pe colțari prevăzuți la o bază cu bulb (fig.1.25.b - cazul terenurilor mai slabe), cunoscute și ca fundații pe rezeme discontinue, prezintă uneori avantaje tehnico-economice, aspecte ce se vor pune evidentă în lucrarea de față.

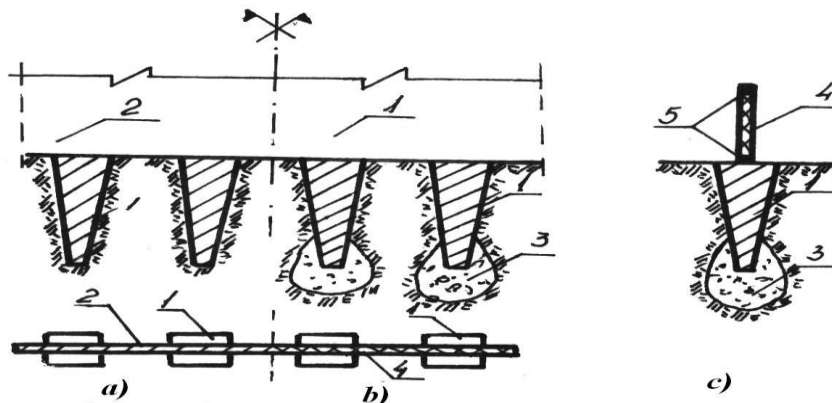


Fig.1.25.Fundații continue fără talpă:

a) fundații cu elevații monolite; b) fundații cu elevații prefabricate; c) secțiune verticală prin varianta b 1. colțar; 2.elevație monolită; 3. bulb din materiale granulare; 4.elevație prefabricată; 5. centuri.

Tehnologia de execuție pentru câteva tipuri de fundații continue realizate prin ștanțare constă în următoarele faze:

a) fundații continue cu talpă monolită:

- ștanțarea gropilor de fundație;
- realizarea colțarilor prin turnarea betonului în gropi;
- montarea cofrajului și a armăturii și turnarea betonului în talpă;
- decofrarea tălpii fundației și turnarea elevației sau montarea panourilor prefabricate pentru elevații.

În cazul în care colțarii sunt cu bulb, după ce s-au ștanțat gropile, se umplu pe rând cu material granular și se îndeasă realizându-se bulbul după care se execută fazele de la fundație fără bulb

b) Fundații continue cu talpa prefabricată

- ștanțarea gropilor;
- realizarea colțarilor prin betonarea gropilor;
- montarea tălpii prefabricate pe colțari pe un pat de beton de egalizare.

Pentru cazul tălpii prefabricate pe colțari cu bulb tehnologia de execuție cuprinde, în plus față de cazul fără bulb, faza de realizare a bulbului prin umplerea gropii cu material granular și îndesarea lui.

c) Fundație continuă fără talpă constituită din colțari ștanțați

- ștanțarea gropilor de fundare;
- realizarea bulbului(dacă este necesar);
- realizarea colțarilor prin turnarea betonului în gropi ștanțate;
- turnarea diafragmelor monolite sau montarea panourilor mari prefabricate.

d) fundația continuă fără talpă, constituită din elemente prefabricate în gropi ștanțate

- ștanțarea gropilor de fundații;
- introducerea materialului granular și îndesarea lui și realizarea bulbului;
- montarea și poziționarea elementelor de fundație prefabricate pe un pat din beton de contact; și completarea ca beton pe marginile elementului;
- turnarea elevațiilor în varianta monolită sau montarea elementelor prefabricate pentru elevații.

Realizarea fundațiilor construcțiilor cu pereți portanți prin tehnologia ștanțării gropilor de fundații presupune utilizarea unor utilaje și echipamente specifice.

Utilajele utilizate în general la ștanțarea; gropilor de fundare fiind utilizabile și în cazul soluțiilor de fundare concepute de autor (cap.2.) vor fi prezentate detaliat în cap. 5.

Echipamentele de ștanțare au în general formă trunchi de piramidă sau trunchi de con cu baza mare la partea superioară, fiind în general din beton cu, cămășuială sau din tablă groasă de oțel. Echipamentele au forma elementelor de talpă, iar în funcție de nivelul sau caracteristicile terenului de fundare pot fi cu talpă plană sau cu vârf. În cazurile în care nivelul apelor subterane este ridicat se utilizează în general echipamente din tablă groasă cu interiorul gol și prevăzute la partea inferioară cu clapete,

Acest sistem de echipament permite turnarea betonului concomitent cu extragerea echipamentului din teren.

Dimensiunile echipamentelor se stabilesc în funcție de dimensiunile elementelor ce se urmărește a se realiza, ținând seama și de posibilitățile tehnice (dimensiuni de gabarit) ale utilajelor de ștanțare.

1.4.2. Infrastructură cu elevații prefabricate discontinuu pe elemente de talpă realizate prin ștanțare

Această soluție de realizare a infrastructurii construcțiilor din panouri mari prefabricate, proiect tip T 770 a fost concepută, studiată și aplicată de către Catedra de Drumuri și Fundații a U. „Politehnica” din Timișoara și a reprezentat o noutate pe plan național, introducând rezemarea discontinuă a elevațiilor pentru subsol.

Noua soluție de realizare a infrastructurii constă în rezemarea elevațiilor prefabricate pe elemente trunchi de piramidă introduse în gropi ștanțate.

Această soluție tehnologică de realizare a infrastructurii a fost aplicată până în prezent în două variante în ceea ce privește elementele de talpă, și anume:

a) varianta I - elemente de talpă (fig.1.26.) trunchi de piramidă cu dimensiunile: baza mare 80x80 cm, baza mică 40x40 cm și înălțimea de 50 cm. Elementele s-au realizat din beton simplu, marca B 150. La partea superioară elementele prefabricate sunt prevăzute cu amprență pentru poziționarea panourilor de subsol. Elementele de talpă se introduc în gropi ștanțate, cu un mai de forma acestora și având dimensiunile mai mari decât ale elementelor de talpă.

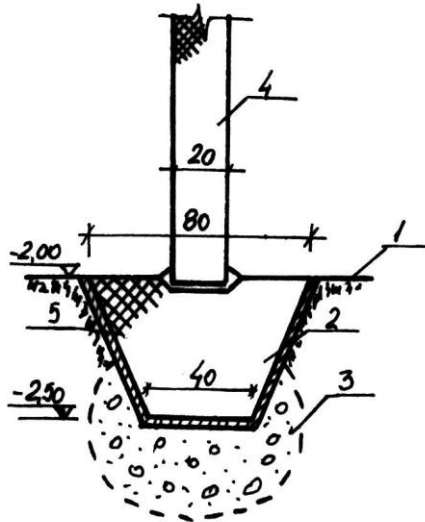


Fig.1.26. Elevații prefabricate pe tălpi discontinui: 1.săpătură generală; 2.element de talpă; 3.bulb din balast; 4.elevație prefabricată; 5.beton pentru contact.

Elementele de talpă se dispun în mod obligatoriu la intersecția axelor construcțiilor și în cazul diafragmelor transversale se dispune suplimentar un element în câmpul panoului. Astfel, panourile longitudinale descarcă pe două elemente de talpă, iar panourile transversale (cu încărcări mai mari) pe trei elemente de talpă.

Sub elevațiile cu goluri de acces se prevăd elemente de talpă mai lungi (1,60-1,80 m).

Elementele de talpă de la intersecțiile de axe au înglobate mustăți pentru execuția monolitizărilor verticale (fig.1.27.) manolizări ce se recomandă a fi executate prin sudură.

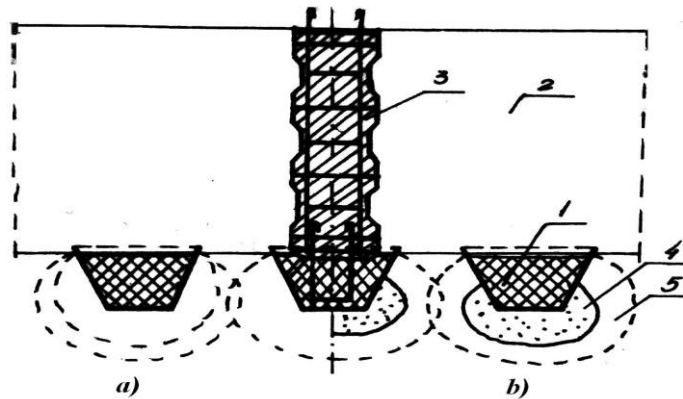


Fig.1.27. Secțiune

a) pe elemente discrete fără bulb;

b) pe elemente discrete cu bulb;

1.element prefabricat; 2.elevații; 3.îmbinare verticală; 4.bulb; 5. zonă îndesată.

b) varianta II - diferă de varianta I prin faptul că elementele de talpă (fig,1.28) au prevăzută la partea superioară o placă antirefulantă cu dimensiunile 1,20 x 1,20 m.

Placa antirefulantă are următoarele efecte:

- împiedicarea refulării pământului în urma procesului de ștanțare, deci sporirea capacității portante a elementului de talpă;
- mărirea suprafeței de rezemare a panourilor prefabricate
- creșterea stabilității acestora.

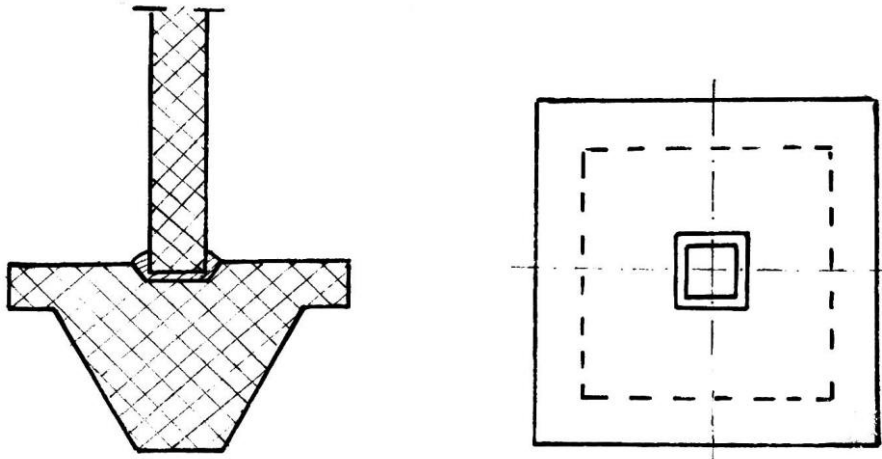


Fig. 1.28 .Element de talpă cu placă antirefulantă.

Placa antirefulantă contribuie și la mărirea zonei de îndesare și în consecință are un efect deosebit de favorabil, ținând cont că soluția de fundare pe elemente discontinue, care în ansamblu se comportă ca o fundație continuă, se bazează pe întrepătrunderea zonelor de îndesare (fig.1.29.).

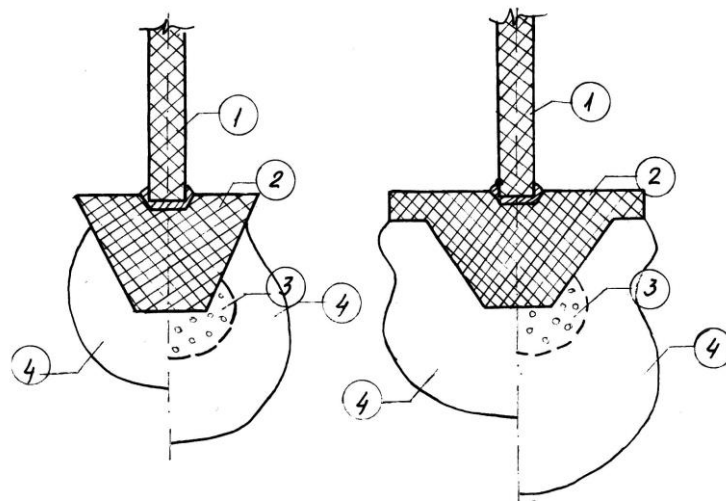


Fig.1.29. Zona de influență a elementelor de talpă: a) elemente de talpă fără bulb; b) elemente de talpă cu bulb; 1. element de talpă; 2. elevație prefabricată; 3. monolitizare; 4. bulb; 5. zonă de îndesare.

Soluția de realizare a infrastructurii prin rezemarea discontinuă pe elemente realizate prin ștanțare a relațiilor prefabricate îmbină avantajele caracteristice ale prefabricării totale a tuturor elementelor componente ale infrastructurii cu avantajele tehnologiei de realizare a elementelor de talpă prin ștanțarea gropilor de fundații sub aspectul reducerii cotelor de fundare, a dimensiunilor elementelor de talpă și în consecință, a consumurilor de materiale și energie. Dintre toate soluțiile de industrializare prin prefabricare prezentate, soluția cu reazeme discontinue prezintă indicii economici cei mai ridicați, aspect ce va fi pus în evidență în capitolul 7.

Un alt aspect, care evidențiază avantajele acestei soluții, comparativ cu cele prezentate anterior, îl constituie mecanizarea completă a lucrărilor (în toate fazele) de execuție ale infrastructurii.

1.5. Concluzii

În scurta sinteză a studiului alcătuit în urma analizei unor materiale bibliografice de care autorul a dispus și a experienței din catedra de fundații se prezintă soluții de industrializare prin prefabricare și mecanizare a lucrărilor de infrastructură a blocurilor de locuit cu pereți portanți, în câteva țări europene avansate în acest domeniu precum și cele din România.

Din această analiză se constată că, în România au existat și există preocupări susținute ce au dus la rezultate bune pe linia prefabricării fundațiilor, a ștanțării gropilor de fundații, a industrializării infrastructurii.

Din studiul făcut rezultă că pentru clădirile de locuit S+P+4E proiect tip T 770 s-au prezentat mai multe soluții cu grad mai scăzut sau mai ridicat de prefabricare, unele cu o arie de aplicare mai largă, altele cu o aplicare mai limitată. Fiecare soluție a constituit în momentul elaborării sale un pas înainte pe calea industrializării lucrărilor de infrastructură a clădirilor cu pereți portanți, ceea ce a dus la creșterea gradului de industrializare.

În prezent soluția de realizare a infrastructurii prin rezemarea discontinuă a elevațiilor prefabricate pe elemente de talpă prefabricate, reprezintă soluția cu gradul cel mai ridicat de industrializare al lucrărilor atins în România. Această soluție a fost aplicată experimental în Timișoara și a prezentat certe avantaje tehnico-economice, remarcându-se și posibilitatea îmbunătățirii acestor soluții precum și diversificarea lor.

Pornind de la aceste considerente, autorul și-a propus folosirea studiilor existente pentru elaborarea unor noi variante de realizare a infrastructurii care să permită atât tipizarea cât și un grad ridicat de industrializare prin prefabricare și mecanizare a lucrărilor de infrastructură, în ideea creșterii productivității muncii și a economisirii de materiale, fără a reduce coeficienții de siguranță ce privesc stabilitatea construcțiilor.

Pe baza celor arătate și a concluziilor desprinse din studiul făcut, autorul își propune continuarea studiului de realizare a infrastructurii prin rezemarea discontinuă a elevațiilor, prin folosirea sau conceperea unor noi elemente de rezemare cu o formă trunchi de con cu placă antirefulantă (spre deosebire de soluțiile prezentate anterior în care elementul de talpă a fost de formă trunchi de piramidă patrulateră). În cele ce urmează, folosindu-se unele elemente apreciate la soluțiile existente, se vor prezenta studiile întreprinse de autor în vederea elaborării unor noi soluții de realizare a infrastructurii clădirilor cu pereți portanți S+P+4E în varianta de rezemare discontinuă a elevațiilor plane prefabricate (concepție, mod de calcul, proiectare, execuție, aspecte economice, etc.

2. STUDII CU PRIVIRE LA ELABORAREA UNOR NOI SOLUȚII DE INFRASTRUCTURA CU GRAD RIDICAT DE INDUSTRIALIZARE

2.1. Considerente ce stau la baza conceperii noilor soluții de fundare a unor clădiri de locuințe.

Se știe că în proiectarea curentă a clădirilor de locuințe se folosesc două tipuri principale de structură: structură cu diafragme portante interioare și exterioare, (transversale și longitudinale) și structură fără diafragme longitudinale portante exterioare. Prin așezarea diafragmelor transversale la distanțe mai mici sau mai mari, rezultă structuri tip fagure sau celular. Folosindu-se sistemul de realizare a clădirilor cu pereți portanți din elemente prefabricate din beton armat, mai ales sub formă de panouri mari se cunoaște că se elimină unele dezavantaje pe care le prezintă clădirile cu diafragme din beton armat monolit (volum mare de manoperă, caracterul sezonier al execuției sau măsurile suplimentare costisitoare, necesare a fi luate pe timp friguros, productivitate scăzută etc).

Pentru a mări gradul de industrializare a acestor clădiri, autorul și-a propus să studieze și să elaboreze noi soluții de fundare a acestora, în care să se folosească prefabricarea și pentru elementele de infrastructură, precum și unele elemente de fundare cu capacitate portantă sporită și realizabile prin folosirea unui grad sporit de mecanizare, mai ales în cazul fundării pe terenuri dificile aflate în suprafața și de grosimi reduse.

În acest capitol se prezintă două soluții noi privind industrializarea prin mecanisme și prefabricare în structură pereți portanți prefabricate infrastructurii clădirilor cu S+P+4E deci cu număr redus de niveluri.

Soluțiile concepute de autor se bazează pe analiza sistemelor utilizate în străinătate realizarea și perfecționarea unor soluții concepute de Catedra de Drumuri și Fundații a U. „Politehnica” din Timișoara, Trustul de construcții Timișoara și Institutul de proiectări, IPROTIM, privind prefabricarea elevațiilor de subsol, respectiv folosirea vibroștanțării gropilor de fundații (pentru o mecanizare sporită).

Soluțiile studiate sunt destinate aplicării la fundarea construcțiilor, cu pereți portanți, cu regim de înălțime S+P+4E, în terenuri normale sau în terenuri slabe în suprafață pe o grosime maximă de 3-4 m și în zone de intensitate seismică [6].

Variantele de infrastructură concepute constau în realizarea acestora din următoarele elemente:

- elemente de rezemare, cu placă antirefulantă, având formă tronconică, realizate monolit sau prefabricat prin folosirea vibroștanțării;
- panouri mari prefabricate din beton armat cu grosimea redusă la numai 16 cm.

Pentru realizarea soluțiilor se are în vedere rezemare discontinuă a elevațiilor pe elemente de talpă de formă trunchi de con cu placă antirefulantă, aspect ce prezintă mari avantaje tehnico-economice precum și posibilitatea aplicării soluției de rezemare discontinuă și în cazul terenurilor slabe în suprafață.

Soluțiile ce se vor prezenta au fost elaborate pentru proiectul tip T 770 secțiunea Pb2 dar se consideră că aplicarea acestora se poate face și pentru alte secțiuni ale proiectului T 770, precum și pentru alte proiecte.

În vederea simplificării prefabricării și operațiilor de montaj în soluțiile ce s-au conceput și se vor prezenta în continuare s-a utilizat câte un singur element de talpă(rezemare) utilizabil la toate tipurile de intersecție (X,T,L) și câte un element de talpă(rezemare) ce se amplasează în câmpul panourilor transversale, insistându-se pe structurile în diafragme prefabricate, apreciindu-se că cele menționate vor duce la creșterea gradului de industrializare a infrastructurii. Prin monolitizarea panourilor cu îmbinări rezistente (rigide) se formează un ansamblu de diafragme transversale, longitudinale și orizontale, care se intersectează ortogonal, realizând o structură rigidă spațial.

2.2. Prezentarea noilor soluții concepute pentru realizarea industrială a infrastructurii clădirilor cu pereți portanți prefabricați (proiect tip T 770 secț. Pb2).

Pentru realizarea infrastructurii clădirilor de locuit S+P+4E (proiect T 770) s-au utilizat și se utilizează încă soluții cu un grad incomplet de prefabricare (fundații și elevații monolite, fundații monolite și elevații prefabricate, etc.) sau cu un grad ridicat de prefabricare (tălpi și elevații prefabricate, fundații discontinue prefabricate și elevații prefabricate). [27 ;36].

Cele două soluții de infrastructură concepute de autor, care se prezintă mai jos se înscriu în grupa soluțiilor cu un grad ridicat de industrializare a lucrărilor de subsol, caracterul de noutate constând în folosirea unor elemente de talpă tronconice ca reazeme discontinue și în posibilitatea folosirii acestora atât în terenuri normale, cât și în terenuri slabe sau îmbunătățite, deoarece soluțiile de infrastructură recentă discontinu realizate până în prezent sunt destinate folosirii acestora numai pe terenuri bune de fundare sau pe terenuri dificile și îmbunătățite anterior prin diverse metode. În cele ce urmează se prezintă (sumar) variantele de infrastructură concepute.

2.2.1. Infrastructură din elemente de reazem trunchi de con ($h \leq 1$ m) cu placă anti-refulantă și elevații prefabricate.

În vederea definitivării și materializării soluției ce se prezintă, autorul pornește de la ideea eliminării tălpii(grinzi) pe care să rezeme elevația, considerându-se că aceasta poate rezema direct pe reazeme izolate(elemente de talpă). Pentru aceasta este necesar ca reazemele să fie capabile să preia încărcările aduse de pereții portanți(deci să aibă o capacitate portantă suficientă atât în cazul unui teren cu capacitate portantă manuală cât și a unui teren dificil), iar pereții(elevațiile) să aibă asigurată o suprafața de rezemare suficientă, respectiv să se realizeze o îmbinare a elevațiilor cu elementele de talpa capabilă pentru a se evita pierderea stabilității infrastructurii (respectiv a structurii în general).

În acest sens s-a pornit de la folosirea unor elemente de fundare cunoscute, dar numai ca elemente aparate admitând pentru început elevații cu grosime de 16 cm, realizate din beton B 300, iar pentru elementele de reazem elemente de talpă

tronconice realizate prin ștanțare (deci cu o capacitate portantă ridicată), complete cu o placă antirefulantă la placa superioară menită să asigure atât suprafața de rezemare a elevațiilor, creșterea considerabilă a capacității portante precum și o mai bună stabilitate în ansamblul general al construcției.

Pentru a avea elemente de comparație tehnico-economică s-a considerat ca studiul să fie axat pe concretizarea soluției concepute ca o variantă de fundare a proiectului tip T 770, în condițiile unui teren cu o capacitate portantă exprimată ca presiune convențională de circa 2,00 daN/cm

În acest caz, ansamblul infrastructurii (fig.2.1.) este compus în principiu din elemente de talpă de formă trunchi de con cu înălțimea corpului $h=70$ cm și din elevații prefabricate, soluția fiind destinată executării infrastructurilor în terenuri normale sau îmbunătățite.

Talpa (reazumul) fundației este compusă din elemente discrete, de formă trunchi de con cu placă antirefulantă circulară la partea superioară. Elementele de talpă s-au poziționat (fig.2.1) la intersecția axelor construcției, iar în cazul diafragmelor transversale (mai încărcate) s-a prevăzut suplimentar și câte un element de talpă la mijlocul deschiderii.

Elementele de talpă poziționate la intersecția axelor construcției au prevăzute mustăți pentru realizarea stâlpișorilor verticali de monolitizare a elevațiilor prefabricate. Elementele de talpă poziționate în câmpul panourilor nu au mustăți. Pentru poziționarea elevațiilor pe elementele de talpă, au fost; prevăzute șanțuri cu secțiuni trapezoidală (fig.2.2.)

Poziționarea elementelor de talpă pentru secțiunea: Pb_2 a proiectului T 770 este prezentată în (fig.2.1.) din care apar ca necesare două tipuri de elemente ET1 și ET11 primele ET1 fiind amplasate la intersecții de pereți, iar celelalte la mijlocul panourilor de elevații. Elevațiile subsolului se prevăd a fi prefabricate cu grosime de numai 16 cm, deci redusă, față de 20 cm folosită ulterior.

Din figura 2.2. rezultă diferitele panouri de elevație (panouri prefabricate pentru subsol), materializate pentru identificare prin șuruburi (PSS - exterior); (PSI - interior) precum și cifre indicatoare la șuruburi. Din această figură rezultă poziționarea elevațiilor prefabricate și tipurile de noduri aferente secțiunii Pb_2 a proiectului tip T 770, aspect studiat în ideea celor menționate mai sus. Îmbinările verticale și orizontale, dintre elevații și dintre elevații și planșee, se fac prin monolitizare după tehnologiile cunoscute 31 35 între panourile de elevație se face prin sudarea cu eclise a barelor orizontale, după care se montează armăturile verticale și freta pentru nodurile interioare sau etrierii pentru nodurile exterioare (detaliile se vor prezenta ulterior).

Montarea fretai se face prin înșurubare pe la partea superioară a îmbinării. Prin turnarea betonului se creează îmbinări continue pe toată înălțimea infrastructurii, îmbinările sunt simple și leagă toate elementele prefabricate ale infrastructurii (elemente de talpă și elevații într-o singură monolitizare).

Prevenind la realizarea elementelor de talpă aferente acestei variante tehnologice s-au luat în studiu 3 tipuri de elemente de talpă. Primele două tipuri de elemente de talpă ET1 (fig.2.3.a.) și ET2 (fig.2.3.b.) sunt realizabile prin vibrație sau vibropercuții cu utilaje de tip AVP-1 sau AVPP-1 sau elementul ET3 (fig.2.3c.) este realizabil prin batere sau cu instalații de vibrație al cărui turn de ghidare să asigure dimensiuni ale plăcii antirefulante cu diametrul de 120 cm. În cazul elementelor de talpă ET1 și ET2, dimensionarea plăcii antirefulante are diametrul de 70 cm fiind impus și de posibilitățile tehnologice ale utilajelor AVP-1 și AVPP-1, respectiv de suprafața necesară rezemării.

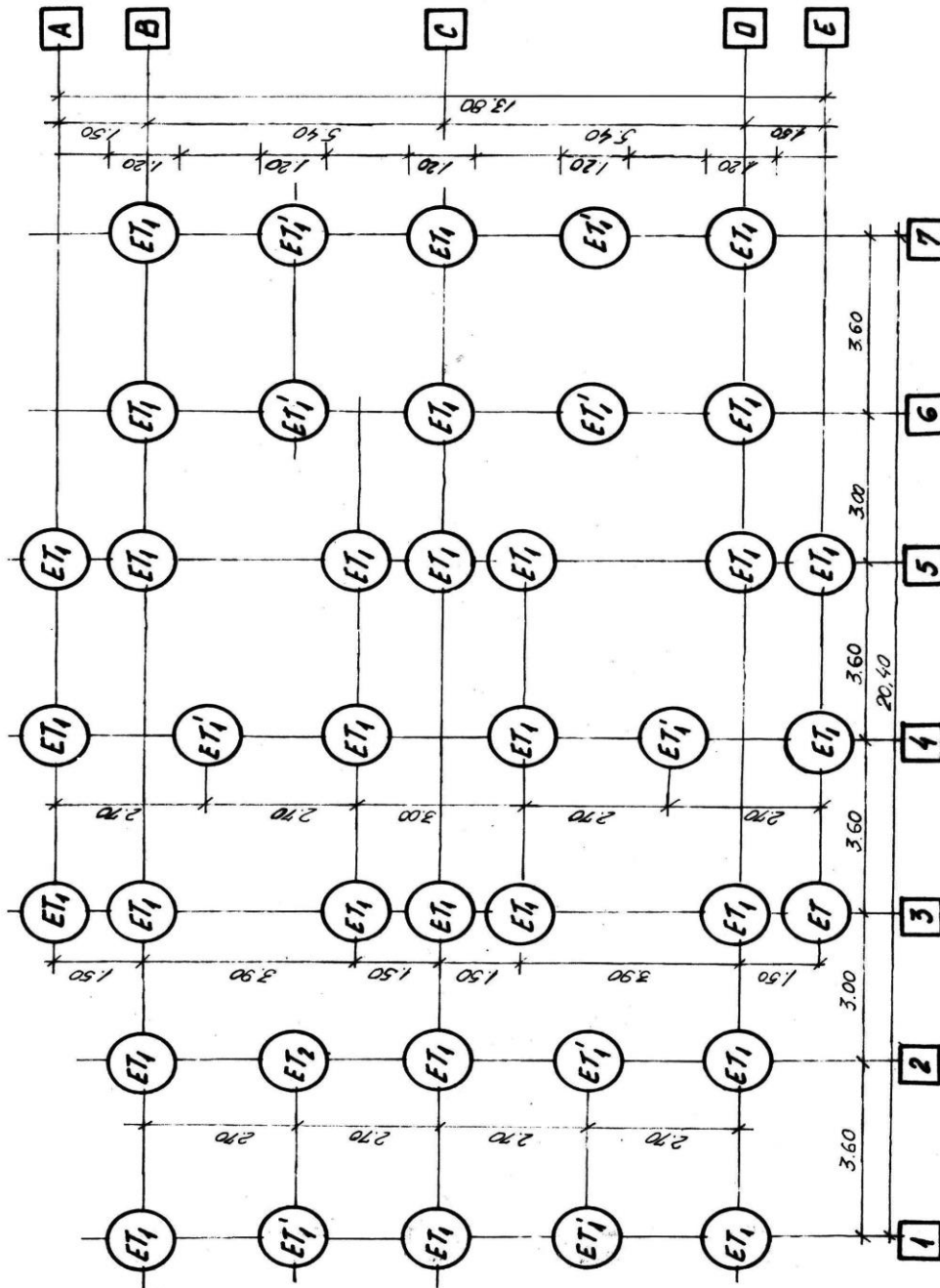


Fig. 2.1 Plan de amplasare a elementelor pe talpă.

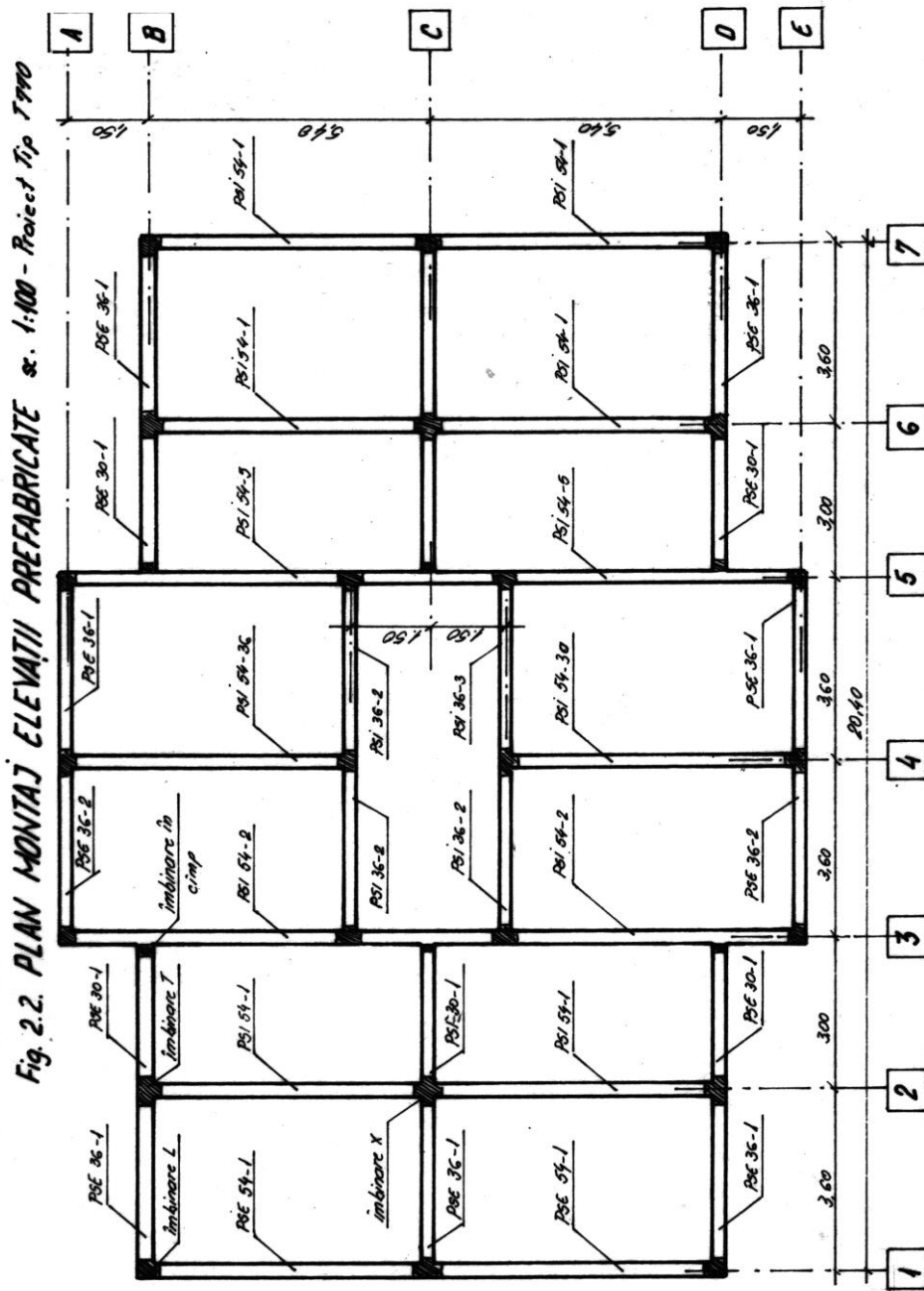


Fig. 2.2 Plan montaj elevații prefabricate. Scara 1:100.

Alegerea unuia sau a altui element de talpă se va face în funcție de capacitatea portantă a terenului de fundare și de utilajul disponibil la construcția. Elementele de talpă (ET1, ET2, ET3) au dimensiuni geometrice diferite, iar înclinarea fețelor laterale s-a stabilit pe baza unui studiu care va fi prezentat la capitolul 3 al lucrării de față. De menționat că elementele de reazem se pot realiza cu bulb sau fără bulb, în funcție de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare, pentru a se putea asigura capacitatea portantă necesară construcției.

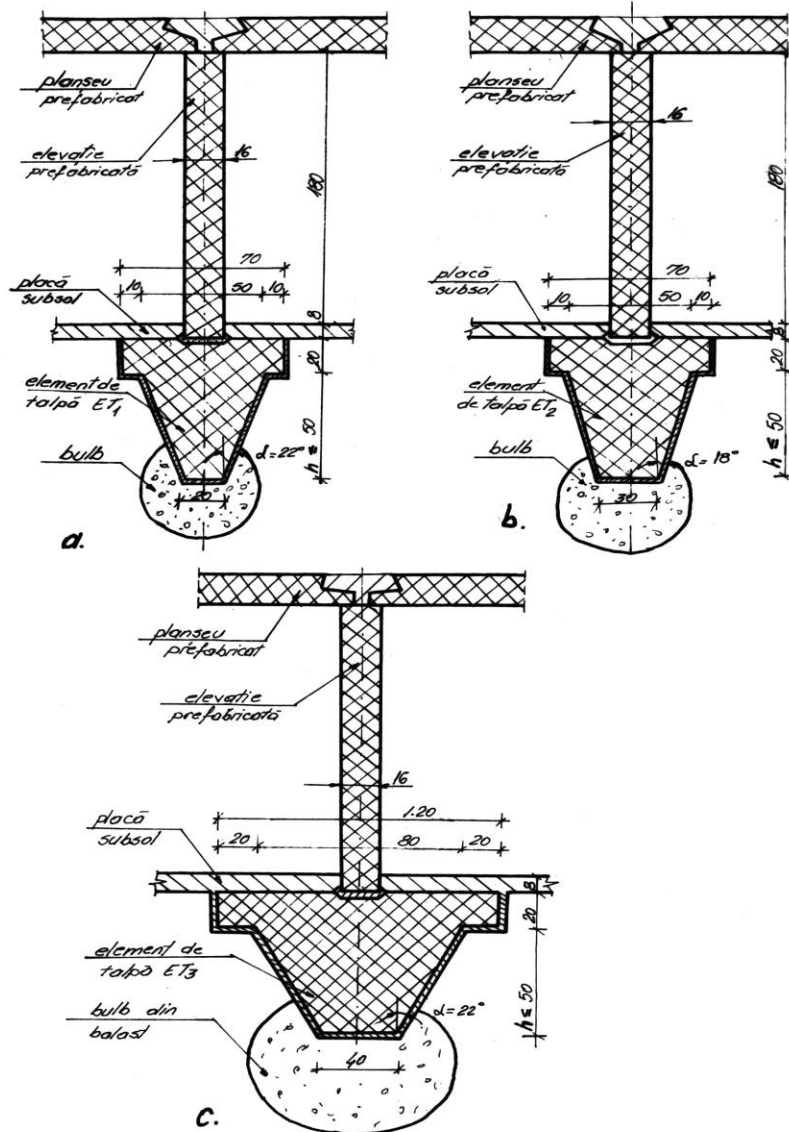


Fig. 2.3. Infrastructuri prefabricate cu elemente de talpă tronconice cu placă antirefulantă

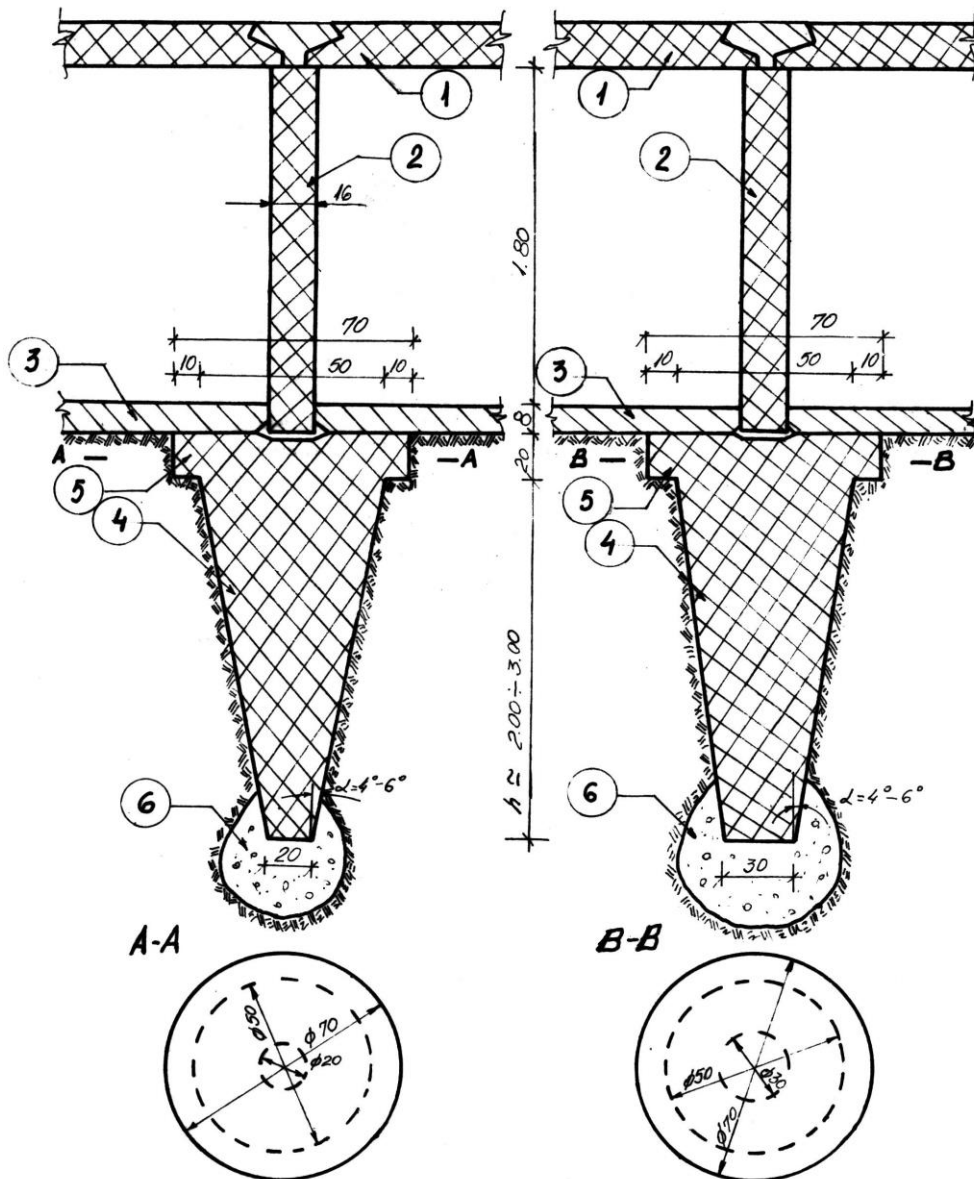


Fig. 2.4. Infrastructuri cu elemente de talpă tronconice cu placă antirefulantă realizabile prin vibropercuții
 1. planșeu pref.; 2. elevație pref.; 3. placă subsol;
 4. element de talpă ET4 (ET5); 5. placă antirefulantă; 6. bulb.

2.2.2. Infrastructuri din elemente de talpă trunchi de con (b=2....3m) cu placă antirefulantă și elevații prefabricate

Ca și în cazul soluției prezentate la pct. 2.2.1. ansamblul infrastructurii este compus din elemente de talpă tranconice cu placă antirefulantă și din elevații prefabricate, diferența dintre cele două soluții constă în faptul că elementele de talpă au lungime mai mare (2....3 m), încadrându-se în categoria elementelor de fundare de adâncime mijlocie, ceea ce permite fundarea în cazul terenurilor dificile cu grosimi reduse (3-4 m).

Modul de amplasare al elementelor de talpă este similar cu cel al soluției anterioare (fig.2.1.) soluția de fața fiind concretizată pentru realizarea infrastructurilor clădirilor S+P+4E pe terenuri slabe.

În ceea ce privește elementele de talpă sunt posibilă mai multe variante (din punctul de vedere al dimensiunilor secțiunii transversale și a dimensiunilor plăcii antirefulante). În fig.2.4. se prezintă două elemente (ET4 și ET5) realizabile prin vibrație sau vibropercuții cu utilaje tip AVP-1 sau AVPP-1, iar în fig.2.5. se prezintă un element (RT6) realizabil prin batere sau cu alt utilaj vibrator. Dimensiunile bazei mici a trunchiului de con, și a plăcii antirefulante se stabilesc în funcție de capacitatea portantă a terenului de fundare și posibilitățile tehnologice ale utilajului utilizat pentru ștanțare.

2.3. Aspecte ce se studiază de autor în vederea realizării soluțiilor concepute

Pentru a crea posibilități de proiectare și realizare a soluțiilor menționate anterior autorul și-a propus să studieze o serie de aspecte constructive, teoretice și tehnologice dintre acestea menționându-se:

- studiul elementelor de talpă sub aspectul optimizării formei (înclinarea generatoarei, mărimea plăcii antirefulante, etc), calculul capacității portante și calculul tasărilor;
- studiul elevațiilor prefabricate ca elemente plane sub aspect constructiv și a calculului, ținând seama de modul de rezemare și de realizare al îmbinărilor verticale și orizontale;
- studiul echipamentelor tehnologiei de realizare infrastructurii în variantele concepute, inclusiv modul de proiectare și detalii de execuție;
- studiul tehnico-economic al soluțiilor propuse, comparativ cu alte soluții aplicabile la tipul de structură și în condiții de fundare comparabile.

Soluțiile prezentate se apreciază că se înscriu în tendința generală pe plan mondial de industrializare a lucrărilor de fundații, acestea deși au fost concepute pentru proiectul T 770 secțiunea Pb₂, dar se pot folosi și la alte construcții cu structura din panouri mari prefabricate, precum și la construcții cu structura realizată în diafragmă monolit.

3. STUDII CU PRIVIRE LA ELEMENTELE DE REZEMARE INDIRECTĂ

Având în vedere concluziile rezultate în capitolul anterior autorul și-a propus să efectueze un studiu pentru elementele de rezemare indirectă, finalizându-se rezultatele unor experimentări efectuate în catedra de fundații din Timișoara [6; 16] (unele prezentate în cap.1 al lucrării de față), am considerat util să studiez elementele de rezemare de formă tronconică în varianta cu placă antirefulantă necesară rezemării discontinue a elevațiilor. Din investigațiile făcute de autor, rezultă că aceste elemente au fost experimentate în catedră din punctul de vedere a tehnologiei de realizare prin vibroștanțare [16], precum și în ceea ce privește stabilirea capacității portante, fără însă a se dezvolta concluzii cu privire la folosirea acestora pentru fundații sub ziduri portante, apreciindu-se ca necesare și alte studii suplimentare, unele dintre ele efectuându-se și prezentându-se în cele ce urmează.

3.1. Soluții privind elementul de talpă tronconic cu placa antirefulantă

Elementele de rezemare a elevațiilor (pereți portanți) a variantei de realizare a infrastructurii, au forma generală de trunchi de con cu placă antirefulantă la partea superioară (ETP) .

Elementele de talpă se pot executa în variantă monolită sau prefabricată prin utilizarea tehnologiilor de ștanțare [23; 36; 41]

Sistemele constructive ce se pot realiza prin ștanțare sunt diverse și se pot aplica la fundarea construcțiilor civile și industriale cu structuri în cadre, diafragme sau mixte, în terenuri bune, de fundare și mai ales în terenuri slabe în suprafață.

Metoda de execuție a fundațiilor prin ștanțare constă în introducerea forțată în terenul de fundare a unui echipament de forma elementului, de talpă și crearea în terenul de fundare a unui gol în care se toarnă beton sau se introduce prefabricatul. Operația propriu-zisă de ștanțare se poate realiza în două variante tehnologice.

- prin batere, care constă în căderea echipamentului de la o înălțime de 4...6 m;
- prin vibrare sau vibropercuții - introducerea maiului în teren făcându-se sub acțiunea vibrațiilor sau vibroșocurilor.

În urma procesului de ștanțare are loc îndesarea pământului sub și în jurul fundației ștanțate și apariția unei zone de pământ îndesat în limitele căreia se reduc proprietățile de compresibilitate și cresc rezistențele mecanice ale terenului ca urmare a acestor fenomene de îndesare, fundațiile în gropi ștanțate au capacitatea portantă la acțiuni verticale și orizontale mult superioară fundațiilor clasice, ceea ce permite reducerea dimensiunilor fundațiilor și de aici o seamă de avantaje economice. Clasificarea fundațiilor realizate în gropi ștanțate se poate face adoptând următoarele criterii:

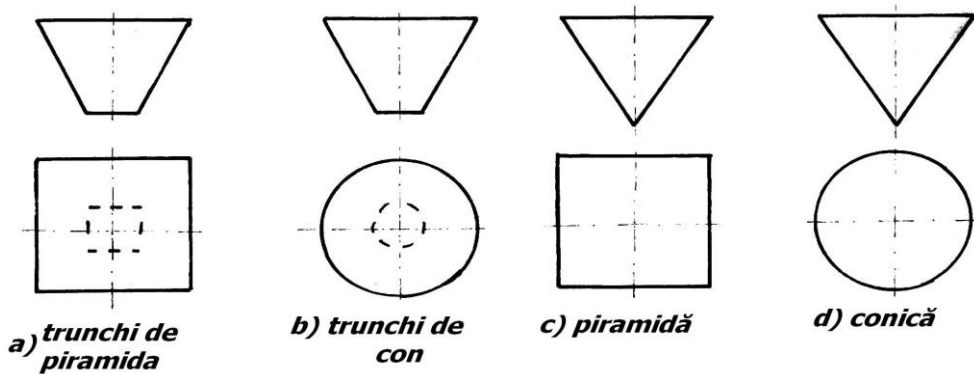


Fig.3.1. Soluții de fundații stanțate

- a) forma geometrică (fig.3.1.)
- fundații trunchi de piramida patrulateră, pentagonală, hexagonală, etc.;
 - fundații trunchi de con;
 - fundații piramidale;
 - fundații conice.
- b) adâncimea de fundare
- în funcție de acest criteriu fundațiile stanțate pot fi: (fig.3.2.a)
 - de mică adâncime
 - de adâncime mijlocie (fig.3.2.b)
- c) modul de realizare - fundațiile stanțate pot fi (fig.3.3.)
- cu talpă plană (fig.3.3.a);
 - cu talpă plană și placă antirefulantă (fig.3.3.b);
 - cu bulb la bază (fig.3.3.c.).

Luând în considerare preocupările colectivului de geotehnică și fundații al Institutului Politehnic Timișoara care a studiat și introdus în practica lucrărilor de construcții din România tehnologiile de ștanțare, autorul și-a propus continuarea studiilor pe această temă prin elaborarea și studierea a două soluții noi de realizare a tălpilor infrastructurii clădirilor de locuit S+P+4E.

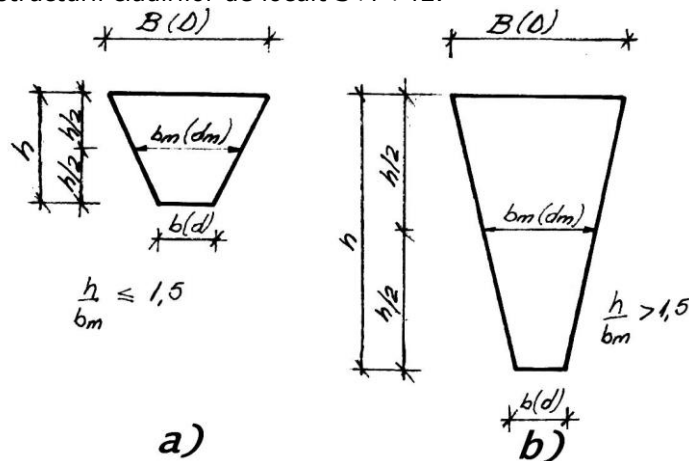


Fig.3.2. Clasificarea fundațiilor după adâncime de fundare.

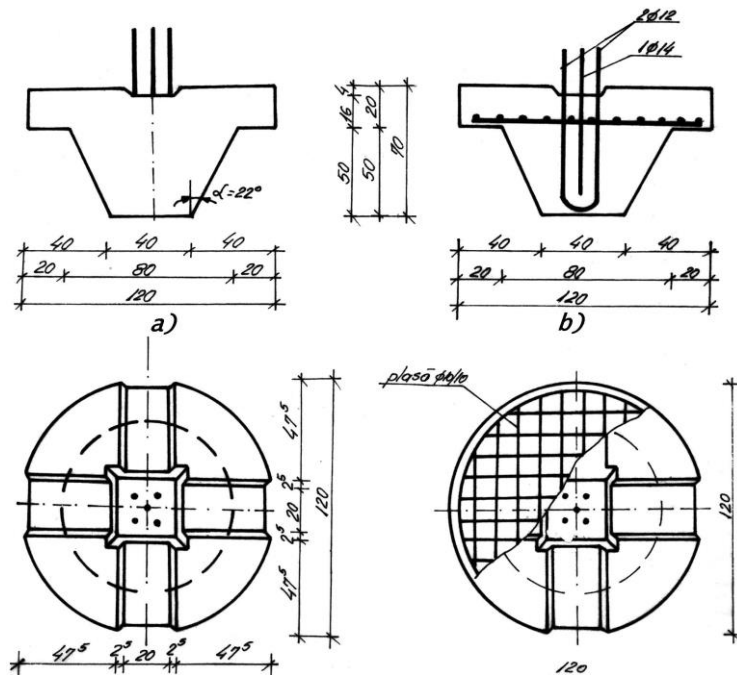


Fig. 3.3. Clasificarea după modul de realizare

Colectivul mixt de cadre didactice de la catedră și cercetători de la ICCPDC-Filiala Timișoara a studiat în principal soluții de fundare pentru fundații izolate sau continue bazate pe elemente de fundare trunchi de piramidă patrulateră. Pornind de la studiile deja efectuate, autorul și-a propus studierea elementului trunchi de con având în vedere că distribuția eforturilor în masivul de pământ este mai favorabilă decât în cazul trunchiului de piramidă, acest fapt înfulecând favorabil mărimea zonei de îndesare.

Elementele de talpă prezentate în Cap.2. (ET1....ET3) fac parte din categoria elementelor de fundare stanțate de mică adâncime cu $h/d_{med} < 1,5$, iar elementele de talpă ET4...ET6 din categoria celor de adâncime mijlocie cu $h/d_{med} > 1,5$.

Elementele de talpă cu placă antirefulantă inclusiv armarea (fig.3.4) și utilizarea acestora ca elemente de fundație la construcțiile civile cu pereți portanți prefabricați cu regim de înălțime S+P+4E, care reprezintă elementele de bază ale soluției de fundare ce constituie subiectul tezei, au formă de trunchi de con și sunt destinate fundării pe terenuri cu caracteristici mecanice superioare, precum și în terenuri slabe în suprafață pe o grosime de circa 2 cm. Placa de la partea superioară are ca efect:

Fig.3.4.Element de talpă ET3 cu $h = 70$ cm

a) vedere; b) armare Sc. 1:20

- împiedicarea refulării pământului în urma procesului de ștanțare ceea ce contribuie la mărirea capacității portante;
- mărirea suprafeței de rezemare a panourilor prefabricate;
- creșterea stabilității fundației.

Placa antirefulantă contribuie și la mărirea zonei de îndesare și în consecință are efect destul de favorabil, ținând cont că soluția de fundare pe elemente discontinue pe ansamblul se comportă ca o fundație continuă prin întrepătrunderea zonelor de îndesare. În poziționarea elementelor de talpă are o importanță deosebită mărirea zonelor de îndesare (fig.3.7.). Din analiza figurii 3.7. rezultă zonele de presiune (extinse) ca urmare a formei elementului de talpă, precum și a prezentei plăcii antirefulante ceea ce duce la sporuri importante a capacității portante a elementelor de reazem, executate în această variantă.

Elementele de rezemare folosite la realizarea fundațiilor pe terenuri dificile cu grosimi de 3..5 m se fac de regula prin vibroștanțare. Echipamentul de lucru utilizat pentru realizarea elementelor de formă tronconică de adâncime medie cu placă antirefulantă este prezentat în fig.3.5.

Aționarea echipamentului de lucru s-a făcut cu o instalație de vibrare-percuție (IVP) 16 35 ai cărui parametri sunt prezentați în tabelul 3.1. comparativ cu cei ai agregatului AVPP-1 35.

Tehnologia de realizare a elementelor de talpă (în varianta monolită) constă în următoarele faze:

a) pentru elementul tronconic fără bulb cu placă antirefulantă și pernă din balast (fig.3.6.).

- se așează echipamentul pe locul unde urmează să fie făcut elementul și se începe acționarea lui- prin intermediul vibropercutorului (fig.3.6.a);
- se introduce echipamentul până ce placa superioară stanțează o amprență(fig.3.6.b);
- se extrage echipamentul circa 15 cm, se introduce balast în partea superioară a amprenței fig.3.6.c);
- se reintroduce echipamentul realizându-se sub placa antirefulantă o pernă din balast (fig.3.6.d);
- se desolidarizează tija interioară cu con a echipamentului de tubul tronconic exterior și se fixează la un nivel superior. Pe la partea superioară a echipamentului se introduce beton și se extrage în regim de vibrare (fig.3.6.c) obținându-se forma finală a elementului de talpă (fig.3.6.f).

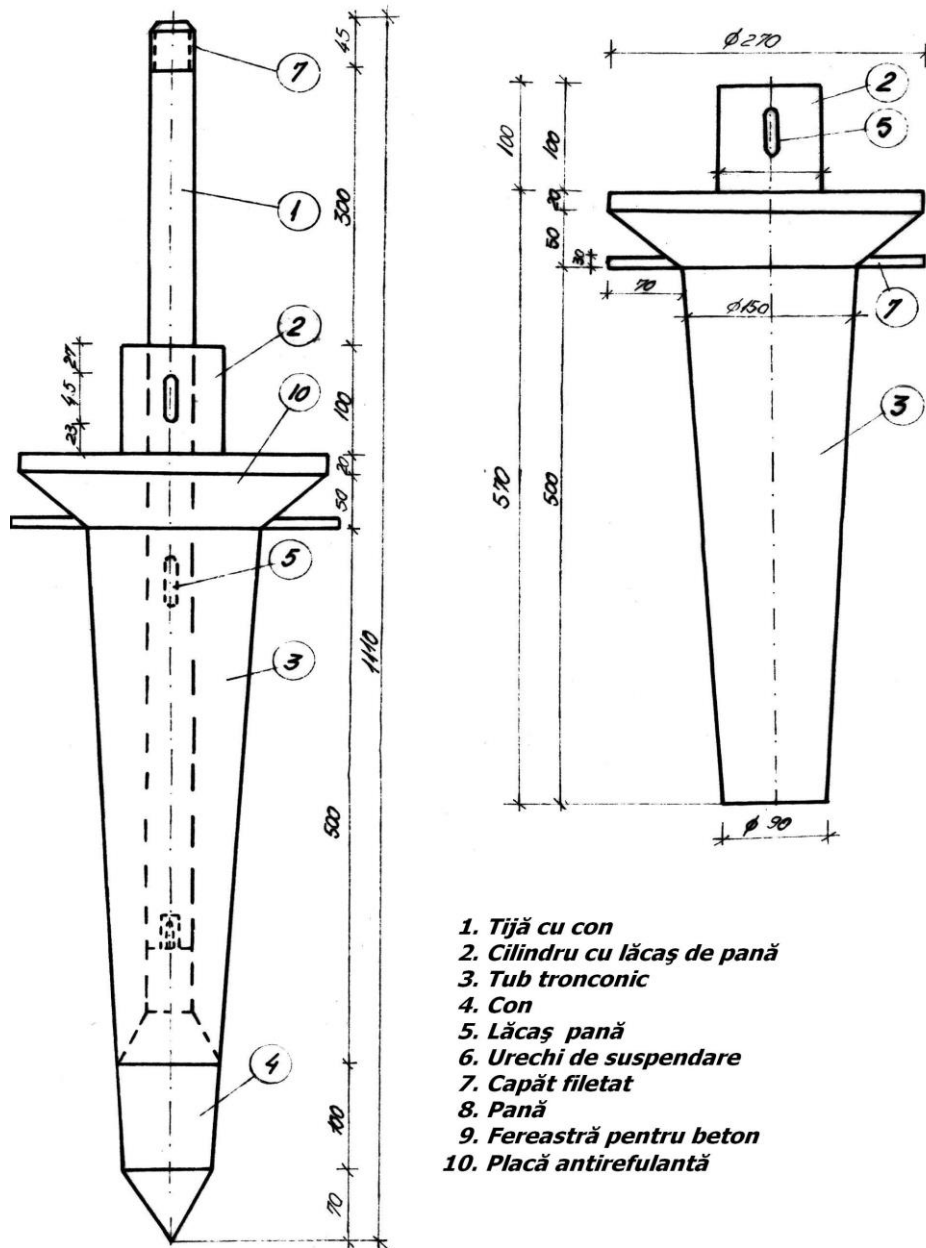
b) pentru elementul tronconic cu bulb, placă anti-refulantă și pernă din balast (fig.3.8);

Primele 4 operațiuni descrise la schema tehnologică anterioară rămân valabile (fig.3.8.a,b,c,d), în continuare se procedează în felul următor:

- se ridică echipamentul circa 10-15 cm, se suspendă tubul tronconic, se introduce beton în amprență și în tubul tronconic (fig.3.8.a);
- se desolidarizează tubul exterior de tija cu con la bază și se efectuează operațiuni de ridicare și coborâre a acestora pentru formarea bulbului (fig.3.8.f);
- se extrage echipamentul în regim de vibrare introducând concomitent beton care va ocupa spațiul ștanțat (fig.3.8.g) obținându-se forma finală a elementului de talpă (fig.3.8.b).

Având în vedere soluția de fundare concepută și luată în studiu fundații din elevații prefabricate rezemate discontinuu. pe elemente de reazem de adâncime,

precum și necesitatea ca această soluție să poată fi aplicată pentru diverse deschideri a panourilor de elevație, s-a apreciat ca deosebit de util, studierea și realizarea unor reazeme cu capacitate portantă variabilă (ușor adaptabilă funcție de situație printr-un proces tehnologic cât mai simplu).



1. Tijă cu con
2. Cilindru cu lăcaș de pană
3. Tub tronconic
4. Con
5. Lăcaș pană
6. Urechi de suspendare
7. Capăt filetat
8. Pană
9. Fereastră pentru beton
10. Placă antirefulantă

Fig. 3.5. Echipament pentru realizarea elementelor de talpă tronconice cu placă antirefulantă

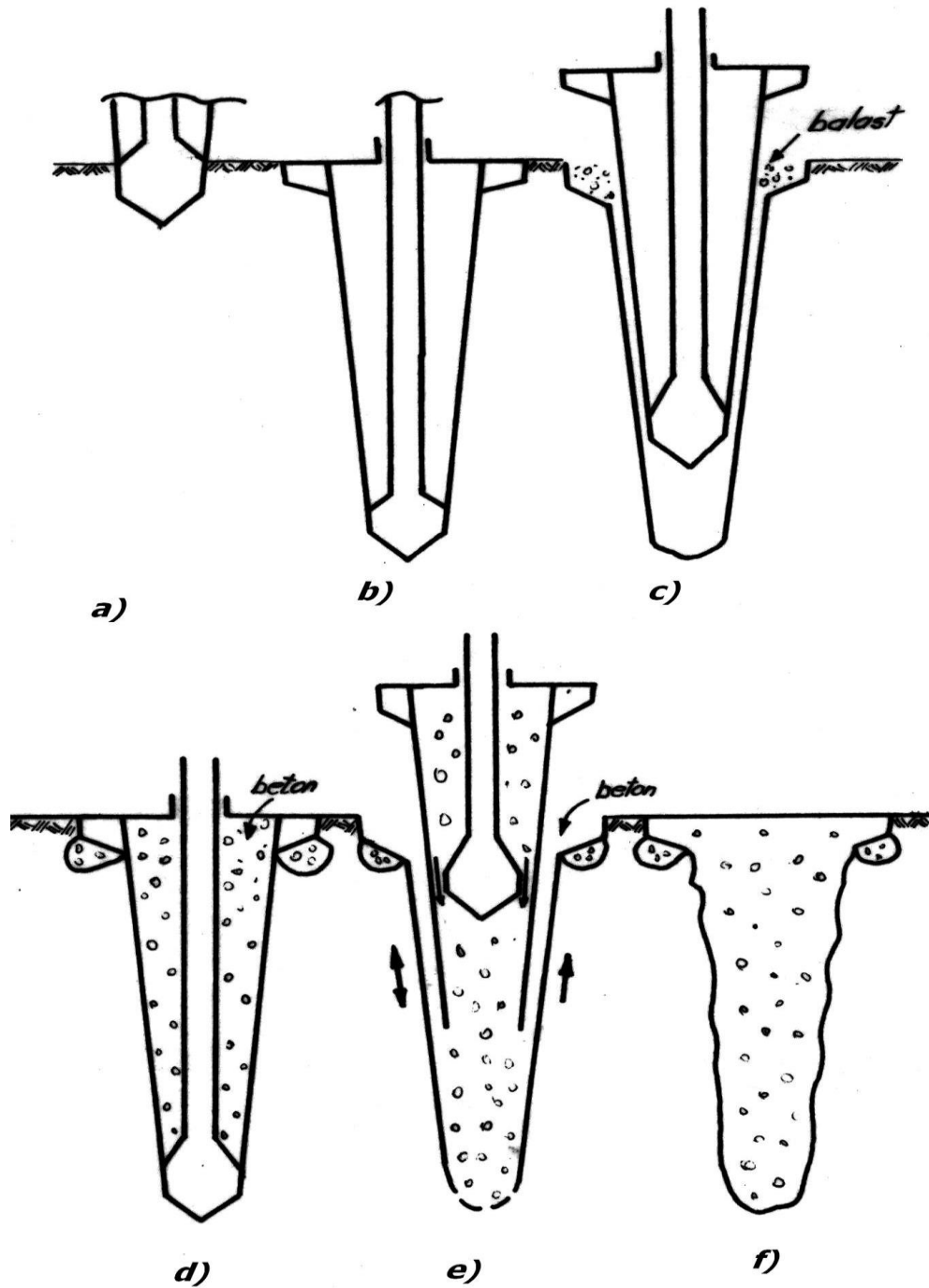


Fig. 3.6. Schema tehnologică de realizare a elementelor tronconice cu placă antirefulantă

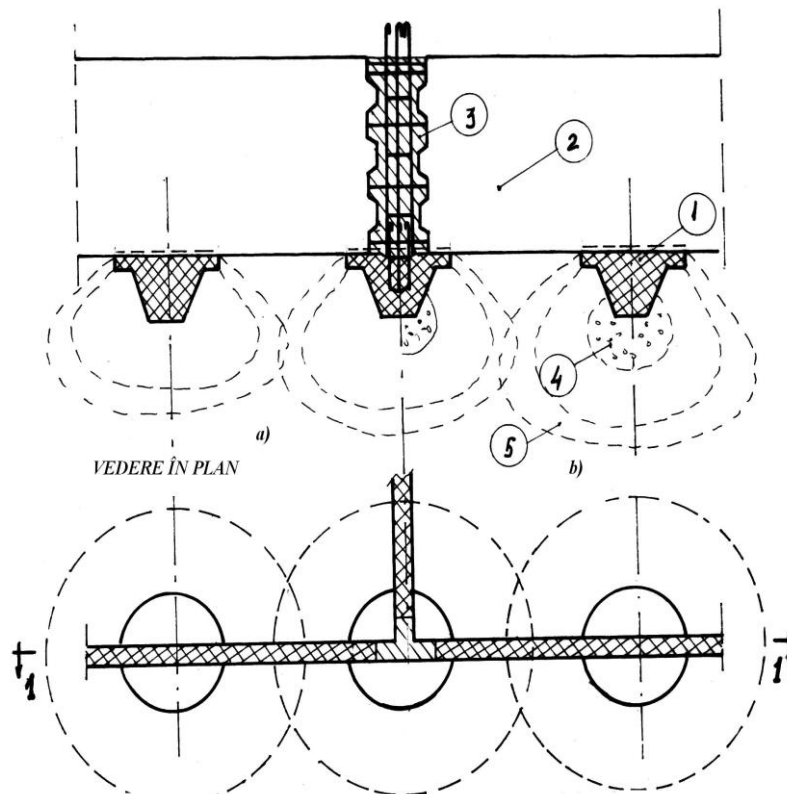


Fig.3.7. Zonele de influență a elementelor de talpă
 a) elemente de talpă fără bulb; b) elemente de talpă cu bulb;
 1 - element de talpă; 2 - elevație prefabricată; 3 - monolitizare;
 4 - bulb; 5 - zonă de îndesare.

Tabelul 3.1. Tabel comparativ cu parametrii agregatelor de vibro percuție.

Nr. crt	Parametrul	U.M.	AVPP-1	I.V.P.
1. 2.	moment static al excentricilor turația excentricilor	daN.cm rot/min.	1535; 2090 4000 700	56,74 650; 756; 1052;2640
3.	forța perturbatoare	N	62425;112203 215076	2640;6887
4.	masa în vibrație	Kg	1601,2	51,27
5.	masa statică	Kg	2502,4	80,12
6.	forța de presare	N	120.000	-
7.	puterea motorului de antrenare	kW	58	1,5

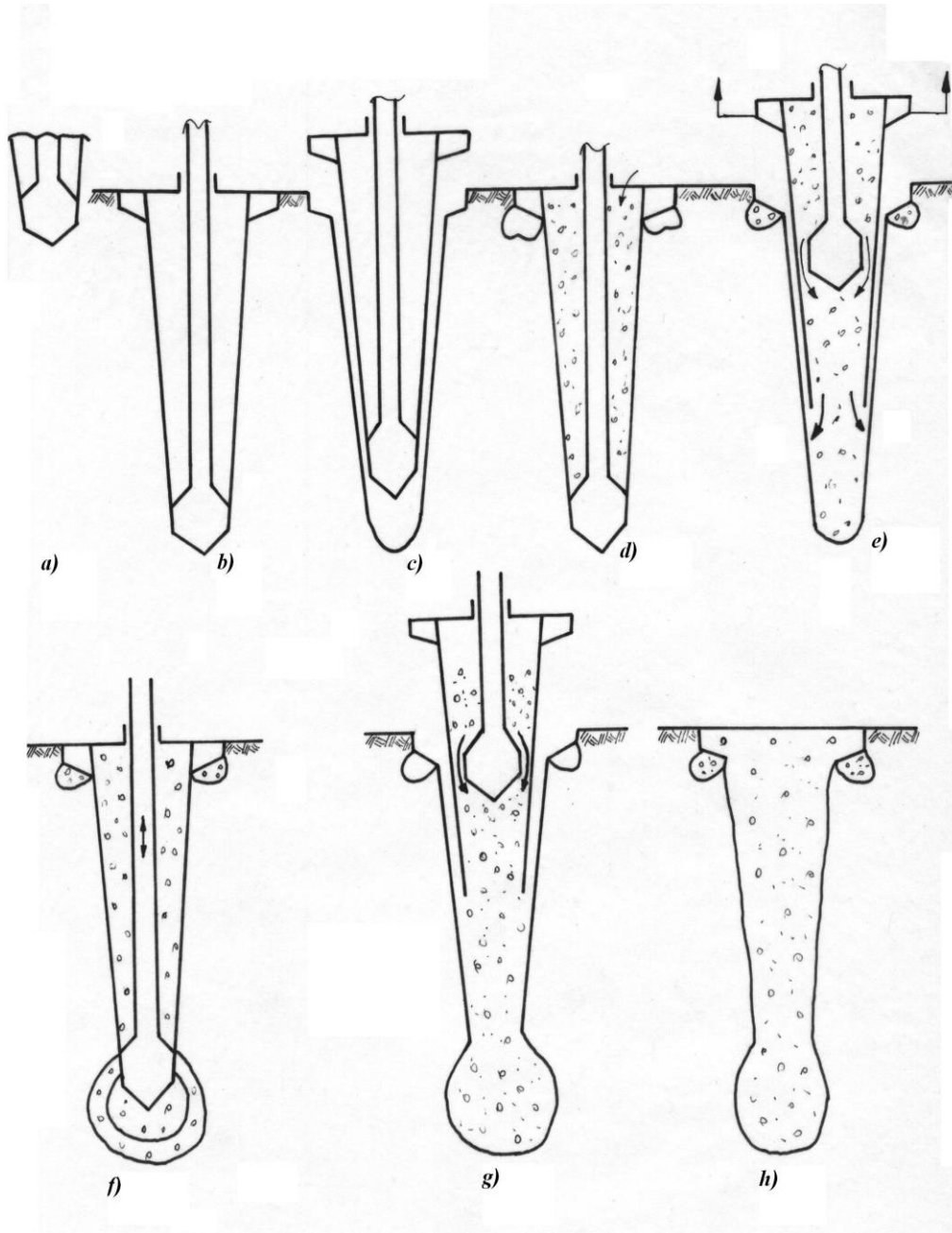
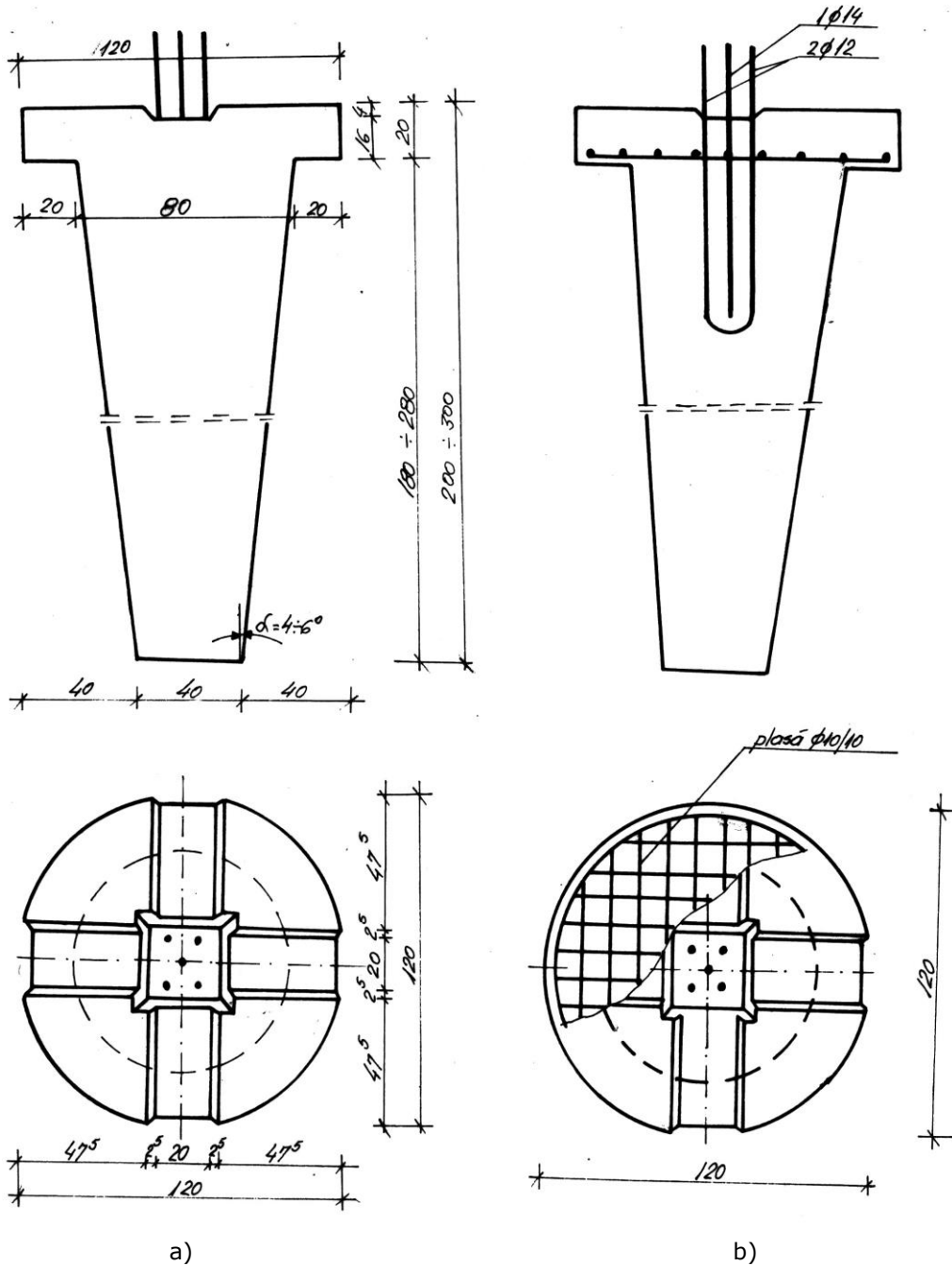


Fig. 3.8. Schema tehnologică de realizare a elementelor tronconice cu bulb, placă și pernă din balast



a)

b)

Fig 3.9. Elemente de talpă „ET6” prefabricate cu $h=2,0 \div 3,0$ m

a) vedere; b) armare

SC. 1:20

Studiul unor asemenea elemente de reazem a pornit de la o serie de încercări experimentale făcute în catedra 16, din care s-au reținut cele pe nisipuri fine aflate în stare afânată (teren dificil). Încercările făcute pe elemente experimentale (tronconice - ET; tronconice cu bulb-ETB; tronconice cu placă antirefulantă la partea superioară - ETP; tronconice cu pernă din balast sub placa antirefulantă - ETPPr; tronconice cu bulb și placă antirefulanta - ETBP; tronconice cu bulb, placă antirefulantă și pernă de balast sub aceasta - ETBPPr), au fost analizate de autor, rezultatele experimentale fiind prelucrate în ideea rezolvării problemei propuse. Astfel în tabelul 3.2. se prezintă câteva date cu privire la volumul de beton din fiecărui element (VB în dm^3), capacitatea portanta (CP în KN) și capacitatea portantă pe unitatea de volum de beton CP/VB.

Tabelul 3.2. Date cu privire la volumul de beton și capacitate portantă a elementelor.

Nr. crt.	Simbol element	VB [dm^3]	CP [KN]	$\frac{CP}{VB}$	CP % din total
1.	ET	9,36	19,4	2,07	-
2.	ETB	14,94	24,4	1.63	-
3.	ETP	18,25	21,8	1.19	-
4.	ETPPr	18,25	26,90	1,47	-
5.	ETBP	23,83	28,2	1,18	-
6.	ETBPPr	23,83	33,8	1,41	-
7.	B (bulb)	4,58	5,0	1,09	25,8
8.	P (placă)	8,89	2,4	0,20	12,4
9.	PPr	8,89	7,50	0,83	38,6
10.	Pr (pernă)	-	5,10	-	26,3
11.	BP	13,77	7,8	0,69	40,2
12.	BPPr	13,77	14,4	1,04	74,2

Analizând valorile prezentate în tabelul 3.2, rezultă câteva concluzii foarte utile pentru practică, dintre care se rețin:

- elementul de formă tronconică prezintă cel mai ridicat indice de capacitate portantă pe unitatea de volum de beton (2,07) cea ce desigur îl recomandă ca fiind cel mai economic;
- din tabelul 3.2. mai rezultă sporul de capacitate portantă adus prin completarea elementului tronconic cu bulb (B), placă antirefulantă (P), placă antirefulantă rezemată pe pernă din balast (PPr), sau combinații între acestea (BP; BPPr), reținându-se sporurile ridicate aduse de bulb-placă-pernă (74,2%), la o capacitate specifică pe unitatea de volum de beton de 1,04, adică foarte bună.

Pornind de la concluziile de mai sus, și având în vedere că elementul tronconic nu are suprafață de rezemare a elevației suficientă, rezultă că necesar (din punct de vedere constructiv) luarea în discuție (pentru folosință) la soluția aleasă elementul de reazem tronconic cu placă antirefulantă la partea superioară (ETP).

Pentru a se ajunge la o capacitate portantă sporită (uneori necesară datorită fie unor deschideri, a panourilor mai mari, fie unui teren mai slab), acest element se poate completa prin aceea că se realizează sub placa antirefulantă o pernă din balast, care aduce un spor ridicat de capacitate portantă (conf. tab. 3.2. poziția 9, sporul este de 38,6%), respectiv în cazuri excepționale se poate face la partea inferioară și un bulb din beton, situație în care elementele (BPPr) duc la un spor de 74, 2%.

De menționat că atât placa cât și bulbul au indici de capacitate portantă specifici relativ mici (1,19...1,41) față de elementul tronconic (2,07).

Rezultă în final concluzia că pentru soluția luată în studiu (Cap.2.), elementul de reazem va fi element tronconic cu placă antirefulantă ceea ce a permis pentru cazul de față definitivarea elementului ET6 a căror dimensiuni se prezintă în figura 3.9.

Se subliniază recomandarea ca elementul să fie realizat monolit prin vibroștanțare după tehnologia prezentată sumar anterior, aceasta justificat de faptul că procedeul permite realizarea bulbului când acesta este necesar.

Execuția prin ștanțare a fundațiilor în general și a elementelor de talpă, în cazul concret, permite reducerea cotelor de fundare, micșorarea dimensiunilor fundațiilor și transmiterea unor încercări sensibil mai mari decât cele transmise de fundațiile clasice, fapt ce se datorează în principal elementelor de talpă și fenomenelor specifice procesului de ștanțare.

3.2. Studii teoretice privind optimizarea formei elementului de talpă tronconic

Studiile efectuate în Catedra de Drumuri și Fundații a Universității Politehnice din Timișoara, cu privire la realizarea elementelor de fundare trunchi de piramidă patrulateră au arătat rolul deosebit pe care îl are înclinarea fețelor laterale în ceea ce privește capacitatea portantă a elementelor de fundare precum și în ceea ce privește creșterea dimensiunilor zonei de îndesare ce apare în urma procesului de ștanțare.

Pornind de la aceste studii autorul consideră necesar să cerceteze optimizarea elementelor de talpă începând cu determinarea unghiului făcut prin înclinare generatoarei trunchiului de con (cu verticală) întrucât aceasta are mai influență asupra eficienței tehnico-economice ale elementelor de talpă, și, în final, asupra eficienței soluțiilor propuse.

Pentru găsirea unghiului optim de înclinare al generatoarei față de verticală au fost preluate și adoptate unele cercetări făcute în domeniu [44] pe baza cărora autorul stabilește domeniile de optim ale unghiului pentru înclinarea generatoarei elementelor de talpă.

Literatura de specialitate sovietică [22] prezintă un studiu de optimizare al formei piloților piramidali, în care se apreciază că unghiul optim de înclinare al fețelor laterale trebuie să fie cuprins între $2...12^{\circ}$, pentru piloții cu lungimea $h=3-6m$.

Studiile făcute (în vederea optimizării formei de V.K. Domakovski (Rusia), s-au efectuat pe baza condițiilor de echilibru ale unei pene piramidale înfipte în teren (fig.3.10.).

Din. ecuația de proiecție pe verticală a forțelor considerate în echilibru rezultă ecuația:

$$P_{cr} - 4 \cdot N \cdot \sin \alpha - 4 N \cdot f \cdot \cos \alpha = 0 \quad (3.1)$$

Valoarea rezistenței normale (N) se exprimă cu ajutorul tensiunii din teren pe suprafața laterală a penei (A_e), iar tensiunea se exprimă prin modulul de deformație din formula mediului liniar deformabil:

$$S = f \cdot \frac{\sigma \cdot b \cdot (1 - \mu^2)}{E} \quad (3.2)$$

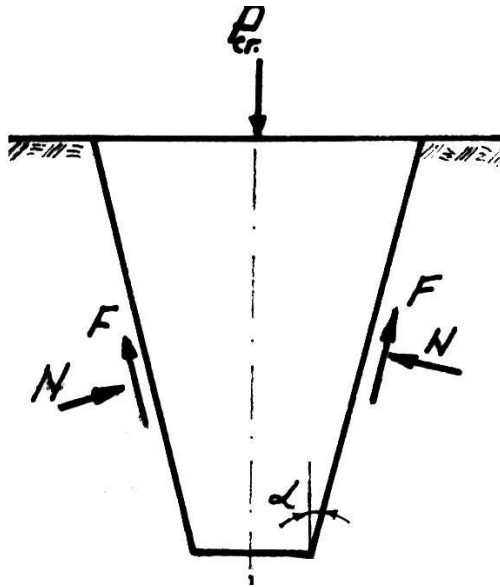


Fig.3.10. Schemă de calcul

Se obține astfel:

$$N = A_e \cdot \sigma = A_e \cdot \frac{S \cdot E}{f \cdot b \cdot (1 - \mu^2)} \quad (3.3)$$

$$f = \operatorname{tg} \phi \quad (3.4)$$

În relațiile 3.2.....3.4. s-au folosit notațiile:

S - tasare;

f - coeficient de frecare dintre element și teren = $\operatorname{tg} \Phi$;

E - modul de deformație liniară;

μ - coeficientul lui Poisson.

Înlocuind 3.3 și 3.4 în 3.1 se obține:

$$P_{cr} = 4 \cdot \sigma A_e (\sin \alpha + \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi) = 4 A_e \frac{\sigma \cdot \sin(\alpha + \Phi)}{\cos \Phi} \quad (3.5)$$

Valoarea capacității portanță a elementului piramidei se obține din valoarea P_{cr} astfel:

$$R = \lambda \cdot K \cdot m \cdot P_{cr} \quad (3.6)$$

unde: $\lambda, K, m = 0,5$ (coeficient ce ține cont de neuniformitatea terenului și de condițiile de lucru).

V. K. Domokovski efectuează calculul numeric pentru un element cu lungimea variabilă de la 3 la 6 m și ajunge la concluzia că unghiul optim de înclinare al forțelor laterale ale elementului piramidal, variază de la 2° (pentru elementul cu lungime de 6 m) până la 12° (pentru elementul de 3 m). Pentru optimizarea formei elementului piramidal au fost efectuate studii și în cadrul colectivului mixt format din cadre didactice de la Catedra de Drumuri, Fundații și Instalații în Construcții a U.P. Timișoara și cercetări de la Filiala ICCPDC - Timișoara.

Studiul de optimizare al formei inițiat de autor în sensul stabilirii unghiului optim de înclinare al forțelor laterale pentru elementul tronconic, s-a făcut pe baza schemei din fig.3.11 (similară schemei lui Domakovski) pe baza căreia au rezultat următoarele relații de calcul (adoptate studiului propus):

$$N = (\cos \alpha \cdot C + p \operatorname{tg} \Phi \cos \alpha) \cdot A_e + P \sin \alpha \cdot A_e \quad (3.7)$$

$$S = \frac{2(1-2\mu)(1+\mu)}{E} C \left[P_{pe} \left(\frac{p + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{p_{pe} + C \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \right) \frac{2\phi}{1-\theta} - p \right] \quad (3.8)$$

Unde:

$$C = \frac{1}{2d_b} (d_b^2 \cdot 2H + 2d_b \cdot H^2 - \operatorname{tg} \alpha + 4/3H^3 \operatorname{tg}^2 \alpha) \quad (3.9)$$

$$P_{pe} = \frac{2 \cdot C \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{1+\theta} - C \cdot \operatorname{ctg} \varphi \quad (3.10)$$

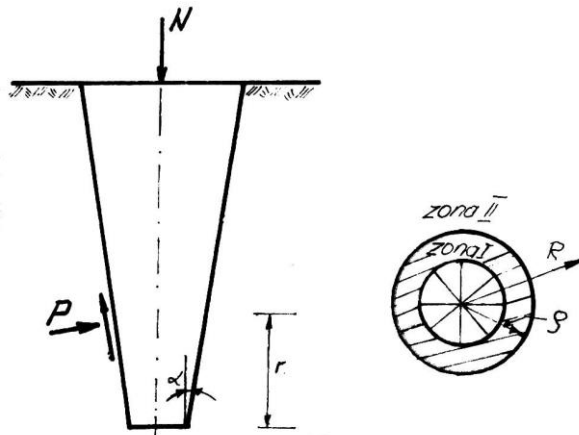


Fig.3.11. Schemă de calcul

În care s-au folosit notațiile:

N-capacitatea portantă a elementului deformație impus.

μ -coeficientul lui Poisson;

Φ -unghiul de frecare interioară;

H-lungimea elementului tronconic;

p-efortul unitar de compresiune reactivă a terenului asupra elementului;

α -unghiul de înclinare al generatoarei trunchiului de con

A_e - suprafața laterală a elementului,

d_b și d_B - distanțele echivalente (fața bazei mici și bazei mari) ale trunchiului

de con;

E-modulul de deformație liniară a terenului;

C-coeficient de formă

c-coeziunea specifică a terenului,

s-torsarea elementului tronconic

P_{pe} - presiunea de plasticizare a terenului în jurul elementului.

Studiul de optimizare s-a efectuat adoptând următoarele criterii (și folosind relațiile 3.8...3.10):

a) criteriul de utilizare eficientă a elementului pe baza capacității portante specifice (N/V) definită ca raportul dintre capacitatea portantă (N) și volumul elementului (V);

b) criteriul asigurării preluării încărcărilor transmise la nivelul fundațiilor pe baza capacității portante (N);

c) criteriul de corelare a coeficientului C cu posibilitățile tehnologice de gabarit ale utilajului de ștanțare AVPP - 1

În vederea efectuării unui calcul numeric s-a utilizat un program de calcul constituit dintr-un program principal și următoarele subrutine:

- NEWRAT (P) - pentru determinarea rădăcinii reale a unei fundații transcendente prin metode NEWTON RAPHSON. Cu această subrutină pe baza relației 3.8. se determină presiunea P;

- DESEN - pentru trasarea graficelor de variație ale capacității portante N și a capacității portante specifice (N/V) în funcție de unghiul și parametrii terenului Φ , C, E.

Capacitatea portantă (N) și cea specifică (N/V) sunt calculate prin programul principal pe baza relației (3.7) în funcție de presiunea P calculată prin subrutina NEWRAT.

Pentru calcul cu programul menționat s-au introdus parametrii Φ , C, E (conform STAS 3300-85) corespunzător următoarelor pământuri: praf, argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă.

Studiul s-a făcut pentru 3 valori ale tășării S (0,5; 4; 8 cm) a elementului de talpă pentru a se vedea modul în care mărimea acesteia influențează asupra capacității portante (N) a elementului de talpă și asupra capacității portante specifice (N/V).

Caracteristicile geometrice ale elementului pentru care s-a făcut calculul sunt următoarele:

- diametrul bazei mici $d_b = 20; 30; 40$ cm;

- înălțimea $H = 50, 100, 200, 300, 400$ cm;

- unghiul α de înclinare al generatoarei de la 3° la 60° cu pasul de 3° ;

- diametrul bazei mari a rezultat în funcție de unghiul α și înălțimea H a elementului ($d_B = d_b + 2H \cdot \text{tg } \alpha$).

În urma calculului numeric efectuat pe baza curbilor de variație a capacității

portante (N) și ale capacității portante specifice (N/V) a rezultat că natura terenului de fundare, definită prin parametrii Φ , C și E nu modifică alura curbelor, ci numai valorile (N) și (N/V).

Studiind curbele de variație ale parametrilor N și N/V (fig.3.12 și 3.13) se constată următoarele;

a) capacitatea portantă N crește o dată cu creșterea unghiului și este cu atât mai mare cu cât lungimea elementului este mai mare;

b) capacitatea portantă specifică (N/V) prezintă două situații distincte:

- pentru elementul cu înălțimea 0,5 m crește odată cu creșterea unghiului α .

Pe curbele trasate pentru această înălțime de element se pot separa două zone în funcție de creșterea capacității portante specifice (N/V): zona I $\alpha = 6-42^\circ$ creșterea parametrului (N/V) în funcție de α este mare; zona II $\alpha < = 42 - 60^\circ$ creșterea parametrului (N/V) în funcție de α este mică, curba de variație având tendințe puternice de aplatizare.

- pentru elementul cu $h=1$ m capacitatea portantă specifică N/V prezintă o variație aproape liniară în funcție de unghiul α .

Față de cele prezentate rezultă necesitatea ca la stabilirea unghiului de înclinare al generatoarei elementelor de talpă în condițiile unui amplasament dat, în condițiile în care lungimea elementului este impusă în principal de natura terenului de fundare, trebuiesc luate în considerare toate cele trei criterii menționate anterior.

Pe baza unor valori reale în fig.3.12 și 3.13 se exemplifică, pentru o situație de teren ($c=0,18$ daN/cm²) $\phi = 22^\circ$ $E=340$ dcm/cm². și o tasare impusă $S=4$ cm, graficele de variație ale capacității portante (N) respectiv a capacității portante specifice N/V.

Studiul întreprins a permis să se rezolve următoarele:

- determinarea domeniului optim al unghiului de înclinare al generatoarei în funcție de lungimea elementului de talpa;
- determinarea unei corelații între domeniul unghiului α și domeniul secțiunii medii a elementului tronconic.

Corespunzător celor trei criterii de prelucrare a rezultatelor, menționate anterior au rezultat următoarele aspecte de concluzie;

a) din criteriul de utilizare eficientă a elementului, rezultă ca pentru elemente lungime medie ($\frac{H}{d_{med}} > 1,5$) respectiv cu lungimi $H = 3..4$ m, unghiul

optim de înclinare a generatoare față de verticală $\alpha_{opt} = 3^\circ \dots 18^\circ$.

b) Criteriul de preluare și transmitere a încărcărilor, în urma studiului, pune în evidență că creșterea unghiului, conduce la creșterea capacității portante (N), stabilindu-se în funcție de mărimea încărcării ce trebuie preluată, corelată cu lungimea elementului spre exemplificare, pentru situația de teren prezentată în fig.3.13 și 3.14 în obținerea unei capacități portante de 100 KN se pot folosi următoarele variante:

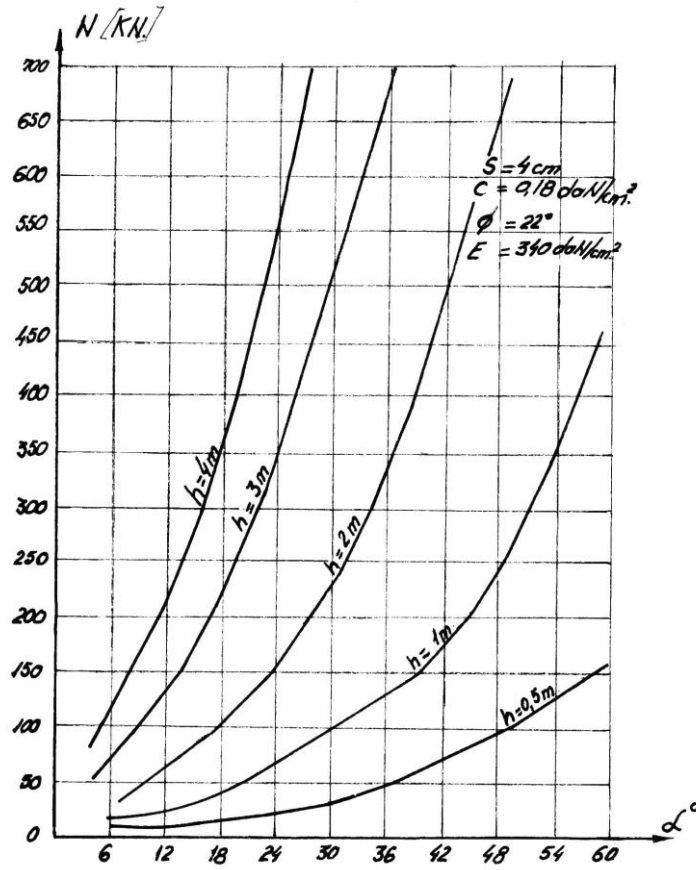


Fig.3.12. Grafice de variație ale capacității portante(N)

Tabelul 3.3. Corelație între H și α pentru determinare N/V

H(m)	A	N(KN)	N/V (KN/m ³)
1	31	100	1000
2	17	100	770
3	8	100	550
4	5	100	530

Astfel, se vede că în funcție de nivelul de deformație și mărimea încărcăturii ce trebuie transmisă se poate stabili o corelație între lungimea elementului (H), unghiul (α), capacitatea portantă specifică (N/V), astfel încât să fie asigurată atât preluarea încărcării, cât și consumul rațional de beton în element.

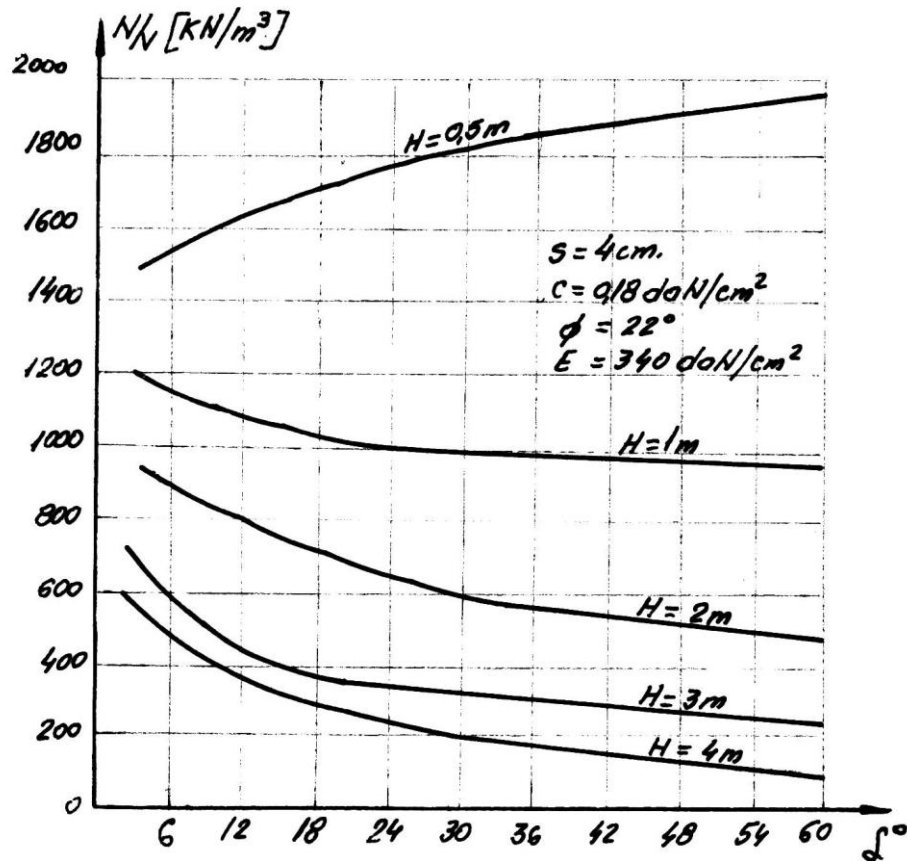


Fig. 3.13. Grafice de variație ale capacității portante specifice (N/V)

c) luând în considerare criteriul posibilităților tehnologice ale utilajelor de ștanțate se va avea în vedere faptul că diametrul maxim al bazei mari a elementelor sau echipamentelor de ștanțare și implicit mărimea unghiului de înclinare a generatoarei sunt limitate de posibilitățile tehnologice ale utilajelor de ștanțare. Astfel pentru agregatul de vibropresare AVP-1 se exemplifică domeniile de variație ale unghiului și anume pentru $H=1\text{m}$; $\alpha = 5 \dots 15^\circ$; $H=3\text{m}$; $\alpha = 4 \dots 6^\circ$ și pentru $H = 4\text{m}$, $\alpha = 3 \dots 4^\circ$. Se subliniază faptul că definitivarea practică a unghiului va fi practic totdeauna impusă de utilaj.

Rezultă că prelucrarea rezultatelor prin prisma celor trei criterii a condus la următoarele concluzii finale:

a) pentru elementele de mică adâncime $H/d_{\text{med}} < 1,5$ și la utilajul AVP-1 sau AVPP-1, s-au obținut:

$$\alpha_{\text{opt}} = 6-22^\circ, S_{\text{med opt}} = 0,143 - 0,398 \text{ m}^2$$

b) pentru elementele de adâncime mijlocie și utilajul AVP-1 sau AVPP-1 s-au obținut:

$$\alpha_{\text{opt}} = 3-6^\circ, S_{\text{med opt}} = 0,232 - 0,448 \text{ m}^2$$

Folosindu-se concluziile studiului s-au stabilit dimensiunile elementelor de talpă pe baza cărora au fost concepute soluțiile de realizare a infrastructurii prezentate la Cap.2.

3.3. Studii cu privire la stabilirea capacității portante a reazemului tronconic cu placa antirefulantă.

În vederea punerii la îndemâna proiectantului a unor elemente de calcul a capacității portante pentru elementul de reazem tronconic cu placa antirefulantă, sistem de fundare conceput, a fi realizat și folosit pentru soluția studiată de autor, în cele ce urmează se încearcă stabilirea unor relații de calcul. În studiu se au în vedere și unele considerații ce stau la baza determinării capacității portante a piloților (la care se vor face scurte referiri) precum și particularizările specifice realizării fundațiilor în gropi stanțate, aspecte ce caracterizează elementul de reazem menționat.

Pentru stabilirea capacității portante a piloților sunt cunoscute un număr foarte mare de metode, fiecare dintre ele prezentând unele aproximări, unele avantaje sau dezavantaje în practica determinării acestora.

De precizat că prin capacitatea portantă a unui pilot, se consideră cea mai mică dintre valorile obținute (prin calcul sau încercări de proba), din condiția de rezistență a terenului în care pilotul este înfipt sau din condiția de rezistență a materialului din care este făcut (condiție care de regulă este satisfăcută practic în toate cazurile), capacitatea portantă fiind în același timp acea valoare a încărcării sub care pătrunderea pilotului nu influențează exploatarea normală a construcției.

Fără a se prezenta metodele de determinare a capacității portante a piloților, se vor face totuși câteva referiri la unele noțiuni frecvent folosite și anume:

Încărcarea critică (R_{cr}) definită conform NP 045 - 2000 ca fiind valoarea premergătoare încărcării sub care pilotul pătrunde vizibil în teren, sau condiționată de o anumită valoare a tasării.

Încărcarea admisă de pilot reprezintă o fracțiune din încărcarea critică stabilită ca mai sus, și conform STAS 2561/3-83 se calculează cu relația:

$$R = \frac{m \cdot K \cdot R_{cr}}{\eta} \text{ [KN]} \quad (3.10.1)$$

unde:

m - coeficient al condițiilor de lucru egal cu 1;

K - coeficient de omogenitate egal cu 0,7;

η - coeficient de siguranța cu valori 1,3...2;

Metodele teoretice ca și cele empirice folosite pentru apropierea capacității portante a piloților, calculează separat capacitatea portantă pe vârf și separat pe cea aferentă suprafeței laterale, și mi-a mi propus a le prezenta aci.

Totuși țin să subliniez că valorile obținute prin folosirea lor, sunt de regulă mai mici, și de aceea se folosesc numai în faza de proiectare, urmând ca determinarea finală să se facă prin încercări experimentale (static, dinamic, penetrare etc.).

Autorul și-a propus să stabilească câteva relații de calcul și interpretare specific elementelor tronconice cu placă antirefulantă, utile în practică. Deoarece problema stabilirii capacității portante a piloților este foarte complexă, unii autori o consideră că o artă, în care experiența proiectantului are un rol deosebit.

În ceea ce privește calculul capacității portante a fundațiilor executate prin stanțare, apar două elemente distincte de care trebuie să se țină seama și care contribuie la obținerea unei capacități portante sporite față de fundațiile clasice executate prin săpare.

Primul dintre aceste elemente îl constituie efectul de îndesare al terenului obținut prin însăși tehnologia de realizare a gropii de fundație.

Cel de-a doua se referă la faptul că executarea amprentelor cu suprafață laterală înclinată asigură transmiterea terenului de fundare a unui procent important din încărcare prin intermediul fețelor laterale. Obținerea unei capacități portante și mai mari se poate obține cu aceeași tehnologie de ștanțare a amprentei, prin realizarea unui bulb din balast sau alt material granular de adaos care se îndeasă prin batere sau vibrație (vibro-percuții) în amprente ștanțate anterior, după care se trece la turnarea betonului pentru executarea fundațiilor sau se introduce elementul prefabricat.

Având în vedere aceste particularități ale fundațiilor executate prin ștanțare au fost elaborate o serie de metode de calcul a capacității portante a acestora, fiecare pornind de la ipoteze diferite respectiv metodologia de calcul fiind diferită.

Finalizând aceste diverse metode de calcul se poate încerca și o clasificare a lor în felul următor:

- a) metode teoretice;
- b) metode semiempirice;
- c) metode empirice.

În cadrul acestor grupe de metode se prezintă două metode de calcul pentru stabilirea capacității portante a elementelor de talpă, pornind de la ipoteze de calcul diferite:

Prima metodă consideră o comportare clasică a terenului prin introducerea coeficientului de pat C_z respectiv C_x (Winkler) și care stabilește condițiile de echilibrare ale elementului de talpă pornind de la o distribuție a presiunilor proporțională cu deplasările fundației.

Ce-a de a doua metodă de calcul urmărește dezvoltarea unei zone plastice a terenului din jurul elementului de fundație odată cu creșterea încărcării, ceea ce permite trasarea unei curbe de încărcare deformație prin intermediul căreia se poate stabili capacitatea portantă pe baza tasării maxime admise sau a depășirii zonei de proporționalitate a tasării în raport cu încărcarea.

3.3.1. Studii privind stabilirea capacității portante a elementului de reazem în ipoteza încastrării elastice în teren

Stabilirea acestei metode de calcul pornește de la ipoteza unei distribuții a presiunilor reactive din teren (pe suprafața laterală și pe baza elementului de reazem proporționale cu deplasările, adică se considera pământul ca un mediu elastic Winkler, [45] iar valorile coeficienților de pat C_z și C_x se consideră că cresc proporțional cu adâncimea. În baza principiului independenței acțiunilor forțelor și considerând că rigiditatea fundației este suficient de mare, în raport cu rigiditatea terenului din jur (ipoteză apropiată de realitate) se consideră influența deplasărilor verticale, orizontale și rotirilor fundației în determinarea reacțiunilor terenului pe talpa și pe suprafața laterală a elementului simplificat.

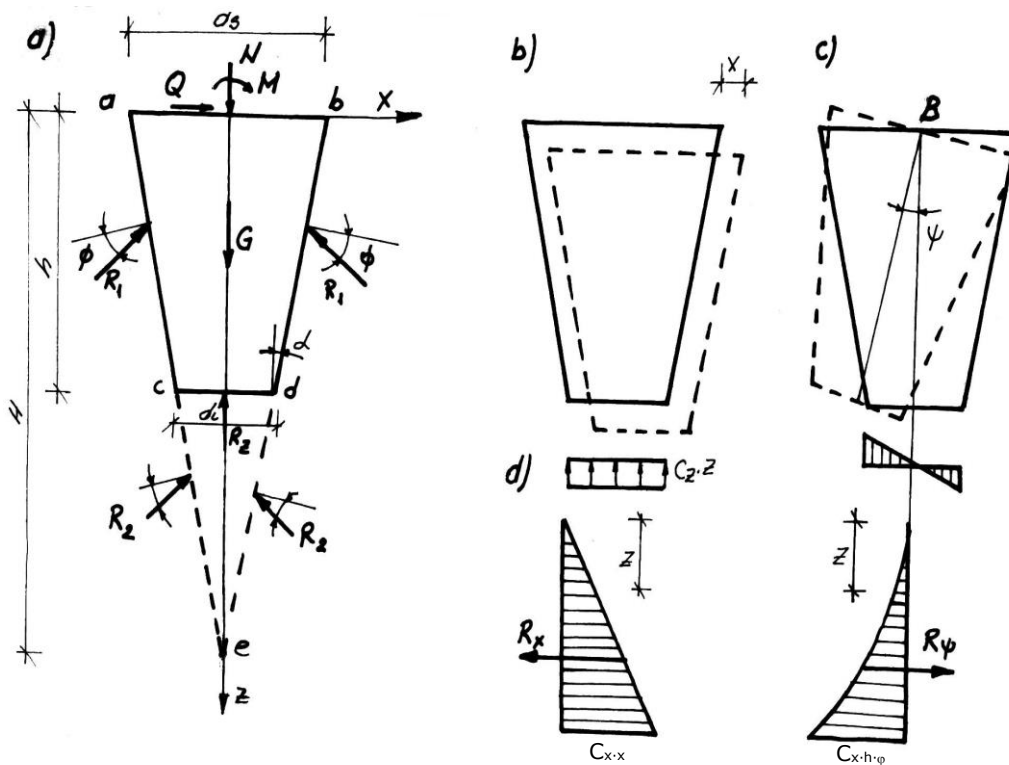


Fig.3.14 Schemă de calcul a elementelor de talpă

a) schemă de încărcare și rezultatele reacțiunilor;

b) deplasările datorate forței verticale și celei orizontale;

c) rotirea datorită acțiunii momentului;

d) diagramele presiunilor reacțiune pe suprafața laterală datorată deplasării orizontale și rotirii.

În vederea efectuării calculului este necesar să se calculeze o serie de caracteristici geometrice ale elementului de talpă și anume:

1. Suprafața proiecției în plan vertical a suprafeței \$abcd\$:

$$S_1 = \frac{\pi \cdot H}{\cos \alpha} (d_i + H \cdot \operatorname{tg} \alpha) \quad (3.11)$$

(suprafața desfășurată a unui trunchi de con)

2. Suprafața proiecției suprafeței \$cde\$:

$$S_2 = \frac{\pi d_i^2 \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{\cos \alpha} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{\sin \alpha} \quad (3.12)$$

(suprafața desfășurată a conului \$cde\$)

3. Diametrul secțiunii la adâncimea z:

$$d_z = [d_s \cdot H - z(d_s - d_i)] \cdot \frac{1}{H} \quad (3.13)$$

4. Distanța de la partea superioară a fundației până la centrul de greutate a suprafeței laterale:

$$z_1 = \frac{H(R_1^2 + 2R_1R_2 + 3R_2^2)}{4(R_1^2 + R_1R_2 + R_2^2)} = \frac{H(d_s^2 + 2d_s d_i + 3d_i^2)}{4(d_s^2 + d_s d_i + d_i^2)} \quad (3.14)$$

La deplasarea verticală a fundației cu mărirea z pe talpa fundației ia naștere o reacțiune uniform distribuită $c_z \cdot z$ (unde c_z este coeficientul de pat la nivelul tălpii fundației pentru deplasare verticală) a cărei rezultantă este

$$c_z \cdot z \cdot \frac{\pi \cdot d_i^2}{4}.$$

La deplasare orizontală a fundației, pe suprafața laterală ia naștere o reacțiune uniform distribuită după o lege liniară (fig. 3.14.d), iar presiunea reactivă la adâncimea z de la suprafață are valoarea: $c_x \cdot x \cdot \frac{z}{h}$ (unde c_x – coeficientul de pat la nivelul tălpii pentru deplasare orizontală).

Rezultanta acestor presiuni este:

$$R_x = \int_0^h d_z \frac{c_x \cdot x \cdot z}{H} d_z = \frac{c_x \cdot x \cdot H(d_s + 2d_i)}{6} = B_1 x$$

unde

$$B_1 = \frac{c_x \cdot H(d_s + 2d_i)}{6} \quad (3.15)$$

Distanța z_x a rezultantei R_x de la fața de sus a fundației se poate găsi cu expresia:

$$Z_x = \frac{\int_0^H d_z \frac{c_x \cdot x \cdot z^2}{H} d_z}{R_x} = \frac{H(d_s + 3d_i)}{2(d_s + 2d_i)} \quad (3.16)$$

Momentul M_x al rezultantei R_x față de punctul B pentru deplasarea orizontală x va fi:

$$M_x = R_x \cdot Z_x = \frac{c_x H^2 \cdot x(d_s + 3d_i)}{12} = B_2 \cdot x \quad (3.17)$$

Considerând distribuția presiunii reactive datorită rotirii fundației cu unghiul φ , ca având o variație parabolică (fig. 3.14.d), presiunea reactivă la adâncimea z este $c_x \cdot \frac{z^2}{h}$ iar rezultanta acestei presiuni va fi:

$$R = \int_0^H \frac{d_z \cdot c_x \cdot z^2 \cdot \varphi}{H} d_z = \frac{c_x \cdot \varphi H^2 (d_s + 3d_i)}{12} = B_2 \varphi \quad (3.18)$$

Distanța Z_φ a rezultantei R de la fața superioară a fundației se determină din expresia:

$$Z_\varphi = \frac{\int_0^H \frac{c_x \cdot \varphi \cdot d_z \cdot z^3}{H} d_z}{R \varphi} = \frac{3H(d_s + 4d_i)}{5(d_s + 3d_i)} \quad (3.19)$$

La rotirea fundației cu unghiul φ (fig. 3.14.c) momentul rezultantei R_φ față de punctul B este:

$$M_\varphi = R_\varphi \cdot Z_\varphi = \frac{C_x \cdot H_\varphi^3 (d_s + 4d_i)}{20} = B_3 \varphi \quad (3.20)$$

iar momentul reactiv datorită presiunii pe talpă devine:

$$M_t = \frac{c_z \cdot d_i^4}{12} \varphi = B_4 \cdot \varphi \quad (3.21)$$

Încărcarea verticală N se transmite prin talpa fundației și fețele laterale. Rezultantele presiunilor pe suprafața laterală fiind notate cu R_2 și R_1 .

Rezultă din condiția de echilibru pe verticală a fundației, următoarea ecuație:

$$G + N = (R_1 + R_2) \cos [90^\circ - (\alpha + \phi)] \quad (3.22)$$

unde R_1 și R_2 sunt reacțiunile corespunzătoare suprafețelor abcd (S_1) și cde (S_2).

Considerând raportul dintre R_1 și R_2 egal cu raportul suprafețelor abcd și cde se obține:

$$R_1 = \frac{(N + G) \cdot S_1}{(S_1 + S_2) \sin(\alpha + \phi)} \quad (3.23)$$

$$R_2 = R_t = (N + G) \frac{S_2}{(S_1 + S_2) \sin(\alpha + \phi)} \quad (3.24)$$

unde G – greutatea proprie a fundației.

Folosind ecuația de echilibru limită Coulomb, se determină forța respectivă Q_x , care acționează pe suprafața laterală a elementului de talpă pentru deplasarea orizontală (paralele cu direcția deplasării).

$$Q_x = \tau \cdot S_1 = \left[\frac{(N + G) \sin \phi}{(S_1 + S_2) \sin(\alpha + \phi)} + C \right] S_1 \quad (3.25)$$

S-au pus astfel în evidență toate încărcările, respectiv rezultantele presiunilor reactive care apar pe talpa fundației și pe suprafața laterală.

Scriind ecuațiile de echilibru:

$$\begin{aligned}\sum Z = 0 &\Leftrightarrow (N + G) - R_1 \sin(\alpha + \phi) - c_z \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \cdot z = 0 \\ \sum X = 0 &\Leftrightarrow (Q - 2Q_x) - R_x + R_\phi = 0 \\ \sum M = 0 &\Leftrightarrow (M - 2Q_x \cdot z_1) + M_x - M_\phi - M_t = 0\end{aligned}\quad (3.26)$$

Prin rezolvarea sistemului 3.26 se obțin valorile deplasărilor x , z și ϕ sub forma următoarelor expresii:

$$Z = \frac{(N + G) - R_1 \sin(\alpha + \phi)}{c_z \cdot \frac{\pi \cdot d_i^2}{4}} \quad (3.27)$$

$$x = \frac{(M - 2Q_x \cdot z_1) B_2 + (Q - 2Q_x)(B_3 + B_4)}{B_1(B_3 + B_4) - B_2^2} \quad (3.28)$$

$$\phi = \frac{(M - 2Q_x \cdot z_1) \cdot B_1 + (Q + 2Q_x) \cdot B_2}{B_1(B_3 + B_4) - B_2^2} \quad (3.29)$$

Formulele 3.26...3.28 sunt valabile pentru următoarele situații de încărcare:

$$M > 2Q_x \cdot z_1; \quad Q > 2Q_x; \quad N + G > R_1 \sin(\alpha + \phi) \quad (3.30)$$

Având astfel obținute valorile deplasărilor z , x și ϕ datorită încărcărilor exterioare aplicate fundației se revine cu aceste valori în relațiile de calcul a presiunilor reacțiune în teren și se compară cu capacitatea portantă a terenului de fundare.

Pentru elementele de talpă cu placă antirefulantă (fig. 3.15) rezolvarea se face pe o cale analogă, cu considerarea următoarelor aspecte:

- La deplasarea verticală în ecuația 3.26 a trebuie luat în considerare aportul consolei, prin scăderea terenului $c_z \cdot z \cdot \pi / 4 (D^2 - d_s^2)$;
- La rotirea fundației cu unghiul ϕ în ecuația 3.26.c trebuie introdus termenul care consideră momentul reactiv al terenului la nivelul consolei.

Elementele de talpă ET₁-ET₃ și ET₄-ET₆ fiind cu placă antirefulantă și, fiind acționate numai cazul solicitării verticale:

În urma deplasării verticale a fundației cu cantitatea z pe talpă și placa antirefulantă ia naștere o reacțiune uniform distribuită $c_z \cdot z$. Rezultanta acestei reacțiuni are valoarea:

$$c_z \cdot z \cdot \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} + c_z \cdot z \cdot \frac{\pi}{4} (D^2 - d_s^2) \quad (3.31)$$

Încărcarea verticală N se transmite terenului de fundare prin intermediul tălpii, plăcii antirefulante și a fețelor laterale. Rezultanta presiunilor pe suprafața laterală se notează cu R_1 și R_2 (fig. 3.15).

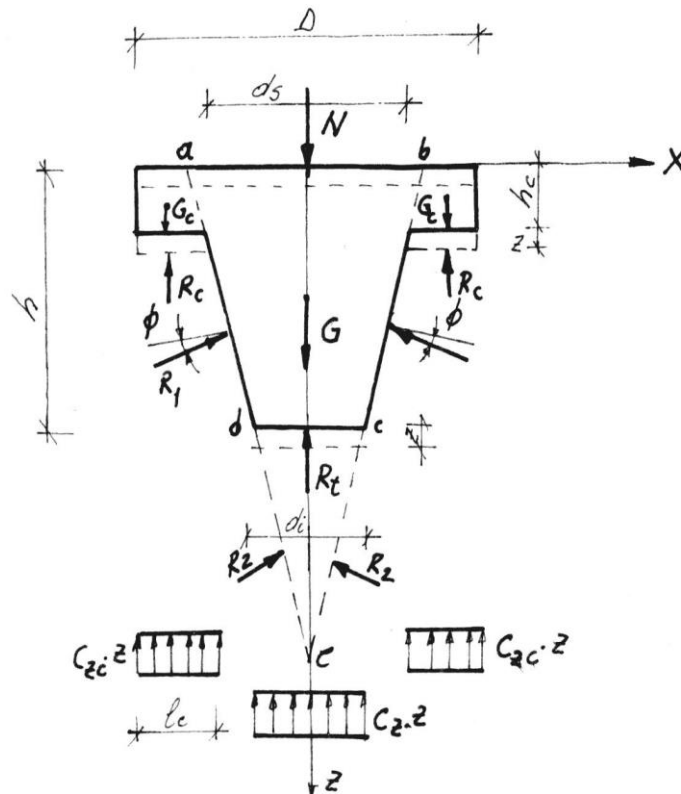


Fig. 3.15. Schema de calcul a elementului de talpă cu placă antirefulantă

Din condiția de echilibru pe verticală a fundației rezultă:

$$N + G + G_c = (R_1 + R_2) \cos[90 - (\alpha + \phi)] + c_z \cdot z \cdot \frac{\pi}{4} (D^2 - d_s^2) \quad (3.32)$$

unde R_1 și R_2 sunt reacțiunile corespunzătoare suprafețelor abcd (S_1) și cde (S_2).

Considerând ca și în cazul general $R_1/R_2 = S_1/S_2$ din relația 3.32, se obține:

$$R_1 = \frac{\left[N + G + G_c - C_z \cdot z \cdot \frac{\pi}{4} (D^2 - d_s^2) \right] S_1}{(S_1 + S_2) \sin(\alpha + \phi)} \quad (3.33)$$

respectiv:

$$R_t = R_2 = \frac{\left[N + G + G_c - C_z \cdot z \cdot \frac{\pi}{4} (D^2 - d_s^2) \right] \cdot S_2}{S_1 + S_2} \quad (3.34)$$

Din condiția de echilibru pe verticală, considerând reacțiunea pe talpă

$c_z \cdot z \frac{\pi \cdot d_i^2}{4}$ se obține:

$$N + G + G_p = R_1 \cdot \sin(\alpha + \phi) + c_z \cdot z \left[\frac{\pi \cdot d_i^2}{4} + \frac{\pi}{4} (D^2 - d_s^2) \right] \quad (3.35)$$

de unde deplasarea verticală va fi:

$$z = \frac{N + G + G_c - R_1 \sin(\alpha + \phi)}{c_z \frac{\pi}{4} (d_i^2 + D^2 - d_s^2)} \quad (3.36)$$

Cu valorile lui z date de relația (3.36) se determină presiunile reactive pe bază și pe consolele plăcii antirefulante:

$$P = C_z \cdot z$$

Cu valoarea lui p se calculează momentele în placa considerându-le console încastrate în fundație:

$$M_c = \pi_p \cdot l_c \cdot d_s \frac{1}{2} = \pi_p \cdot d_s \cdot \frac{l_c^2}{2} \quad (3.37a)$$

Înlocuind $l_c = \frac{D - d_s}{2}$ se obține

$$M_c = p \pi d_s \frac{(D - d_s)^2}{8}$$

Cu valoarea momentului calculat, aria de armătură necesară armării consolei se calculează cu relația:

$$A_a = \frac{M_c}{0,85 \cdot h_{co} R_a} \quad (3.37b)$$

Calculul de dimensionare după metodologia prezentată presupune următoarele etape:

- stabilirea dimensiunilor fundației (D, D_s, d_i, h, a)
- calculul suprafețelor S_1, S_2 și a distanței z_1 cu relațiile 2.11, 2.12 și 2.14.
- calculul tasării probabile a fundației prin metoda însumării pe straturi elementare.

- calculul coeficienților de pat $C_z = \frac{R_t}{S_b \cdot z}$ și $C_x = 2C_z$

- calculul valorilor B_1, B_2, B_3, B_4 cu 3.15; 3.16; 3.18; 3.21.
- determinarea valorilor R_1 și Q_x cu expresiile 3.23 și 3.25,
- calculul deplasărilor fundațiilor Z, x și ϕ cu relațiile 3.27; 3.28 și 3.29.

Valorile deplasărilor obținute se compara cu valorile deplasărilor compatibile tipului de suprastructura pentru care s-a proiectat elementul de talpă.

Pentru a obține valorile presiunilor efective pe talpa fundației, respectiv pe fețele laterale ale fundației, în vederea comparării cu rezistențele terenului, se aplică relațiile:

- pe talpa:

$$P_{1,2} = C_z \cdot z \pm C_z \cdot d_i \frac{\varphi}{2} \quad (3.38)$$

- pe suprafața laterală;

$$P_x = \frac{C_x \cdot z}{H} (z \cdot \varphi - x) \cos \alpha \quad (3.39)$$

Elementele geotehnice necesare pentru efectuarea calculelor sunt următoarele:

- greutatea volumică γ
- parametrii rezistenței la forfecare ai pământului \varnothing și 0 .
- coeficienții de pat (C_z) și C_x la nivelul tălpii fundației a terenului natural sau al materialului granular de adaos. Dacă nu se dispune de valorile C_z și C_x prin încercări de teren, se pot aprecia valorile acestor mărimi pe baza relațiilor stabilite de Barkan sau Frohlich în funcție de modulul de deformație liniară al terenului sau al materialului de adaos. În literatura sovietică se dau pentru calculul coeficienților de pat, relațiile:

$R_z = R_t / S_b \cdot z$, $C_x = 20_z$ unde S_b - suprafața bazei elementului de talpă, iar z deplasarea (tasarea) verticală a acestuia. În cazul elementelor de talpa solicitate numai de încărcări verticale, etapele de calcul sunt următoarele:

- stabilirea dimensiunilor preliminare ale fundației
- calculul suprafețelor S_1 și S_2 și a distanței z
- calculul tasării probabile z a fundației prin metoda însumării pe straturi elementare.
- calculul rezistenței R_1 cu relația (3.33)
- calculul deplasării verticale efective a fundației sub acțiunea încărcărilor cu relația (3.36).
- verificarea îndeplinirii condiției de rezistență $P_{ef} < P_{admis}$
- calculul momentului în consolele plăcii antirefulante
- calculul ariei de armatură

3.3.2. Studii cu privire la calculul capacității portante a elementelor cu talpă ținând seama de rezistență pasivă a terenului

Calculul capacității portante limită a elementelor de talpa realizate prin stanțare se poate face pe baza rezistenței pasive a terenului. Atingerea capacității portante limită va avea loc în momentul când se depășește rezistența din planul bazei, de sub consolele plăcii antirefulante și, când se depășește rezistența pasivă a terenului de fundare din jurul elementului de talpă.

Astfel, condiția de capacitate portantă limită se poate exprima prin relația (fig.3.16).

$$P_{cr} = P_{crb} + P_{crc} + P_{cr} \alpha \cos(\pi/2 - \alpha - \delta) \quad (40)$$

unde:

P_{crb} - capacitatea portanta pe vârf(pe bază)

P_{crc} - capacitatea portantă aferentă consolelor plăcii antirefulante

$P_{cr\alpha}$ - capacitatea portanta pe suprafața laterală a trunchiului de con.

Pentru calculul lui p_{crb} p_{crc} se consideră rezistența (R) pe vârf, respectiv pe suprafața aferentă consolelor plăcii antirefulante conform NP 045 - 2000, având în vedere și creșterea stării de îndesare ca urmare a procesului de ștanțare. Relațiile de calcul ar fi următoarele:

$$P_{crb} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \cdot \beta \cdot R_1 \quad (3.41)$$

$$P_{crc} = \frac{\pi(D^2 - d_s^2)}{4} \cdot \beta \cdot R_2 \quad (3.42)$$

în care:

D - diametrul plăcii antirefulante

d_s - diametrul trunchiului de con la partea superioară

d_i - diametrul bazei mici

R - rezistența de calcul care se adoptă conform NP 045 - 2000

β - coeficient experimental cu valori cuprinse între 1,5...2,0

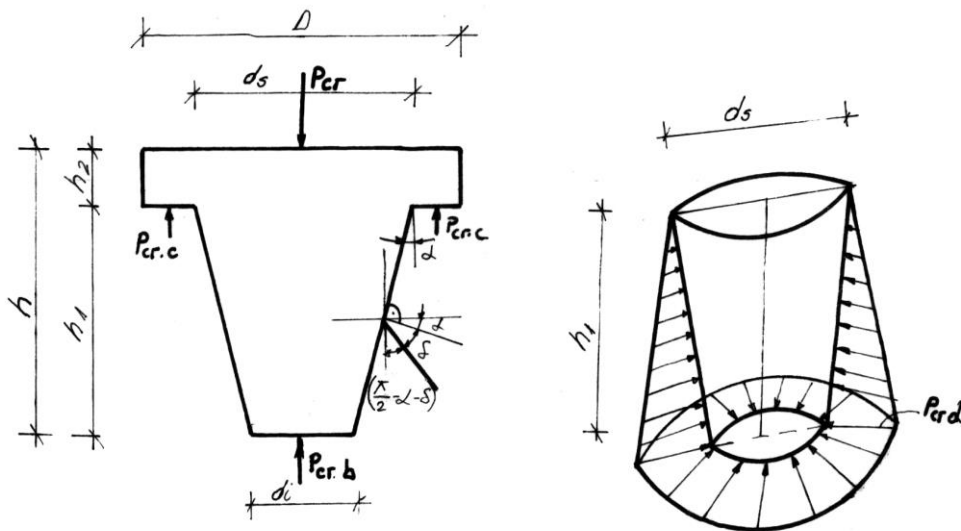


Fig.3.16 Schema de încărcare și de distribuție a eforturilor

Pentru determinarea lui $P_{cr\alpha}$ se folosește teoria rezistenței pasive pe suprafețe înclinate pentru care $K_{p\alpha} = f(\beta = 0, \alpha, \delta = -\emptyset)$

Considerând că, în momentul ruperii, pe toată suprafața laterală a trunchiului de con, acționează rezistența pasivă, problema revine la calcularea volumului de presiuni și la proiectarea acestuia pe verticală. Considerând și aportul coeziunii se obține, pentru $p_{cr\alpha}$ relația:

$$\begin{aligned}
P_{cr}\alpha &= \pi \frac{d_s + d_i}{2} \cdot \frac{H}{\cos \alpha} \cdot \frac{\gamma K_p \alpha}{2} \cdot \frac{H}{\cos \alpha} + 2c \sqrt{K_p \alpha} \frac{d_s + d_i}{2} \frac{H}{\cos \alpha} = \\
&= \pi \frac{d_s + d_i}{2} \cdot \frac{H}{\cos \alpha} \left[\gamma \frac{K_p \alpha \cdot H}{2 \cos \alpha} + 20 \sqrt{K_p \alpha} \right]
\end{aligned} \quad (3.43)$$

Exprimând h în funcție de diametrele d_s și d_i :

$$H = \frac{d_s - d_i}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \quad (3.44)$$

se obține relația:

$$\begin{aligned}
P_{cr}\alpha &= \pi \frac{d_s + d_i}{2} \cdot \frac{d_s - d_i}{2} \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \frac{1}{\cos \alpha} \frac{K_p \alpha}{2 \cos \alpha} \frac{d_s - d_i}{2} \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} + 2c \sqrt{K_p \alpha} = \\
&= \pi \frac{d_s^2 - d_i^2}{4 \sin \alpha} \left[\gamma \frac{K_p \alpha (d_s - d_i)}{4 \sin \alpha} + 2c \sqrt{K_p \alpha} \right]
\end{aligned} \quad (3.45)$$

În relațiile 3.43 și 3.45, $K_p \alpha$ are expresia:

$$K_p \alpha = \frac{\cos^2(\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\alpha + \phi) \sin \phi}{\cos(\alpha - \delta) \cos \alpha} \right]^2} \quad (3.46)$$

Din ecuațiile de proiecție pe verticală se va obține:

$$\begin{aligned}
P_{cr} &= \pi \frac{d_i^2}{4} R_1 \beta + \pi \frac{D^2 - d_s^2}{4} \cdot \beta \cdot R_2 + \\
&+ \pi \frac{d_s^2 - d_i^2}{4 \sin \alpha} \left[\gamma \frac{K_p \alpha \cdot d_s - d_i}{4 \sin \alpha} + 2C \sqrt{K_p \alpha} \right] \cos \left(\frac{\pi}{2} - \alpha - \delta \right)
\end{aligned} \quad (3.47)$$

de unde:

$$\begin{aligned}
P_{cr} &= \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \cdot \beta \cdot R_1 + \pi \frac{D^2 - d_s^2}{4} \cdot \beta \cdot R_2 + \\
&\pi \frac{d_s^2 - d_i^2}{4 \sin \alpha} \left[\gamma K_p \frac{d_s - d_i}{4 \sin \alpha} + 2c \sqrt{K_p \alpha} \right] \sin(\alpha + \delta)
\end{aligned} \quad (3.48)$$

Considerând $\delta = \emptyset$ în relația (3.48) se obține:

$$P_{cr} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \cdot \beta \cdot R_1 + \pi \frac{D^2 - d_s^2}{4} \cdot \beta \cdot R_2 + \\ + \pi \frac{d_s^2 - d_i^2}{4 \sin \alpha} \left[\gamma K_p \alpha \frac{d_s - d_i}{4 \sin \alpha} + 2C \sqrt{K_p \alpha} \right] \sin(\alpha + \phi) \quad (3.49)$$

Introducând relațiile

$$N_1 = \pi \frac{d_i^2}{4} \cdot \beta \quad (3.50)$$

$$N_2 = \pi \frac{D^2 - d_s^2}{4} \cdot \beta \quad (3.51)$$

$$N_3 = \pi \frac{(d_s^2 - d_i^2)(d_s - d_i) K_p \alpha}{16 \sin^2 \alpha} \sin(\alpha + \phi) \quad (3.52)$$

$$N_4 = \pi \frac{d_s^2 - d_i^2}{2 \sin \alpha} \sqrt{K_p \alpha} \sin(\alpha + \phi) \quad (3.53)$$

și înlocuind în relația (3.49) rezultă:

$$P_{cr} = N_1 R_1 + N_2 R_2 + N_3 + C N_4 \quad (3.54)$$

3.3.3. Studii cu privire la calculul capacității portante a elementelor de talpa din condiția de deformație a terenului

Determinarea capacității portante a elementelor de talpa prin această metodă se bazează pe efectul presiunilor care iau naștere în terenul de fundare în urma încărcării acestuia. Ținând seama de distribuția acestor presiuni în teren, respectiv de deformațiile terenului, prin impunerea unei tasări maxime admise se determină, capacitatea portantă.

Schema distribuției presiunilor în teren, care apar la încărcarea terenului cu sarcini verticale este prezentată în fig.3.17.

Calculul după această metodă presupune două etape:

- predimensionarea elementului de talpă
- verificarea dimensiunilor alese.

Predimensionarea elementului de talpă consta în stabilirea dimensiunilor acestuia. Criteriile care stau la baza alegerii dimensiunilor elementelor de fundații sunt: stratificația terenului, dimensiunile în plan ale construcției, nivelul apelor freatice, greutatea volumică (γ) a terenului, porozitatea acestuia, mărimea încărcărilor transmise de către construcție.

După stabilirea dimensiunilor elementelor de talpa se trece în etapa a II-a la calculul capacității portante a acestora și compararea acestuia cu încărcarea transmisă de construcție, prin impunerea condiției generale S Q.

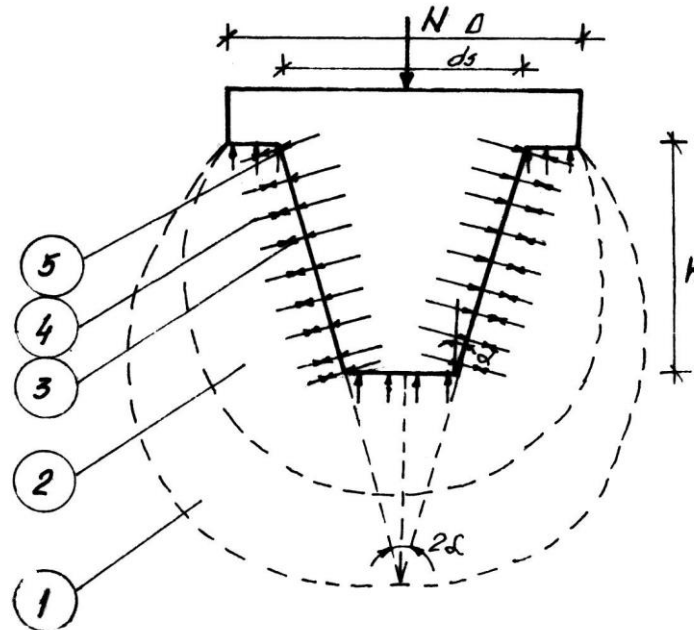


Fig.3.17. Distribuția presiunilor în teren în urma încărcării cu sarcini verticale:
 1 - zona activă 2 - zona de deformare a terenului; 3 - presiunea care ia naștere în teren; 4 - presiunea reacțiune a terenului; 5 - presiunea care ia naștere pe suprafața laterală în urma încărcării cu forța N.

Datele necesare calculului capacității portante prin această metodă sunt: dimensiunile geometrice ale elementului de talpa stabilite în cadrul etapei de predimensionare și greutatea volumică în stare uscată a terenului natural (γ_d). Pentru determinarea greutății volumice în stare uscată a terenului îndesat (γ_{d1}), se poate folosi graficul din fig. 3.19 prezentat în literatură pentru calculul piloților piramidali prin ștanțare.

Încărcările vor fi transmise de elementul de talpă prin suprafața laterală prin bază și placa antirefulantă în terenul în stare îndesată caracterizat prin γ_{d1} capacitatea portantă P_1 a părții tronconice. Volumul de teren îndesat (V_1) se determină în funcție de volumul de goluri redus (V_2). Volumul de goluri redus se calculează cu relația:

$$V_2 = S_1 \cdot S \sin \alpha \quad (3.55)$$

unde:

α - unghi de înclinare a generatoarei.

S_1 - suprafața laterală a părții tronconice

S - trasarea admisă, care se consideră 8 cm în terenuri necoezive și 5 cm pentru pământuri coezive.

Determinarea volumului de teren îndesat V_1 se face pe baza graficului din fig.3.18.

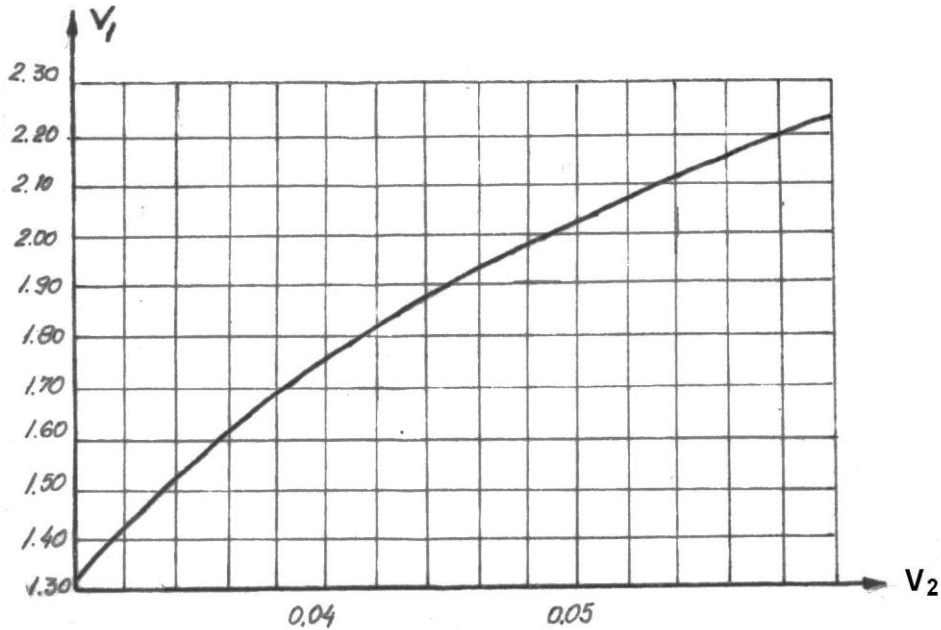


Fig. 3.18. Grafic pentru determinarea volumului de teren îndesat

Presiunea reacțiune admisă (maximă) care poate apare în teren (R_{p1}) se obține cu ajutorul graficului din fig.3.20.

Capacitatea portantă la sarcini verticale se va determina cu relația:

$$P_1 = \frac{R_{p1} - V_1}{S} \quad (3.56)$$

P_1 - capacitatea portantă a părții tronconice. Pentru efectuarea calculelor se vor utiliza următoarele notații:

- volumul elementului de talpă

$$V = \frac{\pi \cdot H}{3} (R_s + R_i + R_s \cdot R_i) \quad (3.57)$$

- suprafața laterală:

$$S_1 = \frac{\pi(d_i + d_s)}{2} \cdot \frac{H}{\cos \alpha} \quad (3.58)$$

- aria bazei superioare a părții tronconice

$$A_s = \pi \frac{d_s^2}{4} \quad (3.59)$$

- aria bazei mici a părții tronconice

$$A_i = \frac{\pi \cdot d_i}{4} \quad (3.60)$$

- H - înălțimea elementului de talpă
- d_b - diametrul bazei superioare
- R_s - raza bazei superioare
- $d_i(R_i)$ - diametrul bazei inferioare, (raza bazei inferioare)
- α - unghiul de înclinare al generatoarei
- γ_d - greutatea volumică în stare uscată a terenului natural.

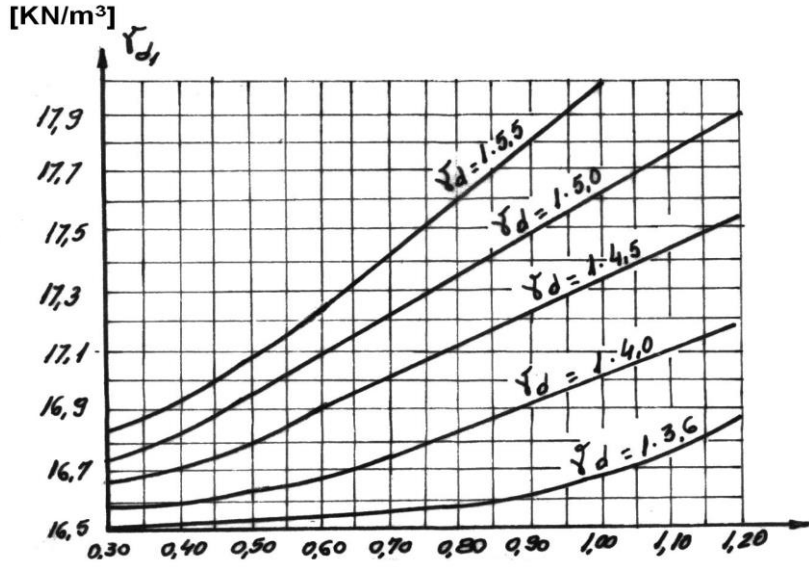


Fig.19. Grafice pentru determinarea $\gamma_{d1} = f(\gamma_{d,v})$

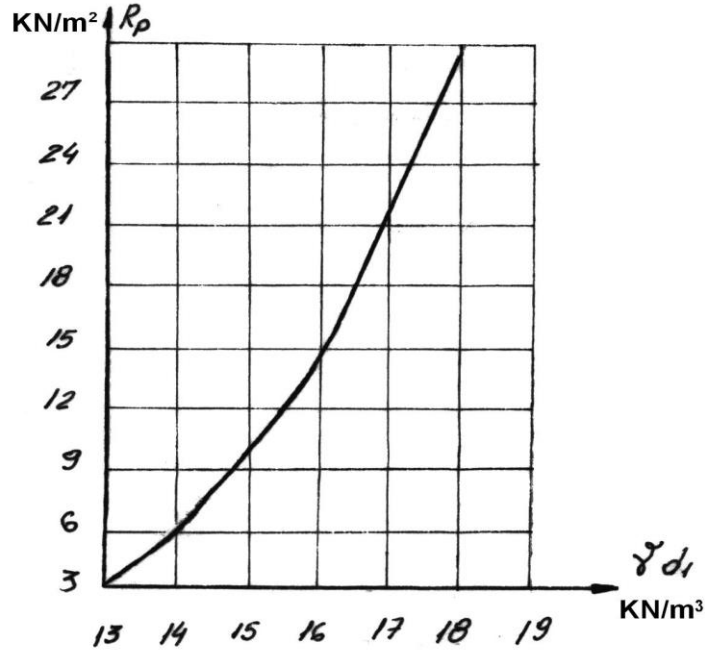


Fig. 3.20. Grafice $R_p = f(\gamma_{d1})$

Capacitatea portantă a bazei (P₂) și a plăcii antirefulante (P₃)

Pentru determinarea capacității portante datorate bazei mici (P₂) și consolelor plăcii antirefulante (P₃) se procedează după cum urmează:

Pornind de la greutatea volumică în stare uscată a terenului natural și cunoscând suprafața bazei elementului (A_i) și a consolelor plăcii antirefulante

($A_c = \pi \frac{D^2 - d_s^2}{4}$) se calculează reducerile de volum:

$$a) V_2^i = S \cdot \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \quad (3.61)$$

(corespunzătoare tasării tălpii elementului de fundație cu mărimea tasării admise)

$$b) V_2^c = S \cdot \pi \cdot \frac{D^2 - d_s^2}{4} \quad (3.62)$$

(corespunzător tasării plăcii antirefulante cu mărimea tasării admise S).

Volumele V₂ⁱ și V₂^c reprezintă reducerea volumului de goluri din zona în care se face resimțită presiunea transmisă de baza elementului de talpă, respectiv de placa antirefulantă.

Cunoscând volumul V₂ⁱ și V₂^c se determină volumul de teren compactat în urma tasării fundației V₁ⁱ și V₁^c, utilizând graficul din fig.3.21.

Mărimea presiunii reacțiune admise în terenul compactat aferent bazei respectiv consolei plăcii antirefulante se determină utilizând graficul din fig.3.20 (pe baza greutateii volumice γ_{d1} determinată, cunoscând greutatea volumică în stare uscată a terenului natural (γ_d), utilizând graficele din fig. 3.19. Notând presiunile reacțiune R_{p2} (corespunzătoare bazei) și R_{p3}, (corespunzătoare plăcii antirefulante) se determină capacitățile portante;

- pe bază:

$$p_2 = \frac{R_{p2} \cdot V_1^i}{S} \quad (3.63)$$

- pe placa antirefulantă:

$$p_3 = \frac{R_{p3} \cdot V_1^c}{S} \quad (3.64)$$

Capacitatea portantă a elementului de talpă va fi dată de relația:

$$p = p_1 + p_2 + p_3 \quad (3.65)$$

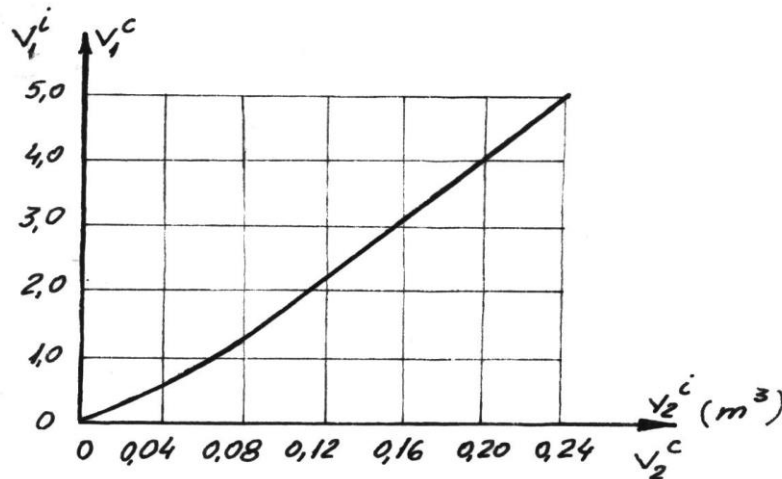


Fig. 3.21. Grafic pentru determinarea volumelor V_1^i și V_2^c

Modul de calcul a capacității prin această metodă este următorul:

a) Datele inițiale de calcul: V , S , A_i , A_c , γ_d , s

b) Se determină:

1. Pornind de la volumul elementului de talpă (V) și de la greutatea volumică în stare uscată (γ_d) a terenului natural se determină (γ_{d1}) a terenului îndesat utilizând graficul din fig. 3.19;

2. Se calculează volumul de pornire adus în urma tasării elementului de talpă cu cantitatea S cu relațiile 3.55; 3.61; 3.62.

3. Se determină din fig. 3.19 și 3.21 volumele de pământ îndesat V_1 , V_1^i și V_1^c

4. În funcție de greutatea volumică a terenului îndesat (γ_{d1}) se determină, din graficul din fig. 3.20 presiunile reactive R_{p1} , R_{p2} și R_{p3} , de calcul care apar în teren în urma încărcării și tasării elementului de talpă cu valoarea S

5. Se determină capacitățile portante P_1 , P_2 și P_3 cu relațiile 3.56, 3.63 și 3.64;

6. Se determină capacitatea portantă (P) a elementului de talpă cu relația (3.65);

7. Se verifică condiția $P \geq N$;

N - încărcarea transmisă de construcție aferentă unui element de talpă.

Calculul consolei plăcii antirefulante se face considerând consola inelară încărcată cu presiunea reacțiune R_{p3} , considerând consola încărcată în elementul tronconic. Într-o secțiune momentul în placă va fi:

$$M_c = R_{p3} \pi \cdot t_c \cdot d_s \cdot \frac{1_c}{2} = R_{p3} \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{(D - d_s)^2}{8} \quad (3.65)$$

Cu valoarea momentului se determină aria de armătură, necesară armării consolei. Se calculează cu relația:

$$A_a = \frac{M_c}{0,85 \cdot h_{co} \cdot R_a} \quad (3.66)$$

În cazul elementelor cu talpă acționate de forțe verticale și orizontale, schema de calcul este prezentată în fig. 3. 22.

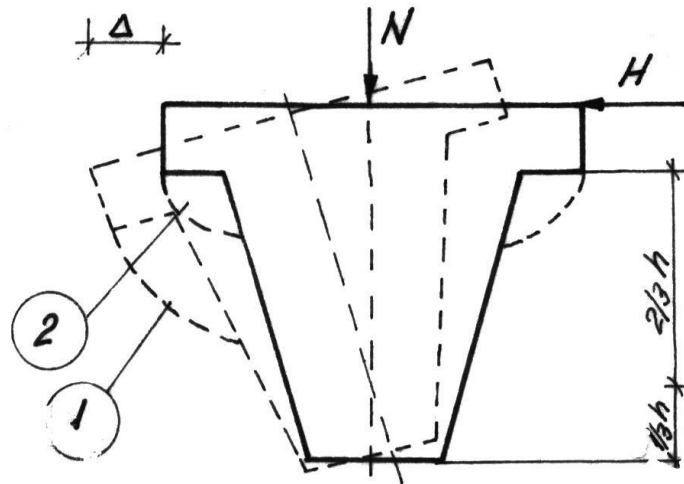


Fig. 3.22. Schemă de calcul la forțe orizontale

1. zonă de teren deformată la sarcini verticale;
2. zonă de teren datorată sarcinilor verticale și orizontale

Sub acțiunea forței verticale N elementul de talpă va suferi o tasare S , iar sub acțiunea forței orizontale H o deplasare Δ , datorită rotirii acestuia în jurul unui punct aflat la $2/3 h$. Relația de calcul a capacității portante la sarcini orizontale este de forma:

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (3.67)$$

în care:

Q_1 - capacitatea portantă a părții tronconice

Q_2 - capacitatea portantă a plăcii antirefulante

Q_1 și Q_2 se calculează cu relațiile:

$$Q_1 = \frac{R_p - V^\Delta}{V^1} S \quad (3.68)$$

$$Q_2 = \tau \frac{D^2 - d_s^2}{4} \quad (3.69)$$

în care:

R_p - presiunea reactivă de calcul care apare în terenul îndesat, determinat din fig.3.20 în funcție de (γ_{d1}) determinat din graficul fig.3.19 pe baza (γ_d)

V - reducerea de volum a terenului în urma deplasării elementului de talpă sub efectul forței orizontale cu valoarea Δ . Se determină grafic (fig.3.23) în funcție de (γ_{d1}) și în funcție de volumul (V) obținut în urma deplasării elementului cu cantitatea Δ la partea superioară;

Δ - deplasarea orizontală a elementului de talpă la partea superioară, valoarea limită fiind 2,00 cm;

V' - volumul de teren îndesat pe înălțimea $2/3 h$ se calculează cu relația:

$$V' = \pi \frac{4d_s - 2d_i}{3} \cdot \frac{H}{\cos\alpha} \cdot \frac{\Delta}{2} \cos\alpha =$$

$$= \pi \frac{4d_s - 2d_i}{6} \Delta \cdot H \quad (3.70)$$

- deplasarea orizontală a elementului la partea superioară
 - efortul tangențial care se mobilizează pe baza elementului de talpă în urma acțiunii forței orizontale. Valoarea se determină din fig. 3.24 în funcție de greutatea volumică în stare uscată a terenului îndesat.

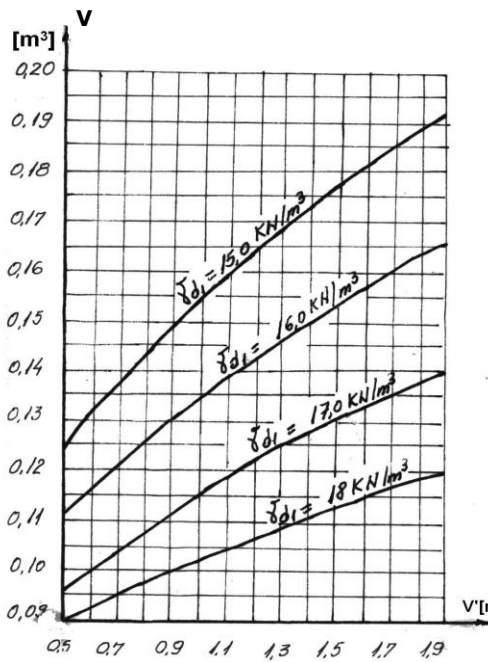


Fig. 3.23. Grafic pentru determinarea volumului de teren îndesat în urma deplasării pe orizontală cu h a părții superioare a elementului de talpă

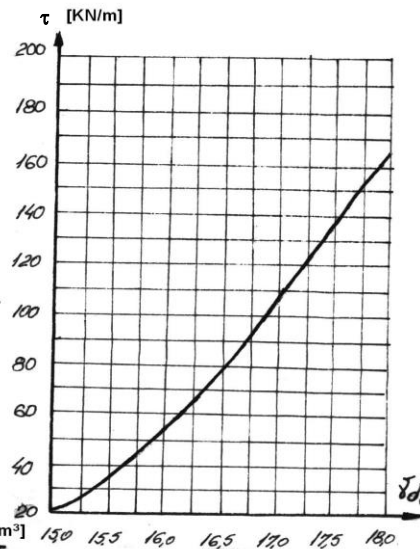


Fig. 3.24. Grafic pentru stabilirea efortului tangențial mobilizat

Pentru calculul capacității portante la sarcini orizontale, considerând și efectul forțelor verticale, valorile capacității portante determinate cu relația (3.67) se afectează cu un coeficient care depinde de mărimea forței verticale și ale cărei valori sunt prezentate în tabelul 3.4.

Tabelul 3.4. Coeficienți de calcul al capacității portante

N [kN]	0	50	100	150	200	250	300	350	400
α	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50

3.3.4. Studii și metodă pentru determinarea capacității portante a elementelor de talpă pe baza rezultatelor de penetrare statică

Capacitatea portantă a elementelor de fundații se poate determina și pe baza rezultatelor încercării de penetrare statică efectuată conform STAS 1242/6-76.

Încărcarea critică pentru un element de talpă fără placă antirefulantă se poate stabili cu relația:

$$P_{cr} = A_v \cdot R_v + Q_f \quad [\text{kN}] \quad (3.71a)$$

iar pentru un element cu placă antirefulantă cu relația:

$$P_{cr} = A_v \cdot R_v + A_c \cdot R_c + Q_f \quad [\text{kN}] \quad (3.71b)$$

În relațiile de mai sus s-au folosit notațiile:

A_v - aria secțiunii transversale la vârful elementului de talpă ($A_v = \pi \frac{d_i^2}{4}$)

A_c - aria consolei plăcii antirefulante $A_c = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d_s^2)$

R_v, R_c - rezistențele terenului la adâncimea corespunzătoare vârfului sau bulbului, respectiv la adâncimea corespunzătoare plăcii antirefulante, care se calculează cu relațiile:

$$\begin{aligned} R_v &= \alpha_v \cdot R_{p1} [\text{kpa}] \\ R_c &= \alpha_c \cdot R_{p2} [\text{kpa}] \end{aligned} \quad (3.72)$$

în care:

- R_{p1} și R_{p2} rezistența la înfigere pe con la penetrare statică, determinată ca o valoare medie a rezistențelor la înfigere, corespunzătoare unei adâncimi egale cu $2 \cdot (1/3h)$ considerând valorile măsurate pe o înălțime de $1/3 h$ deasupra nivelului bazei bulbului și $1/3 h$ sub nivelul acestuia, respectiv în cazul lui R_{p2} se consideră valorile.

- α_v, α_c - coeficienți care țin seama de natura terenului de fundare (tabelul 3.5.)

Tabelul 3.5. Coeficienți care țin seama de natura terenului de fundare

Natura terenului	α_v, α_c
Argile și marne	0,50
Prăfuri	0,45
Nisipuri	0,40
Pietrișuri	0,35

Q_f este încărcarea critică corespunzătoare capacității portante la frecare pe suprafața laterală a elementului de talpă și se determină cu relația:

$$Q_f = U_{med} \sum f_i \cdot h_i \quad [\text{kN}] \quad (3.73)$$

În care:

$$U_{med} = \pi d_m = \pi \frac{d_s + d_i}{2} \quad [\text{m}]$$

Frecarea unitară mobilizată pe suprafață laterală a elementului de talpă se calculează cu relația:

$$f_i = \alpha_1 \cdot \frac{R_p}{a_s} [\text{kPa}] \quad (3.74)$$

unde:

$\alpha_1 = 1,25$ coeficient ce ține seama de efectul de îndesare al terenului din jurul elementului de talpă în urma procesului de ștanțare.

a_s - coeficient ce ține seama de natura terenului (tabelul 3.6.)

Tabelul 3.6. Coeficienți care țin seama de natura terenului

Natura terenului	a_s
Argilă și marcă	50
Praf, argilă nisipoasă, nisip argilos	60
Nisip afânat	100
Nisip cu îndesare medie	150
Nisip îndesat, pietriș	200

Se recomandă ca valoarea frecării mobilizată pe suprafața laterală a colțarului să nu depășească 120 KPa. Capacitatea portantă la sarcini verticale a elementului de talpă, calculată pe baza rezultatelor penetrării statice se obține cu relația:

$$P = K \cdot m \cdot P_{cr} \quad (3.75)$$

unde:

$K = 0,7$ - coeficient de neomogenitate;

m = coeficient al condițiilor de lucru.

3.3.5. Studiul unor metode dinamice pentru calculul capacității portante a elementelor de talpă

Folosirea tehnicii vibrării la înfigerea piloților (coloanelor) prefabricați sau la realizarea acestora prin turnare la fața locului, iar în ultimul timp la realizarea prin vibroștanțare a elementelor de fundații [36] a dus la necesitatea elaborării unor metode pentru determinarea și controlul curent al capacității portante a acestor elemente, dacă se poate folosindu-se unele rezultate obținute chiar în procesul de execuție, adică printr-o metodă denumită încercare vibrodinamică.

În acest sens s-au făcut cercetări teoretice și experimentale privind încercarea vibrodinamică a elementelor de fundare de adâncime, au fost efectuate mai ales în Rusia, iar în ultimii ani și în România [16]. Sistemul oscilant (vibrator-element) cu terenul are la bază o schemă simplificată de calcul în care rezistențele dinamice ale pământului sunt reprezentate prin forța de frecare uscată (F), ce acționează pe suprafața laterală a acestuia și forța pe vârf (R), corespunzătoare unui model elasto-plastic.

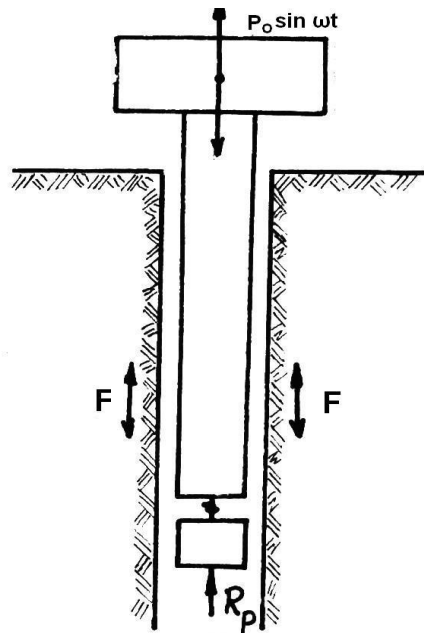


Fig. 3.25. Schemă de calcul

Folosindu-se scheme de calcul din fig.3.25. și a ipotezelor acceptate în majoritatea studiilor cu vibroînfigere, element indeformabil fixat rigid de vibrator, mișcare vibratorie armonică și de pătrundere uniformă într-o perioadă, frecare uscată pe suprafața laterală (F), rezistența elasto-plastică pe vârf se compune din două părți distincte:

- o cursă de ridicare în care elementul sub acțiunea forței perturbatoare se ridică atât timp cât forța perturbatoare depășește greutatea ansamblului element-vibrator și a frecării dintre element și teren;
- o cursă de coborâre, care durează atât timp cât forța perturbatoare împreună cu greutatea ansamblului depășește rezistența de frecare pe suprafața laterală, și cea pe vârf.

Se consideră mișcarea sistemului oscilant dată de ecuația:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + K'_p \cdot x = P_0 \sin \omega t \quad (3.76.)$$

unde:

- m - masa sistemului oscilant
- K'_p - constanta elastică a pământului
- P_0 - amplitudinea forței perturbatoare
- c - constanta de amortizare

Pe baza relațiilor de bilanț energetic într-o perioadă au rezultat [16] următoarele relații de calcul a capacității portante:

$$P_{st \lim} = \frac{62N + G_v}{0,4A_n \delta_1 + K_f / K_r} \cdot K_f (1 + \delta_1) \quad (3.77)$$

$$P_{st \lim} = \frac{(N + G_v)(1 + \delta_1)K_f}{4A \cdot \delta_1 \cdot f + 0,2Ak_f / K_i f + 1 + K_f / K_r} \cdot K_f (1 + \delta_1) \quad (3.78)$$

N – puterea în KW;
 G – greutatea ansamblului vibrator;
 A – amplitudinea de oscilație;
 δ – coeficient de formă
 l – lungimea elementului;
 $K_f = F_{static} / F$ și $K_r = R_{static} / R$

Folosindu-se relațiile (3.77) și (3.78) se determină capacitatea portantă a unui element de fundație realizat prin vibrație pe baza măsurării parametrilor de vibroînfigere N, A, f, V, iar capacitatea portantă de calcul se determină cu relația:

$$P_{st} = m \cdot k \cdot P_{st.lim} \quad (3.79)$$

unde: $m = 1$ și $k = 0,7$

În continuare metoda se va studia separat pentru înfigerea prin vibrație și vibropercuții.

a) Metoda vibrodinamică pentru elemente de fundare tronconice

Folosirea pe scară largă a piloților piramidali scurți, cu utilizarea vibratoarelor pentru înfigerea în teren, a impus ca necesar controlul curent al capacității, iar portante prin încercare vibrodinamică. Încercările vibrodinamice și statice pe elemente de probă 15 au evidențiat influența mărimii unghiului la vârf (fig.3.26) asupra mecanismului interacțiunii cu terenul, diferit de cel al elementelor prismatice.

În condițiile unor unghiuri relativ mari ($>6^\circ$), considerând că forțele disipative ale rezistenței pământului, la înfigerea elementului piramidal se manifestă doar la mișcarea în jos a acestuia (în timpul unei perioade). Golovacev [15] folosește suplimentar următoarele ipoteze:

- rezistența dinamică a pământului, F de-a lungul suprafeței laterale ale elementului, se consideră de tipul frecării uscate;
- rezistența dinamică a pământului R, după normele fiecărei suprafețe înclinate, de tip elastic-plastic perfect;
- rezistența dinamică a pământului pe baza mică a elementului real se neglijează;
- se neglijează forțele de inerție ale pământului.

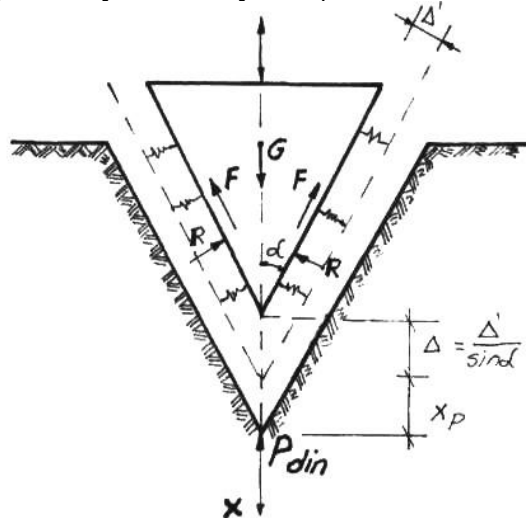


Fig.3.26 Schemă de calcul

Conform ipotezelor la deplasarea în jos el intră în contact cu pământul, de constantă elastică K ; după deformarea elastică limită, răspunsul pământului corespunde unei forțe constante $R = \Delta' \cdot K_p$.

Forțele de frecare F ating maximum la deformație elastică și apoi se mențin constante, egale cu valoarea:

$$F = R \operatorname{tg} \delta \quad (3.80)$$

în care $\operatorname{tg} \delta$ - coeficientul de frecare între teren și element.

Rezistența dinamică totală a pământului, P_{din} , din forțele ce acționează pe cele patru fețe ale elementului este:

$$\begin{aligned} P_{\text{din}} &= 4 \cdot F \cos \alpha + 4R \sin \alpha = 4R \cos \alpha \operatorname{tg} \delta + 4R \sin \alpha \\ &= 4R \sin \alpha (1 + \operatorname{ctg} \alpha \operatorname{tg} \delta) \end{aligned} \quad (3.81)$$

Lucrul mecanic rezistent al tuturor forțelor, de pe suprafața laterală a elementului, ce corespunde unei pătrunderi în teren a acestuia, X_p , într-o perioadă este:

$$L = 4L_{R1} + 4L_{F1} + 4L_{Rp} + 4L_{Fp} \quad (3.82)$$

unde lucrurile mecanice rezistente ale forțelor se acționează pe una din fețele laterale ale elementului sunt:

$$\begin{aligned} L_{R1} &= \frac{K_p - \Delta'^2}{2} = \frac{R \cdot \Delta'}{2} \\ L_{F1} &= \frac{F \cdot \Delta' \operatorname{ctg} \alpha}{2} = \frac{R \cdot \operatorname{tg} \delta - \Delta' \operatorname{ctg} \alpha}{2} \\ L_{Rp} &= R_{xp} \sin \alpha \\ L_{Fp} &= F \cdot x_p \cos \alpha = R \cdot \operatorname{tg} \delta x_p \cos \alpha \end{aligned} \quad (3.83)$$

Înlocuind expresiile (3.83) și (3.82) rezultă:

$$L = 4R \sin \alpha (1 + \operatorname{tg} \delta \cdot \operatorname{ctg} \alpha) \left(\frac{\Delta'}{2 \sin \alpha} + x_p \right) = P_{\text{din}} \left(\frac{\Delta'}{2 \sin \alpha} + x_p \right) \quad (3.84)$$

Din echivalența lucrului mecanic activ cu lucrul mecanic rezistent, într-o perioadă de oscilație se obține:

$$G_{xp} + \frac{2\pi}{\omega} N' = P_{\text{din}} \left(\frac{\Delta'}{2 \sin \alpha} + x_p \right) \quad (3.85)$$

unde:

G - greutatea ansamblului vibrator - element

N - puterea consumată de motorul electric al vibratorului pentru vibroînfigere.

Împărțind în (3.85) cu timpul T și făcând notația $V = x_p \cdot \frac{2\pi}{\omega}$ viteza de pătrundere și $f = \frac{\omega}{2\pi}$ frecvența oscilatorului ansamblului vibrator element, se obține:

$$P_{\text{din}} = \frac{N + G_v}{V + \frac{\Delta'}{2 \sin \alpha} \cdot f} \quad (3.86)$$

În relația (3.86) raportul $(\Delta'/2 \sin \alpha)$ reprezintă jumătăți din deformația elastică limită pe direcția axului elementului.

În relația (3.86) Golovacev consideră $\Delta'/2 = \beta \Delta'$ unde A - amplitudinea de vibrație și obține relația:

$$P_{\text{din}} = \frac{N + G_v}{V + \frac{\beta \cdot A \cdot f}{\sin \alpha}} \quad (3.87)$$

Încărcarea statică de calcul este exprimată în formă:

$$P_{\text{static}} = \gamma \cdot K \cdot m \frac{612N + G_v}{V + \frac{0,2 \cdot A \cdot f}{\sin \alpha}} \quad (3.88)$$

În studiile efectuate în România se consideră mai adecvate relațiile de calcul:

$$P_{\text{din}} = \frac{N + G_v}{V + 0,2 \cdot A \cdot f} \text{ [kN]} \quad (3.89)$$

în care : N - în kN, V - în m/s, A - în m, f - în Hz

$$P_{\text{static}} = \gamma \cdot K \cdot m \frac{N + G_v}{V + 0,2 \cdot A \cdot f} \quad (3.90)$$

în care

$$\gamma = P_{\text{static calc}} / P_{\text{din calc}}$$

K - coeficient de omogenitate ($K=0,7$); $m=1$ coeficient al condițiilor de lucru.

În concluzie, pentru controlul capacității portante a elementelor de talpă realizate prin vibrație se parcurg următoarele etape:

- încercarea vibrodinamică la înfigerea elementului de talpă (sau a echipamentului) pe ultima porțiune a fișei, aferentă unui timp de 1..2 min, cu înregistrarea parametrilor de vibroînfigere N , A , δ , V
- încercarea elementului de talpă la compresiune statică axială;
- determinarea capacității portante $P_{\text{static calc}}$ pe baza diagramei de încărcare-tasare;
- etalonarea încercării prin calculul raportului γ

- încercarea vibrodinamică a elementelor din amplasament, cu valoarea cunoscută și cu parametri de vibroînfigere măsurați în fiecare punct de încercare se determină capacitățile portante folosind relația (3.90) și se compară valoarea obținută cu cea a elementului de probă.

b) Metodă „dinamică” pentru determinarea capacității portante a elementelor realizate prin vibropercuții.

Studiile efectuate în Catedra de Drumuri și Fundații a U.P.T.din Timișoara privind proiectarea și experimentarea agregatului de vibropresare-percuție AVPP-1 au urmărit și aspecte legate de elaborarea unei metode de determinare a capacității portante a elementelor de fundare realizate prin vibropercuții. Studiul efectuat pentru proiectarea și dimensionarea dispozitivului de percuție, a fost efectuat pe baza fig.3.26 și a ecuațiilor diferențiate: 14

$$M_v z + p_o \sin(\omega \cdot t + \varphi) - G_v = 0 \quad (3.91)$$

$$(M_v + M_p)z + P_o \sin(\omega \cdot t + \varphi) - G_v + F + R_{med} = 0 \quad (3.92)$$

corespunzătoare celor două faze ale mișcării ansamblului vibropercutor-element:

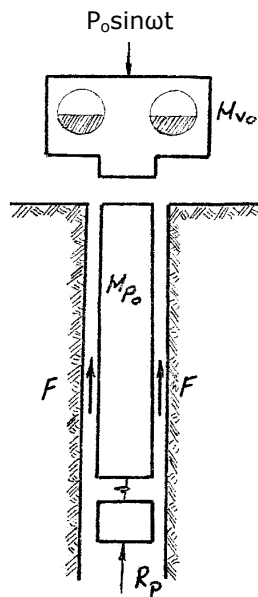


Fig.3.27 Schemă de calcul

- mișcarea vibropercutorului până la aplicarea loviturii;
- mișcarea vibropercutorului împreună cu elementul, după lovitură;

Studiul făcut acceptă următoarele ipoteze:

- elementul și vibropercutorul sunt corpuri infinite rigide;
- înaintea fiecărei lovituri elementul se găsește în stare de repaus;
- frecare uscată F pe suprafața laterală a elementului;
- rezistența elasto-plastică sau pur plastică R_p în planul vârfului;
- percuția se consideră plastică și instantanee;

În baza studiului teoretic efectuat a rezultat următoarea relație:

$$V_{\text{med}} = \frac{\omega}{2\pi} \cdot \frac{P_o}{M_v \omega^2} \cdot y_0 \quad (3.93)$$

care, în funcție de natura terenului poate fi pusă sub formele:

a) pentru terenuri necoezive ($y_0=0$)

$$V_{\text{med}} = \frac{P_o}{2\pi \cdot M_v \omega} \cdot \frac{f}{1+\alpha} \quad (3.94)$$

b) pentru terenuri coezive ($y = 0,25$)

$$V_{\text{med}} = \frac{V_{\text{lim}}}{2\pi} \cdot \left(\frac{f}{1+\alpha} - y_0 \right) \quad (3.95)$$

În relațiile 3.93 – 3.95 s-au folosit notațiile:

V_{med} - viteza medie de pătrundere a elementului;

P_o - amplitudinea forței perturbatoare;

M_{vo} - masa percutanta;

ω - viteza unghiulară

$$V_{\text{lim}} = \frac{M_{st} \cdot \omega}{M_{vo}} = \frac{P_o}{M_v \omega};$$

y_0 - revenirea elastică adimensională a elementului $\alpha = \frac{M_{po}}{M_{vo}} = \frac{\text{masa element}}{\text{masa percutanta}}$;

f - coeficient adimensional ce depinde de parametrii $\frac{R_1}{P_o}$; $\frac{G_v}{P_o}$ și y_0 .

unde $R_1 = R_p + F - G_p$ - rezistența totală pe vârf și pe suprafața laterală a elementului.

Coeficientul adimensional f are expresiile:

a) pentru terenuri necoezive:

$$f = V_{\text{med}} \frac{2\pi(1+\alpha)}{V_{\text{lim}}} \quad (3.96)$$

b) pentru terenuri coezive ($y_0 = 0,25$)

$$f = \frac{2\pi \cdot (1+\alpha) \cdot V_{\text{med}}}{V_{\text{lim}}} + 0.25(1+\alpha) \quad (3.97)$$

Dependența dintre coeficientul adimensional f și rezistența totală a terenului R_1 este dată în figurile 3.27 și 3.28.

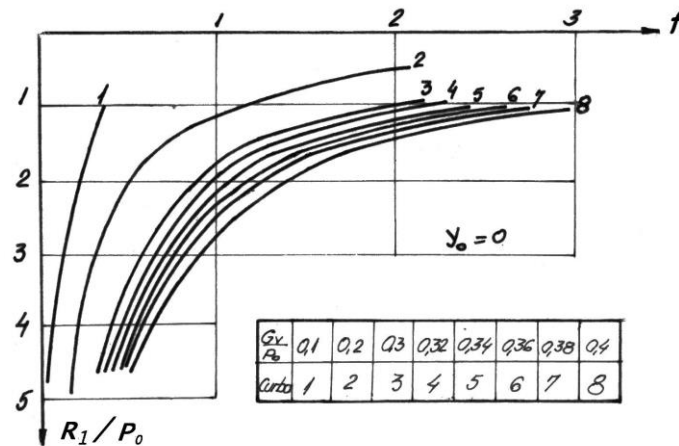


Fig. 3.28 Grafic f pentru terenuri necoezive

Metodologia de determinare a capacității portante a elementelor introduse în teren sau realizate la fața locului prin utilizarea vibropercuțiilor constă din următoarele etape:

1. Se măsoară viteza de pătrundere V_n de pătrundere în teren a elementului pe ultimii 10-20 cm ai înfigerii;

2. Se determină $V_{lim} = \frac{M_{st} * \omega}{M_{V0}}$ introducând: $[M_{st}] = \text{kg} * \text{m}$; $[\omega] = \text{s}^{-1}$;

$[M_{V0}] = \text{kg}$;

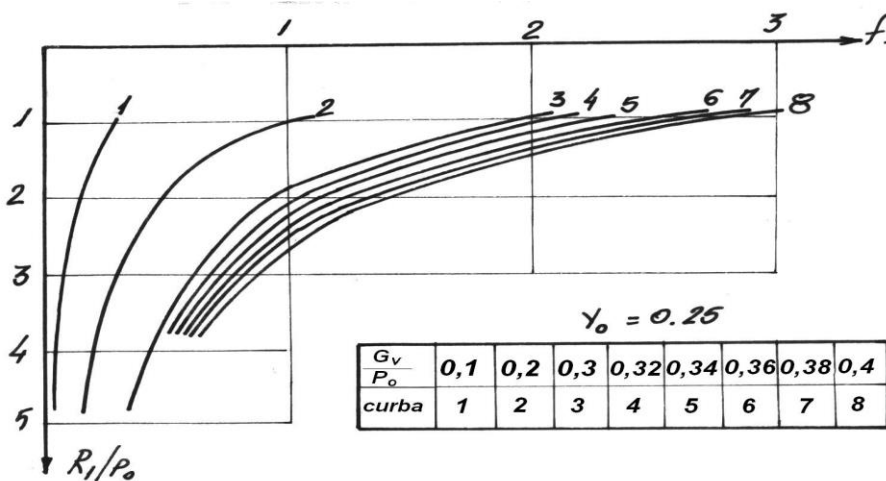


Fig.3.29. Grafice f pentru terenuri coezive

3. Se calculează coeficientul f cu relațiile (3.96) (3.97) în funcție de natura terenului, introducând $[V_{med}] = m/s$;
4. Din graficele din fig.3.28 sau 3.29 se determină în funcție de f și G_v/P_0 ;
5. Cunoscând valoarea raportului $R_1/P_0 = a$ se obține mărimea rezistenței dinamice $R_1 = a \cdot P_0$, unde P_0 este amplitudinea forței perturbatoare;
6. Se determină capacitatea portantă la încercări statice cu relația:

$$P_{st} = K_1 R_1$$

unde: $K_1 =$ Rezistența statică / Rezistența dinamică.

Unele valori orientative ale coeficientului K_1 acceptate în literatura de specialitate sunt în tabelul 3.7. pentru pământuri necoezive și tabelul 3.8. pentru pământuri coezive.

Tabelul 3.7. Valori orientative ale coeficientului K_1 pentru pământuri necoezive

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 3.8. Valori orientative ale coeficientului K_1 pentru pământuri coezive

Pământ	1_c		
	0,25	0,25-0,50	0,50-0,75
Nisip argilos	4,5 - ,5,5	3,5 - 4,5	3,0 - 3,5
Argilă nisipoasă	4,5 - 5,0	3,0 - 4,0	2,8 - 3,0
Argilă	4,0 - 5,0	2,2 - 3,0	1,8 - 2,2

O determinare mai exactă a coeficientului K_1 , se poate face prin efectuarea unei încercări de probe pe element după „odihnă” elementului încercat inițial vibrodinamic.

7. Capacitatea portantă de calcul se determină cu relația:

$$P_{calc} = m \cdot K \cdot P_{st}$$

unde $m = 1$ - coeficient al condițiilor de lucru, iar $K=0,7$ coeficient de omogenitate. Pentru o aplicare practică mai ușoară a metodei se poate construi o curbă etalon de variație a rezistenței dinamice, în funcție de coeficientul f , viteza de înfigere V_m și raportul $\alpha = M_{p0} / M_{v0}$, În fig.3.28 este prezentată curba etalon pentru parametrii agregatului de vibropercuție AVPP – I [14]. Metoda de determinare pe cale dinamică a capacității portante a elementelor de talpă este în primul rând destinată controlului capacității portante a elementelor din amplasament, ceea ce permite luarea de măsuri de corectare a fișei elementului, de mărire a bulbului și în consecință, a zonei de îndesare pentru asigurarea preluării și transmiterii încărcărilor preliminate prin proiectare.

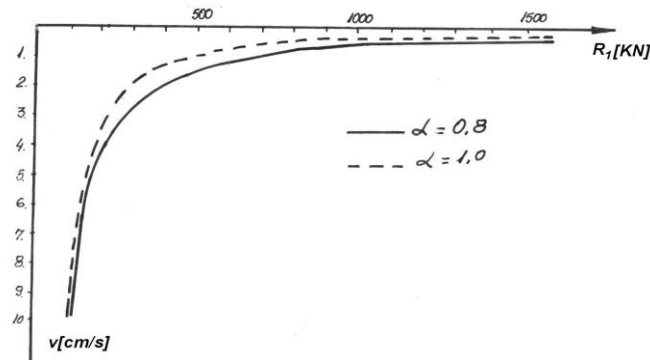


Fig. 3.30 Curbă etalon de variație a rezistenței dinamice R_1 în funcție de V_m

3.4. Studii și verificări experimentale a capacității portante a elementelor de talpă.

Pentru determinarea pe cale experimentală a capacității portante a elementelor de talpă studiate au fost efectuate încercări de laborator pe modele.

3.4.1. Câteva încercări de laborator pe elemente de talpă de adâncime mijlocie

Pentru studiul experimental al elementelor de talpă ET3....ET6 s-au folosit rezultatele unor încercări de capacitate portantă 16 pentru următoarele tipuri de elemente (fig.3.31):

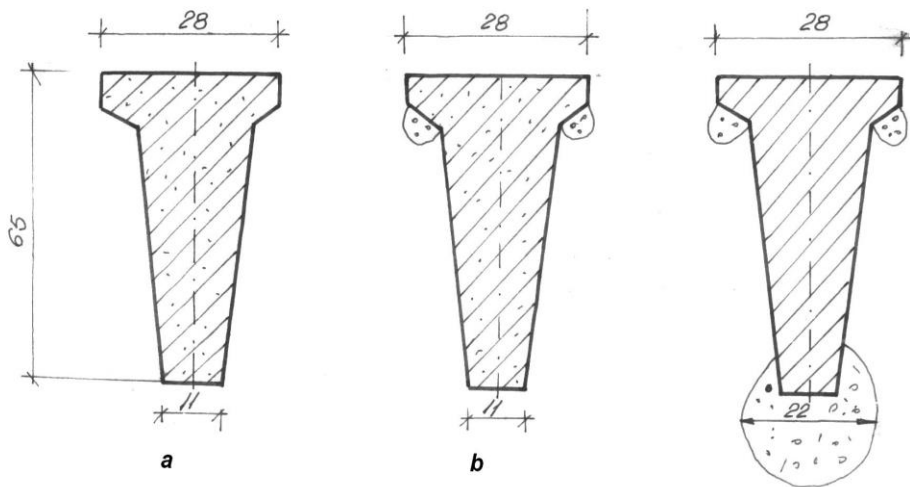


Fig.3.31 Elemente tronconice experimentale

- element tronconic cu placă antirefulantă (fig.3.31 a)
- element tronconic cu placă antirefulantă și pernă din balast (fig.3.31b)
- element tronconic cu bulb și placă antirefulantă fără pernă din balast sau cu pernă din balast (fig.3.31.c)

În vederea realizării elementelor de probă, încercările s-au efectuat într-un bazin existent în cadrul catedrei, dar special amenajat, astfel că să se poată modela natura și îndesarea terenului.

Bazinul în care s-au efectuat încercările este de forma și dimensiunile din fig.3.32.

Nisipul folosit, adus la diferite stări de îndesare, prezintă pentru stratul din suprafața cu grosime de circa 2 m, următoarea compoziție granulometrică:

- nisip mare 60%
- nisip mijlociu 30%
- nisip fin 8%
- nisip făinos 2%
- grad de neuniformitate $U_n = 2,52$ ($d_{60} = 63$ mm $d_{10} = 25$ mm)

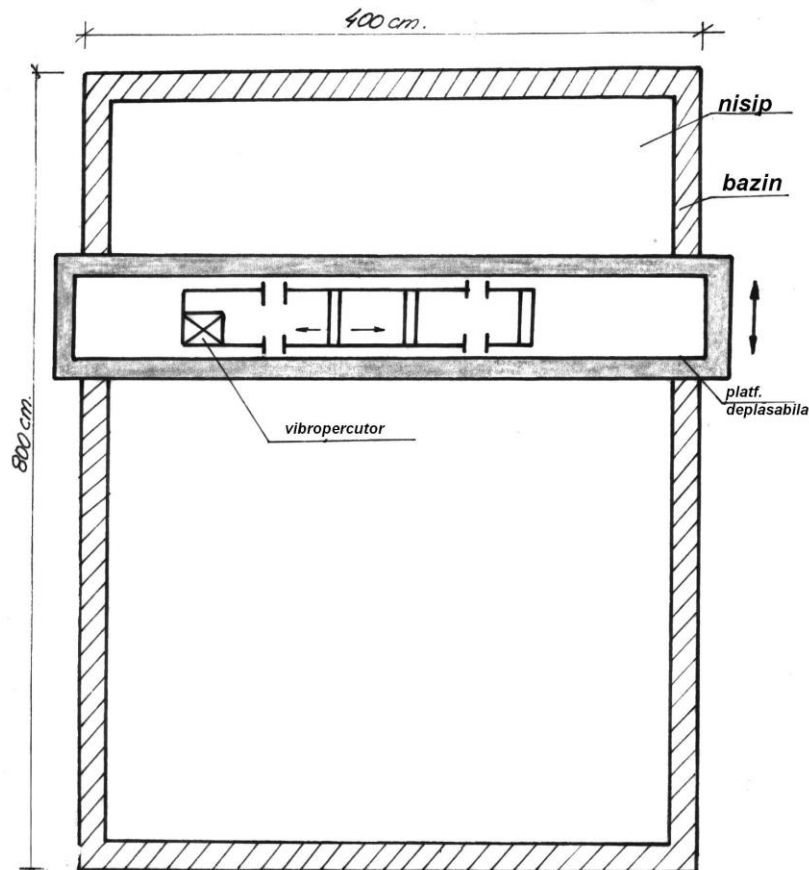


Fig.3.32 Bazinul și instalațiile anexe pentru încercări

Elementele de talpă s-au executat folosindu-se instalația și tehnologia prezentată anterior (paragrafului 3.1). Determinarea experimentală a capacității portante pe modelele de elemente de talpă s-a făcut prin încercări statice de probă. Pentru fiecare tip de element s-au executat câte două modele utilizând tehnologiile descrise anterior. Elementele au fost echipate cu câte 4 microcomparatoare pentru înregistrarea tasărilor elementelor sub acțiunea încărcării.

Pentru stabilirea capacității portante notată simbolic cu (R) s-a considerat încărcarea la rupere împărțită prin coeficientul de siguranță(2). Pentru toate elementele s-au respectat ciclurile tehnologice descrise anterior, notându-se timpii de pătrundere a echipamentului pe ultimii 10 cm ai înfîngerii în valoarea determinării vitezei de pătrundere V_{10} .

Rezultatele încercărilor de capacitate portantă efectuate pe elemente de talpă executate în nisip cu îndesare medie și în nisip afânat sunt prezentate sintetic în fig.3.33 și 3.34.

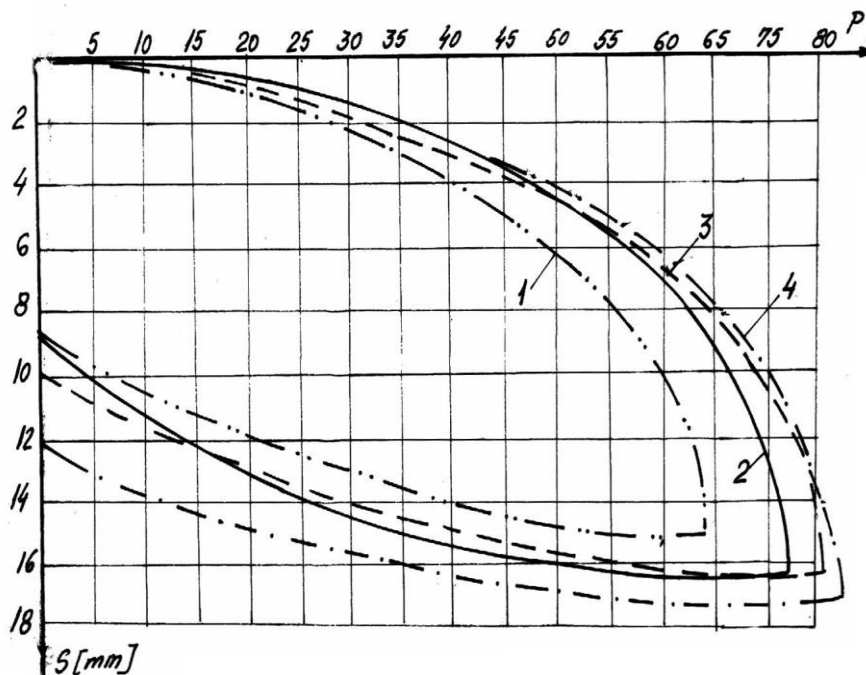


Fig.3.33 Încercări de capacitate portantă pe elemente executate în nisip mediu îndesat

1. element tronconic cu placă antirefulantă;
2. element tronconic cu placă antirefulantă și pernă din balast.
3. element tronconic cu bulb și placă antirefulantă;
4. element tronconic cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast.

Curbele de încărcare-tasare reprezentate în fig. 3.33 și 3.34 au fost trasate pe baza mediei a câte două încercări efectuate pentru fiecare tip de element.

Pentru a se putea face unele aprecieri cantitative cu privire la capacitatea portantă a elementelor de talpă realizate în nisip mediu îndesat și afânat s-au măsurat și timpul de vibroînfigere pe ultimii 10cm ai înfîngerii (t).

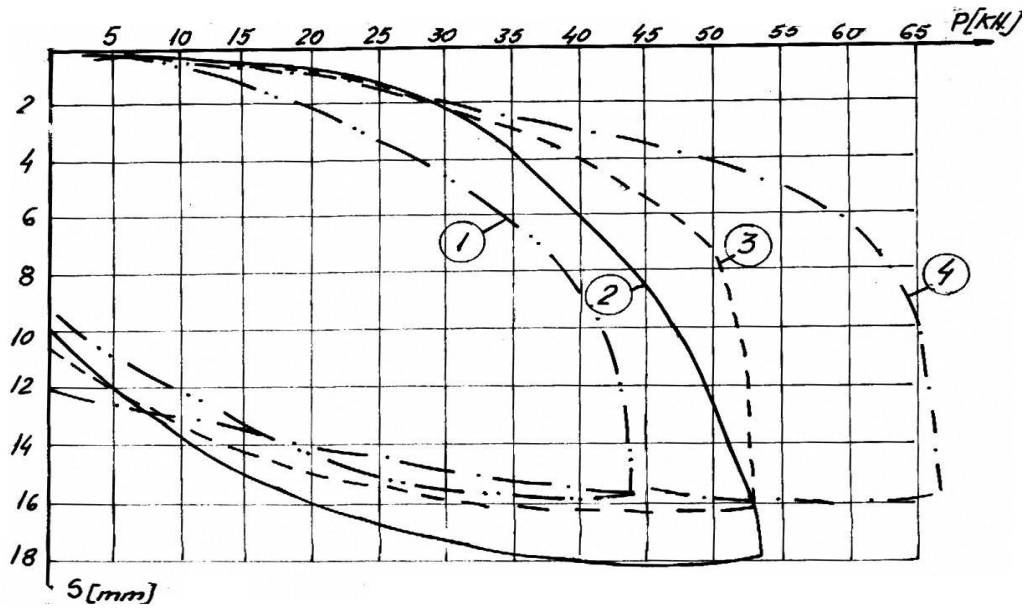


Fig.3.34 Încercări de capacitate portantă pe elemente executate în nisip afânat.

1. element tronconic cu placa antirefulantă;
2. element tronconic cu placa antirefulantă și pernă din balast;
3. element tronconic cu bulb și placă antirefulantă;
4. element tronconic cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast.

Valorile măsurate sunt prezentate sintetic în tabelul 3.9.

Tabelul 3.9. Valori ale capacității portante la elemente executate în nisip afânat

Tip element	Starea de îndesare			
	afânat		medie	
	$t_{10}(s)$	$V_{10}(m/s)$	$t_{10}(s)$	$V_{10}(cm/s)$
Element tronconic cu placă antirefulantă	7,7	1,3	45,0	0,22
Element tronconic cu placă antirefulantă și pernă din balast	40,0	0,25	59,0	0,17
Element tronconic cu bulb și placă antirefulantă	44,0	0,23	67,0	0,12
Element tronconic cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast	50,0	0,20	100,0	0,10

În tabelele 3.10 și 3.11 sunt prezentate valorile capacității portante R și a capacității portante specifice (R/V) care reprezintă raportul dintre capacitatea portantă (R) și volumul elementului (V).

Tabelul 3.10. Valorile capacității portante R și (R/V) (pentru nisip afânat).

Tip element	R [kN]	V [dm ³]	R/V [kN/dm ³]
Element tronconic cu placă antirefulantă	21,8	18,25	1,20
Element tronconic cu placă antirefulantă și pernă	26,9	18,25	1,47
Element tronconic cu bulb și placă antirefulantă	28,2	18,25	1,54
Element tronconic cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast	33,8	18,25	1,85

Tabelul 3.11 Valorile capacității portante R și (R/V) (pentru nisip mediu îndesat).

Tip element	R [kN]	V [dm ³]	R/V [kN/dm ³]
Element tronconic cu placă antirefulantă	31,5	18,25	1,72
Element tronconic cu placă antirefulantă și pernă	36,4	18,25	1,99
Element tronconic cu bulb și placă antirefulantă	38,2	18,25	2,09
Element tronconic cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast	43,6	18,25	2,39

Se constată din analiza datelor în tabelele 3.10 și 3.11 că valorile capacității portante sunt ridicate, variind de la 21,8 la 33,8 kN în cazul nisipului afânat, respectiv de la 31,5 la 43,6 kN în cazul nisipului mediu îndesat. Capacitatea portantă maximă se obține pentru elementul cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast.

Capacitatea portantă specifică (R/V) care indică eficiența tehnico-economică a elementelor de talpă este de asemenea mai mare în cazul elementului cu bulb, placă și pernă din balast, ceea ce indică superioritatea acestui element comparativ cu celelalte.

3.4.2 Studii de verificare a capacității portante determinate experimental cu cea determinată prin alte metode

3.4.2.1. Compararea capacității portante a elementelor de talpă stabilită prin metoda vibrodinamică.

Suportul teoretic al acestei metode a fost prezentat la punctul 3.3.5, unde se prezintă și metodologia de folosire.

Pentru aplicarea acestei metode la determinarea capacității portante la modelele de elemente de talpă executate cu instalația experimentală de vibropresare percuție IEVPP – 1 s-au folosit încercările făcute în laborator [16] și s-a construit de autor curba etalon corespunzătoare parametrilor acestuia pentru un

raport $\alpha = \frac{M_p}{M_{V0}} = 1,17$. Această curbă este reprezentată în fig.3.35.

Metodologia de încercare a constat în următoarele faze:

- Realizarea elementului de talpă;
- Măsurarea parametrilor de înfigere pe ultimii 10 cm;
- Efectuarea încercării statice de probă după „odihna” elementului.

Calculul capacității portante s-a făcut pentru elementele realizate în nisip afânat, pentru care pe baza timpilor de înfigere pe ultimii 10 cm ai înfigerii s-a calculat viteza V_{10} (tabelul 3.9.).

Stabilirea capacității portante a elementelor prin metoda vibrodinamică pentru elemente de fundare executate prin vibropercuții, s-a efectuat conform metodologiei prezentate anterior la punctul 3.3.5.

Calcululele efectuate sunt prezentate în tabelul 3.12

În acest tabel se prezintă comparativ valorile capacității portante determinată prin încercare vibrodinamică și prin încercare statică de probă, valorile încercărilor de probă fiind preluate din aceleași încercări experimentale menționate anterior.

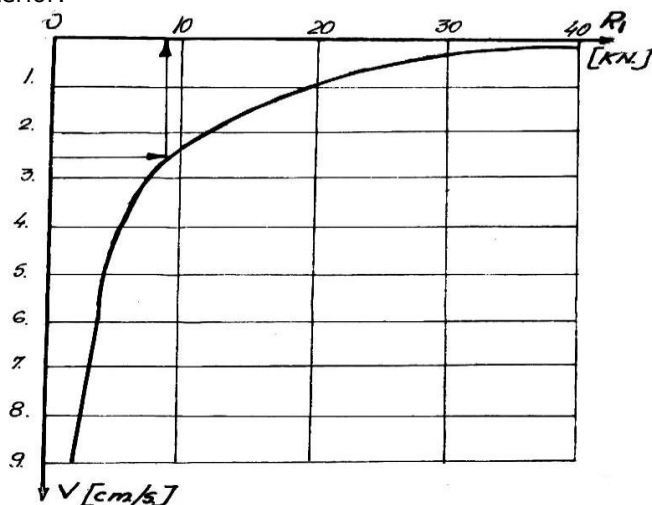


Fig.3.35. Curba etalon pentru modelul vibropercutor IEVPP-1

Tabelul 3.12. Valorile capacității portante a elementelor prin metoda vibrodinamică

Nr. crt	Element	V_m [m/s]	f	$\frac{R_1}{P_0} = a$	$R_1 = 3,5a$ [kN]	$R = 2,5R_1$ [kN]	R_{static} [kN]
1.	Element tronconic cu placă antirefulantă:	0,013	0,248	2,4	8,40	21,0	21,8
2.	Element tronconic cu placă antirefulantă și pernă	0,0025	0,0487	3,0	10,50	26,2	26,9
3.	Element tronconic cu bulb și placă antirefulantă	0,0023	0,044	3,2	11,20	28,0	28,2
4.	Element tronconic cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast	0,002	0,038	3,8	13,20	33,2	33,8

Valorile obținute sunt foarte apropiate (prezentate în tabelul 3.12 și permit a se trage concluzia că, metoda dinamică stabilită, permite verificarea capacității portante a elementelor realizate prin vibropercuții).

3.4.2.2. Comparații ale capacității portante determinate experimental cu valorile calculate

În paragraful 3.3. al prezentului capitol au fost prezentate o serie de metode de calcul, unele preluate din literatura tehnică de specialitate și adoptate de autor pentru calculul elementelor de talpă tronconice cu placă antirefulantă, iar altele au fost create de autor. Pornind de la considerându-l că metodele de calcul trebuie să aproximeze cu un grad de precizie cât mai ridicat valoarea reală a capacității portante, metoda cea mai sigură de determinare a acestora fiind încărcarea statică de probă, s-a efectuat calculul prin câteva din metodele prezentate anterior în vederea comparării cu valorile obținute experimental prin încercare statică de probă.

În absența unor încercări pe elemente scara 1:1, comparația valorilor calculate cu cele determinate experimental, s-a făcut pentru modelele de elemente de talpă (scară 1:4), realizate în nisip cu îndesare medie, pe valorile experimentale fiind preluate din lucrarea 16

Valorile calculate precum și cele experimentale sunt prezentate comparativ în tabelele 3.13 și 3.14.

Analizând valorile din aceste tabele, se constată că diferențele dintre valorile calculate și valoarea capacității portante determinată prin încercare statică de probă sunt mici, de unde se poate concluziona că metodele de calcul pot fi aplicabile în condițiile în care acumularea de date experimentale pe elemente la scară naturală confirmă aspectele rezultate în urma încercărilor experimentale, ceea ce pune în evidență posibilitatea de folosire în practică a relațiilor stabilite.

Tabelul 3.13. Comparații ale capacității portante calculate și experimentale

Nr. crt	Metoda de calcul, folosită	Element tronconic cu placă antirefulantă			Element tronconic cu bulb și placă antirefulantă		
		R Diferențe față de 4			R Diferențe față de 4		
		kN	kN	%	kN	kN	%
0.	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
1.	Metodă bazată pe efectul rezistenței pasive(autor)	30,20	- 1,3	-4,12	36,52	-1,68	-4,39
2.	Metoda bazată pe condiția de deformație a terenului (adoptată de autor)	33,4	1,9	6,03	39,30	1,10	2,87
3.	Metodă vibrodinamică (autor)	30,8	-0,7	-2,53	37,15	-1,05	-2,72
4.	Încărcare statică de probă (STAS)	31,5	-	-	38,2		-

Tabelul 3.14. Comparații ale capacității portante calculate și experimentale

Nr cr	Metoda de calcul folosită	Element tronconic cu placă antiref. și pernă din balast			Element tronconic cu placă, bulb și pernă din balast		
		R Diferențe față de 4			R Diferențe față de 4		
		kN	fcN.	%	kN	kN	%
0.	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
1.	Metodă bazată pe efectul rezistenței pasive (autor)	35,10	-1,30	-3,57	41,77	-1,83	-4,19
2.	Metodă bazată pe condiția de deformație a terenului (adoptata de autor)	38,48	2,08	5,71	46,94	3,34	7,66
3.	Metoda vibrodinamică (autor)	35,15	-1,25	-3,43	45,20	1,60	3,66
4.	Încercare statică probă(STAS)	36,4	-	-	43,6	-	-

Desigur, urmează că acumularea și prelucrarea unui volum de date experimentale(în condiții de șantier) să contribuie la verificarea respectiv corectarea și completarea relațiilor stabilite, respectiv propuse de autor pentru folosire.

4. STUDII PRIVIND PEREȚII INFRASTRUCTURII CONCEPTE

4.1. Studii cu privire la alcătuirea pereților infrastructurii studiate și ipoteze de calcul

Studiile întreprinse de autor cu privire la infrastructura concepută (pereții acesteia), pornesc de la folosirea recomandărilor din instrucțiunile tehnice pentru proiectarea și execuția clădirilor de locuit cu structură de rezistență din panouri mari (indicativ P lol-78) care prevăd ca infrastructura acestor clădiri să se realizeze, de regulă, cu subsol general, pereții subsolului putând fi realizați din beton monolit sau din panouri prefabricate. Așa cum se arată în normativul menționat, este indicat ca înălțimea pereților subsolului să fie aceeași pe toată suprafața clădirii, aspect ce se are în vedere în soluțiile de infrastructură menționate anterior.

În cazul de față pereții subsolului sunt realizați din panouri mari prefabricate, urmând ca aceștia să fie ansamblați prin monolitizări corespunzătoare, astfel încât să asigure rigiditatea, de ansamblu a infrastructurii. Pentru aceasta, fețele laterale ale panourilor vor fi profilate și prevăzute cu mustăți sau bucle care se înădădesc prin sudură, respectiv prin bucle suprapuse. Din analiza infrastructurii s-a ajuns la concluzia că pereții subsolului pot fi considerați și ca grinzi pereți acționați pe de o parte de încărcările aduse de suprastructură, iar pe de altă parte de presiunile de la nivelul tălpilor fundațiilor.

Având în vedere destinația infrastructurilor concepute, pentru clădirile amplasate pe terenuri dificile (la care se pot produce tasări diferențiate), se apreciază necesar a se efectua și un calcul al pereților subsolului, care trebuie să poată prelua eforturile suplimentare provenite din aceste tasări.

Varianta de realizare a infrastructurii studiate de autor pentru folosirea acesteia la realizarea proiectului T 770 secțiunea Pb₂ prevede realizarea elevației infrastructurii din panouri prefabricate cu grosimea de numai 16 cm, păstrând forma generală de alcătuire a acestora din proiectul tip, și anume:

- dimensiuni panouri longitudinale 16,190,300 cm sau 16,190,360 cm;
- dimensiuni panouri transversale 16,190,540 cm
- marca betonului B 250.

Pentru realizarea infrastructurii rezultă că sunt necesare 36 de panouri de elevație ale căror simboluri sunt prezentate mai jos în figura 4.1.

Elevația subsolului, în varianta studiată, este astfel realizată din panouri mari care reazemă discontinuu pe elemente de talpă prefabricate tronconice cu placă antirefulantă de formă circulară. Aceste panouri monolitizate între ele la îmbinări și cu elementele discontinui de talpă (fig. 4.2.) formează o structură tip diafragmă pe înălțimea subsolului, capabilă să preia încărcările atât pe direcție transversală, cât și longitudinală, provenite din acțiuni verticale și orizontale.

Dispoziția acestor diafragme în plan este simetrică, iar distribuția încărcărilor aproximativ uniformă (vezi Cap.2.). Față de cele de mai sus se apreciază că transmiterea încărcărilor verticale se consideră axială prin diafragme și fundații.

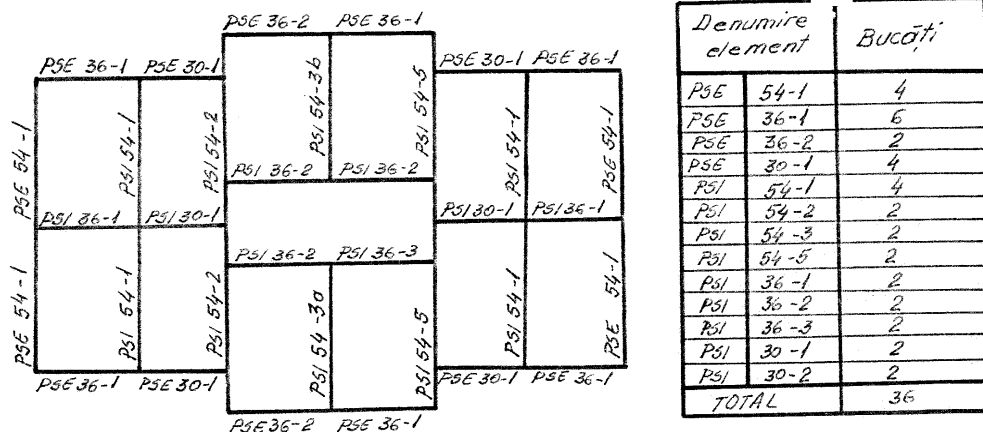


Fig 4.1. Planul de montaj și simbolul elevațiilor care alcătuiesc infrastructura

Totodată, se consideră necesar a se aprecia că necesar calculul diaframelor care să cuprindă verificări ale eforturilor unitare normale(σ) și tangențiale (τ), precum și verificarea lunecării longitudinale între panou și talpa fundației sau la partea superioară a îmbinării orizontale. Aceste verificări ale panourilor de elevație, autorul propune a se face atât la cota ± 0.00 , cât și la cota $- 2.00$ (cazul proiectului T 770).

Din studiile întreprinse se apreciază că pentru calculul elevațiilor se vor lua în considerare următoarele încercări:

- acțiunea verticală provenită din greutatea clădiri și încărcările utile(încărcări date de proiectul tip pentru cota $-2.00m$)
- acțiuni orizontale din vânt;
- acțiuni orizontale din seism;
- deformarea clădirii prin redarea reazemelor;
- influența încărcării neuniforme a acțiunilor verticale pe elevațiile diaframelor;
- împingerea pământului pe panourile exterioare.

Pentru dimensionarea și verificarea elementelor prefabricate de la infrastructură se consideră util a se folosi indicațiile existente în normativul P 101-78, precum și instrucțiuni tehnice privind proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari, elaborat de IPCT București.

În acest sens, calculul panourilor pentru elevații rezultă că are nevoie de următoarele verificări ale acestora:

- capacitatea portantă la acțiunea forței tăietoare(apariția unei fisuri înclinate sub acțiunea eforturilor principale de întindere);
- rezistența la eforturile de compresiune(ținând seama și de excentricități, curgere lentă și flambaj);
- rezistența la eforturile de întindere(dimensionarea armăturii verticale de continuitate);

Totodată, studiul infrastructurii indică necesitatea verificării îmbinărilor verticale care constă din:

- a) verificarea la lunecare(forfecare), cu relația: lunecare totală lunecare capabilă
- b) verificarea armăturilor întinse din îmbinarea verticală ținând seama de

volumul total de întinderi și de armătura verticală de continuitate prevăzută în panourile de la suprastructură.

Analizând infrastructurile luate în studiu se apreciază că verificarea îmbinărilor orizontale din elementele de talpă și elevație este necesar să se realizeze pe întreaga secțiune orizontală a acestora, având în vedere frecările din zonele comprimate și capacitatea portantă a stâlpișorilor de la intersecții (aportul betonului și al armăturilor). În cele ce urmează se pornește de la metode de calcul cunoscute, care apoi se sistematizează și se adoptă pentru calculul infrastructurilor studiate.

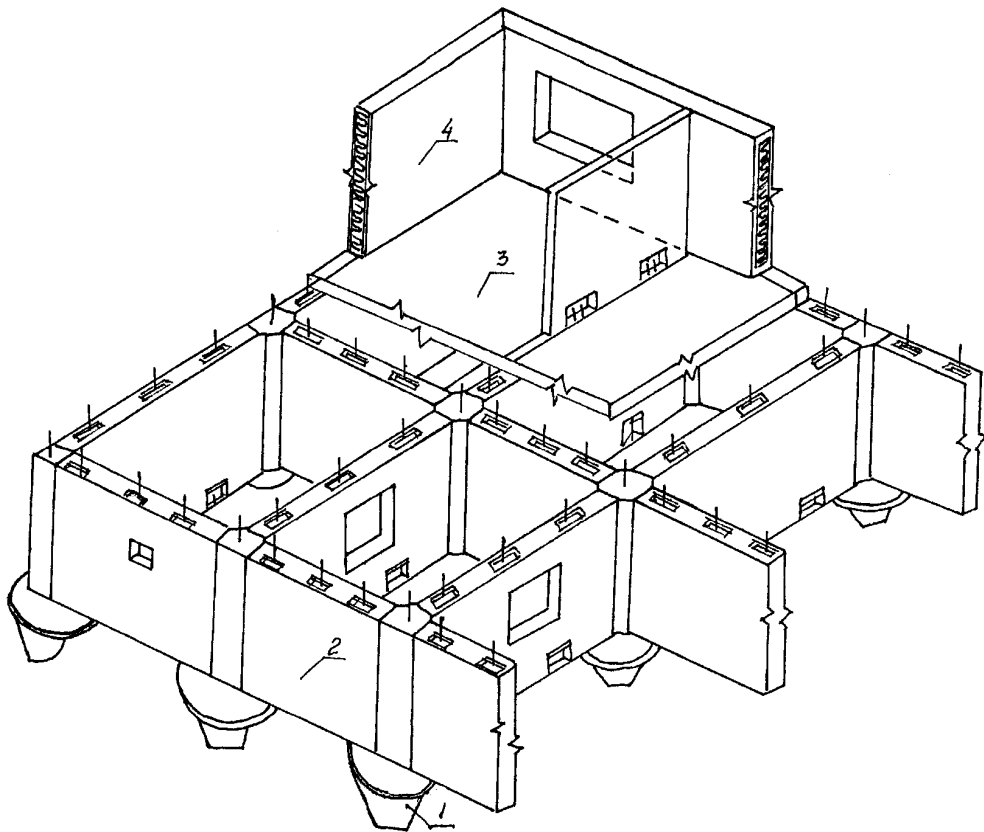


Fig 4.2. Infrastructura prefabricată; 1-elemente de talpă prefabricate; 2-panou elevație; 3-planșeu; 4-element de suprastructură;

4.2. Studii cu privire la stabilirea unei metodologii de calcul a infrastructurii

Având la baza metodele de calcul folosite la panourile mari de la suprastructura.

Elevațiile subsolului se vor calcula și verifica pe baza aceluiași legături fizice exprimate prin relațiile:

- efort de calcul \leq rezistența de calcul;
- solicitarea de calcul \leq capacitatea portantă.

Elementele orizontale și verticale se vor calcula sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și a celor orizontale. Determinarea eforturilor normale și tangențiale se face prin metode obișnuite din rezistența materialelor, considerând structura ca fiind alcătuită dintr-un material omogen, izotrop și elastic.

Distribuția eforturilor în secțiune este dată de formulele lui Navier și Juravski.

Pentru a prinde în calcul comportarea diferită a unei structuri din panouri mari față de o structură monolită, la determinarea eforturilor și solicitărilor, acestea se vor majora cu un coeficient de comportare $\bar{c} = 1,2$. De asemenea, la manipularea, transport și montaj se va considera un coeficient de impact egal cu 1,5.

4.2.1. Verificarea elevațiilor la compresiunea cu flambaj.

Pentru aceasta verificare se considera o fâșie de lățime unitară cu respectarea condiției:

$$\bar{c}\sigma < \sigma_{lim} \quad (4.1)$$

În vederea calculului valorilor necesare dimensiunii este necesară determinarea excentricității de calcul e_0 , pentru care se propune relația:

$$e_0 = \sqrt{0,3(e_s^2 + e_i^2) + 0,4 \cdot e_s \cdot e_i + |e_p| + |e_v| + |e_c|} \quad (4.2.)$$

în care:

- e_s - suma excentricităților de la marginea superioară a panoului;
- e_i - suma excentricităților de la marginea inferioară a panoului;
- e_p - excentricitatea datorată defectelor accidentale de planeitate;
- e_v - excentricitatea provenită din acțiunea vântului;
- e_c - excentricitatea datorată acțiunii seismice.

Se precizează faptul că excentricitățile e_v și e_c nu se consideră simultan, luându-se în considerare situația cea mai defavorabilă, iar excentricitățile e_p , e_v și e_c se vor considera la jumătatea înălțimii panoului.

Pentru calculul excentricităților e_s și e_i se propune relația:

$$e_{s,i} = e_1 + e_2 + e_3 \quad (4.3.)$$

în care:

- e_1 - excentricitatea din dezaxarea îmbinărilor în raport cu panoul considerat și a panourilor suprapuse între ele, cu luarea în considerare a defectelor de pozare;
- e_2 - excentricitatea din poziția dezaxată a reazemelor planșeelor (excentricitate structurală), tot în aceeași categorie intră și excentricitatea dată de greutatea stratului de protecție la panourile de pereți din trei straturi;
- e_3 - excentricitatea provenită din abaterea față de poziția teoretică a planului median (defect de confecționare a panoului).

e_1 (S.i) = 1 cm - se determină grafic

$$e_{2s} = \frac{q \cdot f_s}{n + q} \quad (4.4.)$$

$$e_{2i} = \frac{(n + p) \cdot f_i}{n + p + q} \quad (4.5.)$$

p - greutatea panoului considerat;

q - încărcarea din planșeu;

f - excentricitatea de aplicare a încărcării aduse de planșeu

h - grosimea peretelui considerat.

$$f_i = l/2(h-b) \quad (4.6.)$$

$$e = (2..4) \% h$$

Excentricitatea „ e_p ” este funcție de condițiile tehnologice de execuție a panourilor.

$$e_p = (2..3) \% H \quad (4.7.)$$

unde: H - înălțimea panoului considerat

În vederea determinării lungimii de flambaj se recomandă a se folosi relația:

$$e_f = K \cdot H_e \quad (4.8.)$$

$$K = f\left(\frac{H_e}{l}\right), \text{rezemare}$$

Pentru determinarea coeficientului de subțirime redus rezultă:

$$\bar{\lambda} = \frac{1_f}{h_{Eb} \sqrt{\alpha}} \quad (4.9)$$

unde:

$$\alpha = \frac{Eb}{0,8Rb(1 + \beta\xi)}$$

E_b - modul de elasticitate la compresiune a betonului;

β - coeficient care ținea seama de curgerea lată;

ξ - raportul dintre eforturile normale provenite din încărcările de lungă durată și cele totale;

R_b - marca betonului.

Coeficientul de flambaj este funcție de raportul e_0/h .

În vederea determinării efortului limită la compresiune cu flambaj se propune folosirea relației:

$$\sigma_{lim} = R_c \cdot \varphi \quad (4.10.)$$

R_c - rezistența de calcul a betonului la compresiune. De menționat că în secțiunea cea mai comprimată trebuie verificată condiția 4.1. prezentată inițial.

4.2.2. Verificarea capacității portante de preluare a forței tăietoare

Această verificare se consideră indicat să se facă prin impunerea condiției cu forța tăietoare de calcul să fie mai mică sau egală cu capacitatea portantă a diafragmei:

$$\bar{c} \cdot Q \leq Q_{lim} \quad (4.11.)$$

unde:

$$Q_{lim} = \frac{L}{H_e} (0,8 \cdot A_a \cdot R_a) + 0,3h \cdot R_t \cdot H_e \quad (4.12.)$$

în care:

A_a - suma armăturilor orizontale din diafragmă la nivelul considerat, inclusiv armăturile din centură;

h - grosimea diafragmei;

L - înălțimea secțiunii transversale a diafragmei;

H_e - înălțimea nivelului între axele planșeului;

R_t - rezistența de calcul la întindere a betonului;

R_a - rezistența de calcul a armăturii.

Folosindu-se relațiile precizate se consideră că se poate aprecia în bune condiții capacitatea portantă la forța tăietoare.

4.2.3. Verificarea îmbinărilor verticale

Verificarea îmbinărilor verticale (unul din elementele principale în comportarea infrastructurii prefabricate) propune a se face în ipoteza apariției unor "biele de compresiune" în betonul de monolitizare (fig.4.3.) conform normativului PI01-78 și cu ajutorul relației lui Pommerete, în următoarele ipoteze:

a) În cazul apariției "bielelor de compresiune" capacitatea de rezistență a îmbinării verticale la lunecare este dată de suma capacității de rezistență a bielelor, a betonului din centură și a armăturii orizontale pe înălțimea unui etaj.

$$\bar{c} L_e \leq T_{max} \quad (4.13.)$$

unde:

$L_e = \xi \cdot hH$ - lunecarea pe înălțimea unui etaj;

ξ - efortul tangențial în dreptul "îmbinării verticale, calculat cu formula lui Juravski, în care forța tăietoare este majorată cu 1,5 conform PI00~78.

$$T_{\max} = \frac{R_c \cdot a \cdot \varepsilon \cdot H}{2} + 0,6R_t \cdot A' + 0,8R_a \cdot A_a$$

a - lățimea minimă a alveolelor; ε - coeficient de reducere, depinzând de forma profilației laterale a panourilor și reprezintă secțiunea activă a bilelor de comprimare pe unitatea de lungime a îmbinării; R_c, R_t - rezistențele de calcul ale betonului din panouri conform STAS 10107/0-76; A' - aria centurii; A_a - aria totală a armăturii transversale din îmbinarea verticală și a armăturii longitudinale din centură.

Capacitatea de rezistență în stadiu plastic a îmbinărilor solicitată la lunecarea este dată de relația:

$$T_{\max} = A_a \cdot R_a$$

b) Capacitatea de rezistență a îmbinărilor verticale folosind relația lui Pommerete se propune a se face cu relația:

$$L_e = H \sqrt{R_{pr}} \left[8,2 \sqrt{A_a R_a} + 0,42(1 + A_a) \cdot B \right] \quad 4.14.)$$

în care: H - înălțimea nivelului(panoului);

R_{pr}, R_a - rezistențe de calcul conform STAS 10107;

A_a - aria armăturii de cusătură(bare orizontale);

B - secțiunea alveolelor sau dinților pe unitatea de lungime.

4.2.4.Verificarea îmbinărilor orizontale

Pentru calculul se recomandă să se folosească următoarele etape:

a) Verificarea la compresiune se face la extremitatea panoului în contact cu îmbinarea orizontală cu relația:

$$\bar{c}\sigma \leq \xi R_c \quad (4.15)$$

în care:

\bar{c} = 1,2 coeficient de comportare;

σ - efort maxim de compresiune;

ξ - coeficient de corecție funcție de modul de rezemare a planșeului și alcătuirea centurii.

b) Verificarea la lunecare a rosturilor orizontale se face în situația unei îmbinări cu subbetonare, deoarece nu se prevăd profile pentru preluarea lunecărilor, utilizând relația:

$$\bar{c} \cdot L_c \leq 0,8 \cdot A'_a \cdot R_c / 2\varepsilon \cdot a \cdot L \quad (4.16)$$

unde:

$L_0 = A_\xi \cdot h$ - lunecarea pe ansamblul îmbinării orizontale (A_ξ - aria eforturilor tangențiale; A'_a - aria armăturii verticale dintre panouri și din stâlpișorii care nu preiau întinderi).

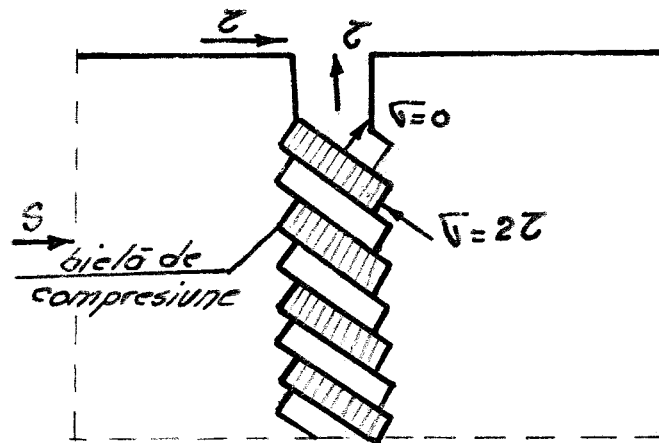


Fig 4.3. Biele de compresiune

c) Calculul armăturii de întindere

$$\bar{A}_a = \frac{\bar{C} \cdot V \tau}{R_a} \quad (4.17)$$

Întinderea din compresiune excentrică trebuie să fie preluată în întregime de armătura verticală din panouri și din îmbinare.

V - volumul de întindere, considerând atât aria inimii cât și cea a tălpilor din zona întinsă.

Din cele prezentate rezultă stabilirea metodologiei de calcul a infrastructurii din panouri mari prefabricate rezemate discontinuu pe elemente de talpă, metodologie ce se propune a fi aplicată în asemenea situații.

4.3. Studii cu privire la calculul elevațiilor asimilându-le cu grinzi pereți.

4.3.1. Elemente generale utile în studiu abordat.

În soluția studiată, elevațiile infrastructurii sunt realizate din panouri plane prefabricate cu înălțimea de 1,85 din și grosimea de 16 cm, îmbinate prin sudare cu

eclise a barelor orizontale, etrieri și bare verticale, prevăzute la intersecția axelor construcției.

Rezemarea elevațiilor este discontinuă prin intermediul elementelor de talpă. Elevațiile longitudinale descarcă pe două elemente de talpă, iar cele transversale descarcă pe 3 elemente de talpă.

Având în vedere modul de rezemare al elevațiilor se apreciază corespunzător și se face calculul acestora considerându-le grinzi pereți cu maxim două deschideri.

Grinzile pereți sunt de fapt plăci plane încărcate în planul lor. Starea de tensiune corespunzătoare este cea plană modul de transmitere a încărcărilor fiind caracterizat de traiectoriile eforturilor principale. În fig.4.4. sunt schițate aceste traiectorii pentru o grindă simplu rezemată acționată uniform distribuit la marginea superioară, respectiv inferioară.

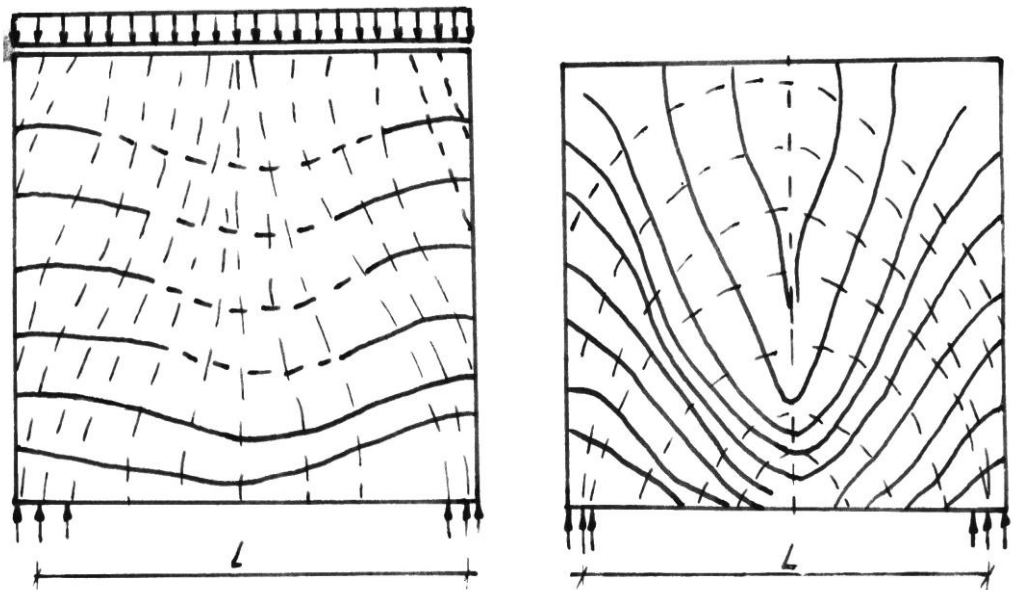


Fig 4.4. Traiectoriile eforturilor principale în grindă - perete

Traiectoriile eforturilor de întindere dau indicații privind amplasarea armăturii de rezistență, rezultând armări traiectoriale simplificate ca cea din fig.4.5.a. În stadiul II de lucru al betonului armat are loc o redistribuție primară a eforturilor de la beton la armătură.

Încărcările se transmit spre reazeme printr-un efect combinat de arc cu tirant și sistem suspendat (fig.4.5.b). Fiecare din aceste două efecte singur (fig.4.5.c) și (fig.4.5.d) poate asigura transmiterea încărcărilor spre reazeme dacă se alege armarea corespunzătoare; are însă loc o nouă redistribuție a eforturilor, numită secundară. S-a găsit că armarea corespunzătoare schemei arc cu tirant, ce utilizează numai armături orizontale.

Eforturile în grinzile cu două deschideri, respectiv în panourile de capăt ale grinzilor cu mai multe deschideri se determină cel mai simplu prin metodele numerice ale calculului elastic.

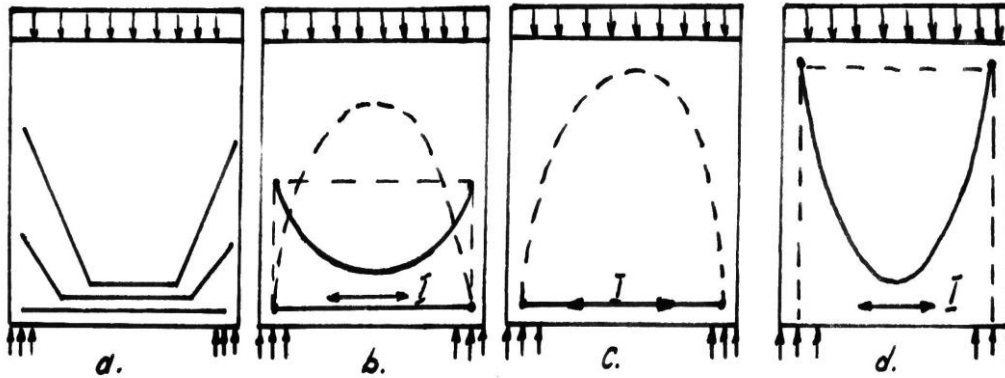


Fig.4.5. Sisteme de armare și transmitere a încărcării la grinda perete simplu - rezemată.

Diferențe față de grinzile zvelte apar nu numai în ceea ce privește distribuția eforturilor pe înălțimea secțiunilor transversale, ci și în lungul grinzii. Momentele în câmpuri sunt mai mari, cele pe reazeme mai mici. Reazemele de capăt sunt solici-tate mai puternic decât la grinzile zvelte.

Traiectoriile eforturilor principale într-un panou intermediar dintr-o grindă perete continuă este prezentată în fig.4.6.

Ca și la grinzile cu o singură deschidere, armarea traiectorială simplificată poate fi înlocuită de o armare mai simplă, bazată pe cele două scheme de transmitere a încărcărilor în stadiul II din fig.4.5.c și d.

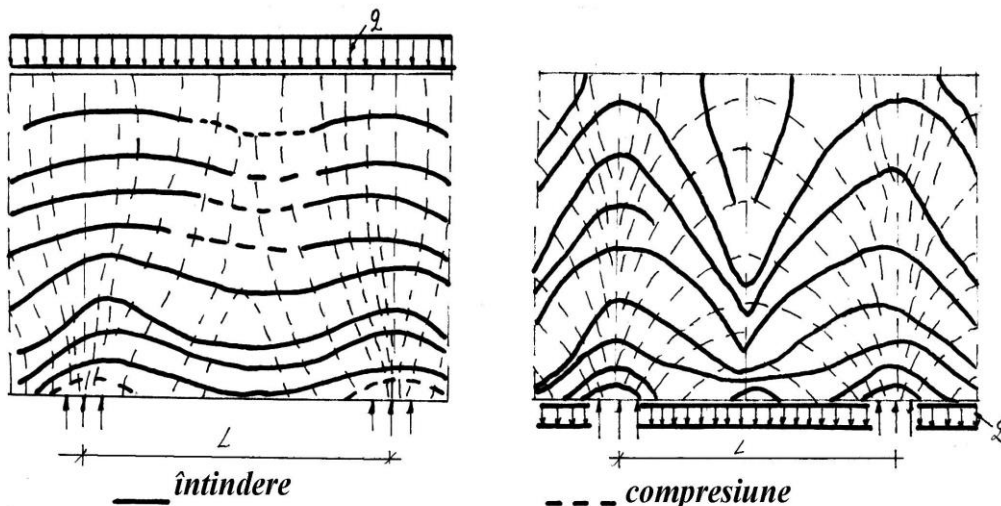


Fig.4.6. Traiectoriile eforturilor principale în grinda perete continuă cu încărcare uniform distribuită.

4.3.2. Studii cu privire la dimensionarea și armarea elevațiilor cu grinzi pereți

Pentru determinarea ariilor armăturilor de rezistență, folosindu-se literatura de specialitate [31] se consideră ca aceasta să se facă pe baza relațiilor:

$$A_a^s = \frac{N_{as}}{R_a} \quad (4.18.)$$

$$A_a^i = \frac{N_{as}}{R_a} \quad (4.19)$$

în care:

N_{as} - rezultanta eforturilor, de întindere din grinda perete în dreptul reazemelor;

N_{ac} - rezultanta eforturilor de întindere din grinda perete, în câmp, cu care se calculează armătura de rezistență de la partea inferioară;

R_a - rezistența de calcul a armăturii.

5. STUDII CU PRIVIRE LA PROIECTARE ȘI TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE A INFRASTRUCTURII CONCEPTE

Realizarea infrastructurii studiate pentru proiectul T770 secțiunea Pb2 comportă proiectarea elementelor de talpă, în funcție de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare. În acest capitol se face o sistematizare a literaturii din domeniu și a cercetărilor făcute de autor și se stabilește o metodologie de proiectare și executare a infrastructurii concepute, metodologie care să reprezinte practic un ghid pentru realizarea infrastructurii concepute.

În cazul aplicării soluțiilor concepute la alte proiecte se impune ca pe lângă proiectarea elementelor de talpa să se facă și verificarea elevațiilor și a îmbinărilor orizontale și verticale dintre acestea conform metodologiei prezentată la capitolul 4. Astfel, studiile și metodologia din acest capitol completează orientările necesare realizării infrastructurilor studiate și permit o largă generalizare.

5.1. Generalități - prezentare de principiu

Studiile prezentate sintetic în continuare se referă la proiectarea, executarea și recepționarea infrastructurilor clădirilor de locuit, proiect T 770 secțiunea Pb2, realizate prin rezemarea discontinuă a elevațiilor prefabricate pe elemente de talpă tronconice cu placă antirefulantă de forma circulară executate prin ștanțare. De menționat că elementele de talpă se pot realiza în variantă monolită sau prefabricată în gropi executate prin ștanțare (batere sau vibroștanțare). Pe baza experienței acumulate și precizată în instrucțiunile cu privire la ștanțare echipamentele de ștanțare, pentru realizarea elementelor de talpa în varianta monolită, au forma acestora și recomandă să se confecționeze din metal sau beton cu cămășuială din metal în scopul o reducerii forțelor de frecare dintre echipament și teren, obținându-se astfel reduceri de consum a energiei folosită la tehnologia de ștanțare.

Cercetările efectuate arată că, pentru alegerea soluției de proiectare și execuție a elementelor de talpă (de mică adâncime ET1 – ET3 fig. sau de adâncimea mijlocie ET4-ET6) fig. se va ține seama de datele oferite rezultatul cercetărilor geotehnice și hidrogeologice, care influențează cert asupra stabilirii dimensiunilor, măsurilor de protecție contra agresivității naturale sau artificiale, precum și pentru asigurarea stabilității generale a terenului de fundație (alunecări de teren, desecări, etc.).

Așa cum s-a arătat elementele de talpă (executate din beton monolit, sau prefabricat) și calitatea betoanelor utilizate la executarea corpului elementelor de talpă se stabilește de proiectant în funcție de condițiile mediului de fundare și influenței acestora asupra durabilității betonului din fundații (de regulă B100 ... B 200). Se precizează că, în condițiile amplasării elementelor de talpă în terenuri agresive se vor respecta recomandările normativelor în vigoare cu privire la tipurile de ciment și la dozajele recomandate în funcție de natura agenților agresivi din teren.

Armătura necesară armării plăcii antirefulante, precum și a stâlpișorilor de la îmbinări se consideră indicat a se confecționa din OB 37, cantitatea necesară stabilindu-se prin proiectare (Cap.3.)

În vederea sporirii capacității portante a elementelor de talpă se recomandă și eventuala realizare a unui bulb la baza elementelor de talpa, care se poate executa din beton vârtos sau uscat de clasa Bc 3,5 sau din material granular de adaos fără liant. Materialul granular poate fi format din balast grosier, piatră spartă, refuz de ciur, zgură, etc). Din lucrarea [] rezultă condițiile pe care trebuie să le îndeplinească materialul granular, menționându-se următoarele:

- să nu conțină substanțe care în condițiile amplasamentului respectiv să devină agresive față de betonul; sau armătura din elementele de talpă;
- particulele componente ale materialului să prezinte rezistențe mecanice suficient de mari pentru a nu se produce strivirea sau ruperea lor la valori ale presiunilor de ordinul de mărime al încărcăturilor transmise de elementele de talpă.

Pornindu-se de la particularitățile și natura terenului de pe amplasament se face alegerea tipului de element de talpă ce urmează a fi folosit. Astfel, se consideră indicat:

- a) în terenuri argiloase cu indice de plasticitate $L_p > 1,5$, grad de umiditate.

$S_r < 0,7$ și greutate volumică în stare uscată $\gamma_d \geq 16 \text{ KN/m}^3$ se folosesc elemente de mică adâncime (ET1...ET3) fig.5.2., iar când gradul de umiditate al acestor pământuri $S_r > 0,7$ se folosesc elemente de talpă de adâncime medie (ET4...ET6) fig.5.3.

b) în terenuri fără coeziune sau coeziune redusă ($I_p < 15$) se așterne în suprafața un strat de pământ coeziv cu umiditatea egală cu W_{opt} de compactare, cu grosimea de 50-60 cm, care la ștanțare să contribuie la menținerea pereților spre a nu se prăbuși recomandându-se ca alegerea tipului de element de talpă ET1..ST3 sau ET4..BT6 să se facă în funcție de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare (stare de îndesare, granularitate, etc.)

La alegerea procesului de ștanțare (batere sau vibroștanțare) trebuie avut în vedere ca efectul de îndesare în diverse tipuri de pământuri este diferit de la un procedeu la altul. Astfel, ștanțarea prin vibrație este indicată a se utiliza în pământuri cu coeziune redusă sau în pământuri necoezive (nisipuri) afânate cu $I_d < 0,4$, umpluturi neomogene, nisipuri prăfoase, nisipuri argiloase la care compactarea pământului este considerabil influențată de efectul favorabil al vibrațiilor, iar vibropresarea se poate folosi în argile cu indice de consistență scăzut ($I_c < 0,5$) și în locașuri.

Ștanțarea gropilor pentru elementele de talpă prin batere sau vibropercuții se poate aplica și în terenuri slabe, dar mai ales în terenuri cu rezistențe ridicate coezive și necoezive.

Așa cum s-a arătat elementele de talpă pot fi executate monolit turnat în amprenta ștanțată sau prin montarea în aceasta a unui element prefabricat din beton. Dimensiunile elementelor prefabricate vor fi mai mici decât al gropii ștanțate cu circa 5...10 cm pentru a permite poziționarea corectă în groapa ștanțată, Contactul dintre pereții gropii ștanțate și elementul prefabricat se face prin intermediul unui mortar fluid ce se toarnă în groapă înainte de poziționarea prefabricatului.

Elementul de talpă prefabricat se realizează din beton simplu și este prevăzut la partea superioară cu o placă circulară armată, care are rolul de a împiedica refularea terenului ce apar în urma procesului de ștanțare. La partea superioară a plăcii antirefulante sunt prevăzute șanțuri trapezoidale în care se montează elevațiile

prefabricate. În zona îmbinării panourilor pentru elevații, elementele prefabricate pentru talpă sunt prevăzute cu mustăți pentru realizarea continuității(fig. 5.1.).Atunci când terenul este foarte slab, în vederea măririi capacității portante a fundațiilor se va realiza câte un bulb din material granular sub fiecare element de talpă.

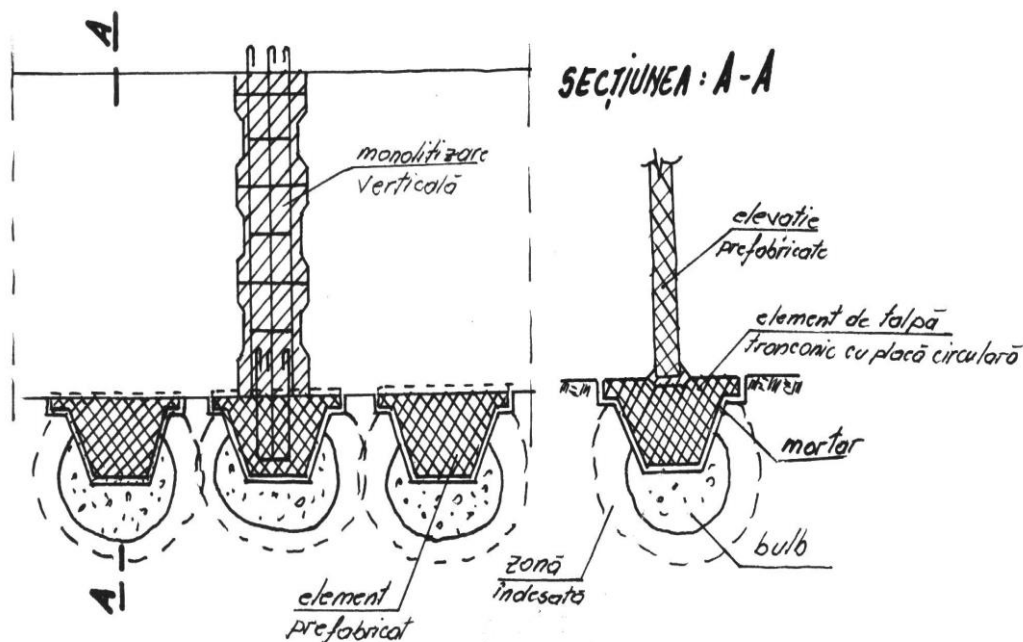


Fig.5.1. Secțiune prin infrastructură

După cum a rezultat din cercetările făcute și reprezentate în Cap.3. unghiul de înclinare al generatoarei elementelor de talpă sau a echipamentelor de ștanțare sunt următoarele:

- elemente de talpă de mică adâncime(ET1.....ET3)

$\alpha_{opt} = 6...22^{\circ}$ - când se utilizează agregatele AVP 1 sau AVPP-1;

$\alpha_{opt} = 14...45^{\circ}$ - când se utilizează instalațiile de ștanțare prin baterie sau vibrare; (ET4...ET6)

$\alpha_{opt} = 3-6^{\circ}$ - când se utilizează agregatele AVP 1 sau AVPP 1;

$\alpha_{opt} = 6^{\circ}-14$ - când se utilizează instalații de ștanțare prin baterie sau vibrare.

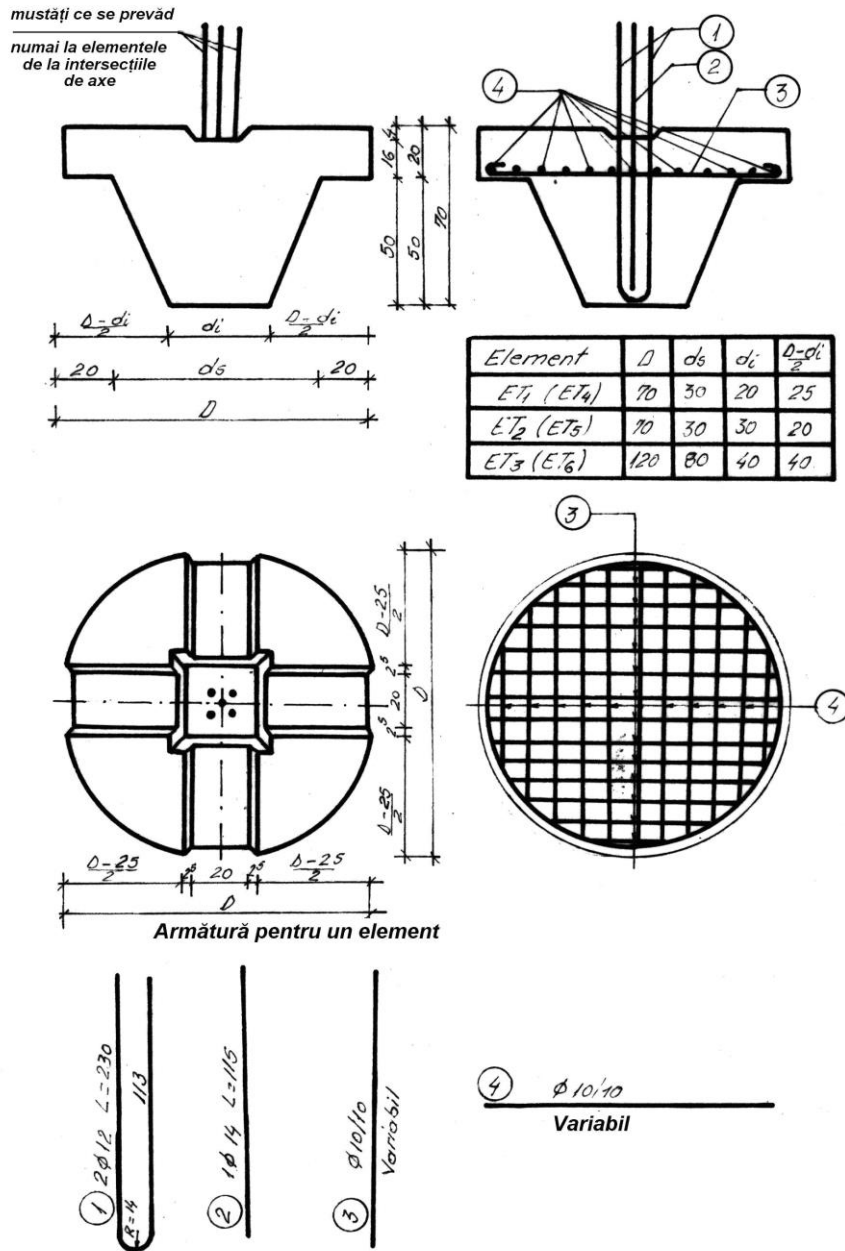


Fig. 5.2. Elemente de talpă de mică adâncime

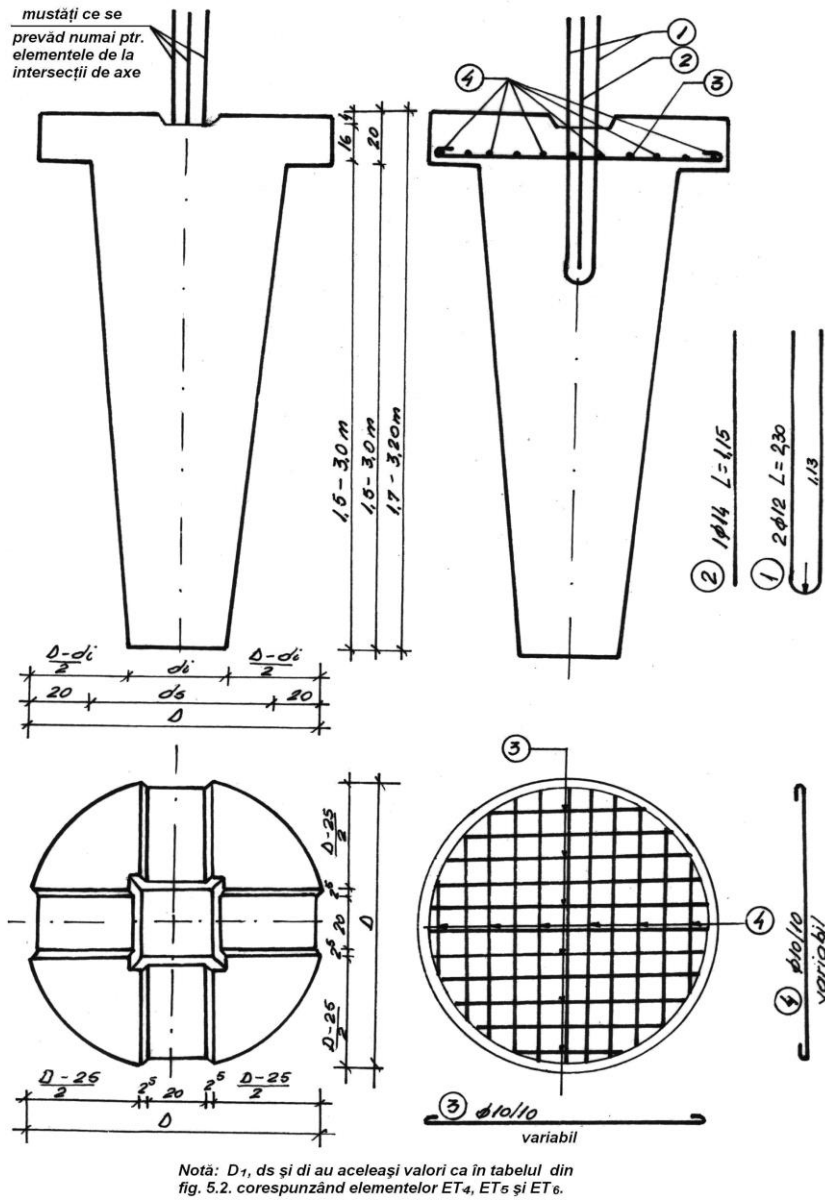


Fig. 5.3. Elemente e talpă de adâncime mijlocie (Alcătuire de principiu)

În fig.5.2. și 5.3. se prezintă schematic rezultatul cercetărilor pentru, elementele de talpă în ceea ce privește alcătuirea și armarea lor de principiu.

Elementele de talpă se poziționează obligatoriu la intersecția acelor construcții. În cazul elevațiilor transversale se va mai poziționa un element de talpă în câmpul panourilor. În acest mod elevațiile transversale descarcă pe trei elemente de talpă, iar elevațiile longitudinale pe două elemente de talpă.

Elevațiile transversale și longitudinale studiate de autor vor fi prefabricate având grosimea de 16 cm. Acestea au dimensiunile celor prevăzute în proiectul T 770. Armarea panourilor prefabricate este similară celei din proiectul tip cu deosebirea că în această soluție este necesară poziționarea suplimentară la partea inferioară a acestora a câte două bare ϕ 14, pentru preluarea solicitărilor suplimentare ce apar datorită modului de rezemare discontinuu.

Panourile de elevație se monolitizează pentru realizarea continuității și realizarea la nivelul subsolului a unei cutii rigide. Îmbinările dintre panouri pot fi în X, T sau L.

Continuitatea armăturii din îmbinări se realizează cu eclise și prin sudură.

În cazul utilizării soluției de rezemare discontinuă pe elemente de talpă tronconice pentru alte proiecte este necesară pe lângă proiectarea elementelor de talpă și verificarea panourilor de elevații. Verificările panourilor se vor efectua conform prevederilor normativului P 101-78, deoarece aspectele studiate, respectiv prezentate în capitolul 4 al lucrării, confirmă pe deplin posibilitățile de folosire a normativului menționat, unele aspecte studiate prezentându-se și în capitolul de față.

5.2. Studii cu privire la metodologia de proiectare a elementelor de talpă

Folosindu-se studiile din capitolul 3, precum și alte elemente de calcul pentru elemente similare din literatură, autorul studiază și stabilește metodologia de proiectare a elementelor de talpă folosite, prezentând-o în cele ce urmează.

5.2.1. Sintetizarea datelor privind terenul de fundare și conținutul proiectului elementelor de talpă.

Pentru întocmirea proiectului de execuție al elementelor de talpă, ca fundații în gropi ștanțate se vor preciza în conformitate cu STAS 1242/1-81, următoarele, date referitoare la amplasament:

- a) stratificația terenului de fundare cu caracteristicile fizico-mecanice ale straturilor de pământ întâlnite;
- b) nivelul normal, al apelor subterane, precum și eventualele modificări previzibile pentru viitor ale acestora;
- c) agresivitatea apelor subterane.

Din studiile întreprinse, precum și orientându-se după lucrări similare se consideră că proiectarea elementelor de talpă să se desfășoare în două etape:

- o proiectare preliminară care se bazează pe datele conținute în studiul geotehnic;
- proiectarea definitivă care se realizează ținând seama de rezultatele încercărilor experimentale și a observațiilor privind tehnologia de execuție a elementelor de talpă.

Pentru a fi realizabile, proiectul de execuție al elementelor de talpă, ca elemente de fundare executate în gropi stanțate trebuie să indice următoarele elemente:

- planul de săpătură generală și cota acestuia;
- planul de dispunere a elementelor de talpă;
- secțiuni verticale din care să reiasă, adâncime, suprafața și configurația gropilor stanțate;
- dimensiunile, forma, greutatea și detalii constructive privind elementele de talpă prefabricate;
- dimensiunile, forma, greutatea și detalii constructive privind echipamentul de ștanțare a gropilor pentru elemente
- condițiile de refuz la stanțarea gropilor de fundații
- dimensiunile orientative ale zonei de îndesare în funcție de dimensiunile echipamentului de ștanțare;
- dimensiunile orientative ale bulbului format la baza elementelor de talpă;
- tehnologia de realizare a elementelor de talpă cu precizarea fazelor de execuție;
- elemente privind controlul calității și recepția lucrărilor.

5.2.2. Studii privind stabilirea capacității portante a reazemului (elementelor de talpă)

În vederea stabilirii capacității portante a elementelor de talpă pentru proiectarea preliminară a acestora se efectuează calculul acestora conform metodologiei stabilite și care se prezintă în continuare, aceasta în funcție de tipul elementului: de mică adâncime (ET₁...ET₃) sau de adâncime mijlocie (ET₄...ET₆), metodologie ce folosește atât studiile efectuate și prezentate în capitolul 3, cât și unele date oferite de literatura. În fazele preliminare de proiectare, capacitatea portantă a elementelor de talpă se poate stabili folosindu-se formula empirică de calcul conform celor prezentate în cele ce urmează (punctul 5.2.,3.1.). La faza elaborării proiectului de execuție se vor folosi rezultatele Încercărilor statice de proba pentru determinarea capacității portante efectuate în fazele anterioare proiectului de execuție.

Prezentarea elementelor de calcul din prezentul capitol permite folosirea acestora în cazul metodei de calcul la stări limită. Astfel, elementele de talpă ca elemente de fundare stanțate se calculează la:

a) **Starea limită de capacitate portantă:**

- după capacitatea portantă a elementelor de talpă din beton;
- după capacitatea portantă a terenului de sub baza elementelor de talpă realizate în gropi stanțate cu sau fără bulb;

La starea limită de capacitate portantă trebuie să fie îndeplinită condiția:

$$S \leq R$$

unde: S - este încărcarea de calcul asupra fundației provenită din gruparea acțiunii cea mai defavorabilă;

R - capacitatea portantă a fundației (elementului de reazem) determinată conform punctelor A și B (prezentate în cele ce urmează).

b) **Starea limită de deformații;**

- după tasările terenului de la baza elementelor de talpă sub acțiunea sarcinilor verticale din gruparea fundamentală;

- după deplasările horizontale și după unghiul de rotire a elementelor de talpă sub acțiunea forțelor horizontale și a momentelor din gruparea fundamentală.

La starea limită de deformații trebuie îndeplinită condiția:

$$\Delta \leq \bar{\Delta}$$

unde: Δ - deformația probabilă a elementului de talpă calculată conform punctului c(5.2.3.2.) din acest paragraf.

$\bar{\Delta}$ - deformația admisibilă pentru construcție stabilită conform STAS 3300/2-85.

5.2.3.1. Metode empirice de calcul a capacității portante

A. Calculul capacității portante a elementelor de talpă ET₁....ET₃ ca fundații stanțate de mică adâncime ($h/d_m < 1,5$)

Calculul elementelor de talpă fără bulb se face ținând seama de efectul îmbunătățirii caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului din jurul elementului de talpă, în urma ștanțării gropii de fundație, prin batere sau vibrare.

Schema de distribuție a eforturilor în teren în jurul elementului de talpă este prezentată în fig.5.4. Valorile presiunilor P_{1ef} și P_{2ef} se calculează cu relația:

$$P_{1,2ef} = 4 \frac{P + G_f}{\pi d_m^2} \pm \frac{M + T \cdot h - 0,25 \cdot q_m \cdot \pi \cdot d_m \cdot h^2}{W_{med}} \quad (5.1)$$

unde:

P, M, T - încărcări de calcul care acționează asupra fundației;

G_f - greutatea proprie a fundației;

q_m - presiunea reactivă a terenului pe suprafața laterală a fundației determinată cu relația $q = a + 0,4 p$, unde

$$p = 4 \frac{P + G_f}{\pi \cdot d_m^2} \text{ și } a = 60 \text{ KN/m}^2$$

W_m - modulul de rezistență al secțiunii transversale la mijlocul înălțimii elementului de talpă, în m^3 Valorile presiunilor p_{1ef} și p_{2ef} calculate cu relația 5.1 trebuie să satisfacă următoarele condiții:

a) în cazul încărcărilor din gruparea fundamentală:

$$p_{1ef} < p_{p1} ; p_{2ef} \geq 0 \quad (5.2)$$

Sau

$$p_{1ef} < 1,2 p_{conv1} ; \quad (5.3)$$

$$p_{2ef} > 0$$

b) în cazul încărcărilor din gruparea specială:

$$p_{1ef} \leq p_{p1} \quad p_{2ef} > 0 \quad (5.4.)$$

Sau

$$p_{1ef} \leq 1,4 p_{conv1} ; \quad p_{2ef} \geq 0 \quad (5.5)$$

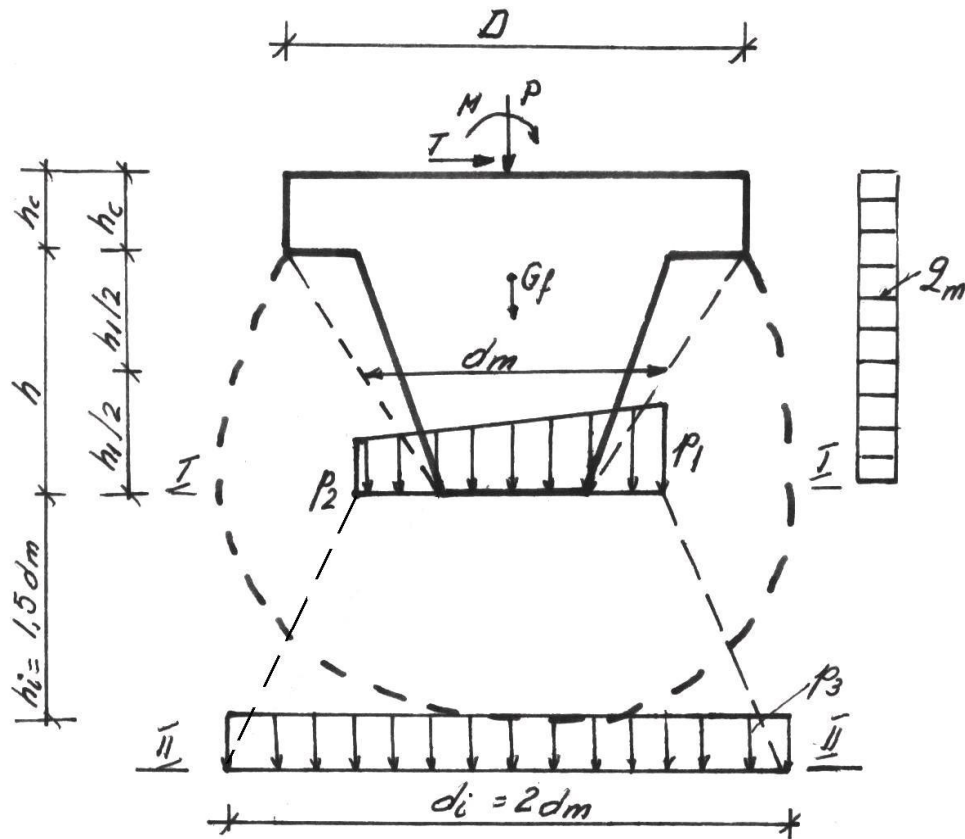


Fig.5.4 - Schema de distribuție a eforturilor

În relațiile de mai sus p_{p1} , p_{c1} și $p_{conv.1}$ reprezintă capacități portante ale pământului cuprinse în limitele zonei compactate. Caracteristicile fizico-mecanice ale terenului îndesat de sub fundație se determină în mod direct prin încercări de laborator și teren, sau utilizând valori orientative prezentate în STAS 3300/1-85.

Pentru pământul îndesat se calculează γ_{d1} cu relația:

$$\gamma_{d1} = 1/2 \left(\gamma_d + \frac{S_r \gamma_s \gamma_w}{S_r \gamma_w + \gamma_{sw}} \right) \quad (5.6.)$$

unde: γ_s - greutatea volumică a scheletului mineral, în KN/m^3 ;

w - umiditatea terenului natural;

S_r - gradul de saturație, considerat pentru terenul îndesat ($S_r=0,9$);

γ_w - greutatea volumică a apei în KN/m^3

Indicele porilor, se va calcula cu relația:

$$e_i = \frac{\gamma_s}{\gamma_{di}} - 1 \quad (5.7.)$$

Conform anexei C, tab.3 din STAS5 3300/I-85 se obțin parametrii rezistenței la forfecare ϕ și C ca valori orientative cu care se poate trece la calculul lui p_{p1} și $p_{cr,i}$. Verificarea capacității portante a elementelor de talpă la nivelul secțiunii II-II se face calculând valoarea presiunii p_{31f} cu relația:

$$P_{3ef} = \frac{P + G_f + G_p}{S_i} \quad (58.8)$$

unde:

G_p - greutatea pământului aflat pe înălțimea h_i aferent suprafeței S_{i2} ;

$S_i = 0,9 \pi d_i^2 / 4$ - suprafața proiecției în plan orizontal a zonei de pământ îndesat.

Presiunea p_{3ef} trebuie să satisfacă condițiile:

a) pentru gruparea fundamentală:

$$P_{3ef} \leq P_{p1} \quad \text{sau} \quad P_{3ef} \leq P_{conv} \quad (5.9.)$$

b) pentru gruparea specială:

$$P_{3ef} \leq P_{cr} \quad \text{sau} \quad P_{3ef} \leq 1,2 P_{conv} \quad (5.10.)$$

P_{p1} și P_{cr} se calculează conform STAS 3300/3-85 pentru caracteristicile fizico-mecanice ale terenului natural considerând o fundație echivalentă cu latura $B = \sqrt{S_i}$.

Calculul elementelor de talpă cu bulb din material granular la bază se face conform schemei din fig.5.5. Dimensiunile bulbului din material granular, respectiv dimensiunile zonei de îndesare, se pot considera după cum urmează:

- dimensiunile bulbului:

$$r_b = (0,6 \dots 0,85) d_m \quad (5.12.)$$

$$h_b = (0,8 \dots 1,00) d_m \quad (5.12.)$$

- dimensiunile zonei îndesate:

$$r_i = (1,5 \dots 1,7) d_m \quad (5.13.)$$

$$h_i = (2,0 \dots 2,5) d_m \cdot h_b \quad (5.14)$$

Verificarea presiunilor la nivelul secțiunii I-I se face calculând presiunile P_1 , P_2 cu relația (5.1.) care trebuie să satisfacă condițiile 5.2....5.5.

La nivelul secțiunii II-II presiunea p_3 se calculează cu relația:

$$P_{3ef} = \frac{P + G_b + G_f}{S_b} \quad (5.15)$$

unde: G_b – greutatea bulbului

$$G_b = 0,9 \frac{\pi d_b^2}{4} \cdot h_b$$

Presiunea p_3 trebuie să satisfacă condițiile:

- pentru gruparea fundamentală

$$p_{3ef} \leq p_{pl\hat{i}} \quad \text{sau} \quad (5.16)$$

$$p_{3ef} \leq p_{conv}$$

-pentru gruparea specială

$$p_{3ef} \leq p_{cr\hat{i}} \quad \text{sau} \quad (5.17.)$$

$$p_{3ef} \leq 1,2 p_{conv\hat{i}}$$

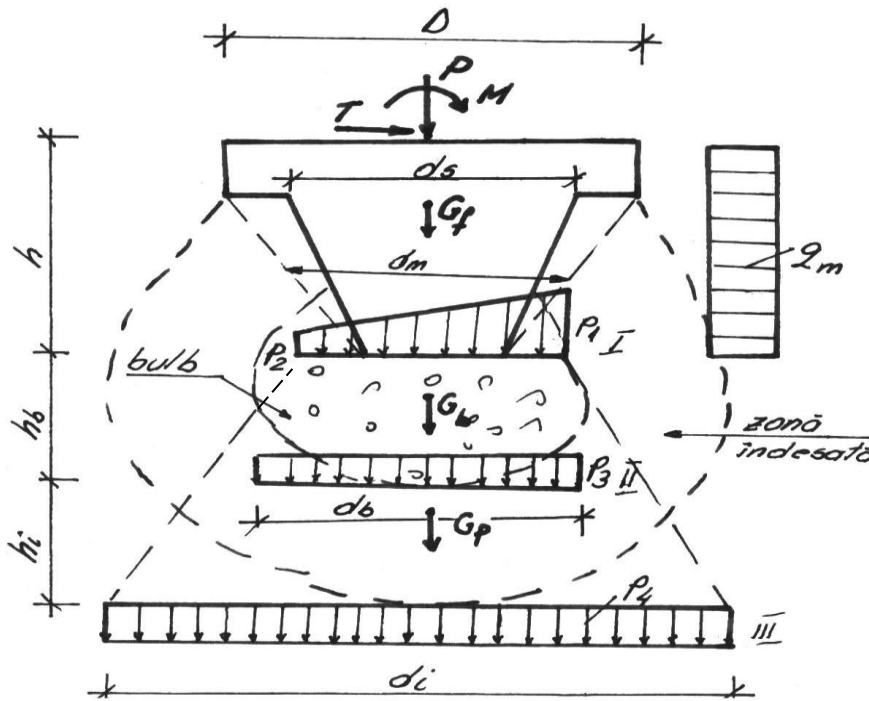


Fig 5.5 Schemă de distribuire a eforturilor

Calculul presiunii de plasticizare, respectiv a. Presiunii critice se va efectua

pentru o fundație echivalentă cu latura $B = \sqrt{\frac{\pi d_b^2}{4}}$

Verificarea presiunilor la nivelul bazei zonei îndesate (secțiunea III-III) se face calculând presiunea p_4 cu relația:

$$p_{4ef} = \frac{P + G_f + G_b + G_p}{S_i} \quad (5.18)$$

și trebuie să satisfacă condițiile (5.9) sau (5.10).

Capacitatea portantă a fundațiilor de suprafață realizate în gropi ștanțate, la sarcini orizontale se verifică cu relația:

$$p_{cr} = K_{cr} \cdot q_m \cdot h \geq T + \frac{M}{h} \quad (5.19)$$

în care:

k_{cr} – coeficientul condițiilor de lucru egal cu 0,8:

$$q_m = a + 0,4 \cdot p \quad (a=60 \text{ KN/m}^2; p = \frac{N + G}{\pi \cdot d_m^2}) \text{ presiunea reactivă pe}$$

suprafața laterală a elementului.

B. Calculul capacității portante a elementelor de talpă ET₄....ET₆ cu fundații stanțate de adâncime mijlocie ($h/d_m > 1,5$)

Capacitatea portantă la compresiune a elementelor de talpă cu bulb se consideră ca fiind valoarea minimă dintre:

- Capacitatea portantă a materialului îndesat din bulb R_1 (secțiunea I-I fig.5.6.);
- Capacitatea portantă a pământului îndesat aflat sub baza elementului de talpă R_2 (secțiunea II-II fig.5.6.a);
- Capacitatea portantă a terenului natural de sub zona de îndesare, R_3 (secțiunea III-III fig.5.6.)

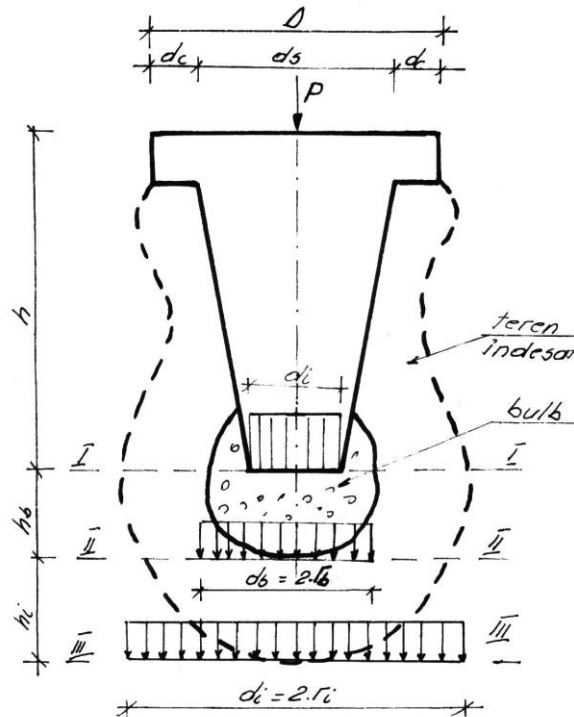


Fig.5.6 Schemă de calcul

Capacitatea portantă a materialului îndesat din bulb se va determina în secțiunea I-I cu relația:

$$R_1 = K_1 \cdot m_1 \cdot p_1 \cdot S_1 \quad (5.20)$$

în care:

$K_1 = 0,8$ - coeficient de neomogenitate;

$m_1 = 1,0$ - coeficient al condițiilor de lucru;

p_1 - rezistența de calcul a materialului rigid din bulb, considerată egală cu 10.000 KP_a pentru balast, piatră spartă și refuz de ciur și 5000 KP_a pentru nisipul grosier.

$$S_1 = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} - \text{aria secțiunii transversale a elementului de talpă la vârf, în m}^2$$

Capacitatea portantă a terenului îndesat din limitele zonei îndesate, se determină în secțiunea II-II cu relația:

$$R_2 = K_2 = \{m_2 \{p_2 s_b + p_2' s_c + p_2'' (s_d - s_i) + m_2' U_{med} \sum f_i h_i\} \} \quad (5.21)$$

$K=0,7$ coeficient de neomogenitate

$m_2=1$; $m_2' = 0,8$ coeficienți ai condițiilor de lucru;

p_2 = capacitatea portantă a terenului îndesat calculată cu relațiile 5.23 și 5.24 folosind parametrii rezistenței la forfecarea ϕ și C , rezultați sin STAS 3300/1-85 în funcție de indicele porilor e_i (rel.5.7.); I_c și I_p pentru o adâncire egală cu $h + h_b$.

$S_b = \pi \cdot r_b^2$ - aria secțiunii transversale a bulbului în m^2 . Raza bulbului se calculează cu relația:

$r_b = K \cdot \sqrt[3]{V_b}$, în care K - coeficientul care ține seama de forma bulbului și se determină pe baza fig.5.7. și 5.8., iar V_b - volumul de materiale din bulb.

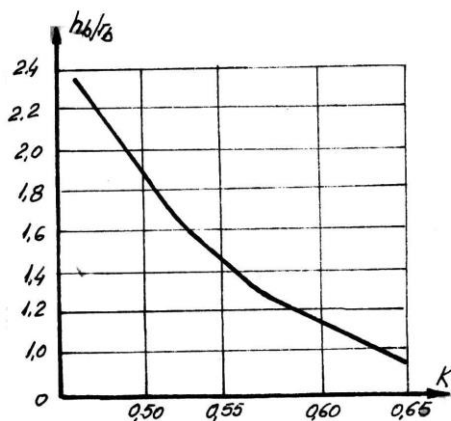


Fig.5.7. Schemă de calcul a coeficientului K

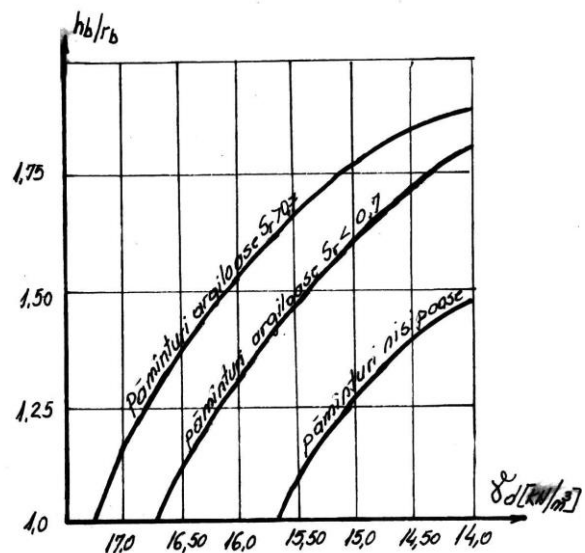


Fig5.8. Grafice pentru stabilirea semiaxelor (h_b/r_b) ale bulbului

U_{med} – perimetrul secțiunii transversale la mijlocul înălțimii elementului de talpă, în m;

f_i – perimetrul de calcul pe suprafața laterală a elementului, corespunzătoare stratului i , în KPa determinată conf. STAS 2561/3-83;

h_i – înălțimea din fișa elementului, aflată în contact cu stratul i ; m;

$S_c = \pi / 4 (D^2 - d_s^2)$ - aria secțiunii consolei plăcii antirefulante în m^2 ;

$S_d = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$ - aria secțiunii transversale la partea superioară a elementului de talpă în m^2 ;

$S_i = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4}$ - aria secțiunii transversale la partea inferioară a elementului de talpă în m^2 ;

P_2', P_2'' - capacitatea portantă a terenului îndesat calculată la baza consolei, respectiv la mijlocul înălțimii elementului de talpă, corespunzător lui d_m unde:

$$d_m = \frac{d_s + d_i}{2} \text{ (poate fi } P_{conv}; P_{p1}; P_{cr})$$

Capacitatea portantă a elementului de talpă determinată în funcție de capacitatea portantă a terenului natural la contactul cu zona de teren îndesat se determină în secțiunea III-III (fig.5.6.) cu relația:

$$R_3 = K_b \left[m_3 P_3 S_i + m_3' U_{med} \sum f_i h_i + m_3'' (S_d - S_i) P_3'' \right] \quad (5.22)$$

$K_3 = 0,7$ - coeficient de neomogenitate;

m_3 - coeficient al condițiilor de lucru dat, în tabelul 5.1. în funcție de înălțimea elementului de talpă;

P_3 - capacitatea portantă a terenului natural, în KPa calculată cu relațiile 5.23 și 5.24;

$S_i = \pi r_i^2$ aria secțiunii transversale a zonei îndesate. Raza zonei îndesate se determină cu relația $r_i = \eta \cdot r_b$, unde η se obține pe baza graficelor din fig.5.9. în funcție de γ_d și γ_{d_i} ;

$m_3' = 0,8$; $m_3'' = 1$ - coeficienți ai condițiilor de lucru;

U_{med} ; f_i ; h_i ; S_d ; S_i și P_3'' = au aceleași semnificații ca în relația 5.21.

Tabelul 5.1. Valorile coeficientului m_3

h(m)	2,0	2,5	3,0	3,5
m_3	1,0	1,2	1,4	1,6

Capacitatea portantă a zonei îndesate (P_2) și capacitatea portantă a terenului natural (P_3) se calculează cu relațiile:

- pentru construcții fără subsol:

$$P_2(P_3) = m_1 (\gamma \cdot B \cdot N_1 + qN_2 + CN_3) \quad [\text{KPa}] \quad (5.23)$$

- pentru construcții cu subsol:

$$P_2(P_3) = m_1 \left(\gamma \cdot B \cdot N_1 + \frac{2q_1 + q_i}{3} N_2 + CN_3 \right) \quad [\text{KPa}] \quad (5.23)$$

în care:

m_1 - 1,1 coeficient al condițiilor de lucru;

γ - media ponderată a greutatei volumice de calcul a straturilor de sub nivelul secțiunii III-III cuprinse pe o adâncime $h_i = 2 r_i \cdot h_b$, în KN/m^3 ;

$B = 1,77 \pi_c$ - dimensiunea laturii echivalente, în m;

q - suprasarcina de calcul la nivelul secțiunii III-III lateral față-de fundație, în KN/m^2 ;

q_1, q_i - suprasarcina de calcul la nivelul secțiunii III-III la exteriorul și respectiv interiorul elementului de talpă;

π_c - valoarea de calcul a coeziunii;

N_1, N_2, N_3 - coeficienți adimensionali $f(\Phi)$ dați în STAS 3300/1-85.

Pentru verificarea la stare limită de capacitate portantă, la gruparea specială, presiunea p_3 , se va calcula cu relația:

$$P_3 = \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q + C \cdot N_c \cdot \lambda_c \quad [\text{KPa}] \quad (5.25)$$

unde:

$\lambda = 0,6$; $\lambda_q = \lambda_c = 1,3$ - coeficienți de formă

N_γ, N_q, N_c - coeficienți conform STAS 3300.

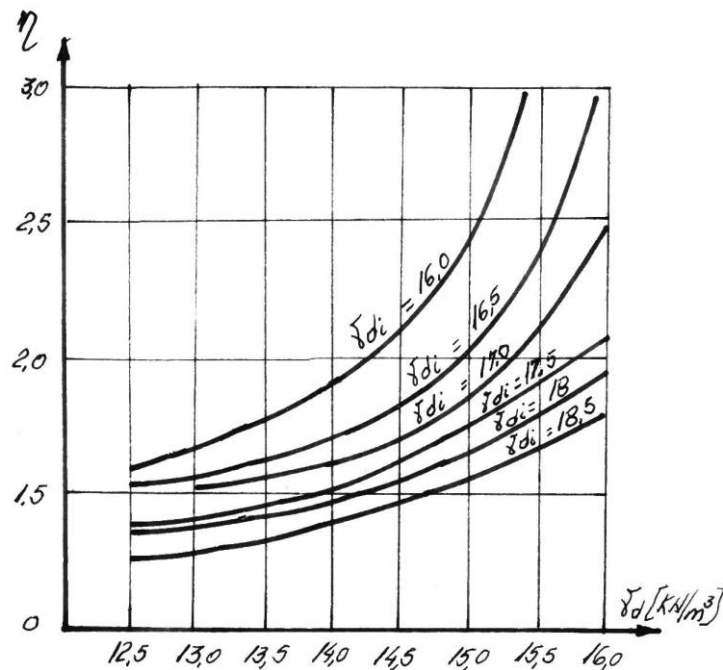


Fig.5.9. Grafice pentru determinarea coeficientului

Capacitatea portantă la compresiune a elementului de talpă cu bulb din material granular compacta este dată de relația:

$$R = \min (R_1, R_2, R_3) \quad (5.26)$$

Capacitatea portantă la compresiune a unui element de talpă fără bulb din materiale granulare se determină ca valoare minimă dintre:

- capacitatea portantă a pământului îndesat din limitele zonei îndesate (R_2);
- capacitatea portantă a terenului natural de sub zona îndesată (R_3)

Calculul lui R_2 și R_3 se face cu relațiile 5.21. și 5.22 cu următoarele deosebiri:

În relația 5.21, în loc de S_b , (aria secțiunii bulbului) se va introduce

$S_{med} = \frac{\pi \cdot d_m^2}{4}$ - aria secțiunii medii a elementului de talpă, verificarea făcându-se în

secțiunea I-I (fig.5.10).

Pentru verificarea capacității portante din condiția de capacitate portantă a terenului natural la nivelul secțiunii II-II, h_b și d_i pentru zona compactată se consideră:

- în adâncime $h_i = (1,5 \dots 1,6) d_m$
- lateral $d_i = (2 \dots 2,2) d_m$

Valoarea capacității portante a terenului natural se determină cu relația 5.23, 5.24 sau 5.25.

Capacitatea portantă la compresiune a elementului fără bulb la bază se stabilește cu relația:

$$R = \min (R_2 : R_3) \quad [\text{KN}] \quad (5.27)$$

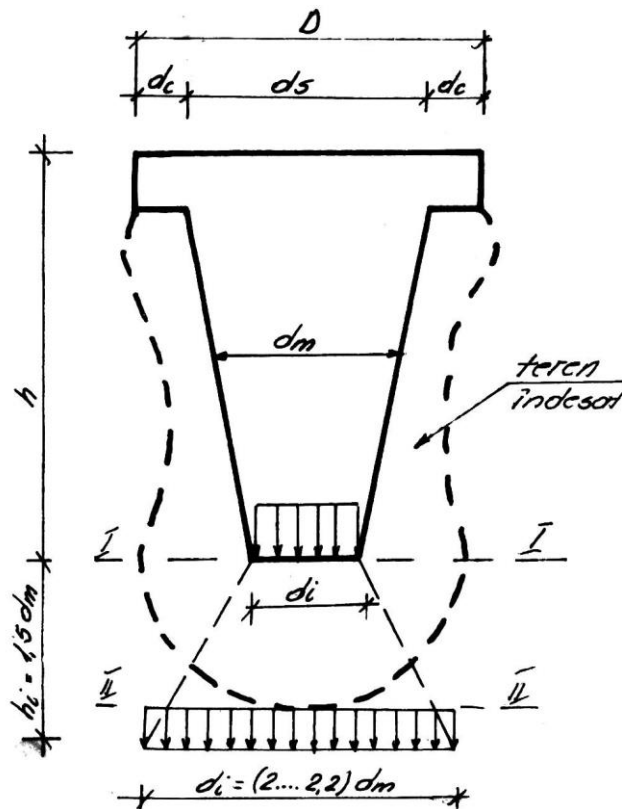


Fig.5.10. Schemă de calcul

5.2.3.2. Metode experimentale de determinare a capacității portante

În vederea aprecierii capacității portante a elementelor de reazem (talpă), s-a pornit de la ideea că încercările experimentale ce se fac pentru piloți, pot fi aplicate și pentru acesta. În acest sens, se propun două metode cunoscute și care se pretează situației (statică și penetrare).

A. Determinarea capacității portante pe bază de încercări statice de probă

Capacitatea portantă a unui element de talpă solicitat la compresiune axială se determină cu relația 5.28:

$$R = K \cdot m \cdot P_{cr} \text{ [kN]} \quad (5.28)$$

unde: $K = 0,7$ - coeficient de neomogenitate;

$m=1$ coeficient al condițiilor de lucru, iar

P_{cr} - încărcarea critică în KN a elementului de talpă determinată prin încercări de teren, astfel:

- încercarea statică la compresiune pe elemente de probă, efectuată conform punctului 5.2. din STAS 2561/2-83 (NP 045 - 2000);

B. Determinarea capacității portante pe baza rezultatelor de penetrare statică

Capacitatea portantă a elementelor de talpă se poate determina și pe baza rezultatelor încercării de penetrare statică efectuată conform STAS 1242/6-76.

Încercarea critică patru un element de talpă tronconic cu placă antirefulantă de formă circulară se poate stabili cu relația 5.29:

$$P_{cr} p_s = A_v \cdot R_v + A_c \cdot R_c + Q_f \text{ [KN]} \quad (5.29)$$

în care:

$$A_v = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} - \text{arie la vârf a secțiunii transversale a elementului de talpă (d-}$$

diametrul bazei mici);

$$A_c = \frac{\pi}{4} (D^2 - d_b^2) - \text{aria consolei plăcii antirefulante (D - diametrul plăcii}$$

antirefulante, d_b - diametrul bazei mari a părții tronconice a elementului de talpă).

R_v, R_c - rezistențele terenului la adâncimea corespunzătoare vârfului sau bulbului, respectiv la adâncimea corespunzătoare plăcii antirefulante, care se calculează cu relațiile 5.30:

$$R_v = \alpha_v \cdot R_{p1} \text{ [KPa]; } R_c = \alpha_c \cdot R_{p2} \quad (5.30)$$

R_{p1} și R_{p2} reprezintă rezistența la înfigere pe con la penetrare statică, determinată ca o valoare medie a rezistențelor la înfigere corespunzătoare unei adâncimi egale cu $2 \cdot (h/3)$ considerând valorile măsurate pe o înălțime de $h/3$ deasupra bazei bulbului și $h/3$ sub nivelul acestuia pentru R_{p1} (h - fiind înălțimea elementului de talpă) respectiv valorile măsurate pe $2 \cdot h_c$ (h_c - înălțimea consolei) în cazul lui R_{p2} ; α_v și α_c sunt coeficienți care țin seama de natura terenului de fundare și sunt dați în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2. Coeficienți α_v, α_c

Natura terenului	α_v, α_c
Argile și marne	0,50
Prăfuri	0,45
Nisipuri	0,40
Pietrișuri	0,35

Q_f este încărcarea critică corespunzătoare capacității portante la frecare pe suprafața laterală a elementului de talpă și, se determină cu relația:

$$Q_f = U_{med} \sum f_i \cdot l_i \quad [\text{KN}] \quad (5.31)$$

în care:

$$- U_{med} = \pi d_m = \pi \frac{d_s + d_i}{2} \quad [\text{m}] \quad - \text{perimetrul secțiunii medii}$$

- f_i – e unitară mobilizată în stratul i în KPa;

- h_i - grosimea stratului i .

Frecarea unitară mobilizată pe suprafața laterală se calculează cu relația:

$$f_i = \alpha_e \cdot \frac{R_p}{a_s} \quad \text{KPa} \quad (5.32)$$

unde: $\alpha_e = 1,25$ - coeficient ce ține seama de efectul de îndesare al terenului în urma procesului de ștanțare;

a_s - coeficient ce ține seama de natura terenului (tab.5.3)

Se recomandă ca valoarea frecării mobilizate pe suprafața laterală a elementului de talpă să nu depășească 120 KPa. Capacitatea portantă la sarcini verticale a elementului de talpă, pe baza încercării de penetrare statică se obține cu relația:

$$P = L \cdot m \cdot P_{cr ps} \quad \text{KN} \quad (5.33)$$

unde: $K = 0,7$ coeficient de neomogenitate;

$m = 0,7$ coeficient al condițiilor de lucru.

Tabelul 5.3 Coeficientul a_s

natura terenului	a_s
argilă și marnă	50
praf, argilă nisipoasă, nisip argilos	60
nisip afânat	100
nisip mediu îndesat	150
nisip îndesat, pietriș	200

5.2.3.3. Calculul tasărilor elementelor de talpă

Calculul tasărilor elementelor de talpă se face potrivit metodologiei de calcul a tasărilor fundațiilor în gropi stanțate, prin metoda însumării pe straturi elementare, în concordanță cu STAS 3300/2-85. Conform STAS 3300/2-85 tasările fundației se vor calcula cu relația:

$$s = 100 \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} \cdot h_i}{E_i} \quad (5.34)$$

în care:

β - coeficient de corecție;

σ_{zi}^{med} - efortul unitar vertical mediu al stratului elementar i ;

E_i - modulul de deformație liniară al stratului i ;

n - numărul de straturi elementare cuprinse în limita zonei de îndesare

Calculul tasărilor elementelor de talpă fără bulb din materiale granulare se face adoptând modelul fundației cu două straturi.

Conform schemei adoptate se consideră o fundație convențională cu dimensiunile secțiunii transversale egale cu dimensiunile secțiunii medii ale elementului de talpă. Pentru calculele preliminare se admite $E_b=500-600$ daN/cm² pentru nisip cu pietriș, iar pentru E_i - valorile prezentate anterior.

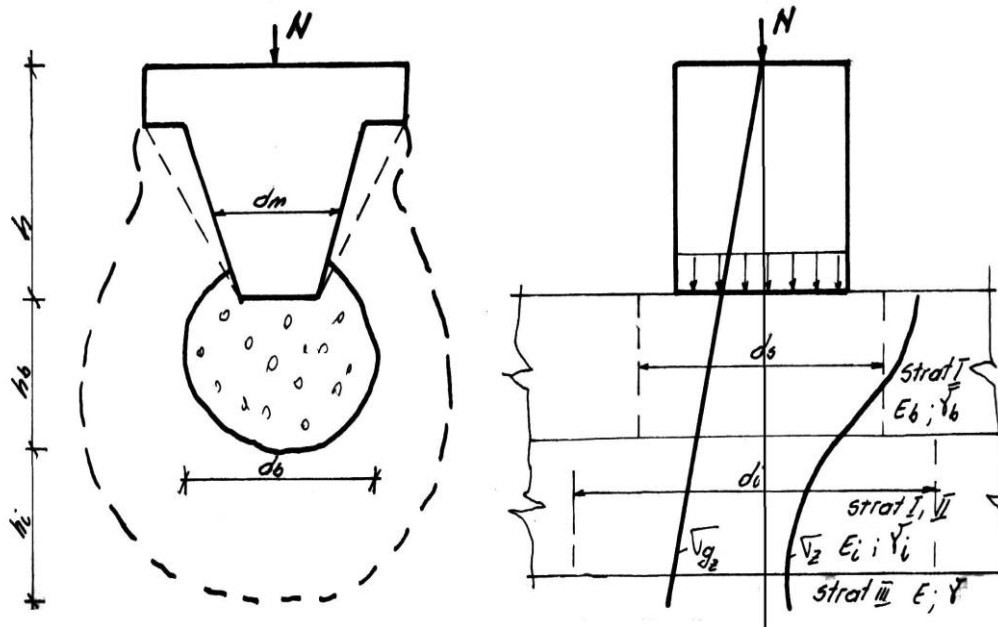


Fig.5.11. Schema de calcul a tasărilor elementelor de talpă cu bulb

Cu elementele precizate anterior, autorul definește metodologia de proiectare a elementelor de talpă.

5.3. Studii generale referitoare la calculul pereților a infrastructurii prefabricate

Alcătuirea infrastructurii blocurilor de locuințe în variantă prefabricată, are particularități de alcătuire și comportare care necesită verificări și ipoteze de calcul specifice.

Unele probleme de calcul apreciez că se pot rezolva cu metode uzuale aplicate în proiectare, folosind prescripțiile în vigoare, referitoare la evaluarea încărcărilor, dimensionarea planșeului peste subsol, etc.

Determinarea eforturilor în diafragmele longitudinale și transversale ale infrastructurii se va face cu metodele utilizate pentru structurile monolite, considerând prelungirea diafragmelor construcției până la nivelul superior al tălpii fundației.

Pentru conducerea calculului se admit următoarele ipoteze:

- calculul se consideră în domeniu elastic pentru materiale omogene;
- buiandrugi se consideră în trei ipoteze de lucru (nefisurați, fisurați și eventual articulații plastice)
- planșeele se consideră diafragme rigide și nedeformabile.

Eforturile din diafragme se calculează după formulele lui Navier și Juravski.

Verificarea îmbinărilor se face la acțiunea combinată a solicitărilor gravitaționale și orizontale, compunând eforturile unitare. Pereții subsolului se vor verifica considerând efectul flambajului și excentricitățile posibile pe direcția transversală în ipoteze cu articulații sus și jos.

Îmbinările și panourile se vor verifica pe baza metodei stărilor limită. La alcătuirea și calculul elementelor prefabricate și îmbinărilor de la infrastructură se propune să se respecte „Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea clădirilor de locuit cu structura de rezistență din panouri mari1” (P100-2006), ele satisfăcând și pentru infrastructură.

Panourile infrastructurii (cele structurale și nestrucurale) se propune a se verifica la solicitările care apar la decofrare, depozitare, transport și montaj, în calcul luându-se rezistența betonului în etapa respectivă. În cele ce urmează se face o sistematizare a etapelor proiectării pereților infrastructurii, propusă de autor.

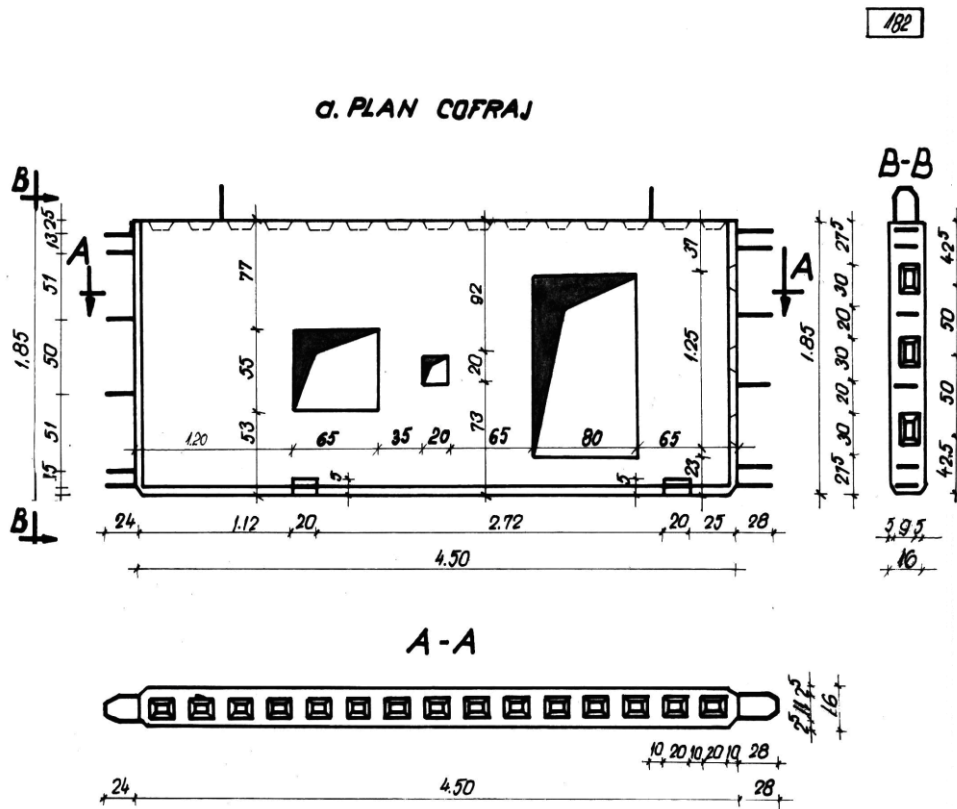
5.3.1. Alcătuirea constructivă a pereților infrastructurii

Alcătuirea de principiu a panourilor prefabricate pentru realizarea pereților infrastructurii este aceeași pentru panourile longitudinale și transversale din suprastructură, fiind alcătuite dintr-un singur strat cu rol de rezistență executat din beton armat.

La panourile cu goluri pentru instalații se asigură, buiandrugi armați corespunzător. Golurile din panourile de elevații sunt decalate față de golurile din diafragmele de la parter.

Pe conturul elevațiilor și al panourilor de planșeu peste subsol, care sunt prevăzute alveole, praguri, dinți, etc. pentru preluarea în bune condițiuni a eforturilor tangențiale ce apar la îmbinări, armarea panourilor portante se face cu armătură rezultată din calcul sau dispusă constructiv. Se folosesc pentru armare carcase prevăzute pe conturul panourilor în grosimea acestora și plase sudate STNB cu ochiuri pătrate dispuse în planul median (fig.5.12; fig.5.13). În mod justificat se

pot folosi două plase pe fețele laterale, sau carcasa întrepătrunse, pozate în grosimea prefabricatului.



CARACTERISTICI

Indicat. elem.	Volum beton (elem)	Greut. beton (elem)	Otel beton			Marca beton	Bucșă tip 462	Distanț. buc.
			OB 31 kg	PC 52 kg	STM kg			
P_6^T	1,394	3484	22,79	20,6	9,709	B 200	2	10

Fig.5.12 Panou pentru elevație (alcătuire de principiu)

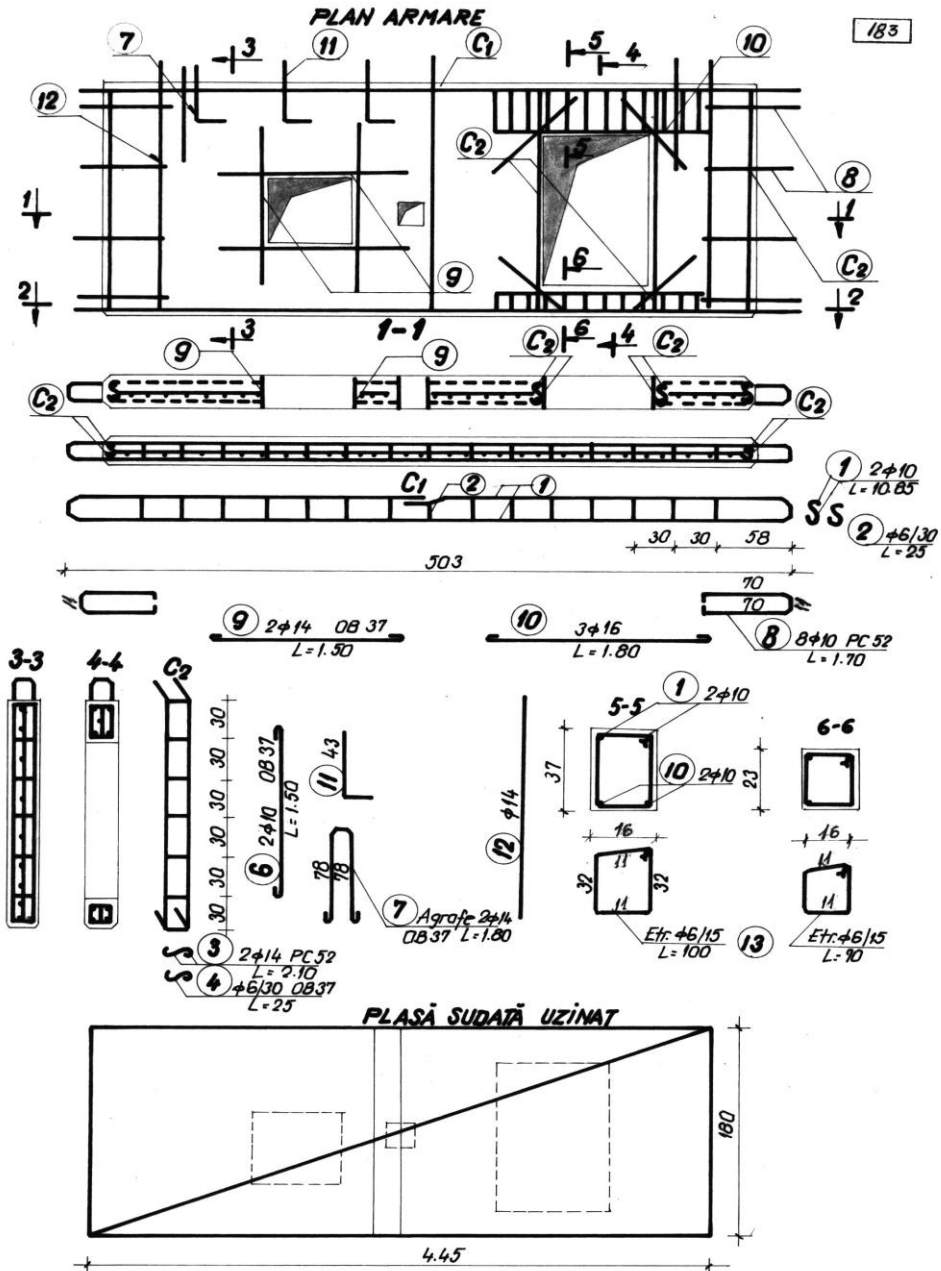


Fig.5.13 Panou pentru elevație (alcătuire de principiu)

Pentru calculul buiandrugilor panourilor de elevație, aceștia se vor considera ca elemente din beton armat, cu armaturile longitudinale prelungite față de marginea golului cu minim 40 diametre, iar criteriile se prevăd la distanțe maxime de 15 cm.

Panourile de planșeu folosite se apreciază a fi realizate sub formă de plăci plane pline, cu grosimea de 10...16 cm. Adoptarea unei grosimi de 14-16 cm prezintă următoarele avantaje:

- îmbinările orizontale realizate prin subbetonarea asigură o rigiditate de ansamblu a infrastructurii la acțiunea seismică;
- reducerea sensibilă a consumului de oțel;
- izolare fonică bună.

Pentru rezemarea provizorie a panourilor de planșeu pe elevații se pot folosi următoarele variante;

- rezemare continuă;
- rezemare cu dinți mari (3-5 dinți) pe laturile lungi;
- rezemare cu dinți deși pe toate laturile,

Armarea panourilor de planșeu se face cu plase sudate din STNB și cu mustăți din OB 37 și PC 52 pe contur.

5.3.2. Alcătuirea îmbinărilor de rezistență

Prin realizarea îmbinărilor de rezistență a elementelor prefabricate ce alcătuiesc infrastructură se urmărește realizarea unei cutii rigide, care în ansamblu să se comporte similar unei structuri monolite, cea ce obligă la realizarea unor îmbinări cu o capacitate portantă ridicată.

Îmbinările panourilor de elevații trebuie să asigure mai multe aspecte după cum urmează:

- să asigure continuitatea întregii plăci peste subsol;
- centurile orizontale și îmbinarea elevațiilor cu planșeul de la cota zero și stâlpișorii verticali la intersecția axelor construcției să creeze cutia rigidă;
- transmiterea eforturilor normale și tangențiale să fie cât mai distribuite pentru a se evita concentrările de eforturi;
- în diverse ipoteze de încercare, îmbinările trebuie să fie solicitate în domeniu elastic, pentru ca fisurile și deformațiile să fie sub limitele admise;
- eforturile de compresiune din îmbinări se transmit prin betonul de monolitizare;
- eforturile tangențiale dintre elementele prefabricate se transmit prin alveolele și pragurile distribuite în lungul îmbinărilor

Studiile făcute impun ca îmbinările orizontale cât și cele verticale să se realizeze prin monolitizare după montarea prefabricatelor, iar centura orizontală de la cota zero să se realizeze prin subbetonare după montarea pereților prefabricați de la parter.

5.4. Studiu sintetic privind tehnologia lucrărilor de realizare a infrastructurii concepute

Pentru realizarea infrastructurii concepute, s-a avut în vedere folosirea unor echipamente și utilaje existente pe șantiere, precum și executarea cât mai simplă a acestora, (acolo unde nu se găsesc). Studiile întreprinse permit a se prezenta sumar concluziile la care s-a ajuns.

5.4.1. Utilaje și echipamente folosibile la realizarea infrastructurii

Din cercetările întreprinse rezultă că pentru realizarea infrastructurii concepute sunt necesare următoarele categorii de utilaje:

a) utilaje pentru lucrări de pământ: excavator, buldozer, autobasculante, etc.

b) utilaje pentru ștanțarea gropilor elementelor de talpă (utilaje vibratoare sau instalații de ștanțare prin batere sau vibropercuții)

c) macarale pentru montarea prefabricatelor, elevații și planșee)

În cele ce urmează se fac numai puține referiri la utilajele și instalațiile pentru realizarea vibroștanțării, deoarece metoda de dată mai recentă prezentată ca echipamente și tehnologie în cap.2 dar care se consideră de autor că se pretează foarte bine la realizare. Astfel, executarea gropilor ștanțate pentru elementele de talpă necesită utilaje și instalații care să permită înfigerea și extragerea echipamentelor, cât mai ușoară, ceea ce ne realizează bine prin vibropresare sau vibropercuții.

În tabelul 5.4. se prezintă caracteristicile câtorva utilaje din România care se pot folosi la ștanțarea prin vibrare.

Tabelul 5.4. Caracteristici tehnice ale unor utilaje de ștanțare folosite în România.

Denumire utilaj	Moment static mase excentrice da N.cm	Turația excen-trici rot/min	Forța perturbatoare KN	Masă vibrator t	Putere motor KW
AVP - 1 AVPP – 1 România	1535-4000	720	845-210	4,1	55
VUB 1 M	-	730-1450	121-320 245-480	-	2x30 2x30

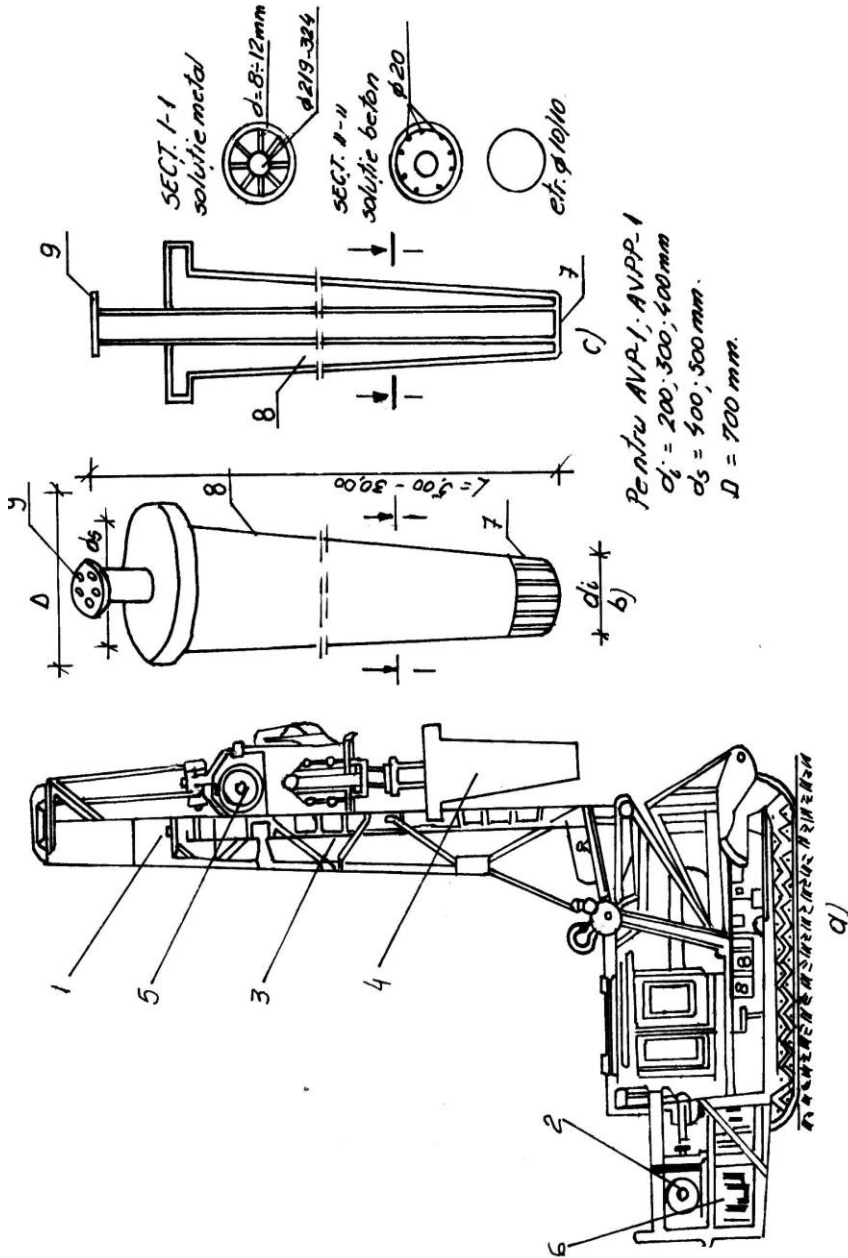


Fig.5.14. Agregatul de vibropresare AVP. 1- echipat cu vibromai
 1- lumânare; 2- traliu mecanic; 3- generator de vibrații; 4-vibromai;
 5- motor electric; 6-troliu manevră; 7-vârf plat; 8-corp vibromai ; 9-flanșă

În fig.5.14 se prezintă schema agregatului de vibropresare AVP-1 [] echipat cu vibromai, ce poate fi înlocuit cu echipamente speciale (Cap.3) pentru vibroștanțare se pot folosi și instalații, cum ar fi cea din fig. 5.15. și care poate fi asamblată pe orice șantier, fiind compus în principiu din următoarele subansambluri:

- mai metalic (1)
- cadru suport instalație (2);
- cadru de ghidaj și maiului (3);
- motor electric de antrenare al vibrogeneratorului (4);
- vibrogenerator sau dispozitiv de vibropercuție (5)

Autorul remarcă posibilitatea folosirii ștanțării folosindu-se utilaje de ștanțare prin batere. Unul din principalele avantaje ale metodei de ștanțare prin batere este acela că permite utilizarea unei game largi de utilaje aflate în dotarea majorității unităților de construcții (excavatoare, macarale, etc.). Atașarea echipamentului de ștanțare a gropii nu implică modificări ale utilajului. Schema funcțională a unui utilaj cu echipament de ștanțare prin batere este prezentată în fig.5.16.

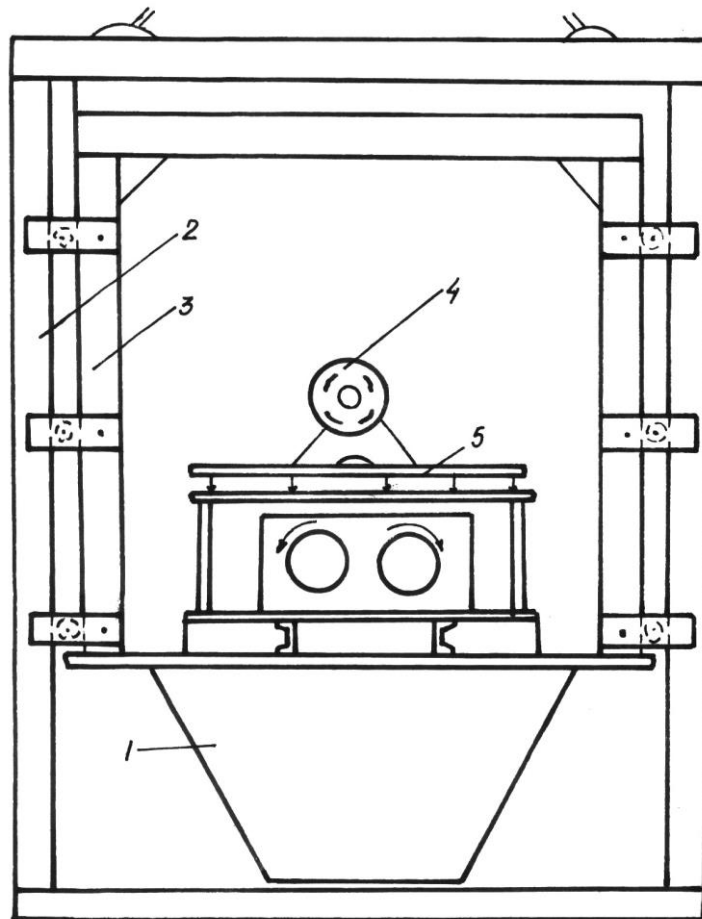


Fig.5. 15. instalație de vibroștanțare 1- mai; 2- cadru de ghidare; 3- cadru vibrator; 4- motor electric de antrenare; 5-vibrator

Cercetările arată condițiile pe care trebuie să le îndeplinească utilajele de ștanțare prin batere (pentru evitarea avarierii acestora) dintre care se menționează:

- să aibă capacitate de ridicare minimum dublă față de greutatea echipamentului;

- să asigure înălțimea de cădere a maiului adecvată cerințelor de ștanțare ($H_{\min}=4$ m) - să asigure căderea liberă a maiului fără a produce avarii echipamentului de ridicat.

Din studiile făcute folosind literatura de specialitate ca și realizări din catedră rezultă că echipamentele pentru ștanțarea gropilor necesare executării elementelor de talpă se confecționează din tablă groasă (8....20 mm) sau din beton armat turnat într-o cămășuială de metal.

Echipamentele au formă tronconică cu placă circulară la partea superioară, având forma și dimensiunile ca cele ale elementelor de talpă ce se realizează.

Dimensiunile în plan ale echipamentelor pot fi cu mai mari decât al elementelor de talpă, ceea ce face ca în acest fel gropi le ștanțate realizate vor avea dimensiuni mai mari decât elementele prefabricate, aceasta pentru a se putea introduce betonul de contact dintre element și teren, mărindu-se astfel conlucrarea.

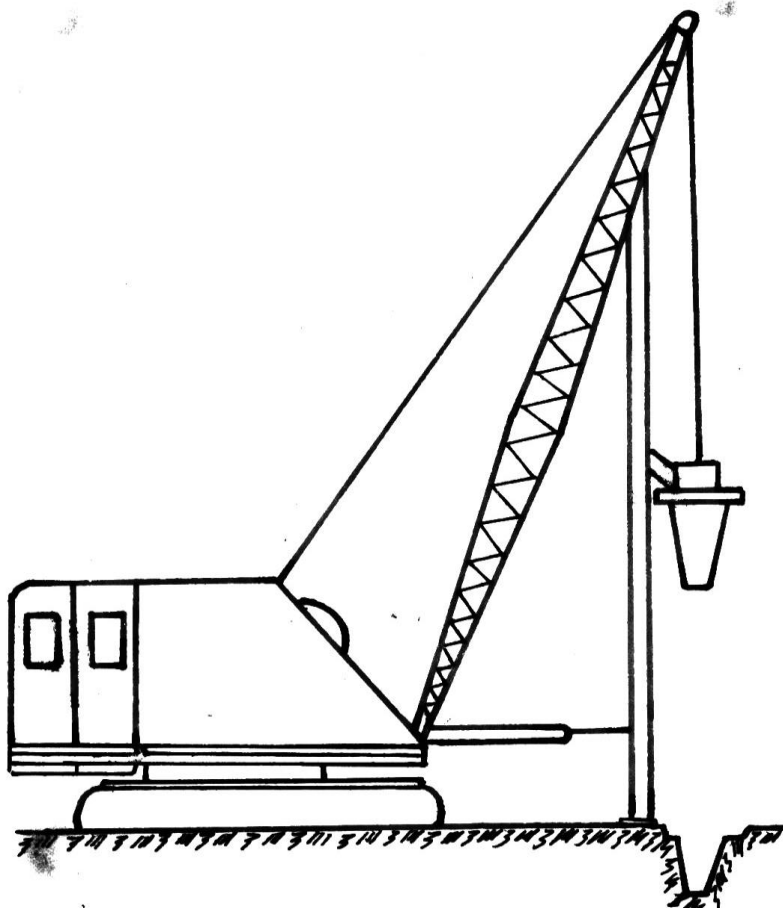


Fig.5.16. Instalație de ștanțare prin batere

5.4.2. Studii cu privire la stabilirea tehnologiilor de execuție a lucrărilor de infrastructură

Pe baza studiilor întreprinse rezultă că pentru realizarea infrastructurii în varianta tehnologică "elevații prefabricate și elemente de talpă tronconice cu placă antirefulantă de formă circulară, realizate în gropi stanțate", autorul indică următoarele categorii de lucrări:

- lucrări pregătitoare;
- stanțarea gropilor pentru elementele de talpă;
- realizarea elementelor de talpă;
- montarea prefabricatelor;
- monolitizarea îmbinărilor de la intersecții (capetele elevațiilor).

Lucrările pregătitoare se consideră indicat a fi folosite cele clasice cu unele completări ce constau în executarea următoarelor operații:

- execuția mecanizată a unei săpături generale până la cota pardoselii de la subsol;
- materializarea pe teren a axelor elementelor de talpă;
- pichetarea și țărșarea pozițiilor gropilor stanțate pentru montarea elementelor de talpă.

Prezentarea schematică a lucrărilor ce se, execută în aceasta etapă este făcută în fig.5.17.

Stanțarea gropilor apreciat (pentru structura studiată) că se poate realiza prin, batere sau vibrostanțare prin executarea următoarelor operații:

- punerea pe poziție a utilajului sau a instalației de stanțare
- stanțarea gropilor pe direcția axului elementelor de talpă;
- umplerea cu balast a gropilor stanțate și realizarea bulbului sau a bulbului și a pernei sub consola plăcii antirefulante (acolo unde aceasta se impune prin proiect)

- reluarea operațiilor 1...3 pe axul următor ș.a.m.d.

Deoarece în Cap.3. s-a prezentat amănunțit tehnologia de realizare a stanțării elementelor lungi (de adâncime) în fig.5.18 sunt prezentate schemele tehnologice de stanțare a gropilor pentru realizarea elementelor de talpă cu bulb și placă antirefulantă (de adâncime mică).

Așa cum s-a arătat în ordine cronologică urmează lucrările de montare a prefabricatelor.

Lucrările de montaj cuprind lucrările clasice de montare a prefabricatelor de la suprastructură și anume:

- montarea elementelor de talpă prefabricate în gropile stanțate (dacă nu sunt turnate monolit);
- montarea elevațiilor prefabricate, folosindu-se macaralele cu care se montează și suprastructura.

Montarea elementelor de talpă în gropile stanțate se face prin intermediul unui beton fluid, având în vedere că prefabricatul are dimensiuni cu 5-10 cm mai mici decât ale gropii stanțate. Betonul fluid are rolul de a asigura contactul dintre prefabricat și pereții gropii stanțate. La montarea elementelor de talpă se va acorda o atenție deosebită respectării cotei de montaj, controlul efectuându-se topografic. Montarea elevațiilor prefabricate se va face pe un mortar de pază, în amprente pe care elementele de talpă le au prevăzute la partea superioară. La montare se va acorda o atenție deosebită axării și poziționării corecte a elevațiilor elementare de talpa.

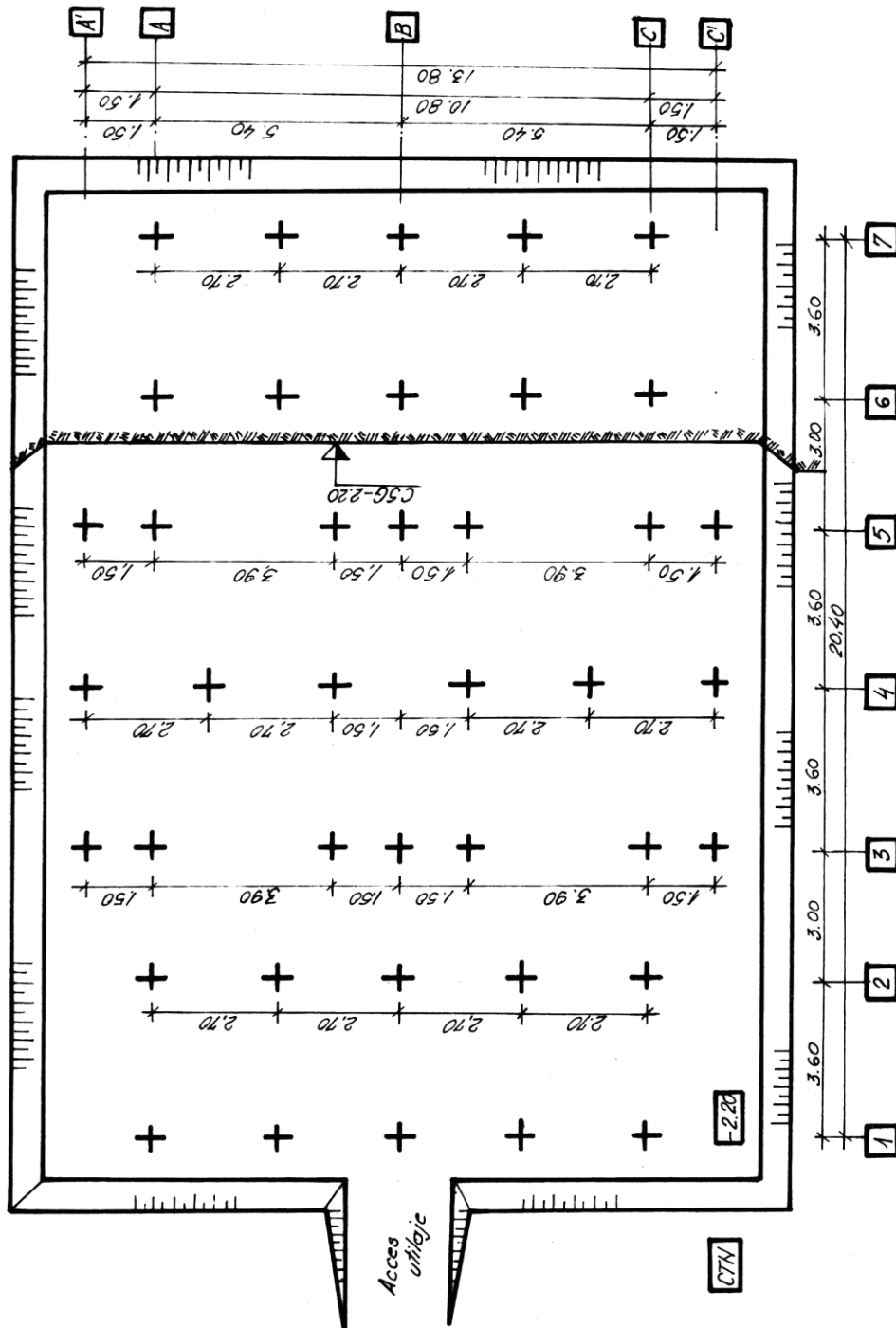


Fig.5.17. Schemă de execuție a lucrărilor pregătitoare

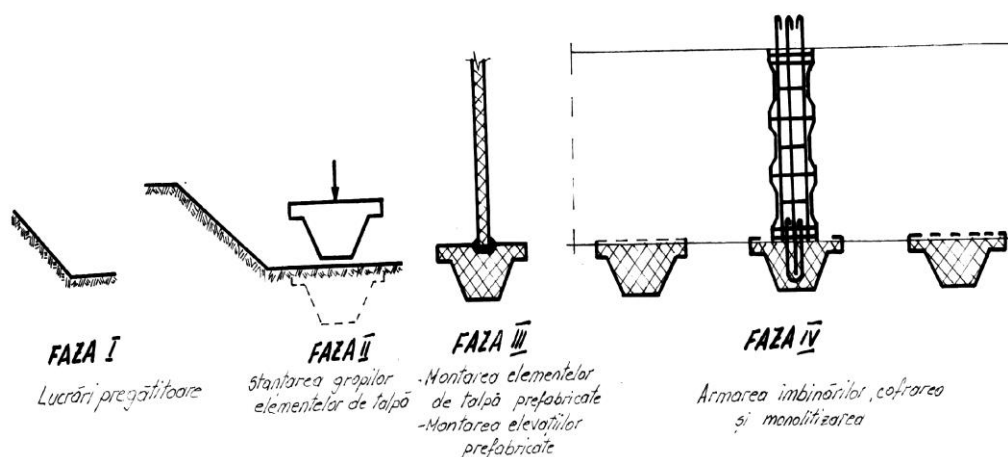


Fig. 5.18. Schema tehnologică de realizare a infrastructurii

După terminarea lucrărilor de montare a prefabricatelor se face armarea și cofrarea îmbinărilor verticale dintre elevațiile prefabricate. Monolitizarea îmbinărilor se face cu beton de monolitizare B 300 cu agregat mărunț. Pentru asigurarea compactității din monolitizare se va face vibrarea acestuia. Îmbinările orizontale de la cota zero se realizează prin subbetonare, după montarea pereților prefabricați de la parter.

În urmă cercetărilor făcute se indică schema tehnologică de realizare a infrastructurii prezentată în fig.5.18.

Pentru exemplificare se prezintă ciclul de lucrări de cotă zero pentru proiectul T 770 secțiunea Pb₂ care este prezentat în fig.5.19.

5.5. Cu privire la realizarea calității infrastructurii

În vederea realizării unor infrastructuri de calitate se consideră necesar a se prezenta unele măsuri și activități mai deosebite care să fie dirijate prin proiectare și execuție.

5.5.1. Lucrări experimentale

Pentru obținerea unor rezultate bune se consideră necesare lucrările experimentale ce se execută pentru definitivarea soluției de fundare în faza a doua de proiectare a elementelor de talpă, să fie făcute cu multă atenție și să se determina următoarele elemente:

- greutatea volumică în stare uscată γ_d umiditatea w și caracteristicile de rezistență Φ și c ale zonei îndesate;
- dimensiunile zonei compactate din jurul gropii stanțate, precum și a dimensiunilor bulbului format la bază prin îndesarea materialului de adaos;

c) efectuarea unor încercări statice de probă la încercări verticale și orizontale, pe fundații cu dimensiuni definitive;

În fiecare groapă stanțată se execută în cadrul lucrărilor experimentale câte o penetrare dinamică și câte una în teren natural, alăturat.

Pe baza încercărilor de penetrare dinamică corelate cu valorile greutateii volumice în stare uscată, determinate prin executarea a două sondaje deschise, unul în teren compactat și unul în teren natural alăturat pe o adâncime minimă $2 d_m$ și prelevarea de probe din $0,20$ în $0,20$ m se întocmește diagrama etalon care se utilizează la controlul calității lucrărilor. Cu valorile determinate ale lui γ_d pentru zona îndesată se construiesc grafice de variație ale acesteia

Studiile făcute duc la necesitatea de realiza și încercări statice de probă executate în vederea determinării capacității portante a elementelor de talpă ale căror dimensiuni s-au stabilit în faza preliminară de proiectare. Încercările făcute trebuie să depășească cu cel puțin 25% valorile stabilite prin proiectare, ce trebuie preluate și transmise la teren, iar aplicarea se face în trepte de $0,1$ din sarcina din proiect. În concret capacitatea portantă pe baza încercărilor statice de probă se recomandă să se facă în conformitate cu STAS 2651/2-83 determinând încărcarea de rupere P_r , considerată atinsă când tasarea este mai mare decât $1/10$, din diametrul mediului al secțiunii transversale a elementului de talpă sau când în decurd de 24 an nu se obține condiția de stabilizare.

Pe baza lui P_r se determină P_{cr} ca fiind treapta premergătoare treptei de rupere.

Valoarea capacității portante se calculează cu relația:

$$P = K_m \cdot P_{cr} \quad (5.35)$$

În cazul în care nu se poate atinge încărcarea la rupere P_r și nu se poate stabili P_{cr} capacitatea portantă se calculează pe baza curbei de încărcare tasare, fiind definită drept încărcarea pentru care:

$$S \leq \eta S_{adm} \quad (5.36)$$

unde:

S_{adm} - tasarea admisibilă a construcției stabilită în conformitate cu STAS 3300/2-85, iar ($\eta = 0,2$ pentru $d_m \leq 1,2m$ $\eta = 0,3$ pentru $d_m > 1,2$ m) coeficient care face trecerea de la tasarea construcției la tasarea elementului de talpă experimental.

Pentru susținerea și verificarea valorilor obținute se recomandă ca la încheierea încercărilor experimentale să se întocmească un referat de experimentare care trebuie să cuprindă:

- schema amplasării poligonului experimental și a gropilor stanțate;
- tehnologia de stanțare utilizată;
- chema de prelevare a probelor și de dispunere a penetrărilor dinamice sau statice;
- rezultatele determinării greutateii volumice în stare uscată γ_d , și graficele de variație pe verticală ale acesteia (fig.5.19) și dimensiunile zonei compactate și ale bulbului;
- valorile caracteristicilor de rezistență Φ și c ale terenului îndesat și indicarea valorilor γ_d , pentru care au fost determinate;
- rezultatele încercărilor statice de probă pe fundații, cu dimensiuni definitive.

În urma efectuării lucrărilor experimentale se trece la etapa a doua de proiectare.

Dacă rezultatele încercărilor experimentale efectuate pe elemente de talpă cu dimensiunile stabilite în etapa I-a de proiectare sunt corespunzătoare și acestea asigură preluarea și transmiterea încărcărilor, soluția stabilită în etapa I-a rămâne definitivă. În caz contrar, se poate proceda în două moduri:

- se execută la baza fundațiilor un bulb din material granular;
- se reproiectează fundațiile prin mărirea dimensiunilor acestora.

Cum diametrul bazei mari este limitat de caracteristicile tehnice ale utilajului de ștanțare, se mărește diametrul bazei mici și înălțimea elementului de talpă. În etapa a II-a de proiectare se stabilește soluția definitivă și se elaborează caietul de sarcini, adică se precizează toate obligațiile pe care le cere executantul în vederea realizării soluției studiate, specifică stratificației din amplasament.

5.5.2. Elementele ce trebuie precizate în Caietul de sarcini.

Pentru a contribui la obținerea unei calități corespunzătoare cerințelor se apreciază că documentația de execuție trebuie să cuprindă și un caiet de sarcini care să particularizeze prevederile paragrafului de față care se vor preciza conform condițiilor concrete ale amplasamentului respectiv. Caietul de sarcini ce se întocmește trebuie să conțină următoarele capitole:

1. Prevederi generale - care să prezinte stratificația terenului, caracteristicile de rezistență ale terenului de fundare, precum și soluția de fundare.
2. Amenajarea terenului și lucrări pregătitoare în cadrul căruia se vor prezenta operațiile necesare pregătirii amplasamentului în vederea executării în condiții optime a elementelor de talpă.
3. Utilajul sau instalația de ștanțare în care se descriu caracteristicile tehnice ale acestora și dimensiunile echipamentului de ștanțare.
4. Tehnologia de execuție a elementelor de talpă, capitol în care se descriu, fazele tehnologice de realizare a gropilor elementelor de talpă și de montare a prefabricatelor. Se vor indica toate operațiile necesare executării lucrărilor ciclului de cota zero.

Se consideră util a se preciza documentele care se vor întocmi pe parcursul lucrării în care se vor consemna: timpul de execuție al ștanțării, calitatea materialului de adaos, adâncimea amprenteii și configurația generală a acesteia.

5. Condiții tehnice de calitate - în acest capitol se va prezenta întregul program de testare a calității terenului înainte și după executarea elementelor de talpă prin penetrări dinamice, statice și încercări de capacitate portantă. Se vor preciza de asemenea condițiile de recepționare a lucrărilor.

6. Măsuri de protecția muncii - capitol în care se vor preciza atât instrucțiunile generale de protecția muncii pentru lucrări de fundații cât și măsurile suplimentare necesare realizării prin ștanțare a gropilor pentru elementele de talpă.

5.5.3. Precizări utile cu privire la controlul calității lucrărilor infrastructurii realizate

Deși în genere cunoscute se consideră indicat a se preciza că în timpul executării gropilor ștanțate se va verifica vizual starea pereților gropilor și păstrarea

configurației geometrice a acesteia. De asemenea, la fiecare ștanțare se va măsura timpul de înfigere a meului sau numărul de lovituri și se va verifica atingerea cotei de fundare indicată prin proiectare și îndeplinirea condițiilor de atingere a refuzului stabilit experimental.

În cazul elementelor de talpă cu bulb se va verifica pe tot timpul execuției, calitatea materialului de adaos (refuz de ciur, balast nisip, zgură, etc.) care să corespundă condițiilor de calitate precizate prin proiectie. Volumul materialului de adaos introdus și îndesat se va înscrie în registrul de evidență a lucrărilor.

În fundul fiecărei gropi ștanțate se execută câte o penetrare dinamică pe adâncimea $2 d_{med}$ care se compară cu diagrama etalon întocmită conform celor prezentate.

Prin sondaj se vor preleva probe conform punctului 5.5.1. pentru determinarea dimensiunilor zonei de îndesare și a valorilor volumice în stare uscată γ_d și a caracteristicilor de rezistență Φ și c ale terenului compactat.

Rezultatele se vor compara cu valorile obținute în urma încercărilor experimentale și a graficelor construite conform punctului 5.5.1.

Recepția lucrărilor se efectuează pe baza următoarelor documente:

- a) referatul de efectuare a lucrărilor experimentale întocmit conform punctului 5.1;
- b) schema de dispunere în plan a gropilor ștanțate
- c) registrul de execuție și evidență zilnică a gropilor ștanțate.

Recepția lucrărilor de infrastructură se bazează pe elementele de mai sus la care se adaugă:

- d) planul fundațiilor pe obiect;
- e) rezultatele încercărilor de laborator, efectuate pe probe din betonul de contact și din betonul de monolitizare a prefabricatelor.
- f) certificatele de calitate ale elementelor de talpă și ale elevațiilor prefabricate.

5.5.4. Măsuri de tehnica securității muncii

Studiile impun ca în timpul realizării lucrărilor de infrastructură să respecte următoarele norme și prescripții:

- norme republicane de protecția muncii aprobate de Ministerul Muncii și Ministerul Sănătății cu nr.34/1975 și 60/1575;
- norme de protecția, muncii în activitatea de construcții montaj aprobate de M.C.Ind. cu ordinul nr.1235/D-1980.

În funcție de condițiile specifice ale amplasamentului se vor lua suplimentar următoarele măsuri:

- personalul de deservire a instalațiilor tehnice să cunoască tehnologia de execuție a infrastructurii și instrucțiunile cuprinse în cartea tehnică a utilajelor aferente acesteia;
- se va verifica periodic: starea tehnică a utilajelor de ștanțare și de montaj a prefabricatelor, starea cablurilor electrice;
- în zona de lucru a utilajelor se vor monta plăcuțe avertizoare privind deplasarea persoanelor;
- personalul muncitor care realizează operațiile cuprinse în ciclul tehnologic nu trebuie să staționeze în preajma utilajelor și a echipamentelor de lucru;
- întregul personal va fi instruit lunar.

Ținând seama de realizarea unei soluții noi se apreciază a se da o mare atenție aspectelor menționate anterior.

5.5.5 Prezentare sintetică de proiectare a unor elemente de talpă

Având în vedere soluția concepută (montarea ei), pentru a putea fi stimulată aplicarea în cele ce urmează se va calcula capacitatea portantă a elementelor de talpă ET₆, cu bulb din balast la bază pentru proiectul T 770 secțiunea Pb₂.

Terenul de fundare este alcătuit dintr-un nisip argilos cu $\gamma = 17,2 \text{ KN/m}^3$, $W\% = 16\%$; $e = 0,70$; $W_L = 24\%$; $W_p = 12\%$; $\gamma = 26,5 \text{ KN/m}^3$; $\Phi = 18^\circ$ și $C = 16 \text{ KPa}$.

Calculul caracteristicilor geotehnice ale:

a) terenului natural

$$S = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,16 \cdot 26,5}{0,79 \cdot 10} = 0,536; \quad (5.37)$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,79}{1+0,79} = 0,44; \quad n=44\%; \quad (5.38)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{W}{100}} = \frac{17,2}{1 + \frac{16}{100}} = 14,8 \text{ KN/m}^3; \quad (5.39)$$

$$I_p = W_L - W_p = 24 - 12\%;$$

$$I_c = (W_L - W) / (W_L - W_p) = (24 - 16) / (24 - 12) = 0,67; \quad \text{conform STAS 3300/I-85};$$

$$E = 12800 \text{ KPa}$$

b) terenului îndesat de sub bulb

$$\gamma_{di} = 1/2 \left(\gamma_d + \frac{S_r \cdot \gamma_s \cdot \gamma_w}{S_r \cdot \gamma_w \cdot \gamma_s \cdot W} \right) = 16,4 \text{ KN/m}^2; \quad (5.40)$$

$$W_i\% = \frac{\gamma_d}{\gamma_{di}} W\% = 14,4; \quad (5.41)$$

$$n_i = 1 - \frac{\gamma_{di}}{\gamma} = 0,38; \quad n_i = 38\%; \quad (5.42)$$

$$e_i = \frac{\gamma_s - \lambda_{di}}{\gamma_{di}} = 0,61; \quad (5.43)$$

$$I_{ci} = \frac{W_L - W_i}{W_L - W_p} = 0,80; \quad E = 25000 \text{ kPa (conf.tab.9 din STAS 3300)}$$

Calculul dimensiunilor bulbului și a zonei de teren compactat

Volumul de material de adaos, apreciat ca fiind necesar va fi: $V_b = 0,8 V = 0,70 m^3$;

În funcție de natura și caracteristicile terenului rezultă:

- $\frac{h_b}{f_b} = 1,62$ – (din fig.5.8.);
- $K = 0,525$ - (din fig.5.7.);
- $r_b = K \cdot \sqrt[3]{V_b} = 0,525 \cdot \sqrt[3]{0,70} = 0,47 m$; (5.44)

Va rezulta:

$$h_b = 1,62 \cdot \sqrt{r_b} = 0,76 m; \quad (5.45)$$

$$S_b = \pi \cdot r_b^2 = \pi \cdot 0,47^2 = 0,69 m^2; \quad (5.46)$$

Din figura 5.9. pentru $\gamma_d = 14,8 KN/m^3$ și $\gamma = 16,4 KN/m^3$ rezultă:

- $\eta = 2,17$;
- $r_i = r_b = 1,02 m$;
- $h_i = 2 r_i - h_b = 1,28 m$;
- aria secțiunii transversale maxime în plan orizontal al zonei compactare:

$$S_i = \pi \cdot r_i^2 = 3,27 m^2;$$

Calculul capacității portante a elementelor de talpă

a) la nivelul vârfului elementului de talpă.

Cu relația 5.20 se determină capacitatea portantă din condiția de rezistență a materialului de adaos din bulb:

$$R_1 = K_1 \cdot m_1 \cdot p_1 \cdot A_i = 0,8 \cdot 1 \cdot 10000 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,4^2}{4} = 1004,8 KN; \quad (5.47)$$

b) la nivelul bazei bulbului

Capacitatea portantă a terenului compactat de sub bulb se determină cu relația 5.21. pentru $I_p = 12\%$; $I_{cl} = 0,80$ și $e_i = 0,61$.

Conform anexei C din STAS 3300/I-85 rezultă $\Phi_i = 20^0$; $C = 21 KPa$; $N_1 = 0,51$; $N_2 = 3,06$ și $N_3 = 5,66$.

Aplicând relația 5.23 se obține:

$$P_2 = 1,117,2 \cdot 0,83 \cdot 0,51 + 17,2 \cdot (0,5 + 2,50 + 0,76) \cdot 3,06 + 21 \cdot 5,66 = 356 KPa;$$

$$P_2'' = 1,117,2 \cdot 0,78 \cdot 0,51 + 17,2 \cdot (0,50 + 0,20) \cdot 3,06 + 21 \cdot 5,66 = 161,92 KPa;$$

$$P_2''' = 1,117,2 \cdot 0,6 \cdot 0,51 + 17,2 \cdot (0,50 + 2,50/2) \cdot 3,06 + 21 \cdot 5,66 = 216,12;$$

Conform STAS 2561/3-83 pentru adâncimea mediei $D + h/2 = 1,25 m$ rezultă $f_i = 25,4 KPa$. Capacitatea portantă a elementelor stanțate luând în

considerare capacitatea portantă a terenului de la nivelul bulbului se face cu relația 5.21.

$$R_2 = K_2 \cdot m_2 \cdot P_2 S_b + P_2' S_c + P_2'' (S_d - S_i) + m_2' U_{med} \cdot 2f_i \cdot h_i \quad (5.48)$$

$$S_b = 0,69 \text{ m}^2; \quad S_c = \frac{D^2 - d_s^2}{4} = 0,62 \text{ m}^2; \quad (5.49)$$

$$S_d = \frac{d_s^2 - d_i^2}{4} = 0,39 \text{ m}^2; \quad (5.50)$$

$U_{med} = d_m = 1,88 \text{ m}$. Va, rezulta:

$$R_2 = 0,71 \cdot 356 \cdot 0,69 + 161,92 \cdot 0,62 + 0,39 \cdot 216,12 + 0,8 \cdot 1,88 \cdot 25,4 \cdot 2,50 = 0,7 \cdot (245,64 + 100,39 + 84,28 + 95,50) = 388,06 \text{ KN}$$

Capacitatea portantă a terenului la nivelul secțiunii III-III conform relației 5.23 (introducând pentru $\Phi 18^\circ$: $N_1 = 0,43$; $N_2 = 2,72$ și $N_3 = 5,31$).

$$P_3 = 1,1 \cdot (17,2 \cdot 1,80 \cdot 0,43 + 86,7 \cdot 2,72 + 16 \cdot 5,31) = 367,5 \text{ KPa}$$

Capacitatea portantă a elementului de talpă din condiția de rezistență a terenului natural va fi dată de relația 5.22

$$R_3 = K_3 \cdot m_3 P_3 S_i + m_3' U_{med} \cdot 2f_i h_i + m_3'' \cdot (S_d - S_i) P_3'' = 7 \cdot 1,2 \cdot 367,5 \cdot 3,27 + 0,8 \cdot 1,88 \cdot 25,4 \cdot 2,50 + 1 \cdot 0,39 \cdot 192,20 = 1624,22 \text{ KN}$$

Capacitatea portantă a elementului de talpă este dată de $R = \min(R_1, R_2, R_3)$
 $\min(1004,0; 388,06; 1624,22) = 368,06 \text{ KN}$ $R = 388,06 \text{ KN}$

Pentru panoul de elevație longitudinal cel mai solicitat avea încărcarea: (conform proiectului tip)

$$N = 254,21 \text{ KN/m} \cdot 3 \text{ m} = 762,63 \text{ KN};$$

Numărul de elemente de talpă va fi:

Deci, pentru elevațiile longitudinale se vor prevedea câte două elemente de talpă.

Pentru panoul de elevație transversal cel mai solicitat încărcarea este: (conform proiectului tip)

$$N = 174,49 \cdot 5,40 = 968,14 \text{ KN}$$

Numărul necesar de elemente de talpă va fi:

$$n = 968,14 / 388,06 = 2,6; \quad n = 3 \text{ elemente.}$$

În consecință, elevațiile transversale se vor dispune pe trei elemente de talpă, iar elevațiile longitudinale pe două.

Calculul tasărilor probabile

În funcție de caracteristicile fizice, ale materialului din bulb din zona compactată și a terenului natural se obțin modulii de deformație liniară:

$$E_b = 45.000 \text{ KPa}$$

$$\gamma_b = 19,2 \text{ KN/m}^3$$

$$E_i = 25.000 \text{ KPa}$$

$$\gamma_i = 18,9 \text{ KN/m}^3$$

$$E = 12.800 \text{ KPa}$$

$$\gamma = 17,2 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{net} = \frac{P + \frac{G_f}{d_m^2}}{4} - D = 4 - \frac{381,31 + 9,54}{3,14 + 0,82} \cdot 17,2 \cdot 2 \cdot 3,0 = 781,7 - 51,6 = 730,1 \text{ KN/m}^2$$

În tabelul 5.5. se prezintă valorile tasărilor late conform recomandărilor de proiectare stabilite în capitolul de față:

Tabelul 5.5. Valorile tasărilor late

Strat	h_i m	z_i m	$z_{i/B}$	P_{net}		$z_i = P_{net}$	$g_z \cdot 0,2 \cdot g_z$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	0,20	0,20	0,25	0,855	730,1	624,23	61,44	12,28
	0,20	0,40	0,50	0,655	730,1	478,21	65,28	13,05
	0,20	0,60	0,75	0,430	730,1	313,94	69,12	13,82
2.	0,20	0,96	1,20	0,220	730,1	160,62	74,84	14,96
	0,20	1,16	1,45	0,140	730,1	102,21	78,62	15,72
	0,20	1,36	1,70	0,120	730,1	87,61	82,40	16,48
	0,20	1,54	1,95	0,10	730,1	73,0	86,18	17,23
	0,20	1,76	2,20	0,08	730,1	58,40	89,96	17,99
3.	0,28	2,04	2,55	0,062	730,1	45,26	92,25	18,45
	0,20	2,24	2,80	0,05	730,1	36,50	98,69	19,73
	0,20	2,44	3,05	0,039	730,1	21,90	102,13	20,42
	0,20	2,64	3,30	0,034	730,1	21,82	105,57	21,11
	0,20	2,84	3,55	0,029	730,1	21,17	109,01	21,80
	0,20	3,00	0,024	0,024	730,1	17,52	112,45	22,49

$$z_i^{med} = \frac{z_i^{sup} - z_i^{int}}{2};$$

$$S = 100 \cdot 2 \frac{h_i \cdot z_i^{med}}{E_i}$$

În urma calculelor rezultă $S = 1,28$ cm.

Din calculele făcute rezultă o tasare $S = 1,28$ cm < $S_{ad} = 8$ cm, prevăzută pentru construcția realizată după proiectul T 770.

Aspectele prezentate, prin exemplul de calcul făcut justifică posibilitatea de folosire a soluției concepute și totodată reprezintă o aplicabilitate a metodologiei studiate, deci și un ghid de proiectare.

6. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND SOLUȚIA CONCEPUTĂ ȘI STUDIATĂ DE AUTOR

În studiul și elaborarea soluției de realizare a infrastructurii clădirilor de locuit S+P+4E, secțiunea P_{b2} în variantă de rezemare discontinuă a elevațiilor pe elemente de talpă de formă tronconică cu placă antirefulantă la partea superioară, autorul a folosit pe lângă studii și cercetări proprii și elemente din studii efectuate în ultimii ani în cadrul Catedrei de Drumuri și Fundații a U.P. Timișoara [6] [14] Autorul a preluat și prelucrat în special realitate experimentale necesare la evidențierea unor aspecte tehnico-economice, făcându-se comparații între diferite soluții și părți componente ale elementelor de infrastructură [5] [6] [17] [28].

6.1. Studii tehnico-economice asupra elementelor de talpă proiectate

Soluția studiată și concepută de autor introduce ca elemente de noutate existente:

- utilizarea elementelor de talpă de formă tronconică cu placă antirefulantă de formă circulară. Au fost elaborate 3 soluții de elemente scurte, $ET_1.....ET_2$ utilizabile în terenuri normale și 3 soluții de elemente lungi (2.....4 m) $ET_4.....ET_6$ utilizabile în terenuri slabe în suprafață pe o grosime de 2.....6 m;
- utilizarea elevațiilor prefabricate cu o grosime de 16 cm

În ceea ce privește elementele de talpă, noutatea soluțiilor studiate nu consta numai în forma acestora, ci și în posibilitatea de utilizare a acestora în terenuri slabe, ceea ce nu s-a realizat în alte soluții de rezemare discontinuă elaborate până în prezent având în vedere că elementul cel mai important în soluția de realizare a infrastructurii studiate de autor îl constituie elementele de talpă, au fost urmărite următoarele aspecte:

- capacitatea portantă a elementelor de talpă;
- ponderea părților componente ale elementelor în capacitatea portantă totală a acestuia;
- studiul influenței dimensiunilor bulbului sau a plăcii antirefulante asupra capacității portante a elementelor de talpă.

6.1.1. Studiul privind capacitatea portantă a elementelor de reazem (talpă)

Pentru a se face aprecieri cantitative și calitative pe bază experimentală, asupra capacității portante R și a capacității portante specifice R_s definită ca raport între capacitatea portantă R și volumul V al elementului de rezemare s-au preluat și prelucrat de către autor în conformitate cu scopul propus încercări de capacitate portantă efectuate [5] pe un număr de 6 tipuri de elemente. (fig. 6.1.)

Cele 6 tipuri de elemente studiate constituie variante de realizare a elementelor de rezemare în funcție de natura terenului de fundare și de capacitatea portantă necesară a se obține.

Ceea ce este caracteristic și deosebește între ele aceste elemente este prezența sau absența plăcii antirefulante de formă circulară și realizarea sau nerealizarea unui bulb la partea: a) tronconic; b) tronconic cu bulb; c) tronconic cu placă antirefulantă d) tronconic cu placă antirafulantă și pernă; e) tronconic cu bulb și placă antirefulantă; f) tronconic cu bulb, placă și perină din balast inferioară a elementului și a unei perne din balast sub consola plăcii antirefulante.

Încercările au fost efectuate în condiții de laborator într-un stand de încercare, terenul de fundare fiind constituit din nisip adus în trei stări de îndesare foarte afânat, afinat și mediu îndesat. Execuția elementelor s-a făcut prin vibrostanțare utilizând vibropercuțiile. Capacitatea portantă R a elementelor s-a făcut prin încercare de probă pe element, iar cea specifică R_s s-a determinat prin calcul prin raportarea capacității portante R la volumul V al elementului. S-au ales acești indicatori pentru ca capacitatea portantă R indică capacitatea elementului de rezemare de a prelua sarcinile transmise de structură, iar capacitatea portantă specifică R_s indică eficiența tehnico-economică a acestuia.

Valorile experimentale ale capacității portante R (ca medie a trei încercări) și cele calculate ale capacității portante specifice R_s sunt prezentate sintetic în tabelele 6.1....6.3. În funcție de starea de îndesare a nisipului ce a constituit terenul de fundare

În aceste tabele s-au folosit următoarele simboluri și notații:

ET - element tronconic;

ETB - element tronconic cu bulb;

ETP - element tronconic cu placa antirefulantă de formă circulară;

ETPP - element tronconic cu placă antirefulantă și pernă din balast;

ETBP - element tronconic cu bulb, placă antirefulantă;

ETBPP - element tronconic cu bulb, placă antirefulantă și pernă din balast,

R - capacitate portantă în KN;

R_s - capacitate portantă specifică în Kn/m^3 .

În tabelele 6.1....6.3. pe baza valorilor experimentale ale capacității portante R și cele ale capacității portante specifice R_s sunt calculate și creșterile valorice procentuale ale acestora, pentru elementele ETB, ETP, ETPP, ETBP și ETBPP în raport cu elementul ET.

S-a făcut această prelucrare în scopul punerii în evidență a modului de modificare a capacității portante R în funcție de realizarea constructivă a elementelor de rezemare.

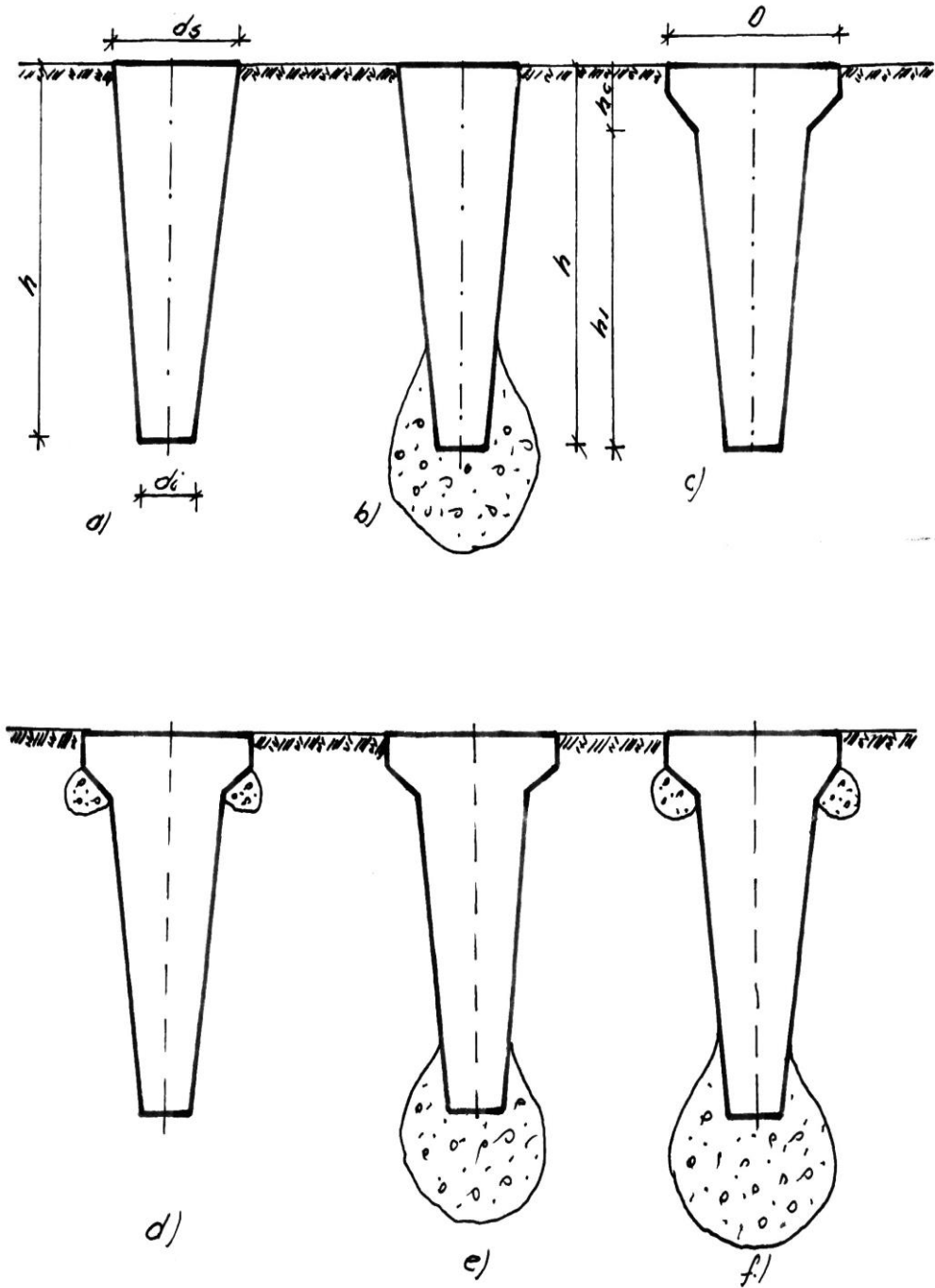


Fig.6.1. Tipuri de elemente de rezemare

Tab. 6.1. Valoarea capacității portante în nisip în stare foarte afânată

Simbol element	R [kN]	R _s [kN/m ³]	Sporuri față de ET			
			R		R _s	
			[kN]	[%]	[kN/m ³]	%
ET	15,60	1660	-	-	-	-
ETB	20,8	1390	3,2	33,33	- 270	- 17,27
ETP	18,2	1000	2,6	16,66	- 660	- 39,76
ETPP	20,8	1140	3,2	33,33	- 520	- 31,23
ETBP	23,4	980	7,8	50	- 680	- 41,97
ETBPP	28,6	1200	13,0	83,33	- 440	- 27,72

Tab. 6.2. Valoarea capacității portante în nisip în stare afânată

Simbol element	R [kN]	R _s [kN/m ³]	Sporuri față de ET			
			R		R _s	
			[kN]	[%]	[kN/m ³]	%
ET	19,4	2070	-	-	-	-
ETB	24,4	1630	5,0	25,77	- 440	- 21,36
ETP	21,8	1190	2,4	12,37	- 880	- 57,48
ETPP	26,9	1470	7,5	38,65	- 600	- 28,99
ETBP	28,2	1180	8,8	45,36	- 890	- 44
ETBPP	33,8	1410	14,4	74,22	- 660	- 21,89

Tab. 6.3 Valoarea capacității portante în nisip în stare mediu îndesare

Simbol element	R [kN]	R _s [kN/m ³]	Sporuri față de ET			
			R		R _s	
			[kN] [%]		[kN/m ³]	%
ET	29,1	3110	-	-	-	-
ETB	33,9	2270	4,8	16,49	- 840	- 27,01
ETP	31,5	1720	2,4	8,24	- 1390	- 44,70
ETPP	36,4	1890	7,3	25,08	- 1120	- 36,02
ETBP	38,2	1600	9,1	31,27	- 1510	- 48,55
ETBPP	43,6	1840	14,5	49,8	- 1270	- 40,84

Reprezentarea grafică a variației capacității portante R (fig. 6.2.) și a celei specifice R_s (fig. 6.3.) în funcție de tipul, de element pentru cele trei stări de îndesare ale terenului de încercare (f. afânat, afinat și mediu îndesat) arata că:

- în nisip f. afânat capacitatea portantă R variază de la 15,60 kN la 28,6 kN, iar cea specifică R_s de la 880 kN/m³

- în nisip afinat capacitatea, portantă R variază de la 19,4 kN la 33,8 kN, iar cea specifică R_s de la 2070 la 1180 kN/m³

- în nisip mediu îndesat R variază de la 29,1 la 43,6 kN, iar R_s de la 3110 la 1600 kN/m³

În afară de modificările cantitative ale capacităților portante R și R_s se mai pot face următoarele observații:

- capacitatea portantă R prezintă o variație crescătoare în funcție de tipul de element, creșterea, cea mai importantă realizându-se pentru elementul ETBPP în raport cu elementul ETBP

- capacitatea portantă specifică R_s are o variație inversă în raport cu capacitatea portantă R, descrescând de la valoarea maximă obținută pentru elementul ET.

Scăderea valorică cea, mai importantă se realizează între elementele ET și elementul ETB. Observațiile prezentate mai sus sunt valabile pentru toate cele 3 stări de îndesare ale terenului de încercare, curbele de variație prezentând aluri asemănătoare. Aceste încercări arată că modelele de elemente de descărcare de formă tronconică cu placă antirefulantă prezintă capacități portante deosebit de ridicate ținând cont de dimensiunile reduse ale modelelor maximul fiind atins pentru elementul ETBPP de 43,6 kN în nisipul în stare de îndesare mediu îndesat;

De asemenea se constată că forma elementelor asigură o utilizare judicioasă a betonului, capacitatea, portantă la m³ de beton fiind de 1840 kN/m³ pentru ETBPP în nisipul mediu îndesat căruia îi corespunde capacitatea portantă maximă.

Un alt aspect care trebuie subliniat este acela că realizarea plăcii antirefulante la partea superioară a elementului are efecte deosebit de favorabile în ceea ce privește capacitatea portantă a elementelor de talpă.

Reprezentarea grafică a variației capacității portante R (fig. 6.4.) și a celei specifice R_s (fig. 5.5.) pentru fiecare tip de element, în funcție de starea de îndesare permit sublinierea următoarelor aspecte;

- graficele de variație au forme asemănătoare atât pentru capacitatea portantă R, cât și pentru cea specifică R_s ;
- pentru toate elementele valoarea minimă a capacității portante R și a celei specifice R_s se obțin în nisipul f. afinat, iar cea maximă în nisipul mediu îndesat.
- capacitatea portantă a elementului de rezemare ETP de formă tronconică cu placă antirefulantă de formă circulară, este superioară în raport cu cea a elementului tronconic ET și inferioară, celei a elementului tronconic cu bulb la bază STB, indiferent de starea de îndesare a terenului;
- în cazul elementului BTBP și BTBPP se constată o superioritate evidentă în ceea ce privește capacitatea portantă în raport cu celelalte tipuri de elemente
- graficele de variație a capacității portante specifice R_s , indică o utilizare judicioasă a betonului prezentând valori ridicate;
980 ... 1660 kN/m³ în nisip f. afânat;
1180 ... 2070 kN/m³ în nisip afinat;
1600 ... 3110 kN/m³ în nisip mediu îndesat

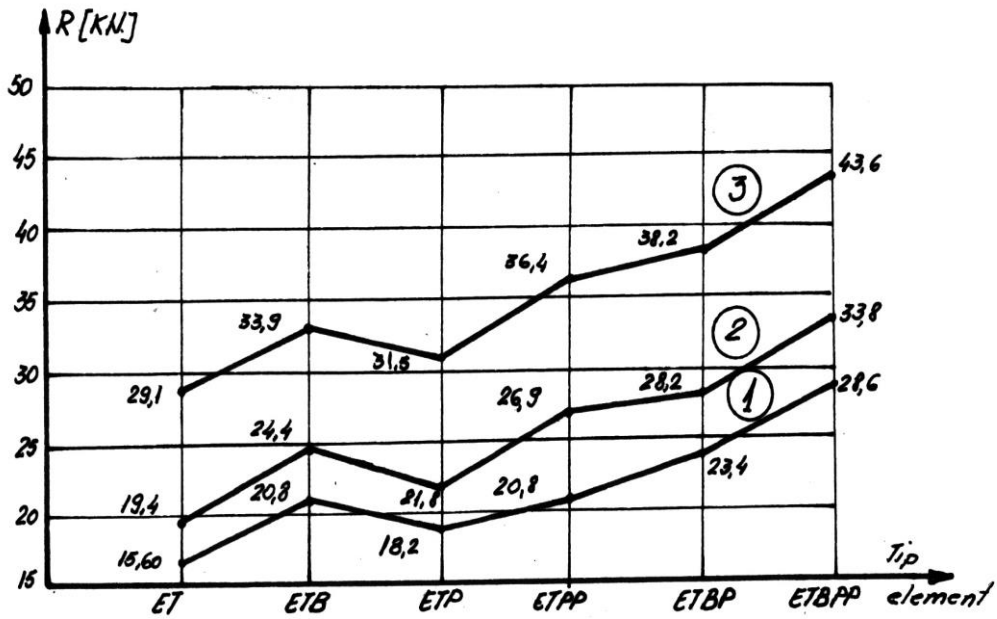


Fig.6.2 Grafice de variație a capacității „R” 1- în nisip foarte afânat; 2- în nisip afânat; 3- în nisip mediu îndesat

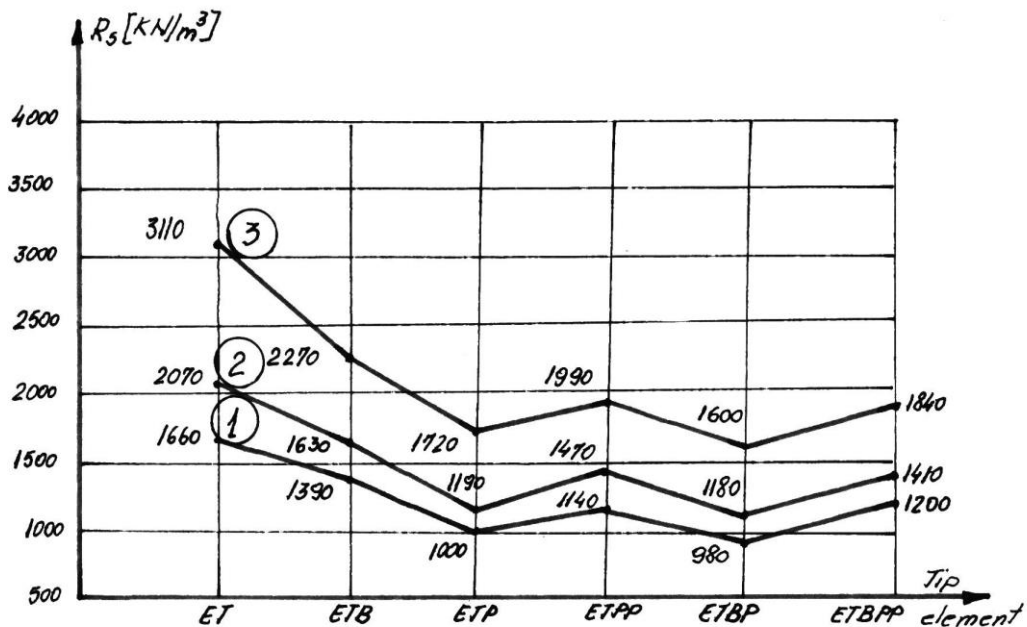


Fig.6.3 Grafice de variație a capacității „Rs” 1- în nisip foarte afânat; 2- în nisip afânat; 3- în nisip mediu îndesat

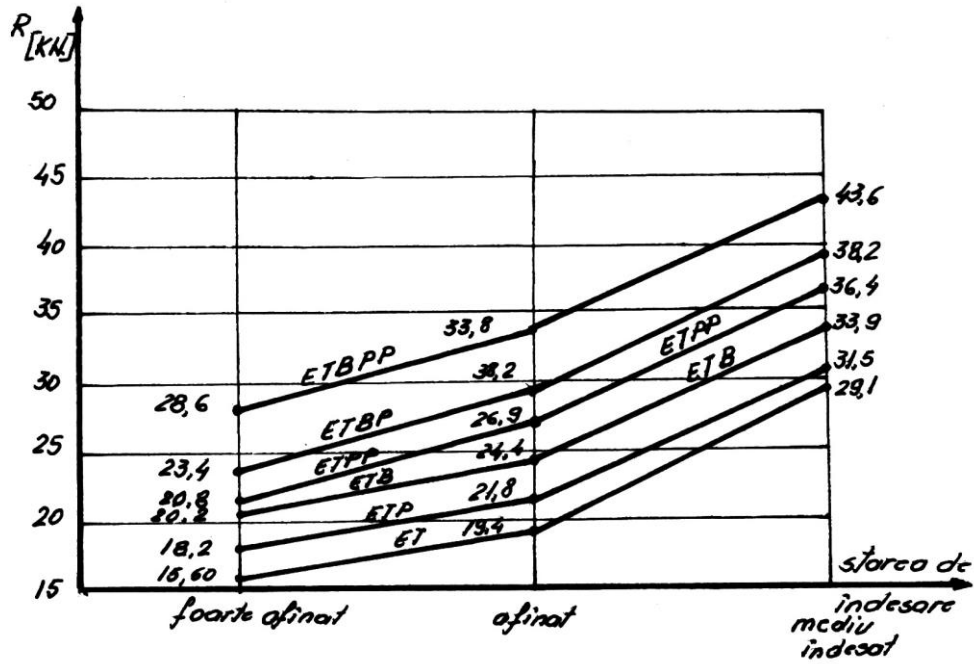


Fig.6.4. Grafice de variație a capacității portante în funcție de starea de îndesare

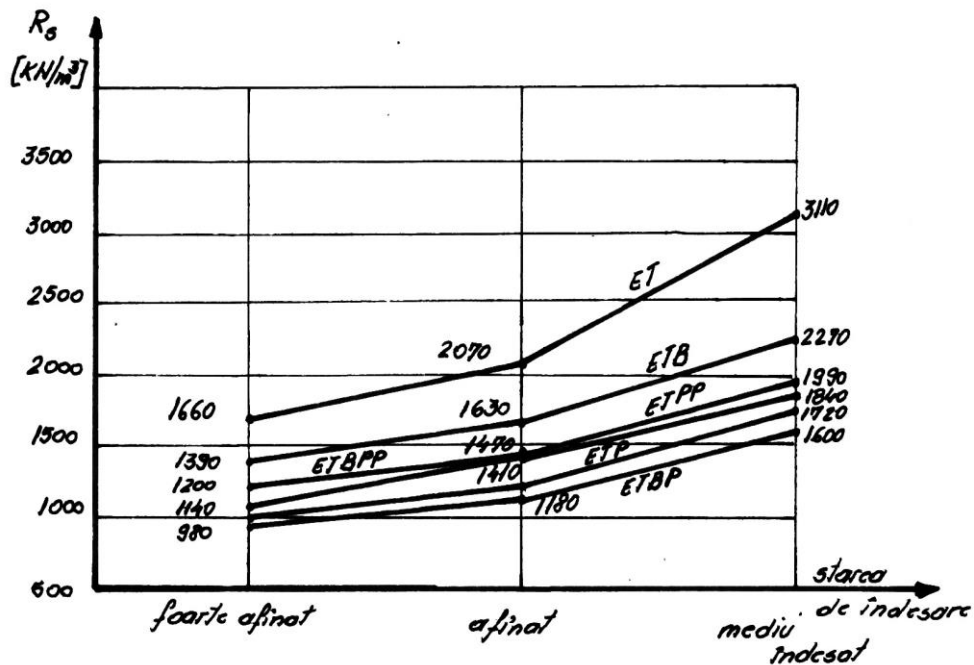


Fig.6.5. Grafice de variație a capacității portante specifice „Rs” în funcție de starea de îndesare

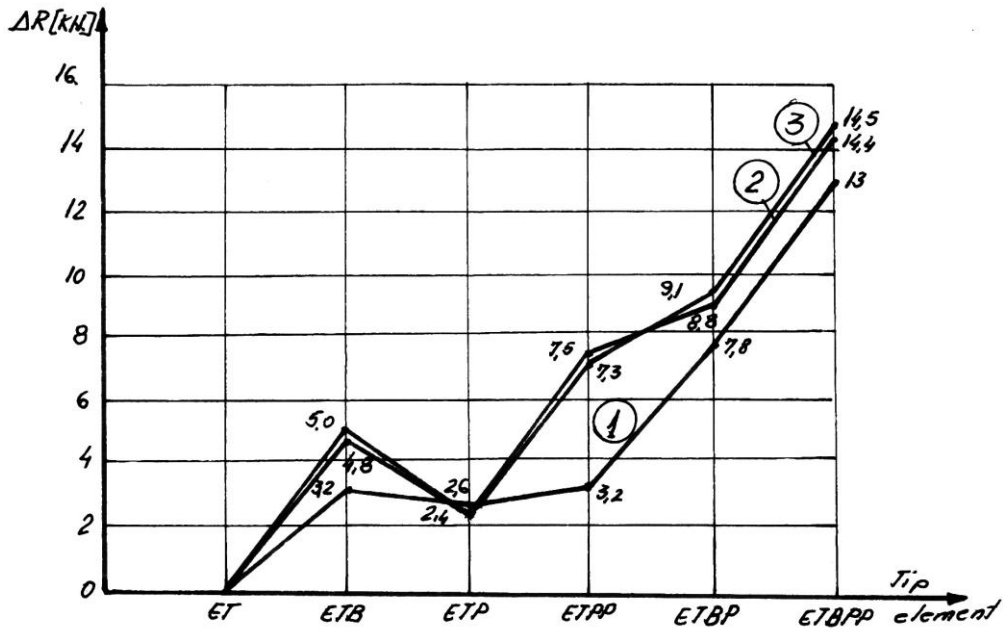


Fig.6.6 Spor de capacitate comparativ cu elementul ET în funcție de tipul de element

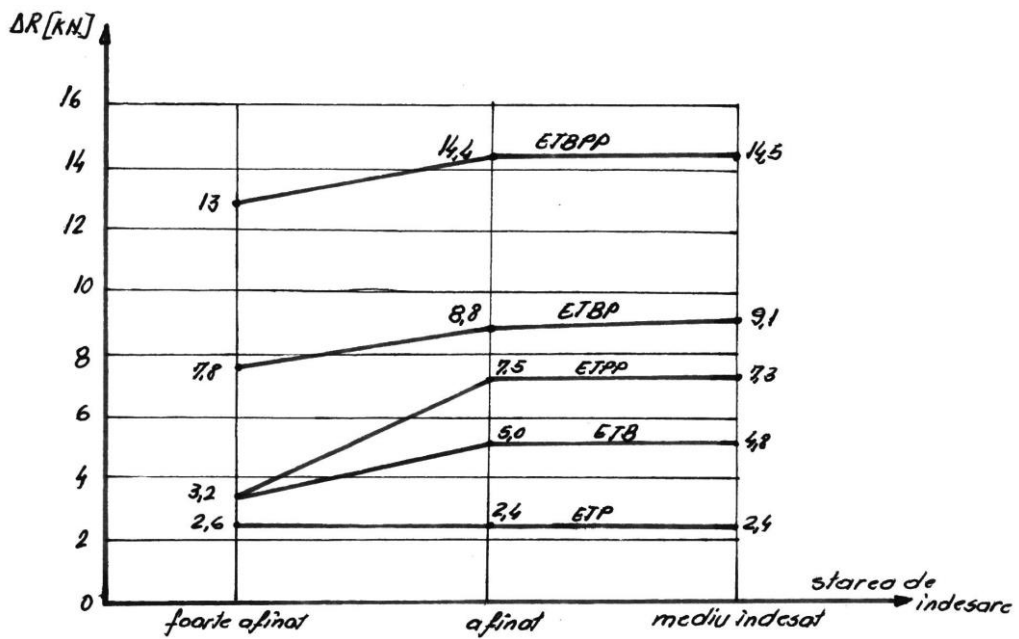


Fig. 6.7 Variația de capacitate portantă comparativ cu elementul ET în funcție de starea de îndesare.

Pentru evidențierea sporului de capacitate portantă pe care îl aduce realizarea plăcii antirefulante, precum și realizarea unei îmbunătățiri locale a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare în zona activă (în care se transmit încărcările elementului de talpă) prin crearea unui bulb la baza elementului sau a unei perne sub consola plăcii antirefulante pe baza datelor din tabelul 6.1.....6.3. în figura 6.6. s-a făcut reprezentarea grafică a sporului de capacitate portantă R pe care le prezintă celelalte tipuri de elemente (ETB,ETP, ETPP, ETBP, ETBPP) comparativ cu elementul tronconic (ET). În figura 6.7. s-a reprezentat sporul de capacitate portantă R pentru fiecare tip de element comparativ cu elementul tronconic (ET) în funcție de starea de îndesare a nisipului.

Din analiza acestor reprezentări grafice se pot sintetiza următoarele concluzii:

- sporul de capacitate indiferent de starea, de îndesare are valoarea maximă pentru elementul ETBPP;

- sporul de capacitate portantă R are următoarele valori:

2.4...13 kN în nisip f. afinat;

2.5...14,4 kN în nisip afinat;

2,6...14,4 kN în nisip mediu îndesat

- în ceea ce privește sporul de capacitate portantă comparativ ca elementul tronconic, în funcție de starea de îndesare (fig. 6.7.) se constată o creștere de la starea f. afinată la starea afinată și o variație foarte mică prin trecerea de la starea afânată la starea mediu îndesată.

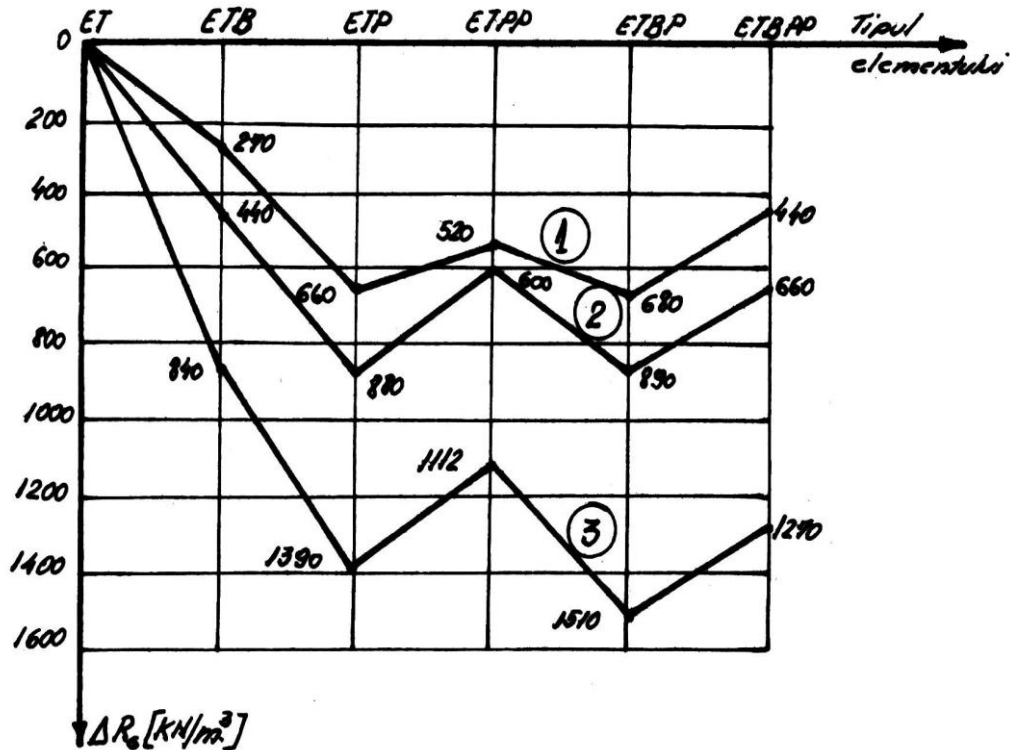


Fig. 6.8. Variația scăderii capacității portante specifice (DR_s) comparativ cu elementul ET în funcție de tipul de element

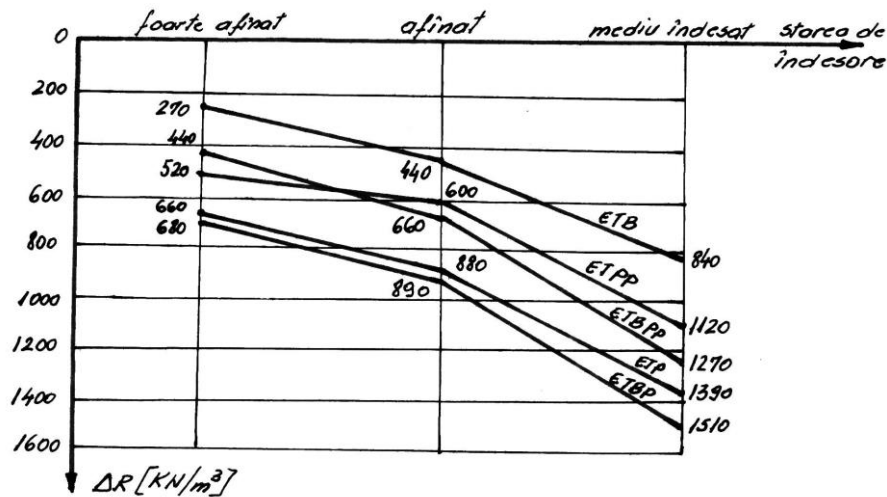


Figura 6.9. variația scăderii capacității portante specifice „ ΔR_s ” comparativ cu elementul ET în funcție de starea de îndesare

Această observație conduce la concluzia că efectul bulbului sau pernei are efecte mult mai mari în terenuri slabe, decât în terenuri cu caracteristici mai ridicate. Asta nu înseamnă că realizarea bulbului, plăcii sau pernei nu este favorabilă în orice tip de teren, creșterea efectivă de capacitate portantă fiind cu atât mai mare cu cât caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundale sunt mai ridicate.

În figurile 6.8. și 6.9. s-a făcut o reprezentare grafică a variației capacității portante specifice R în funcție de tipul de element, (fig.6.8) respectiv în funcție de starea (fig.6.9) comparativ cu elementul tronconic.

Se constată că spre deosebire de capacitatea portantă R , capacitatea portantă specifică R_s , prezintă o scădere ΔR_s pentru toate celelalte elemente comparativ cu elementul tronconic, această scădere având valorile:

- 270...680 kN/m^3 - în nisip foarte afinat;
- 440...890 kN/m^3 - în nisip afinat;
- 840...1510 kN/m^3 - în nisip mediu îndesat.

Valorile maxime ale scăderii ΔR_s comparativ cu elementul tronconic se realizează pentru elementul ETBP în toate cele trei stări de îndesare. Se constată că, în funcție de starea de îndesare, variația scăderii capacității portante ΔR_s are o alură asemănătoare pentru toate elementele studiate, scăderea fiind mai pronunțată prin trecerea de la starea afânată la starea mediu îndesată.

Pe baza încercărilor de capacitate portantă efectuate pe modele de laborator se constată că elementul de rezemare tronconic cu placă antirefulantă care stă la baza soluției de realizare a infrastructurii prezintă avantajele tehnice importante prin capacitatea portantă ridicată și un grad ridicat de utilizare a betonului prin capacitatea portantă specifică pe care o prezintă.

Încercările au arătat rolul deosebit sub aspectul măririi capacității portante pe care îl are crearea la baza fundației a unui bulb din balast sau a unei perne sub consola plăcii antirefulante.

În aplicarea practică a soluției în cazul secțiunii Pb_2 a proiectului T770 capacitatea portantă necesară a elementului de talpă fiind fixă se va proceda la crearea bulbului sau a pernei sub consola plăcii antirefulante în funcție de natura terenului de fundare.

6.1.2 Studii privind ponderea părților componente la capacitatea portantă totală a elementului

Pentru a se evidenția contribuția, părților componente ale elementelor (bulbi; placă; pernă și placă; pernă, bulb și placă; bulb, placă și pernă) la capacitatea portantă a acestora, pe baza datelor din tabelele 6.1....6.3 în tabelul 6.4. se prezintă capacitatea portantă aferentă pentru cele trei stări de îndesare ale terenului de încercare

Tabelul 6.4. prezintă capacitatea portantă valorică aferentă părților componente ale elementului de rezemare și ce procent din capacitatea portantă reprezintă această capacitate portantă

Tabelul 6.4. Capacitatea portantă valorică aferentă părților componente ale elementului de rezemare

Simbol	Capacitate portantă aferentă					
	nisip f. afinat		nisip afinat		nisip mediu îndesat	
	kN	%	kN	%	kN	%
B	5,2	33,5	5,0	25,8	4,8	15,5
P	2,6	16,6	2,4	12,4	2,4	8,3
PP	5,2	33,4	7,5	38,6	7,3	24,8
Pr	2,6	16,7	5,1	26,3	4,9	16,8
BP	7,8	50,0	7,4	31,1	7,2	24,7
BPP	13	83,3	14,4	74,2	14,5	44,4

În tabelul 6.4. s-au folosit notațiile:

B – bulb; P- placă; PP- placă și pernă; Pr – pernă; BP - bulb și placă; BPP- bulb, placă și pernă.

În fig.6.10. și fig.6.11. s-a făcut reprezentarea grafică a variației capacității portante aferente părților componente în funcție de tipul acestora (fig. 6.10) pentru cele trei stări de îndesare ale nisipului, iar în fig.6.11 s-a făcut reprezentarea grafică a ponderii procentuale a capacității portante aferente părților componente în capacitatea portantă totală a elementelor de rezemare.

Se constată că valoarea maximă valorică și procentuală o prezintă bulbul, placa și perna având valoarea de 3,5.....14,4 kN ceea ce reprezintă între 46,4.....83,3 % din capacitatea portantă totală.

Din graficele din fig.6.10. se constată bulbul, placa și perna au o capacitate portantă mai mare și o pondere procentuală mai mare, în capacitatea portantă totală în nisip afinat și f. Afânat și mai mică în nisip mediu îndesat.

Din fig 6.12. în care s-a făcut o variație grafică a capacității portante a părților componente (bulb, placă, pernă, etc) în funcție de starea de îndesare se constată o variație aproximativ constantă, creșterea prin trecerea de la o stare de îndesare la alta fiind mici. Aceasta permite, a face observația ca realizarea plăcii și combinarea cu realizarea unui bulb sau a pernei are aproximativ aceeași pondere în capacitatea portantă totală elementului în toate cele trei stări de îndesare. În consecință se poate ajunge la concluzia că prin realizarea plăcii antirefulante și a unei îmbunătățiri locale (bulb, bulb și pernă) are un efect valoric, aproximativ constant în orice teren.

În ceea ce privește aportul procentual la capacitatea portantă totală (fig.6.13) se constată că are valori maxime în starea, de îndesare f. afinată și valoarea minimă în starea de îndesare mediu îndesată. Această observație este valabilă pentru toate părțile componente.

Din această observație rezultă o contribuție substanțială a îmbunătățirii locale (bulb sau bulb și pernă) în special (în starea de îndesare f. afânată și afânată, la capacitatea portantă totală, această contribuție fiind între 50....83 %

Ca o concluzie generală a acestor studii rezultă că realizarea plăcii antirefulante și a îmbunătățirii locale prin crearea unui bulb, perne sau a bulbului și pernei are efecte favorabile atât în terenuri slabe, cât și normale fiind o modalitate practică de creștere substanțială a capacității portante a elementului de rezemare.

6.1.3 Studii tehnico-economice privind dimensiunile bulbului și ale plăcii antirefulante

Dată fiind contribuția deosebită a plăcii antirefulante și a bulbului la capacitatea portantă totală a elementului de rezemare a apărut necesitatea studierii influenței dimensiunilor acestora asupra mărimii aportului acestora (placa și bulb) la capacitatea, portantă totală.

În acest scop pe baza metodei de calcul a elementului de talpă, prezentată în capitolul 5 autorul a efectuat un studiu teoretic pentru stabilirea influenței dimensiunilor bulbului și plăcii antirefulante.

Pentru punerea în evidență, a influenței dimensiunilor bulbului, dimensiuni ce sunt dependente de volumul de material introdus în bulb, pe baza relațiilor din capitolul 5 s-au calculat raza bulbului (r_b), suprafața, bulbului (S_b), capacitatea portantă a bulbului R_b , și capacitatea totală a elementului R_s . De asemenea, s-au calculat capacitățile portante specifice R_s , și R_{bS} ale elementului respectiv a bulbului.

Acest calcul s-a făcut în condițiile de teren prezentate în exemplul de calcul prezentat în capitolul 5.

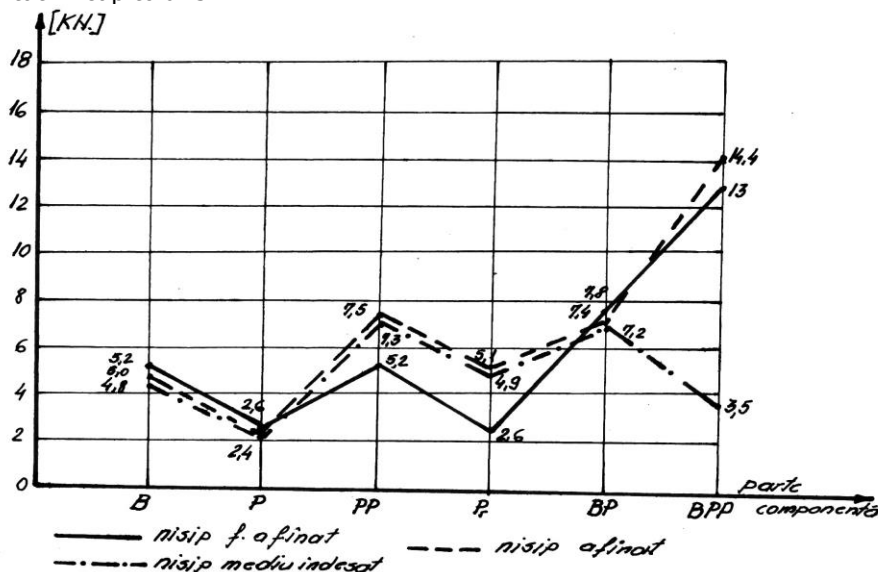


Fig. 6.10 Variația capacității portante a părților componente elementului de talpă

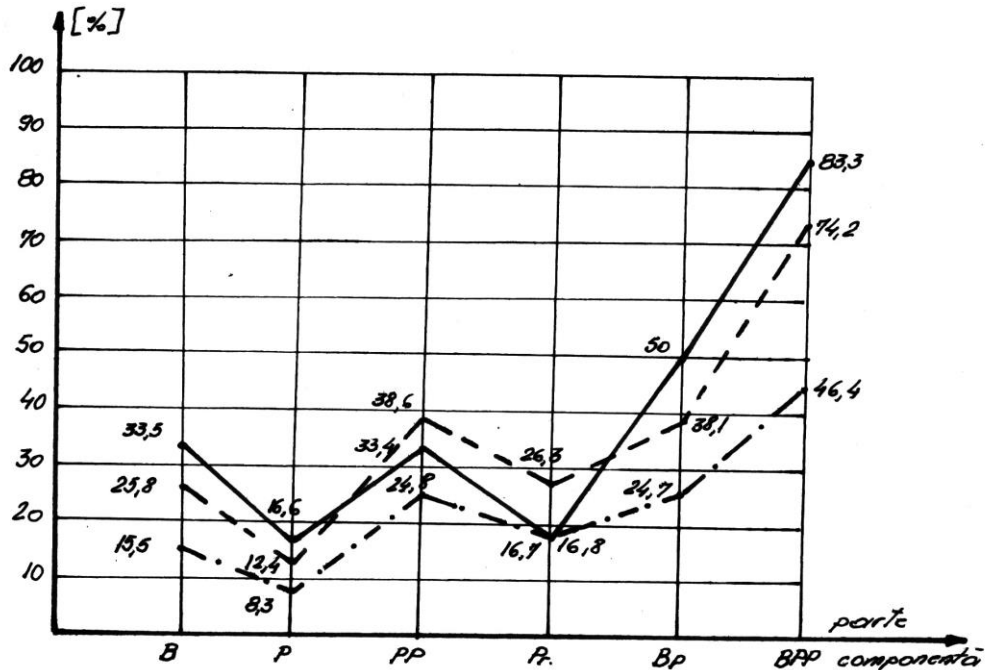


Fig.6.11. Variația procentuală a aportului părților componente în raport cu capacitatea portantă a elementului

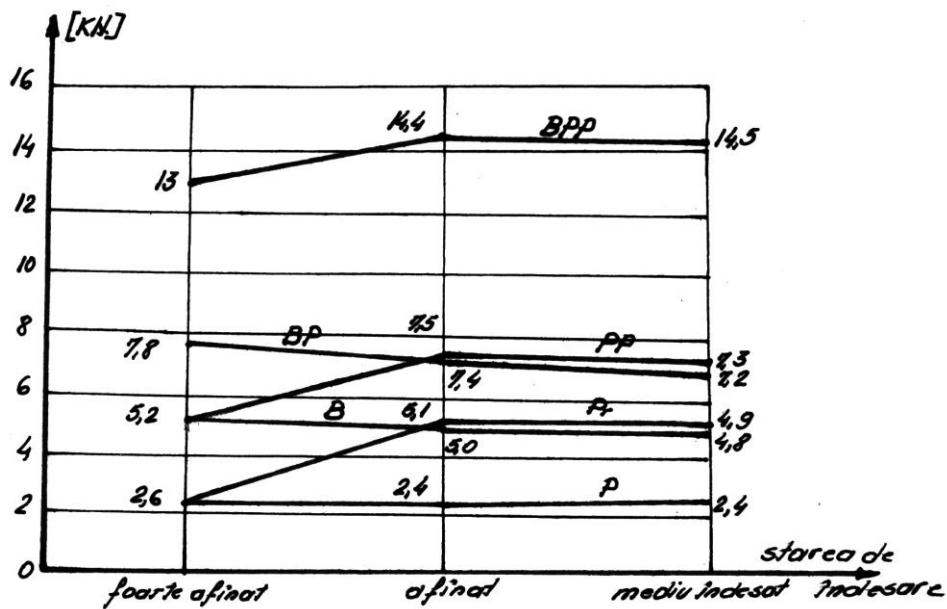


Fig. 6.12 Variația aportului părților componente în funcție de starea de îndesare

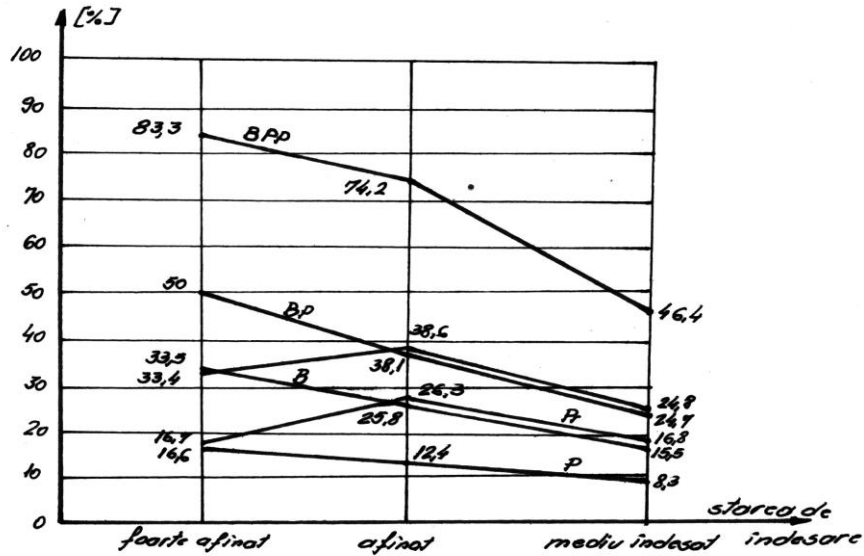


Fig.6.13. Variația procentuală a aportului de capacitatea portantă a părților componente în funcție de starea de îndesare

În condiții asemănătoare pentru a evidenția cum depinde sporul de capacitate portantă datorat plăcii antirefulante, în tabelul 6.5. se prezintă valorile calculate ale capacității portante a elementului R, a plăcii antirefulante T_c și cele specifice R_s și R_{cs} , pentru diferite dimensiuni ale diametrului plăcii antirefulante.

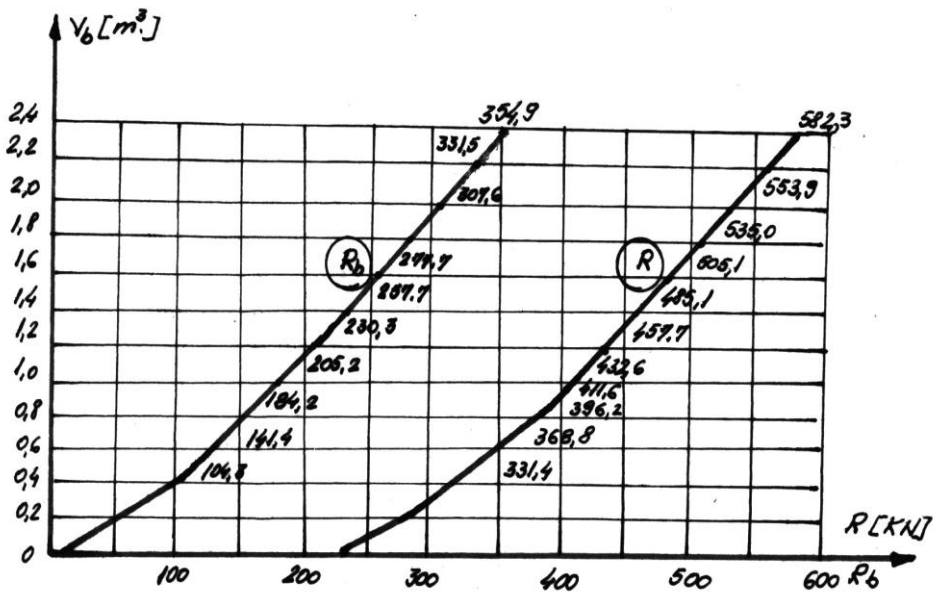


Fig.6.14. Grafice de variație a capacității portante „R” și a celei specifice „ R_b ” în funcție de volumul bulbului

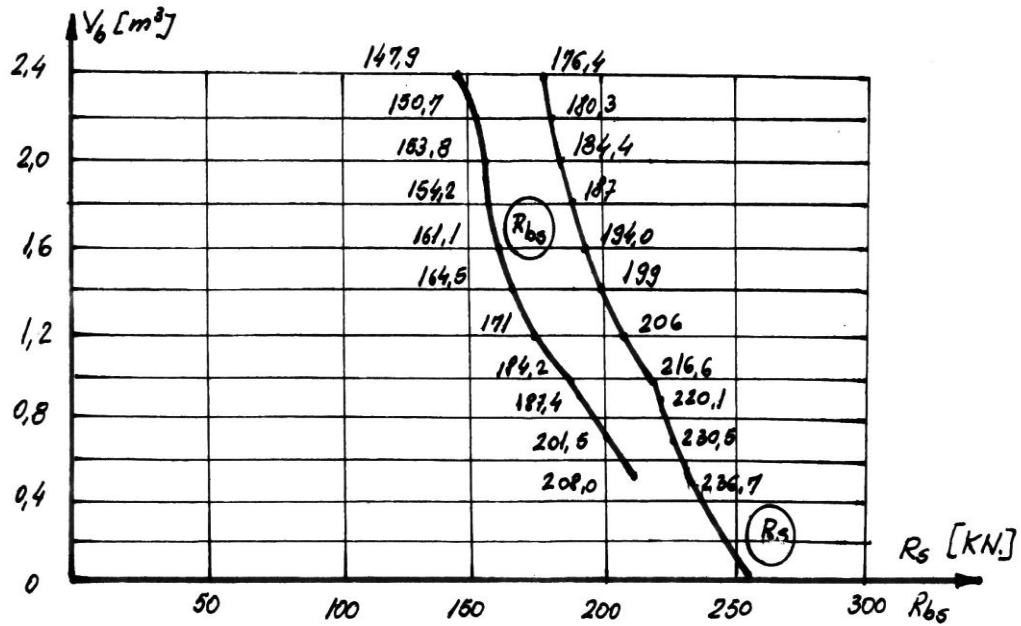


Fig.6.15. Grafice de variație a capacității portante „ R_b ” bulbului și cea specifică „ R_{bs} ” în funcție de volumul bulbului

Tabelul 6.5 Valorile capacității portante a elementului R, a plăcii antirefulante R_c și cele specifice R_s și R_{cs} , pentru diferite dimensiuni ale diametrului plăcii antirefulante

D [m]	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
V_c [m ³]	0	0,026	0,056	0,088	0,124	0,162	0,205	0,25	0,2999	0,35
V [m ³]	0,605	0,632	0,662	0,694	0,731	0,77	0,812	0,858	0,906	0,958
R_c [kN]	0	14,53	31,73	49,87	70,28	91,80	115,61	141,68	168,88	198,35
R [kN]	317,78	332,51	349,51	367,65	388,06	409,76	433,39	459,46	486,66	516,13
R_{cs} [kN/m ³]	0	558,84	566,60	566,70	566,77	566,66	563,95	566,72	564,81	566,71
R_s [kN/m ³]	525,2	526,12	527,96	529,75	530,86	532,15	533,73	535,47	537,15	538,75

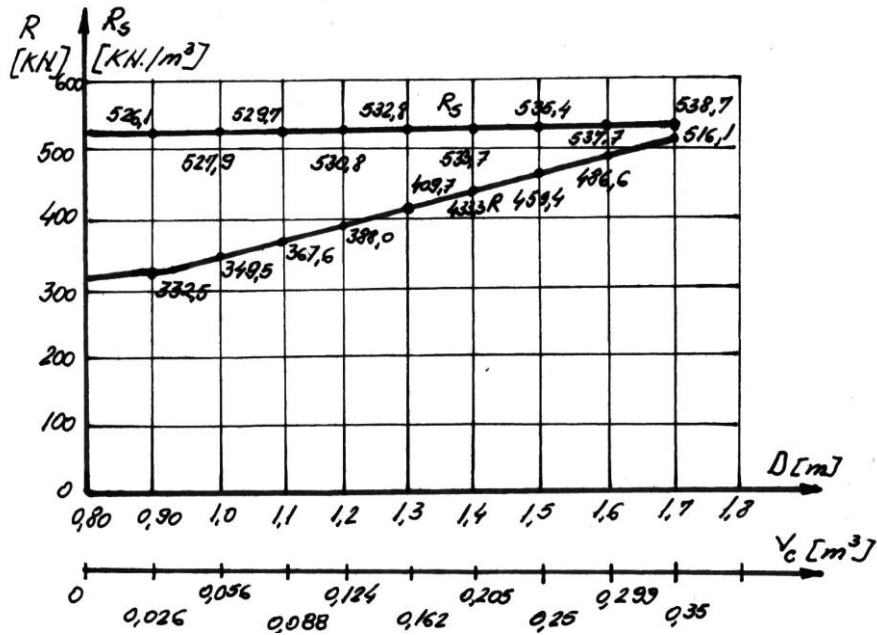


Fig. 6.16. Grafice de variație a capacității portante „R” și a capacității portante specifice „R” în funcție de volumul consolei plăcii antirefulante

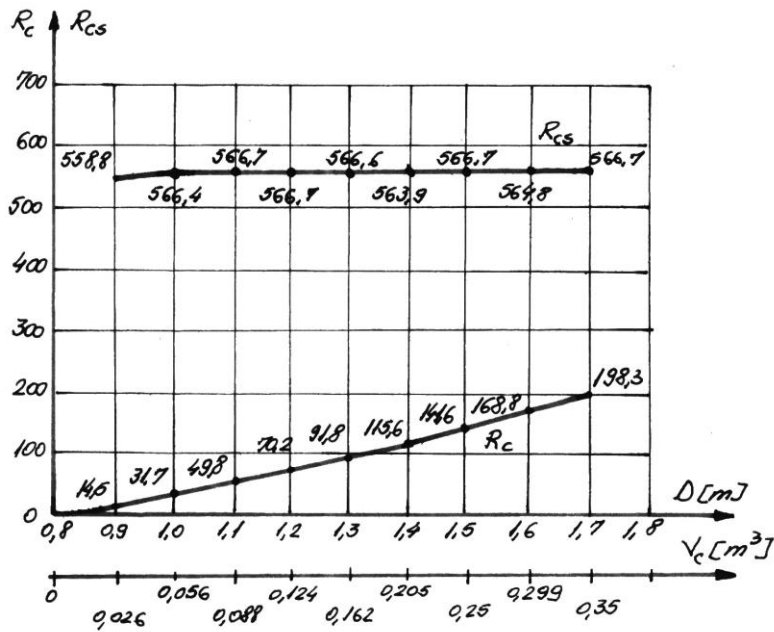


Fig. 6.17. Grafice de variație a capacității portante „R” și celei specifice „Rcs” datorate plăcii antirefulante în funcție de volumul consolei plăcii antirefulante

În tabelul 6.5. s-au folosit următoarele notații: D - diametrul plăcii antirefulante; V_c -volumul consolei plăcii antirefulante; V - volumul total al elementului; R_c – capacitate portantă datorată plăcii antirefulante; R - capacitatea portantă totală a elementului de talpă; R_{cs} - capacitatea portantă specifică a plăcii antirefulante; R_s - capacitatea portantă specifică totală a elementului.

În figura 6.16. s-a făcut reprezentarea grafică a capacității portante totale R și a celei specifice R_s a elementului în funcție de diametrul consolei plăcii antirefulante.

Reprezentarea grafică a variației capacității portante specifice totale R_s a elementului și R_{cs} a consolei este făcută în fig. 6.17.

Din analiza figurii 6.16. se constată că odată cu creșterea diametrului plăcii antirefulante crește și capacitatea portantă totală a elementului în timp ce capacitatea portantă specifică a elementului are o saltare cvasiconstantă. Aceleași aspecte se observă din fig.17. În ceea ce privește capacitatea portantă aferentă consolei plăcii antirefulante. În același timp se poate aprecia că capacitatea, portantă aferentă consolei plăcii antirefulante are o creștere relativ lentă în funcție de diametrul plăcii antirefulante. Acest fapt conduce la concluzia că nu este indicat să se meargă la dimensiuni ale consolei mai mari de 20-25 cm ($l_c = D-d_s$, D -diametrul plăcii antirefulante, d_s - diametrul părții tronconice la partea superioară) având în vedere că în calculul momentului în secțiunea de încastrare a consolei plăcii

antirefulante în corpul elementului ($M = \frac{ql_c^2}{2}$) lungimea consolei intervine la

puterea a doua. Lungimii mari ale consolei vor genera momente importante în secțiunea de încastrare și, în consecință, arii mari de armare a consolei. În aceste condiții, creșterea lungimii consolei plăcii antirefulante produce o creștere a capacității portante datorate consolei și în consecință și capacității portante totale a elementului de rezemare, dar și o creștere a ariei de armătură, necesară preluării eforturilor de întindere ce apar. Este semnificativ în acest sens că prin creșterea diametrului plăcii antirefulante de la 0,9 la 1 m și deci cu 5 cm a lungimii consolei plăcii antirefulante ce produce o creștere a capacității portante a elementului de rezemare cu 17,20 kN, în timp ce aria de armătură necesară armării plăcii antirefulante crește de 4 ori.

6.2. Aspecte tehnico-economice privind utilizarea elevațiilor prefabricate cu grosimea de 16 cm

Al doilea element constitutiv al infrastructurii în varianta studiată de autor îl constituie elevațiile prefabricate. În variantele realizate până în prezent, în Timișoara sau în alte localități din România, cu aplicare la construcțiile de locuit S+P + 4E, proiect T 770 infrastructura s-a realizat fie din beton monolit fie din panouri prefabricate.

În cazul de utilizare al elevațiilor prefabricate toate variantele constructive de realizare au prevăzut o grosime a acestora de 18-20 cm.

În consecință, față de soluția aplicată de Catedra de Drumuri și Fundații [41] [44] se face o reducere a volumului de beton din elevații și o mărire a cantității de otel beton necesară armării elevațiilor.

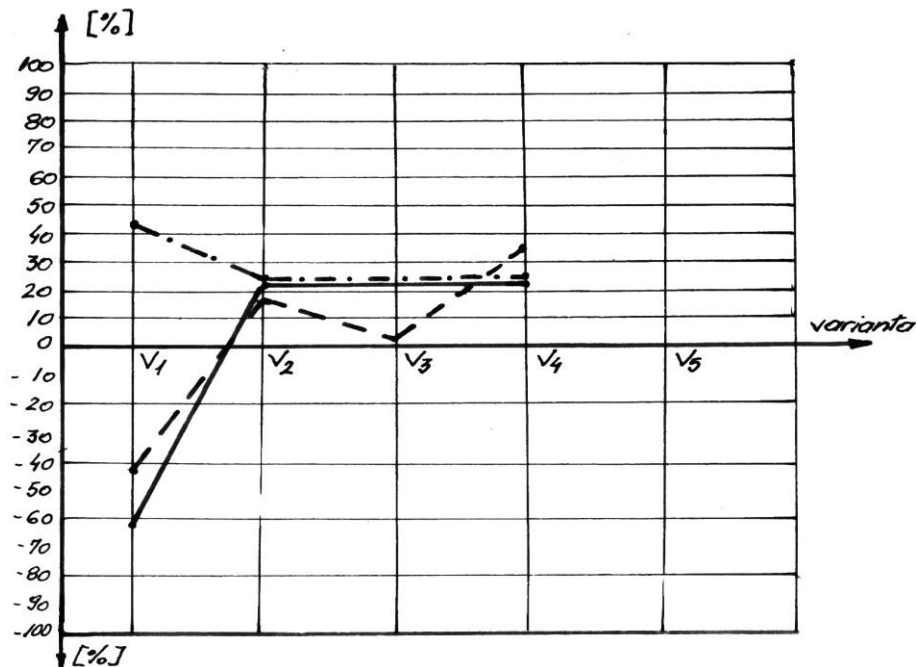
În continuare, se analizează sub aspectul economic realizarea elevațiilor în următoarele variante:

- V_1 - elevații monolite cu grosime de 20 cm
 V_2 - elevații prefabricate cu grosimea de 20 cm (IPROTIM)
 V_3 - elevații prefabricate cu grosimea de 20 cm (CDFIC)
 V_4 - elevații prefabricate cu grosimea de 20 cm (CDFIC)
 V_5 - elevații prefabricate cu grosimea de 16 cm (autor)

Se prezintă în continuare principalele consumuri; beton, manoperă pentru aceste variante și diferențele față de varianta V_5 .

Tabel. 6.6. Consum beton în elevații

Indicator	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5
Cantitate	56,5	56,5	56,5	56,5	45,94
Valoare [lei]	9156	37174	37174	37174	3 0 65 7
Diferențe [kg]	10,6	10,6	10,6	10,6	-
Diferențe [lei]	-21521	+6517	6517	6517	-
Diferențe [%] la valoarea în lei	-71,11	21,25	21,25	21,25	-

Fig. 6.18 Diferențe procentuale față de varianta V_5

În concluzie, varianta propusă de autor de realizare a elevațiilor, prezintă avantaje economice suficient de mari în raport cu alte soluții realizate anterior.

6.3. Studii tehnico-economice prin utilizarea deciziilor fuzzy

6.3.1. Aspecte generale

În continuare se va prezenta o metodă matematică de studiu tehnico-economic bazat pe deciziile fuzzy. Realizarea unui obiectiv propus impune necesitatea luării unor decizii în alegerea variantei optime din mai multe variante posibile.

Studiul unui fenomen, din natură, prin prisma mulțimilor fuzzy, este afectat de o anumită imprecizie, generată de subiectivitatea umană

Probabilistic, despre un fenomen aleator putea spune doar că are probabilitatea $p = 1$, dacă se produce și $p = 0$, dacă fenomenul nu se produce. Prin conceptul de natură fuzzy, se poate spune că fenomenul se produce mai puțin sau mai mult, existând, deci grade intermediare de apartenență cuprinse între 0 și 1.

Considerând o mulțime A și B submulțime a lui A. Considerând un element x, dacă acesta aparține lui B se notează $x \in B$.

Indicarea apartenenței unui element x mulțimii B se poate face prin introducerea, unei funcții de apartenență $P_B(x)$ care are valoarea 1 dacă $x \in B$ și valoarea 0 dacă $x \notin B$. Funcția de apartenență $P_B(x)$ poate lua orice valoare în intervalul $[0,1]$, în sensul că un element x al lui B poate să nu aparțină lui B, să aparțină puțin lui B, să aparțină „așa și, așa” lui B să aparțină mult lui B sau să aparțină lui B

Mulțimile fuzzy sunt formate din mulțimile perechilor $\{x_i, p_B(x_i)\}$, adică prin asocierea fiecărui element x_i a, unui număr cuprins între 0 și 1 care reprezintă gradul, său de apartenență $p_B(x_i)$ la o anumită proprietate B.

Funcție de apartenență sau gradul de apartenență $p_B(x_i)$ poate fi definit în mai multe feluri, și anume:

- cu ajutorul unor formule matematice;
- printr-un tabel de valori
- printr-un algoritm reductiv
- în funcție de alte funcții de apartenență.

Exprimarea matematică de detaliu, a teoriei mulțimilor fuzzy (vagi) este prezentată în detaliu în lucrările [48], [65].

6.3.2. Principiul metodei

Principiul metodei de stabilire a variantei optime a unei lucrări de investiții presupune stabilirea următoarelor elemente inițiale:

- mulțimea variantelor tehnico-economice posibile sau luate în considerare;

$$C = \{V_1, V_2, \dots, V_n\}$$

- mulțimea indicatorilor economici care stau la baza adoptării deciziei

$$c = \{C_1, C_2, \dots, C_n\}$$

notând cu b_{ij} valoarea indicatorului variantei V_i după criteriul c_j se poate obține o formulare matricială de forma:

$$b = [b_{ij}]$$

fiecărui criteriu de optim c_j îi corespunde o valoare de optim b_j^* .

Raportând valoarea optimă b_j^* , nerealizarea optimului prin efectuarea schimbării de variabilă:

$$x_{ij} = \frac{b_{ij} - b_j^*}{b_j^*}$$

Funcția de apartenență $p(x_{ij})$ poate avea exprimări diverse, dar în mod curent se utilizează o funcție de tip exponențial:

$$P(x_{ij}) = x_{ij} - e^{-K \cdot x_{ij}}$$

Literatura de specialitate [48] [65] recomandă $K > 2$, putând ajunge până la valori de 5, 6, în funcție de importanța pe care o atribuie decidentul indicatorului respectiv.

Stabilirea variantei optime pe baza deciziilor fuzzy se bazează pe utilizarea unor criterii de optim.

Se cunosc următoarele criterii: criteriul pesimist al lui Wald, criteriul lui Laplace, criteriul optimist al lui Hurvicz și criteriul lui Savage (regretelor). Efectiv calculul presupune efectuarea următoarelor etape:

- alcătuirea tabelului indicatorilor economici considerați decident pentru variantele considerate
- alcătuirea tabelului valorilor relative ale indicatorilor
- alcătuirea tabelului gradelor de apartenență;
- alcătuirea matricei gradelor de apartenență;
- aplicarea criteriului de optim și stabilirea variantei optime din variantele analizate.

6.3.3. Aplicarea deciziilor fuzzy pentru stabilirea variantei optime de fundare

În continuare se prezintă un studiu de stabilire a variantei optime de fundare, prin utilizarea deciziilor fuzzy, pentru două amplasamente, situate unul în Timișoara zona Spital Județean iar cel doilea în Arad în cartierul Osko Terezia.

În ambele amplasamente s-au folosit pentru stabilirea variantei optime de fundare următorii indicatori tehnico-economici

I_{mat} - costul total de deviz al materialelor în lei;

I_{man} - costul total de deviz al manoperei în lei;

I_u - costul total de deviz al utilajelor în lei;

I_c - costul total al lucrărilor de infrastructură în lei; I

$$I_{is} = \frac{I_{mat} + I_{man} + I_u}{S} - \text{inves. specifică în lei/mp (1321m}^2\text{)}$$

$$I_{pm} = \frac{I_{mat} + I_{man} + I_u}{I_{man}} - \text{productivitatea muncii}$$

Amplasament Spitalul Județean Timișoara

Stratificația amplasamentului este alcătuită din următoarele straturi:

- umplutură neoaogenă, provenită din excesul de pământ și resturi de materiale de la diverse construcții din zonă, având o grosime de 1,0 - 1,5 m
- nisip fin argilos saturat de 1,5- 2,0 m grosime și din nisip argilos de caracteristici fizico-mecanice buna.

Pentru, acest amplasament s-au luat în studiu următoarele variante de realizare a infrastructurii

V_1 - perna din balast, fundații continue monolite și elevații prefabricate (fig 6.19 a)

V_2 - fundații continue prefabricate, pe teren îmbunătățit cu ploturi din balast și elevații prefabricate.

V₃ - elemente de talpă tronoenice cu placă antirefuiantă (D= 1,2 m) cu lungimea de 2,0 și elevații prefabricate

Amplasament cartier OCSKO TEREZIA Arad.

Stratificația amplasamentului este foarte neomogenă predominând formate din argilă neconsolidată, nisip, moloz, etc având grosimi cuprinse între 1,5 – 2,0 m, după care a urmat un strat din nisip fin către mijlociu cu rare elemente de pietriș, cu îndesare medie.

Consumurile și costurile specifice care stau la baza analizei tehnico-economice pe baza deciziilor fuzzy sunt prezentate sintetic în tabele 6.17 ... 6.19.

Modul efectiv de calcul a fost prezentat în detaliu pentru analiza făcută pentru variantele de fundare consolidate pentru amplasamentul „zona Spitalul Județean Timișoara”, în consecință nu se mai consideră necesară prezentarea detaliată a calcului și pentru acest amplasament.

În tabelele 6.7...6.13. sunt prezentate tabelar rezultatele obținute:

După aplicarea criteriilor de optim după metodologia prezentată anterior s-au obținut următoarele rezultate:

Tab. 6.7. Valorile indicatorilor tehnico-economici

Indicator Varianta	I _{mat} (lei)	I _{mat} (lei)	I _u (lei)	I _c (lei)	I _{is} (lei/m ²)	I _{pm}
V ₁	77881	50132	40784	211200	153,34	2,97
V ₂	114869	28374	41581	212800	139,91	6,51
V ₃	124012	13936	25490	194000	123,72	11,72

Tab. 6.8. Valorile relative ale indicatorilor

Indicator Varianta	I' _{mat}	I' _{mat}	I' _u	I' _c	I' _{is}	I' _{pm}
V ₁	1	0,23	0,62	0,918	0,80	0,25
V ₂	0,67	0,49	0,61	0,911	0,88	0,55
V ₃	0,62	1	1	1	1	1

Tab. 6.9. Valorile transformate ale indicatorilor

X Varianta	X _{mat}	X _{man}	X _u	X _c	X _{is}	X _{pm}
V ₁	0	0,77	0,38	0,18	0,20	0,75
V ₂	0,33	0,51	0,39	0,19	0,12	0,35
V ₃	0,38	0	0	0	0	0

Tab. 6.10. Consumuri și costuri pentru Varianta I

Nr. crt	Specificația	U/M	TALPA		ELEVAJIE		PLANȘEU		TOTAL	
			Cantit.	Cost	Cantit.	cost	Cantit.	Cost	Cantit.	Cost
1.	Beton	m ³	72,94	8890	105,04	16925	17,8	1831	195,8	27654
	- pe șantier		-	-	-	-	23,6	20130	23,6	20130
	- în fabrică		72,94	8890	105,04	16925	41,4	21961	219,4	47784
TOTAL										
2.	Armătură	kg	172,42	1543,94	3449	17143	-	-	3449	17143
	- pe șantier		-	-	-	-	1199	10905	1199	1090
	- în fabrică		172,42	1543,94	3449	17143	1199	10905	4648	18233
TOTAL										
3.	Cofraje	m ²	-	-	976,4	2084	-	-	976,4	2084
	-metal		-	-	1206,1	1297	-	-	1206,1	1297
-lemn										
4.	Manopera	lei	-	48500	-	8949	-	2356	-	59805
	- pe șantier		-	-	-	-	-	327	-	327
	- în fabrică		-	48500	-	8949	-	2683	-	60132
TOTAL										
5.	Consum	lei	-	20088	-	8240	-	310	-	21222
	utilaje		-	758	-	4872	-	537	-	6157
	- pe șantier		-	20846	-	5696	-	847	-	27379
- în fabrică										
TOTAL										
6.	Alte	lei	-	4	-	2443	-	6036	-	8483
	materiale		-	12301	-	813	-	291	-	13405
	Transport		-	5121	-	9560	-	5931	-	20702
Alte										
cheltuieli										
9.	Total general rotunjit	lei	-	97220		65000		49000		211200

Tab. 6.11 Consumuri și costuri specifice Varianta II

Nr. crt	Specificația	U/M	TALPA		ELEVAJIE		PLANȘEU		TOTAL	
			Cantit.	Cost	Cantit.	cost	Cantit.	Cost	Cantit.	Cost
1.	Beton	m ³	72,94	8898	17,1	3422	17,8	1831	107,84	14151
	-pe șantier		-	-	39,4	33752	23,6	20130	63	53882
	-în fabrică		72,94	8898	56,9	37174	41,4	21961	170,84	68033
TOTAL										
2.	Armătură	kg	172,42	1543,94	1478	7333	-	-	1650,42	8876,94
	-pe șantier		-	-	1614	13704	1199	10905	2813	24609
	-în fabrică		172,42	1543,94	3092	21037	1199	10905		33485,94
TOTAL										
3.	Cofraje	m ²	-	-	-	-	-	-	-	-
	-metal		504	600	914	1117	-	-	914	1117
	-lemn									
TOTAL										
4.	Manopera	lei	-	18012	-	6329	-	2356	-	26697
	-pe șantier		-	-	-	1350	-	327	-	1677
	-în fabrică		-	18012	-	7679	-	2683	-	28374
TOTAL										
5.	Consum	lei	-	18500	-	91	-	310	-	18801
	utilaje		-	758	-	1316	-	537	-	2611
	-pe șantier		-	19250	-	1407	-	847	-	21412
-în fabrică										
TOTAL										
6.	Alte	lei	-	76,88	-	6122	-	6036	-	12234,88
	materiale		-	19526,77	-	352	-	291	-	20169,77
	Transport		-	8582,85	-	12670	-	5931	-	27183,65
Alte										
cheltuieli										
TOTAL										
9.	Total general rotunjit	lei	-	76200	-	87600	-	49000		212800

Tab. 6.12 Consumuri și costuri specifice Varianta III (autor)

Nr. crt	Specificația	U/M	TALPA		ELEVAȚIE		PLANȘEU		TOTAL	
			Cantit.	Cost	Cantit.	cost	Cantit.	Cost	Cantit.	Cost
1.	Beton - pe șantier - în fabrică TOTAL	m ³	-	-	14,42	3645,4	17,8	1831	32,24	5476,4
			30,89	26349	31,52	27001,6	23,6	20130	86,01	73480,6
			30,89	26349	45,94	30657	41,4	21961	118,23	78957
2.	Armătură -pe șantier -în fabrică TOTAL	kg	-	-	416,4	2053,24	-	-	416,4	2053,24
			144	1274,4	2437	18575,76	1199	10905	3781	30755,16
			144	1274,4	2853,4	20629	1199	10905	4196,4	32808,4
3.	Cofraje -metal -lemn	m ²	-	-	-	-	-	-	-	-
			-	-	81,9	978	-	-	81,9	987
			-	-	-	-	-	-	-	-
4.	Manopera -pe șantier -în fabrică TOTAL	lei	-	4314,79	-	4907	-	2356	-	11577,79
			-	682,11	-	1350	-	327	-	2359,11
			-	4996,90	-	6257	-	2683	-	11956,9
5.	Consum utilaje -pe șantier -în fabrică TOTAL	lei	-	1130,35	-	91	-	310	-	1531,35
			-	896,49	-	1072	-	537	-	2505,49
			-	2026,84	-	1063	-	847	-	4036,84
6.	Alte materiale Transport Alte cheltuieli	lei	-	659,95	-	4365	-	6036	-	11260,95
-			16991,93	-	4172	-	291	-	21454,93	
-			13946,78	-	10488	-	5931	-	32715,88	
9.	Total general (rotunjit) fără corecturi produse de balastieră	lei	-	66500,8	-	78800	-	48700	-	194000

Tabelul 6.13 Calculul gradelor de apartenență

Varianta		V ₁	V ₂	V ₃
K ₁ =3	k ₁ X _{mat}	0	0,99	1,14
	P(X _{mat})	1	0,371	0,319
K ₂ =4,5	K ₂ X _{man}	3,465	2,29	0
	P(X _{man})	0,031	0,101	1
K ₃ =2	K ₃ X _u	0,76	0,78	0
	P(X _u)	0,467	0,458	1
K ₄ =3	K ₄ X _c	0,54	0,57	0
	P(X _c)	0,582	0,565	1
K ₅ =3	K ₅ X _{is}	0,60	0,36	0
	P(X _{is})	0,548	0,697	1
K ₆ =4,6	K ₆ X _{pm}	3,37	2,02	0
	P(X _{pm})	0,037	0,132	1

a) Criteriul lui Wald

$\max [\min (X_j)] = \max (0,031; 0,101; 0,319) = 0,319$ oare corespunde variantei V_3 (autor)

b) Criteriul Laplace

$$\bar{P}_1 = \frac{1 + 0,031 + 0,467 + 0,882 + 0,540 + 0,037}{6} = 0,444$$

$$\bar{P}_2 = \frac{0,371 + 0,101 + 0,458 + 0,565 + 0,697 + 0,132}{6} = 0,384$$

$$\bar{P}_3 = \frac{0,319 + 1 + 1 + 1 + 1 + 1}{6} = 0,886$$

Optimul corespunde variantei V_3

c) Criteriul Hurvicz

$$0,90 \times 1 + 0,10 \times 0,039 = 0,903$$

$$0,90 \times 0,697 + 0,10 \times 0,101 = 0,637$$

$$0,90 \times 1 + 0,10 \times 0,319 = 0,93$$

Potrivit acestui criteriu varianta optimă este V_3

d) Criteriul Savage

$$\min [\max P(X)] = \min [0,96; 0,90; 0,68] = 0,68$$

Varianta V_3 este optimă. Se constată că și în cazul acestui amplasament varianta optima este V_3 .

Indicatori tehnico – economici pentru infrastructura studiată

Pe baza soluției studiate de autor, pentru proiectul T 770 secțiunea Pb_2 având ca domeniu de aplicare, din punct de vedere al terenului de fundare, atât terenurile bune de fundare, cât și terenurile slabe de fundare în suprafață pe grosimi de 2-4m, se pot stabili indicatori tehnico-economici pentru aplicarea acestei soluții.

Acest lucru este posibil, pentru că în funcție de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului de fundare sigura parte modificată, în ceea ce privește consumurile și costurile specifice, este cea aferentă elementelor de talpă.

Elementele de talpă (6 tipuri) propuse de autor în capitolul 2 dau posibilitatea aplicării în categoriile de teren enunțate mai sus. În consumurile și costurile specifice referitoare la material, manopere, utilaj, etc. sunt variabile numai pentru elementele de talpă.

În tabelul 6.14 se prezintă principalii indicatori tehnici comparativ cu varianta cu tălpi prefabricate cu îmbunătățirea terenului de fundare cu ploturi din materiale granulate executate prin vibropresare.

Se constată că soluția studiată de autor este o soluție avantajoasă cu soluție cu care s-a comparat atât sub aspectul prețului de cost total al lucrărilor de infrastructură cât și sub aspectul principalelor consumuri specifice (beton, oțel, manoperă). S-a ales această comparație având în vedere că cele două soluții au același grad de prefabricare.

Tabelul 6.14 Indicatori tehnico-economici.

Nr. Indici crt	U.M	Proiect T 770- Pb ₂		Dif [%]
		Fundații continue prefabricate pe balast	Fundații discontinue	
1. Beton (prefabricat + monolit)	mc	500,64	470-488,6	6,4-6,5
2. beton prefabricat în structură	mc	394,0	394,0	0
3. Beton prefabricat în elevații	mc	38,2	31,52	-17,5
4. Beton prefabricat în tălpi	mc	42,51	12,68-30,89	-27,9-70,18
5. Beton prefabricat total	mc	463,02	438,2-456,41	-1,43...-6,37
6. Gradul de prefabricație	%	92,0	92,0	0
7. Oțel beton în pref. struct.	kg/mc	46,67	46,67	0
8. Oțel beton în pref. elevații	kg/mc	25,27	28,35	+12,1
9. Oțel beton în pref. tălpi	kg/mc	14,8	4,6	-68,92
10. Oțel beton în pref. total	kg/mc	39,57	32,95	-16,37
11. Manoperă pe șantier fundații	lei	26025	13936,9	-46,45
12. Cost fundații	mii lei	219,2	194	-11,50

Avantajele soluției studiate de autor în comparație cu soluția de executare a fundațiilor în varianta monolită sunt și mai substanțiale atât sub aspectul principalilor indicatori cât mai ales sub aspectul avantajelor tehnice legate de volumul mare de terasamente (săpătura, transport, pământ, etc.), iar în cazul în care nivelul apei subterane este ridicat apar și dificultăți de epuizare a apelor și de efectuare a sprijinirilor săpăturii, problemă care în cazul soluției propuse de autor nu mai apare.

7. CONCLUZII GENERALE ȘI CONTRIBUȚII ADUSE DE AUTOR REFERITOR LA ASPECTELE TEHNICO-ECONOMICE STUDIATE

7.1. Concluzii generale

Prin elaborarea soluției de infrastructură alcătuită din elemente de talpă prefabricate, montate discontinuu în gropi ștanțate și elevații plane prefabricate, autorul și-a propus și rezolvat următoarele aspecte:

a) realizarea unui tip de infrastructură care să asigure în condiții optime rezistența, stabilitatea și durabilitatea construcției.

b) ridicarea gradului de industrializare la execuție și montaj pentru lucrările de cotă zero ale construcțiilor de locuințe și prin aceasta, implicit reducerea decalajului față de progresele tehnice și economice înregistrate la execuția suprastructurilor.

c) adoptarea unui sistem de infrastructură care să conducă la economii atât sub aspect valoric cât și sub aspectul consumurilor de materiale principale, față de soluțiile de infrastructură adoptate până în prezent și care să poată fi aplicată și în țara autorului.

A) Satisfacerea cerințelor de rezistență și stabilitate ale construcției.

Problemele de bază ce intervin la calculul și proiectarea unui sistem de infrastructură sunt cele legate de neuniformitatea terenului de fundare, de caracteristicile fizico-mecanice ale acestuia, de variația indicilor de structură, etc. În majoritatea cazurilor acești indici sunt variabili chiar pe același amplasament ceea ce implică la nivelul fundațiilor o serie de măsuri suplimentare pentru transmiterea încărcărilor provenită din suprastructură.

Eliminarea acestor inconveniente este posibilă pe două căi:

- creșterea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare și uniformizarea acestora pe întreg amplasamentul astfel încât posibilitatea apariției unor tasări diferențiate să fie exclusă
- alegerea ansamblului fundație-elevație care să asigure preluarea și distribuția încărcărilor la trenul de fundare

Încercărilor experimentale și aplicările realizate de specialiștii Catedrei de Drumuri, Fundații și Instalații în Construcții a I.P. Traian Vuia [37] au arătat că realizarea gropilor prin ștanțare, procedau pe care se bazează și soluția concepută de autor, este un procedeu simplu și eficient care conduce la creșterea capacității portante a terenului de fundare.

În ceea ce privește forma elementelor de talpă propuse de autor și anume adoptarea formei de trunchi de con cu placa antirefulantă își găsește justificarea că în comparație cu alte soluții elaborate [17] asigură din punct de vedere teoretic o transmitere mai bună a încărcărilor la terenul de fundare, fapt prezentat de o serie de încercări experimentale [6] [7] efectuate în ultimii ani.

Din punct de vedere al siguranței construcției ștanțarea gropilor, de fundații contribuie la îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de fundare, iar placa antirefulantă contribuie atât la mărirea dimensiunilor zonei de îndesare, în urma ștanțării și deci micșorarea deformabilității terenului, cât și la realizarea unei

suprafețe de contact cu terenul de fundare, mai mari și asigurând o rezemare sigură a elevațiilor pe elementele de talpă

B) Satisfacerea, cerințelor privind industrializarea, lucrărilor de infrastructură Industrializarea lucrărilor „de cotă zero” în cazul soluției propuse și studiată de autor se caracterizează prin următoarele aspecte:

- mecanizarea în proporție de 80% a lucrărilor de terasamente ca urmare a ștanțării gropilor de fundații cu avantajele de ordin tehnico-economic specific acestui procedeu
- tipizarea și modularea infrastructurii prin prefabricarea integrală a ansamblului tălpi-elevații;
- nivelul ridicat de confecționare în poligon a prefabricatelor și simplificarea procesului de prefabricate prin utilizarea unui singur element de talpă în realizarea unei infrastructuri, ceea ce permite folosirea, aceluiași tipare metalice de un mare număr de ori;
- transferul important de manoperă de pe șantier în poligoane de prefabricate;
- creșterea, productivității muncii, evidențiată prin reducerea duratei de execuție a infrastructurii pe șantier.

C) Aspecte economice

Din analiză făcută prin utilizarea deciziilor fuzzy pentru cele două amplasamente caracterizate printr-un teren slab în suprafață, pe o grosime medie de 2-2,5 m, se constată superioritatea soluției studiată de autor comparativ cu alte soluții posibile.

Din analiza tehnico-economică făcută se constată că eficiența unei soluții nu poate fi privită numai prin analizarea costului total. Eficiența economică a unei soluții trebuie să se stabilească în conținutul general al problemelor existente în economia unei țări sau în economia internațională la un moment dat. În condițiile actuale în care în majoritatea țărilor se fac eforturi pentru economisirea energiei (electrică, termică, carburanți) și materiilor și materialelor consumatoare de energie, o anumită soluție chiar dacă nu are prețul de cost mai scăzut decât alte soluții poate fi preferată din punct de vedere tehnico-economic, fie pentru că răspunde necesităților de industrializare a lucrărilor cu toate avantajele legate de acest aspect fie că presupune un consum mai mic de materiale ce duce la scăderi ale energiei consumate pentru producerea materialelor.

Un aspect important pe care autorul l-a urmărit a fost elaborarea unei soluții care să prezinte consumuri reduse de materiale.

După folosirea fundațiilor continue prefabricate și în cazul zonelor seismice [21] s-au evidențiat câteva avantaje deosebite dintre care se menționează:

- economii de beton 36 % și armătură 14 %;
- reducerea manoperei cu 44 %;
- reducerea costurilor cu 27 %;
- nu se întrerupe lucrul pe timp nefavorabil;
- se ridică categoria de calificare a muncitorilor;
- se pot folosi aceleași brigăzi de montaj atât la infrastructură, cât și la suprastructură.

În graficele următoare se prezintă pentru unul din cele două amplasamente, variația principalelor consumuri de materiale pentru soluțiile luate în studiu.

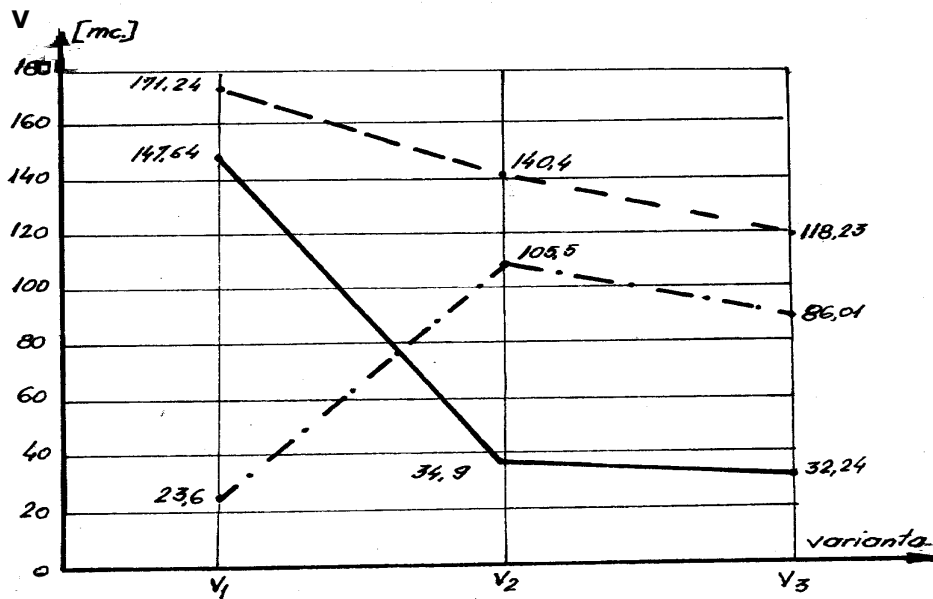


Fig 7.1. Consum beton amplasament zona „Spital Județean Timișoara”
 — Pe șantier; - - - în fabrică; - · - total

Graficul din figura 7.1 indică consumul de beton pe șantier, în fabrică și total. Se constată din analiza acestui grafic, că varianta propusă de autor oferă un consum total redus în comparație cu celelalte variante și consumul minim în ceea ce privește consumul de beton pus în operă pe șantier.

În ceea ce privește consumul de armătură (fig. 7.2) se constată că soluția propusă de autor prezintă un consum total de armătură mai mare decât varianta monolită (V₁) dar consumul de armătură pe șantier este mult redus în comparație cu celelalte.

Un salt considerabil se produce în consumul de manoperă (fig.7.3); varianta, propusă de autor fiind cu consumul de manoperă pe șantier și total cel mai redus.

Din această analiză se poate afirma că soluția propusă de autor asigură un grad ridicat de industrializare și de asemenea asigură consumuri sensibil mai mici de beton și manopera și o ușoară creștere în ceea ce privește consumul de armătură.

În ansamblu se poate afirma că soluția propusă de autor prezintă avantaje tehnico-economice în raport cu alte soluții aplicabile în terenuri slabe în suprafață pe o grosime de 2..2,5 m.

Dintre contribuțiile științifice de seamă, pe care autorul consideră că le-a adus, cu ocazia studiilor făcute cu ocazia elaborării lucrării de față (unele subliniate și pe capitole) se menționează:

- colectarea și sistematizarea unui bogat material existent îndeosebi în arhiva catedrei în diverse studii anterioare, material care apoi a fost interpretat critic, în ceea ce a permis autorului să inițieze cercetări în domeniul cu probleme deosebit de actuale;

elaborarea unor noi soluții de fundare originale, cu grad ridicat de industrializare a infrastructurii, prin folosirea prefabricării, respectiv mecanizării lucrărilor, soluțiile abordate fiind aplicabile îndeosebi în cazul terenurilor dificile cu grosimea de 4...6 m, subliniind îndeosebi infrastructura formată din elevații prefabricate cu grosime mică (16 cm), așezate pe reazeme izolate de formă tronconică cu placă antirefulantă (cap.2);

- studiile făcute asupra elementelor de talpă de formă tronconică cu placă antirefulantă (cap.3) dintre care se subliniază metodele de calcul a capacității portante a acestora în diverse ipoteze (încăstrate elastic); luându-se în considerare rezistența pasivă a pământului; considerându-se (la bază) deformațiile pământului; folosirea penetrării statice cu con; metodele vibrodinamice, precum și aportul părților (ce formează aceste tipuri de elemente) la capacitatea portantă totală a unor asemenea elemente de rezemare.

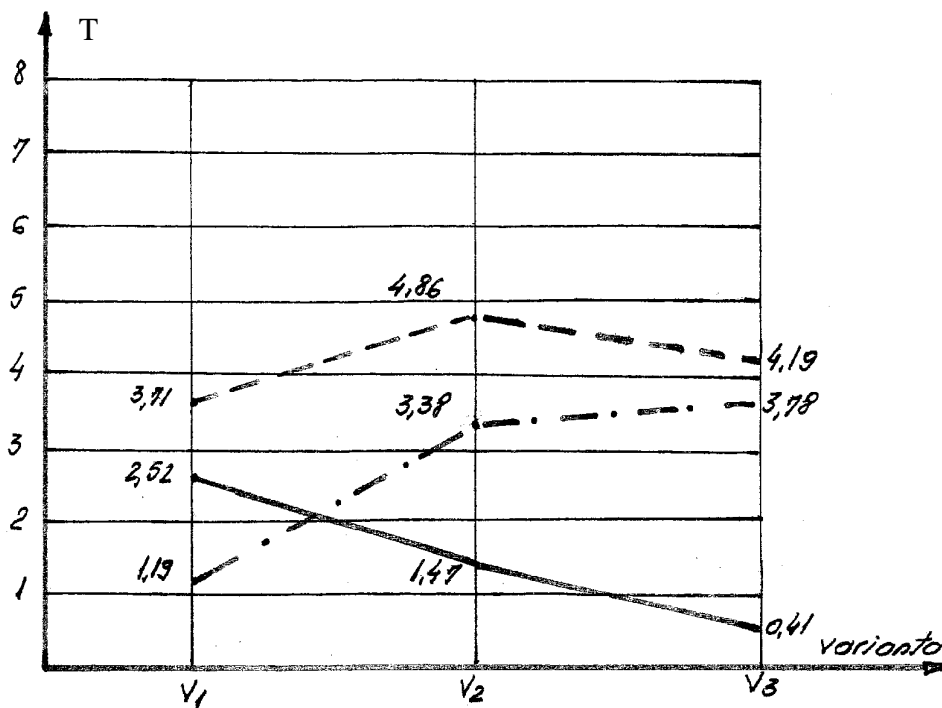


Fig 7.2. Consum armătură variante amplasament zona „Spital Județean Timișoara”
 — Pe șantier; - · - · - în fabrică; ■ ■ ■ total

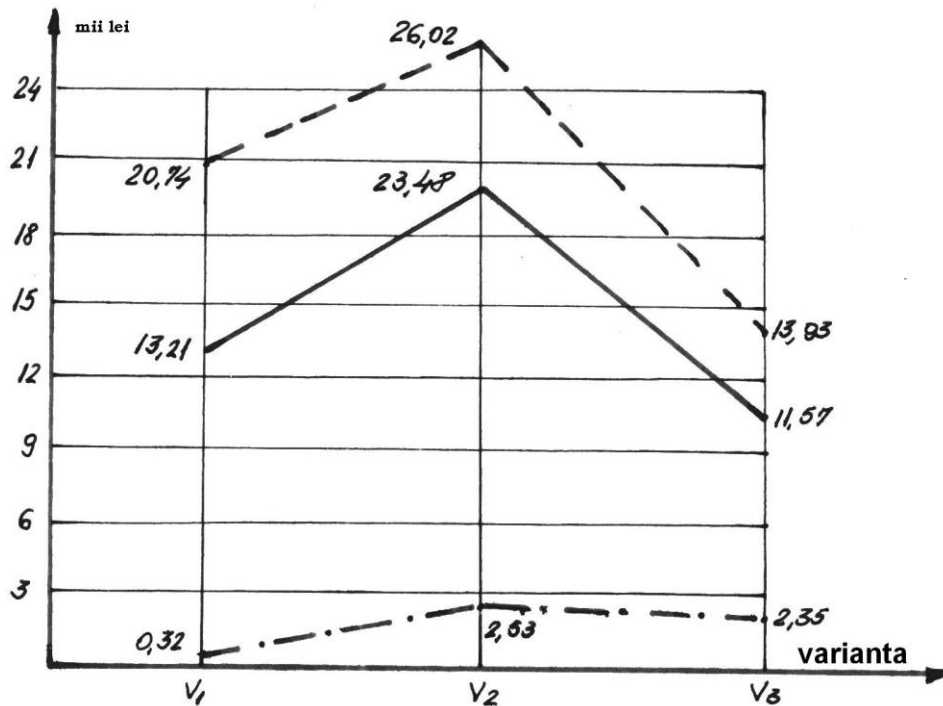


Fig. 7.3. Consum manoperă variante amplasament „Zona Spital Județean Timișoara”
 — Pe șantier; —•••• în fabrică; —■—■ total

- studiile făcute asupra pereților portanți ai infrastructurii, pereți cu grosimea de 16 cm, studii de stabilire a unor metodologii de calcul și verificări a panourilor la compresiune cu flambaj, verificarea la forțele tăietoare ce apar la rezemare, verificarea îmbinărilor;
- studii (cu privire la calculul elevațiilor ca și grinzi pereți rezemate discontinuu);
- studii și sistematizări pentru metode practice de calcul și proiectare a infrastructurii concepute, punându-se astfel la îndemâna proiectantului toate elementele necesare pentru a se putea realiza proiectele de executie ale unor asemenea infrastructuri;
- studii cu privire la tehnologiile de realizare a infrastructurii prin folosirea unei tehnologii moderne de ștanțare a gropilor de realizare a elementelor prin vibropercuții;
- studii și recomandări cu privire la realizarea calității lucrărilor ce urmează a fi realizate pentru extinderea soluției studiate;
- studii cu privire la aspectele tehnico economice a soluției studiate, prin concretizarea unor situații reale și aplicarea la analiza economică a unor metode matematice de calcul pe cât de expeditiv pe atât de fidele scopului urmărit.

7.2. Contribuțiile autorului

Contribuțiile autorului în domeniul tematicii privind soluțiile și procedeele pentru industrializarea lucrărilor de fundații sunt următoarele:

1. Documentarea la zi pe baza consultării unei bogate bibliografii din țară și străinătate privind soluțiile și procedeele destinate industrializării lucrărilor de fundații;

2. Studiarea și analiza critică a soluțiilor de prefabricare a fundațiilor continue prefabricate utilizate în România și în străinătate;

3. Elaborarea unei soluții noi de prefabricare a fundațiilor folosind elemente tronconice pentru talpă și elevații prefabricate cu grosime redusă;

4. Conceperea unei tehnologii noi pentru realizarea ștanțării gropilor de fundare prin vibropresare în vederea realizării elementelor tronconice cu placă antirefulantă de mică adâncime, fără bulb, în terenuri normale și cu bulb din balast în terenurile slabe de fundare;

5. Realizarea unui echipament pentru execuția elementelor de talpă tronconică cu placă antirefulantă, prin batere în terenurile normale și cu bulb în terenurile slabe de fundare;

6. Studii de laborator privind tehnologia de execuție și capacitatea portantă a elementelor de fundare scurte și de lungime medie în pământuri necoezive cu diverse stări de îndesare;

7. Studii privind proiectarea și tehnologia de realizare a infrastructurii concepute pentru fundațiile continue prefabricate;

8. Studii tehnico-economice privind folosirea elementelor de formă tronconică cu placă antirefulantă comparativ cu soluțiile cunoscute (elemente trunchi de piramidă, tălpi continue prefabricate, tălpi discontinue).

BIBLIOGRAFIE

- [1.] ADLER, L., NEGRU, I -Industrializarea construcțiilor. Sinteza documentară INID București, 1981.
- [2.] ANDREI, S., ANTONESCU, I - Geotehnică și Fundații - I.C. București, 1984.
- [3.] ADOMNICAI C.- Infrastructură prefabricată pentru proiectul tip. T 77o - C.P.J Arad - Catedra de Fundații IP Timișoara, 1982 - nepublicat
- [4.] AGENT, R.- Calculul structurilor cu diafragme din beton armat Editura Tehnică - București, 1982.
- [5.] ALEGACHI, M.- Construcții privind gradul de prefabricare la lucrările ciclului zero pentru clădiri de locuințe P+4 etaje. Teză de doctorat, Iași, 1982.
- [6.] HAIDA, V., PANTEA, P. - Geologie, geotehnică și fundații, vol. I Fundații și procedee de fundare. Litografia I.P. Traian Vuia Timișoara, 1984.
- [7.] ATEF AL SEBAY - Contribuții la studiul unor soluții moderne de fundare a clădirilor. Teză de doctorat Timișoara, 1988.
- [8.] ARABDJAN I.R., KORBUT, EL - Monolitizarea îmbinărilor de asamblare la executarea construcțiilor subterane „perete îngropat”, Osnovania Fundamentî, nr.2/1980.
- [9.] BOTEA, E., MANOLIN, I. - Metodologia de calcul a capacității portante a piloților pentru faze preliminare de proiectare B.J.T. nr.4/1971.
- [10.] CAMBEFORT, H. - Critere pour l'évaluation de la porce portante d.un pieu Prop VI CMEE Paris, 1981.
- [11.] DIANU, V., CASOVLIN, O. - Fundarea pe loessuri și pământuri loessoide - Edit. Acad. R.S.R., 1987.
- [12.] CULITA, C. POPESCU V. - Considerațiuni asupra portanței piloților a IV Conferință Națională de Geotehnica, Iași, 1979.
- [13.] DOBRESCU F., STOICA M. Procedee matematice moderne ce pot fi folosite în luarea deciziilor privind investițiile Rev. Construcții nr.4/1976.
- [14.] DASCĂLU, V., MIHALACHE A., MOLOCEA M., PAULET C., ROTARU I., - Aspecte teoretice și practice ale realizării elevațiilor prefabricate spațiale la clădirile de locuit din panouri mari Rev. Construcții nr.11/1982.
- [15.] DANEȚIU, GH., GIONCU V., TAMAS IOLANDA: Fundații prefabricate realizate din plăci curbe subțiri. INCERC Filiala Timișoara 1971.
- [16.] ELIADE D: Tipizarea, pârghie în activitatea de dorectivare pe linia industrializării construcțiilor, Rev. Construcții nr.10-11/1971.
- [17.] PĂUNESCU, M., MARIN, M. - Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor. Ed. Fada, Timișoara, 1979.
- [18.] FENOUX G.Y.: La paroi prefabrique, ses applications, Annales de L'Institut du bâtiment, nr.1/1970.
- [19.] PĂUNESCU, M., MARIN, M., HAIDA, V. - Cercetări asupra rezistenței la forfecare a nisipurilor supuse vibrării. Buletinul științific al IP Timișoara, 1967.
- [20.] FUHRAT MIZHER. Contribuții la studiul unor soluții și tehnologii de fundații prin tehnice vibrării - teză de doctorat - Timișoara 1988.
- [21.] PĂUNESCU M., MARIN MARIN - Soluții moderne pentru fundații directe, Ed. Fada, Timișoara, 1986
- [22.] PĂUNESCU M., ȘTEFĂNICĂ MARIA, MARIN M. - Soluții și tehnologii moderne de industrializare a fundațiilor pentru stâlpi cu solicitări complexe. Ed. Marineasa, Timișoara, 2005.

- [23.] PĂUNESCU, M., VÂȚĂ, I., SCORDALIU, I. – Mecanizarea lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor de fundare. Ed. Tehnică, București, 1990.
- [24.] DUDAROV, V., - Sbornîe fundamentî promislennih zdaniï. Izdatelstvo literaturî po stroitelstvu. Moscova 1966.
- [25.] FILIMON, I. - Curs de beton armat – Timișoara 1974.
- [26.] GIURGEA, T., GOSPODINOV, N., - Executarea fundațiilor prin metode industriale. Sinteză documentară ODCAS. București 1974.
- [27.] HAIDA, V., VASILOIU, N., Unele considerații asupra proiectării lucrărilor de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare. Simpozion Timișoara 1986.
- [28.] JEREBNOV., A., GORDDEV, V. - Utilizarea panourilor mari în cazul amenajării fundațiilor în raioanele seismice.
- [29.] KRUTOV., V.I., RABINOVICI, I.G., FILATON, I.A. – Fundamentî V vîtrambavanîh Ketlovannah na vodonasîsenih glinietîh gruntah. Osnovania, Fundamentî Mecanika Gruntov, nr. 5/1980.
- [30.] KRUTOV, V.I., s.a. – Ulpotmenie otalov vschrsmîh porad tranbovanie Osnovania Fundamentî; Mecanika Gruntov nr. 1/1981.
- [31.] KRUTOV, V.I – Osnovania i Fundamentî na prosadocinîh grunth. Budivelnik Kiev, 1982.
- [32.] MANOLIU, I. – Fundații și procedee de fundare Editura Didactică 1983.
- [33.] MARIN, M., PĂUNESCU, M., și alții – Cercetări pentru creșterea gradului de industrializare a fundațiilor Timișoara contract 306/78.
- [34.] MARIN, M. – Fundații continue prefabricate pentru clădiri cu suprastructură din panouri mari – teză de doctorat Timișoara 1983.
- [35.] MARIN, M., R.KOREK, I. – Utilizarea pereților de subsol prefabricați la clădiri de locuit cu P+4 etaje Rev. Const. 10/1979.
- [36.] MIHĂEESCU, A. – Construcții civile – curs I.P. Timișoara 1980
- [37.] MIHUL, A., ENESCU S. – Piloți șurub din beton armat Conf. III. Geotehnica Timișoara 1975
- [38.] MIRSU, O., FRIEDRICH, R. - Construcții din beton armat EDP 1980
- [39.] NEGOITĂ, A. și alții Construcții civile – EDP 1976
- [40.] NEGOITĂ, O, PRELESCU D. Mulțimi Vogî și aplicațiile lor E.T. 1974
- [41.] MIHUL, A., DACĂLU. V, MIHUL, V., ARNAUTU RODICA : Considerații asupra industrializării asupra lucrării ciclului zero. A IV – a IV Conferință de Geotehnică și Fundații, vol. I. Iași, 3 – 5 septembrie 1979
- [42.] PASCU, P.- Fundații și elevații prefabricate la un bloc de locuințe în cvartal de locuințe „Hipodrom”. (Sibiu) I.P.J. Sibiu, CDCAS, BIT Construcții Inginerești nr. 9/73
- [43.] PĂUNESCU, M., MARIN, M. - Soluții moderne pentru fundații directe. Ed. Facla 1986.
- [44.] PĂUNESCU, M., CIOMOCOS, T., MARIN, M., KOREK, T., ROSA SIDONIU, MATEI, M. - Structură din elemente prefabricate din beton armat pentru infrastructura construcțiilor. Brevet de invenție nr. 80382/1982
- [45.] PAUNESCU, M., MARIN, M., ROSA SIDONIA, MIHAESCU CONSTANTINA, IOANA BOLAR - Fundații continue cu talpă și elevații prefabricate. A IV-a Conferință de Geotehnică și Fundații. Iași, septembrie 1979
- [46.] PAUNESCU, M., CIOMOCOS T., GINDES, A., MARIN, M., KOREK, I. - Execuția unui bloc experimental de locuințe cu infrastructură Rev. Construcții nr.7/1980
- [47.] PAUNESCU, M., CIOMOCOS, T., KOREK, I. – Prefabricarea fundațiilor continue pentru clădiri civile. INCERC București Soluții noi. Noiembrie 1980
- [48.] HAIDA, V., MARIN, M. – Geotehnică. Universitatea Tehnică Timișoara, 1994.

- [49.] HAIDA, V., MARIN, M., MIREA, M. – Mecanica pământurilor. Editura Orizonturi universitare, Timișoara, 2004.
- [50.] PAUNESCU, M., MARIN, M., SCORDALIU, I. – Fundații executate prin ștanțare o soluție modernă de fundare a construcțiilor. Rev. Construcții nr.6/1985.43.
- [51.] PAUNESCU, M., BANCEA, OLGA., MARIN, M. – Soluții noi de fundare directă în gropi ștanțate cu maiul greu. Rev. Construcții nr.11/1981
- [52.] PAUNESCU, M., SCORDALIU, I., MARIN, I. - Elemente de proiectare a fundațiilor executate prin ștanțare. Simpozion „Soluții noi eficiente în proiectarea și execuția structurilor”. Timișoara 1986
- [53.] PAUNESCU, M., SCORDALIU, I., VASILION, N. - Studii pentru optimizarea formei elementelor de fundare piramidale realizate prin ștanțare. Simpozion „Soluții noi eficiente în proiectarea și execuția structurilor”. Timișoara 1986
- [54.] PAUNESCU, M., SCORDALIU, I. – Determinarea capacităților portante prin încercare dinamică a elementelor de fundații (piloți, coloane, colțari) realizate cu utilaje vibropercurtoare. Rev. Mecanizarea construcțiilor nr. 3/1986.
- [55.] SCHEIN, T., SCORDALIU, I., NICORAȘ, V. – Elemente de calcul și de proiectare a îmbunătățirii terenului de fundare prin compactare dinamică cu material de adaos. A XI-a Conf. Națională de Geotehnică și Fundații, Cluj Npoca 2000.
- [56.] POP, V., TOMA, M., POPA, M., MUREȘANU, F. - Elevații prefabricate din elemente spațiale deschise. Rev. Construcții nr. 4/1981.
- [57.] ROVEUTA, E., VASILOUI, N. - Decizii Fuzzy în stabilirea variantelor optime constructive pentru fundații L.E.A. Bulet I.P Timișoara 23 febr. 2/78
- [58.] SOMONENKO, M.B., SIMITKI, M.G. - Executarea celulelor de mină cu metoda perete prefabricat în teren. Promîslenoe Stroitelstve nr.10/1974
- [59.] SITNIKOV, M.A., ROSCIN, V. - Panelnic fundamenti. Selokoe stroitstve U.R.S.S., 1986 nr.1.
- [60.] STDORWICZ, V. - Prefabricarea părții subterane a clădirilor de locuit. Inznxneria i Budwlany (R.P.P), 1971, nr.3
- [61.] SZLAVIK, T. - Paneles lakoepletetek eloregyartott alepitmenyei. Magzar epitoipar nr. 6/1978
- [62.] RIBKIN, S., SBORNÎC. - Jelezobetonik fundamenti Karkasnih zdanii. Gasstroizdat Kiev 1972
- [63.] SHEUNT – Construcții la stadiul și realizarea fundațiilor îndesate executate cu utilaje vibrotom. Teză de doctorat Timișoara 1980.
- [64.] SCHEIN, T. - Unele aspecte tehnico-economice privind fundarea pe piloți scurți executați prein vibrare. A IV conf. Geotehnică Iași 1979.
- [65.] SILION, T. - Geologie, geotehnică și fundații, Volumele I, II, III, I.P Iași 1970-1974
- [66.] SILON, T., RAILEANU, P. - Pământuri monoprize sensibile la umezire I.P Iași 1978
- [67.] STANCULESCU, I. - Curs de geotehnică și fundații EPP București 1960.
- [68.] STANCULESCU, I., CHIRICĂ, A. - Calculul tasărilor și presiunilor de contact corespunzătoare fundațiilor rigide folosind relațiile neliniare. Conferința de geotehnică Iași 1987.
- [69.] SITNIKOV, M.A. - Panelerie fundamenti – Stroitelstve 1/78 – URSS
- [70.] TUDOR, V. - Un nou sistem de fundarea blocurilor cu P+4E. Ses Camic I.P: Cluj Octombrie 1978.
- [71.] TUDOR, V. - Fundații prefabricate pentru construcții de clădiri Teză de doctorat Timișoara 1980
- [72.] TOMLINSON, M.J. - Proiectarea și execuția fundațiilor (traducere) Ed. Tehnică București 1974.

- [73.] TITOVICI, N., BEREZANTIEV, V., DALMATOV, B., ABELEV, M. - Foundation Soils and substrutures Mir, Moskva 1974
- [74.] VASILIONI, N. - Considerațiuni privind calculul capacității portante a fundațiilor indirecte - Teză de doctorat Timișoara 1985
- [75.] WRIEHT, R. - Locuințe industrializate în programe Breakthongut Congresul V CIB Paris 1971
- [76.] VERNESCU, P. - Realizări în tipizarea construcțiilor în 15 ani de activitate Rev. Construcțiilor nr.10/1971
- [77.] VITA, I., ATANASIU, V. - Compactarea prin vibroflotare a terenurilor granulare necoezive. Rev. Constr. Nr. 7/1978
- [78.] SLAVIK, T. - Paneles Lakoezüetek elöregyartfort alepitenevényei Magyar építőipar nr 6/1978.
- [79.] TETIAN, A. - Foundation shell fon towerahaped structures - Simpasion IAS Bratislava 1966.
- [80.] X X X Rukovodostvo pe proiktirovania ustroiston fundamentiv v vitrovitrambovanih - Moskova stroizdat 1981
- [81.] X X X Soluții noi proiectate de unele unități din RSR ICCPOC, INCERC nov.1980
- [82.] X X X Soluții constructive pentru stanțarea gropilor de fundații în vederea realizării unor fundații eficiente, prin înlocuirea unor sisteme clasice de fundare directă și indirectă - studiu republican contract 558/85 CDFIC - ICCPDC Timișoara.
- [83.] X X X -Simpozion - Soluții noi eficiente în proiectarea și executarea construcțiilor - secțiunea geotehnică și fundații ICCPDC - IPTV Timișoara 14 - 15 nov. 1986
- [84.] X X X - A cincea conferință națională de geotehnică și fundații Cluj-Napoca septembrie 1989.
- [85.] X X X - A șasea conferință națională de geotehnică și fundații - Galați 1987
- [86.] X X X - Îndrumător pentru proiectarea și executarea fundațiilor în gropi stanțate - Moscova Stroizdat 1981
- [87.] X X X - Instrucțiuni pentru proiectarea și executarea clădirilor cu structură din panouri mari elaborat IPCT - indicativ P 101-78
- [88.] X X X - Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe în construcții P 10-85
- [89.] X X X - Bloc de locuințe S+P+4E cu talpă discontinuă (proiecte de diplomă din cadrul catedrei de fundații perioada 1982-1987)
- [90.] X X X - Normativ privind proiectarea și executarea construcțiilor fundate de terenuri slabe (P7-1977)
- [91.] X X X - INCERC Catalog de mașini pentru lucrări de construcții - montaj București 1972
- [92.] X X X - ICSMFE X (1981) - Internațional Conference on Soil Mechomice and foundation Engineereeny Procee din Stokholm.
- [93.] X X X - Virbrasoneta AVP-1 - Întreținerea și exploatarea MCI - CMCIB 1976
- [94.] X X X - Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea și executarea lucrărilor pe piloți sunt realizați prin vibrare (C161-73) - Buletinul Construcțiilor (1/1974)
- [95.] X X X - STAS 2561/2 - 81 - Fundații pe piloți - încercări de probă
- [96.] X X X - STAS 2561/3-83 - Fundații pe piloți - prescripții de proiectare
- [97.] X X X - Congresul al VIII-lea de geotehnică și fundații Moscova 1973
- [98.] X X X - Congresul al XI-lea de geotehnică și fundații S. Francisco 1986
- [99.] X X X - Congresul al IX-lea de geotehnică și fundații Tokio 1977
- [100.] X X X - Instrucțiuni tehnice privind proiectarea și realizarea fundațiilor în gropi stanțate, București 1989.

Titluri recent publicate în colecția „TEZE DE DOCTORAT” seria 5: Inginerie Civilă

1. **Nicoleta Sorina Nemeș** – *Forme de retenție și mobilitate a fosforului în solurile și apele bazinului hidrografic Bistra – județul Caraș-Severin*, ISBN 978-973-625-710-0, (2008);
2. **Ioana-Alina Costescu** – *Managementul integrat al calității solurilor și a apelor de suprafață din bazinul hidrografic Bega*, ISBN 978-973-625-711-7, (2008);
3. **Radu Nedelcu** – *Impactul lucrărilor hidro-ameliorative și alte surse asupra calității apelor transfrontaliere din spațiul hidrografic Banat*, ISBN 978-973-625-622-6, (2008);
4. **Marin Tălău** – *Cercetări privind prognoza debitelor în perioada de secetă într-un bazin amenajat*, ISBN 978-973-625-771-1, (2008);
5. **Marina Lute** – *Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor mixte din oțel-beton*, ISBN 978-973-625-772-8, (2008);
6. **Carmen-Aurelia Peptan** – *Contribuții la studiul unor sisteme eficiente de fundare pentru construcții speciale*, ISBN 978-973-625-790-2, (2008);
7. **Cristian Dumitru Covaci** – *Impactul modului de gospodărire a pădurilor din județul Caraș-Severin asupra solurilor forestiere*, ISBN 978-973-625-801-5, (2009);
8. **Ovidiu Țimbota** - *Măsuri agropedoameliorative de reconstrucție ecologică a unor soluri acide din județul Timiș*, ISBN: 978-973-625-802-2, (2009);
9. **Adrian-Ioan Dogariu** - *Seismic retrofitting techniques based on metallic materials of RC and/or masonry buildings*, ISBN :978-973-625-849-7, (2009);
10. **Haric Panțu** – *Modernizarea sistemului hidrotehnic Timiș-Bega*, ISBN:978-973-625-850-3, (2009).



EDITURA POLITEHNICA