

Ing. SILAGHI REMUS DUMITRU

TEZĂ DE DOCTORAT
CONTRIBUȚII LA DEZVOLTAREA
METODELOR DE CALCUL AL
FUNDAȚIILOR DE ADÂNCIME

Conducători științifici:

prof. dr. ing. VALENTIN BOTA

prof. dr. ing. VIRGIL HAIDA

BIBLIOTECA CENTRALA
UNIVERSITATEA „POLITEHNICA”
TIMIȘOARA

Timișoara 2003

CUPRINS

	PREFAȚĂ.....	1
Cap. 1	INTRODUCERE.....	3
1.1	Aspecte generale privind fundațiile de adâncime.....	7
1.1.1	Clasificarea fundațiilor de adâncime.....	8
1.1.2	Domeniul de utilizare al fundațiilor de adâncime.....	8
1.2	Fundațiile pe coloane.....	10
1.3	Obiectul tezei de doctorat.....	19
Cap. 2	UNELE CONSIDERAȚII TEORETICE ASUPRA CALCULULUI COLOANELOR ȘI A CONLUCRĂRII LOR CU TERENUL.....	22
2.1.	Definirea stărilor limită.....	23
2.2.	Modele de calcul ale fundațiilor pe coloane adoptate în țara noastră.....	23
2.2.1.	Definirea stărilor limită adoptate.....	25
2.2.2.	Încercări în condiții statice.....	29
2.3.	Modele de calcul ale fundațiilor pe coloane bazate pe încercări presiometrice în străinătate.....	35
2.3.1.	Definirea generală a criteriilor de verificare la stări limită.....	36
2.3.1.1.	Criteriul de portanță.....	36
2.3.1.1.1.	Definirea sarcinii limită.....	37
2.3.1.1.2.	Evaluarea presiunii limită la baza coloanei.....	38
2.3.1.1.3.	Evaluarea frecării laterale unitare limită.....	42
2.3.1.1.4.	Evaluarea sarcinii limită.....	42
2.3.1.2.	Criteriul de rezistență a materialelor.....	43
2.3.1.3.	Criteriul de presiune asupra terenului de fundare.....	45
2.3.1.4.	Criteriul de deplasare.....	47
2.3.1.5.	Criteriul de tasare.....	47
2.3.2.	Verificare pentru starea limită ultimă.....	48
2.3.2.1.	Criteriul de presiune asupra terenului de fundare.....	48
2.3.2.2.	Criteriul de portanță.....	49
2.3.2.3.	Criteriul de rezistență a materialelor.....	52
2.3.2.3.1.	Cazul coloanelor din beton armat.....	52
2.3.2.3.2.	Cazul coloanelor metalice.....	55
2.3.3.	Calculul la starea limită de exploatare.....	57
2.3.3.1.	Criteriul de presiune asupra terenului de fundare.....	57

2.3.3.2.	Criteriul de portanță	57
2.3.4.	Combinatii de acțiuni și solicitări de calcul	59
2.3.4.1.	Combinatii de acțiuni în exploatare sub sarcini	62
2.3.4.2.	Combinatii de acțiuni în exploatare fără sarcini.....	64
2.3.4.3.	Combinatii de acțiuni în timpul execuției	66
2.3.4.4.	Tipuri de acțiuni și valorile lor caracteristice.....	67
2.3.4.4.1.	Acțiuni datorate forțelor de greutate și deformațiilor elementelor construcției	67
2.3.4.4.2.	Acțiuni datorate terenul de fundare	70
2.3.4.4.3.	Acțiuni datorate apei	72
2.3.4.4.4.	Acțiuni datorate sarcinilor utile	74
2.3.4.4.5.	Acțiuni de origine climaterică	76
2.3.4.4.6.	Acțiuni particulare	77
2.3.4.4.7.	Acțiuni accidentale.....	78
2.3.5.	Legi de comportare ale coloanelor în terenul de fundare.....	79
2.3.5.1.	Tipuri de pământuri	79
2.3.5.2.	Comportamentul coloanelor față de eforturile axiale.....	80
2.3.5.3.	Comportamentul coloanelor față de eforturile transversale.....	86
2.3.6.	Ipoteze asupra legăturilor între coloane și la baza acestora	90
2.3.6.1.	Legăturile coloanelor în radier.....	90
2.3.6.1.1.	Ipoteze asupra radierului	92
2.3.6.2.	Legăturile coloanei la bază	94
Cap. 3.	PRINCIPII DE CALCUL AL COLOANELOR DUPĂ NORMELE ROMÂNEȘTI.....	96
3.1.	Determinarea capacității portante a coloanelor.....	96
3.1.1.	Determinarea capacității portante a coloanelor pe baza rezultatelor încercărilor coloanelor de probă	96
3.1.2.	Determinarea capacității portante prin relații de calcul.....	98
3.1.2.1.	Determinarea capacității portante la compresiune	98
3.1.2.2.	Determinarea capacității portante a coloanelor solicitate la smulgere	104
3.1.2.3.	Determinarea capacității portante a coloanelor solicitate la încărcări orizontale	104
3.2.	Calculul eforturilor din coloane.....	106
3.2.1.	Coloane verticale cu radier jos supuse la forțe axiale de compresiune și momente încovoietoare	107
3.2.2.	Calculul eforturilor și deformațiilor pentru o coloană izolată, supusă la solicitări transversale	107

3.2.3.	Calculul unui grup spațial de coloane cu radier rigid	111
3.2.3.1.	Determinarea flexibilității coloanei izolate	113
3.2.3.2.	Determinarea matricei de rigiditate	114
3.2.4.	Parametri geotehnici necesari calculului coloanelor în conlucrare cu terenul.....	117
3.2.4.1.	Coeficientul reacțiunii laterale	117
3.2.4.2.	Construirea curbelor $p - y$ în ipoteza terenului nelinear.....	118
3.2.5.	Calculul presiunii ultime	120
3.2.5.1.	Cazul pământurilor necoezive.....	120
3.2.5.2.	Cazul pământurilor coezive.....	121
3.3.	Calculul tasării probabile a unei fundații pe coloane cu metoda bazată pe schema fundației convenționale.....	122
Cap. 4.	METODE DE CALCUL AL FUNDAȚIILOR PE COLOANE UTILIZATE ÎN STRĂINĂTATE.....	125
4.1.	Principii de calcul ale eforturilor în coloane prin metoda centrului elastic	125
4.2.	Calculul fundațiilor pe coloane cu metoda utilizată în Rusia	127
4.2.1.	Calculul fundațiilor pe coloane, în cazul dispunerii axelor coloanelor într-un singur plan, perpendicular pe planul de acțiune al încărcărilor.....	131
4.2.1.1.	Calculul adâncimii echivalente \bar{h}	131
4.2.1.2.	Calculul deplasărilor din eforturi egale cu unitatea.....	132
4.2.1.3.	Calculul deplasărilor din încărcări reale	134
4.2.1.4.	Variația eforturilor în lungul coloanei.....	134
4.2.2.	Calculul fundațiilor pe coloane verticale, în cazul dispunerii axelor coloanelor în câteva plane, perpendiculare pe planul de acțiune al eforturilor	135
4.2.2.1.	Calculul adâncimii echivalente	136
4.2.2.2.	Calculul deplasărilor din eforturi egale cu unitatea.....	137
4.2.2.3.	Calculul reacțiunilor din deplasări unitare.....	137
4.2.2.4.	Suma eforturilor în capul coloanelor din deplasări unitare	138
4.2.2.5.	Calculul deplasărilor din încărcări reale	138
4.2.2.6.	Eforturi în coloane din încărcări reale.....	140
4.2.2.7.	Variația eforturilor în lungul coloanei.....	140
4.2.3.	Calculul fundațiilor pe coloane înclinate	141
4.2.3.1.	Etapele de calcul.....	142
4.3.	Calcul fundațiilor pe coloane cu printr-o variantă a metodei utilizată în Rusia.....	143

4.4.	Calculul coloanelor bazat pe principiul acumulării energiei potențiale.....	153
4.5.	Calculul fundațiilor pe coloane cu metode utilizate în Franța.....	159
4.5.1.	Elementele pregătitoare pentru calcul.....	159
4.5.2.	Calculul fundațiilor pe coloane prin metode care nu consideră conlucrarea dintre coloane și teren	160
4.5.2.1.	Fundații plane static determinate	160
4.5.2.2.	Fundații plane static nedeterminate	161
4.5.2.3.	Calculul fundațiilor pe coloane verticale.....	164
4.5.2.4.	Scurte concluzii privind calculul fundațiilor pe coloane cu metode care nu consideră conlucrarea între coloane și teren	165
4.5.3.	Calculul fundațiilor pe coloane prin metode care consideră conlucrarea între coloane și teren	165
4.5.3.1.	Calculul deplasărilor și eforturilor în coloane	166
4.5.3.2.	Coeficienții de elasticitate ai coloanei	168
4.5.3.3.	Concluzii privind domeniile de aplicare ale formulelor	172
4.5.3.4.	Calculul eforturilor de încovoiere și a deformațiilor în lungul coloanelor.....	172
4.5.3.5.	Calculul efectiv al fundațiilor pe coloane.....	174
Cap. 5.	CONTRIBUȚII LA PERFECTIONAREA CALCULUI AUTOMAT AL FUNDAȚIILOR PE COLOANE	179
5.1.	Schema logică a programului de calcul	180
5.2.	„Forma” programului de calcul	181
5.3.	„Codul sursă” al programului de calcul.....	183
5.4.	Introducerea datelor de intrare.....	217
5.5.	Prelucrarea prin program a datelor de intrare	219
5.5.1.	Descrierea funcționării programului de calcul	220
5.6.	Afișarea rezultatelor	226
5.6.1.	Exemple de calcul.....	228
5.7.	Concluzii	242
Cap. 6.	CONCLUZII FINALE.....	245
	BIBLIOGRAFIE.....	253
	ANEXE	

PREFATĂ

Cunoscând importanța fundațiilor pentru siguranța în exploatare a construcțiilor, este imperios necesar ca acestea să fie bine dimensionate. Este bine știut că intervențiile ulterioare la fundații sunt deosebit de dificile și de costisitoare. În cazul fundațiilor de adâncime, aceste consolidări sunt aproape imposibil de realizat.

Din punct de vedere static, fundațiile de adâncime în general, și în special fundațiile pe coloane au o funcționare structurală foarte complexă, datorită încastrării elastice a coloanelor în radier și a conlucrării coloanelor cu terenul de fundare, atât pe lungimea acestora cât și la baza lor. Din acest motiv calculul manual al fundațiilor pe coloane este foarte laborios, impunându-se un calcul automat. Există în prezent destul de puține programe de calcul accesibile în țara noastră pentru rezolvarea calculului fundațiilor pe coloane.

Pornind de la aceste considerente, am realizat un studiu al metodelor de calcul al fundațiilor pe coloane, utilizate în țară și în străinătate, studiu care s-a finalizat cu un program de calcul pentru fundațiile de adâncime pe coloane.

Teza de doctorat este structurată pe șase capitole plus anexe și prezintă în primul capitol un scurt istoric al cercetărilor în domeniul geotehnicii și al fundațiilor, generalități în legătură cu fundațiile, cu particularizare asupra fundațiilor de adâncime pe coloane. În capitolul doi sunt prezentate principii generale de calcul al fundațiilor de adâncime pe coloane. În capitolele trei și patru sunt prezentate principalele metode de calcul al fundațiilor pe coloane utilizate în țară (capitolul trei) și în străinătate (capitolul patru). În capitolul cinci, sunt prezentate contribuțiile personale în ce privește calculul efectiv al fundațiilor pe coloane, respectiv întocmirea și descrierea în detaliu a un program de calcul automat precum și exemple de calcul al fundațiilor de adâncime pe coloane. În capitolul șase sunt prezentate concluzii privind metodele de calcul ale fundațiilor de adâncime pe coloane, aprecieri asupra modului de lucru al programului de calcul și concluzii privind rezultatele obținute prin programul propriu comparativ cu un program de calcul cu elemente finite. În anexe sunt prezentate mai multe exemple de calcul al fundațiilor de adâncime pe coloane.

Conținutul tezei are un caracter aplicativ atât pentru activitatea de proiectare cât și pentru activitatea didactică în domeniul calculului fundațiilor de adâncime pe coloane, în special programul de calcul care, prezintă rezultatele în mod foarte sugestiv.

Cu această ocazie mulțumesc lui Dumnezeu pentru ajutorul primit.

Doresc să aduc un pios omagiu celui care a fost prof. dr. ing. Valentin BOTA, perseverent conducător științific, care mi-a călăuzit cu multă competență și exigență drumul în activitatea de studii și cercetare. De asemenea, aduc mulțumiri d-lui prof. dr. ing. Virgil HAIDA pentru coordonarea și ajutorul acordat în activitatea de întocmire și de finalizare a tezei de doctorat.

Multă recunoștință și respect aduc d-lui prof. dr. ing. Ion COSTESCU, decan al Facultății de Construcții și Arhitectură din Timișoara.

Doresc să mulțumesc d-lui conf. dr. ing. Alexandru HERMAN pentru ajutorul acordat și susținerea pe toate planurile în perioada întocmirii tezei de doctorat.

Cu deosebită considerație mulțumesc domnilor profesori universitari Paulică RĂILEANU de la Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași, Augustin POPA de la Universitatea Tehnică din Cluj Napoca și Ioan Petru BOLDUREAN de la Universitatea „POLITEHNICA” din Timișoara, referenți științifici oficiali, care cu multă bunăvoință au analizat conținutul Tezei de doctorat și care au oferit cu multă generozitate prețioase sfaturi și îndemnuri pentru finalizarea acesteia.

Un pios omagiu aduc și celui care a fost conf. dr. ing. Nicolae VASILONI pentru ajutorul primit în materie de fundații pe coloane, în prima perioadă a activității mele de cercetare, înainte de înscrierea la doctorat.

Îmi exprim recunoștința fata de conducerea Facultății de Construcții și Arhitectură Timișoara și a Departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre.

Aduc de asemenea mulțumiri părinților, prietenilor, colegilor de serviciu din Regionala CFR Timișoara și tuturor celor care, într-un fel sau altul m-au ajutat la întocmirea tezei de doctorat.

Tuturor sincere mulțumiri !

Autorul.

Cap. 1 INTRODUCERE

Orice construcție transmite și repartizează toate încărcările din suprastructura acesteia scoarței terestre, prin intermediul unui element special denumit fundație. Rolul acestui element, ca parte integrantă a construcției este deosebit de important, deoarece rezistența și stabilitatea lui, poate condiționa comportarea întregii construcții.

Încărcările produc în zona de sub fundație o stare de tensiune și de deformare; zona influențată de construcția considerată formează terenul de fundare. Deformațiile din terenul de fundare, prin deplasările provocate în punctele de sprijin ale construcției, produc o schimbare, o redistribuire a eforturilor în elementele de rezistență ale construcției. Această interacțiune dintre construcție și terenul de fundare este importantă, mai ales la construcțiile static nedeterminate. Cunoașterea stării de tensiune și a deformațiilor din terenul de fundare este necesară pentru a putea asigura stabilitatea construcției pe tot timpul exploatării acesteia. Nesocotirea unui singur element al fundației, poate duce la degradarea sau chiar la distrugerea întregii construcții. Asemenea accidente pot provoca pe lângă pierderi de vieți omenești și importante pagube materiale mai ales când se distrug utilaje și instalații tehnologice moderne, de mare valoare.

În trecut, cunoașterea terenului de fundare s-a limitat numai la observații subiective, bazate în cele mai multe cazuri pe rezistența opusă de teren la executarea săpăturilor pentru fundații, iar la dimensionarea fundațiilor a predominat metoda analogiilor. Dacă în mecanica construcțiilor s-au elaborat teorii fundamentate științific pentru dimensionarea părților componente ale construcțiilor, în condiții tehnice și economice satisfăcătoare, în problema dimensionării fundațiilor s-a înregistrat până nu de mult o evidentă rămânere în urmă. Acest lucru se explică, în primul rând, prin complexitatea rocilor din terenul de fundare în comparație cu materialele obișnuite de construcție, îndeosebi în ceea ce privește stabilirea unor caracteristici fizico-mecanice ale acestora.

În acest sens s-au ivit greutăți, mai ales în privința rocilor cu o slabă legătură între fragmente, roci a căror comportare este influențată în mod hotărâtor de prezența apei subterane, care poate să apară sub forme variate în terenul de fundare. Caracteristicile fizico-mecanice ale acestor roci depind de compoziția chimico-mineralogică a fragmentelor componente, de mărimea și forma lor, de modul de aranjare, de presiunea geologică la care sunt supuse în funcție de adâncimea la care se găsesc în teren etc.

Dimensionarea fundațiilor numai pe baza analogiilor a dus în cele mai multe cazuri la soluții necorespunzătoare ca rezistență și stabilitate. În aceste condiții, extinderea legilor mecanicii construcțiilor și asupra terenurilor de fundare se impunea ca o necesitate obiectivă.

Prima lucrare care a tratat pe baze științifice o problemă importantă de mecanică în legătură cu pământurile, și anume determinarea împingerii pământurilor asupra unui zid de sprijin, a fost elaborată și publicată de fizicianul Coulomb, în anul 1773.

Avântul pe care l-a luat dezvoltarea staticii și a teoriei elasticității în a doua jumătate a secolului al XIX-lea a dat un impuls și cercetărilor din domeniul problemelor de fundații. Profesorul C. E. Pauker a stabilit o metodă de calcul a rezistenței admise sub fundații, pe baza suprafețelor de alunecare plane la pământurile necoezive. Profesorul V. I. Kurdiun a tratat aceeași problemă cu suprafețe de alunecare curbe, verificând justetea calculelor prin încercări pe modele.

Contribuții importante în dezvoltarea teoriei împingerii pământului a adus inginerul englez W. J. M. Rankine, care în anul 1856 reia problema împingerii active, folosind principiul stării limită de tensiune. Teoria lui Rankine deschide o cale nouă de cercetare a condițiilor de cedare a pământului sub acțiunea solicitărilor.

O știință care să țină seama de caracteristicile fizice foarte variate ale pământurilor, să le cunoască și să le aplice, s-a creat abia în prima jumătate a secolului al XX-lea. Această știință nouă poartă numele de Geotehnică sau Mecanica pământurilor. Bazele mecanicii pământurilor au fost puse de profesorul Karl Terzaghi precum și de profesorul N. M. Ghersevanov. Lucrările lui K.

Terzaghi și N. M. Ghersevanov se remarcă prin metodele aplicate pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice și teoriile care explică comportarea diferitelor roci din terenul de fundare sub sarcinile transmise de fundație, luând în considerare efectul foarte variat al apei din teren. Problemele de rezistență și de stabilitate a terenului au primit o fundamentare științifică: de aici înainte, rezolvarea lor s-a făcut în mod asemănător cu acelea care se folosesc pentru diferite materiale de construcții, așa cum prevăd legile mecanicii construcțiilor, a teoriei elasticității.

În dezvoltarea mecanicii pământurilor au adus importante contribuții și alți oameni de știință cum ar fi Atterberg și Cassagrande (îndeosebi în ceea ce privește proprietățile fizice ale pământurilor coezive), Frohlioh, Caquot (în legătură cu capacitatea portantă a terenurilor de fundare) etc.

Pe linia dezvoltării geotehnicii în țara noastră, trebuie subliniată apariția primului laborator de geotehnică, în anul 1939, înființat în cadrul Administrației Porturilor (P.C.A.), din inițiativa și prin activitatea inspectorului general ing. Anton Chiricuță și a ing. Vasile Roșu. Teoriile referitoare la proprietățile pământurilor au fost cunoscute datorită acțiunii de informare și cercetare științifică condusă de Acad. prof. H. Profiri precum și cursurilor referitoare la această problemă predate de Acad. prof. ing. A. Beleș la Facultatea de Construcții a Politehnicii din București (1940 - 1942).

Pentru a asigura rezistența, stabilitatea și o exploatare normală a construcțiilor, atât terenul, cât și fundația, trebuie să îndeplinească anumite condiții și anume:

- terenul de fundare trebuie să fie suficient de rezistent, pentru a nu ceda sub fundație;
- deformațiile terenului nu trebuie să depășească limitele admisibile pentru construcție;
- fundația trebuie să fie astfel alcătuită, încât să transmită și să repartizeze în deplină siguranță, încărcările date de suprastructură;
- adâncimea de fundare să fie corespunzătoare, adică fundația respectivă să nu fie afectată de îngheț, fenomene de umflare - contracție, afânare etc.

Experiența a arătat că în comportarea fundațiilor intervin mulți parametri, dintre care se menționează: natura terenului, natura și felul construcției, mărimea și felul solicitării (cu evoluția în timp), interacțiunea construcție – teren, fenomene dezvoltate în interiorul masivului de pământ, în timp, modificări structurale provocate de prezența mediului ambiant și în special de prezența apei etc. În afară de acești parametri, mai sunt și alte cauze care pot influența comportarea pământului, dintre care uneori un rol important îl joacă efectul dinamic.

Între structură, fundație și terenul de fundare există o puternică interacțiune, aceste trei elemente influențându-se reciproc. Orice sporire a încărcărilor în structură conduce la deformarea terenului și deci a fundației, provocând eforturi suplimentare în diferitele elemente ale structurii.

De asemenea, tasările - ridicările construcțiilor, provenite din cauze exterioare, creează solicitări suplimentare în suprastructură.

Alegerea sistemului de fundare se face pe baza unei analize tehnico - economice, în care se studiază mai multe variante. La întocmirea proiectului de fundații se ține seama și de datele cercetărilor geotehnice și hidrogeologice pentru stabilirea tipului, dimensiunilor, și măsurilor de protecție ce trebuie luate contra agresivităților (naturale sau artificiale), pentru asigurarea stabilității generale a construcției.

Având în vedere atât importanța deosebită pe care o are fundația în asigurarea rezistenței și stabilității întregii construcții, cât și faptul că fundațiile constituie lucrări ascunse, la alegerea sistemului și tipului de fundație, adâncimii de fundare, presiunii admisibile pe teren, materialelor pentru fundații și izolații, trebuie să se țină seama de mai multe elemente, printre care se amintesc:

- gradul de importanță al construcției respective;
- seismicitatea regiunii;
- caracteristicile structurii de rezistență a construcției;
- mărimea și uniformitatea în plan a încărcărilor transmise de construcție;
- caracteristicile terenului de fundare;
- comportarea construcțiilor vecine;
- condițiile locale, care în unele cazuri pot determina materialele care trebuie folosite la realizarea fundației;

- condițiile hidrogeologice ale terenului (ape subterane și de suprafață, variația sezonieră a nivelului hidrostatic, agresivitate, posibilități de pătrundere a acestora la fundații etc.);
- considerente tehnologice;
- gelivitatea cu efectele ei negative, resimțite mai ales în cazul construcțiilor rutiere (drumuri, pavaje, piste de aeroport etc.), fondate la adâncimi mici;
- sensibilitatea la umezire (loessurile și toate pământurile cu structură instabilă la înmuiere pun probleme deosebite la fundarea construcțiilor pe astfel de terenuri);
- fenomenele de umflare - contracție provocate de variațiile de umiditate ale terenurilor, de la un anotimp la altul și care se resimt în țara noastră până la adâncimi de aproximativ 2 m;
- existența de goluri subterane – caverne naturale (uneori greu de depistat) poate crea dificultăți atât în timpul execuției cât și al exploatarea construcției respective;
- solicitările dinamice ce acționează asupra fundațiilor podurilor, în special a celor de cale ferată, asupra fundațiilor mașinilor și utilajelor care produc vibrații (pompe, ciocane, compresoare etc.) și transmit terenului de fundare vibrații și șocuri, care se propagă prin masivul de pământ și pot afecta construcțiile învecinate (mai ales când nivelul apei subterane se află la mică adâncime) etc.

Prin modul de concepere, proiectare și realizare a fundațiilor se urmărește ca în terenul de fundare, în fundații și în celelalte elemente ale structurii construcțiilor să nu se atingă nici una din cele două stări limită: de capacitate portantă și de deformații.

1.1 Aspecte generale privind fundațiile de adâncime

Fundațiile de adâncime sunt considerate acele fundații a căror talpă se găsește la adâncimi de peste 4...5 m. Fundațiile de adâncime fac parte din categoria fundațiilor indirecte (care transferă eforturile atât pe talpă cât și pe pereții laterali) și se adoptă din punct de vedere tehnico – economic în cazul în

care terenul bun de fundare se găsește la mare adâncime (și uneori sub nivelul apelor subterane).

De obicei, soluțiile de fundare de adâncime sunt asociate cu existența unor straturi puternic compresibile, de grosime mare, a unor încărcări mari și a unor zone seismice. Se cunoaște că la terenurile slabe, seismele pot mări cu până la 25% efectele transmise de construcție.

1.1.1 Clasificarea fundațiilor de adâncime

Sistemele de fundare de adâncime pot fi clasificate în raport cu diferite criterii, dintre care, prin prisma tematicii prezentei lucrări reține atenția clasificarea dată de elementul principal al fundației, având astfel:

- fundații pe piloți;
- fundații pe coloane;
- fundații pe barete;
- fundații pe chesoane.

1.1.2 Domeniul de utilizare al fundațiilor de adâncime

Prin natura și alcătuirea lor, fundațiile de adâncime se utilizează în cazul construcțiilor care transmit către terenul de fundare eforturi mari – verticale, orizontale, și momente. De asemenea se recomandă și în cazurile în care terenul de fundare se găsește la adâncime mare, transmiterea încărcărilor putându-se realiza atât prin talpa fundației cât și prin pereții laterali ai acesteia.

Cel mai reprezentativ exemplu de utilizare a fundațiilor de adâncime este cel al fundațiilor pentru lucrările de artă cu înălțime mare de construcție, amplasate în special în zona apelor curgătoare sau stătătoare, cum ar fi pasajele, podurile, viaductele, zidurile de sprijin etc.

În cazul acestor construcții, așa cum s-a amintit, eforturile transmise terenului de fundare sunt foarte mari, datorită în primul rând greutateii proprii a suprastructurii și infrastructurii acestora și în al doilea rând datorită greutateii vehiculelor sau convoaielor care circulă pe aceste lucrări de artă. La aceste încărcări (permanente și de lungă durată) se mai adaugă eforturile provenite din

vânt, din împingerea pământului respectiv a apei, din frânarea vehiculelor, din seisme etc.

Pentru preluarea acestor eforturi și transmiterea lor în terenul de fundare se preferă execuția unor fundații de adâncime, din mai multe motive. Un motiv este acela că suprafața de rezemare a unei fundații directe și implicit volumul acesteia poate avea valori considerabile în raport cu o fundație de adâncime. Un alt motiv este legat de dificultățile tehnice de execuție a fundațiilor directe în zona albiei apelor, în special a fundațiilor pilelor; de asemenea, terenul bun de fundare se află în majoritatea cazurilor la adâncime, iar terenul aflat deasupra terenului de fundare prezintă caracteristici geotehnice foarte slabe, cu pericol de afuiere, existând posibilitatea ca în timp terenul de sub talpa fundației să fie subspălat, punându-se în acest fel în pericol întreaga lucrare de artă.

Fundațiile de adâncime pot fi utilizate și în cazul în care nu se poate ajunge la un teren bun de fundare, sau când terenul bun de fundare se găsește la adâncimi inaccesibile din punct de vedere tehnologic, datorită faptului că fundațiile de adâncime pot transmite în întregime eforturile pe pereții laterali, rezultând în acest fel fundații de adâncime flotante.

Fundațiile de adâncime pot realiza și consolidarea terenurilor cu tendință de alunecare, situate pe versanți, în cazul în care planul de alunecare se găsește la adâncimea de 4 ... 10 m de la suprafața terenului.

Problema utilizării fundațiilor de adâncime se află pe primul plan al preocupărilor specialiștilor din domeniul geotehnicii și fundațiilor. Astfel, în ultimele decenii, toate conferințele internaționale, fie cu caracter mondial, fie regional, au consacrat secții speciale acestei probleme. În acest domeniu nu fac excepție nici conferințele naționale. Se dau ca exemple numai a X-a Conferință Internațională de Mecanica Pământurilor și Fundații, din Suedia (1981) unde au fost prezentate șaiszecișitri de lucrări, precum și a V-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, de la Cluj-Napoca (1983), unde s-au prezentat douăzecișiu de lucrări privind fundațiile de adâncime.

Explicația acestui interes deosebit trebuie căutată în progresele mari pe care le-a înregistrat în această perioadă de timp tehnica executării fundațiilor de

adâncime, ca răspuns la necesitatea unor vaste programe de construcții, atât pe plan mondial cât și în România.

Realizarea unor poduri și estacade cu performanțe ridicate, în condițiile unor terenuri slabe, modernizarea și sporirea adâncimii bazinelor portuare, reconstruirea marilor orașe, dezvoltarea industriilor în apropierea cursurilor de apă pe amplasamente alcătuite din pământuri foarte compresibile, toate acestea au determinat punerea la punct a unor noi procedee de fundare în adâncime, precum și perfecționarea procedeelor vechi.

1.2 Fundațiile pe coloane

Prin denumirea de coloane se înțeleg piloții executați pe loc, având diametrul mai mare de 80 cm, capabili să preia momente încovoietoare mari și la care se aplică o tehnologie de execuție diferită de cea a piloților obișnuiți.

Față de această definiție, unii autori consideră coloanele ca elemente de fundare, alcătuite din tuburi de beton armat sau din țevi metalice înfipte în teren prin vibrare pe măsura excavării pământului din interiorul tubului, ele făcând de fapt parte din grupa piloților executați pe loc, prin forare cu tubaj nerecuperabil. Coloana este realizată prin asamblarea unor tronsoane de tub din beton armat sau beton armat pretensionat, centrifugate. În condițiile determinate de teren, de încărcări, de lipsa utilajelor de ridicat adecvate, tubajul realizat din beton armat poate fi înlocuit cu un tubaj din țevi metalice, în vederea obținerii unor coloane de lungimi mari, dar de greutate mici.

Coloanele pot fi executate prin forare sau se pot introduce în teren prin vibrare.

După modul de susținere a pereților găurii - pentru coloanele forate - se disting următoarele cazuri:

- coloane forate în uscat și netubate;
- coloane forate sub noroi;
- coloane forate cu tubaj recuperabil;
- coloane forate cu tubaj nerecuperabil;

În cazul în care cercetările de teren pun în evidență alunecări de teren, se recomandă utilizarea cu prioritate a coloanelor cu tubaj nerecuperabil.

Materialele cele mai utilizate pentru execuția coloanelor sunt: betonul simplu, betonul armat sau betonul precomprimat. Se utilizează în unele situații și tuburile metalice.

Coloanele pot fi verticale sau înclinate, cu înclinarea de maximă de 1:6 față de verticală. Utilizarea coloanelor înclinate este indicată în cazul fundațiilor pe coloane cu radier înalte, supuse la solicitări orizontale importante. La stabilirea înclinării se va ține cont de posibilitățile tehnice ale utilajului de execuție. Coloanele având $\phi > 1,60$ m, se înfig numai vertical.

După modul de transmitere a încărcărilor axiale la teren coloanele pot fi:

- purtătoare pe vârf;
- flotante.

După variația secțiunii transversale putem avea:

- coloane cu secțiunea transversală constantă;
- coloane cu secțiunea transversală variabilă, care la rândul lor pot fi:
 - coloane cu evazare la bază;
 - coloane cu evazări multiple;

Coloanele se armează cu bare longitudinale și fretă transversală, deoarece pereții lor au grosimea mică.

Tronsoanele prefabricate pentru coloane se execută prin centrifugare și se utilizează beton de calitate, având clasa de rezistență cel puțin C 12/15. Pentru ca tronsoanele să poată fi înădite, ele sunt prevăzute cu flanșe sudate sau bulonate. Pe măsura înfîgerii lor, tronsoanele se îmbină prin sudură sau bulonare. După aceasta, pe îmbinarea respectivă, se aplică un strat de beton vârtos, făcut cu ciment cu întărire rapidă., care monolitizează coloana și asigură protecția înădirii. Primul tronson este prevăzut cu un cuțit la partea inferioară, care ușurează pătrunderea acestuia în teren.

Diametrul coloanelor se stabilește funcție de tehnologia de execuție ce se adoptă. Astfel, în cazul coloanelor forate în uscat și netubate precum și în cel al coloanelor forate sub noroi, diametrul coloanei se consideră egal cu diametrul uneltei de săpare. În cazul coloanelor forate cu tubaj recuperabil, sau nerecuperabil, diametrul coloanei se consideră egal cu diametrul exterior al tubajului.

În cazul coloanelor purtătoare pe vârf, precum și în cazul unor solicitări orizontale importante, este rațional ca diametrele să fie cât mai mari.

Distanța dintre axele coloanelor unei fundații se stabilește în funcție de diametrul și lungimea coloanelor și se consideră la nivelul inferior al radierului pentru fundații cu radier joase și la nivelul terenului la radierile de tip înalt.

Lungimea coloanelor forate se determină funcție de adâncimea la care se întâlnește stratul practic incompresibil sau, în cazul în care coloana stratigrafică stabilită prin foraje nu pune în evidență un asemenea strat, de adâncimea până la care se stabilește că, prin efectul combinat al frecării pe suprafața laterală și a rezistenței în planul bazei, coloana transmite terenului încărcarea axială care-i revine. La coloanele cu solicitări orizontale importante, lungimea coloanei se stabilește astfel încât să se asigure încastrarea necesară în teren.

Adâncimea de pătrundere a coloanei în stratul portant trebuie să fie de cel puțin $2 \cdot d$ (d diametrul coloanei) la coloanele cu $d < 1,2$ m și $1,5 \cdot d$ la coloanele cu $d \geq 1,2$ m. Dacă stratul portant este constituit dintr-o rocă stâncoasă, se admite ca încastrarea să se facă pe minimum 0,5 m după îndepărtarea stratului de rocă alterată.

La stabilirea lungimii coloanei trebuie să se aibă în vedere și performanțele instalației de foraj.

Evazarea la baza coloanei se face numai în cazul în care baza pătrunde într-un strat cu coeziune mare, având rezistența la compresiune cu deformare laterală liberă (compresiune monoaxială) de cel puțin 200 kPa la forare în uscat și 300 kPa la forare în apă.

Evazarea se face sub forma unui trunchi de con cu înălțimea cel puțin egală cu diametrul secțiunii curente a coloanei. Se recomandă ca aria secțiunii bazei lărgite să nu depășească de trei ori secțiunea curentă a coloanei. Din încercările „în situ” s-a constatat că evazarea la bază are un efect deosebit de favorabil în ce privește capacitatea portantă a coloanelor. Tot pentru sporirea capacității portante a coloanei precum și pentru micșorarea deformațiilor datorate terenului de la bază (eventual slăbit prin operația de forare) se poate prevedea o injectare la baza coloanei sau în lungul suprafeței laterale a acesteia. În acest scop, țevile prin care urmează să se injecta suspensia (de obicei lapte de ciment) se

înglobează în corpul coloanei, fiind coborâte în gaura forată o dată cu carcasa de armătură.

La partea superioară, coloanele se solidarizează și se înglobează într-un radier din beton armat. În funcție de existența, respectiv de natura terenului în contact cu radierul, fundațiile pe coloane pot fi cu radier jos (atunci când terenul din zona radierului poate prelua eforturile transmise de radier și nu există pericolul de afuiere), respectiv cu radier înalt (atunci când nu se poate conta pe conlucrarea terenului cu radierul).

Corpul coloanei trebuie să pătrundă în radier pe lungime de cel puțin 10 cm fără a ține seama de betonul de egalizare.

Înălțimea radierului se ia cel puțin egală cu diametrul coloanei.

Acțiunile asupra coloanelor se exercită, de regulă, prin intermediul radierului (al elementului care solidarizează capetele coloanelor). În situații speciale, coloanele pot fi acționate și de terenul din jur, ca de exemplu în cazul manifestării pe suprafața laterală a coloanelor a rezistenței negative, în cazul exercitării unor presiuni laterale sub efectul unei supraîncărcări locale la suprafața terenului, sau sub efectul unei mase de pământ în mișcare etc.

Terenurile în care se folosesc coloanele pot avea din punct de vedere litologic o alcătuire foarte variată, utilizarea coloanelor fiind posibilă și în terenuri cu infiltrații de apă și cu alternanțe de straturi slabe.

Pentru proiectarea și realizarea coloanelor trebuie să se efectueze cercetări și examinări de teren care să pună în evidență – pe lângă natura și caracteristicile terenului – existența unor rețele subterane (apă, canalizare, gaze, electrice, telefonice etc.) sau altor obstacole care pot să determine schimbarea soluției sau amplasamentului fundației.

Studiul geotehnic trebuie să cuprindă date referitoare la stratificația terenului de fundare și la caracteristicile geotehnice (fizice și mecanice) ale fiecărui strat. Este obligatorie recunoașterea stării naturale a straturilor de pământ întâlnite, pe baza încercărilor de laborator pe probe netulburate și/sau a încercărilor în situ (penetrometrie, presiometrie etc.). Se culeg de asemenea date referitoare la stabilitatea amplasamentului (alunecări de teren, eroziuni, carsturi, ebulmente etc.).

Este necesar să se cunoască nivelul apei subterane și variația acesteia în timp, în condiții naturale, respectiv datorită unor lucrări în zonă. Trebuie să se țină cont de asemenea de agresivitatea apei subterane.

Trebuie cunoscute datele privind hidrologia (etiaj, nivel maxim, nivel minim, adâncime de afuiere etc.), în cazul lucrărilor pentru traversarea unor cursuri de apă.

În cuprinsul zonei active trebuie să se verifice dacă sub stratul în care se oprește baza coloanelor nu există un strat sau o intercalație foarte compresibilă.

Dacă studiile geotehnice efectuate pe amplasament exclud posibilitatea apariției unei intercalații foarte compresibile, lucrările de prospectare trebuie să pătrundă în stratul portant de la baza coloanelor pe o adâncime de $3 \cdot d$ (d fiind diametrul coloanei); în cazul rocilor compacte trebuie să se depășească zona alterată.

Examinând literatura de specialitate în acest domeniu din ultimele decenii, se poate constata că în același timp s-au înregistrat progrese importante atât spre mai bună înțelegere a modului în care fundațiile de adâncime pe coloane răspund celor mai variate încărcări, cât și spre găsirea unor mijloace de determinare a gradului de conlucrare a fundației cu terenul și cu structura construcției. Fiind cunoscute posibilitățile și limitările de utilizare a diferitelor categorii de coloane, la proiectarea lor se iau în considerare criteriile de bază pentru lucrarea respectivă și pentru condițiile de teren respective.

Calculul fundațiilor pe coloane pune probleme deosebite, deoarece un calcul exact (care să surprindă modul real de lucru al fundației în ansamblu, a fiecărui element în parte, a terenului de fundare și din jurul fundației și a interacțiunii între fundație și terenul de fundare) este practic imposibil de realizat. La această situație se mai adaugă și imposibilitatea de previziune în timp a modificărilor ce pot să apară în terenul de fundare datorită reșezării acestuia (datorită mișcărilor tectonice), a dinamicii apelor subterane, etc.

Pentru rezolvarea problemei este necesar în primul rând să se stabilească structura fundației, caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare și ale straturilor de pământ aflate în jurul fundației, să se determine interacțiunea între elementele fundației și terenul de fundare și apoi să se aleagă în mod corect

modelul matematic de calcul. Un aspect important îl reprezintă și adoptarea unor ipoteze corecte (și în unele cazuri simplificatoare), care să apropie cât mai mult modelul ales de condițiile reale de lucru ale sistemului fundație – teren de fundare.

În general, atât la noi în țară cât și în străinătate, modelul de calcul al coloanelor este cel al unei grinzi elastice pe mediu elastic. Având în vedere că sistemul ansamblului radier, coloane, teren este un sistem static nedeterminat, calculul este foarte laborios, motiv pentru care în literatura de specialitate se recomandă utilizarea calculatorului electronic pentru calculul fundațiilor pe coloane.

Cu toate că standardele românești nu recomandă alte metode de calcul în afara celor care utilizează metoda grinzii elastice pe mediu elastic, în literatura de specialitate sunt menționate și alte metode, mai mult sau mai puțin exacte, cum ar fi: unele metode empirice pornind de la observațiile încercărilor „în situ”, metode care nu țin cont de conlucrarea coloanelor cu terenul (metode acceptate doar în predimensionare), metoda acumulărilor energetice, metoda elementelor finite etc.

Analizele efectuate au arătat că prin actualele metode de calcul ale fundațiilor pe coloane, tasarea și eforturile calculate sunt adesea de 1,5 ... 1,8 ori mai mari decât cele obținute pe teren („în situ”), fapt ce impune alegerea celor mai raționale metode de calcul care să reflecte comportarea „în situ” a unor astfel de fundații.

Pe de altă parte, prin luarea în considerare a conlucrării radierului cu terenul de fundare (acolo unde există certitudinea că terenul este stabil în zona radierului și nu va fi subspălat), se pot obține fundații de adâncime cu un număr mai redus de coloane.

Utilizarea datelor obținute din practică a arătat că încărcările ce acționează asupra fundațiilor pe coloane, în multe cazuri, pot fi mărite cu 30 ... 50%, iar în cazul contactului radierului cu terenul, cu 100% și chiar mai mult.

Astfel, introducerea pe scară mai largă a rezultatelor cercetărilor științifice, prin stabilirea unor legi de comportare sub încărcare a pământurilor dificile mai apropiate de comportarea lor reală și legarea rezultatelor teoretice de

măsurătorile „în situ” vor constitui un progres real în acest domeniu și o garanție că toate construcțiile amplasate pe pământuri dificile vor fi proiectate și realizate în condiții de strictă economicitate și la un grad de siguranță necesar.

Sistemul de fundare pe coloane se folosește în special în cazul în care construcția transmite încărcări foarte mari pe elemente izolate, în număr mic și când, pentru a se ajunge la stratul bun de fundare, situat la mare adâncime, este necesară pătrunderea prin straturi groase de aluviuni, de granulație variată, în general necoezive. la care metoda introducerii elementelor respective prin vibrație poate da rezultate bune. Sunt indicate în special pentru construcțiile situate în apă (poduri, construcții portuare etc.).

Adoptarea soluției de fundare pe coloane permite utilizarea unei tehnologii moderne de execuție a fundațiilor de adâncime, prin folosirea unor instalații speciale, de mare randament, cu ajutorul cărora coloanele sunt introduse în terenul de fundare la adâncimea impusă de condițiile hidrogeologice.

Soluția de fundare pe coloane conduce la micșorarea greutății proprii a infrastructurii prin folosirea rațională a capacității portante a terenului de fundare precum și a materialului din care este alcătuită fundația. Această tehnologie modernă de fundare necesită însă folosirea unor metode de calcul raționale, bazate pe legi care să reflecte comportarea reală sub încărcare a pământurilor dificile, legi care se stabilesc prin studii de teren complexe, verificate apoi prin măsurători „în situ”. Greutățile întâmpinate în aplicarea tehnologiei de realizare a fundațiilor pe coloane sunt determinate, de obicei, de multitudinea condițiilor naturale în care ele trebuie executate.

Coloanele se utilizează în mod curent la alcătuirea pilelor și culeelor podurilor și viaductelor. Un exemplu în acest sens îl reprezintă alcătuirea pilelor podului peste Dunăre la Giurgeni - Vadul Oii, în albia sa minoră. Fundațiile pilelor de la mal sunt alcătuite din 16 coloane cu diametrul de 2 m, din care 8 coloane sunt verticale iar restul sunt înclinate cu 1:8 față de verticală, din care 4 pe direcția lungimii podului și 4 în sens transversal. Cota de fundare a acestor coloane a fost stabilită la -40 m de la nivelul afuierii maxime. Capacitatea portantă a unei coloane cu diametrul de 2 m a fost de 12 000 kN, iar momentul

capabil de cca. 6000 kNm. Coloanele au fost solidarizate la partea superioară printr-un radier casetat.

În ultimii 45 de ani, utilizarea coloanelor a fost extinsă la o serie întreagă de lucrări. Dacă la început coloanele erau folosite îndeosebi pentru executarea pilelor și culeelor la podurile mari și mijlocii, în ultimii 35 de ani utilizarea coloanelor a fost extinsă și la realizarea infrastructurii construcțiilor hidrotehnice și portuare, de apărare și protecție a malurilor, la realizarea cheiurilor de mal sau de radă, la fundațiile clădirilor portuare.

La executarea cheiurilor pe coloane, în locul celor pe piloți prismatici prefabricați, s-au putut realiza economii la metal de cca. 46%, la beton de cca. 62% și la manoperă de cca. 42%. Un astfel de exemplu este construcția estacadei de mal a cheiului L'Europe din portul Boulogne-sur Mer realizată pe coloane de 1,5 m diametru și lungimea de 28 m.

Coloanele încep, de asemenea, să fie utilizate din ce în ce mai des la realizarea fundațiilor pentru construcții industriale grele, pentru rezervoare și pentru depozite de mari capacități. Astfel, în portul Tallin s-a realizat o clădire înaltă, rezemată prin intermediul unui radier, pe 62 coloane (cu diametrul de 1,2 m), dispuse în rețea de $3 \times 2,75$ m, cu încărcare de 2400 kN pe coloană. Un alt exemplu îl constituie fundația unui rezervor [29] rezemat pe un radier circular, din beton armat având grosimea de 1 m și diametrul de 41 m. La rândul său radierul reazemă pe coloane de 48 m lungime, alcătuite din tronsoane de 8 m, asamblate cu sudură și introduse în teren pe o adâncime de 46,5 m, prin vibrație.

Un alt domeniu de aplicabilitate eficientă a coloanelor îl reprezintă lucrările de consolidare a terenurilor alunecătoare situate pe versanți. În astfel de cazuri, coloanele reprezintă elemente ale structurii de rezistență a lucrărilor de consolidare la alunecări de teren de profunzime, având suprafața de alunecare la 4 ... 10 m adâncime. Un exemplu în acest sens îl prezintă consolidarea versantului pe care este situată clădirea Institutului Agronomic din Iași, cu coloane cu diametrul de 88 cm, înclinate la 12° , realizate cu instalația Benoto. S-au utilizat în acest caz două rânduri de coloane cu o modulare de 10 m iar la partea superioară s-au executat ranforturi legate între ele cu bolți care susțin piciorul versantului. Terenul bun de fundare se găsește la o adâncime de 14 m.

539.006

Fenomenul care a afectat terenul de fundare a avut o dinamică pronunțată și a fost generat de existența unui strat înclinat de nisip purtător de apă, care, înmuind argilele din care este alcătuit versantul, a produs alunecări importante.

În funcție de condițiile hidrogeologice, de mărimea și greutatea construcției și de posibilitățile firmei de construcție, în România se utilizează coloane având următoarele dimensiuni:

- coloane-piloți, realizate prin asamblarea unor tronsoane de tuburi cu diametrul de 80 cm, pereți de 6 ... 8 cm grosime și lungimi de 10 ... 14 m;
- coloane propriu-zise, alcătuite din tronsoane tubulare având diametrul de $0,8 \text{ m} < d < 3 \text{ m}$, lungimea de 6 ... 10 m și grosimea peretelui de 10 ... 12 cm;
- coloane-puturi, alcătuite din tuburi având diametrul de $3 \text{ m} \leq d \leq 6 \text{ m}$, lungimea de 6 ... 8 m și grosimea peretelui de 14 ... 16 cm.

La ora actuală, în funcție de natura terenului precum și de utilajele de care se dispune există mai multe posibilități de execuție a coloanelor. O posibilă desfășurare a lucrărilor pe faze, în cazul coloanelor introduse prin vibrație este următoarea:

- pe amplasamentul stabilit, se confecționează și se montează, mai întâi ghidajele, pentru menținerea în poziția cerută de proiect a tronsoanelor;
- la partea superioară a tronsonului se prinde vibratorul;
- prin funcționarea vibratorului, se înfige primul tronson pe toată lungimea lui;
- după demontarea vibratorului și extragerea pământului din interiorul coloanei, se montează tronsonul următor și ciclul de operații se repetă.

Pentru înfigerea coloanelor alcătuite din tronsoane prefabricate de beton armat se folosesc vibratoare de mare putere, cu forțe oscilante având valori cuprinse între 350 și 2000 kN și turații ale excentricelor de 300 ... 600 rot/min. Vibratoarele se aleg în funcție de dimensiunile coloanei și de natura pământului.

Extragerea pământului din interiorul tronsoanelor, se face cu graifere sau folosind jeturi de apă cu pompe aspiratoare.

După înfigerea tuturor tronsoanelor prevăzute, se toarnă un dop de beton la baza coloanei, în scopul unei conlucrări mai bune cu stratul respectiv.

În cazul în care stratul de bază este alcătuit din rocă stâncoasă sau semistâncoasă, se forează în rocă pe o adâncime de 1 ... 2 m, prin interiorul coloanei, după care se introduce o carcasă de armătură în foraj, care depășește în sus baza coloanei cu 1 ... 2 m. Se toarnă apoi beton pe întreaga înălțime a armăturii, realizându-se astfel o bună încastrare a coloanei în roca de bază.

Prin acest procedeu se pot realiza adâncimi mari de fundare, ajungând până la aproximativ 40 m.

1.3 Obiectul tezei de doctorat

Obiectul tezei de doctorat îl constituie trecerea în revistă a principalelor metode de calcul ale fundațiilor pe coloane, analiza lor comparativă și critică, precum și realizarea unui program de calcul propriu al fundațiilor de adâncime pe coloane, utilizând metoda grinzii elastice pe mediu elastic, recomandată de standardele românești.

Cu programul menționat se propune calcularea unei fundații prezentate ca exemplu în literatura de specialitate, în vederea verificării corectitudinii întocmirii programului, respectiv extinderea calculului cu alte exemple, pentru stabilirea unor concluzii în ce privește influența parametrilor de calcul ai fundației (dimensiunile și dispunerea coloanelor, natura și caracteristicile straturilor de pământ traversate de coloane etc.), natura și valoarea încărcărilor.

Se propune de asemenea verificarea rezultatelor obținute prin programul propriu, utilizând programul „Axis” (un program bazat pe metoda elementelor finite).

În urma acestor verificări se pot trage concluzii în ce privește corectitudinea întocmirii și funcționării programului propriu, influența încărcărilor, a sistemului de fundare, a terenului de fundare și a ipotezelor de calcul.

Conținutul prezentei teze de doctorat se prezintă astfel:

În **capitolul 1** intitulat „INTRODUCERE” s-a făcut o trecere în revistă a rolului și a importanței fundațiilor și a terenului de fundare pentru construcții în general și pentru lucrările de artă în special. Tot în acest capitol este cuprinsă și

prezentarea generală a fundațiilor de adâncime, cu detalierea fundațiilor de adâncime pe coloane.

În capitolul 2 intitulat „**UNELE CONSIDERAȚII TEORETICE ASUPRA CALCULULUI COLOANELOR ȘI A CONLUCRĂRII LOR CU TERENUL**” sunt prezentate elementele generale și teoretice privind acțiunile și grupările de acțiuni asupra fundațiilor pe coloane, interacțiunea coloanelor cu terenul, tasările, elementele de calcul la stări limită și problemele de rezistență a materialelor din coloane.

În capitolul 3 intitulat „**PRINCIPII DE CALCUL ALE FUNDAȚIILOR PE COLOANE DUPĂ NORMELE ROMÂNEȘTI**” este prezentat modul de calcul al fundațiilor pe coloane conform standardelor românești, respectiv calculul capacității portante a fundațiilor pe coloane, calculul eforturilor - în coloane și în terenul de fundare - și calculul tasărilor probabile.

În capitolul 4 intitulat „**METODE DE CALCUL ALE FUNDAȚIILOR PE COLOANE UTILIZATE ÎN STRĂINĂTATE**” sunt prezentate mai multe metode de calcul ale fundațiilor pe coloane utilizate în străinătate, metode care pot fi grupate în două categorii, după cum urmează: metode care consideră coloanele articulate sau încastrate la capete, fără a ține cont de conlucrarea acestora cu terenul, respectiv metode care țin cont de conlucrarea coloanelor cu terenul, considerând coloana o grindă elastică pe mediu elastic sau calculând fundațiile pe coloane utilizând metode energetice.

În capitolul 5 intitulat „**CONTRIBUȚII LA PERFEȚIONAREA CALCULULUI AUTOMAT AL FUNDAȚIILOR PE COLOANE**” este prezentat un program propriu de calcul al fundațiilor pe coloane, în ipoteza conlucrării coloanelor cu terenul, considerând coloanele ca fiind grinzi elastice, pe mediu elastic. Pe lângă descrierea funcționării programului și a subprogramelor apelate, sunt prezentate și explicate modul de introducere al datelor și modul de interpretare al rezultatelor, capitolul încheindu-se cu câteva concluzii privind aplicabilitatea și eficiența programului de calcul.

În **capitolul 6** intitulat **„CONCLUZII FINALE”** sunt prezentate, așa după cum sugerează și denumirea capitolului, concluziile în legătură cu metodele de calcul pentru fundațiile de adâncime pe coloane, în legătură cu rezultatele obținute prin programul propriu și exemplele din literatura de specialitate, respectiv printr-un program („Axis”) utilizând metoda elementelor finite.

În **„BIBLIOGRAFIE”** sunt prezentate titlurile, autorii, locul și data apariției lucrărilor tehnice de specialitate care au stat la baza întocmirii prezentei teze de doctorat.

În **„ANEXE”** sunt prezentate mai multe exemple de calcul ale fundațiilor pe coloane, cu programul propriu, cu diferiți parametri.

Cap. 2. UNELE CONSIDERAȚII TEORETICE ASUPRA CALCULULUI COLOANELOR ȘI A CONLUCRĂRII LOR CU TERENUL

Fundațiile pe coloane sunt fundații de adâncime cu o alcătuire complexă din punct de vedere static, datorită legăturii coloanelor cu radierul, respectiv a conlucrării coloanelor cu terenul de fundare, atât pe înălțimea coloanelor cât și la baza acestora. Dacă se iau în considerare diferențele de comportare a terenului de fundare pe înălțimea coloanelor, respectiv între coloanele adiacente (la care se pot suprapune modificările în timp ale acestor caracteristici), calculul fundațiilor pe coloane devine foarte complicat. În plus, coloanele sunt supuse în timpul introducerii lor în terenul de fundare la eforturi axiale, care mobilizează în terenul de fundare eforturi care se opun introducerii coloanei în pământ. În funcție de caracteristicile straturilor de pământ traversate, respectiv de dinamica și influența apei asupra straturilor de pământ, aceste eforturi pot influența comportarea în timp a terenului de fundare. În cazul coloanelor cu diametru mare, respectiv a baretelor cu pereți mulați (realizate prin forare), este aproape imposibil de a se realiza coloane cu înclinare mare, motiv pentru care trebuie să se țină cont de rezistența laterală a pământului față de acțiunile repetate ale eforturilor orizontale.

Studiul comportamentului coloanelor în pământ a fost și este și în prezent obiectul a numeroase experimentări. În urma interpretării rezultatelor experimentărilor s-a încercat modelarea teoretică a acestor fundații, utilizând metode de calcul asemănătoare metodei elementelor finite. Astfel, s-au elaborat diferite modele teoretice, utilizate la ora actuală pentru a face posibil calculul fundațiilor de adâncime pe coloane, fiecare introducând anumite simplificări. Încercările experimentale reprezintă un auxiliar pentru stabilirea nivelului de simplificare a modelelor în raport cu fenomenele reale.

Studiul comportamentului coloanelor în pământ este util în stabilirea relațiilor de calcul pentru determinarea repartiției eforturilor (considerate ca aplicate la nivelul inferior al radierului), prin intermediul coloanelor, în terenul de fundare.

Se poate calcula astfel, repartiția eforturilor între coloane, repartiția efortului normal și a momentului încovoietor de-a lungul fiecărei coloane, respectiv eforturile unitare la nivelul suprafeței de contact între coloane și teren, la diferite adâncimi.

Calculul poate fi realizat atât în cazul încărcărilor verticale și a momentelor încovoietoare cât și în cazul unor încărcări orizontale sau unor eforturi combinate (aplicate la nivelul inferior al radierului).

Datorită perfecționării metodelor de calcul și a cunoașterii mecanismelor de mobilizare a reacțiunilor orizontale se folosesc pe scară largă fundațiile de mare adâncime pe coloane verticale, chiar și la diametre mai mici. Se evită deci forarea coloanelor înclinate (cu execuție îndoielnică la realizarea pe loc). Pentru coloanele verticale deplasările înregistrate sunt importante și trebuie aplicate metode fiabile de estimare pentru asigurarea bunei funcționări a structurii.

Calculul fundațiilor pe coloane se realizează atât în țara noastră cât și în străinătate la stări limită.

2.1. Definirea stărilor limită

La modul general, stările limită sunt stări dincolo de care o construcție sau unul din elementele ei ar înceta, imediat sau după un timp dat, să-și îndeplinească rolul sau funcția pentru care au fost destinate.

Conform literaturii de specialitate existente în țara noastră și în străinătate se pot evidenția însă și unele diferențe în modul de abordare a acestei probleme.

2.2. Modele de calcul al fundațiilor pe coloane adoptate în țara noastră

Calculul fundațiilor pe coloane se efectuează în scopul îndeplinirii condițiilor de siguranță și de exploatare normală a construcțiilor realizate pe astfel de fundații. Sub acțiunea încărcărilor, terenul de fundare se deformează din cauza variațiilor de volum sau de formă și poate să atingă două stadii caracteristice ale comportării sale: stadiul comportării liniare sau cvasiliniare și stadiul dezvoltării zonelor plastice.

În acest ultim stadiu, variațiile de formă devin semnificative, iar comportarea terenului este influențată și de caracteristicile de rezistență și deformabilitate ale acestuia.

În cuprinsul zonelor plastice și pe conturul lor se produce ruperea pământului atunci când tensiunea tangențială efectivă devine egală cu rezistența de forfecare a pământului. Atingerea stadiului de rupere este însoțită de deplasări importante ale terenului de fundare.

Apariția și evoluția stadiilor de comportare ale terenului supus încărcării prin intermediul coloanelor depind de natura terenului, de natura încărcării și de viteza de aplicare a acesteia, de tipul coloanei și de metoda de introducere a coloanei în terenul de fundare.

Încărcarea de rupere P_r se consideră [97] că este atinsă atunci când:

- tasarea este mai mare de 0,1 din diametrul coloanei;
- în decurs de 24 de ore de la aplicarea încărcării nu se obține condiția de stabilizare.

Când nu este posibilă atingerea încărcării de rupere prin încercarea „în situ”, încărcarea de rupere se consideră echivalentă cu dublul încărcării de serviciu prevăzute în proiect. Încărcarea de rupere va fi însă calculată cu ajutorul mai multor modele, în funcție de caracteristicile terenului de fundare respectiv, de tipul coloanei, de modul ei de realizare etc. și va fi comparată cu valoarea echivalentă;

Încărcarea critică P_{cr} , a coloanei este premergătoare încărcării de rupere; când însă, prin încărcarea coloanei „în situ” nu este atinsă încărcarea critică, încărcarea maximă obținută se consideră ca fiind încărcarea critică.

Pentru o proiectare corespunzătoare a fundațiilor pe coloane, se impune alegerea unui model de calcul care să permită determinarea capacităților portante ale coloanei singulare sau în grup, prin împărțirea valorii încărcării critice la un coeficient de siguranță unic sau prin multiplicarea ei cu câțiva coeficienți subunitari, astfel determinați încât să fie posibilă limitarea tasării coloanelor sub acțiunea încărcărilor de serviciu la valorile compatibile cu structura de rezistență a construcțiilor respective.

2.2.1. Definirea stărilor limită adoptate

Conform cerințelor de proiectare a fundațiilor pe coloane s-au adoptat două modele de calcul la stări limită:

- cu coeficienți de siguranță multipli (simbolizat prin SLM);
- cu un singur coeficient de siguranță (simbolizat prin SLS) [85].

Cele două modele de calcul se pot defini prin relațiile:

$$\text{- modelul SLM: } P_{adm} = P_{cr} / c \quad [\text{kN}] \quad (2.1)$$

$$\text{- modelul SLS: } p_a \geq p_n \quad [\text{kN/m}^2] \text{ sau } [\text{MPa}] \quad (2.2)$$

unde: P_{adm} este încărcarea admisibilă a unei coloane solicitate la compresiune;

- P_{cr} - încărcarea critică a coloanei;
- c - coeficientul de siguranță global;
- p_a - presiunea admisibilă a terenului;
- p_n - presiunea netă pe teren.

Presiunea admisibilă p_a este valoarea maximă admisibilă a presiunii nete pe teren, luând în considerare capacitatea portantă, tasările probabile și vitezele lor de dezvoltare precum și capacitatea de adaptare a construcției la tasarea maximă probabilă.

Presiunea netă p_n este presiunea sub baza coloanei produsă de greutatea proprie a terenului și de încărcarea utilă a construcției, la baza coloanei.

Presiunea totală este valoarea presiunii totale sub baza coloanei, după realizarea și încărcarea construcției sau sub acțiunea încărcării P , determinată prin calcul, pe care o poate suporta terenul de fundare.

În ambele modele de calcul, prin noțiunea de capacitate portantă se înțelege efortul sau presiunea maximă, determinată prin calcul, pe care un teren de fundare este capabil să le suporte în exploatare. În cazul unei stări limită ultime, această noțiune poartă denumirea de „capacitatea portantă limită” sau „ultimă”.

În modelul SLM, noțiunea de capacitate portantă are semnificația numai a verificării rezistenței terenului de fundare care garantează că terenul nu se rupe și că permite o exploatare normală a construcției. Acest fapt nu exclude posibilitatea verificării la starea limită de deformații.

În modelul SLS, o dată cu îndeplinirea stării limită de capacitate portantă, prin reducerea presiunilor efective sub valorile presiunilor admisibile, sunt îndeplinite toate condițiile pentru o bună exploatare a construcției respective, nemaifiind necesară verificarea la starea limită de deformare.

În modelul SLM, calculul terenului de fundare se efectuează la starea limită de deformare (SLD), la starea limită de capacitate portantă (SLCP) sau pe baza presiunilor convenționale [94].

Corespunzător diferitelor stadii ale procesului de deformare sub încărcare, terenul poate atinge diferite stări limită, care corespund situației în care se introduc diferite stări limită în construcții, ca urmare a deformării sau cedării terenului de fundare. Stările limită ale terenului de fundare pot fi de natura:

- unei stări limită ultime (SLU), a cărei depășire conduce la pierderea ireversibilă, totală sau parțială, a capacității funcționale a construcției;
- unei stări limită a exploatarei normale (SLEN), a cărei depășire conduce la întreruperea exploatarei normale a construcției.

Starea limită de deformare a terenului de fundare (SLD) este de natura unei stări limită ultime (SLU) dacă deformațiile terenului conduc la deplasări și deformații ale construcției respective, incompatibile cu structura sa de rezistență, sau a unei stări limită a exploatarei normale (SLEN), dacă deformațiile terenului împiedică exploatarea normală a construcției, în parte sau în totalitate.

Starea limită de capacitate portantă a terenului de fundare (SLCP) este întotdeauna de natura unei stări limită ultime (SLU).

În cazul construcțiilor obișnuite nesensibile la tasări, fără restricții de exploatare, sau la terenurile de fundare bune, calculul definitiv al terenului se poate face pe baza presiunilor convenționale.

Calculul la starea limită de deformare (SLD) se efectuează în următoarele situații:

- ca stare limită ultimă a construcției: la toate construcțiile fundate pe terenuri dificile, la construcțiile sensibile la tasări, la construcțiile speciale nesensibile la tasări, fundate pe orice tip de teren, cu excepția rocilor

stâncoase, la construcțiile obișnuite nesensibile la tasări, fără restricții în exploatare și la terenuri de fundare când prin depășirea presiunilor convenționale de pe vârful coloanelor și îndeplinirea condițiilor calculului la SLD rezultă o dimensionare mai economică a fundației;

- ca stare limită a exploatării normale: în cazul construcțiilor în exploatare fundate pe orice tip de teren.

Calculul la starea limită de capacitate portantă (SLCP) se efectuează în următoarele situații: la toate construcțiile fundate pe terenuri dificile, la construcțiile fundate pe pământuri coezive saturate supuse unor încărcări aplicate rapid, la construcțiile speciale fundate pe roci stâncoase, la construcțiile la care fundațiile transmit încărcări orizontale importante și la tipurile de construcții la care fundațiile sunt așezate pe taluzuri sau în apropierea acestora.

Valorile de calcul al caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare și gruparea acțiunilor corespunzătoare stării limită posibile ale structurii în conlucrare cu terenul de fundare se stabilesc în conformitate cu prevederile din lucrarea [94]. Astfel, pentru calculul la starea limită de deformații, construcțiile se consideră supuse acțiunilor din grupările fundamentale, luate după caz, corespunzător unei stări limită SLU sau unei stări SLEN. Pentru calculul terenului la starea limită de capacitate portantă, construcțiile se consideră supuse acțiunilor din grupările speciale, dacă cele din gruparea fundamentală nu sunt mai defavorabile.

Modelele de calcul menționate utilizează trei grupe de coeficienți de siguranță:

- de supraîncărcare;
- de omogenitate;
- ai condițiilor de lucru.

Calculul la starea limită de deformații se face asigurând următoarele condiții:

$$\Delta_s \leq \overline{\Delta}_s \quad \text{pentru verificarea la SLU} \quad (2.3)$$

$$\Delta_t \leq \overline{\Delta}_t \quad \text{pentru verificarea la SLEN} \quad (2.4)$$

unde: Δ_s este deplasarea sau deformația posibilă a construcției datorată tasării terenului de fundare, calculată cu încărcări din gruparea fundamentală pentru SLU;

- $\overline{\Delta}_s$ - deplasarea sau deformația de referință admisă pentru construcția respectivă, stabilită de proiectant sau de literatura de specialitate;
- Δ_t - deplasarea sau deformația posibilă a construcției datorată tasării terenului de fundare, calculată cu încărcări fundamentale pentru tasarea limită a exploatării normale (SLEN);
- $\overline{\Delta}_t$ - deplasarea sau deformația admisibilă din punct de vedere tehnologic.

În ceea ce privește modul de calcul al eforturilor care acționează asupra terenului de fundare, se fac următoarele observații [85]:

- la SLM, forțele care acționează asupra construcției și fundațiilor sunt multiplicare cu coeficienți de supraîncărcare în timp ce la SLS acești coeficienți nu se aplică;
- la SLM, gruparea de forțe care se ia în considerare la calculul capacității portante (SLCP) este cea specială, pe când în calculul la starea limită de deformație (SLD) se ia în considerare gruparea fundamentală.

Aceste două observații arată că eforturile care acționează asupra terenului de fundare sunt diferite valoric în cele două modele de calcul.

În ceea ce privește natura forțelor măsurate, la SLM eforturile care se calculează pentru a fi comparate cu cele de referință sunt, în cazul coloanelor, de natura unor forțe exprimate în kN, în timp ce la SLS, presiunile la baza coloanei sunt exprimate în MPa.

Modelele SLM permit efectuarea unei analize mai riguroase a fiecărei etape de calcul prin utilizarea unor coeficienți de siguranță cu valori de variație mai restrânse, bazate pe un calcul statistic. Sunt însă cazuri în care un model de calcul cu un coeficient de siguranță global poate să fie aplicat în practică cu rezultate bune, când la baza sa a stat un număr suficient de încercări „în situ” care au furnizat un volum mare de informații.

Calculul coloanelor și al terenului de fundare la starea limită se efectuează după prima și a doua stare limită. Calculul după prima stare limită se efectuează pe baza caracteristicilor de calcul al materialelor din care se realizează coloanele și radierile precum și cele ale terenului de fundare, pe când calculul lor la a doua stare limită se efectuează pe baza caracteristicilor lor normate.

După cum este cunoscut, capacitatea portantă a coloanelor se poate determina fie printr-un calcul analitic, fie prin încărcări de probă „în situ”.

În funcție de natura și volumul de informații necesare, se deosebesc încărcări de probă pe coloane obișnuite și încărcări de probă pe coloane instrumentate.

După locul în care se efectuează încărcarea, se deosebesc: încărcări de probă pe coloane situate în afara amplasamentului fundației și încărcări de probă pe coloane din cuprinsul fundației.

După modul de efectuare a încărcării, se deosebesc: încărcări în condiții statice și încercări prin intermediul penetrării.

2.2.2. Încercări în condiții statice

Încercarea statică se poate efectua în trei cazuri diferite: la încărcări axiale, orizontale și de smulgere. Ea se efectuează prin lestarsă directă (fig. 2.1), sau cu ajutorul preseii (fig. 2.2).

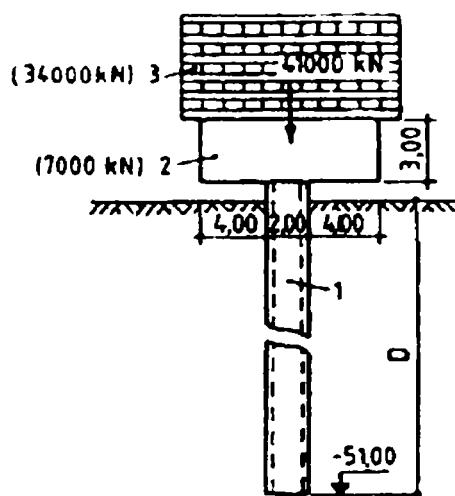


Fig.2.1 Încercarea unei coloane de probă prin lestarsă directă

1 - coloană de probă; 2 - placă de beton armat; 3 - lest din șine de cale ferată sau grinzi metalice.

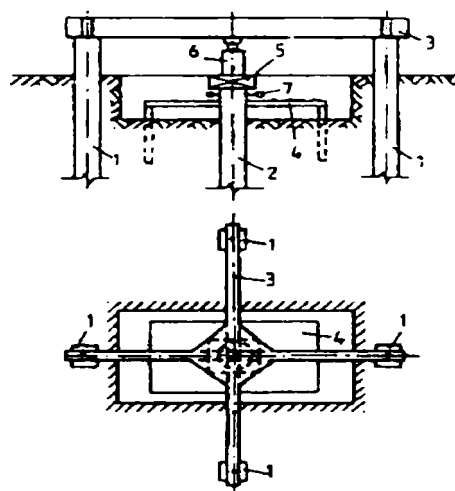


Fig. 2.2 Încercarea unei coloane de probă prin intermediul preseii hidraulice

1 - piloți de ancoraj; 2 - coloană de probă; 3 - grinzi de ancorare; 4 - cadru de referință; 5 - placă de repartiție; 6 - presă hidraulică; 7 - microcomparatoare.

Esența acestor încercări se rezumă la determinarea nemijlocită a valorii limită a încărcării preluate de coloana încărcată în momentul începerii creșterii bruște a deplasării sale.

Această încercare constituie o metodă care asigură obținerea unor date mai exacte, însă din cauza unor costuri și cheltuieli de manoperă ridicate, metoda respectivă este utilizată într-un număr limitat de cazuri.

Încărcarea prin lestare constituie o metodă folosită mai rar și constă din montarea pe capul coloanei a unei platforme care se încarcă apoi cu lest. O încărcare cu caracter excepțional a constituit-o încărcarea unei coloane de diametru 2 m și fișă de 45 m, în apropierea culeei podului de cale ferată și șosea realizat pe brațul Borcea al Dunării.

Placa de beton armat din capul coloanei, având o greutate de cca 7000 kN, a fost încărcată cu șine de cale ferată în greutate până la 34 000 kN. La această încercare s-a realizat una din cele mai mari încărcări prin lestare din lume pentru coloanele (piloții) de probă.

În locul leșării, coloana de probă poate fi acționată prin intermediul unei prese hidraulice. În acest caz platforma de încărcare realizată din grinzi metalice este ancorată de teren prin 2 sau 4 piloți solicitați la smulgere, în funcție de mărimea încărcării maxime ce trebuie dezvoltată de prese (fig. 2.2).

În practica încercărilor efectuate se utilizează trei metode de încercare statică:

- metoda încărcării în trepte;
- metoda încărcării neîntrerupte;
- metoda de echilibru.

Metoda de încărcare standardizată în România este de tipul „efort impus - deformație controlată”; ea utilizează încărcarea în trepte de $1/15 \dots 1/10$ din valoarea încărcării limită probabilă. Fiecare ultimă treaptă se aplică după stabilizarea deformațiilor determinate de treapta anterioară și care se consideră atinsă atunci când sporul de tasare pe parcursul a 4 citiri consecutive, la intervale de 30 min, este mai mic decât 0,1 mm. Încărcarea continuă până la atingerea încărcării limită (de rupere), definită prin condițiile prezentate la subcapitolul 2.2.

Această metodă de încărcare permite determinarea deformațiilor remanente după fiecare treaptă de încărcare.

Metoda de încărcare neîntreruptă se realizează printr-o încărcare lină a coloanei, în scopul deplasării neîntrerupte a acesteia cu viteza de 0,5 ... 1,5 mm/min. Încărcarea crește pe o durată de la 20 min până la 1 oră, în funcție de proprietățile terenului de fundare în care se înfige coloana.

O metodă similară celei precedente este metoda penetrării statice cu care se determină proprietățile mecanice ale terenurilor. Această metodă se folosește cu succes la aprecierea capacității portante a coloanelor (piloților). În acest scop se folosesc sonde cu vârf conic de diametru 36 ... 110 mm, care se înfig în teren prin intermediul unei tije montate într-un tub de protecție. Sonda este înfiptă în teren cu o viteză de 20 ... 300 cm/min, mai des cu viteza de 20 ... 30 cm/min, prin intermediul unei prese hidraulice, și poate cuprinde o adâncime de până la 30 m.

La metoda de echilibru, coloana este încărcată cu ajutorul unei prese hidraulice în trepte, în decurs de aproximativ 5 min, astfel că la capătul fiecărei trepte care se prelungește timp de 10 ... 15 min, să se consume deplasările coloanei, ca urmare a apariției echilibrului între presiunea în scădere a prese (din cauza creșterii deformației coloanei) și rezistența crescândă a pământului. Această metodă permite reducerea de cca 3 ori a timpului necesar încărcării prin metoda încărcării în trepte, exactitatea rezultatelor fiind aproape aceeași [33].

În vederea evidențierii tasării remanente, deformațiile se determină prin metoda încărcării în trepte a coloanei.

Din cauza costurilor și a manoperei ridicate, necesitate de încercările statice ale coloanelor, în astfel de cazuri se poate folosi cu succes metoda de încercare separată a eforturilor unitare ce apar în teren la baza coloanei precum și în lungul suprafeței ei laterale (fig. 2.3), utilizându-se placa de probă.

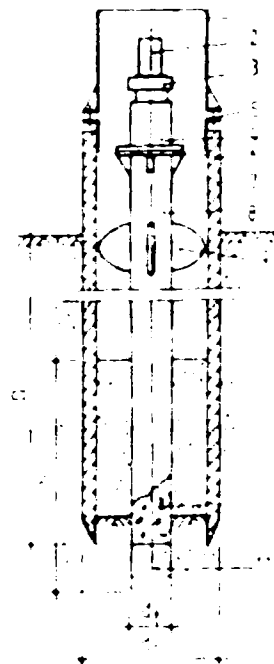


Fig. 2.3 Instalație pentru determinarea capacității portante a terenului de fundare de sub coloană

- 1 - virolă metalică; 2 - grinzi de ancoraj;
- 3 - placă; 4 - vinci hidraulic; 5 - îmbinare cu flanșă și bulon; 6 - coloană; 7 - măsurătoare;
- 8 - tub metalic; 9 - luminator de centrare;
- 10 - beton; 11 - ștantă tubulară.

În acest caz, placa de încercare trebuie să aibă latura sau diametrul minim de 30 cm, astfel încât mărimea încărcării limită pe placă și pe suprafața laterală a coloanei să fie egale. Astfel, este necesar ca încărcarea terenului cu placa de probă să se efectueze o dată cu încărcarea coloanei.

Placa de încercare, realizată dintr-un tub cu dop de beton, va fi înglobată în pământul de umplură turnat în spațiul dintre placă și peretele interior al coloanei. Înălțimea pământului de umplură se determină cu relația:

$$h = \frac{D \cdot d_p}{d_c} \quad [m] \quad (2.5)$$

unde: h este înălțimea umplurii;

- D, d_p și d_c - respectiv, fișa coloanei, diametrul plăcii de încercare și diametrul coloanei.

Pe baza rezultatelor obținute în timpul încercării, se construiesc graficele încărcare - tasare: $s = f(P)$ pentru coloană și pentru placa de încercare tubulară. Cu ajutorul graficelor obținute se determină încărcarea limită preluată de suprafața laterală a coloanei, iar la nivelul bazei sale, tensiunea limită pe teren sub coloană, luând în considerare că forțele de alunecare la smulgere sunt egale cu forțele de alunecare la înfigerea coloanei, iar tensiunea limită în teren sub placa de încercare va corespunde presiunii sub baza coloanei.

În procesul de încercare statică a coloanelor „în situ”, mărimea tasării „s” apare ca sumă a tasărilor elastice și (plastice) ale coloanei și ale tasărilor remanente ale pământului.

Încercările statice de probă se mai pot realiza și cu ajutorul coloanelor (piloților) instrumentate (fig. 2.4).

La astfel de încercări se pot obține următoarele date:

- deformațiile specifice ε_i în lungul trunchiului coloanei;
- efortul axial în lungul trunchiului coloanei;
- efortul unitar tangențial mobilizat pe suprafața laterală a coloanei.

Prin prelucrarea datelor obținute la toate treptele de încărcare, se pot obține informații asupra mecanismului transmiterii încărcării de la coloană la teren.

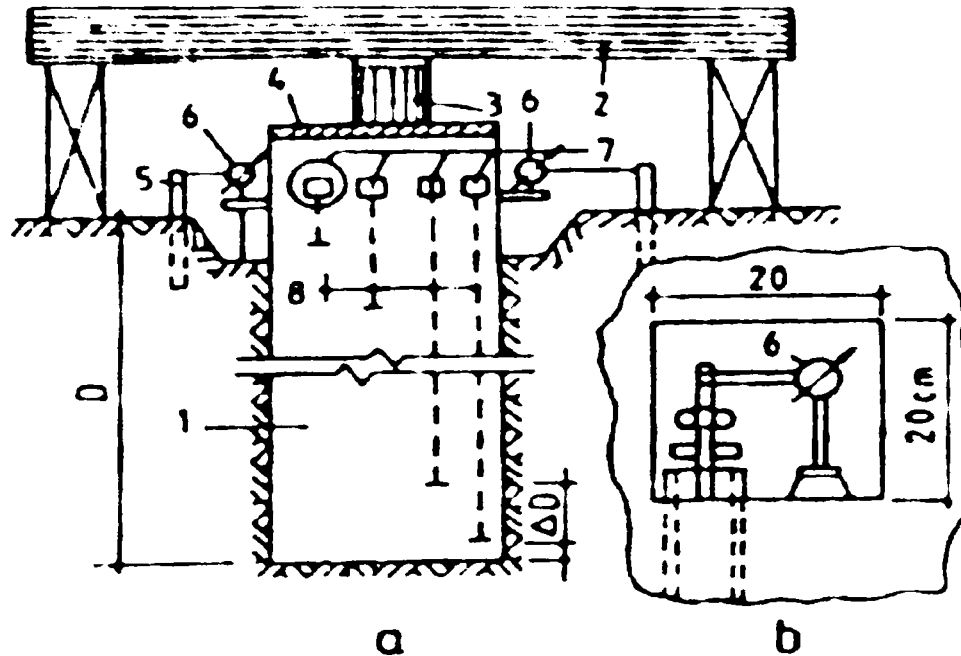


Fig. 2.4 Instrumentarea coloanei sau baretei cu traductori mecanici:

a - prezentare generală; b - detaliu nișă;

1 - coloană; 2 - lestul; 3 - presă hidraulică; 4 - placă metalică de protecție a capului coloanei, (pilotului sau baretei);
5 - cadrul de referință; 6 - micrometru comparator; 7 - nișe în corpul coloanei pentru observații asupra traductorilor
mecanici; 8 - traductori mecanici.

Cu datele obținute se pot construi:

- curbele de distribuție care exprimă variația cu adâncimea a încărcării axiale (câte o curbă pentru fiecare încărcare P_i pe capul coloanei);
- curba de transfer care arată mărimea deformației ce trebuie atinsă la o adâncime z pentru a se mobiliza rezistența la frecare pe suprafața laterală a coloanei;
- diagrama $(P_i/P_{i\max}, s)$.

Se face mențiunea că există multe opțiuni privind modul de definire a capacității portante de calcul a coloanelor (piloților) încercați prin metoda încărcării statice.

În cazul fundațiilor pentru poduri, capacitatea portantă normată (încărcare critică) este cea încărcare care este mai mică cu o treaptă decât încărcarea la care creșterea tasării pentru o treaptă de încărcare (pentru valoarea tasării totale mai mare de 4 cm) depășește de 5 ori, și chiar mai mult, creșterea tasării obținute pentru treapta precedentă de încărcare. Dacă pentru tasarea totală a coloanei (pilotului) mai mare de 4 cm se continuă deplasarea neamortizată timp de câteva zile, atunci drept încărcare critică se consideră încărcarea corespunzătoare acestei trepte de încărcare.

Calculul capacității portante a coloanelor (piloților) prin încercări de penetrare statică se poate folosi la piloții introduși în teren prin batere. Penetrarea statică este recunoscută ca procedeu standardizat în multe țări, inclusiv în România. Penetrarea se realizează cu un penetrometru static compus dintr-un echipament de penetrare, dispozitiv de penetrare, dispozitiv de măsurare a rezistențelor la penetrare (pe con, pe manta și totală) și din dispozitivul de testare. Echipamentul de penetrare (sondare) este alcătuit dintr-un con de oțel cu un unghi la vârf de 60° și diametrul de 36,5 mm, fix sau mobil în raport cu tubul (mantaua) de protecție împotriva aderenței pământului la tijă.

Dispozitivul de presare, mecanic sau hidraulic, acționează în două moduri:

- alternativ pe con și pe tubul de protecție (fig. 2.5 a), la aparatul cu con mobil, dezvoltând forțele necesare pătrunderii vârfului (conului) și învingerii frecării laterale;
- concomitent pe con și pe tubul de protecție, la aparatul cu con fix, dezvoltând forța totală necesară pătrunderii în teren a ansamblului format din con și din tubul de protecție.

Dispozitivul de măsurare a rezistențelor de penetrare este alcătuit din doze manometrice concentrice (fig. 2.5, b) sau inele dinamometrice și permite măsurarea rezistențelor de înfigere a conului și a țevilor de protecție, la aparatul cu con mobil și, simultan, a rezistenței pe con și a rezistenței totale, la aparatul cu con fix. Presiunile se măsoară din 10 în 10 cm, viteza constantă de pătrundere a conului în teren nedepășind 200 cm/min.

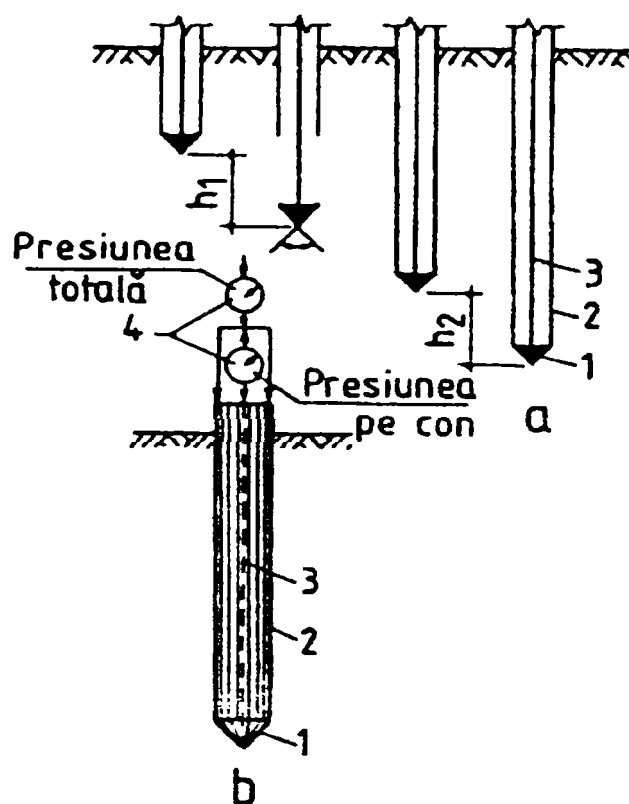


Fig. 2.5 Încercarea de penetrare statică:
a - penetrare alternativă sau concomitentă pe con și pe tubul de protecție; b - dispozitivul de măsurare a rezistențelor de penetrare;

1 - con; 2 - țevă; 3 - tijă rigidă a conului; 4 - dinamometre.

Cu ajutorul diagramelor de etalonare proprii fiecărui aparat, se calculează valorile totale de înfigere a conului F_c și a mantalei F_1 , rezistența pe vârf R_p , și forța de frecare laterală F_1 . Pe baza datelor obținute, se trasează - pentru pilotul de încercare - o diagramă în care pe abscisă se trec valorile R_p sau F_1 iar pe ordonată adâncimea h și coloana litologică a forajului de referință (fig. 2.6).

Metoda nu se aplică la roci stâncoase sau semistâncoase, la pământuri necoezive cu incluziuni grosiere (b'o'c'r'i, bo'o'ă-ș'r'i și pietrișuri), pământuri cu incluziuni dure cu dimensiuni mai mari de 2 mm, pământuri macroporice sensibile la umezire, pământuri care refulează în gaura de foraj sau la pământuri lichefiabile.

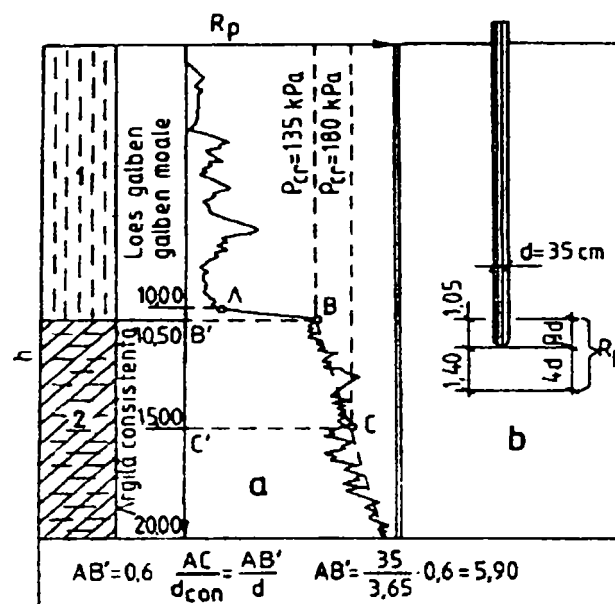


Fig. 2.6 Determinarea prin penetrare a valorii rezistenței critice pe con la piloții de diametru mare:

a - diagrama rezistențelor determinate sub vârful pilotului și deasupra lui; b - zonele de determinare a rezistenței critice;

2.3. Modele de calcul al fundațiilor pe coloane bazate pe încercări presiometrice în străinătate

Conform literaturii tehnice de specialitate din străinătate [88],[91], calculul fundațiilor de adâncime pe coloane se face la stări limită. Stările limită corespund unor fenomene care trebuie evitate și au fost clasificate în două mari categorii, fiecare categorie corespunzând aceluiași nivel de probabilitate referitoare la împrejurările la care apar aceste fenomene:

- Stările limită ultime pot fi definite ca reprezentând atingerea capacității portante a structurii fără schimbarea fundamentală a geometriei sale; în general, acest lucru se traduce, în afara cazului pierderilor de echilibru static (care nu există în mecanica pământurilor), prin atingerea, într-o secțiune a unui element constitutiv, a solicitării de rezistență;

- Stările limită de exploatare corespund apariției unor fenomene care împiedică o folosire normală a structurii, îi reduc durabilitatea ori creează condiții anormale de funcționare.

2.3.1. Definirea generală a criteriilor de verificare la stări limită

Calculul structurilor ce interacționează cu terenul de fundare pune mai multe probleme decât cea a structurilor clasice metalice sau din beton, iar în stadiul respectiv de cunoștințe acest calcul trebuie să treacă prin verificarea anumitor criterii. Aceste criterii se referă atât la structura fundației cât și la terenul de fundare care o înconjoară.

Nu este posibil să se definească un calcul global pentru întreaga structură ci este necesar să se descompună structura în „componente elementare” cărora să li se „atașeze” criterii de calcul, criterii care permit verificarea securității raportată la fiecare componentă elementară.

2.3.1.1. Criteriul de portanță

În condiții normale de exploatare, fundațiile pe coloane sunt concepute astfel încât nici una dintre ele să nu lucreze la întindere.

În anumite condiții deosebite (acțiuni accidentale), sau în ipoteza la stări limită ultime, se poate lua în considerare faptul că, unele dintre coloane pot fi supuse la o solicitare de torsiune a cărei rezultantă axială este un efort de smulgere.

Se consideră o coloană având următoarele caracteristici:

- L - lungimea coloanei;
- A - aria secțiunii transversale a coloanei;
- p_e - perimetrul coloanei.

Coloana considerată este supusă unui efort axial Q_V . Valoarea Q_V s-a obținut ținând cont de rezultanta eventualelor frecări negative care se mobilizează pe o parte din înălțimea coloanei.

Pentru valoarea forței Q_V - care atinge sarcina limită - rezistența la rupere a terenului de fundare este atinsă atât la bază cât și pe suprafața laterală.

Pentru comportamentul normal se admite că baza coloanei, considerată perfect plană este supusă unei presiuni uniforme, de valoare q_r - denumită presiune de rupere - și că suprafața ei laterală este supusă unui efort de frecare, a cărui valoare este uniform repartizată pe perimetrul corespunzător nivelului sarcinii luate în considerare și a cărei valoare τ_f este valoarea de rupere la acest nivel.

Valorile q_r și τ_f sunt estimate pornindu-se de la interpretarea prospecțiunilor geotehnice, ceea ce permite definirea presiunilor limită, notate provizoriu q_{lim} și τ_{lim} , înlesnind aplicarea coeficienților de siguranță.

2.3.1.1.1. Definirea sarcinii limită

Metoda propusă rezultă în urma îmbunătățirii metodei presiometrice, propusă de LOUIS MENARD, fără modificarea principiilor fundamentale ale acesteia. Teoretic, este vorba despre valoarea sarcinii axiale care, aplicată în capul coloanei, provoacă o afundare nelimitată a coloanei (asimptotă verticală a curbei sarcină-deplasare) (f.g. 2.7).

În practică, pentru că asimptota curbei sarcină-afundare poate apărea cu mai mică sau mai mare claritate, se va considera în mod convențional că sarcina limită Q_L este cea care corespunde unei afundări în pământ a capului coloanei egale cu cel puțin 1/10 din diametrul ei sau, când s-au făcut încărcări de sarcină de mărime reală, corespunzând unei viteze de afundare a capului coloanei de ordinul a 1 ... 5 mm·s⁻¹. Sarcinii limită Q_L , determinată experimental, îi corespunde o presiune limită q_l .

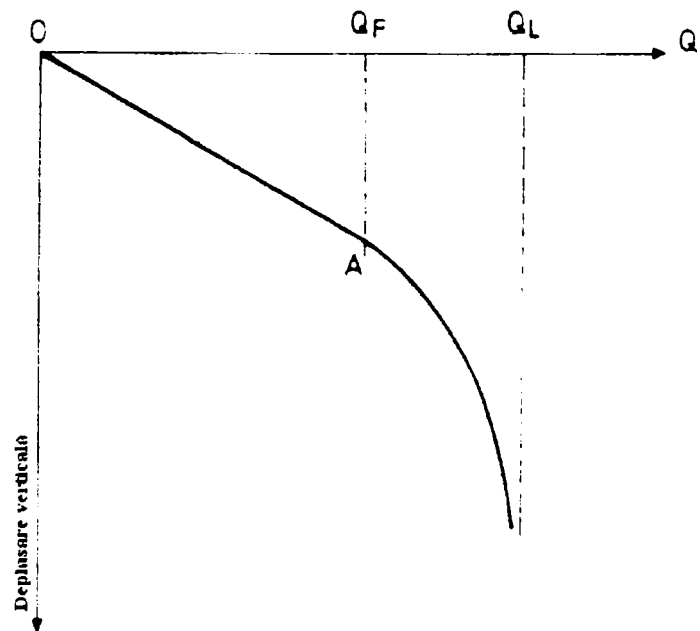


Fig. 2.7 Diagrama efort - deplasare coloană

2.3.1.1.2. Evaluarea presiunii limită la baza coloanei

Evaluarea presiunii limită la baza unei coloane se realizează în baza relațiilor:

$$q_r = k_p \cdot (p_{le} - p_o) + q_o \quad [\text{MPa}] \quad (2.6)$$

unde: p_o reprezintă presiunea orizontală totală (pe un plan vertical) și este definit de relația:

$$p_o = u + (\sigma_{vo} - u) \cdot k_o \quad [\text{MPa}] \quad (2.7)$$

- σ_{vo} - efort unitar total vertical;
- u - presiune interstițială;
- k_o - coeficient de împingere al pământului în stare de repaus;
- q_o - presiunea verticală totală la nivelul bazei coloanei;
- p_{le} - presiunea limită echivalentă dată de relația:

$$p_{le} = \frac{1}{2 \cdot a} \cdot \int_{-a}^a p_i(z) \cdot dz \quad [\text{MPa}] \quad (2.8)$$

valoarea p_{le} integrează dispersia rezultatelor de încercare în stratul omogen purtător din vecinătatea bazei coloanei; referitor la acest lucru, o formațiune sau o zonă a acesteia va fi considerată omogenă, dacă presiunea limită maximă măsurată nu depășește de 1,5 ori presiunea limită minimală; în acest caz, presiunea limită echivalentă este calculată pornind de la profilul presiometric de calcul definit mai jos, pe o înălțime „a” socotită de o parte și de alta a cotei de oprire a coloanei;

- q_i - presiunea limită determinată conform paragrafului 2.3.1.1.1;
- $a = 0,50$ m dacă diametrul echivalent al coloanei $\phi \leq 1$ m, respectiv $a = \phi/2$ în caz contrar; dacă încastrarea D a coloanei în formațiunea omogenă purtătoare este inferioară valorii „a”, presiunea limită echivalentă va fi calculată în același fel, dar nu se va lua în considerare decât o înălțime D deasupra cotei de fundare a coloanei.
- ϕ - diametrul echivalent este definit de relația:

$$\phi = 4 \cdot A/P \quad [\text{m}] \quad (2.9)$$

- A - aria secțiunii transversale a coloanei;
- P - perimetrul secțiunii transversale a coloanei;
- k_p - factorul de portanță la nivelul bazei coloanei; pentru o coloană cu secțiune pătrată alungită, sau circulară încastrată dincolo de adâncimea critică, vor fi reținute pentru k_p valorile date în tabelul 2.1, care depind de teren și de modul de realizare al coloanei.

Valorile factorului de portanță k_p la nivelul bazei coloanei

Tabel 2.1

Modul de execuție Tipul pământului	Valoarea coeficientului k_p pentru coloane introduse prin:	
	forare	îndesare
argile - pământuri nămolose	1,2	1,8
nisipuri – pietrișuri	1,1 (1)	3,2 ... 4,2 (2)
pământuri cretoase - marne; pământuri marno – calcaroase	1,8	2,6
stâncă alterată sau fragmentată	1,1 ... 1,8 (3)	1,8 ... 3,2 (3)

Valoarea lui p_{le} este calculată pornind de la curba continuă a profilului presiometric de calcul și nu, așa cum o preconizau vechile reguli pornind de la valorile punctuale ale presiunilor limită măsurate pe grosimea stratului de pământ considerat. O asemenea dispoziție permite în mod deosebit să se îndepărteze variațiile relativ mari ale lui p_{le} pentru variații mici ale cotei de fundare a coloanei în stratul de pământ din zona de la baza coloanei („stratul purtător”).

Este important ca valoarea lui p_l luată în considerare, să corespundă, pe cât posibil, valorilor reale ale acestui parametru. În mod deosebit, în formațiunile compacte și foarte compacte, se vor lua toate măsurile ca să se utilizeze sonde pentru stâncă, în scopul de a se realiza măsurători cât mai precise.

Dacă stratul purtător nu este omogen, presiunea limită echivalentă va fi calculată în aceleași condiții (conform celor expuse anterior), înlăturându-se o parte din valorile ridicate ale presiunilor limită măsurate pe grosimea stratului de pământ luat în considerare. O asemenea abordare acoperitoare în anumite cazuri, trebuie să conducă la o examinare atentă a temeiului alegerii cotei de fundare a coloanei.

În cazul în care caracteristicile stratului purtător nu sunt foarte bune, trebuie să ne asigurăm că acest strat este bine „așezat” pe un strat de pământ al cărui caracteristici sunt superioare caracteristicilor stratului de la baza coloanei (în special din punct de vedere al compactării). Prezența unor straturi având caracteristici inferioare trebuie să facă obiectul unui examen atent cu scopul de a stabili în ce condiții aceste caracteristici pot afecta portanța coloanei izolate sau pe cea a unui grup de coloane.

Rezultatele puține de care se dispune pentru pietrișuri și în mod deosebit pentru pietrișurile compacte, lasă să se creadă că valorile propuse pot fi acoperitoare. Acestea vor putea fi ulterior redefinite.

Rezultatele experimentale disponibile pentru coloane introduse în terenuri nisipoase pun în evidență o variație a factorului de portanță la baza coloanelor, pentru valori apropiate de presiunea limită. Această variație ar produce reașezarea solului în jurul coloanei, care apare cu atât mai posibilă cu cât terenul este mai moale. Astfel se va adopta pentru k_p valoarea de 4,2 dacă $p_l \leq 1,0$ MPa și 3,2 dacă $p_l \geq 3,0$ MPa, interpolând liniar pentru valorile intermediare ale presiunii limită. Pentru pietrișurile nisipoase și pietrișurile propriu-zise, nu se dispune de date experimentale suficiente. În așteptarea unor asemenea date, vor putea fi adoptate în mod acoperitor aceleași valori ca și pentru nisipuri.

În ceea ce privește comportamentul de la baza coloanelor în stâncă alterată sau fragmentată nu se dispune decât de puține date experimentale. Pentru cazurile cunoscute, sarcina limită nu a putut fi atinsă, avându-se în vedere valorile ridicate ale presiunilor limită care caracterizează aceste formațiuni. De aceea, dacă materialul avut în vedere se înrudește destul de mult cu unul dintre terenurile mobile, pentru care tabelul 2.1 propune o valoare particulară a lui k_p , se va adopta această valoare (de exemplu $k_p = 1,1$ pentru o coloană forată în rocă alterată sau fragmentată, susceptibilă a avea un comportament apropiat de cel al unui nisip sau al unui pietriș compactat). O asemenea valoare a lui k_p , probabil destul de acoperitoare, va permite totuși în numeroase cazuri, să se facă dimensionarea prin referință la rezistența materialului de construcție a coloanei, ținându-se seama de valorile ridicate ale presiunii limită a acestor

formațiuni. Valori superioare celor indicate nu vor putea fi, în general, adoptate decât prin verificări experimentale.

În cazul coloanelor încastrate, regulile propuse au fost stabilite pornind de la rezultatele experimentale corespunzând unor coloane a căror lungime de încastrare D_e a fost superioară lungimii critice de încastrare D_c .

Pare rezonabil ca aceste reguli să se aplice pentru toate tipurile de coloane și pentru diferite stratificații ale terenului traversat, independent de caracterul lor compact, dacă încastrarea D_e îndeplinește simultan condițiile:

$$D_e = \sum_i \Delta_i \cdot \frac{P_{li}}{P_{le}} \quad | \quad D_e \geq 5 \text{ și } \phi = 4A/P \quad [m] \quad (2.10)$$

unde semnificațiile parametrilor sunt date la relațiile (2.7) ... (2.9).

În așteptarea unor date experimentale complementare, se va putea estima factorul de portanță la bază $k_p \left(\frac{D_e}{\phi} \right)$, pentru coloanele cu încastrare sub-critică $\left(\frac{D_e}{\phi} < 5 \right)$, pornind de la următoarea relație:

$$k_p \left(\frac{D_e}{\phi} \right) = 0,8 + \frac{k_p - 0,8}{25} \cdot \frac{D_e}{\phi} \cdot \left(10 - \frac{D_e}{\phi} \right) \quad (2.11)$$

unde: k_p reprezintă valoarea factorului de portanță al baza coloanei, dată în tabelul 2.1, pentru o încastrare superioară celei critice.

Pentru fundațiile a căror execuție nu provoacă tensiuni suplimentare în pământ la baza coloanei, influența formei fundației privește, în esență, fundațiile foarte lungi, baretele izolate sau continue - pereții mulați, eventual pereții de coloane alipite sau secante - menite să suporte sarcini verticale mari.

În lipsa unor date experimentale se vor putea adopta, provizoriu, valorile lui k_p din tabelul 2.1 pentru coloane de aceeași natură, sub rezerva unei stricte respectări a regulilor de realizare, în special în ceea ce privește forarea și finisarea bazei forajului și controlul calității contactului fundație-teren la bază.

Pentru fundațiile a căror realizare provoacă tensiuni suplimentare în pământ la baza coloanei, această problemă privește în special „perdelele” constituite din palplanșe cu sau fără chesoane de palplanșe incorporate.

2.3.1.1.3. Evaluarea frecării laterale unitare limită

Valoarea frecării laterale unitare limită q_s , mobilizabilă de-a lungul unei coloane, în funcție de compactarea și de coeziunea pământului din jurul coloanei, exprimată prin presiunea limită p_l poate fi determinată analitic prin următoarele relații, pentru $n = 1 \dots 4$:

$$q_s = q_{sn} \cdot \frac{p_l}{p_n} \cdot \left(2 - \frac{p_l}{p_n} \right) \quad \text{pentru} \quad \frac{p_l}{p_n} \leq 1 \quad \Bigg| \quad \text{și} \quad \Bigg| \quad q_{sn} = 0,04 \cdot n \quad (2.12)$$

$$q_s = q_{sn} \quad \text{pentru} \quad \frac{p_l}{p_n} \geq 1 \quad \Bigg| \quad \text{și} \quad \Bigg| \quad p_n = (1 + 0,5 \cdot n) \quad (2.13)$$

respectiv în funcție de valoarea p_l prin următoarele relații:

$$q_s = \inf \left\{ \frac{p_l - 0,2}{9}; \frac{p_l + 3,3}{32} \right\} \quad \text{pentru } p_l \geq 0,2 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

$$q_s = \inf \left\{ \frac{p_l + 0,4}{10}; \frac{p_l + 4,0}{30} \right\} \quad (\text{în general } p_l \geq 1,0 \text{ MPa}) \quad (2.15)$$

$$q_s = \frac{p_l + 0,4}{10} \quad (\text{în general } p_l \geq 2,50 \text{ MPa}) \quad (2.16)$$

2.3.1.1.4. Evaluarea sarcinii limită

Capacitatea portantă față de eforturile axiale de compresiune se definește ca fiind:

$$Q_{lim}^+ = A \cdot q_{lim} + P \cdot \int_0^{L_0} \tau_{lim}(x) \cdot dx \quad [\text{kN}] \quad (2.17)$$

Capacitatea portantă față de eforturile axiale de smulgere este definită ca fiind:

$$Q_{lim}^- = \begin{cases} 0 & \text{sub solicitările de exploatare} \\ G + \frac{1}{\gamma} \cdot P \cdot \int_0^L \tau_{lim}(x) \cdot dx & \text{sub solicitările ultime} \end{cases} \quad [\text{kN}] \quad (2.18)$$

unde: G este greutatea proprie a coloanei;

- A și P aria și perimetrul secțiunii transversale;
- γ - un coeficient suplimentar de siguranță, cu valoarea de $3/2$.

Verificarea criteriului de portanță constă în a se asigura că pentru coloanele fundației există o dublă inegalitate:

$$- Q_{lim}^- \leq Q_V \leq Q_{lim}^+ \quad (2.19)$$

unde: valoarea eforturilor Q_V se calculează din combinația cea mai defavorabilă a acțiunilor.

Cu toate că s-au efectuat numeroase încercări experimentale, care au permis ameliorarea regulilor de calcul pentru majoritatea cazurilor obișnuite, anumite cazuri deosebite suferă de o insuficiență și, adesea, de o lipsă totală de date experimentale (în special valoarea factorului de portanță):

- puțuri, care se deosebesc de coloanele forate doar prin faptul că ele sunt excavate manual;
- coloanele ancorate într-o stâncă alterată sau fragmentată;
- baretele și coloanele bătute de tipul tuburilor deschise, coloanele H și palplanșele, a căror particularitate se leagă, în esență, de geometria secțiunii lor transversale;
- coloane încastrate sau încastrate elastic.

Pentru aceste cazuri particulare se propun calcule acoperitoare, în baza unor date experimentale disponibile, sau prin utilizarea valorilor determinate pentru alte cazuri cunoscute și compararea rezultatelor obținute în ambele cazuri. Dacă există îndoieli serioase asupra valorilor parametrilor de calcul care trebuie luați în considerare și dacă proiectul o justifică, se propune efectuarea unor încercări cu încărcări foarte mari, determinate prin calcul.

2.3.1.2. Criteriul de rezistență a materialelor

Acest criteriu vizează verificarea diferitelor secțiuni ale coloanelor sau a elementelor de fundație, față de solicitările de calcul:

- în secțiunea din capul coloanelor, dacă acestea nu sunt supuse unor eforturi parazite;

- pe secțiunea din capul coloanelor și pe secțiunea de efort normal maxim, dacă coloanele sunt supuse unei frecări negative pe o anumită porțiune din lungime;
- în secțiunea de moment maxim, dacă aceasta nu este secțiunea din cap (în special cazul coloanelor supuse unor eforturi laterale datorită unui teren moale – cu posibilitate de fluaj).

În cazul coloanelor metalice trebuie să se determine tensiunea maximă în materialul secțiunii studiate și să se compare cu tensiunea limită definită pentru acest material.

În cazul coloanelor din beton armat trebuie să existe siguranță că solicitările de calcul nu depășesc defavorabil solicitările limită de exploatare (solicitările ultime). Calculele de verificare a fundațiilor se fac pornind de la o rezistență convențională a betonului notată f_c , obținută prin aplicarea următoarei formule:

$$f_c = \frac{\inf\{f_{cj}, f_{c28}, f_{cmax}\}}{k_1 \cdot k_2} \quad [\text{MPa}] \quad (2.20)$$

unde: f_{cmax} este rezistența de calcul „maximă” a betonului, definită în funcție de tehnica de fundare (conform tabelului 2.2); ea nu trebuie, în nici un caz, considerată ca o valoare caracteristică a rezistenței ce trebuie atinsă pe epruvete, betoanele folosite trebuind să fie din clasa C16/20 sau una superioară și dozate la cel puțin 350 kg de ciment pe m^3 , chiar 400 kg / m^3 ;

- k_1 - coeficient care ține seama de modul de realizare în teren, precum și de variațiile posibile ale secțiunilor, după tehnologia de execuție adoptată;
- k_2 - coeficient care ține seama de dificultățile de betonare, legate de geometria fundației.

Mărimile f_{cmax} , și k_1 , sunt date în tabelul 2.2 pentru diferite tipuri de coloane.

Mărimile f_{cmax} , și k_1 , pentru diferite tipuri de coloane

Tab. 2.2

Grupa	Tipul de coloană	$f_{c max}$	k_1
I	Prefabricate, realizate pe loc, prin foraj	$f_{c 28}$	1,00 ⁽¹⁾
	Puțuri cu beton vibrat	$f_{c 28}$	1,00
	Puțuri cu beton nevibrat	$f_{c 28}$	1,10
	Prefabricate, bătute	$f_{c 28}$	1,20
II	Forate simplu	22 MPa	1,20 ⁽²⁾
	Forate în noroi	22 MPa	1,20
	Forate tubat, betonate în întregime pe uscat	22 MPa	1,10
	Forate tubat, betonate în parte sub pânza de apă	22 MPa	1,20
	Bătute mulat	22 MPa	1,20

Semnificația indicilor din tabel este următoarea:

- (1) în cazul coloanelor sau pereților prefabricați.
- (2) k_1 se va putea adopta valoarea 1,1 dacă straturile traversate garantează o perfectă stabilitate a pereților.

Pentru coloanele din grupa I-a valoarea coeficientului k_2 este egală cu:

- 1,00 pentru toate coloanele;

Pentru coloanele din grupa II-a valoarea coeficientului k_2 este egală cu:

- 0,50 pentru coloane pentru care raportul dintre cel mai mic diametru „ ϕ ” și lungime este inferior valorii 1 / 20;
- 1,30 - $\phi / 2$ pentru coloane pentru care cel mai mic diametru „ ϕ ” este inferior valorii de 0,60 m;
- 1,35 - $\phi / 2$ pentru coloane care întrunesc aceste ultime două condiții;
- 1,00 pentru alte tipuri de coloane.

2.3.1.3. Criteriul de presiune asupra terenului de fundare

Aplicarea de sarcini în partea superioară a unei fundații pe coloane determină apariția unor reacțiuni verticale și orizontale în terenul de fundare, asemănătoare unor reacțiuni de sprijin.

Încercările experimentale au permis trasarea unei diagrame care evidențiază deformarea terenului, în funcție de efortul unitar aplicat (fig. 2.8).

În practică adoptarea curbei reale (fig. 2.8 - 1) nu este convenabilă datorită variației neliniare, ceea ce ar complica foarte mult calculele.

Din acest motiv se adoptă o curbă simplificată (fig. 2.8 - 2).

S-a văzut deci că legea efort - deformație reală a terenului de fundare nu este liniară. Ea nu este nici reversibilă. Practic,

dacă presiunea pe terenul de fundare mobilizată prin deplasarea unei coloane

depășește presiunea de fluaj p_f (dedusă din interpretarea încercărilor presiometrice) se poate intra în domeniul marilor deformări ireversibile, fenomen care trebuie evitat pentru o fundație care lucrează în condiții normale de exploatare. Va trebui limitat coeficientul condițiilor de lucru a terenului de fundare, iar verificarea față de criteriul de presiune asupra terenului de fundare va consta în asigurarea că, la orice nivel, reacțiunea unitară este inferioară unei valori care este în funcție de tipul de verificare (la starea limită de exploatare sau la starea limită ultimă).

În general, presiunile maxime vor fi înregistrate în vecinătatea capului coloanelor (presiuni dezvoltate pe suprafața laterală a coloanelor). Dacă primele straturi ale terenului de fundare traversate de coloane (în totalitatea lor) sunt de proastă calitate și dacă verificarea criteriului de presiune asupra terenului de fundare este prea dificilă, este preferabil să se atribuie acestor straturi un modul de reacțiune orizontal nul. Se vor lua în considerare doar straturile începând cu primul considerat reactiv (având capacitate portantă care poate fi luată în considerare).

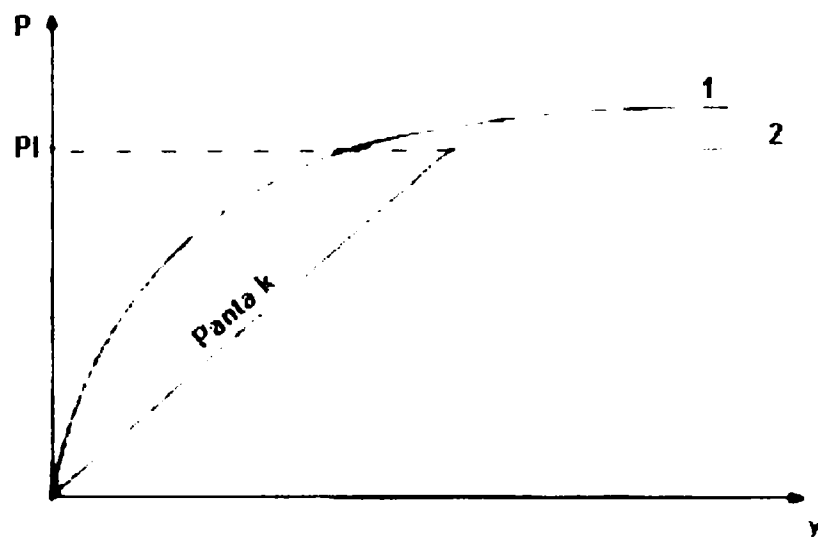


Fig. 2.8 Curbele efort - deformație
1 - reală; 2 - teoretică.

2.3.1.4. Criteriul de deplasare

În cazul în care o fundație este supusă unor eforturi, ea se deplasează. Pentru forțe orizontale mari, în cazul în care este vorba despre fundația unui reazem intermediar pentru o lucrare, deplasarea nu este în general periculoasă dacă forța orizontală aplicată radierului rezultă din acțiuni transmise dinspre tablier înspre reazem. Într-adevăr, tablierul dă flexibilitate și mobilitate reazemului pe ansamblul lui, ceea ce favorizează distribuirea eforturilor între diferite reazeme. Dimpotrivă, dacă efortul orizontal are o origine diferită - și este cazul majorității culeelor supuse unei presiuni mari a pământului - deplasarea fundației poate compromite lucrarea de artă la nivelul structurii. Aceeași situație apare și în cazul lucrărilor cu fundație integrală ca și pentru construcțiile pe coloane verticale.

Este convenabil ca deplasarea fundației să se limiteze, dacă aceasta totuși se produce. Nu este posibil să se dea valori generale, deplasarea admisibilă este în mod esențial în funcție de structura considerată. O deplasare provocată de cedarea unui reazem trebuie să fie definită în funcție de dimensiunile acestui reazem și trebuie evitate la nivelul solicitărilor ultime.

În funcție de sarcini și de geometria lucrării luate în considerare, soluțiile sunt variate: întărirea fundației, blocarea tablierului pe culee, dotarea cu aparate de reazem mai mari, etc.

În nici un caz nu trebuie ca tablierul să ajungă să se sprijine pe peretele opritorului de balast, deoarece deteriorarea sa va fi rapidă.

2.3.1.5. Criteriul de tasare

Coeficienții de siguranță adoptați pentru a asigura portanța unui teren pornind de la presiunile la rupere, garantează rigiditatea comportamentului în raport cu tasările. Problema tasării de ansamblu a unei fundații trebuie să fie examinată în două cazuri deosebite:

- cazul unui grup de coloane flotante;
- cazul unui strat moale situat la mică adâncime sub baza coloanelor unei fundații.

În aceste două cazuri se poate evalua o tasare prin anumite reguli. Verificarea fundației față de criteriul de tasare va consta în asigurarea faptului că tasarea evaluată este compatibilă cu deformările pe care le poate suporta structura.

2.3.2. Verificare pentru starea limită ultimă

Calculul la starea limită ultimă presupune verificarea următoarelor criterii:

- criteriul de presiune asupra terenului de fundare;
- criteriului de portanță;
- criteriul de rezistență a materialelor.

Se poate lua în considerare eventual (ca stare limită ultimă) posibilitatea de cedare a structurii, caz de deplasare excesivă a unui reazem - de exemplu: căderea unui aparat de reazem, etc. față de asemenea riscuri, când ele se produc, trebuie făcută o verificare a criteriului de deplasare sub solicitările ultime.

2.3.2.1. Criteriul de presiune asupra terenului de fundare

În figura 2.8 - 2 se poate urmări diagrama eforturi - deformații pentru terenul de fundare. Această diagramă poate fi luată în considerare pentru soluționarea față de o stare limită ultimă. Nu este recomandabil să se accepte încărcarea terenului de fundare la limita capacității sale de portante căci, dacă limita p_l este relativ bine definită, valoarea deplasărilor este mai puțin controlată.

Se convine să se încarce terenul de fundare doar pe partea liniară a diagramei efort - deformație. Așadar, în practică se va efectua un calcul asigurându-se un comportament elastic pentru diferitele straturi de pământ traversate, iar verificarea criteriului de presiune asupra terenului de fundare va consta în a se asigura că presiunea orizontală maximă în fiecare strat este inferioară presiunii limită p_l caracteristică pentru stratul considerat.

Similar, se poate face abstracție de primele straturi dacă ele au caracteristici calitative foarte slabe, sau prezintă caracteristici „dificile”.

2.3.2.2. Criteriul de portanță

Se recomandă calcularea presiunii la rupere, în cazul depășirii presiunii limită pe suprafața transversală a bazei coloanelor, cu ajutorul formulelor de interpretare a încercării presiometrice. Presiunea limită ultimă \bar{q}_{ul} , sub baza coloanelor este dată de următoarea formulă:

$$\bar{q}_{ul} = q_o + \frac{k}{2} \cdot (p_i - p_o) \quad [\text{MPa}] \quad (2.21)$$

unde: q_o este presiunea verticală totală la nivelul bazei fundației;

- p_i - presiunea limită a terenului de fundare (luată ca valoare medie dacă acest teren este eterogen în vecinătatea nivelului de fundare);
- k - factorul de portanță.

Pentru a calcula presiunea de frecare laterală la rupere, pe suprafața coloanei, aceasta ar putea fi evaluată, fie bazându-se pe încercările presiometrice, fie pe încercările penetrometrice.

În completare, se dau câteva rezultate experimentale obținute în timpul încercărilor de încărcare a coloanelor:

a) cazul unui teren alterat din regiunea Parisului

Acest teren se caracterizează prin presiuni limită variind între 1 ... 2 MPa. Rezultatul încercărilor de încărcare a coloanelor forate a permis să se stabilească o valoare medie de frecare laterală la rupere de $T_f = p_i / 10$.

Valoarea coeficientului de portanță k variază între 4 și 5, valoare ce poate fi reținută pentru calculul practic al coloanelor în terenuri calcaroase.

b) cazul unui teren compus din pământuri fine din regiunea Dunkerque

În principal este vorba de mîl argilos ($p_i = 0,2$ MPa) care se află deasupra unui strat de nisip ($p_i = 1,5$... 2 MPa). Frecarea laterală este aproximativ nulă în solurile mîloase și de ordinul a 0,12 MPa în nisip.

c) cazul unui teren - argilă moale, în regiunea Cran (Morbilan)

Încercările efectuate pe un pilot metalic tubular, cu $\phi = 27,4$ cm, introdus într-o argilă moale a cărei presiune p_i variază între 0,12 și 0,2 MPa, au evidențiat un efort unitar de frecare lateral la rupere de la 0,01 la 0,012 MPa.

d) *încercări de coloane într-un mâl nisipos din regiunea le Havre*

Pentru aceste terenuri măloase, presiunea p_i variază între 1,3 și 2,2 MPa, iar rezistența la bază la penetrometru static variază de la 3 la 6 MPa. Principalele rezultate obținute în timpul primei încercări sunt prezentate în tabelul 2.3:

Mărimi caracteristice (T_f și K) obținute prin încercări experimentale Tabel 2.3

Tip de coloană	Forată sub noroi	Forată tip Benoto	Metalică
Diametru	89 cm	89 cm	88 cm
T (răgaz de „odihnă”)	86 zile	129 zile	171 zile
T_f (frecare laterală la rupere)	0,05 MPa	0,04 MPa	0,085 MPa
K (factor de portanță)	1,15	0,9	0,8

Trebuie amintit că realizarea coloanelor în terenuri sensibile constituie o operație în general „brutală”, iar zona afectată în jurul coloanelor e adesea importantă. În asemenea cazuri apar divergențe atât referitor la normele presiometrice cât și la cele penetrometrice, atât pentru baza coloanelor cât și pentru frecarea laterală a acestora.

Presiunea de frecare limită admisibilă, care va fi notată \bar{T}_u , reprezintă 75% din presiunea la rupere:

$$\bar{T}_u = 0,75 \cdot T_f \quad [\text{MPa}] \quad (2.22)$$

Pe de altă parte, valoarea coeficientului γ care intervine în expresia valorică a lui Q_{lim} este luată egală cu 1,5. S-a adăugat greutatea proprie a coloanei la capacitatea portantă la smulgere, în așa fel încât verificarea criteriului de portanță se exprimă prin formula:

$$-\left[G + \frac{2}{3} \cdot P \cdot \int T_u(x) \cdot dx \right] \leq Q_v \leq A \cdot \bar{q}_u + P \cdot \int \bar{T}_u(x) \cdot dx \quad [\text{MPa}] \quad (2.23)$$

Organismele americane au stabilit o serie întreagă de reguli care definesc încărcarea de „rupere” utilizând un pilot încărcat, și anume:

- Departamentul drumurilor, din Luisiana și Departamentul lucrărilor publice al statului New York: „se determină încărcarea $P = f(S)$ la care tasarea remanentă totală după 48 de ore nu depășește 6 mm și care se împarte la coeficientul de siguranță 2”;

- Departamentul lucrărilor publice al statului California și Codul de construcții din Chicago și al Conferinței internaționale oficiale a construcției: „se determină încărcarea la care în decurs de 24 de ore lipsește tasarea iar tasarea totală, incluzând deformarea elastică a pilotului, are valoarea 0,25 mm pentru o tonă de încărcare statică și se împarte această încărcare la coeficientul de siguranță 2”;

- „Se stabilește punctul în care curba deformațiilor plastice prezintă o frântură accentuată și se împarte valoarea încărcărilor la coeficientul de siguranță 1,5”;

- „Se tratează liniile tangente la pantele medii ale părții superioare și inferioare a curbei $P = f(S)$; se determină încărcarea în punctul lor de intersecție și se împarte prin coeficientul de siguranță 1,5 sau 2”;

- Docteur Nordlung-Raymond Concrete Pile Company: „se determină pe curba $P = f(S)$ punctul în care tasarea totală a pilotului devine mai mare de 0,75 mm pentru o tonă de încărcare suplimentară și se împarte cu coeficientul de siguranță 2, la încărcări statice, și cu 3, la încărcări prin vibrare”;

- ASSHO: „încărcarea de serviciu (exploatare) se consideră 50% din încărcarea care, după aplicarea continuă timp de 48 de ore, produce o tasare remanentă mai mică de 6 mm, măsurată în capul pilotului. Această tasare maximă nu va putea fi depășită după aplicarea continuă a încărcării de încercare, timp de cel puțin 60 de ore”;

- Legile de construcție ale orașului New-York: „încărcările se vor face cu 200% din încărcarea propusă și considerată ca nesatisfăcătoare dacă la încărcarea aplicată timp de 24 de ore tasarea permanentă totală, după reluare, este superioară față de 0,25 mm pe o tonă de încărcare totală a încercării”;

- Biroul de poduri W.H. Robe - statut Ohio: „se observă punctul la care tasarea totală începe să depășească 0,75 mm pentru o tonă de încărcare adițională și se împarte prin coeficientul de siguranță 2, pentru încărcări statice și 3, pentru încărcări prin vibrare”;

- Codul de construcție din Los-Angeles: „se determină încărcarea care provoacă o creștere a tasării disproporționată în raport cu creșterea încărcării și se aplică coeficientul de siguranță 2”;

- Codul de construcție din Boston: „încărcarea de încercare va fi de două ori încărcarea de serviciu prevăzută și va fi menținută constantă timp de 24 de ore, până când tasarea la reluare nu depășește 5 mm în 24 ore. Încărcarea de serviciu nu va depăși jumătate din încărcarea maximă aplicată în condiția în care curba $P = f(S)$ nu arată semne de rupere și în condiția că tasarea permanentă de sub pilot, după îndepărtarea întregii încărcări la sfârșitul încercării, să nu depășească 12,5 mm”;

- United States Company: „dacă încărcarea a fost dusă până la rupere, se iau 2/3 din cea mai mare încărcare pentru care tasarea nu este încă excesivă, iar încărcările sunt proporționale cu tasările”;

- Bethlehem Steel Company: „având efectuate mai multe încercări, se iau de la 1/2 până la 2/3 din încărcarea de rupere considerată ca fiind în vecinătatea unghiului de pe curbă care dă sporirea tasării în funcție de încărcarea aplicată”.

2.3.2.3. Criteriul de rezistență a materialelor

Comportarea fundațiilor de adâncime pe coloane precum și interacțiunea acestora cu terenul de fundare este determinată atât de caracteristicile terenului de fundare cât și de materialul respectiv de tehnologia de introducere a coloanelor în teren. Astfel, putem avea colane din beton armat prefabricate sau realizate pe loc, cu sau fără „cămăși”, cu sau fără „teci”, coloane metalice etc.

2.3.2.3.1. Cazul coloanelor din beton armat

Teoretic, calculul coloanelor din beton armat pune în evidență actuala reglementare pentru betonul armat, dar această reglementare nu permite să se efectueze acest calcul la starea limită ultimă, adică pornindu-se de la combinații de acțiuni. Există însă posibilitatea verificării criteriului de rezistență a materialului.

Se introduce termenul de rezistență caracteristică a betonului la 28 zile (notată cu σ_{28}), măsurată pe epruvete. Din această valoare (σ_{28}) se vor deduce presiunile admisibile pentru calcule. Dar trebuie mai întâi să se ia în considerare

două cazuri: cazul coloanelor prefabricate și pozate prin batere sau vibroînfingere și cazul coloanelor executate pe loc.

a) Cazul coloanelor prefabricate

Secțiunea lor transversală este în general de dimensiuni reduse, și coloanele sunt calculate și armate pentru a lucra exclusiv la efort normal (în lungul axei longitudinale a coloanei).

Coloanele sunt în general calculate și armate pentru a prelua eforturile ce se pot dezvolta în cursul manipulărilor. Totuși, este necesar să se verifice coeficientul condițiilor de lucru a betonului atunci când coloanele sunt realizate și asigură funcția portantă. Cum în momentul de față utilizarea lor în materie de lucrări de artă este redusă, nu vor fi studiate în detaliu.

b) Cazul coloanelor executate pe loc

S-au efectuat studii pentru a cunoaște valoarea rezistenței caracteristice a betoanelor de coloane executate pe loc și pentru a le compara cu cele ale betoanelor de același dozaj folosite pentru realizarea lucrărilor de artă.

Aceste studii au arătat că rezistența la „despicare” a epruvetelor prelevate înaintea betonării coloanelor este în general inferioară cu 5 MPa celei a unui beton dintr-o lucrare de artă cu același dozaj de ciment. Această reducere de rezistență se datorează în mare parte unui raport A/C (apă/ciment) crescut al betonului pentru coloane (cu scopul de a conferi o mai mare lucrabilitate).

Încercările de „despicare” au fost făcute pe carote prelevate din coloanele executate pe loc la „vârste” diferite ale betonului. Încercările arată o reducere suplimentară de rezistență destul de clară în raport cu cea a epruvetelor. Valoarea acestei reduceri pare să depindă de numeroși parametri, printre care:

- tipul de coloane (realizată prin refulare a terenului de fundare sau forate);
- în cazul coloanelor forate, tehnica de execuție (pe uscat, sub noroi, cu sau fără cămașă, cu sau fără teacă, etc.);
- eventualele incidente sau probleme din timpul forajului;

- grija pentru operațiile de betonare legate, de altfel, de eficacitatea de supraveghere în timpul lucrărilor;
- coeficientul de zveltețe (raportul dintre lungimea și diametrul coloanei).

În ceea ce privește armăturile, efortul unitar la nivelul acestora trebuie să fie inferior limitei elastice garantate pentru oțelul din care sunt făcute, împărțită la coeficientul γ_s , obișnuit cu valoarea 1,1.

Aceasta presupune o foarte bună fixare a armăturilor și o acoperire care să le protejeze eficace împotriva coroziunii.

Se pune frecvent întrebarea, în ce măsură se poate ține seama de tecile sau de cămășile metalice în ceea ce privește rezistența la încovoiere a coloanelor. Tecile sau tubajele metalice pierdute pot fi luate în considerare în calcularea armăturilor, sub rezerva ca ele să adere efectiv la beton și să nu fie expuse coroziunii. Dar, chiar și dacă această aderență este nulă, nu se poate neglija rolul acestor elemente, trebuind să se facă însă distincția între teci și cămăși:

Cămășile sunt în general constituite din tole spiralate cu o grosime inferioară valorii de 1,5 mm, întărită sau nu prin ondulații care dublează sau chiar triplează rezistența lor la strivire. Dar aceste tole spiralate sunt rar sudate și chiar atunci când sunt sudate acest lucru este esențial din motive de fixare a lor și mai puțin datorită rezistențelor pe care se poate conta. Așadar este exclus ca ele să fie luate în considerare în rezistența la încovoiere a coloanelor, cu atât mai mult cu cât câștigul obținut prin această luare în considerare ar fi minim referitor la cantitatea de oțel.

Tecile sunt în general elemente tubulare sudate, având o grosime semnificativă din punct de vedere al rezistențelor mecanice. Alegerea grosimii lor depinde de diametrul coloanei și de natura terenului prin care trece; dar pentru coloane groase, se recomandă a se adopta grosimi de ordinul a 1 cm sau chiar mai mult. Nu se poate neglija rolul tecilor în preluarea eforturilor de încovoiere, de aceea nu trebuie uitate următoarele aspecte:

- oțelul este corodabil când mediul este agresiv;

- aceste teci sunt realizate prin sudare pe șantier, din tuburi de lungime redusă (de ordinul metrilor) și se poate conta pe deficiențe privind calitatea transmiterii eforturilor prin aceste suduri, mai precis pot exista deficiențe în realizarea sudurilor, putând să rezulte variații de secțiune, respectiv incluziuni de zgură sau goluri.

Deoarece tuburile sunt întotdeauna netede, aderența betonului la oțel este întotdeauna incertă, astfel că luarea lor în considerare în calcule trebuie să fie justificată în cadrul de ipoteze relativ acoperitoare cum ar fi:

- nesolidarizarea oțelului cu betonul;
- grosime redusă, pentru a ține cont de eventualele fenomene de coroziune;
- să nu fie prevăzute suduri (sau sudurile să fie realizate în condiții optime și să fie verificate) în zonele momentelor de încovoiere maxime.

Tuburile metalice utilizate pentru controlul coloanelor terminate, nu se vor lua în calcul ca armături longitudinale deoarece aceste tuburi riscă în mod deosebit să fie afectate în timpul betonării ori distruse prin reparație.

2.3.2.3.2. Cazul coloanelor metalice

Calculul coloanelor metalice – se bazează pe actualul regulament referitor la construcțiile metalice. Totuși, fundațiile pe coloane metalice nu sunt în general protejate față de fenomenele de coroziune. Această problemă trebuie să fie examinată în fiecare caz în parte iar proiectantul trebuie să se bazeze eventual pe dispozițiile de calcul sau de ordin constructiv.

Constatări (puțin numeroase) au fost făcute și au arătat că în teren nu există oxigen. Eventualele fenomene de coroziune pot apărea doar dacă coloanele traversează straturi de pământ prin care trece o pânză freatică (strat acvifer). Dacă apele pânzei freactice nu sunt în mod deosebit agresive, s-au putut constata puncte de atac în vecinătatea „zonei ce conține marnă” a pânzei freactice, corespunzând unei coroziuni medii de ordinul a 0,01 mm / an. Dimpotrivă, atunci când apele pânzei freactice sunt agresive sau atunci când coloanele intră în contact cu mediul marin, coroziunea din zona care conține

marnă poate fi net mai importantă și în absența oricărei proceduri de limitare a agresivității sau de „pasivizare” a suprafeței exterioare a coloanelor, coroziunea poate fi accelerată, valorile acesteia fiind cuprinse între $0,02 \div 0,14$ mm / an. Așadar, se recomandă să se calculeze secțiunile coloanelor metalice, cu limitarea eforturilor unitare maxime în zona „elastică” a oțelului, ținându-se cont de grosimea fictivă a tecii (calculată scăzând din grosimea reală o grosime de coroziune pe care proiectantul trebuie să o evalueze în funcție de durata de viață estimată pentru lucrare și în funcție de viteza de corodare în mediul de lucru).

Pentru a evalua viteza medie de coroziune [mm/an], ne putem folosi de indicațiile, cuprinse în tabelul 2.4.

Viteza de coroziune a mantalei coloanei în diferite medii de fundare Tabel 2.4

Natura mediului	Viteza de coroziune anuală (directă, pe față) [mm/an]
Necoroziv sau protejat	0 ... 0.02 mm
Coloană în pământ cu pânză neagresivă	0,01 ... 0,03 mm
Coloană în apă dulce, poluată biologic sau chimic	0,03 ... 0,08 mm (după intensitatea mediului poluant)
Coloană în apa mării	0,1 mm
Coloană în apa mării cu efect de eroziune sau în apă foarte caldă	0,14 mm

Observații:

- grosimea oțelului pierdută prin coroziune va fi calculată, la modul general, pentru lucrările de artă, considerându-se o durată de serviciu de 100 de ani;
- pentru coloanele tubulare, precum și pentru microcoloane constituite din coloane tubulare, nu se ține seama de o coroziune pe fața interioară a tuburilor, sub rezerva că tuburile vor fi în întregime umplute cu beton, cu mortar sau cu amestecuri de ciment;
- se admite că învelirea cu mortar sau cu ciment poate constitui o protecție eficace, dacă prezintă o grosime de minim 5 cm și dacă mortarul sau amestecul realizat este dozat la mai mult de 500 kg de ciment pe m^3 , cu un raport apă ciment inferior valorii de 0,5.

2.3.3. Calculul la starea limită de exploatare

Prin calculul la starea limită de exploatare se condiționează buna funcționare și durabilitatea fundației. Acestei stări limită i se atașează următoarele criterii:

- criteriul presiunii asupra terenului de fundare;
- criteriul de portanță;
- criteriul de deplasare.

Criteriul de rezistență a materialelor constitutive ale coloanelor precum și criteriile de tasare pot fi în egală măsură adoptate pentru stările limită de utilizare în anumite împrejurări deosebite.

2.3.3.1. Criteriul de presiune asupra terenului de fundare

Pentru ca fundația să lucreze în condiții normale nu trebuie ca deplasarea ei la partea superioară să antreneze deformații ireversibile în teren. De aceea se va verifica dacă sub solicitările de utilizare presiunea de fluaj a terenului de fundare (p_f) nu este depășită în nici unul din straturile reactive luate în considerare în calcule.

Valoarea presiunii de fluaj este determinată, pentru fiecare strat în parte, prin încercări presiometrice. Atunci când valoarea lui p_f nu este determinată prin încercări de laborator, acestui coeficient i se poate atribui o valoare egală cu jumătatea presiunii limită ($0,5 \times p_l$).

2.3.3.2. Criteriul de portanță

Pentru a realiza calculul fundațiilor pe coloane la starea limită de exploatare, ținând cont de criteriul de portanță, este necesar să se țină cont de modul de introducere a coloanelor în teren, respectiv de modul în care este afectat terenul de fundare la introducerea coloanelor.

a) Cazul coloanelor prefabricate

Efortul unitar în secțiunea de beton armat din coloanele prefabricate trebuie să fie limitat, conform criteriilor de rezistență materialelor. În general nu se

fixează o valoare pentru efortul unitar admisibil la compresiune. Pentru acest tip de coloane se consideră că această valoare trebuie să țină cont și de eventualele încovoieri parazite. Se propune efectuarea unei verificări pentru starea limită de exploatare și limitarea efortului unitar mediu de compresiune a betonului la valoarea $\bar{\sigma}'_b$, determinat prin formula:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma'_{28}}{3} \quad [\text{MPa}] \quad (2.24)$$

unde σ_{28} reprezintă rezistența caracteristică a betonului la compresiune la 28 de zile, măsurată pe epruvete.

Efortul unitar mediu de compresiune în cauză poate fi evaluat ținându-se cont de secțiunile armăturilor longitudinale, dacă acestea sunt menținute de etrieri în număr suficient.

b) Cazul coloanelor executate pe loc

Atunci când coloanele executate pe loc sunt solícitate de eforturi reduse la încovoiere în condiții normale de funcționare, e bine să se calculeze secțiunile lor cele mai solícitate la starea limită de exploatare.

Se recomandă să se limiteze efortul unitar mediu de compresiune a betonului, calculat pe zona de secțiune comprimată, ținându-se cont eventual de armăturile longitudinale, la cea mai mică din următoarele valori:

- efortul unitar admisibil - care rezultă din aplicații (aceste valori fixate corespund unor cazuri, relativ defavorabile, iar cercetările ulterioare pot dovedi că aceste valori nu se susțin);
- valorile furnizate de formula:

$$\frac{\sigma'_{28}}{3 \cdot \bar{\sigma}'_b} \quad [\text{MPa}] \quad (2.25)$$

unde: $\bar{\sigma}'_b$ este un coeficient reducător, determinat cu relația (2.24).

2.3.4. Combinații de acțiuni și solicitări de calcul

După cum este cunoscut, asupra fundațiilor acționează o multitudine de încărcări exterioare, care afectează în mai mică sau în mai mare măsură starea de eforturi și de deformații, atât în elementele fundației cât și în terenul de fundare. Aceste încărcări nu acționează simultan și ele au efecte diferite asupra fundației.

În cele ce urmează se prezintă o metodă, adoptată în Franța [88], de formare a combinațiilor de acțiuni prin care se va ajunge, pentru fiecare fundație studiată, la solicitări de calcul, față de care structura va trebui să fie verificată.

Se oferă și o recapitulare generală a diferitelor acțiuni care pot interveni în funcționarea unei fundații, la diferite stări de calcul.

Proiectantul trebuie să-și formeze combinațiile pentru fiecare caz de sarcină (și eventual și pentru fiecare situație), respectând anumite principii:

- la modul general, combinațiile trebuie să fie formate având ca punct de plecare o acțiune de scurtă durată (acțiune simplă sau compusă); combinațiile suplimentare cu mai mult de o acțiune de scurtă durată sunt fără obiect pentru podurile în cazurile obișnuite.
- în stadiul de execuție, se poate să fie necesară verificarea fundației fază cu fază; în mod practic, pentru acest stadiu se pot avea în vedere, pentru poduri, combinații bazate pe două (sau în mod excepțional pe mai mult de două) acțiuni de scurtă durată.
- referitor la stările limită ultime, anumite combinații se pot baza, nu pe o acțiune de scurtă durată, ci pe o acțiune accidentală.
- principiul de coerență trebuie să fie respectat, ceea ce înseamnă că nu trebuie să existe contradicții disimulate în valorile alese (de exemplu valori respectiv maxime și minime pentru unghiul de frecare al aceluiași teren care intervine în diferite acțiuni), în afară de scopul de a acoperi realitatea.

Lista și componența exactă a combinațiilor depinde de lucrare și de fundație, eventual și de mediul înconjurător, așadar, este necesar ca proiectantul

să formeze combinații în urma unei inventarieri, în așa fel încât să nu omită combinațiile cele mai defavorabile.

Acest mod de formare a fost conceput în esență pentru calculul fundațiilor pe coloane pentru lucrări de artă, dar el depășește calculul acestui tip de fundații putând fi aplicat și altor tipuri de fundații.

Ipotezele de încărcare sunt un ansamblu de valori reprezentative. Se va face deosebirea între cazuri de încărcare și ipoteze de încărcare.

Prin cazuri de încărcare se înțelege un ansamblu de combinații comportând pentru aceeași acțiune o configurație diferită de cea care figurează în celelalte ansambluri. Diferențele de configurație provin din:

- dispoziția sarcinilor din încărcări (de exemplu vântul care acționează dintr-un sens sau din altul, aplicarea de sarcini rutiere pe arii diferite);
- utilizarea unui sistem de încărcare în locul altuia (de exemplu sistemul A sau B_c - încărcări rutiere - această a doua categorie de deosebiri este uneori desemnată sau completată prin noțiunea de „situație”).

Ipotezele de încărcare corespunzătoare aceluiași caz de încărcare, au rolul de „înfășurătoare” a diferitelor valori pe care le pot lua acțiunile în acest caz de încărcare, în virtutea dispersărilor lor.

În principiu, relația simbolică, vectorială a solicitărilor de calcul este următoarea:

$$Y_{S3} [S(Y_{QL1} \cdot Q_{L1}) + S(Y_{QL2} \cdot Q_{L2}) + S(Y_{Qc} \cdot Q_C)] \quad (2.26)$$

unde: Q_C este o acțiune de scurtă durată;

- Q_{L1} - ansamblul acțiunilor de lungă durată, care acționează în același sens ca și Q_C;
- Q_{L2} - ansamblul de acțiuni de lungă durată, care acționează în sens invers acțiunii Q_C;

Se introduc pentru diferite tipuri de acțiuni următoarele notații:

- Q_G - acțiuni de lungă durată datorate greutateii construcției și diferitelor deformări;

- Q_{FN} - acțiuni datorate frecării negative pe coloane;
- Q_S - acțiuni de lungă durată datorate terenului de fundare cu excluderea frecării negative;
- Q_{HL}, Q_{HC} - acțiuni de lungă și de scurtă durată având ca origine efectele apei;
- Q_R - acțiuni de scurtă durată datorate încărcărilor de exploatare;
- Q_{TL}, Q_{TC} - acțiuni de lungă și de scurtă durată datorate variației de temperatură;
- Q_V - acțiuni de scurtă durată datorate vântului;
- Q_{PL}, Q_{PC} - acțiuni particulare de lungă și de scurtă durată;
- Q_{AC} - acțiuni accidentale.

Din inventarierea făcută, rezultă că poate exista pentru fiecare caz de sarcină dată, 4 sau 5 feluri de acțiuni de scurtă durată.

Nu se poate da o listă completă a ipotezelor de încărcare destinate calculului fundațiilor în general. Aceste combinații depind de structura care transmite eforturile, de tipul de fundație ales și de acțiunile mediului cu acțiunile sale, legate de locul propriu-zis.

Pe de altă parte, pentru fiecare acțiune de lungă durată se definesc două valori caracteristice, nule sau nu, respectiv maximă sau minimă. Alegerea valorii caracteristice care trebuie luată în considerare pentru fiecare acțiune poate să nu fie evidentă de la început căci, după acțiunea de scurtă durată aleasă ca bază a unei combinații, efectele unei acțiuni sau a unui grup de acțiuni de lungă durată pot fi cuprinse fie în categoria Q_{L1} fie în categoria Q_{L2} .

În fața acestor dificultăți, s-a propus doar o metodă de formare a combinațiilor de încărcare. Această metodă se referă la trei tipuri de combinații, numite astfel:

- în exploatare sub sarcini;
- în exploatare fără sarcini,
- în curs de execuție.

În afară de aceste trei tipuri de combinații, față de stările limită ultime, trebuie luate uneori în considerare și un al patrulea tip de combinații, numite combinații accidentale.

În explicarea formării grupărilor de acțiuni în diverse criterii și ipoteze de calcul se consideră o lucrare de artă - un pod rutier care este alcătuit, în general din suprastructura centrală rezemată pe culei și eventual și pe pile, din două zone de trecere - rampe de acces - alcătuite din dale, respectiv din două ramblee de acces realizate din umplutură de pământ.

2.3.4.1. Combinații de acțiuni în exploatare sub sarcini

Se referă la calculul fundației atunci când lucrarea de artă este supusă acțiunilor care rezultă dintr-o sarcină sau încărcare de exploatare. Termenul de „lucrare” trebuie înțeles în sens larg, în ideea că trebuie integrată în structura ei și eventualele ramblee de acces, dacă ele acționează pe culee; dar ele nu sunt încărcate decât eventual și concomitent și cu tablierul propriu-zis.

Într-adevăr, față de o aceeași stare limită, încărcările de exploatare pot da naștere la mai multe acțiuni:

- încărcare pozitivă pe culeea de sub tablier;
- încărcare negativă corespunzătoare (parte componentă a liniilor de influență), încărcare pe rambleu, pe talpă, în partea anterioară, etc.

Fiecare dintre ele, poate face obiectul aceleiași linii de influență. Poate fi considerată ca acțiune de scurtă durată, și adesea una singură dintre ele este preponderentă față de diferitele stări limită sau criterii de verificare.

De reținut că, în mod esențial, combinațiile în exploatare sub sarcini trebuie să fie formate presupunând structura redusă la singurul tablier supus acțiunilor sarcinilor de exploatare (care furnizează atunci termenul Q_c) și eventual rambleele încărcate, dacă suma celor două încărcări (rezultate din același fenomen) dă combinația cea mai defavorabilă.

În anumite cazuri, lucrarea poate fi supusă unor sarcini de exploatare înainte de a fi dată în circulația normală. Este cazul unor lucrări care nu se află încă în exploatare dar pe care trec utilaje grele de terasament. Din punct de

vedere al terasamentelor, este convenabil să se formeze combinații cu asemenea sarcini. Totuși, având în vedere durata scurtă a acestor sarcini, celelalte acțiuni trebuie luate în considerare cu valorile din timpul construirii (exemplu: vânt, creșterea nivelului apei, etc.).

Combinația de sarcini pentru calculul la starea limită de exploatare se formează pornindu-se de la o acțiune de scurtă durată care provine doar de la sarcina de exploatare Q_R (sarcină rutieră).

Această sarcină este dispusă în așa fel încât să creeze efectul cel mai defavorabil din punct de vedere al distribuției eforturilor pe reazeme. În particular, ea poate fi dispusă:

- doar pe lucrare,
- doar pe rambleele de acces;
- pe ambele categorii.

Dacă una din cele trei ipoteze nu este în mod evident cea mai defavorabilă, este bine să se aibă în vedere toate trei (cazuri diferite de sarcină). Forma generală a acestor combinații este următoarea:

$$S = Q_{L1} + Q_{L2} + 1,2 Q_C , \quad (2.27)$$

unde: $Q_C = Q_R$;

$$Q_{L1} + Q_{L2} = Q_G + Q_{TL} + (Q_S) + (Q_{HL}) + (Q_{PL}); \quad (2.28)$$

În Q_G intervin efecte ale diferitelor deformații.

În mod firesc, acțiunile seriei Q_L trebuie plasate în Q_{L1} sau Q_{L2} cu valorile lor caracteristice de lungă durată, minime sau maxime, în funcție de Q_C .

În cazul unei construcții pe coloane, traversa superioară poate fi încărcată, ori rambleele de acces pot fi încărcate, în funcție de cazul de sarcină. În primul caz, presiunea pământului pe stâlpi este mai degrabă defavorabilă și se ia în considerare valoarea caracteristică minimă a lui Q_S , în timp ce în al doilea caz, împingerea pământului acționează în același sens ca și sarcina pe rambleu și este bine să se ia în considerare valoarea sa caracteristică maximă.

Pentru calculul la starea limită ultimă tipurile de combinații sunt identice cu cele descrise pentru starea limită de exploatare (sub rezerva firească a valorilor coeficienților γ). Totuși se poate întâmpla, dacă construcția nu este foarte rigidă, ca aceste tipuri de combinații să fie neglijabile și în orice caz să aibă o valoare redusă a acțiunilor indirecte (în special Q_T).

În ceea ce privește combinațiile de exploatare în sarcină, ecuația generală recomandată pentru calculul solicitărilor la starea limită ultimă este următoarea:

$$S = 1.32 \cdot Q_{L1} + 0.90 \cdot Q_{L2} + 1.6 \cdot Q_R \quad (2.29)$$

Acțiunile de lungă durată, înmulțite cu 1,32 sunt acelea cărora li s-a luat valoarea caracteristică maximă (care au efect defavorabil), iar cele înmulțite cu 0,90 sunt cele cu valori caracteristice minime (care au efect favorabil).

2.3.4.2. Combinații de acțiuni în exploatare fără sarcini

Se referă la calculul fundației atunci când lucrarea de artă este în exploatare dar fără sarcini. Pentru formarea acestor combinații, acțiunea de scurtă durată luată în considerare nu comportă nici o sarcină de exploatare pe tablier. Totuși, și în paralel cu ceea ce s-a afirmat anterior, rambleele de acces pot fi eventual încărcate cu sarcini de încărcare concomitente cu acțiunea de scurtă durată considerată, pentru calculul culeelor sau a reazemelor extreme.

Combinațiile în exploatare fără sarcini sunt formate pornind de la o acțiune de scurtă durată diferită de sarcina de exploatare. Mai exact, aceste combinații înglobează:

- numai combinații de acțiuni de lungă durată;
- combinații pentru care acțiunea de scurtă durată este vântul Q_V ;
- combinații a căror acțiune de scurtă durată este temperatura de scurtă durată Q_{TC} .

(asemenea combinații sunt rareori determinante dacă proiectul este bun).

- combinații pentru care acțiunea de scurtă durată este apa, Q_{HC} .

Toate aceste combinații nu trebuie formate în mod obligatoriu dacă una dintre ele este preponderentă. De altfel, dacă acțiunile apei și ale vântului nu

interven, dacă efectele unei temperaturi de scurtă durată sunt neglijabile, proiectantul se poate mulțumi cu o verificare numai cu acțiuni de lungă durată.

În general, forma diverselor combinații la starea limită de exploatare este următoarea:

$$\bullet Q_{L1}+Q_{L2} = Q_G+Q_{TL}+(Q_{FN})+(Q_{L1})+(Q_{HL})+(Q_{PL}) \quad \text{numai acțiuni de lungă durată} \quad (2.30)$$

În fapt, aceste combinații nu trebuie luate în considerare decât dacă temperatura nu intervine (altfel, se va introduce valoarea Q_{TC} și nu Q_{TL}), sau în cazul anumitor situații de scurtă durată.

$$\bullet Q_{L1}+Q_{L2} = Q_G+(Q_{FN})+(Q_S)+(Q_{HL})+(Q_{PL}) \quad \text{dacă } Q_C = Q_{TC} \quad (2.31)$$

$$\bullet Q_{L1}+Q_{L2} = Q_G+Q_{TL}+(Q_{FN})+(Q_S)+(Q_{HL})+(Q_{PL}) \quad \text{dacă } Q_C = Q_V \quad (2.32)$$

$$\bullet Q_{L1}+Q_{L2} = Q_G+Q_{TL}+(Q_{FN})+(Q_S)+(Q_{PL}) \quad \text{dacă } Q_C = Q_{HC} \quad (2.33)$$

În acest caz Q_G comportă efecte ale variațiilor liniare. Valorile caracteristice ale diferitelor acțiuni de lungă durată trebuie alese în așa fel încât să se obțină efectul cel mai defavorabil.

În ceea ce privește combinațiile la starea limită ultimă se precizează că eventuala acțiune de scurtă durată este înmulțită cu 1,50.

Solicitările corespunzând combinațiilor accidentale sunt:

$$1,10 \cdot S \cdot (Q_L + \gamma_{Q_{AC}} \times Q_{AC}) \quad (2.34)$$

unde: $\gamma_{Q_{AC}} = 1,10$ dacă este vorba de șocuri datorate navelor;

Valoarea $\gamma_{Q_{AC}}$ trebuie determinat în celelalte cazuri în funcție de $Q_L \times Q_{AC}$ și este o combinație de acțiuni de lungă durată care se poate transcrie în următoarea formulă:

$$Q_L = Q_G+(Q_S)+(Q_{HL})+(Q_{PL}) \quad (2.35)$$

Dar în acest caz nu este vorba decât de o combinație de principiu, pentru că în realitate eforturile determinate de o acțiune accidentală, pot fi preponderente în fața altor eforturi ale combinației.

2.3.4.3. Combinații de acțiuni în timpul execuției

Proiectantul trebuie să examineze momentele sau fazele de șantier care pot fi cele mai defavorabile pentru o fundație. Se pot ivi mai multe cazuri:

- un exemplu poate fi un viaduct pe pile înalte și înguste, al cărui tablier este construit prin lansarea grinzilor, faza cea mai critică poate fi aceea în care pila este terminată dar nu este încă supusă acțiunii stabilizatoare a tablierului; este bine atunci să se verifice reazemul sub efectul vântului care în general furnizează acțiuni de scurtă durată;

- un alt exemplu îl constituie un pod construit în consolă în timpul fazei de execuție a tablierului, reazemul poate fi supus unor cupluri parazite rezultând dintr-o descentrare a sarcinilor transmise;

- mai rar apare un al treilea exemplu când anumite reazeme sunt supuse unor solicitări speciale în timpul montării tablierului (hobanarea provizorie).

Observații:

- verificarea unei fundații este necesară în exploatare sub sarcini și în general în exploatare fără sarcini cu alte cerințe, atunci când intervin combinații în care acțiunile de scurtă durată provin sau nu de la tablier;

- verificarea pentru lucrarea în curs de execuție este importantă pentru lucrările curente de artă.

Combinațiile de acțiuni din timpul execuției se formează pornind de la acțiuni de scurtă durată: vânt sau apă care acționează pe construcție (pentru valorile lor caracteristice de execuție), în general cumulabile cu acțiunile particulare de scurtă durată (simbolizate Q_{PC}).

Formula generală a acestor combinații este:

$$\gamma_{Q_c} \cdot Q = Q_V + (Q_{PC}) \quad (2. 36)$$

sau:

$$\gamma_{Q_c} \cdot Q = Q_H + (Q_{PC}) \quad (2. 37)$$

În acest caz:

$$Q_{L1} + Q_{L2} = Q_G + (Q_{FN}) + (Q_S) + (Q_{PL}) \quad (2. 38)$$

În Q_G nu intervin efectele unei contractări sau dilatări. De altfel, Q_G poate să nu reprezinte decât o fracțiune (eventual redusă la greutatea proprie a reazemului) a greutății totale transmise reazemului în faza definitivă.

În ceea ce privește combinațiile de acțiuni pentru calculul la stări limită ultime pentru acțiunile de scurtă durată vom avea combinația:

$$\gamma_{Q_c} \cdot Q_c = 1,50 \cdot Q_v + (1,68 \times Q_{PC}) \quad (2.39)$$

sau:

$$\gamma_{Q_c} \cdot Q_c = 1,50 \cdot Q_{HC} + (1,68 \times Q_{PC}) \quad (2.40)$$

Coeficientul 1,68 poate fi redus pentru anumite sarcini de șantier în mod special bine determinate (pentru calculul elementelor din beton precomprimat).

2.3.4.4. Tipuri de acțiuni și valorile lor caracteristice

S-a recurs la gruparea acțiunilor elementare în funcție de originea lor fenomenologică, cu scopul de a se face o analiză globală. Trebuie să avem în vedere că o aceeași acțiune (cu sensul de aceeași cauză) poate avea efecte multiple, toate simultane și măsurabile, prin același parametru, ca de exemplu:

- nivelul apei are efecte de modificare a debitului, cu efecte asupra zidăriei și asupra rocilor, modifică împingerea pământului, exercită un efect hidrodinamic și poate modifica anumite rezistențe;
- o încărcare pe rambleu exercită un supliment de efort de compresiune verticală și un supliment de împingere a pământului.

Toate efectele unei aceleiași acțiuni trebuie luate simultan în considerare. Este ceea ce se poate numi un „principiu de coerență”. Se va ține cont și de afuierile accidentale (în cazul în care acestea există).

2.3.4.4.1. Acțiuni datorate forțelor de greutate și deformațiilor elementelor construcției

Este vorba despre un ansamblu de acțiuni permanente, cu excepția celor datorate straturilor de pământ și a apei.

Aceste acțiuni sunt:

- a) greutatea fundației propriu-zise;
- b) greutatea reazemului (pilă sau culee - în această categorie intră și greutatea radierului);
- c) fracțiunea greutății proprii a tablierului și a echipamentelor sale - greutatea transmisă reazemului luat în considerare;
- d) eforturile care rezultă din contractia și dilatarea tablierului (din diferența de temperatură).

Eforturile care rezultă din diferite deformări ale tablierului au altă origine fizică față de eforturile cauzate de greutatea construcției. Aceste eforturi, sunt eforturi de lungă durată, cu existență simultană. Pentru desemnarea lor globală se folosește simbolul Q_G .

a) Greutatea fundației propriu-zise

În general greutatea fundației nu este luată în considerare nici pentru calculul coloanelor, nici pentru calculul portanței terenului de fundare. Motivația pentru acest fapt este acela că secțiunea critică a coloanelor este în general la partea superioară, unde influența greutății acestora este redusă în comparație cu celelalte încărcări.

Se determină presiunea admisibilă a terenului de fundare sub baza coloanelor, neglijându-se termenul q_0 (conform paragrafelor 2.3.1.1.2 și 2.3.2.2), deci se neglijează diferențele de densitate dintre teren și betonul armat, ceea ce e acceptabil cu privire la eforturile transmise și dacă se ține cont de precizia relativă a calculelor de portanță. Totuși, atunci când fundația traversează straturi de nămol, trebuie să se aprecieze dacă această greutate proprie trebuie sau nu luată în considerare. Greutatea proprie se ia în considerare dacă fundația profundă este masivă.

b) Greutatea reazemului

Greutatea reazemului este evaluată pornind de la produsul volumului total al reazemului înmulțită cu greutatea volumetrică a betonului, care în mod normal

are valoarea $25 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$, atunci când reazemul este realizat din beton armat. Valorile de calcul al acestei greutate sunt obținute, fie adăugând o fracțiune convențională de 6%, pentru a obține valoarea caracteristică maximă, fie adăugând o fracțiune de 4% pentru a obține o valoare caracteristică minimă.

c) Sarcina permanentă transmisă de tablier

Sarcina permanentă transmisă de tablier ține cont de greutatea proprie a tablierului și de echipamentele sale.

Valoarea caracteristică maximă și minimă a acțiunii permanente transmise de tablier asupra reazemului considerat sunt presupuse a fi cunoscute; ele rezultă teoretic din nota de calcule, cu $\gamma_S = 1$ (cu valoare întreagă).

Aceste acțiuni se introduc în calcule prin valorile unei forțe și a unui cuplu, dacă joncțiunea tablier – culee (pile) constituie o încastrare.

d) Deformațiile tablierului

Deformările tablierului presupun eforturi pe fiecare reazem, eforturi indicate de nota de calcule pentru tablierul dat.

Se evaluează valoarea probabilă a acestor eforturi pornind de la formulele teoretice conform reglementărilor în vigoare. Totuși se poate observa că aceste eforturi nu au cum să intervină în formarea combinațiilor în stadiul de execuție. În practică, se poate proceda astfel:

- pentru lucrările din beton armat, eforturile datorate contracției se calculează în conformitate cu prescripțiile în vigoare ținând cont de contracția betonului în timp și de tipul reazemelor adoptate;
- pentru lucrările din beton precomprimat, efectele de contracție și dilatare sunt calculate pentru un timp nelimitat;
- eforturile despre care este vorba în termenul Q_G nu intervin decât pentru combinații în exploatare (cu sau fără sarcini).

2.3.4.4.2. Acțiuni datorate terenul de fundare

Acțiunile datorate terenul de fundare implică, pentru o fundație de adâncime, efecte numeroase, din care le enumerăm pe cele mai importante:

- a) reacțiunea pasivă a terenului de fundare în jurul fundației, când aceasta este supusă unor acțiuni orizontale și față de sarcinile verticale (care au un caracter particular);
- b) eforturile parazite aplicate fundației;
- c) eforturile de împingere activă a terenurilor pe culee, sub efectul propriei lor greutate, în absența apei, și a sarcinii variabile pe rambleu;
- d) eforturile verticale, care rezultă din acțiunea terenului pe fața inferioară a radierului.

a) Reacțiunea pasivă a terenului de fundare față de acțiunile orizontale și verticale

Ca oricare reacțiune pasivă, ea își are cauza în alte acțiuni. Cu toate că mărimea ei este limitată de rezistența terenului, ceea ce face ca această mărime să nu rezulte întotdeauna direct din cea a celorlalte reacțiuni, existența ei nu are o cauză separată. Din acest motiv, ea este luată în considerare în solicitările datorate acestor combinații, pentru valorile care rezultă din aceste combinații și din eventuala ei limitare.

b) Eforturi parazite aplicate fundației

Denumirea de eforturi parazite acoperă în esență *frecarea negativă* și *împingerile laterale* determinate de un strat de pământ moale (inconsistent).

Eforturile de frecare negative sunt cele care tind să înfigă o coloană sub efectul consolidării care afectează un strat compresibil și, prin urmare, și straturile care se află deasupra acestuia. Există și o limită superioară a acestor eforturi de frecare negativă. Pentru spațiile dintre coloanele obișnuite $(3 \dots 6) \cdot \phi$, valoarea minimă este defavorabilă dar se indică posibilitatea reducerii frecării negative, numită „efect de acroșare pe un grup de coloane”.

Frecarea negativă este un fenomen de lungă durată, legat de presiunile inter-granulare sau efective.

Unele încercări au arătat că sub efectul unor solicitări dinamice care acționează în același sens, frecarea negativă descrește puternic și se poate transforma chiar în frecare pozitivă. Deci este bine să se admită că frecarea negativă nu trebuie luată în considerare, ca făcând parte din acțiunile de lungă durată, concomitent cu acțiunile de scurtă durată, când ele provin din tablier. Acesta este un exemplu de interacțiune, care apare frecvent în studiile fundațiilor.

Pentru *împingerile laterale* asupra coloanelor există o metodă de evaluare care rezultă din fluajul unui teren compresibil.

În mod deosebit, dacă rambleul din spatele culeei este foarte stabil și dacă terenul de fundare moale este practic consolidat, împingerile laterale sunt neglijabile. Metoda lui TSCHEBOTARIOFF furnizează o valoare caracteristică maximă a împingerilor laterale.

Spre deosebire de frecarea negativă, împingerile laterale sunt o acțiune de lungă durată care nu dispare sub efectul acțiunilor dinamice.

Pentru toate cazurile în care are o acțiune defavorabilă, va fi luată în toate combinațiile ca o acțiune de lungă durată.

Acțiunea lor se dezvoltă progresiv după realizarea rambleului (în cursul execuției i se poate atribui o valoare redusă, chiar nulă).

Pentru eforturile parazite valorile caracteristice minimale pot fi incluse printre combinațiile de acțiuni notate Q_{L1} .

c) Eforturile de împingere activă a terenului asupra culeelor, sub efectul greutateii

De fenomenul de împingere a terenului asupra culeei se leagă trei fenomene:

- acțiunea de împingere ca rezultat al unui efect ponderat unic al terenului;

- reducerea acțiunii de împingere datorată efectului de creștere a nivelului apei;
- efectul de transmitere a eforturilor care rezultă din sarcina de exploatare pe rambleu.

Acțiunea de împingere activă este o acțiune de lungă durată, cu o valoare caracteristică maximă și una minimă, calculabilă în funcție de unghiul de frecare al terenului de fundare (ϕ) și de caracterul de echilibru limită, sau de starea de repaus a terenului. Totuși, este inutil să se ia în considerare o eventuală împingere activă înainte de lucrare, când forțele orizontale sunt preluate de către coloane.

d) Eforturi verticale care rezultă din acțiunea terenului asupra feței inferioare a radierului

Această acțiune este legată de acțiunea de împingere a terenului și are caracter de lungă durată.

Acțiunea rezultată din tasările diferite, eventual între mai multe reazeme, se produce sub acțiunea greutății proprii a diverselor elemente componente și atunci reazemele lucrării pot suferi tasări diferite, care modifică distribuția eforturilor „permanente”. În practică se admite că o fundație de adâncime bine dimensionată nu se tasează. De asemenea, pentru lucrările curente de artă, o distribuire a tasărilor diferite între mai multe reazeme ale aceleiași lucrări determină puține modificări în repartizarea eforturilor între aceste reazeme.

2.3.4.4.3. Acțiuni datorate apei

Prezența apei în zona fundației are efecte multiple, cum ar fi:

- a) fenomenul de creștere al nivelului apei;
- b) acțiunea hidrodinamică a curentului de apă, în cazul unei pile situate într-o apă curgătoare;
- c) fenomenul de afuiere în jurul unei pile;
- d) presiunea hidrostatică, cel mai adesea pentru lucrări în curs de execuție (în cazul batardourilor).

Afuierea nu se încadrează în sfera noțiunii de acțiuni ci în cea de situație. În practică se vor studia două situații:

- o situație de afuiere curentă numită „afuiere probabilă”, considerată ca situație permanentă pentru formarea combinațiilor de acțiuni și pentru verificările normale;
- o situație de afuiere extremă, numită „afuiere accidentală”, considerată ca fiind de scurtă durată, datorată apei.

În fiecare situație de afuiere se consideră că fundația este dezgolită pe înălțimea corespunzătoare. Se consideră patru nivele ale apei:

- nivelul maxim de scurtă durată;
- nivelul minim de scurtă durată;
- nivelul maxim de lungă durată;
- nivelul minim de lungă durată.

În general se poate considera nivelul apei egal cu cel al râului, dar există situații deosebite (locuri cu maree, unde după retragerea apei terenul de fundare rămâne îmbibat pe o anumită suprafață, pe înălțime cu unul sau mai mulți metri mai sus decât nivelul râului) cu urmări importante cum ar fi împingerile hidrostatice diferențiale sau hidrodinamice.

a) Acțiunea de creștere a nivelului apei

Este un fenomen puțin studiat, important pentru fundațiile de adâncime masive. Poate afecta greutatea terenului de fundare, a zidărilor reazemelor și împingerea pământului.

Evaluarea consecințelor este tradițională: greutatea volumetrică a terenului de fundare rezultate în urma ridicării nivelului apei este luată egală cu $12 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ și se scade din volumul terenului de fundare efectul acestei reduceri de greutate a rambleului. Greutatea zidărilor construcției este redusă cu $10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$.

b) Acțiunea hidrodinamică a curentului

Este o acțiune ce trebuie luată în considerare de fiecare dată când o pilă aflată într-un curs de apă curgătoare poate fi puternic solicitat de un curent

violent. În general se poate calcula forța fizică aplicată la partea superioară a fundației cu ajutorul formulei:

$$R = K \cdot S \cdot V^2 \quad [\text{kN}] \quad (2.41)$$

Când această acțiune poate fi considerată de scurtă durată, o estimare acoperitoare poate fi făcută când lucrarea constituie, pentru nivelul caracteristic maxim, un adevărat baraj sau când pila poate fi supusă acțiunii gheții în momentul înghețului ori dezghețului (avem de-a face cu o acțiune particulară - alt exemplu de interacțiune).

Se notează cu Q_H ansamblul acțiunilor datorate apei într-o situație dată, cu privire la fenomenul de afuiere. Q_H este o acțiune ciclică putând lua valori de scurtă sau de lungă durată, notate cu Q_{HL} și Q_{HC} .

2.3.4.4.4. Acțiuni datorate sarcinilor utile

Sarcinile utile sunt multiple și au patru efecte principale:

- un efect static, care este adesea cel al unui grup de vehicule și de pietoni;
- un efect dinamic în care se ține de pildă cont în cazul unui sistem B_C (sistem definit în paragraful 2.3.4), printr-un coeficient de majorare dinamică;
- un efect de frânare, care trebuie luat în considerare concomitent cu cel preponderent;
- un efect de inerție (sau forță centrifugă) care se ia în considerare doar cu sistemul B_C și nu se cumulează cu efectul de frânare.

Ansamblul acestor efecte permite definirea unei acțiuni compuse care se exprimă, în raport cu fundațiile, printr-o forță și un moment încovoietor. Această acțiune este de scurtă durată.

Literatura de specialitate referitoare la calculul podurilor fixează valorile nominale ale sarcinilor de care trebuie să se țină seama. Transformarea acestor valori nominale în valori caracteristice explică coeficientul γ_{Q_c} care se ia egal cu 1,20 pentru sarcini rutiere și 1,0 pentru sarcini militare.

În cazul rampelor de acces, se obișnuiește ca dala care interesează să fie considerată ca o travee independentă, făcând parte din lucrare, în ceea ce privește valoarea și poziția cea mai defavorabilă a sarcinilor de calcul.

Uneori prezența dalelor de trecere constituie în general un punct fix față de mișcările și eforturile orizontale. Prezența lor modifică repartiția sarcinilor aplicate pe rambleu, al căror efecte vor fi examinate ulterior.

Pentru rambleele de acces se definește o sarcină uniformă și constantă, de 10 MPa care se aplică pe suprafața carosabilă a rambleelor de acces. Această sarcină trebuie considerată ca fiind cumulabilă sarcinilor de pe tablier, dar nu se aplică decât dincolo de eventualele dale de trecere. Sarcinile concentrate, mobile, de pe zona rambleelor de acces pot fi de asemenea luate în considerare, dar pot să nu fie cumulate cu sarcinile de pe tablier.

În anumite cazuri, nu se poate ști dinainte dacă e mai defavorabil sau nu să se dispună o sarcină de exploatare pe rambleele de acces. Este o problemă de caz de sarcină notată prin simbolul global (Q_R), acțiune datorată sarcinilor rutiere când acestea se aplică tablierului, dalelor de trecere și / sau rambleelor de acces.

Efectele de sarcini pe rambleu (și ale reacțiunii reazemului la nivelul terenului al dalelor de trecere) sunt în număr de două:

- un efect static (sarcină transmisă radierului fundației prin rambleu);
- un supliment de împingere de pământ.

Dacă lucrarea nu comportă dale de trecere, se presupune că rambleul este uniform încărcat la 10 MPa și se atribuie doar un efect static părții încărcate, situată între ecranul de susținere și planul vertical care trece prin partea posterioară a tablierului, care este planul fictiv de calcul al împingerilor. Se aplică un efect de supliment de împingere doar restului de sarcină pe rambleu.

Dacă lucrarea presupune o dală de trecere, se face calculul pentru suplimentul de împingere, presupunându-se că rambleul este uniform încărcat la 10 MPa dincolo de capătul dalei de trecere (el însuși situat dincolo de planul fictiv de calcul) și ținându-se cont de asemenea de reacțiunea de reazem extremă a

dalei de trecere. Nu este nevoie de o precizie mai mare, sarcina de 10 MPa fiind o aproximare suficientă.

2.3.4.4.5. Acțiuni de origine climaterică

Acțiunile de origine climaterică sunt acțiunile datorate variațiilor de temperatură și a vântului.

a) Acțiuni datorate variațiilor de temperatură

Acțiunile datorate variațiilor de temperatură sunt acțiuni ciclice care pot fi considerate atât ca acțiuni de lungă durată cât și ca acțiuni de scurtă durată. Fiind acțiuni ciclice ele vor avea valori maxime și valori minime. Atunci când acțiunea legată de efectele termice este considerată ca fiind de lungă durată, valorile sale caracteristice sunt în general obținute dându-se structurii dilatări liniare relative cu valoarea de $+2 \times 10^{-4}$ și $-2,5 \times 10^{-4}$. Atunci când această acțiune este considerată de scurtă durată, valorile sale caracteristice se obțin dându-se structurii dilatări liniare relative cu valori între $+3 \times 10^{-4}$ și -4×10^{-4} . Aceste acțiuni au caracter de acțiuni indirecte, adică descresc și pot deveni chiar neglijabile, când fundația și reazemul lui nu sunt perfect rigide.

Se notează prin simbolurile Q_{TL} și Q_{TS} acțiunile datorate temperaturii care au încadrarea de lungă sau scurtă durată. În esență este vorba despre efecte mecanice directe ale temperaturii (de exemplu efectul de rapel al unui aparat de reazem). Acestor efecte mecanice li se pot adăuga și efecte de ordinul 2 (deplasarea secțiunilor de sprijin a altor acțiuni); ele sunt în general neglijabile, în afara cazului unui singur șir de coloane.

b) Acțiuni datorate vântului

Acțiunile datorate vântului (Q_v) sunt acțiuni intermitente de scurtă durată (în mod excepțional se pot considera și ca acțiuni de lungă durată) și care nu se cumulează cu efectele de sarcină de exploatare.

Se fixează valori nominale de care trebuie să se țină seama atunci când ele corespund unor vânturi relativ violente și care sunt considerate valori caracteristice maxime.

Regulamentele prevăd și valori nominale mai mici pentru lucrările în execuție față de cele în exploatare; în acest caz efectele vântului pot fi cumulate cu efectele de greutate a echipamentelor provizorii, precum și cu efectele vântului asupra acestor echipamente.

2.3.4.4.6. Acțiuni particulare

Aceste acțiuni particulare (denumite și deosebite, speciale sau excepționale) depind de concepția lucrării și pot fi:

- acțiuni de scurtă durată;
- acțiuni de lungă durată.

a) Acțiuni particulare de lungă durată

Este vorba de acțiuni care rezultă din dispozitive deosebite ce se exercită asupra fundației, direct sau indirect; respectiv despre eforturi permanente și de intensitate sensibil constantă în timp. În această categorie trebuie menționate în special efectele unor eventuale elemente stabilizatoare (tiranți); aceste acțiuni se notează prin Q_{PL} .

b) Acțiuni particulare de scurtă durată

Se poate vorbi de asemenea acțiuni în cazul presiunii de îngheț - dezgheț care de altfel pot fi considerate mai degrabă acțiuni accidentale.

Există și acțiuni particulare doar în faza de construcție, al căror caracter de lungă și scurtă durată trebuie să facă obiectul unei aprecieri particulare în cursul execuției. De exemplu, în cazul pilei unui pod construit în consolă, sarcina transmisă fundației se poate descentra și poate solicita construcția într-un mod deosebit și adesea defavorabil. În aceeași ordine de idei, anumite eșafodaje sau cintre se pot sprijini pe marginea radierului în timpul executării tablierului, aplicând astfel eforturi fundației, eforturi care vor dispărea când lucrarea va fi în

exploatare. Numărul exemplurilor pentru care eforturile induse într-o fundație pot să fie mai defavorabile în cursul construcției decât în serviciu nu este limitativ.

În această categorie se pot încadra sarcinile rutiere provizorii cum ar fi utilajele de terasament. În fiecare caz deosebit este bine să se facă inventarul tuturor acestor acțiuni excepționale, notate Q_{PC} .

2.3.4.4.7. Acțiuni accidentale

Acțiunile accidentale (Q_{AC}) se iau în considerare în raport cu un calcul la stări limită ultime. În esență este vorba de acțiuni rezultate din cutremure, șocuri datorate vapoarelor, vehiculelor sau unor elemente de tracțiune, datorate surpării terenului de fundare, ori tasării terenului în zonele miniere (în anumite cazuri, tasarea terenului de fundare în zonele miniere nu pot fi considerate ca accidentale).

Șocurile datorate navelor sunt introduse, în calculele de verificare referitoare la starea limită ultimă, prin forțe orizontale care pot fi:

- paralele sensului curentului;
- perpendiculare pe sensul curentului.

Valorile acestor forțe sunt fixate în funcție de categoria căii navigabile în absența sistemelor amortizoare sau de protecție. Când acestea din urmă există, este bine să se evalueze efortul rezidual pe care trebuie să-l preia fundația. Se amintește că solicitările de calcul datorate șocului din cauza navelor trebuie să fie afectate de un coeficient $\gamma_{S3} = 1,20$.

Șocurile vehiculelor sunt demne de luat în considerare:

- șocuri asupra barierelor normale de securitate (atunci când aceste bariere există);
- șocuri asupra pilelor, evaluate la 1000 kN, aplicate la 1,5 m deasupra terenului de fundare, cu $\gamma_Q = 1$, în cazul unei autostrăzi sau a unei străzi cu circulație mare.

În ceea ce privește acțiunile ce rezultă din tasările de teren în zonele miniere trebuie să se apeleze la studii speciale pentru a permite evaluarea

amplitudinii undei de șoc și pentru a deduce eforturile corespunzătoare. Acțiunile accidentale nu se consideră simultan.

2.3.5. Legi de comportare a coloanelor în terenul de fundare

Așa cum s-a menționat la începutul capitolului 2, fundațiile de adâncime pe coloane au o alcătuire complexă din punct de vedere static datorită legăturii coloanelor cu radierul, respectiv a conlucrării coloanelor cu terenul de fundare, atât pe înălțimea coloanelor cât și la baza acestora.

Din acest motiv este necesar să se cunoască pe lângă natura și valoarea încărcărilor care acționează la nivelul inferior al radierului și tipul de teren de fundare, influența lui asupra coloanelor pe toată lungimea coloanelor, inclusiv la baza acestora, tipul radierului și modul de solidarizare a coloanelor la partea superioară, în radier.

2.3.5.1. Tipuri de pământuri

Cunoașterea naturii și a caracteristicilor terenului de fundare în cazul fundațiilor de adâncime pe coloane are o deosebită importanță, având în vedere conlucrarea existentă între coloane și terenul învecinat.

În urma prelevării de probe, a încercărilor de laborator și a concluziilor rezultate în urma acestor activități se disting mai multe tipuri de pământuri, după cum urmează:

- argile;
- pământuri nămolose;
- nisipuri;
- pietrișuri;
- pământuri cretoase;
- marnă;
- pământuri marno-calcaroase;
- stânci alterate sau fragmentate.

Fiecare din aceste tipuri de pământuri prezintă caracteristici fizico – chimice și mecanice relativ unitare.

De asemenea, practica arată că există numeroase formațiuni intermediare (de exemplu pietrișuri argiloase, argile marnoase, nisipuri nămolose etc.) ori cu structuri complexe (pământuri carbonatate, loess-uri etc.) care nu intră direct în clasificarea de mai sus. Pentru aceste formațiuni intermediare, în special în vederea rezultatelor încercărilor de laborator sunt indicate următoarele acțiuni alternative:

- să se introducă formațiunea respectivă în categoria pământurilor de care acestea se apropie cel mai mult;
- să se efectueze o interpolare a parametrilor de calcul.

Probleme în determinarea caracteristicilor mecanice se întâlnesc la majoritatea pământurilor, mai ales atunci când acestea sunt sensibile la apă. De asemenea probleme apar și la pământurile calcaroase și alterate sau fragmentate.

Se desemnează cu denumirea de pământuri cretoase, ansamblul formațiunilor sedimentare de culoare, în general albicioase la gălbuie, poroase și ușoare, aproape în totalitate formate din carbonat de calciu CaCO_3 (mai mult de 90 %). În funcție de originile sale, materialul este mai mult sau mai puțin încărcat cu silex. În comparație cu calcarul, care poate fi eventual încadrat printre rocile fragmentate sau alterate, asupra unor pământuri cretoase se pot face încercări de identificare, cum ar fi, de pildă, limitele lui ATTERBERG.

Denumirea de roci alterate sau fragmentate poate grupa materialele calcaroase, șistoase sau de origine granitică. Este greu să li se fixeze limitele precise cu pământurile mobile care constituie faza lor finală de evoluție. Din rațiuni practice, vom rezerva această clasificare (a materialelor calcaroase) pentru materialele în care se obțin refuzuri imediate ale încărcărilor statice și care prezintă presiuni superioare valorii de 50 MPa.

2.3.5.2. Comportamentul coloanelor față de eforturile axiale

Pentru a se putea stabili comportarea coloanelor în terenul de fundare față de eforturile axiale s-au efectuat studii și încercări statice asupra fundațiilor de mare adâncime, prin încărcarea propriu-zisă a unei coloane la partea superioară, cu o

sarcină verticală Q . Rezultatele unei astfel de încercări (efort - deplasare) se prezintă în figura 2.9.

Semnificația zonelor diagramei efort - deplasare este următoarea:

Pe porțiunea $0 \rightarrow A$ diagrama evidențiază o comportare elastică a deplasării (sensibil reversibilă);

Punctul A corespunde unei forțe notate cu Q_F , denumită sarcină de fluaj (Q_F se determină pornind de la curba sarcină - pantă a dreptei de stabilitate).

Dacă sarcina crește peste valoarea sarcinii de fluaj (Q_F), și până la Q_L este mai rapidă decât creșterea sarcinii, fără ca aceasta să depășească o valoare limită sau de „penetrare” Q_L .

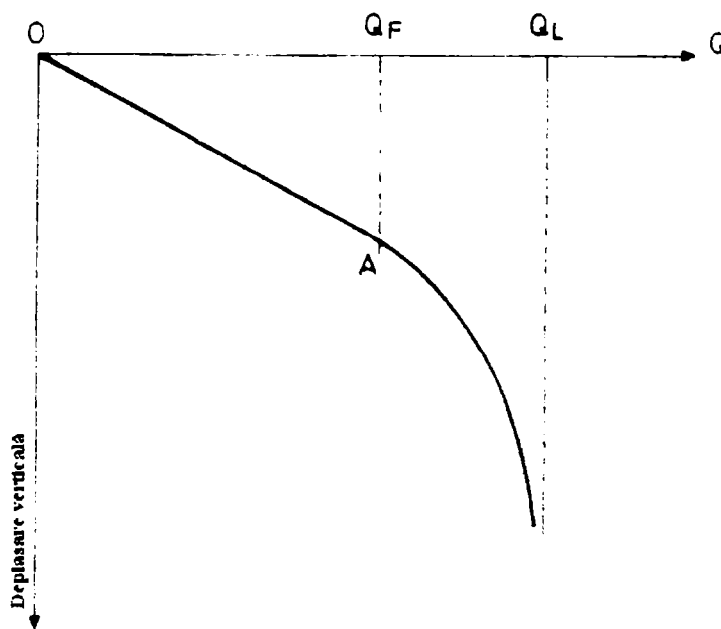


Fig. 2.9 Diagrama efort - deplasare coloană

Mecanismele de mobilizare a eforturilor rezistente în terenul de fundare sunt fenomene complexe. Pentru simplificare se numesc:

- termenul de frecare laterală – este rezultanta acțiunii rezistente pe care le dezvoltă terenul de fundare pe suprafața coloanei;
- termenul de bază – este rezultanta acțiunilor pe care le dezvoltă terenul de fundare în vecinătatea bazei coloanei, fără ca această zonă să fie bine precizată.

Rezultă din punct de vedere comportamental două tipuri de coloane:

- scurte;
- lungi;

a) Coloane scurte

Încă de la începutul încărcării, termenii de bază și de frecare laterală sunt mobilizați simultan (frecarea laterală unitară este o funcție descrescătoare a

înălțimii). Schema evoluției comportării coloanelor scurte la încărcări verticale este prezentată în figura 2.10.

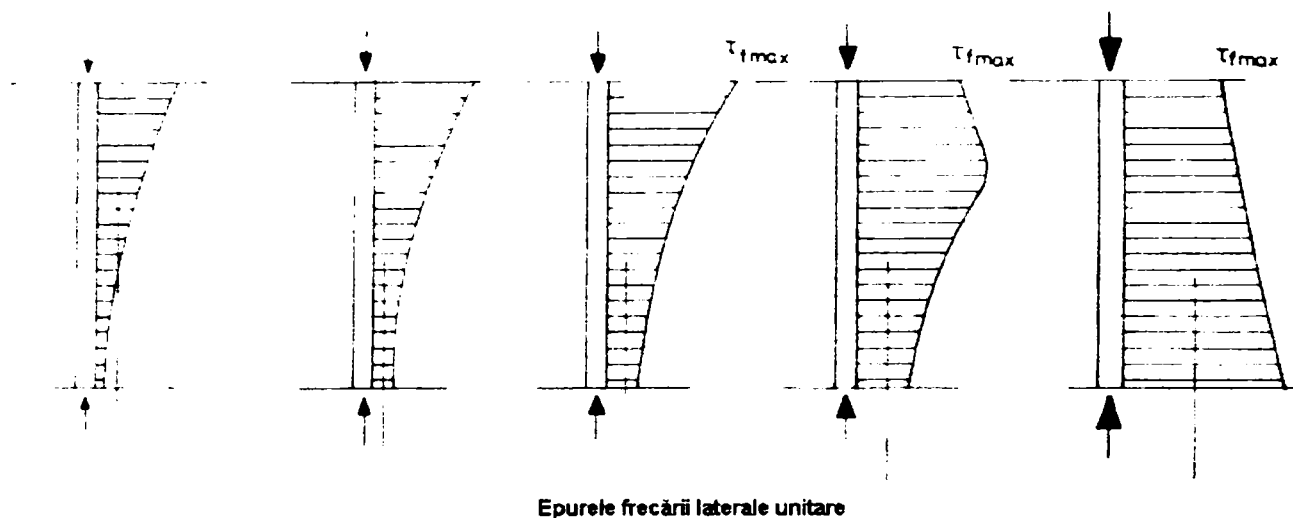


Fig. 2.10 Schema evoluției comportării coloanelor scurte

Când intensitatea Q crește, cresc și valorile eforturilor unitare - normale pe bază și de frecare laterală - până la valoarea lor limită.

b) Coloane lungi

În cazul coloanelor lungi, efortul Q este preluat la începutul fazei de încărcare numai printr-un termen de frecare laterală iar frecarea unitară atinge pe suprafață valori de saturație înainte ca termenul de la bază să fie activ.

Schema evoluției comportării coloanelor lungi este prezentată în figura 2.11.

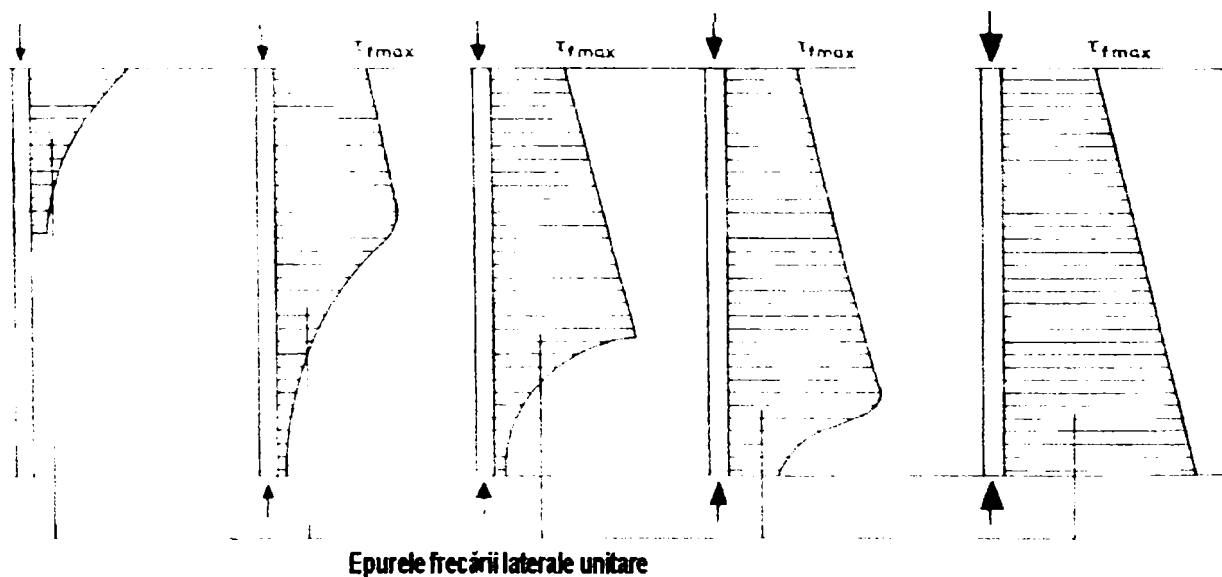


Fig. 2.11 Schema evoluției comportării coloanelor lungi

Mecanismul de frecare laterală a fost simulat cu ajutorul metodei elementelor finite (MEF).

În urma încercărilor s-au putut formula următoarele concluzii:

Pentru o coloană cu diametrul ϕ , la o distanță pe orizontală față de axul ei, inferioară valorii de $2,5 \cdot \phi$, solicitarea la nivelul terenului de fundare este similară unei solicitări de forfecare simplă. Valoarea efortului de forfecare descrește în raportul $1/x$ (x este distanța față de axul coloanei), rupura se produce la suprafața de contact și se rezumă la o alunecare relativă a coloanei în raport cu terenul de fundare.

Efortul de forfecare la „nivelul” suprafeței exterioară a coloanei poate fi considerat cu o foarte bună aproximare doar ca funcție a nivelului secțiunii avute în vedere. Mecanismul de mobilizare a frecării laterale are deci un caracter foarte local; compresibilitatea intrinsecă a coloanei, prezența unor condiții de teren diferite, între partea superioară a coloanei și baza acesteia, sau la o distanță mai mare de $2,5 \cdot \phi$ de-a lungul axei, nu modifică esențial comportamentul la forfecare.

În cazul încercării statice de smulgere a coloanei, curbele efort - deformare înregistrate sunt similare curbilor de sarcină la compresiune: o parte liniară reversibilă, elastică, acțiuni moderate; panta acestei porțiuni liniare nu este în general aceeași cu cea a părții liniare a diagramei din cazul compresiunii căci, cel puțin pentru coloane scurte, nu există termeni de bază.

Legile comportării coloanelor raportat la eforturile axiale intervin în trei faze diferite ale calculului de verificare:

- a) pentru determinarea raportului eficient de repartizarea eforturilor între coloanele unei fundații;
- b) pentru calculul coloanelor celor mai solicitate față de criteriul de portanță;
- c) pentru determinarea epurei de repartizare a eforturilor normale în fiecare coloană.

a) Repartizarea eforturilor între coloane

Pentru calculul repartizării eforturilor între coloanele unei fundații, este necesar să se cunoască legea efort - deformație la baza acestora.

Legea efort - deformație se poate cunoaște doar prin încercări statice (foarte greu de realizat). Se asimilează coloana cu o grindă elastică ce are aceleași

caracteristici geometrice și mecanice ca și coloanele considerate, după legea lui HOOKE, fără interacțiuni cu terenul de fundare.

Deplasarea ΔL a bazei este legată de efortul axial N prin relația:

$$\Delta L = \frac{L}{E \cdot A} \cdot N \quad [m] \quad (2.42)$$

unde: L este lungimea coloanei [m];

- A - aria secțiunii transversale a coloanei [m^2];
- E - modulul lui YOUNG pentru materialul din coloană [$kN \cdot m^{-2}$].

În cazul coloanelor din beton armat se ia în calcul modulul E_v , deosebit pentru fracțiunea lui N , provenind din „acțiunea de lungă durată” și modulului E_i , instantaneu pentru fracțiunea lui N , provenind din „acțiunea de scurtă durată”.

Metoda asigură erori neglijabile. Diferența de rigiditate a coloanei nu afectează efortul.

b) Calculul coloanelor raportat la criteriul de portanță

Se consideră doar forța compresiune, pentru cele mai solicitate coloane. Trebuie definită o limită a efortului normal transmis fiecărei coloane față de valoarea Q_L . Motivul limitării este dublu:

- să se țină cont de incertitudinea legată de estimarea acestei valori limită, prin metode uzuale de recunoaștere;
- să se limiteze aportul de reacțiune a terenului de fundare, pentru a evita tasarea fundației.

În ceea ce privește estimarea sarcinii limită într-un teren de fundare dat, teoriile clasice de poansonare rămân valabile în determinarea sarcinii la rupere și induc în eroare, punând accent pe parametrii care nu sunt semnificativi pentru problemă.

În absența unei teorii de poansonare corectă, încercările „în situ” (penetrometrică și presiometrică) dau loc la formule de previziune a forței portante într-o manieră empirică, dar se obțin rezultate bune prin comparare cu rezultatele de încercare a fundațiilor. De altfel, realizarea încercărilor provoacă

fenomenul de poansonare sau refulare a terenului de fundare apropiate de cele provocate de coloane și în general de fundații.

În ceea ce privește problema tasării unei fundații de mare adâncime, nu există o teorie satisfăcătoare în concordanță cu experiența. Mecanismul de frecare laterală se cunoaște; mecanismul rezistenței la baza coloanei se va cunoaște în viitor, dar nu va lămurii problema condițiilor inițiale ale terenului de fundare, rezultând doar din execuția coloanei.

De aceea, este mai bine să se încarce terenul în jurul coloanei la o valoare a efortului inferioară celei de rupere, în așa fel încât să se evite problemele de tasare și să se elimine nesiguranța legată de comportamentul reologic al terenului (efecte la sarcini repetate, de eforturi de lungă durată etc.).

Aceasta explică valorile mari ale coeficienților de siguranță care intervin în formula de interpretare a încercărilor presiometrice pentru calculul de portanță.

c) Determinarea secțiunii critice raportat la rezistența coloanei

Secțiunea critică a unei coloane este secțiunea pentru care solicitarea este cea mai defavorabilă față de rezistența materialelor din care este alcătuită coloana.

Pentru stabilirea secțiunii critice a unei coloane trebuie cunoscute dinainte epurele eforturilor normale și ale momentului de încovoiere în lungul coloanei. Ori, când această coloană se încarcă la o fracțiune din sarcina ei limită, nu se știe care este partea efortului axial total preluat de frecarea laterală. Epura reală a efortului real nu poate fi stabilită. Acest lucru nu este prea grav. Dacă coloana nu este supusă unor eforturi parazite, efortul normal și momentul de încovoiere sunt în general maxime în capul coloanei (în partea superioară): aceasta va fi secțiunea critică față de gradul de solicitare a materialelor din care este făcută coloana. Dimpotrivă, dacă coloana este supusă unor eforturi parazite (frecări negative sau împingeri laterale), momentul de încovoiere și efortul normal vor maxime dedesubtul secțiunii din capul coloanei. Verificările se vor face pe mai multe secțiuni.

2.3.5.3. Comportamentul coloanelor față de eforturile transversale

Se consideră o coloană forată într-un pământ dat, fără să fie supusă unui efort la partea superioară, nici unui efort parazit pe suprafața ei. Ea se află în echilibru sub efectul greutateii proprii și a presiunii naturale pe care terenul de fundare le exercită asupra ei (atât lateral cât și la nivelul secțiunii bazei coloanei), iar sistemul cel mai simplu de eforturi ce se poate imagina este acela al unei distribuții de presiuni radiale și de densitate uniformă într-o secțiune dată.

Fie p_0 acest câmp de presiuni (în notație simbolică). Dacă se aplică la partea superioară a coloanei un efort orizontal (eventual în combinație cu un moment) ea rezistă fie suportând o deplasare de ansamblu, fie încovoindu-se. În cele două cazuri, deformările mobilizează în teren o reacțiune (împingerea pasivă) care echilibrează sistemul de sarcini aplicat. Dacă se ia în considerare o secțiune deosebită a coloanei care s-a deplasat, aceasta suportă un câmp de presiuni notat cu p_1 care nu se mai poate asimila cu o presiune radială și uniformă.

Prin definiție, se numește reacțiune a terenului de fundare, într-o secțiune dată, rezultanta câmpurilor de presiuni p_0 și p_1 , reprezentate simbolic astfel:

$$[p] = [p_1] - [p_0]; \quad [\text{MPa}] \quad (2.43)$$

Grafic, reprezentarea câmpurilor de presiune este dată în figura 2.12.

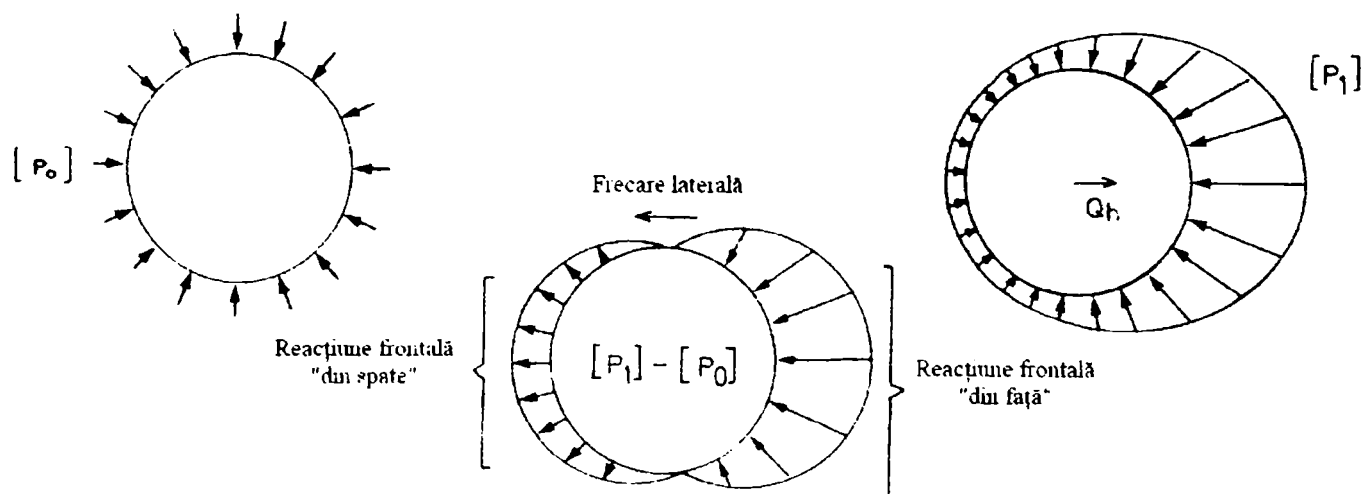


Fig. 2.12 Diagramele câmpurilor de presiuni

Pentru a facilita analiza rezultatelor legate de legile de mobilizare a reacțiilor terenului de fundare, câmpul de presiuni care a rezultat a fost descompus în:

- reacțiunea frontală „în față”;
- reacțiunea frontală „în spate”;
- frecări laterale.

Concluzii ale experiențelor:

- reacțiunea frontală „în față” este componenta principală în mecanismul de reacțiune a terenului de fundare;
- reacțiunea frontală „în spate” crește foarte repede pentru a se stabiliza la valoarea presiunii inițiale a pământului, respectiv a desprinderii terenului de fundare de pe coloană;
- pentru coloanele circulare sau pătrate, frecările laterale sunt de valoare redusă, în afară de cazul în care acestea se află în nisip, însă mobilizarea lor se face rapid;
- pe plan cantitativ s-a procedat la măsurarea reacțiunii globale a terenului de fundare, a componentei câmpului de presiuni a acțiunilor, componentă ce este conținută în planul eforturilor aplicate.

Pentru coloane diferite și pentru diferite nivele, s-a trasat diagrama de reacțiuni unitare, funcția reprezentativă a reacțiunii globale P , în funcție de deplasarea relativă a secțiunii y/R (unde R este raza de încărcare a coloanei).

Diagrama obținută are o alură parabolică, așa cum se prezintă în figura 2.13.

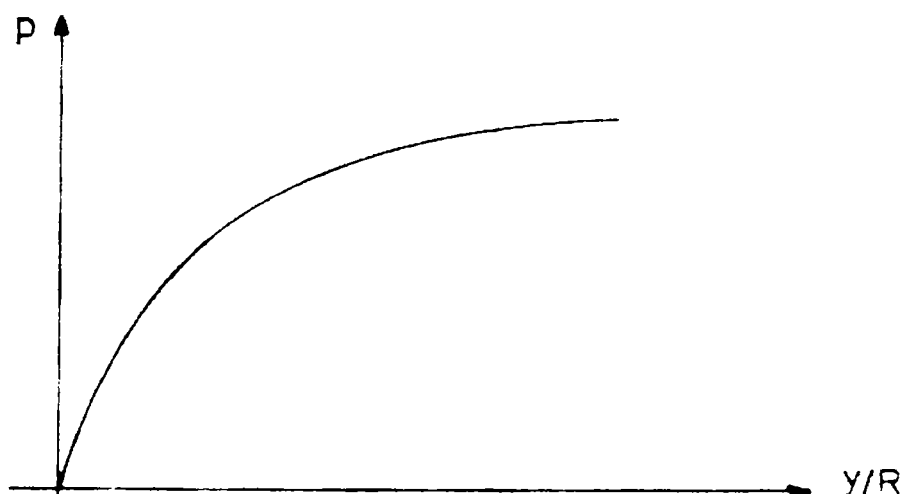


Fig. 2.13 Diagrama globală a reacțiunii unitare

Deplasările nu sunt reversibile dar pot fi considerate reversibile pentru deplasări mici.

Caracteristicile unei curbe de reacțiuni depinde de trei factori:

1. natura stratului în care se deplasează secțiunea considerată;
2. natura eforturilor aplicate (după felul în care sunt: de scurtă sau de lungă durată);
3. modul de realizare al coloanei.

Din punct de vedere reologic, puține experimente au permis să se diferențieze cantitativ comportarea coloanelor după natura eforturilor orizontale aplicate, dar efectul foarte defavorabil al sarcinilor de lungă durată a ieșit foarte clar în evidență. În terenurile relativ moi și omogene se pare că deplasarea masei de pământ pentru o sarcină de lungă durată este în mod sensibil dublul celei corespunzătoare unei sarcini de aceeași intensitate dar cu o aplicare limitată în timp. Cu siguranță raportul este mai mic în cazul terenurilor neomogene.

Modul de realizare al coloanelor pare să fie un factor preponderent după afectarea terenului de fundare pe care o presupune.

Problema principală se pune în mod evident de a stabili o metodă de prezentare a diagramelor de reacțiune.

Compararea directă a diagramelor de reacțiune și a curbelor de încercare presiometrice a pus în evidență similitudinile existente între cele două moduri de solicitări ale terenului de fundare, adică între expansiunea cilindrică și reacțiunea frontală în față. În mod practic, modulul de reacțiune k determinat prin metoda lui MENARD [88] furnizează o estimare suficient de bună a pantei tangentei la originea curbei de reacțiune a terenului de fundare.

Comportamentul coloanelor sub sarcini ciclice precum și în cazul efectului de grup pune mai multe probleme.

Din experimentele făcute pe grupe de coloane rezultă că pentru distanța inter-ax de ordinul a trei diametre, apare o reducere sensibilă a modulului de reacțiune pentru șirurile din spatele coloanelor. Efectul de grup s-ar face simțit mai degrabă pe poziția asimptotei curbei de sarcină.

În consecință se consideră că este bine să se reducă modulele de reacțiune pentru a surprinde efectul de grup.

Pentru a reveni la legile eforturi - deformații ale terenului de fundare, schema de calcul care se ia în considerare este de tipul „elasto - plastic”, având o fază de comportare liniar - elastică și un palier plastic corespunzând presiunii limită p_1 (dedusă din interpretarea încercării presiometrice) a terenului de fundare în cauză. Diagrama din figura 2.14 reprezintă această schemă simplificată.

Bineînțeles, trebuie să prevedem limitările presiunii maxime pentru fiecare strat de pământ, în funcție de tipul de calcul efectuat asupra fundației în cauză. „Panta segmentului ce leagă originea de palierul plastic” este luată egală cu k , modul

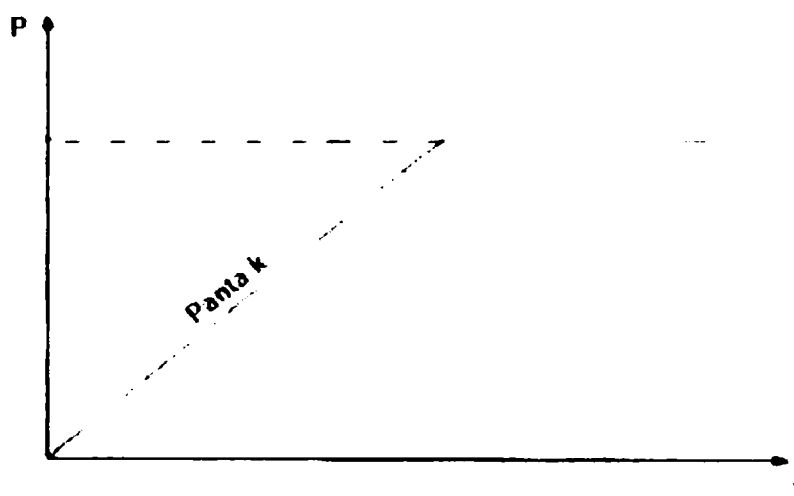


Fig. 2.14 Diagrama simplificată efort - deformare

determinat prin metoda lui MENARD, pentru a evalua reacțiunea terenului de fundare la eforturi ce provin din acțiuni de scurtă durată. Această pantă va putea fi diferită față de eforturile ce provin de la acțiuni de lungă durată. În terenurile moi, se va lua în general această pantă egală cu $k/2$; dar în terenurile neomogene sau în argilele compacte e posibil să nu se poată prevedea modificările în timp a deformațiilor.

Atunci când locul comportă un prim strat de pământ având caracteristici geotehnice necorespunzătoare (p_1 inferior valorii de 0,3 MPa) se recomandă să nu se atribuie coeficient de reacțiune respectivului strat și să nu existe preocupare pentru presiunea pe respectivul strat, decât începând de la primul strat reactiv luat în considerare.

Problema practică ce se pune proiectantului constă în acest caz în a calcula modulul de reacțiune pornind de la rezultatele studiului geotehnic. În general, el va dispune, pentru o fundație, de una sau două încercări presiometrice, dând la diferite cote modulul presiometric E și presiunea limită p_1 . Determinarea modulului de reacțiune k face să intervină, pentru un strat în cauză, raportul E/p_1 și, în

general acest raport este variabil cu adâncimea, nu numai de la un strat la altul, ci și în interiorul aceluiași strat.

Trebuie așadar să se descompună terenul de fundare, pe toată înălțimea fundației într-un anumit număr de straturi astfel încât, pentru fiecare strat caracteristicile geotehnice să nu varieze prea mult, pentru a se putea stabili o valoare medie a raportului E/ρ_i .

Nu este necesară o precizie deosebită la încercarea presiometrică deoarece influența unei erori (chiar mari) asupra determinării unui modul de reacțiune rămâne mică față de momentele de încovoiere în coloane. Dimpotrivă, se va ține seama de straturile de foarte slabă rezistență (atribuindu-li-se de exemplu un modul de reacțiune nul) sau de zonele dure.

Toate afirmațiile făcute până acum sunt valabile pentru coloanele circulare a căror secțiune transversală nu comportă o dimensiune predominantă.

2.3.6. Ipoteze asupra legăturilor între coloane și la baza acestora

În cadrul unei fundații, coloanele nu „lucrează” independent. Ele preiau eforturile transmise de către suprastructura lucrării prin intermediul unui radier în care sunt înglobate capetele superioare ale coloanelor și le predau terenului de fundare. În funcție de dimensiunile radierului și de diametrul coloanelor, respectiv de modul în care se face înglobarea coloanelor în radier rezultă și natura legăturii între radier și coloane. De asemenea, caracteristicile terenului de fundare pe înălțimea coloanelor și în mod special în zona bazei acestora definesc legăturile coloanelor la baza acestora, cu terenul de fundare.

2.3.6.1. Legăturile coloanelor în radier

Coloanele unei fundații sunt în general legate la partea superioară printr-un radier al cărui rol este de a repartiza între coloane eforturile transmise de către structură.

În câteva cazuri particulare structura se sprijină direct pe coloanele care creează întăriri locale.

Calculul repartizării eforturilor în fiecare coloană necesită ipoteze asupra legăturii radier - coloane. Aceste ipoteze sunt în funcție de însăși concepția structurii, a legăturii teren - coloane și a mărimii eforturilor aplicate.

Așadar, structura de studiat este formată dintr-un radier de legătură, din coloane ce pătrund în radier și transmit sarcinile provenite din structură prin radier, prin coloane spre terenul de fundare în mod punctual liniar sau repartizat pe o suprafață de o formă în general simplă (secțiune rectangulară).

Referitor la eforturile verticale, am văzut cum coloanele se comportă ca niște stâlpi elastici.

Referitor la încovoiere, legătura este potențial de tip elastic, dar coeficienții de elasticitate nu au putut fi stabiliți, astfel încât trebuie să se recurgă la una din condițiile următoare:

- a) articulație în radier;
- b) încastrare în radier.

a) Articulație în radier

Schema nu este specifică fundațiilor pe coloane și se ia în considerare doar pentru coloanele de dimensiuni transversale reduse, acționate în mod esențial la efortul axial. Poate fi cazul piloților din beton armat prefabricați, bătuți, a căror armătură trebuie să fie determinată pentru a prelua, în special, eforturile de încovoiere, apărute în timpul operațiilor de manevrare.

La fel se întâmplă și în cazul coloanelor metalice de mici dimensiuni (de exemplu coloane H) a căror legătură cu radierul pune deseori probleme tehnologice de realizare.

b) Încastrare în radier

Este ipoteza cea mai realistă pentru coloane. Ea presupune bineînțeles ca legăturile să fie bine concepute din punct de vedere constructiv, pentru a funcționa în calitate de încastrare.

În cazul coloanelor din beton armat, armăturile longitudinale trebuie să fie ancorate în radier pe o lungime de cel puțin $20 \times d$ și armăturile solicitate la

încovoiere ale radierului trebuie să fie mai dese în măsura posibilului în dreptul coloanelor.

În cazul coloanelor tubulare din oțel sau al coloanelor cu cap conic, în cazul în care nu sunt umplute cu beton, este necesar să se asigure legătura în radier cu ajutorul unui dop de beton de cel puțin 1 m în care este dispusă o carcasă de armătură pentru a asigura o bună continuitate cu armătura radierului.

2.3.6.1.1. Ipoteze asupra radierului

Când distanțele dintre axele coloanelor sunt de ordinul a de 3 ori diametrul acestor coloane, grosimea radierului poate fi luată egală cu aproximativ 1,2 ori acest diametru. Această regulă asigură, în general, o rezistență de forfecare, acceptabilă pentru betonul radierului față de tendința de penetrare a acestuia de către coloane, în cazul în care acestea din urmă sunt supuse la o presiune medie de 5 ... 7 MPa sub eforturile de exploatare. În cazul în care geometria fundației diferă semnificativ de dispozițiile curente și dacă coloanele sunt dispuse pe mai mult de un șir sub radier, este bine să se verifice grosimea acestuia din urmă față de tendința de penetrare de către coloanele înclinate (dacă acestea există), sub eforturile de exploatare. O asemenea verificare se poate face astfel:

Dacă este vorba de o coloană din beton armat fără teacă sau cămașă, se evaluează, sub eforturile de exploatare un efort unitar de forfecare mediu la nivelul fibrei medii a radierului prin formula:

$$\tau_m = \frac{F}{P_c \cdot z} \quad [\text{MPa}] \quad (2.44)$$

unde: F este efortul normal total în secțiunea din capul coloanei (calculat cu eforturile de exploatare);

- P_c - perimetrul conturului suprafeței de sprijin, raportat la fibra medie, determinat conform relației (2.45):

$$P_c = 2 \cdot d + \frac{\pi}{4} \cdot h + \left(1 + \frac{\pi}{4}\right) \cdot \phi \quad [\text{m}] \quad (2.45)$$

- z - brațul cuplului elastic evaluat calculat în mod empiric la valoarea de $7/8$ din înălțimea utilă a radierului.
- d, h, ϕ - mărimi a căror semnificație este indicată în figura 2.15;

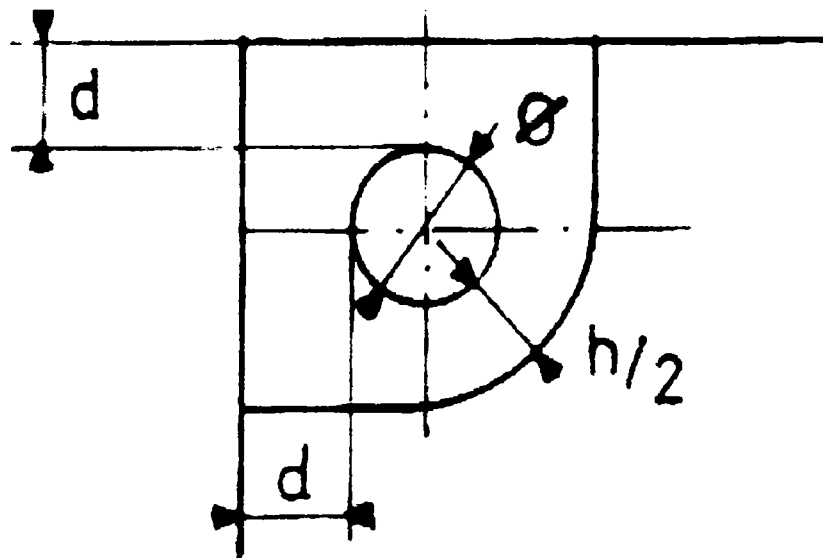


Fig. 2.15 Detaliu de legătură funcțională a coloanei în radier

Acest efort unitar de forfecare trebuie să fie inferior valorii de $3,5 \cdot \sigma_b$, unde σ_b este efortul unitar de referință la întindere capabil al radierului, dacă acesta este puternic armat cu etrieri.

În cazul unei coloane cu cămașă, sau cu teacă ori metalică, trebuie făcută o verificare asemănătoare asupra unui radier fictiv a cărei grosime este egală cu grosimea reală a radierului micșorat cu înălțimea de introducere a tubului metalic în acesta (figura 2.16).

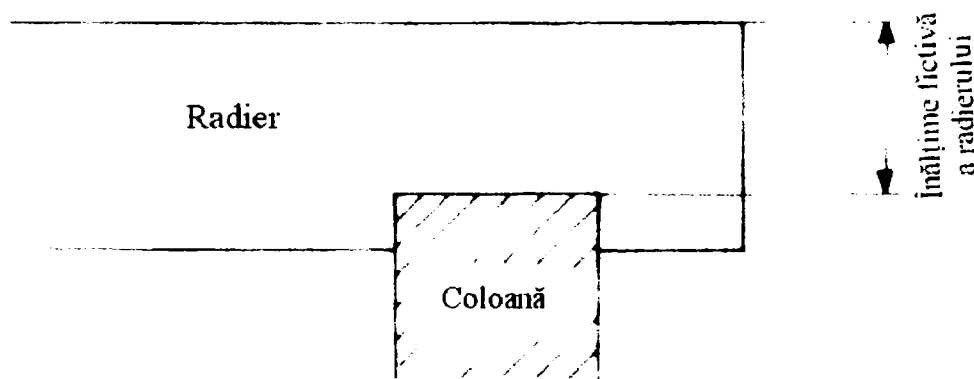


Fig. 2.16 Pătrunderea unei coloane metalice în radier

Se consideră că radierul are o rigiditate infinită, deziderat care va fi urmărit și în realizarea lui practică.

2.3.6.2. Legăturile coloanei la bază

Condițiile de legare la bază au o importanță cu atât mai mare cu cât coloana e mai scurtă și mai rigidă.

În cazul în care coloanele sunt foarte lungi condiția la bază nu mai are influență, eforturile anulându-se sub o anumită adâncime.

Situațiile reale se pot încadra în câteva ipoteze de legătură la bază, astfel:

- a) coloane libere la bază;
- b) coloane articulate la bază;
- c) coloane încastrate în teren la bază;
- d) coloane încastrate elastic în teren la bază.

Pentru legăturile menționate (a, b, c, d) ipotezele sunt schematice iar domeniile de utilizare expuse în cele ce urmează sunt indicate cu titlu informativ.

Trebuie subliniat faptul că în realitate comportarea coloanelor la baza lor este alta decât aceste modele de legătură teoretice, iar interpretarea corectă a sondajelor geotehnice, a încercărilor de laborator și a celor „în situ” poate să stea la baza încadrării legăturii coloanelor la bază într-una din cele patru modele enunțate. Proiectantul va trebui să aprecieze în fiecare caz corect ipoteza de legătură conformă, sau mai apropiată de realitate.

a) Coloane libere la bază

Schema se potrivește pentru un teren de fundare slab calitativ atât la suprafață cât și în adâncime. Acest gen de legătură implică anularea momentului de încovoiere și a efortului transversal la bază și este în general cea mai nepotrivită din punct de vedere al preluării momentului de încovoiere de-a lungul unei coloane.

b) Coloane articulate la bază

Acest tip de legătură este potrivit pentru coloane care pătrund pe o adâncime egală cu jumătate din diametru într-un strat cu bune caracteristici mecanice, susceptibile să mobilizeze o reacțiune importantă față de o deplasare

foarte redusă. Se admite că pentru o înfigere pe o grosime redusă într-un strat stâncos, substratul nu se opune rotațiilor coloanei. Ca ordin de mărime, condițiile de articulare pot fi realizate dacă terenul de fundare dur are un modul presiometric (de elasticitate) superior valorii de 60 ... 70 MPa.

c) Coloane încastrate în teren la bază

Acest tip de legături este potrivit unui teren de fundare la bază care poate prelua momentele de încovoiere și eforturile transversale, în condiții ideale – mai greu de atins în realitate. O condiție necesară (în plus față de caracteristicile geotehnice și mecanice foarte bune ale terenului de fundare) este aceea ca înălțimea de pătrundere a coloanei în terenul rezistent să aibă o valoare superioară unui diametru al coloanei.

d) Coloane încastrate elastic în teren la bază

În acest caz terenul de fundare de la bază reacționează la momentul de încovoiere și la efortul transversal, asemenea unui radier. Este cea mai realistă ipoteză, dar această legătură nu se poate utiliza în cazul calculului coloanelor. Legătura la bază a coloanelor complică mult calculele, pentru că nu se dispune decât de puține informații referitoare la coeficientul de elasticitate de care trebuie să se țină seama, mai ales la eforturile transversale.

Schema este aplicată în cazul barețelor scurte, cu pereți mulați.

Pentru coloane lungi, momentul de încovoiere descrește rapid cu adâncimea, astfel că luarea în considerare a unei legături elastice la bază nu ar modifica prea mult rezultatele.

Cap. 3. PRINCIPII DE CALCUL AL COLOANELOR DUPĂ NORMELE ROMÂNEȘTI

Calculul coloanelor se efectuează la starea limită de capacitate portantă pentru toate categoriile de coloane. Pentru coloanele flotante, și în cazurile în care nu se atinge valoarea P_{cr} la încercarea de probă, se va efectua calculul coloanelor la starea limită de deformații.

Prin calculul la starea limită de capacitate portantă trebuie să se asigure respectarea condiției:

$$S \leq R \quad [\text{kN}] \quad (3.1)$$

unde: S este efortul de calcul ce acționează într-o coloană din fundație;

- R - capacitatea portantă a coloanei.

Prin calculul la starea limită de deformații trebuie să se asigure respectarea condiției:

$$\Delta \leq \bar{\Delta} \quad [\text{m}] \quad (3.2)$$

unde: Δ este deformația probabilă a fundației pe coloane;

- $\bar{\Delta}$ – deformația admisibilă a construcției fundată pe coloane.

3.1. Determinarea capacității portante a coloanelor

Determinarea capacității portante a coloanelor se poate face pe baza rezultatelor unor încercări experimentale, efectuate prin încărcarea controlată a unor coloane de probă sau cu ajutorul unor formule de calcul oferite de literatura de specialitate.

3.1.1. Determinarea capacității portante a coloanelor pe baza rezultatelor încercărilor coloanelor de probă

Capacitatea portantă a unei coloane izolate se determină în funcție de încărcarea critică, stabilită prin încercarea coloanelor de probă, cu relația:

$$\bar{R} = k \cdot m \cdot \bar{P}_{cr} \quad [\text{kN}] \quad (3.3)$$

unde: k este coeficient de omogenitate egal cu 0,7;

- m - coeficient al condițiilor de lucru având valorile din tabelul 3.1 în funcție de modul de solicitare;
- \bar{P}_{cr} - încărcarea critică a coloanei în [kN], determinată prin încercări pe teren.

Mod de solicitare	Compresiune	Smulgere	Forțe orizontale
m	1,00	0,70	0,60

În funcție de modul de solicitare a coloanei, în relația (3.3) \bar{R} și \bar{P}_{cr} se înlocuiesc cu:

- R - capacitatea portantă a unei coloane izolate solicitate la compresiune;
- R_{sm} - capacitatea portantă a unei coloane solicitate la smulgere;
- R_{or} - capacitatea portantă a unei coloane solicitate la forțe orizontale;
- P_{cr} - încărcarea critică la compresiune;
- $P_{cr\ sm}$ - încărcarea critică la smulgere;
- $P_{cr\ or}$ - forța critică orizontală.

Dacă pentru o zonă, în urma încercărilor asupra coloanelor de probă, rezultă mai multe valori P_{cr} , valoarea P_{cr} care se introduce în relația (3.3) se stabilește ca medie a valorilor individuale, cu excepția următoarelor situații:

- la două valori P_{cr} , dacă diferența dintre cele două valori și valoarea medie este mai mare de 20%, P_{cr} se ia cu valoarea cea mai mică;
- la trei sau mai multe valori P_{cr} se exclude valoarea ce diferă cu mai mult de 20% față de valoarea medie și se recalculează valoarea medie; operația se repetă, dacă este cazul, până ce se ajunge la situația de la alineatul anterior.

Dacă la efectuarea încercărilor de probă se atinge P_{cr} înainte de a ajunge la valoarea R calculată analitic [98]¹, capacitatea portantă a coloanei se calculează cu relația (3.3), în care P_{cr} are valoarea obținută în timpul încercării. În cazul în care nu se atinge P_{cr} , iar valoarea încărcării este superioară valorii R calculată analitic, atunci capacitatea portantă se ia egală cu R calculată analitic, cu condiția ca valoarea deformației corespunzătoare acestei încercări să respecte

¹ Calculul capacității portante, conform [98] este prezentat în paragraful 3.1.2.

relația (3.2). Dacă nu se atinge P_{cr} până la valoarea R estimată prin calcul analitic, atunci capacitatea portantă se ia egală cu R , verificând încadrarea deformației, conform relației (3.2).

Dacă din diagrama încărcare - deformație stabilită la încercare, valoarea deformației corespunzătoare capacității portante R este mai mare decât cea admisibilă, capacitatea portantă se limitează la valoarea corespunzătoare deformației admisibile.

3.1.2. Determinarea capacității portante prin relații de calcul

În STAS 2561/90 sunt date unele relații de calcul preluate din literatura de specialitate, care se utilizează pentru determinarea capacității portante a coloanelor, supuse atât la încărcări de compresiune axială, cât și la încărcări transversale (orizontale). Aceste relații diferă și în funcție de tipul coloanelor, adică purtătoare pe vârf sau flotante.

3.1.2.1. Determinarea capacității portante la compresiune

A. Cazul coloanelor purtătoare pe vârf

Capacitatea portantă la compresiune R a coloanelor purtătoare pe vârf se calculează cu relația:

$$R = k \cdot m \cdot p_v \cdot A \quad [\text{kN}] \quad (3.4)$$

unde: $k = 0,70$ este coeficientul de omogenitate;

- $m = 1,00$ - coeficientul condițiilor de lucru;
- A - aria secțiunii maxime în planul bazei coloanei, în $[\text{m}^2]$, calculată cu relațiile:
 - $A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ la coloane cu secțiune circulară constantă cu diametrul d ;
 - $A = 0,9 \cdot \frac{\pi \cdot d_b^2}{4}$ la coloane cu baza evazată, când se poate controla diametrul bazei evazate d_b ;
- p_v - rezistența de calcul a pământului sub vârful coloanei, în $[\text{kPa}]$, care se adoptă astfel:

- pentru coloanele care reazemă cu baza pe rocă stâncoasă sau semistâncoasă:

$$p_v = \sigma_{cs} \cdot \left(\frac{t}{d} + 1,5 \right) \quad [\text{kPa}] \quad (3.5)$$

unde: σ_{cs} este rezistența medie la compresiune a rocii, determinată conf. STAS 6200/5-71 pe epruvete în stare saturată, în [kPa];

- t - adâncimea de încastrare în stâncă a bazei coloanei, în [m];
 - d - diametrul coloanei în planul bazei, în [m];
- pentru coloanele care reazemă cu baza în straturi necoezive macrogranulare (blocuri, bolovăniș, pietriș), conform relației (3.8).

În cazul existenței în stratul portant, sub baza coloanei a unor orizonturi stâncoase puternic fisurate sau a unor intercalații nestâncoase este obligatorie, în toate situațiile, verificarea capacității portante prin încercări pe coloane de probă.

B. Cazul coloanelor flotante

Capacitatea portantă la compresiune R a coloanelor flotante se calculează cu relația:

$$R = k \cdot (m_1 \cdot p_v \cdot A + U \cdot \sum m_2 \cdot f_j \cdot l_j) \quad [\text{kN}] \quad (3.6)$$

unde: $k = 0,7$ este coeficientul de omogenitate;

- m_1 - coeficient ce depinde de tehnologia de betonare, dat în tabelul 3.2;
- m_2 - coeficient ce depinde de modul de susținere a pereților găurilor, dat în tabelul 3.3;
- A - aria secțiunii transversale a coloanei în planul bazei [m²];
- p_v - rezistența de calcul a pământului sub baza coloanei în [kPa];
- U - perimetrul secțiunii transversale a coloanei în [m];
- f_j - rezistența convențională de frecare pe suprafața laterală a coloanei în dreptul stratului i , în [kPa], conform tabelului 3.4;
- l_j - lungimea coloanei în contact cu stratul i , în [m].

Valorile coeficientului m_1

Tabel 3.2

Tehnologia de betonare	Categoria pământului de la baza coloanei
------------------------	--

a coloanei	coeziv	necoeziv
	valorile coeficientului m_1	
Betonare în uscat	1,0	1,0
Betonare sub apă:		
– cu injecție la bază	0,8	1,0
– fără injecție la bază	0,8	0,9
Betonare sub noroi:		
– cu injecție la bază	0,8	0,9
– fără injecție la bază	0,6	0,8

Valorile coeficientului m_2

Tabel 3.3

Modul de susținere a peretilor găurilor	Categoriza pământului din jurul coloanei	
	coeziv	necoeziv
	valorile coeficientului m_2	
Coloană forată în uscat și netubată	0,6	0,7
Coloană forată sub noroi	0,5	0,6
Coloană forată cu tubaj recuperabil	0,6	0,7
Coloană forată cu tubaj nerecuperabil	0,6	0,8

Valorile rezistenței de frecare pe suprafața laterală a coloanei Tabel 3.4

Adâncimea medie a stratului [m]	Pământuri necoezive			Pământuri coezive cu l_c					
	Mari, medii	fine	prăfoase	$\geq 0,8$	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
	valorile rezistenței de frecare f , [kPa]								
1	35	23	15	35	23	15	12	5	2
2	42	30	20	42	30	20	17	7	3
3	48	35	25	48	35	25	20	8	4
4	53	38	27	53	38	27	22	9	5
5	56	40	29	56	40	29	24	10	6
7	60	43	32	60	43	32	25	11	7
10	65	46	34	65	46	34	26	12	8
15	72	51	38	72	51	38	28	14	10
20	79	56	41	79	56	41	30	16	12
25	86	61	44	86	61	44	32	18	-
30	93	66	47	93	66	47	34	20	-
35	100	70	50	100	71	50	36	22	-

Valoarea rezistenței de calcul a pământului sub baza coloanei (p_v) se calculează diferit, în funcție de natura pământului de la baza coloanei.

În cazul în care coloanele reazemă cu baza pe un strat de pământ coeziv, calculul valorii p_v se face cu relația (3.7), cu condiția asigurării pătrunderii bazei coloanei în stratul respectiv pe o adâncime egală cu cel puțin diametrul coloanei sau al bulbului.

$$p_v = N_c \cdot c_u + \gamma_1 \cdot D \quad [\text{kPa}] \quad (3.7)$$

unde: $N_c = 9$ este factorul de capacitate portantă;

- c_u - valoarea de calcul a coeziunii, determinată în condiții nedrenate a stratului, în [kPa];
- γ_1 - media ponderată prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul al greutăților volumice a straturilor străbătute de coloane, în [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$].
- D - fișa reală a coloanei (adâncimea la care se găsește baza coloanei, măsurată de la nivelul terenului natural, sau, pentru infrastructurile podurilor, de la nivelul fundului albiei, ținând seama de adâncimea de afuiere), [m].

În lipsa datelor necesare calculării rezistenței stratului de la baza coloanei se admite pentru pământuri coezive utilizarea valorilor p_v din tabelul 3.5.

Valorile rezistenței de calcul a pământului din stratul de la baza coloanei Tabel 3.5

Adâncimea bazei coloanei în [m]	Ic						
	≥1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
valorile rezistenței de calcul p_v , [kPa]							
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	650	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Pentru coloanele care reazemă cu baza pe straturi necoezive, valoarea p_v se calculează cu relația:

$$p_v = \alpha \cdot (\gamma \cdot d_b \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D_c \cdot N_q) \quad [\text{kPa}] \quad (3.8)$$

unde: α este un coeficient dat în tabelul 3.6, în funcție de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza coloanei;

- γ - valoarea de calcul a greutateii volumice a pământului de sub baza coloanei, în $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$;
- γ_1 - media ponderată, prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul al greutateilor volumice, ale straturilor străbătute de coloană, în $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$;
- d_b - diametrul coloanei la nivelul bazei, în metri;
- D_c - fișa de calcul a coloanei, în metri, care se stabilește astfel:
 - dacă $D \geq \beta \cdot d_b$, se consideră $D_c = \beta \cdot d_b$;
 - dacă $D < \beta \cdot d_b$, se consideră $D_c = D$;
- D - fișa reală a coloanei (adâncimea la care se găsește baza coloanei, măsurată de la nivelul terenului natural, sau – pentru infrastructurile podurilor – de la nivelul fundației albiei, ținând seama de adâncimea de afuiere), în metri;
- β – coeficient, în funcție de gradul de îndesare I_D al pământului de la baza coloanei, conform tabelului 3.6;
- N_γ , N_q - factori de capacitate portantă, dați în tabelul 3.7, în funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară ϕ' al stratului de la baza coloanei.

Valorile coeficienților α și β Tabel 3.6

I_D	α	β
0...0,33	0,5	10
0,34...0,66	0,4	15
0,67...1	0,3	20

Valorile factorilor de capacitate portantă N_γ , N_q Tabel 3.7

ϕ'	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
N_γ	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
N_q	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0

C. Capacitatea portantă a coloanelor care lucrează în grup

Capacitatea portantă a unei coloane solicitată la compresiune, care lucrează în grup, se calculează cu relația:

$$R_g = m_u \cdot R \quad [\text{kN}] \quad (3.9)$$

unde: R este capacitatea portantă a coloanei izolate, în [kN];

- m_u - coeficient al condițiilor de lucru al coloanelor în grup (coeficient de utilizare), care se stabilește astfel:
 - la coloane purtătoare pe vârf, $m_u=1$;
 - la fundații cu radier îngropat și coloane flotante, $m_u=1$;
 - la fundații cu radier înalt și coloane flotante, m_u se stabilește conform tabelului 3.8;

Valorile coeficientului condițiilor de lucru pentru coloane care lucrează în grup Tabel 3.8

r/r_o	≥ 2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8
m_u	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,70	0,60

În tabelul 3.8, semnificația mărimilor notate cu r și r_o este următoarea:

- r - distanța minimă între fețele alăturate ale coloanelor învecinate (lumina), în [m];
- r_o - raza de influență a coloanei izolate, în planul bazei, în [m], care se calculează cu relația: $r_o = \sum l_i \cdot \text{tg} \varepsilon_i$, în care:
- l_i - grosimea stratului i prin care trece coloana, în [m];
- $\varepsilon_i = \frac{\Phi_i}{4}$, Φ_i fiind valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a stratului i .

3.1.2.2. Determinarea capacității portante a coloanelor solificate la smulgere

Capacitatea portantă a unei coloane cu diametru constant pe lungimea sa, care este solificată la smulgere, se calculează cu relația:

$$R_{sm} = 0,6 \cdot k \cdot U \cdot \sum m \cdot f_i \cdot l_i \quad [\text{kN}] \quad (3.10)$$

unde: $k = 0,7$ este coeficientul de omogenitate;

- $m = m_2$ se ia din tabelul 3.3;
- U ; $f_i \cdot l_i$ au aceleași semnificații și valori cu cele din relația (3.6).

3.1.2.3. Determinarea capacității portante a coloanelor solificate la încărcări orizontale

Pentru determinarea capacității portante la încărcări orizontale a coloanelor verticale sau înclinate și pentru calculul deformațiilor probabile ale fundațiilor pe coloane, supuse atât la încărcări verticale cât și la încărcări orizontale, precum și pentru determinarea solificărilor în diferite secțiuni ale coloanelor sub efectul încărcărilor orizontale, pot fi utilizate diverse metode de calcul, recomandându-se utilizarea metodelor bazate pe teoria grinzilor pe mediu elastic.

A. Cazul coloanelor verticale cu radiere joase

Capacitatea portantă la încărcări orizontale, pentru coloane verticale cu radiere joase se poate stabili în fazele preliminare de proiectare, utilizând formule empirice, pe baza valorii lungimii convenționale de încastrare l_0 , măsurată față de talpa radierului și dată în tabelul 3.9 în funcție de categoria pământului de sub radier și de diametrul coloanei, cunoscându-se momentul încovoietor capabil al secțiunii coloanei.

Lungimea convențională de încastrare l_0 reprezintă lungimea unei console la care momentul încovoietor de încastrare sub încărcare orizontală este același cu momentul maxim care se dezvoltă în coloană.

Valorile lungimii convenționale de încastrare ale coloanelor

Tabel 3.9

Categoria pământului	l_0
Nisipuri afânate și pământuri coezive având $l_c \leq 0,5$	4·d
Nisipuri de îndesare medie și pământuri coezive având $0,5 < l_c \leq 0,75$	3·d
Nisipuri și pietrișuri îndesate, pământuri coezive având $0,75 < l_c \leq 1,00$	2·d
Pământuri coezive tari, având $l_c > 1,00$	1,5·d

Forța critică orizontală $P_{cr\ or}$ a unei coloane verticale cu radier jos se determină, în funcție de legătura coloanelor în radier, cu una din relațiile:

$$P_{cr\ or} = \frac{2 \cdot M_{cap}}{l_0} \quad (\text{coloane încastrate în radier}) \quad [\text{KN}] \quad (3.11)$$

$$P_{cr\ or} = \frac{M_{cap}}{l_0} \quad (\text{coloane articulație în radier}) \quad [\text{KN}] \quad (3.12)$$

unde: l_0 este lungimea convențională de încastrare, în [m];

- M_{cap} - momentul încovoietor capabil al secțiunii coloanei, determinat conform reglementărilor tehnice specifice privind calcul elementelor de beton armat, în [kN·m].

Relația (3.11) se aplică în cazul coloanelor considerate încastrate în radier iar relația (3.12) se aplică în cazul coloanelor considerate articulate în radier conform figurii 3.1.

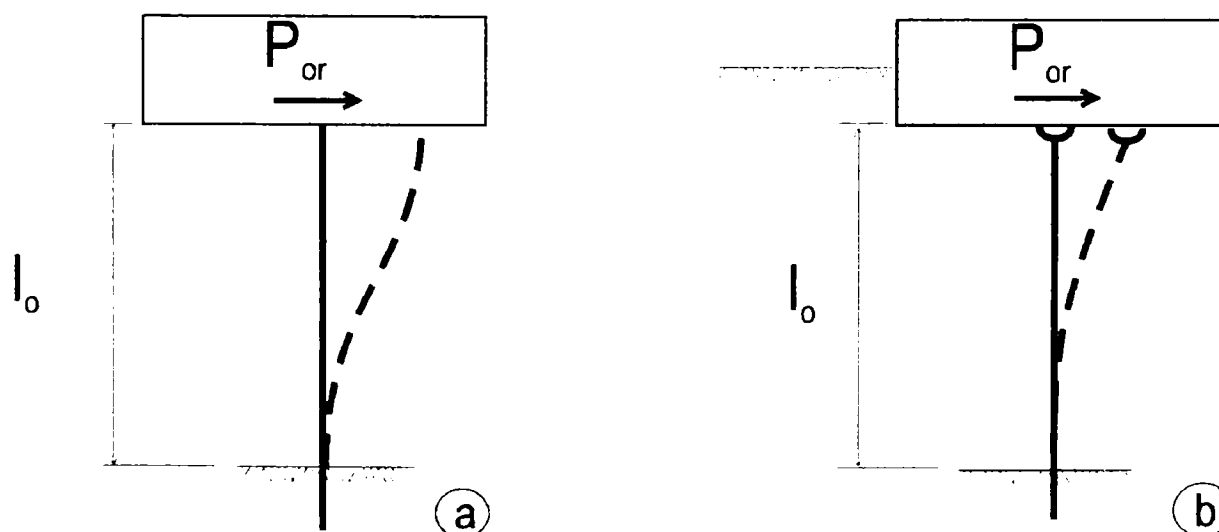


Fig. 3.1 Legătura dintre coloane și radier

a - încastrare; b - articulație

Capacitatea portantă la încărcări orizontale a coloanei verticale se determină cu relația:

$$R_{or} = k \cdot m \cdot P_{cr\ or} \quad [\text{kN}] \quad (3.13)$$

unde: $k = 0,7$ este coeficientul de omogenitate;

- $m = 0,7$ - coeficientul condițiilor de lucru.

B. Cazul coloanelor verticale și înclinate cu radiere joase

La radiere joase pe coloane solicitate la încărcări orizontale, trebuie verificată condiția:

$$H_{tot} \leq m \cdot (\sum H_{in} + n \cdot R_{or}) \quad [\text{kN}] \quad (3.14)$$

unde: H_{tot} este componenta orizontală a efortului de calcul la nivelul radierului, în [kN];

- H_{in} - suma tuturor componentelor orizontale ale eforturilor axiale care acționează în coloanele înclinate [kN];
- R_{or} - capacitatea portantă a coloanelor înclinate la solicitări orizontale, în [kN];
- n - numărul de coloane înclinate;
- $m = 0,9$ este coeficientul condițiilor de lucru;

C. Cazul coloanelor verticale și înclinate cu radier înalt

Pentru determinarea capacității portante la încărcări orizontale a coloanelor verticale sau înclinate, în special în cazul fundațiilor cu radier înalt, precum și pentru calculul la deformații al fundațiilor pe coloane supuse atât la încărcări verticale cât și la încărcări orizontale se recomandă utilizarea metodelor bazate pe teoria grinzilor pe mediu elastic.

3.2. Calculul eforturilor din coloane

Una din etapele importante ale dimensionării fundațiilor pe coloane o constituie calculul eforturilor din coloane, generate de încărcările din construcție transmise coloanelor prin intermediul radierului.

3.2.1. Coloane verticale cu radier jos supuse la forțe axiale de compresiune și momente încovoietoare

Calculul efortului într-o coloană pentru acest caz de solicitare se face cu formula:

$$S = \frac{N}{n} + G_p \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad [\text{kN}] \quad (3.15)$$

unde: N este efort vertical [kN];

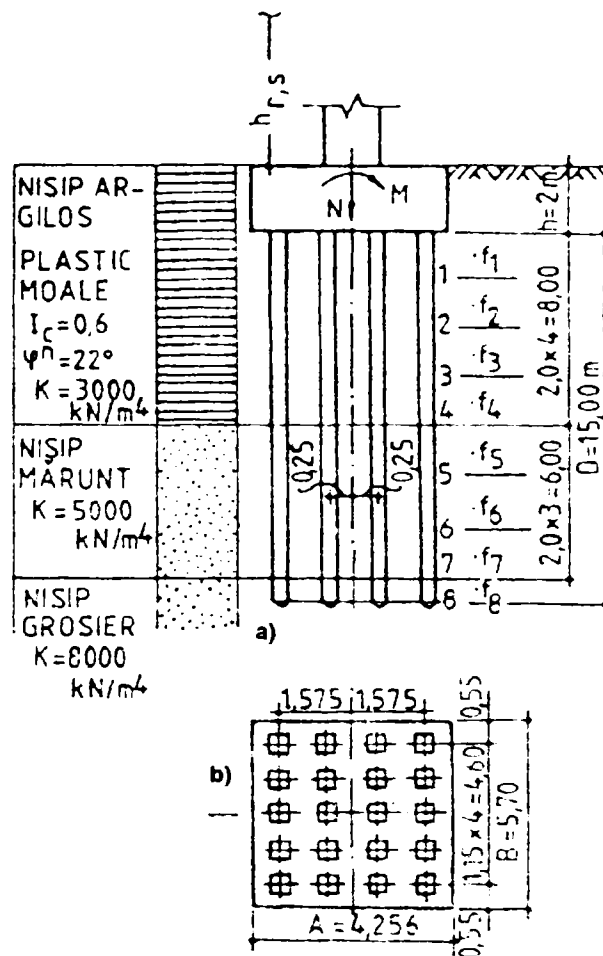
- M_x și M_y - momente de calcul față de axele principale ale grupului de coloane în [kN·m];
- x, y, x_i, y_i - distanțe față de axele principale ale grupului de coloane, în [m];
- n - numărul coloanelor din grup;
- G_p - greutatea coloanei, ținând seama de variabilitatea geometriei coloanei, a greutății specifice a materialului constituent, precum și de efectul de submersare al apei subterane, în [kN].

N, M_x, M_y - se iau cu valorile rezultate din încărcările în gruparea specială.

În figura 3.2 este prezentată o fundație de adâncime pe coloane, cu radier jos, acționată de o forță verticală N și de un moment M, la nivelul inferior al radierului.

3.2.2. Calculul eforturilor și deformațiilor pentru o coloană izolată, supusă la solicitări transversale

În cazul în care o fundație cu radier jos este solicitată și la încărcări orizontale, trebuie să se verifice capacitatea coloanelor verticale din grup de a



putea prelua această încărcare prin încovoiere (ținând cont și de prevederile anterioare); în caz contrar, se dispun și coloane înclinate.

În cazul fundațiilor pe coloane înclinate și radier jos, componentele verticale ale eforturilor din coloanele înclinate se determină cu relația (3.15), iar componentele orizontale, cu relația (3.16).

$$H_{in} = V_{in} \cdot \operatorname{tg} \delta \quad [\text{kN}] \quad (3.16)$$

unde: H_{in} este componenta orizontală a efortului în aceeași coloană, în [kN];

- V_{in} - componenta verticală a efortului în aceeași coloană, în [kN];
- δ - unghiul față de verticală al axei coloanei considerate.

Pentru calculul deformațiilor și eforturilor în lungul unei coloane izolate, definită într-un sistem de axe (figura 3.3 a) supusă la încărcări transversale (forțe tăietoare, moment încovoietor) terenul de fundare se asimilează cu un mediu (de tip Winkler) alcătuit din resorturi independente (fig. 3.3 b):

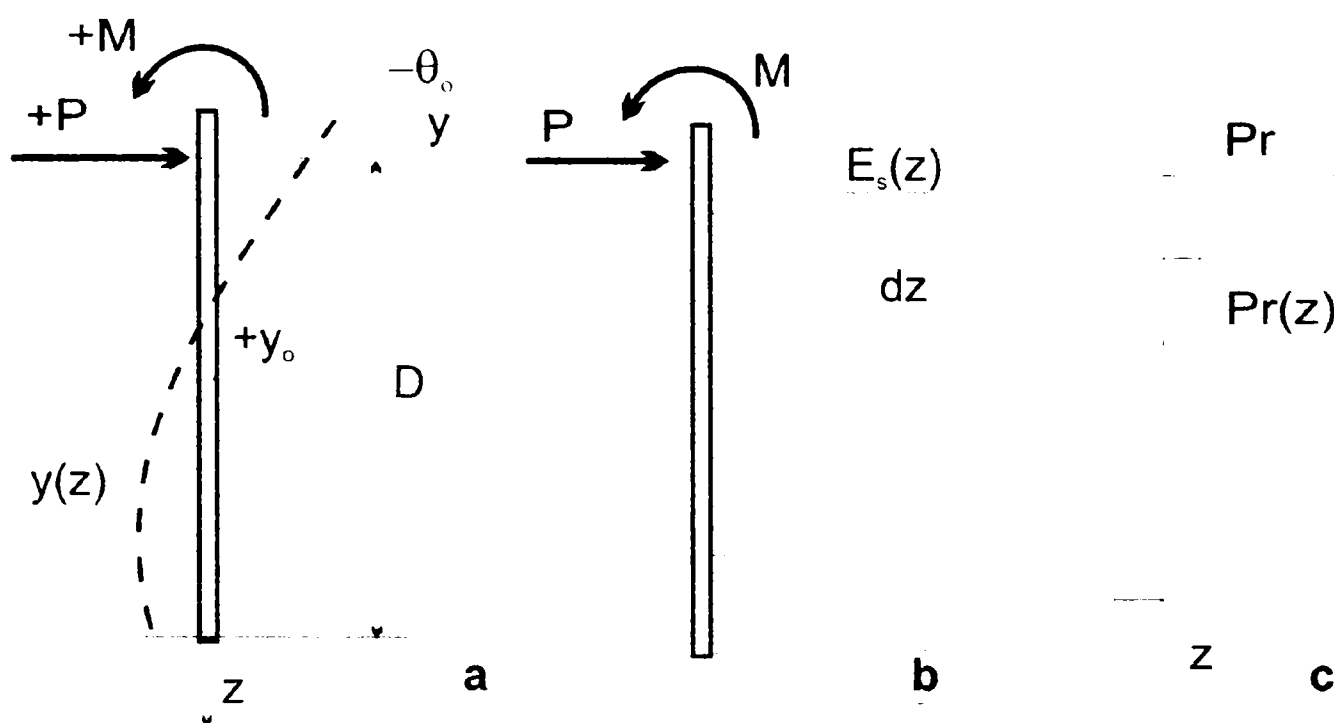


Fig. 3.3 Schema de calcul a unei coloane

a - schema de încărcare și de deformație; b - modelul de calcul al terenului c - repartiția presiunii reactive

Caracteristica de deformabilitate a resorturilor supuse la presiuni orizontale poartă denumirea de coeficient al reacțiunii laterale E_s .

Datorită variației importante pe verticală a naturii și stării terenului, se recomandă să se considere coeficientul E_s variabil cu adâncimea: $E_s = E_s(z)$.

Considerând că o coloană, acționată de solicitări transversale - conform fig. 3.3 a, suferă deformația $y = y(z)$, în urma căreia se mobilizează din partea terenului presiunea reactivă $\bar{p}_r = \bar{p}_r(z)$ (fig. 3.3 c), se poate exprima echilibrul cu relația diferențială:

$$(E \cdot I)_p \frac{d^4 y}{dz^4} + \bar{p}_r = 0 \quad (3.17)$$

unde: $\bar{p}_r = E_s \cdot y$ este presiunea reactivă a terenului;

- $(E \cdot I)_p$ - rigiditatea la încovoiere a secțiunii coloanei.

Pentru rezolvarea ecuației (3.17) pot fi adoptate mai multe ipoteze, și anume:

- **ipoteza terenul linear - elastic**, când coeficientul reacțiunii laterale este variabil liniar cu adâncimea:

$$E_s = m_h \cdot z \quad [\text{kPa}] \quad (3.18)$$

unde: m_h se numește modulul coeficientului reacțiunii laterale (modul de determinare se va detalia în paragraful 3.2.4.1);

- **ipoteza terenului nelinear**, când coeficientul reacțiunii laterale se consideră dependent de nivelul de solicitare și cu o distribuție oarecare pe adâncime $E_s = E_s(z, y)$.

În ipoteza terenului linear-elastic deformațiile și eforturile se calculează cu relațiile:

$$y(z) = \frac{P \cdot \lambda^3}{(E \cdot I)_p} \cdot A_y \left(\frac{z}{D} \right) + \frac{M \cdot \lambda^2}{(E \cdot I)_p} \cdot B_y \left(\frac{z}{D} \right) \quad [\text{m}] \quad (3.19)$$

$$\theta(z) = \frac{P \cdot \lambda^2}{(E \cdot I)_p} \cdot A_\theta \left(\frac{z}{D} \right) + \frac{M \cdot \lambda^1}{(E \cdot I)_p} \cdot B_\theta \left(\frac{z}{D} \right) \quad [\text{rad}] \quad (3.20)$$

$$M(z) = P \cdot \lambda \cdot A_m \left(\frac{z}{D} \right) + M \cdot B_m \left(\frac{z}{D} \right) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (3.21)$$

$$\mathfrak{I}(z) = P \cdot A_l \left(\frac{z}{D} \right) + \frac{M}{\lambda} \cdot B_l \left(\frac{z}{D} \right) \quad [\text{kPa}] \quad (3.22)$$

unde: $y(z)$, $\theta(z)$, $M(z)$, $\mathfrak{Z}(z)$ sunt deplasarea, rotirea, momentul încovoietor și forța tăietoare în secțiunea coloanei de la adâncimea z ;

- $A_y\left(\frac{z}{D}\right)$, $B_y\left(\frac{z}{D}\right)$, $A_\theta\left(\frac{z}{D}\right)$, $B_\theta\left(\frac{z}{D}\right)$, $A_m\left(\frac{z}{D}\right)$, $B_m\left(\frac{z}{D}\right)$, $A_t\left(\frac{z}{D}\right)$ și $B_t\left(\frac{z}{D}\right)$ - coeficienți de influență, funcție de fișa redusă $\bar{z}_{\max} = \left(\frac{D}{\lambda}\right)$ și funcție de adâncimea relativă $\left(\frac{z}{D}\right)$;
- λ - mărime ce caracterizează rigiditatea coloanei în pământ și se determină cu relația:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{(E \cdot I)_p}{m_h}} \quad (3.23)$$

În ipoteza terenului nelinear calculul deformațiilor și eforturilor se poate face prin metode iterative, astfel:

a) se determină curba efort - deformație (p - y , figura 3.4 a) la diferite adâncimi, acordând prioritate zonei superioare a stratificației, pe o adâncime de aproximativ $5 \cdot d$, în care d este diametrul coloanei sau latura secțiunii transversale perpendiculară pe direcția planului de acțiune a încărcării transversale (modul de trasare a curbelor se va prezenta în paragrafului 0);

- b) se estimează o primă valoare pentru modulul m_h ;
- c) cu valoarea estimată se calculează translațiile $y(z)$ cu relațiile (3.19);
- d) pe baza datelor din curbele p - y și cu valorile translațiilor $y(z)$ se determină coeficienții reacțiunii laterale, secanți $E_s(z)=f(m_h, z)$;
- e) se reprezintă valorile E_s funcție de adâncimea z și se trasează dreapta medie, care trece prin origine, printre aceste puncte (figura 3.4 b); panta acestei drepte reprezintă noua valoare a coeficientului m_h' ;
- f) se compară: $|m_h' - m_h| \leq \text{toleranța}$:
 - dacă relația este adevărată, calculul se oprește, ultimele rezultate sunt admise ca valabile;

- dacă relația este neadevărată, se reia calculul de la punctul „c” cu o altă valoare pentru m_h ;
- toleranța se acceptă în limitele $0,02 \cdot m_h \dots 0,05 \cdot m_h$.

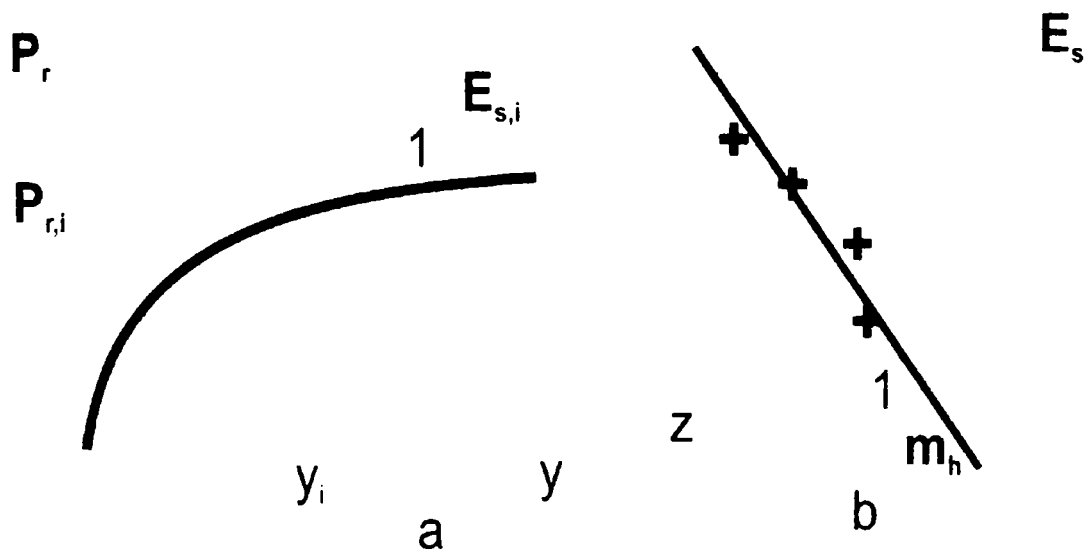


Fig. 3.4 Determinarea coeficienților presiunii reactive laterale
a - curba efort - deplasare; b - curba de variație $m_h(z)$.

3.2.3. Calculul unui grup spațial de coloane cu radier rigid

Cunoscându-se acțiunea exterioară pe radier (figura 3.5), se poate scrie relația:

$$\{F\}^T = (F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z) \quad (3.24)$$

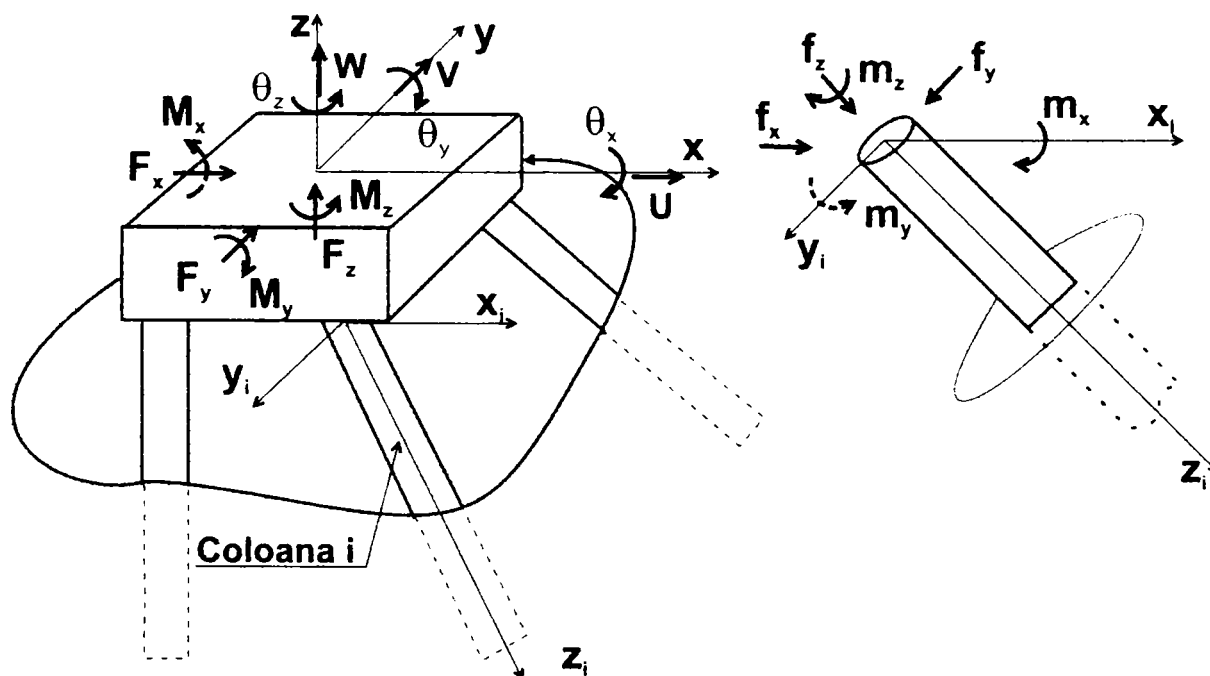


Fig. 3.5 Schema de calcul a unui grup spațial de coloane

Calculul trebuie să conducă la rezolvarea următoarelor elemente:

- determinarea deplasărilor $\{D_T\}^T = (u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z)$ în secțiunea de încastrare a fiecărei coloane în radier;
- determinarea eforturilor $\{f\}^T = (f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z)$ în secțiunea de încastrare a fiecărei coloane în radier;
- determinarea diagramelor de eforturi secționale în lungul fiecărei coloane;
- verificarea de rezistență a secțiunii coloanelor;
- verificarea la capacitatea portantă în raport cu terenul;
- verificarea, dacă este cazul, la starea limită de deformații.

Calcululele se efectuează în următoarea succesiune:

- se determină matricea de rigiditate $[K_i]$ a fiecărei coloane i , în raport cu sistemul local de axe $O_i x_i y_i z_i$, conform paragrafului 3.2.3.1;
- se determină matricea de rigiditate a grupului de coloane $[K]$ în raport cu sistemul general de axe, $Oxyz$, prin asamblarea rigidităților locale și transformarea sistemelor de coordonate;
- se rezolvă sistemul de ecuații:

$$[K] \cdot \{D\} = \{F\} \quad (3.25)$$

și se determină vectorul deplasărilor radierului, $\{D\}$;

- se determină vectorul deplasărilor $\{d_i\}$ la capul fiecărei coloane, în raport cu sistemul propriu de axe:

$$\{d_i\} = [r_i] \cdot [l_i] \cdot \{D\} \quad (3.26)$$

unde: $[r_i]$ și $[l_i]$ sunt matricele de transformare a axelor prin rotație și respectiv prin translație;

- se determină solicitările pe capul fiecărei coloane:

$$\{f_i\} = [K] \cdot \{d_i\} \quad (3.27)$$

- se efectuează calculul eforturilor în lungul axei coloanei, conform prevederilor de la paragraful 3.2.2;

- se fac verificări de rezistență ale secțiunii coloanei conform reglementărilor tehnice specifice;
- se fac verificări la capacitatea portantă în raport cu terenul;
- se fac verificări la starea limită de deformații, dacă se impun.

3.2.3.1. Determinarea flexibilității coloanei izolate

Se consideră o coloană izolată, definită în sistemul local de axe, conform figurii 3.6.

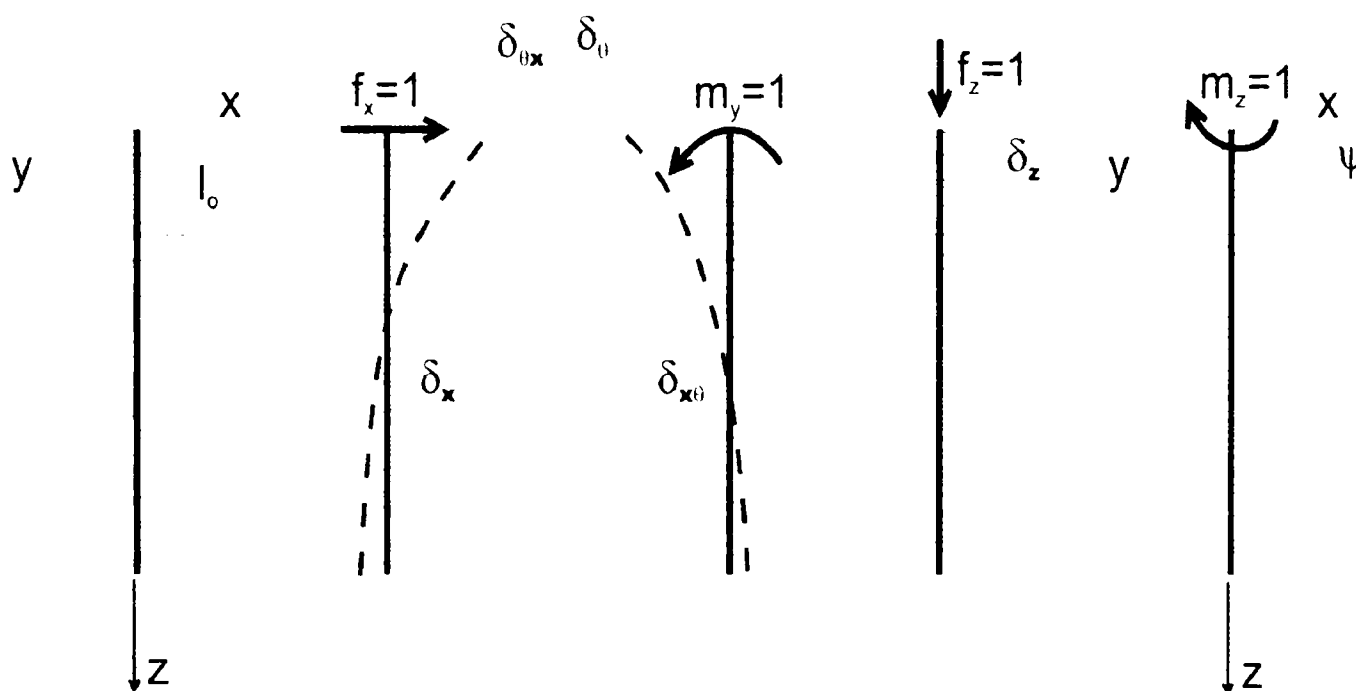


Fig. 3.6 Scheme de calcul al flexibilității coloanei

Se aplică, în mod succesiv, câte o solicitare unitară $f_x=1$, $f_y=1$, $f_z=1$, $m_x=1$, $m_y=1$ și $m_z=1$ în capul coloanei, și se determină conform prevederilor paragrafului 3.2.2 deplasările δ_{xx} , δ_{yy} , $\delta_{x\theta}=\delta_{\theta x}$, $\delta_{y\theta}=\delta_{\theta y}$, $\delta_{\theta\theta x}$ și $\delta_{\theta\theta y}$, mărimi ce au semnificația de coeficienți de flexibilitate.

În cazul coloanelor cu simetrie axială a secțiunii transversale apar următoarele egalități între deplasări:

$$\begin{cases} \delta_{xx} = \delta_{yy} = \delta_x; \\ \delta_{\theta\theta x} = \delta_{\theta\theta y} = \delta_\theta; \\ \delta_{x\theta} = \delta_{y\theta} = \delta_{\theta x} = \delta_{\theta y}; \end{cases} \quad (3.28)$$

La coloanele cu fișa liberă l_0 , expresiile coeficienților de flexibilitate se determină adăugând la deplasările calculate la nivelul terenului, deplasările pe consola de lungime l_0 , astfel:

$$\delta_x = \frac{\lambda^3}{(E \cdot I)_p} \cdot A_y(0) + \left[\frac{\lambda^2}{(E \cdot I)_p} \cdot A_\theta(0) + \frac{l_0 \cdot \lambda^1}{(E \cdot I)_p} \cdot B_\theta(0) \right] \cdot l_0 + \frac{l_0 \cdot \lambda^2}{(E \cdot I)_p} \cdot B_y(0) \frac{l_0^2}{3 \cdot (E \cdot I)_p} \quad (3.29)$$

$$\delta_{x\theta} = \frac{\lambda^2}{(E \cdot I)_p} \cdot B_y(0) + \left[\frac{\lambda^1}{(E \cdot I)_p} \cdot B_\theta(0) \right] \cdot l_0 + \frac{l_0^2}{2 \cdot (E \cdot I)_p} = \delta_{\theta x} \quad (3.30)$$

$$\delta_\theta = \frac{\lambda^1}{(E \cdot I)_p} \cdot B_\theta(0) + \frac{l_0}{(E \cdot I)_p} \quad (3.31)$$

Pentru gradele de libertate necuplate de translația axială, deplasarea verticală δ_z se determină astfel:

- din încărcări de probă:

$$\delta_z = \frac{s_0}{N_0}; \quad (3.32)$$

unde: s_0 este deplasarea capului coloanei;

- N_0 - încărcarea axială aferentă; se recomandă să se considere încărcarea N_0 ce revine coloanelor din grup sub acțiuni permanente;

- pe baza unor modele teoretice adecvate.

În cazul coloanelor cu fișa liberă pe lungimea l_0 , trebuie să se țină seama și de efectele acesteia, iar la un grup de coloane, la care eforturile axiale pot varia foarte mult se recomandă folosirea flexibilității diferențiate pentru coloanele comprimate și pentru cele supuse la tracțiune.

Pentru aceleași condiții de necuplare a gradelor de libertate de translație axială, răsucirea δ_ψ se determină pe baza unor modele teoretice adecvate.

3.2.3.2. Determinarea matricei de rigiditate

Cunoscând deplasările din eforturi egale cu unitatea, aplicate la partea superioară, în capul coloanelor, se pot calcula rigiditățile corespunzătoare fiecărui efort și se poate alcătui apoi matricea de rigiditate $[K_i]$ a fiecărei coloane.

Matricea de rigiditate $[K_i]$ a coloanei izolate are forma:

Deplasare Efort	U	v	w	θ_x	θ_y	θ_z
F_x	K_x	0	0	0	K_θ	0
F_y	0	K_y	0	$K_{y\theta}$	0	0
F_z	0	0	K_z	0	0	0
M_x	0	$K_{\theta y}$	0	$K_{\theta(x)}$	0	0
M_y	$K_{\theta x}$	0	0	0	$K_{\theta(y)}$	0
M_z	0	0	0	0	0	K_ψ

unde:

$$K_{x(y)} = \frac{\delta_\theta}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x(y)}^2}; \quad (3.33)$$

$$K_{\theta x(y)} = \frac{\delta_{\theta x(y)}}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x(y)}^2} \quad (3.34)$$

$$K_\theta = \frac{\delta_x}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x(y)}^2} \quad (3.35)$$

$$K_z = \frac{1}{\delta_z} \quad (3.36)$$

$$K_\psi = \frac{1}{\delta_\psi} \quad (3.37)$$

La notațiile de mai sus indicii din paranteze arată că relația se aplică și pe direcția (y). În cazul coloanelor a căror secțiune transversală are simetrie axială, mărimile după cele două direcții din plan sunt egale.

Pentru exemplificare, este prezentată în figura 3.7 o fundație plană, simetrică, pe coloane verticale și înclinate, acționată la nivelul radierului de forțe orizontală, verticală și moment încovoietor.

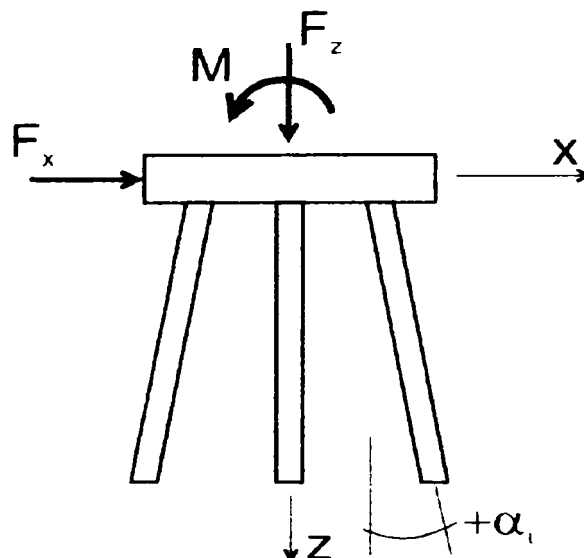


Fig. 3.7 Schema de încărcare a unui grup plan coloane

Pentru grupul plan de coloane din figura 3.7 se poate scrie sistemul de ecuații:

$$\begin{cases} K_{xx} \cdot u + K_{xz} \cdot w + K_{x\theta} \cdot \theta_y = F_x \\ K_{zx} \cdot u + K_{zz} \cdot w + K_{z\theta} \cdot \theta_y = F_z \\ K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta z} \cdot w + K_{\theta\theta} \cdot \theta_y = M_y \end{cases} \quad (3.38)$$

unde:

$$K_{xx} = \sum_1^{np} (K_{xx} \cdot \cos^2 \alpha + K_z \cdot \sin^2 \alpha) \quad (3.39)$$

$$K_{xz} = \sum_1^{np} (K_x - K_z) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha = K_{zx} \quad (3.40)$$

$$K_{x\theta} = \sum_1^{np} x_i \cdot (K_x - K_z) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sum_1^{np} K_{x\theta} \cdot \cos \alpha = K_{\theta x} \quad (3.41)$$

$$K_{zz} = \sum_1^{np} (K_z \cdot \cos^2 \alpha + K_x \cdot \sin^2 \alpha) \quad (3.42)$$

$$K_{z\theta} = -\sum_1^{np} x_i \cdot (K_z \cdot \cos^2 \alpha + K_x \cdot \sin^2 \alpha) - \sum_1^{np} K_{x\theta} \cdot \sin \alpha = K_{\theta z} \quad (3.43)$$

$$K_{\theta\theta} = -\sum_1^{np} x_i^2 \cdot (K_z \cdot \cos^2 \alpha + K_x \cdot \sin^2 \alpha) + \sum_1^{np} K_{\theta} \quad (3.44)$$

3.2.4. Parametrii geotehnici necesari calculului coloanelor în conlucrare cu terenul

Valorilor parametrilor geotehnici utilizați în calculul coloanelor se recomandă să fie determinate experimental.

În lipsa unor date experimentale complete pot fi utilizate valorile precizate anterior, cu condiția verificării coloanelor prin încercări de probă.

3.2.4.1. Coeficientul reacțiunii laterale

Coeficientul reacțiunii laterale E_s , variabil linear cu adâncimea se determină cu relația:

$$E_s = m_h \cdot z = K \cdot b_c \cdot z \quad [\text{kPa}] \quad (3.45)$$

unde: K este coeficient de proporționalitate, $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}]$, conform tabelului 3.10;

- b_c - lățimea de calcul a coloanei, $[\text{m}]$, care se dă astfel:
 - $b_c = d + 1$ la coloane cu diametrul $d \geq 0,8$ m și pentru barete;
 - $b_c = 1,5 \cdot d + 0,5$ pentru celelalte cazuri;
 - d - diametrul sau latura secțiunii transversale, perpendiculară pe direcția planului de acțiune a încărcării transversale, $[\text{m}]$.

Valorile coeficientului de proporționalitate K

Tabelul 3.10

Tipul pământului	Coeficientul K [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}$]
Argile și argile prăfoase având $I_c \leq 0,25$	500 ... 2 000
Argile și argile prăfoase având $0,25 < I_c \leq 0,5$; Prăfuri nisipoase având $I_c \leq 1,0$ și Nisipuri prăfoase având $0,6 \leq I_c < 0,8$	2 000 ... 4 000
Argile și argile prăfoase având $0,5 < I_c \leq 1,0$; Prăfuri nisipoase având $I_c > 1,0$ și Nisipuri fine și nisipuri mijlocii	4 000 ... 6 000
Argile și argile prăfoase având $I_c > 1,0$; Nisipuri mari	6 000 ... 10 000
Nisipuri cu pietriș, pietrișuri și bolovănișuri cu umplutură de nisip	10 000 ... 20 000

Valoarea coeficientului K extrasă din tabelul 3.10 se ia pentru straturile de pământ aflate până la o adâncime l_k , [m], care se calculează cu relația:

$$l_k = 3,5 \cdot d_1 + 1,5 \leq D \quad [\text{m}] \quad (3.46)$$

unde: d_1 este diametrul sau latura secțiunii transversale, paralelă cu planul de acțiune a încărcărilor transversale, [m];

- D - fișa coloanei, [m].

Dacă în limitele grosimii l_k se întâlnesc mai multe straturi caracterizate prin coeficienți de proporționalitate K_i diferiți (cu peste 50%) față de media ponderată linear cu grosimile, iar grosimea fiecărui strat h_i este cel puțin egală cu lățimea de calcul a coloanei b_c , se evaluează un coeficient echivalent, \bar{K} cu relația:

$$\bar{K} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot h_i \cdot \left(h_i + 2 \cdot \sum_{j=i+1}^n h_j \right)}{l_k^2} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}] \quad (3.47)$$

3.2.4.2. Construirea curbelor $p - y$ în ipoteza terenului nelinear

Diagrama efort - deformare obținută experimental este prezentată în figura 3.8.

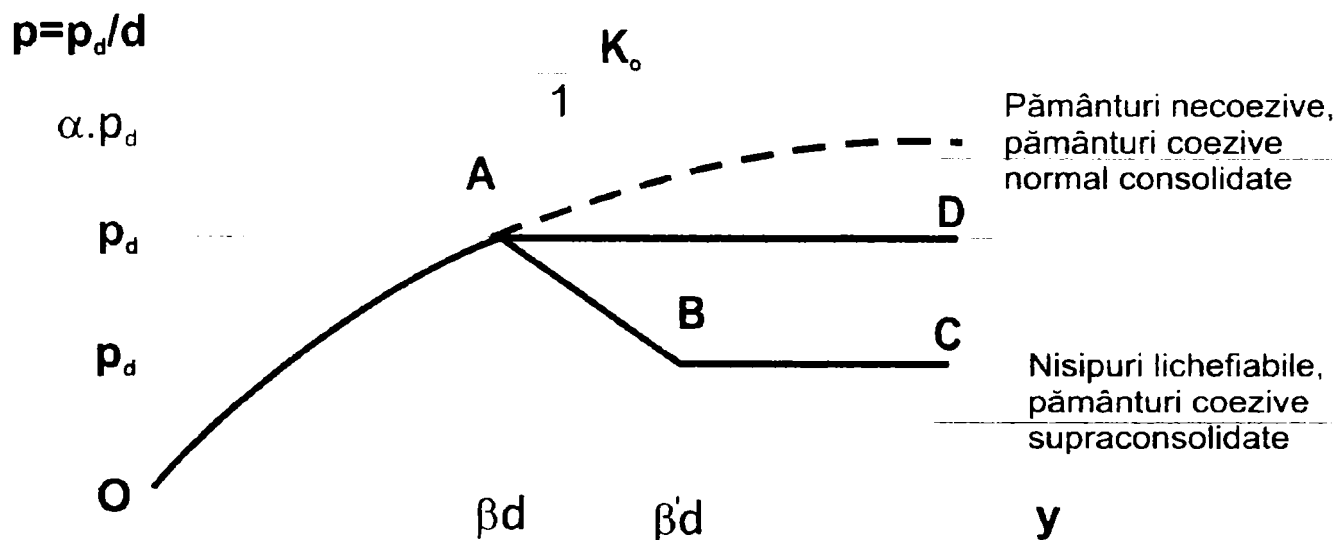


Fig. 3.8 Curbele $p - y$

Curba $p - y$ corespunzătoare unei cote (adâncimi) curente z , se compune, de regulă, din următoarele porțiuni:

- porțiunea OA, care este o hiperbolă;

- porțiunea AB, liniară, caracteristică pământurilor care pot suferi degradări structurale sub acțiunea diverselor tipuri de solicitări (solicitarea ciclică a nisipurilor afânate și saturate, spre exemplu);
- porțiunea liniară AD sau după caz BC.

Porțiunea OA, hiperbolă, este determinată de relația:

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{K_o} + \frac{y}{\alpha \cdot p_d} \quad (3.48)$$

Formula (3.48) este valabilă pentru $p \leq p_d$ și $y \leq \beta \cdot d$, unde notațiile utilizate au următoarele semnificații:

- p_d este presiunea ultimă de calculul [kPa] (a cărei determinare este prezentată în paragraful 3.2.5.1 pentru pământuri coezive, respectiv în paragraful 3.2.5.2 pentru pământuri necoezive);
- α - coeficientul de siguranță, determinat cu relația:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{p_d}{K_i \cdot z \cdot \beta \cdot d}} \quad (3.49)$$

- unde β este un coeficient ce depinde de tipul pământului și al încărcării: $\beta = 0,04$ pentru pământuri necoezive iar pentru pământuri coezive are valorile din tabelul 3.11;
- K_o - panta inițială care este:

$$K_o = K \cdot \frac{b_c}{d} \cdot z; \quad (\text{la pământuri necoezive}) \quad (3.50)$$

$$K_o = \xi \cdot \frac{p_d}{d \cdot (\varepsilon_c)^{0,25}}; \quad (\text{la pământuri coezive}) \quad (3.51)$$

- ξ - coeficient conform tabelului 3.11;
- ε_c - deformația axială determinată prin încercarea la compresiune triaxială, corespunzătoare la 50% din deviatorul de rupere; în lipsa datelor experimentale se pot adopta valorile precizate la observațiile de la tabelul 3.11.

În mod aproximativ, pentru argile se poate aprecia deplasarea necesară mobilizării rezistenței reziduale cu relația:

$$y = \beta' \cdot d \quad [\text{m}] \quad (3.52)$$

unde: β' se ia conform tabelului 3.11.

Valorile parametrilor ξ, β, β' Tabel 3.11

Parametrul	Tipul încărcării	Tipul pământului coeziv	
		normal consolidat	supraconsolidat
		valori parametrilor	
ξ	statică	10	30
β		$20 \cdot \varepsilon_c$	$5 \cdot \varepsilon_c$
β'		$80 \cdot \varepsilon_c$	$8 \cdot \varepsilon_c$
ξ	ciclică	10	30
β		$7,5 \cdot \varepsilon_c$	$2,5 \cdot \varepsilon_c$
β'		$20 \cdot \varepsilon_c$	$5 \cdot \varepsilon_c$

În lipsa datelor experimentale, pentru analize preliminare se pot adopta următoarele valori pentru deformația axială ε_c :

- argile având $I_c < 0,5$: $\varepsilon_c = 0,02$
- argile având $0,5 \leq I_c < 1,0$: $\varepsilon_c = 0,01$
- argile având $I_c > 1,0$: $\varepsilon_c = 0,005$

3.2.5. Calculul presiunii ultime

Modul și relațiile de calcul a presiunii ultime de calcul p_d se diferențiază în funcție de natura terenului și de tipul încărcării.

3.2.5.1. Cazul pământurilor necoezive

Pentru acțiuni statice relația de calcul este:

$$p_{ds} = 4 \cdot \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \cdot p'_o \quad [\text{kPa}] \quad (3.53)$$

unde: Φ' este unghiul de frecare interioară efectivă, în grade;

- p'_o – presiunea verticală efectivă la cota z , în [kPa].

Pentru acțiuni ciclice se aplică relațiile:

$$p_{dc} = 3 \cdot \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \cdot p'_o \quad [\text{kPa}] \quad (3.54)$$

pentru adâncimi $z \leq 2 \cdot d$, și

$$p_{dc} = 3 \cdot \frac{z}{2 \cdot d} \cdot \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \cdot p'_o \quad [\text{kPa}] \quad (3.55)$$

pentru adâncimi $z > 2 \cdot d$.

3.2.5.2. Cazul pământurilor coezive

Presiunea ultimă pentru pământuri coezive supuse la acțiuni statice se calculează cu relația:

$$p_d = N_p \cdot c_u \quad [\text{kPa}] \quad (3.56)$$

unde: c_u este coeziunea aparentă de calculul, în stare nedrenată;

- N_p - coeficient care variază linear cu adâncimea z și se determină astfel:

$$N_p = 1 + 7 \cdot \frac{z}{z_{cr}} \quad (3.57)$$

În cazul acțiunilor ciclice, se aplică tot relația (3.56) pentru calculul presiunii ultime, însă coeficientul N_p se determină cu relația (3.58):

$$N_p = 8 \cdot \frac{z}{z_{cr}} \quad (3.58)$$

În relațiile (3.57) și (3.58), z_{cr} este funcție de diametrul d al coloanei, având valorile:

- $z_{cr} = 10 \cdot d$ la pământuri normal consolidate sau ușor supraconsolidate;
- $z_{cr} = 5 \cdot d$ la pământuri supraconsolidate.

3.3. Calculul tasării probabile a unei fundații pe coloane cu metoda bazată pe schema fundației convenționale

În cazul fundației pe coloane verticale (figura 3.9 a), pentru calculul tasării probabile se consideră fundația convențională care are talpa orizontală la nivelul mediu al bazelor coloanelor și dimensiunile în plan egale cu:

$$L' = L + 2 \cdot r_o \quad B' = B + 2 \cdot r_o \quad [m] \quad (3.59)$$

unde: L' , B' este lungimea, respectiv lățimea fundației convenționale, în [m];

- L , B – lungimea, respectiv lățimea conturului exterior al grupului de coloane, măsurate în planul radierului, în [m];
- r_o – raza de influență a coloanei, în [m].

În cazul fundației cu coloane înclinate (figura 3.9 b) fundația convențională considerată în calcul are dimensiunile în plan L' și B' egale cu lungimea, respectiv lățimea conturului exterior al grupului de coloane, măsurate în planul bazelor coloanelor.

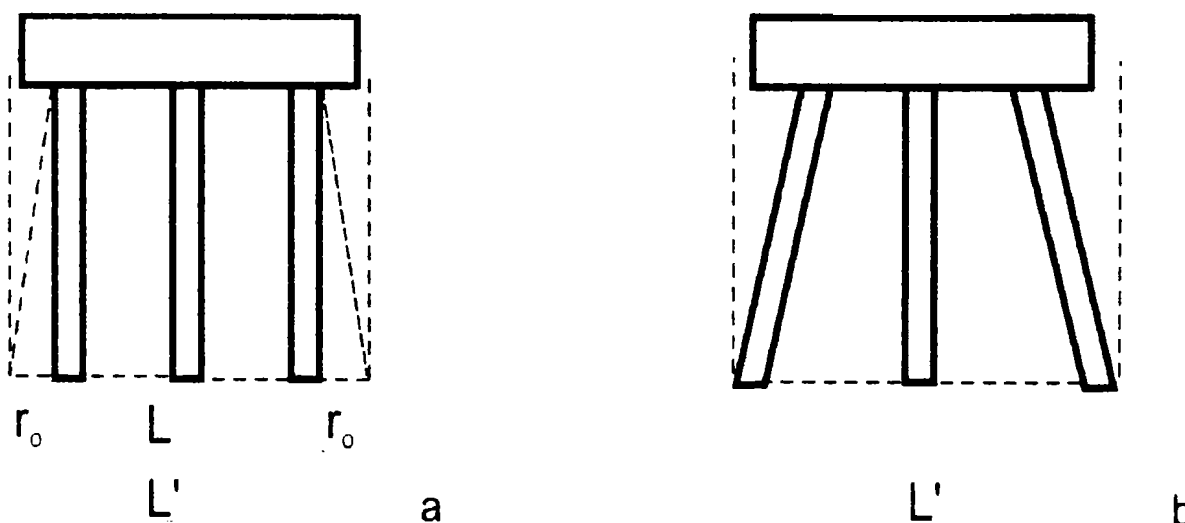


Fig. 3.9 Scheme pentru calculul tasării probabile
a - fundații pe coloane verticale; b - fundații pe coloane înclinate

Presiunea medie netă p_{net} pe talpa fundației convenționale se consideră egală cu:

$$p_{net} = \frac{N}{L' \cdot B'} \quad [kPa] \quad (3.60)$$

unde: N este efortul total vertical provenit din încărcările de calcul din gruparea fundamentală, ce acționează în planul tăpii radierului, în [kN].

Pentru calculul tasării probabile a fundației convenționale, pământul de sub nivelul bazei coloanelor - unde se consideră baza fundației convenționale - se împarte în straturi elementare, până la o adâncime corespunzătoare limitei inferioare a zonei active. Fiecare strat elementar se constituie din pământ omogen; grosimea stratului trebuie să fie mai mică decât $0,4 \cdot B'$.

La limitele de separație ale straturilor elementare se calculează eforturile unitare verticale datorate presiunii nete transmise pe talpa fundației convenționale, cu relația:

$$\sigma_{zi} = \alpha_o \cdot p_n \quad [\text{kPa}] \quad (3.61)$$

unde: α_o este coeficient de distribuție al eforturilor verticale dat în tabelul 3.12, în funcție de rapoartele L'/B' și z/B' ;

- z - adâncimea planului de separație al stratului elementar față de nivelul tălpii fundației convenționale, în [m].

Valorile coeficientului de distribuție α_o Tabel 3.12

z/B'	L'/B'			
	1	2	3	≥ 10
valorile coeficientului α_o				
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,96	0,96	0,98	0,98
0,4	0,80	0,87	0,88	0,88
0,6	0,61	0,73	0,75	0,75
0,8	0,45	0,53	0,63	0,64
1,0	0,34	0,48	0,53	0,55
1,2	0,26	0,39	0,44	0,48
1,4	0,20	0,32	0,38	0,42
1,6	0,16	0,27	0,32	0,37
2,0	0,11	0,19	0,24	0,31
3,0	0,05	0,10	0,13	0,21
4,0	0,03	0,06	0,08	0,16
5,0	0,02	0,04	0,04	0,13

Limita zonei active se consideră la nivelul stratului elementar la care este îndeplinită condiția:

$$\sigma_{zi} \leq 0,2 \cdot \sigma_{gz_i} \quad [\text{kPa}] \quad (3.62)$$

unde: σ_{gzi} este efortul unitar din greutatea straturilor situate deasupra nivelului respectiv (sarcina geologică) calculată cu relația:

$$\sigma_{gzi} = \sum \gamma \cdot h \quad [\text{kPa}] \quad (3.63)$$

- γ - greutatea volumică a fiecărui strat geologic situat deasupra nivelului respectiv, în $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$
- h - grosimea fiecărui strat, în $[\text{m}]$.

În situația în care limita inferioară, astfel stabilită, rezultă în cuprinsul unui strat având modulul de deformație lineară mult mai mic decât al straturilor superioare, sau având $E < 5\,000$ kPa, adâncimea zonei active se majorează prin includerea acestui strat sau până la îndeplinirea condiției:

$$\sigma_{zi} < 0,1 \cdot \sigma_{gzi} \quad [\text{kPa}] \quad (3.64)$$

În situația în care, în cuprinsul zonei active apare un strat practic incompresibil ($E > 100\,000$ kPa) și există siguranța că în cuprinsul acesteia, până la adâncimea corespunzătoare atingerii condiției (3.62), nu apar orizonturi mai compresibile, adâncimea zonei active se limitează la suprafața acestui strat.

Tasarea probabilă a fundației convenționale se calculează cu relația:

$$S = 100 \cdot \beta \cdot \sum_1^n \frac{\sigma_{zi} \cdot h_i}{E_i} \quad [\text{cm}] \quad (3.65)$$

unde: β este coeficientul care corectează schema simplificată de calcul și se ia egal cu 0,8;

- σ_{zi} – efortul vertical mediu corespunzător stratului elementar i , calculat cu relația:

$$\sigma_{zi} = \frac{\sigma_{zi}^{\text{sup}} + \sigma_{zi}^{\text{inf}}}{2} \quad [\text{kPa}] \quad (3.66)$$

- σ_{zi}^{sup} și σ_{zi}^{inf} - și efortul unitar la limita superioară, respectiv la limita inferioară a stratului elementar i , calculat cu relația (3.61), în $[\text{kPa}]$;
- h_i - grosimea stratului elementar i , în $[\text{m}]$;
- E_i - modulul de deformație lineară al stratului elementar i , în $[\text{kPa}]$.

Cap. 4. METODE DE CALCUL AL FUNDAȚIILOR PE COLOANE UTILIZATE ÎN STRĂINĂTATE

Proiectarea și execuția fundațiilor pe coloane a cunoscut în străinătate, în secolul trecut, o dezvoltare deosebită, în special în a doua lui jumătate.

Inițial, în calcule nu s-a ținut cont de conlucrarea între coloane și terenul de fundare, coloanele fiind considerate articulate în radier și la baza acestora. Aceste metode se utilizează la ora actuală cu multe rezerve, și doar în faza de predimensionare.

Ulterior, în urma cercetărilor realizate în domeniul geotehnici, în urma încercărilor de la fața locului și odată cu dezvoltarea tehnicii s-au impus metodele care țin cont de conlucrarea dintre coloane și terenul de fundare. Pentru aceste metode, notațiile originale au fost adaptate conform standardelor românești (cu unele excepții în care notațiile au un caracter sugestiv), atât pentru omogenitatea prezentării cât și pentru a se putea urmări mai ușor asemănările și deosebirile existente între diversele metode de calcul.

În paragrafele care urmează, sunt prezentate mai multe metode de calcul utilizate în străinătate, cu sau fără considerarea conlucrării între coloane și terenul de fundare.

4.1. Principii de calcul al eforturilor în coloane prin metoda centrului elastic

Calculul eforturilor în coloane prin metoda centrului elastic se efectuează fără a ține seama de conlucrarea dintre coloane și teren, considerând coloanele articulate în radier și la bază, în teren.

Pentru explicitarea relațiilor de calcul se își ... metoda ... consideră fundație pe coloane (figura 4.1), cu rezultanta forțelor exterioare (Q), respectiv componentele acesteia (N, H, M) care acționează în centrul feței inferioare a radierului.

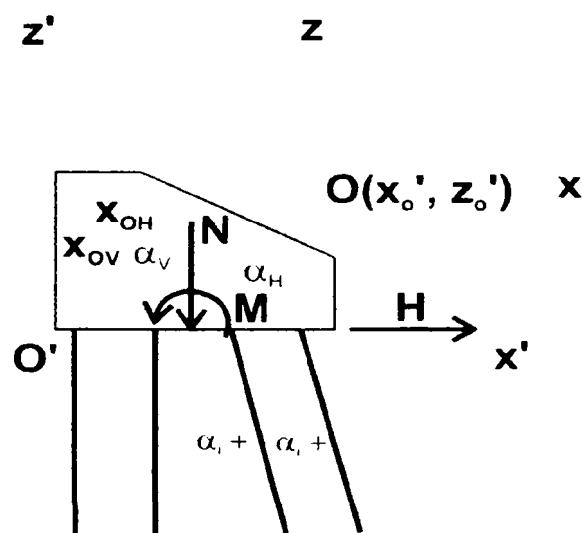


Fig. 4.1 Schemă de calcul

Centrul elastic are coordonatele:

$$x'_o = \frac{\operatorname{tg}\alpha_h \cdot f_1 \cdot (x'_i, \alpha_i) - \operatorname{tg}\alpha_v \cdot f_2 \cdot (x'_i, \alpha_i)}{\operatorname{tg}\alpha_h - \operatorname{tg}\alpha_v} \quad (4.1)$$

$$z'_o = \frac{f_1 \cdot (x'_i, \alpha_i) - f_2 \cdot (x'_i, \alpha_i)}{\operatorname{tg}\alpha_h - \operatorname{tg}\alpha_v} \quad (4.2)$$

unde:

$$\bullet \quad f_1(x'_i, \alpha_i) = \frac{\sum x'_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i} \quad (4.3)$$

$$\bullet \quad f_2(x'_i, \alpha_i) = \frac{\sum x'_i \cdot \cos^2 \alpha_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i} \quad (4.4)$$

$$\bullet \quad \operatorname{tg}\alpha_v = \frac{\sum \cos^2 \alpha_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i} \quad (4.5)$$

$$\bullet \quad \operatorname{tg}\alpha_h = \frac{\sum \cos^2 \alpha_i \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i} \quad (4.6)$$

- α_i este înclinarea coloanei i față de verticală, cu semnele stabilite în figura 4.1.
- x'_i - abscisa capătului coloanei i în sistemul $x'O'z'$;
- α_v și α_h - înclinările rezultantei forțelor ce apar în coloane datorită unei deplasări unitare a radierului.

Eforturile în fiecare coloană se determină cu relația (4.7):

$$P_i = \cos \alpha_i \cdot \left[\frac{N_o}{\sum \cos^2 \alpha_i} \cdot \frac{\operatorname{tg}\alpha_h - \operatorname{tg}\alpha_i}{\operatorname{tg}\alpha_h - \operatorname{tg}\alpha_v} + \frac{H_o}{\sum \cos^2 \alpha_i \cdot \operatorname{tg}\alpha_i} \cdot \frac{\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg}\alpha_v}{\operatorname{tg}\alpha_h - \operatorname{tg}\alpha_v} + \frac{M_o \cdot x'_i}{\sum x'_i^2 \cos^2 \alpha_i} \right] \quad (4.7)$$

unde: N_o , H_o și M_o sunt solicitări determinate prin reducerea forțelor exterioare față de centrul elastic:

$$N_o = N; \quad (4.8)$$

$$H_o = H; \quad (4.9)$$

$$M_o = M - N \cdot \left(\frac{b}{2} - x'_o \right) - H \cdot z'_o \quad (4.10)$$

x_i - abscisa capătului coloanei i față de centrul elastic, dată de relația:

$$x_i = x'_i - x'_o + z'_o \cdot \operatorname{tg} \alpha_i \quad (4.11)$$

Calculul se referă la un singur rând de coloane cu încărcările aferente lor.

Această metodă face parte din categoria metodelor tradiționale și nu se ține cont de interacțiunea coloanelor cu terenul din jurul coloanei.

4.2. Calculul fundațiilor pe coloane cu metoda utilizată în Rusia

Metoda de calcul descrisă în acest paragraf, utilizată cu mici adaptări de notații și în țara noastră, se bazează pe teoria grinzilor elastice pe mediu elastic, aplicabilă pentru coloane verticale și înclinate, cu radiere joase sau înalte, pentru încărcări verticale și orizontale, inclusiv momente încovoietoare.

Ipotezele principale care stau la baza acestei metode se prezintă sintetic în cele ce urmează:

A) Fundațiile pe coloane se calculează la următoarele stări limită:

- la starea limită de rezistență a construcției și a terenului de fundare;
- la starea limită de deformații a construcției și a terenului de fundare cu determinarea tasării verticale a acestuia și deplasarea orizontală a părții superioare a infrastructurii;
- la starea limită de fisurare a construcției;

B) Deplasările orizontale ale părții superioare a infrastructurii, presiunile asupra pământului, precum și eforturile necesare pentru verificarea la stările limită de rezistență și fisurare a fundației se determină considerând încastrarea coloanelor în pământ;

C) În calculul fundațiilor, suprafața terenului se consideră cu afuiere locală.

D) Calculul încastrării coloanelor în pământ se face în ipoteza că pământul reprezintă un mediu elastic - deformabil, având coeficientul de pat C care crește proporțional cu adâncimea:

$$\sigma_z = C \cdot y(z) = K \cdot z \cdot y(z) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (4.12)$$

unde: σ_z este efortul unitar din teren pe fața laterală a coloanei, în $[\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}]$;

- $y(z)$ - deplasarea la nivelul z , și se obține rezolvând ecuația diferențială a fibrei medii deformate a coloanei (4.13):

$$\frac{d^4 y(z)}{dz^4} + \alpha^5 z y(z) = 0 \quad (4.13)$$

- $\alpha = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E \cdot I}}$ - coeficientul de deformare al coloanei în pământ $[\text{m}^{-1}]$ (4.14)
- b_c - lățimea de calcul a coloanei $[\text{m}]$, în funcție de numărul de coloane și de modul lor de dispunere;
- E - modulul de elasticitate al betonului din coloană $[\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}]$;
- I - momentul de inerție al secțiunii coloanei $[\text{m}^4]$;
- $K, (K_f)$ – coeficienți de proporționalitate ce caracterizează modificarea coeficientului de pat al pământului aflat deasupra tălpii fundației (K) și a pământului din terenul de fundare (K_f) $[\text{kN}\cdot\text{m}^{-4}]$; acești coeficienți sunt dați în tabelul 4.1, corespunzător categoriei de pământ ce se află mai sus de talpa fundației și a terenului de fundare.

În limitele valorilor indicate în tabel, coeficienții de proporționalitate se iau cu atât mai mari, cu cât pământul este mai compact.

Valorile coeficienților K și K_f

Tabel 4.1

Nr. crt	Denumirea pământului	$K \dots K_f$ $[\text{kN}\cdot\text{m}^{-4}]$
1	Argile plastic-curgătoare, argile nisipoase și mături	500 ... 2 000
2	Nisipuri argiloase plastic moi, argile nisipoase și argile, nisipuri prăfoase, nisipuri afânate	2 000 ... 4 000
3	Nisipuri argiloase plastic tari, argile nisipoase și nisipuri de granulație mijlocie și fină	4 000 ... 6 000
4	Nisipuri argiloase tari, argile nisipoase și argile nisipuri grosiere	6 000 ... 10 000
5	Nisipuri cu pietriș, pietriș, bolovăniș	10 000 ... 20 000

Pentru nisipurile și nisipurile argiloase indicate în tabelul 4.1 la pozițiile 3...5, valorile K și K_f corespund unei capacități medii a acestora, iar pentru nisipuri și nisipuri argiloase îndesate, valorile din tabelul 4.1 ale coeficienților de proporționalitate se majorează cu 30%

Valoarea lui K se determină pe lungimea $l_k=2\cdot(d+1)$, cu relația (4.15) - dacă pe lungimea l_k există 2 straturi - respectiv cu relația (4.16) - dacă pe lungimea l_k există 3 straturi.

$$K = \frac{K_1 \cdot h_1 \cdot (2 \cdot l_k - h_1) + K_2 \cdot (l_k - h_1)^2}{l_k^2} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}] \quad (4.15)$$

$$K = \frac{K_1 \cdot h_1 \cdot [2 \cdot (h_3 + h_2) + h_1] + K_2 \cdot h_2 (2 \cdot h_3 + h_2) + K_3 \cdot h_3^2}{l_k^2} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}] \quad (4.16)$$

Forma generală de calcul a mărimii m este dată de relația (4.17):

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n K_{\min(i,j)} \cdot h_i \cdot h_j}{l_k^2} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}] \quad (4.17)$$

unde: $K_{i,j}$ sunt coeficienții de proporționalitate ai straturilor de pământ, conform tabelului 4.1, pe lungimea l_k ;

- $h_{i,j}$ - grosimile straturilor de pământ [m] pe lungimea l_k .

Formulele dau valoarea medie a coeficientului K . Straturile superioare au o influență mai mare asupra deplasărilor laterale a coloanei în pământ.

E) Deplasarea orizontală a' a părții superioare a infrastructurii, determinată prin calcul, nu trebuie să depășească valorile:

- pentru gruparea I-a fundamentală $a' \leq 0,4 \cdot \sqrt{L}$;

unde: a' reprezintă deplasarea infrastructurii la nivelul reazemelor [cm];

- L - deschiderea minimă adiacentă infrastructurii, în [m];
- pentru gruparea II-a fundamentală suplimentară $a' \leq 0,5 \cdot \sqrt{L}$.

F) La calculul fundațiilor pe coloane, având adâncimea echivalentă de introducere în pământ $\bar{h} = \alpha \cdot D \leq 2,5$, trebuie verificat ca valorile presiunilor orizontale $\sigma_{\frac{D}{3}}^D$ și σ_D , care acționează pe suprafața de contact laterală a coloanei,

corespunzătoare adâncimilor $z = \frac{D}{3}$ și $z = D$, să satisfacă condițiile:

$$\sigma_{\frac{D}{3}}^D \leq \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_o} \cdot \left(\gamma_{\frac{D}{3}} \cdot \text{tg} \varphi_c + C_a \right) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (4.18)$$

$$\sigma_D \leq \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_o} \cdot \left(\gamma_D \cdot \text{tg} \varphi_o + C_a \right) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (4.19)$$

Dacă $\bar{h} > 2,5$ și presiunea orizontală maximă σ_z , pe partea frontală a suprafeței laterale a coloanei acționează la adâncimea $z_1 \leq \frac{D}{3}$, σ_{z_1} trebuie satisfăcută condiția:

$$\sigma_{z_1} \leq \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_0} \cdot (\gamma_{z_1} \cdot \operatorname{tg} \varphi_0 + C_a) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (4.20)$$

iar în cazul în care presiunea σ_{z_1} acționează la adâncimea $z_1 > \frac{D}{3}$, trebuie verificat dacă este satisfăcută condiția cerută pentru $\bar{h} \leq 2,5$.

unde: φ_0 este valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară a pământului, care se ia mai mică decât cea normată cu 10% însă nu mai mică de 2° ;

- γ - greutatea volumică a pământului [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$] ținând seama de presiunea hidrostatică;
- C_a - valoarea de calcul a aderenței pământului [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$] care se ia mai mică de 2 ori față de cea normată;
- η_1 - coeficient care depinde de sistemul de rezemare al suprastructurii pe infrastructură și care se ia $\eta_1 = 1$ pentru toate cazurile, mai puțin în cazul de rezemare static nedeterminată, când $\eta_1 = 0,7$;
- η_2 - coeficient care ține seama de o parte din sarcina orizontală permanentă și de cea totală; coeficientul η_2 se ia egal cu:

$$\eta_2 = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_p}{M} \text{ pentru } \bar{h} \leq 2,5; \quad (4.21)$$

$$\eta_2 = 1 - 0,5 \cdot \frac{M_p}{M} \text{ pentru } \bar{h} \geq 4; \quad (4.22)$$

pentru cazurile intermediare $2,5 < \bar{h} < 4$, valorile η_2 se calculează prin interpolare lineară.

- M_p și M - momente în secțiunea de la talpa fundației [$\text{kN} \cdot \text{m}$] din sarcini permanente, respectiv din sarcini totale;
- D este adâncimea de introducere a coloanei în pământ [m], după ce s-a produs afuierea;

- $\bar{h} = D \cdot \alpha$ - adâncimea echivalentă (adimensională) de introducere a coloanei în pământ.

Se menționează că adâncimea echivalentă (adimensională) \bar{h} , caracterizează corelația între rigiditățile coloanei și pământul ce o înconjoară (cu cât este mai mică valoarea \bar{h} , cu atât este mai mare rigiditatea relativă a coloanei).

G) Calculul fundațiilor depinde de dispoziția coloanelor și de sensul în care acționează sarcinile.

4.2.1. Calculul fundațiilor pe coloane, în cazul dispunerii axelor coloanelor într-un singur plan, perpendicular pe planul de acțiune al încărcărilor

În acest caz se consideră că eforturile se distribuie în mod egal la fiecare coloană, rezultând următoarele acțiuni individuale, exterioare, la nivelul inferior al radierului:

- forța axială, verticală N ;
- momentul încovoietor M ;
- forța transversală H .

Cu aceste valori se pot determina eforturile ce apar în fiecare coloană, la nivelul terenului, după producerea afuierii:

$$N^t = N; \quad (4.23)$$

$$M^t = M + H \cdot l_0; \quad (4.24)$$

$$H^t = H. \quad (4.25)$$

unde: l_0 este distanța pe verticală între fața inferioară a radierului și fața superioară a terenului, după ce s-a produs afuieria.

4.2.1.1. Calculul adâncimii echivalente \bar{h}

Relația de calcul pentru adâncimea echivalentă este:

$$\bar{h} = \alpha \cdot D \quad (4.26)$$

unde: α este coeficientul de deformare al coloanei în pământ [m^{-1}] și se calculează cu relația (4.14) $\left(\alpha = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E \cdot I}}\right)$;

$$\bullet \quad b_c = 0,9 \cdot k_n \cdot d \cdot \left(1 + \frac{1}{d}\right) = 0,9 \cdot (d+1) \cdot k_n \quad (\text{lățimea de calcul a coloanei}) \quad (4.27) \\ [m]$$

- 0,9 - ține seama de echivalența secțiunii: dreptunghiulară-circulară;
- $1 + \frac{1}{d}$ - coeficient de echivalare a condițiilor reale (spațiale) față de cele plane;
- k_n - coeficient funcție de numărul de șiruri și de modul de dispunere al coloanelor (pentru cazul dat $k_n = 1$);
- D - adâncimea activă a coloanei [m], după ce s-a produs afuierea.

4.2.1.2. Calculul deplasărilor din eforturi egale cu unitatea

Prin aplicarea simultană a eforturilor N, H și M în capul unei coloane introdusă în pământ, aceasta se deformează conform fig. 4.2 a. Deformații similare rezultă și în cazul aplicării în capul coloanei, nesimultan a unor eforturi egale cu unitatea ($H = f_x = 1$ - fig. 4.2 b, respectiv $M = m_y = 1$ - fig. 4.2 c).

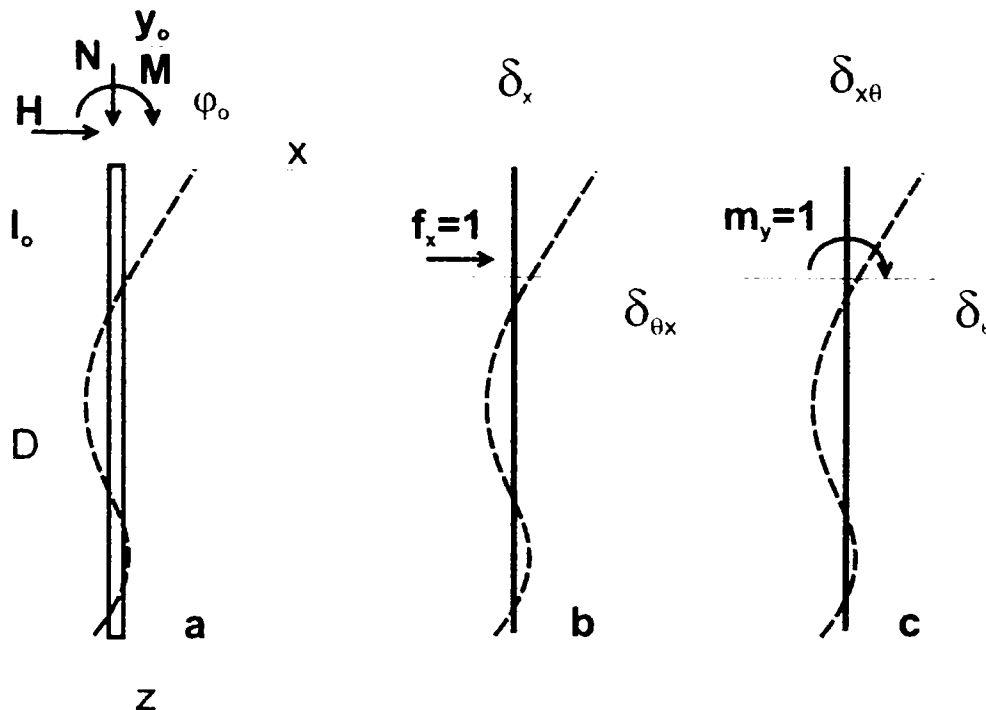


Fig. 4.2 Schemele de încărcare și de deformare ale coloanelor

a - fibra medie deformată din eforturile N, H, M; b - fibra medie deformată din efortul $f_x = 1$;
c - fibra medie deformată din efortul $m_y = 1$.

Etapele de calcul al deplasărilor δ la nivelul terenului (după ce s-a produs afuierea) din eforturi egale cu unitatea ($h = f_x$ și $m = m_y$) sunt:

- se determină deplasarea orizontală $\delta_{hh}^t = \delta_x^t$ și unghiul de rotire $\delta_{mh}^t = \delta_{\theta x}^t$ ale coloanei, din forța orizontală $f_x = 1$, la nivelul terenului;
- se determină deplasarea orizontală $\delta_{hm}^t = \delta_{x\theta}^t$ și unghiul de rotire $\delta_{mm}^t = \delta_{\theta\theta}^t$ ale coloanei, din momentul încovoietor $m_y = 1$, la nivelul terenului;

Pentru cazul coloanelor cu capătul inferior încastrat în stâncă, valorile δ_x^t ,

$\delta_{\theta x}^t = \delta_{x\theta}^t$ și $\delta_{\theta\theta}^t$ se calculează cu formulele:

$$\delta_x^t = \frac{1}{\alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot A_o; \quad (4.28)$$

$$\delta_{\theta x}^t = \delta_{x\theta}^t = \frac{1}{\alpha^2 \cdot E \cdot I} \cdot B_o; \quad (4.29)$$

$$\delta_{\theta\theta}^t = \frac{1}{\alpha \cdot E \cdot I} \cdot C_o. \quad (4.30)$$

iar pentru celelalte cazuri:

$$\delta_x^t = \frac{1}{\alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{A_{o1} + K_h \cdot B_{o1}}{C_{o1} + K_h \cdot D_{o1}}; \quad (4.31)$$

$$\delta_{\theta x}^t = \delta_{x\theta}^t = \frac{1}{\alpha^2 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{A_{o2} + K_h \cdot B_{o2}}{C_{o1} + K_h \cdot D_{o1}}; \quad (4.32)$$

$$\delta_{\theta\theta}^t = \frac{1}{\alpha \cdot E \cdot I} \cdot \frac{C_{o2} + K_h \cdot D_{o2}}{C_{o1} + K_h \cdot D_{o1}}. \quad (4.33)$$

unde: $A_o \dots C_o$ și $A_{o1} \dots D_{o2}$ sunt coeficienți în funcție de adâncimea echivalentă \bar{h} , de introducerea coloanei în pământ, și se dau tabelar [30,89] sau prin calcul (serii); dacă valoarea \bar{h} este cuprinsă între valorile din tabele, ea se rotunjește până la valoarea \bar{h} apropiată dată în tabele, iar dacă $\bar{h} \geq 5$ se adoptă valorile pentru $\bar{h} = 5$;

- K_h - coeficient ce ține seama de influența rezistenței pământului la rotirea tălpii coloanei, la deplasări unitare δ și se calculează cu formula:

$$K_h = \frac{C}{\alpha \cdot E} \cdot \frac{l_{baz}}{I} \quad (4.34)$$

- C - coeficientul de pat, pe direcție verticală, considerat astfel:

$$C = 3 \cdot 10^5 \dots 15 \cdot 10^6 \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-3}] \text{ în cazul rezemării pe stâncă;}$$

$$C = K_{\text{vert}} \cdot D \text{ în cazul rezemării pe teren nestâncos;}$$

- I - momentul de inerție al secțiunii la bază a coloanei [m⁴].

4.2.1.3. Calculul deplasărilor din încărcări reale

Se calculează deplasările y_o și φ_o ale secțiunii coloanei la nivelul terenului cu formulele:

$$y_o = M^t \cdot \delta_{xt}^t + H^t \delta_x^t ; \quad [\text{m}] \quad (4.35)$$

$$\varphi_o = M^t \cdot \delta_{\theta}^t + H^t \cdot \delta_{\theta x}^t . \quad [\text{rad}] \quad (4.36)$$

Deplasarea orizontală a părții superioare a infrastructurii se calculează cu relația:

$$a' = y_o + \varphi_o \cdot (l_o + h_{pi}) + \delta_{pi} ; \quad [\text{m}] \quad (4.37)$$

unde: h_{pi} este diferența între cotele superioare ale infrastructurii și ale terenului [m];

- δ_{pi} - deplasarea părții superioare a infrastructurii [m] datorită deformației elastice a corpului ei și a unei părți a fundației, dispusă mai sus de suprafața terenului.

4.2.1.4. Variația eforturilor în lungul coloanei

Eforturile în lungul coloanelor, la nivelul z de calcul (N_z - efort axial, M_z - moment încovoietor, H_z - efort transversal și σ_z - efort unitar pe suprafața de contact între coloană și teren), se determină cu relațiile (4.38) ... (4.41):

$$N_z = (N_i + G_z) - F_z = (N_i + G_z) \pm u \cdot \Sigma h_i \cdot f_i ; \quad [\text{kN}] \quad (4.38)$$

$$M_z = \alpha \cdot E \cdot I \cdot (\alpha \cdot y_o \cdot A_3 - \varphi_o \cdot B_3) + M^t \cdot C_3 + \frac{H^t}{\alpha} \cdot D_3 ; \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (4.39)$$

$$H_z = \alpha^2 \cdot E \cdot I \cdot (\alpha \cdot y_o \cdot A_4 - \varphi_o \cdot B_4) + \alpha \cdot M^t \cdot C_4 + H^t \cdot D_4 . \quad [\text{kN}] \quad (4.40)$$

$$\sigma_z = \frac{K_z}{\alpha} \cdot \bar{z} \cdot \left(y_o \cdot A_1 + \frac{\varphi_o}{\alpha} \cdot B_1 + \frac{M^t}{\alpha^2 \cdot E \cdot I} \cdot C_1 + \frac{H^t}{\alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot D_1 \right), \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (4.41)$$

unde: $A_1 \dots D_4$ coeficienți în funcție de adâncimea echivalentă \bar{h} , de introducerea coloanei în pământ, și se dau tabelar [30,89] sau prin calcul (serii); dacă valoarea \bar{h} este cuprinsă între valorile din tabele, ea se rotunjește până la valoarea \bar{h} apropiată dată în tabele, iar dacă $\bar{h} \geq 5$ se adoptă valorile pentru $\bar{h} = 5$;

- $\bar{z} = \alpha \cdot z$ - adâncimea echivalentă;
- u - perimetrul secțiunii coloanei [m];
- h_i - grosimea stratului i [m];
- $f_i = f_i^n \cdot m_{fr} \cdot \alpha_i$ - rezistența de calcul a forțelor de frecare a straturilor de pământ pe suprafața laterală a coloanei [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$];
- f_i^n - rezistența limită a forțelor de frecare [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$];
- $m_{fr} = 0,5$ - coeficient al condițiilor de lucru;
- α_i - coeficient de corecție a rezistenței forțelor de frecare [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$];
- $\alpha_i = 1$ - pentru cămașă recuperabilă;
- α_i – tabelar, pentru cămașă nerecuperabilă;
- G_z – greutatea coloanei, considerându-se și subpresiunea apei [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$];

Trebuie să se țină cont că frecarea laterală ($u \cdot \sum h_i \cdot f_i$) se opune întotdeauna tendinței de mișcare, având sens contrar forțelor active ($N_1 + G_z$) și în plus mărimea frecării laterale nu poate depăși valoarea forțelor active.

Se menționează că pentru $\bar{z} = \alpha \cdot z > 5$, valorile M_z , H_z și σ_z sunt nule, iar pentru $\bar{z} = \alpha \cdot D$, se obțin eforturile la baza coloanelor; în mod corect, valoarea M_z este diferită de zero, dar valorile H_z și σ_z sunt nule;

4.2.2. Calculul fundațiilor pe coloane verticale, în cazul dispunerii axelor coloanelor în câteva plane, perpendiculare pe planul de acțiune al eforturilor

Pentru calcul se stabilesc următoarele ipoteze:

– calculele se efectuează după procedeul de bază, considerându-se radierul infinit rigid față de coloane;

– sarcinile exterioare se aplică în mod concentrat în centrul de greutate al radierului, la nivelul inferior al acestuia (O); sarcina exterioară concentrată se descompune în forța verticală N , forța orizontală H_x și momentul M_y ; forțele N și H_x sunt pozitive când sensurile lor coincid cu sensurile pozitive ale axelor Z și X ; momentul M_y este pozitiv când acesta acționează în sensul de mișcare al acelor de ceasornic, privit de la punctul O spre capătul pozitiv al axei Y .

4.2.2.1. Calculul adâncimii echivalente

Adâncimea echivalentă de calcul se determină cu relația (4.26) ($\bar{h} = \alpha \cdot D$).

Semnificația elementelor este aceeași ca și pentru cazul unui singur șir de coloane, cu deosebirea că, pentru mai multe șiruri de coloane, calculul coeficientului k_n (având aceeași semnificație cu cea prezentată în paragraful 4.2.1.1), se face corespunzător șirului cu cel mai mare număr de coloane (dacă șirurile au un număr diferit de coloane); în cazul în care coloanele sunt dispuse în zig-zag, iar distanța între axele rândurilor vecine este mai mică decât $(d + 1)$, valoarea k_n se stabilește pentru rândul obținut prin proiectarea coloanelor fundației pe planul de acțiune al încărcărilor.

În continuare, pentru stabilirea valorii coeficientului k_n se procedează astfel:

- se calculează L_o „lumina” dintre coloane;
- se calculează mărimea $h_o = 3 \cdot (d+1)$ cu condiția ca h_o să fie mai mică decât adâncimea de introducere a coloanei în pământ, după ce s-a produs afuierea;
- în cazul în care $L_o \geq 0,6 \cdot h_o$ se stabilește pentru k_n valoarea 1;
- în caz contrar se determină coeficientul b în funcție de numărul de coloane pe rând:

Nr. de coloane pe rând	1	2	3	≥ 4
Coeficient b	1,0	0,8	0,5	0,45

- se stabilește valoarea k_n în baza relației (4.42);

$$k_n = b + \frac{1-b}{0,6} \cdot \frac{L_o}{h_o} \quad (4.42)$$

4.2.2.2. Calculul deplasărilor din eforturi egale cu unitatea

Se determină deplasarea orizontală $\delta_{hh}^t = \delta_x^t$ și unghiul de rotire $\delta_{mh}^t = \delta_{\theta x}^t$ a coloanei, din forța orizontală H^t , la nivelul terenului, respectiv deplasarea orizontală $\delta_{hm}^t = \delta_{x\theta}^t$ și unghiul de rotire $\delta_{mm}^t = \delta_{\theta}^t$ al coloanei, din momentul încovoietor M^t , la nivelul terenului, la fel ca și în paragraful 4.2.1.2.

Se calculează deplasările δ_x , δ_{θ} și $\delta_{\theta x}$ la fața inferioară a radierului, rezultate din eforturi egale cu unitatea, aplicate la coloanele cu capetele superioare libere, cu relațiile:

$$\delta_x = \frac{l_o^3}{3 \cdot E \cdot I} + \delta_{\theta}^t \cdot l_o^2 + 2 \cdot \delta_{\theta x}^t \cdot l_o + \delta_x^t \quad (4.43)$$

$$\delta_{\theta} = \frac{l_o}{E \cdot I} + \delta_{\theta}^t \quad (4.44)$$

$$\delta_{\theta x} = \delta_{x\theta} = \frac{l_o^2}{2 \cdot E \cdot I} + \delta_{\theta}^t \cdot l_o + \delta_{\theta x}^t \quad (4.45)$$

(pentru radier joase, $l_o = 0$).

4.2.2.3. Calculul reacțiunilor din deplasări unitare

La fundațiile cu mai multe șiruri de coloane, din deplasările unitare, la fața inferioară a radierului se dezvoltă reacțiuni, la același nivel, în radier.

Prin faptul că radierul este un element infinit rigid în care se încastrează coloanele, se dezvoltă și un moment de încastrare. Mărimile acestor reacțiuni se determină cu relațiile:

$$K_z = \frac{1}{\frac{l_o + D}{E \cdot A} + \frac{K_p}{C \cdot A_{\text{baza}}}} \quad (4.46)$$

$$K_x = \frac{\delta_{\theta}}{\delta_x \cdot \delta_{\theta} - \delta_{\theta x}^2} \quad (4.47)$$

$$K_{\theta x} = \frac{\delta_{\theta x}}{\delta_x \cdot \delta_{\theta} - \delta_{\theta x}^2} \quad (4.48)$$

$$K_{\theta} = \frac{\delta_x}{\delta_x \cdot \delta_{\theta} - \delta_{\theta x}^2} \quad (4.49)$$

unde: A și $A_{\text{bază}}$ sunt ariile secțiunilor: curentă și a bazei coloanelor;

- $K_p = \frac{d_{\text{bază}}}{5} \leq 1$ - coeficient care ține seama de micșorarea tasărilor terenului de fundare (la aceleași valori ale presiunilor) cu micșorarea suprafeței tălpilor coloanelor;
- $d_{\text{bază}}$ - diametrul bazei coloanei;
- l_0 , h , E , C - au aceeași semnificație cu elementele de la paragrafele 4.2.1, 4.2.1.1 și 4.2.1.2.

4.2.2.4. Suma eforturilor în capul coloanelor din deplasări unitare

$$K_{xx} = n \cdot K_x; \quad (4.50)$$

$$K_{\theta x} = K_{x\theta} = -n \cdot K_{\theta x}; \quad (4.51)$$

$$K_{\theta\theta} = n \cdot K_{\theta} + K_z \cdot \sum x^2; \quad (4.52)$$

$$K_{zz} = n \cdot K_z; \quad (4.53)$$

unde: n este numărul total de coloane;

- x - distanța în plan de la axul coloanei până la axul y - y a planului perpendicular planului de acțiune al sarcinilor, ținând seama de semn.

4.2.2.5. Calculul deplasărilor din încărcări reale

Se consideră deplasările radierului:

- u - deplasarea pe orizontală;
- θ_y - unghiul de rotire al feței inferioare;
- w - deplasarea pe verticală;

Se rezolvă sistemul de ecuații în care u , θ_y , w sunt necunoscutele:

$$\begin{cases} K_{xx} \cdot u + K_{xz} \cdot w + K_{x\theta} \cdot \theta_y = H_x \\ K_{zx} \cdot u + K_{zz} \cdot w + K_{z\theta} \cdot \theta_y = N \\ K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta z} \cdot w + K_{\theta\theta} \cdot \theta_y = M_y \end{cases} \quad (4.54)$$

unde: $K_{x\theta} = K_{\theta x}$;

- $K_{z\theta} = K_{\theta z}$;
- $K_{zx} = K_{xz}$.

Pentru o fundație cu axe de simetrie, condițiile sunt:

$$K_{\theta z} = K_{z\theta} = K_{zx} = K_{xz} = 0;$$

În aceste condiții, sistemul de ecuații devine:

$$\begin{cases} K_{xx} \cdot u + K_{x\theta} \cdot \theta_y = H_x \\ K_{zz} \cdot w = N \\ K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta\theta} \cdot \theta_y = M_y \end{cases} \quad (4.55)$$

Soluțiile sistemului sunt:

$$u = D_r \cdot (K_{\theta\theta} \cdot H_x - K_{x\theta} \cdot M_y) \quad (4.56)$$

$$\theta_y = D_r \cdot (K_{xx} \cdot M_y - K_{x\theta} \cdot H_x) \quad (4.57)$$

$$w = \frac{N}{K_{zz}} = \frac{N}{n \cdot K_z} \quad (4.58)$$

unde: $D_r = \frac{1}{K_{xx} \cdot K_{\theta\theta} - K_{x\theta}^2}$;

- $K_{xx} = n \cdot K_x$;
- $K_{x\theta} = -n \cdot K_{x\theta}$;
- $K_{\theta\theta} = n \cdot K_{\theta} + K_z \cdot \Sigma x^2$.

Deplasările radierului se calculează pentru toate grupările de încărcări prevăzute în normele de calcul al structurilor de poduri.

Elementul Σx^2 semnifică suma pătratelor absciselor tuturor coloanelor din fundație față de „centrul de greutate” al suprafeței fundației la nivelul inferior al radierului, punctul de reducere al eforturilor transmise de către structura construcției.

Deplasările u , θ_y și w sunt pozitive atunci când sensul lor coincide cu sensul pozitiv al încărcărilor.

Deplasările la nivelul superior al infrastructurii se determină cu relația:

$$a' = u + \theta_y \cdot h_{pi} + \delta_{pi} \quad [m] \quad (4.59)$$

unde: h_{pi} , δ_{pi} au aceeași semnificație ca și la paragraful 4.2.1.3.

4.2.2.6. Eforturi în coloane din încărcări reale

a) Eforturi la fața inferioară a radierului

$$N_i = \frac{N}{n} + x_i \cdot \theta_y \cdot K_z \quad [kN] \quad (4.60)$$

$$H_{xi} = u \cdot K_x - \theta_y \cdot K_{\theta x} \quad [kN] \quad (4.61)$$

$$M_{yi} = -u \cdot K_{\theta x} + \theta_y \cdot K_{\theta} \quad [kN \cdot m] \quad (4.62)$$

unde: x_i este distanța în plan de la axul coloanei i , la axa $y-y$ a șirurilor de coloane, care trece prin centrul de greutate al coloanelor.

Ipoteze de semn sunt:

- N_i este pozitivă dacă produce compresiune;
- H_{xi} și M_{yi} sunt pozitive dacă au același sens cu x și θ_y .

b) Eforturi la nivelul terenului

$$N^t = N_i \quad [kN] \quad (4.63)$$

$$H^t = H_{xi} \quad [kN] \quad (4.64)$$

$$M^t = M_{yi} + H_{xi} \cdot l_o \quad [kN \cdot m] \quad (4.65)$$

4.2.2.7. Variația eforturilor în lungul coloanei

Se calculează la fel ca și la paragraful 4.2.1.4, respectiv cu relațiile (4.38) ...

(4.41), adică:

$$N_z = (N_i + G_z) - F_z = (N_i + G_z) \pm u \cdot \sum h_i \cdot f_i;$$

$$M_z = \alpha \cdot E \cdot I \cdot (\alpha \cdot y_o \cdot A_3 - \varphi_o \cdot B_3) + M^t \cdot C_3 + \frac{H^t}{\alpha} \cdot D_3;$$

$$H_z = \alpha^2 \cdot E \cdot I \cdot (\alpha \cdot y_o \cdot A_4 - \varphi_o \cdot B_4) + \alpha \cdot M^t \cdot C_4 + H^t \cdot D_4.$$

$$\sigma_z = \frac{K_z}{\alpha} \cdot \bar{z} \cdot \left(y_o \cdot A_1 + \frac{\varphi_o}{\alpha} \cdot B_1 + \frac{M^t}{\alpha^2 \cdot E \cdot I} \cdot C_1 + \frac{H^t}{\alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot D_1 \right),$$

4.2.3. Calculul fundațiilor pe coloane înclinate

Ecuțiile de condiție pentru rezolvarea unui radier rigid pe coloane verticale și înclinate sunt similare cu cele de la paragraful 4.2.2.5, sistemul (4.54), adică:

$$\begin{cases} K_{xx} \cdot u + K_{xz} \cdot w + K_{x\theta} \cdot \theta_y = H_x \\ K_{zx} \cdot u + K_{zz} \cdot w + K_{z\theta} \cdot \theta_y = N \\ K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta z} \cdot w + K_{\theta\theta} \cdot \theta_y = M_y \end{cases}$$

respectiv, pentru radierele care au un ax de simetrie sistemul (4.55):

$$\begin{cases} K_{xx} \cdot u + K_{x\theta} \cdot \theta_y = H_x \\ K_{zz} \cdot w = N \\ K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta\theta} \cdot \theta_y = M_y \end{cases}$$

cu deosebirea că expresiile reacțiunilor țin cont de înclinarea coloanelor:

$$K_{xx} = (K_z - K_x) \cdot \Sigma \sin^2 \varphi + n \cdot K_x; \quad (4.66)$$

$$K_{\theta\theta} = (K_z - K_x) \cdot \Sigma x^2 \cdot \cos^2 \varphi + K_x \cdot \Sigma x^2 + 2 \cdot K_{\theta x} \cdot \Sigma x \cdot \sin \varphi + n \cdot K_{\theta}; \quad (4.67)$$

$$K_{zz} = (K_z - K_x) \cdot \Sigma \cos^2 \varphi + n \cdot K_x; \quad (4.68)$$

$$K_{x\theta} = (K_z - K_x) \cdot \Sigma x \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi - K_{\theta x} \cdot \Sigma \cos \varphi; \quad (4.69)$$

$$K_{xz} = (K_z - K_x) \cdot \Sigma \sin \varphi \cdot \cos \varphi; \quad (4.70)$$

$$K_{z\theta} = (K_z - K_x) \cdot \Sigma x \cdot \cos^2 \varphi + K_x \cdot \Sigma x + K_{\theta x} \cdot \Sigma \sin \varphi; \quad (4.71)$$

unde: K_z , K_x , $K_{\theta x}$ și K_{θ} au semnificațiile de la paragraful 4.2.2.3, și se calculează cu relațiile (4.46) ... (4.49), adică:

$$K_z = \frac{1}{\frac{I_o + D}{E \cdot A} + \frac{K_p}{C \cdot A_{\text{baza}}}}$$

$$K_x = \frac{\delta_{\theta}}{\delta_x \cdot \delta_{\theta} - \delta_{\theta x}^2}$$

$$K_{\theta x} = \frac{\delta_{\theta x}}{\delta_x \cdot \delta_{\theta} - \delta_{\theta x}^2}$$

$$K_{\theta} = \frac{\delta_x}{\delta_x \cdot \delta_{\theta} - \delta_{\theta x}^2}$$

- φ este unghiul de înclinare al coloanei [rad];
- n - numărul de coloane;
- x - abscisa coloanei [m] față de axa $Y - Y$.

Se poate observa că pentru fundațiile simetrice, $K_{xz} = K_{z\theta} = 0$;

Se menționează că abscisele x și reacțiunile K se consideră la nivelul inferior al radierului.

4.2.3.1. Etapele de calcul

- Calculul elementar de coloană individuală se desfășoară conform paragrafelor 4.2.1 ... 4.2.1.2, după care se determină reacțiunile K_z , K_x , K_{θ_x} și K_{θ} ;
- Se calculează reacțiunile grupului de coloane: K_{zz} , K_{xx} , K_{θ_x} și $K_{\theta\theta}$;
- Se determină necunoscutele u , θ_y și w din sistemul (4.54) sau (4.55);
- Se calculează solicitările în cazul coloanelor, la încastrarea în radier, cu relațiile:

$$N = K_z \cdot [u \cdot \sin\varphi + (w + x \cdot \theta_y) \cdot \cos\varphi]; \quad [\text{kN}] \quad (4.72)$$

$$H_x = K_x \cdot [u \cdot \cos\varphi - (w + x \cdot \theta_y) \cdot \sin\varphi] - K_{\theta_x} \cdot \theta_y; \quad [\text{kN}] \quad (4.73)$$

$$M_y = -K_{\theta_x} \cdot [u \cdot \cos\varphi - (w + x \cdot \theta_y) \cdot \sin\varphi] + K_{\theta} \cdot \theta_y. \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (4.74)$$

- Se calculează eforturile N^t , H^t și M^t de la nivelul terenului, astfel:

$$N^t = N + g \cdot l_o \quad [\text{kN}] \quad (4.75)$$

$$H^t = H_x \quad [\text{kN}] \quad (4.76)$$

$$M^t = M_y + H^t \cdot l_o \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (4.77)$$

dacă pe lungimea l_o nu apar și alte forțe horizontale, respectiv:

$$H^t = H_x + \sum H_i \quad [\text{kN}] \quad (4.78)$$

$$M^t = M_y + H^t \cdot l_o + \sum M_{y_i} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (4.79)$$

dacă pe lungimea l_o acționează și alte forțe horizontale;

unde: g este greutatea proprie a coloanei pe 1 metru liniar de coloană [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$];

- ΣH_{xi} și ΣM_{yi} sunt sume ale acțiunilor - forțe horizontale și momente - pe lungimea l_o , reduse la nivelul terenului.
- f. Se determină eforturile N_z , M_z , H_z și σ_z în lungul coloanei, conform relațiilor (4.38) ... (4.41), cu respectarea condițiilor de rezistență și deformabilitate.
- g. Se calculează valoarea deplasării aparatelor de reazem ale suprastructurii lucrării de artă cu relația: $a' = u + \theta_y \cdot h_{pi} + \delta_{pi}$. Trebuie verificată valoarea deplasării aparatelor de reazem (a') conform reglementărilor în vigoare pentru lucrările de artă.

4.3. Calcul fundațiilor pe coloane printr-o variantă a metodei utilizată în Rusia

Metoda de calcul descrisă în acest paragraf este o variantă la metoda prezentată în paragraful 4.2, și utilizată la calculul coloanelor și în țara noastră.

Și această metodă - variantă - se bazează pe teoria grinzilor pe mediu elastic, fiind aplicabilă pentru coloane verticale sau înclinate, cu radiere joase sau înalte, pentru încărcări verticale și orizontale.

Coloanele se consideră încastrate elastic în teren. Calculul eforturilor în coloane în ipoteza încastrării elastice a acestora în teren se face considerând coeficientul de pat pe direcție orizontală variabil liniar cu adâncimea.

Pentru prezentarea principiilor metodei se consideră o coloană (figura 4.3) de o anumită dimensiune transversală (diametru sau latură), încărcată la nivelul suprafeței terenului cu o forță orizontală H și un moment M .

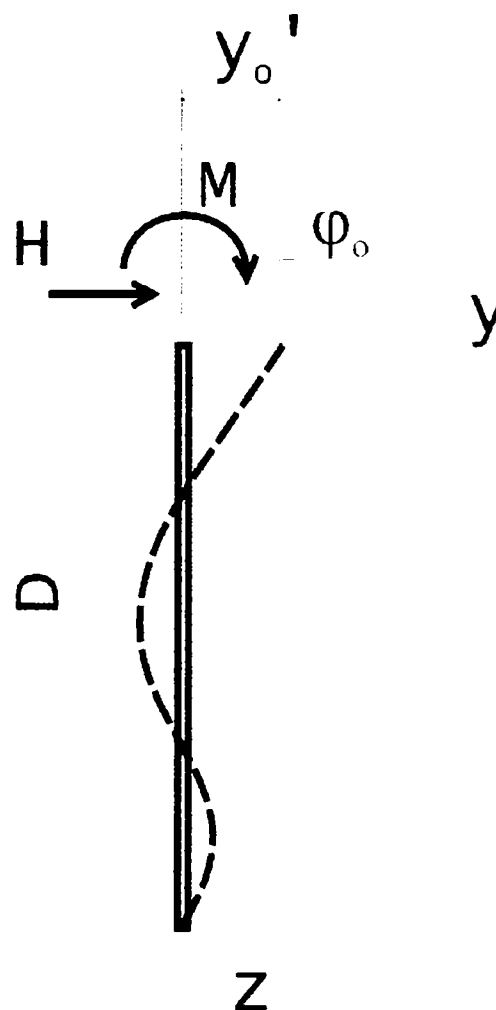


Fig. 4.3 Schemă de calcul

Presiunea reactivă și deplasarea coloanei în sens transversal axei sale sunt proporționale:

$$p(z) = K \cdot z \cdot y(z) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (4.80)$$

unde: $p(z)$ este presiunea reactivă la adâncimea z , în $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}]$;

- K - caracteristica coeficientului de pat, în $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}]$ (tabelul 4.2)
- $y(z)$ – deplasarea coloanei în sens transversal axei sale la adâncimea z .

Valorile caracteristicilor coeficientului de pat (K)

Tabel 4.2

Nr. crt.	Denumirea pământului	K [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}$]
1	Argile plastic–curgătoare, mături	500 ... 2 000
2	Argile plastic moi, prafuri, nisipuri prăfoase, nisipuri afânate	2 000 ... 4 000
3	Argile plastic vâtoase, prafuri, nisipuri fine medii	4 000 ... 6 000
4	Argile tari, nisipuri grosiere, prafuri argiloase, nisipuri argiloase	6 000 ... 10 000
5	Nisipuri cu pietrișuri, prundișuri, bolovănișuri	10 000 ... 20 000

Efortul uniform distribuit în lungul coloanei este:

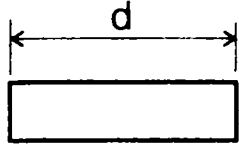
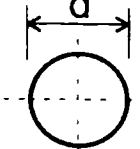
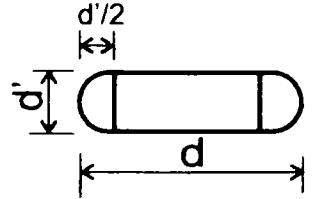
$$\bar{p}_r(z) = K \cdot z \cdot y(z) \cdot b_c \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (4.81)$$

unde: b_c este lățimea sau diametrul de calcul al coloanei în $[\text{m}]$ și se calculează cu formula (4.82):

- $b_c = k_s \cdot k_d \cdot k_n \cdot d \quad [\text{m}] \quad (4.82)$
- k_s - coeficient care ține seama de forma în plan a secțiunii coloanei, ale cărei valori sunt prezentate în tabelul 4.3.

Valorile coeficientului k_s în funcție de forma secțiunii transversale a coloanei

Tabel 4.3

Forma în plan a secțiunii coloanei			
Valoare k_s	1	0,9	$1 - \frac{d'}{d}$

- k_d - coeficient care ține seama de dimensiunea coloanei și se calculează cu relația (4.83):

$$k_d = 1 + \frac{1}{d}; \quad (4.83)$$

- k_n - coeficient care ține seama de dispunerea în grup a coloanelor față de acțiunea forței orizontale și se determină cu formula (4.84):

$$k_n = b + \frac{1-b}{0,6} \cdot \frac{L_o}{h_o}; \quad (4.84)$$

unde: b este un coeficient funcție de numărul de coloanelor dintr-un rând paralel cu direcția de acțiune a forței orizontale având următoarele valori:

Nr. de coloane pe rând	1	2	3	≥ 4
Coeficient b	1,0	0,8	0,5	0,45

- L_o - distanța dintre coloane în planul forței orizontale, în [m];
- h_o - lungimea de calcul a coloanei, în [m]; valoarea h_o se calculează cu relația $h_o = 3 \cdot (d+1)$, limitându-se la valoarea lungimii totale active a coloanei (D).

Valoarea coeficientului k_n , calculată cu relația (4.84), se adoptă doar în cazul în care rezultă $k_n \geq 1$; în caz contrar se adoptă $k_n = 1$.

Ecuția diferențială a fibrei medii deformată a coloanei este prezentată în relația (4.85):

$$\frac{d^4 y(z)}{dz^4} + \alpha^5 z y(z) = 0 \quad (4.85)$$

unde: α este coeficientul de deformație al coloanei în pământ, și se calculează cu relația (4.86):

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E_b \cdot I}} \quad [m^{-1}] \quad (4.86)$$

- E_b - modulul de elasticitate al betonului din coloană [$kN \cdot m^{-2}$];
- I - momentul de inerție al secțiunii coloanei [m^4].

Soluția ecuației se scrie sub forma:

$$y(\bar{z}) = y_0 \cdot A_1(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} \cdot B_1(\bar{z}) + \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot C_1(\bar{z}) + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot D_1(\bar{z}) \quad (4.87)$$

Rotirea, momentul și forța tăietoare în secțiunea $\bar{z} = \alpha \cdot z$ a coloanei se determină cu relațiile:

$$\frac{\varphi(\bar{z})}{\alpha} = y_0 \cdot A_2(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} \cdot B_2(\bar{z}) + \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot C_2(\bar{z}) + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot D_2(\bar{z}) \quad (4.88)$$

$$\frac{M(\bar{z})}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} = y_0 \cdot A_3(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} \cdot B_3(\bar{z}) + \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot C_3(\bar{z}) + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot D_3(\bar{z}) \quad (4.89)$$

$$\frac{H(\bar{z})}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} = y_0 \cdot A_4(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} \cdot B_4(\bar{z}) + \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot C_4(\bar{z}) + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot D_4(\bar{z}) \quad (4.90)$$

$$p(z) = K \cdot z \cdot y(\bar{z}) \quad (4.91)$$

Coeficienții $A_1, A_2, A_3, A_4, \dots, D_1, D_2, D_3, D_4$ se calculează cu formulele:

$$A_1 = 1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{20}}{20!} \dots \quad (4.92)$$

$$A_2 = 0 - \frac{\bar{z}^4}{4!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^9}{9!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{14}}{14!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{19}}{19!} \dots \quad (4.93)$$

$$A_3 = 0 - \frac{\bar{z}^3}{3!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{18}}{18!} \dots \quad (4.94)$$

$$A_4 = 0 - \frac{\bar{z}^2}{2!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots \quad (4.95)$$

$$B_1 = \frac{\bar{z}^{-1}}{1!} - 2 \cdot \frac{\bar{z}^{-6}}{6!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{-11}}{11!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{-16}}{16!} \dots \quad (4.96)$$

$$B_2 = 1 - 2 \cdot \frac{\bar{z}^{-5}}{5!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{-10}}{10!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{-15}}{15!} \dots \quad (4.97)$$

$$B_3 = 0 - 2 \cdot \frac{\bar{z}^{-4}}{4!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{-9}}{9!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{-14}}{14!} \dots \quad (4.98)$$

$$B_4 = 0 - 2 \cdot \frac{\bar{z}^{-3}}{3!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{-8}}{8!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{-13}}{13!} \dots \quad (4.99)$$

$$C_1 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 3 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots \quad (4.100)$$

$$C_2 = \frac{\bar{z}^1}{1!} - 3 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} \dots \quad (4.101)$$

$$C_3 = 1 - 3 \cdot \frac{\bar{z}^5}{5!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} \dots \quad (4.102)$$

$$C_4 = 0 - 3 \cdot \frac{\bar{z}^4}{4!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^9}{9!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{14}}{14!} \dots \quad (4.103)$$

$$D_1 = \frac{\bar{z}^3}{3!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{18}}{18!} \dots \quad (4.104)$$

$$D_2 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots \quad (4.105)$$

$$D_3 = \frac{\bar{z}^1}{1!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} \dots \quad (4.106)$$

$$D_4 = 1 - 4 \cdot \frac{\bar{z}^5}{5!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} \dots \quad (4.107)$$

În funcție de valorile coeficienților menționați anterior dați și tabelar [30], de eforturile aplicate la capătul superior al coloanei și în funcție de condițiile de rezemare la capătul inferior al acesteia, se poate determina variația eforturilor în lungul coloanei, în trei ipoteze de calcul:

Ipoteza 1-a: capătul inferior încastrat în teren:

$$y(\bar{z} = \alpha \cdot D_c) = 0 \text{ și } \varphi(\bar{z} = \alpha \cdot D_c) = 0;$$

$$y_o = \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot I} \cdot \left[\frac{B_1 \cdot C_2 - B_2 \cdot C_1}{A_1 \cdot B_2 - A_2 \cdot B_1} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot I} \cdot \left[\frac{B_1 \cdot D_2 - B_2 \cdot D_1}{A_1 \cdot B_2 - A_2 \cdot B_1} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} \quad (4.108)$$

$$\frac{\varphi_o}{\alpha} = \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot I} \cdot \left[\frac{A_2 \cdot C_1 - A_1 \cdot C_2}{A_1 \cdot B_2 - A_2 \cdot B_1} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot I} \cdot \left[\frac{A_2 \cdot D_1 - A_1 \cdot D_2}{A_1 \cdot B_2 - A_2 \cdot B_1} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} \quad (4.109)$$

Ipoteza 2-a: capătul inferior liber în teren, respectiv rigiditatea coloanei este mult mai mare decât cea a pământului din jur:

$$M(\bar{z} = \alpha \cdot D_c) = 0 \text{ și } Q(\bar{z} = \alpha \cdot D_c) = 0;$$

$$y_o = \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{B_4 \cdot C_3 - B_3 \cdot C_4}{A_4 \cdot B_3 - A_3 \cdot B_4} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{B_4 \cdot D_3 - B_3 \cdot D_4}{A_4 \cdot B_3 - A_3 \cdot B_4} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} \quad (4.110)$$

$$\frac{\varphi_o}{\alpha} = \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{A_3 \cdot C_4 - A_4 \cdot C_3}{A_4 \cdot B_3 - A_3 \cdot B_4} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{A_3 \cdot D_4 - A_4 \cdot D_3}{A_4 \cdot B_3 - A_3 \cdot B_4} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} \quad (4.111)$$

Ipoteza 3-a: capătul inferior se poate roti cu un unghi $\varphi(\bar{z} = \alpha \cdot D) \neq 0$, iar forța tăietoare poate fi neglijată $Q(\bar{z} = \alpha \cdot D) = 0$; se face notația: $K_D = \frac{\alpha^2 \cdot E_b}{K \cdot D}$:

$$y_o = \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{K_D \cdot (B_3 \cdot C_4 - B_4 \cdot C_3) + (B_2 \cdot C_4 - B_4 \cdot C_2)}{K_D \cdot (A_3 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_3) + (A_2 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_2)} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{K_D \cdot (B_3 \cdot D_4 - B_4 \cdot D_3) + (B_2 \cdot D_4 - B_4 \cdot D_2)}{K_D \cdot (A_3 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_3) + (A_2 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_2)} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} \quad (4.112)$$

$$\frac{\varphi_o}{\alpha} = \frac{M_y}{\alpha^2 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{K_D \cdot (A_4 \cdot C_3 - A_3 \cdot C_4) + (A_2 \cdot C_4 - A_4 \cdot C_2)}{K_D \cdot (A_3 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_3) + (A_2 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_2)} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} + \frac{H_x}{\alpha^3 \cdot E_b \cdot l} \cdot \left[\frac{K_D \cdot (A_3 \cdot D_4 - A_4 \cdot D_3) + (A_2 \cdot D_4 - A_4 \cdot D_2)}{K_D \cdot (A_3 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_3) + (A_2 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_2)} \right]_{\bar{z}=\alpha \cdot D} \quad (4.113)$$

Pentru cazul fundațiilor pe coloane cu radier jos se consideră coloana încărcată alternativ cu o forță orizontală egală cu unitatea ($h = f_x = 1, m = m_y = 0$ - figura 4.4. a), respectiv cu un moment egal cu unitatea ($h = f_x = 0, m = m_y = 1$ - figura 4.4. b). Deplasările capătului coloanei la nivelul terenului ($\bar{z} = 0$) sunt:

- $\delta_{hh}^t = \delta_x^t$ este deplasarea orizontală a capătului coloanei ($\bar{z} = 0$) datorită unei forțe orizontale egală cu unitatea ($h = f_x = 1$);

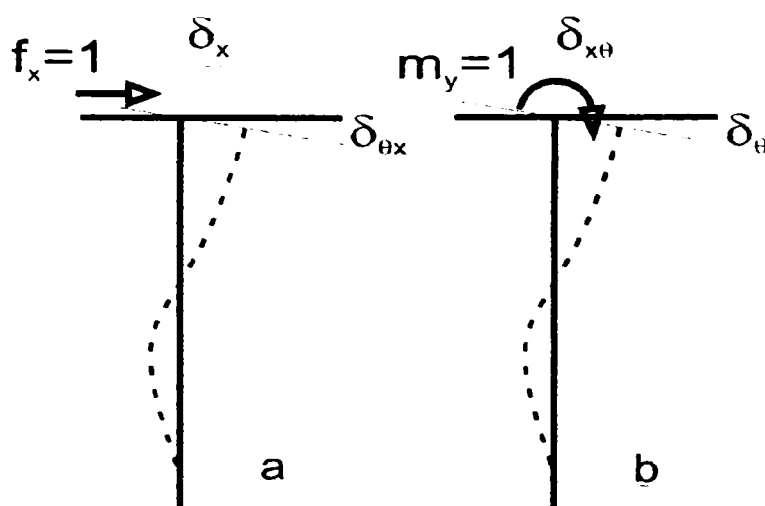


Fig. 4.4 Schemă de calcul - pentru radier jos
a - deformații pentru forța $f_x=1$; b - deformații pentru momentul $f_y=1$.

- $\delta_{mm}^t = \delta_{\theta}^t$ - rotirea capătului coloanei ($\bar{z}=0$) datorită unui moment egal cu unitatea ($m = m_y = 1$);
- $\delta_{hm}^t = \delta_{mh}^t = \delta_{x\theta}^t = \delta_{\theta x}^t$ - deplasarea orizontală a capătului coloanei ($\bar{z} = 0$) datorită unui moment egal cu unitatea ($m = m_y = 1$) sau rotirea capătului coloanei ($\bar{z} = 0$) datorită unei forțe orizontale egală cu unitatea ($h = f_x = 1$); în baza reciprocității ele sunt egale:
- $\delta_{x\theta}^t = \delta_{\theta x}^t = y_o(m_y = 1, f_x = 0) = \varphi_o(m_y = 0, f_x = 1)$.

Deplasările din eforturi egale cu unitatea se pot determina cu ajutorul uneia dintre expresiile (4.108)/(4.109) (4.112)/(4.113), adoptând o ipoteză corespunzătoare cazului real și înlocuind valorile H_x cu f_x și M_y cu m_y .

Pentru cazul fundațiilor pe coloane cu radier înalt, (radierul se află la distanța l_o deasupra suprafeței de alunecare considerate), schema de calcul este prezentată în figura 4.5.

Deplasările capătului coloanei la nivelul feței inferioare a radierului, pentru o forță orizontală egală cu unitatea ($f_x=1, m_y=0$ - figura 4.5. a), respectiv cu un moment egal cu unitatea ($f_x=0, m_y=1$ - figura 4.5. b) sunt:

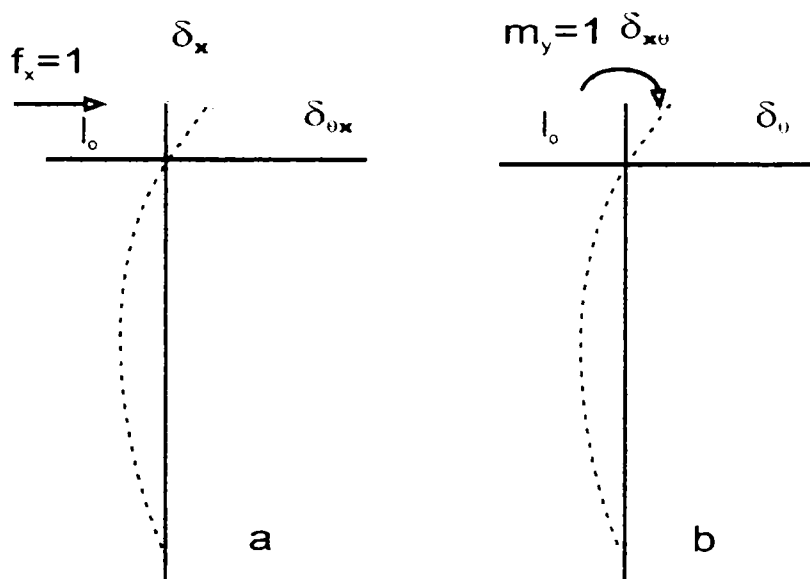


Fig. 4.5 Schemă de calcul - pentru radier înalt
a - deformații pentru forța $f_x=1$; b - deformații pentru momentul $m_y=1$.

$$\delta_x = \frac{l_o^3}{3 \cdot E_b \cdot I} + \delta_{\theta\theta}^t \cdot l_o^2 + 2 \cdot \delta_{x\theta}^t \cdot l_o + \delta_{xx}^t \quad (4.114)$$

$$\delta_{\theta} = \frac{l_o}{E_b \cdot I} + \delta_{\theta}^t \quad (4.115)$$

$$\delta_{\theta x} = \frac{l_o^2}{2 \cdot E_b \cdot I} + \delta_{\theta\theta}^t \cdot l_o + \delta_{\theta x}^t \quad (4.116)$$

unde: δ_x este deplasarea capătului coloanei datorită unei forțe unitare ($f_x=1, m_y=0$);

- δ_θ - rotirea capătului coloanei datorită unui moment unitar ($f_x=0, m_y=1$);
- $\delta_{\theta x}$ - rotirea capătului coloanei datorită unei forțe unitare ($f_x=1, m_y=0$) sau deplasarea capătului coloanei datorită unui moment unitar ($f_x=0, m_y=1$).

Pentru cazul radierului jos, așezat cu partea inferioară la nivelul suprafeței de alunecare considerată ($l_0=0$), relațiile (4.114) ... (4.116) mărimile δ devin:

$$\delta_x = \delta_x^t; \delta_\theta = \delta_\theta^t; \delta_{\theta x} = \delta_{\theta x}^t.$$

Reacțiunile care apar în coloană datorită unor deplasări unitare ale capătului coloanei, la nivelul feței inferioare a radierului (figura 4.6. a ... c) sunt:

$$K_z = \frac{1}{\frac{l_0 + D}{E_b \cdot A} + \frac{1}{K_{\text{vert}} \cdot D \cdot A}} \quad (4.117)$$

$$K_x = \frac{\delta_\theta}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x}^2} \quad (4.118)$$

$$K_{\theta x} = \frac{\delta_{\theta x}}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x}^2} \quad (4.119)$$

$$K_\theta = \frac{\delta_x}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x}^2} \quad (4.120)$$

unde: A, I sunt aria și momentul de inerție al secțiunii transversale a coloanei;

- D - lungimea coloanei introduse în teren (după ce s-a produs afuierea);
- E_b - modulul de elasticitate al betonului din care este alcătuită coloana.

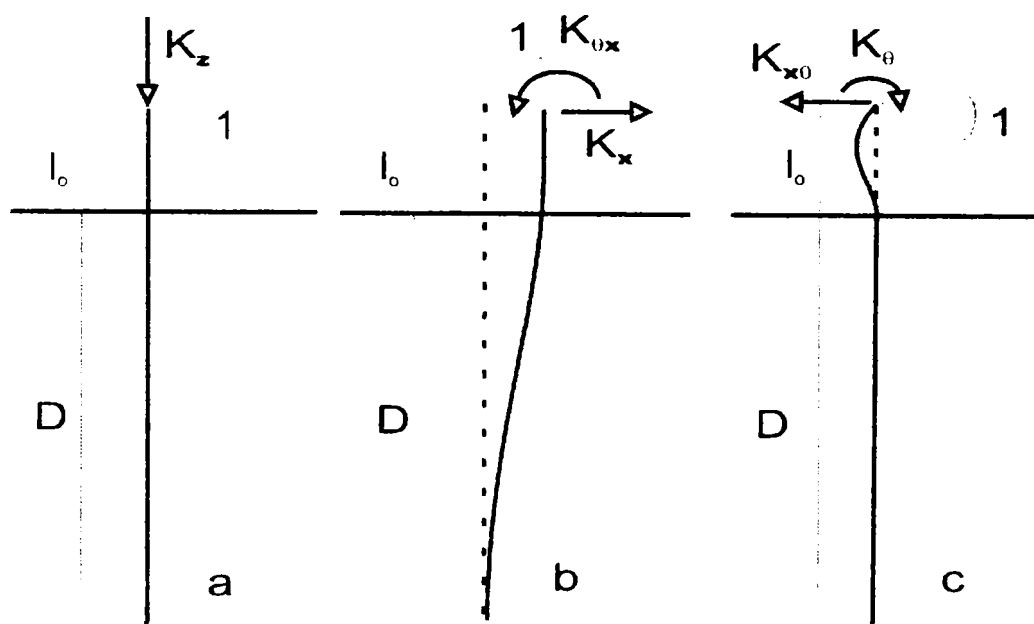


Fig. 4.6 Reacțiuni în capul coloanelor pentru deplasări unitare
a - reacțiune din deplasarea unitară pe verticală; b - reacțiuni din deplasarea unitară pe orizontală;
c - reacțiuni din rotirea unitară;

În cazul general, sub acțiunea simultană a unor forțe N și H_x și a unui moment M_y , care acționează asupra radierului, acesta va suferi o deplasare orizontală u , o deplasare verticală w și o rotire θ_y .

Reacțiunea verticală din radier provocată de o deplasare verticală unitară este:

$$K_{zz} = \sum_{i=1}^n (K_{z_i} \cdot \cos^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \sin^2 \alpha_i) \quad (4.121)$$

unde: α_i este unghiul făcut de axa coloanei cu verticala (α_i este considerat pozitiv în sens antiorar);

- n - numărul de coloane care converg în radier.

Reacțiunea orizontală din radier provocată de o deplasare orizontală unitară este:

$$K_{xx} = \sum_{i=1}^n (K_{z_i} \cdot \sin^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \cos^2 \alpha_i) \quad (4.122)$$

Reacțiunea moment provocată de o rotire unitară este:

$$K_{\theta\theta} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} \cdot \cos^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \sin^2 \alpha_i) \cdot x_i^2 + 2 \cdot x_i \cdot K_{\theta x_i} \cdot \sin \alpha_i + K_{\theta i}] \quad (4.123)$$

Reacțiunea moment provocată de o deplasare verticală unitară sau reacțiunea verticală provocată de o rotire unitară este:

$$K_{\theta z} = K_{z\theta} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} \cdot \cos^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \sin^2 \alpha_i) \cdot x_i + K_{\theta x_i} \cdot \sin \alpha_i] \quad (4.124)$$

Reacțiunea verticală provocată de o deplasare orizontală unitară sau reacțiunea orizontală provocată de o deplasare verticală unitară este:

$$K_{zx} = K_{xz} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} - K_{x_i}) \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i] \quad (4.125)$$

Reacțiunea orizontală provocată de o rotire unitară sau reacțiunea moment provocată de o deplasare orizontală unitară este:

$$K_{x\theta} = K_{\theta x} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} + K_{x_i}) \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i - K_{\theta x_i} \cdot \cos \alpha_i] \quad (4.126)$$

Ecuțiile de echilibru ale radierului sunt:

$$\begin{cases} K_{zz} \cdot w + K_{zx} \cdot u + K_{z\theta} \cdot \theta_y - N = 0 \\ K_{xz} \cdot w + K_{xx} \cdot u + K_{x\theta} \cdot \theta_y - H_x = 0 \\ K_{\theta z} \cdot w + K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta\theta} \cdot \theta_y - M_y = 0 \end{cases} \quad (4.127)$$

Din ecuațiile de echilibru ale radierului rezultă deplasările reale ale acestuia: w , u și θ_y .

Eforturile care acționează capătul superior al coloanei i sunt:

$$N_i = K_{z_i} \cdot (u \cdot \sin \alpha_i + w \cdot \cos \alpha_i + \theta_y \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i) \quad [\text{kN}] \quad (4.128)$$

$$H_{x_i} = K_{x_i} \cdot (u \cdot \cos \alpha_i - w \cdot \sin \alpha_i - \theta_y \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i) - \theta_y \cdot K_{\theta x_i} \quad [\text{kN}] \quad (4.129)$$

$$M_{y_i} = K_{\theta y_i} \cdot (-u \cdot \cos \alpha_i + w \cdot \sin \alpha_i + \theta_y \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i) + \theta_y \cdot K_{\theta\theta_i} \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad (4.130)$$

Dacă radierul sprijină cu fața inferioară pe suprafața de alunecare ($l_o = 0$), eforturile la nivelul inferior al radierului sunt date de relația (4.131):

$$N = N^t, H_x = H^t, \text{ și } M_y = M^t \quad (\bar{z} = 0) \quad (4.131)$$

Dacă radierul este ridicat deasupra planului de alunecare cu $l_o \neq 0$, atunci eforturile la nivelul inferior al radierului sunt date de relația (4.132):

$$H_x = H^t, \text{ și } M_y = M^t + H^t \cdot l_o \quad (\bar{z} = 0) \quad (4.132)$$

Cunoscând eforturile care acționează capătul superior al coloanei i : N_i , H_i și M_{y_i} se pot determina: deplasarea y_o și rotirea φ_o , în funcție de valoarea l_o , cu relațiile:

$$\begin{aligned} \bullet \quad y_o &= H_{x_i} \cdot \delta_{xx} + M_{y_i} \cdot \delta_{\theta x}; & \text{pentru } l_o = 0; & (4.133) \\ \bullet \quad \varphi_o &= -[H_{x_i} \cdot \delta_{\theta x} + M_{y_i} \cdot \delta_{\theta\theta}]; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad y_o &= H_{x_i} \cdot \delta_{xx} + (M_{y_i} + H_{x_i} \cdot l_o) \cdot \delta_{\theta x}; & \text{pentru } l_o \neq 0; & (4.134) \\ \bullet \quad \varphi_o &= -[H_{x_i} \cdot \delta_{\theta x} + (M_{y_i} + H_{x_i} \cdot l_o) \cdot \delta_{\theta\theta}]; \end{aligned}$$

Pe baza eforturilor care acționează capătul coloanei și pe baza deplasărilor acestuia (y_o și φ_o) se pot determina cu relațiile (4.89) ... (4.91), diagramele eforturilor în lungul coloanei.

4.4. Calculul coloanelor bazat pe principiul acumulării energiei potențiale

În [42] este prezentată o metodă de calcul a coloanelor la încărcări transversale, sau combinate, pe baza acumulării energiei potențiale.

Se va considera doar acțiunea încărcării active, fără descărcare, motiv pentru care, reacțiunea terenului de fundare se va reprezenta ca reacțiunea unui corp neliniar elastic, la care deformarea se produce prin acumularea energiei potențiale.

$$\bar{U} = \int_0^i U(y_o, z_o) \cdot dz + U_i; \quad (4.135)$$

unde: y_o reprezintă deplasările orizontale ale punctelor axei coloanei la adâncimea z ;

- z_o - deplasările verticale;
- U_i - energia acumulată la baza coloanei (la partea inferioară);
- U - energia acumulată de coloană prin deformarea ei laterală.

Se admite ipoteza că toate forțele și deplasările sunt conținute în planul xOz , axa „ z ” coincide cu axa coloanei nedeformată și este îndreptată în jos, originea sistemului axelor de coordonate se găsește la nivelul suprafeței terenului.

Pentru modelul liniar - elastic de tip winklerian, se poate scrie:

$$U = \frac{1}{2} (K_h \cdot y_o^2 + K_v \cdot z_o^2); \quad (4.136)$$

Pentru un model mai general:

$$K_{H,y_o} = \frac{\partial U}{\partial y_o} \text{ și } K_{V,z_o} = \frac{\partial U}{\partial z_o}; \quad (4.137)$$

Acest model de contact devine elementul schemei de calcul discrete, care reprezintă o grindă rezemată pe un număr suficient de mare de reazeme, (figura 4.7, c).

Cu ajutorul formei concrete a expresiei $U(y_o, z_o)$ se poate lua în considerare nu numai neliniaritatea reacțiunii pământului, dar și interacțiunea reacțiunii longitudinale și transversale. De exemplu, deplasarea orizontală determinată de

comprimarea pământului de către coloană poate mări atât coeficientul de reacțiune inițial, cât și frecarea limită pe coloană. Pe de altă parte, deplasarea transversală poate să reducă reacțiunea verticală, ca urmare a distrugerii locale (a înfoierii pământului). Se vede, de asemenea, că încovoierea coloanei conduce la redistribuirea eforturilor longitudinale și transversale.

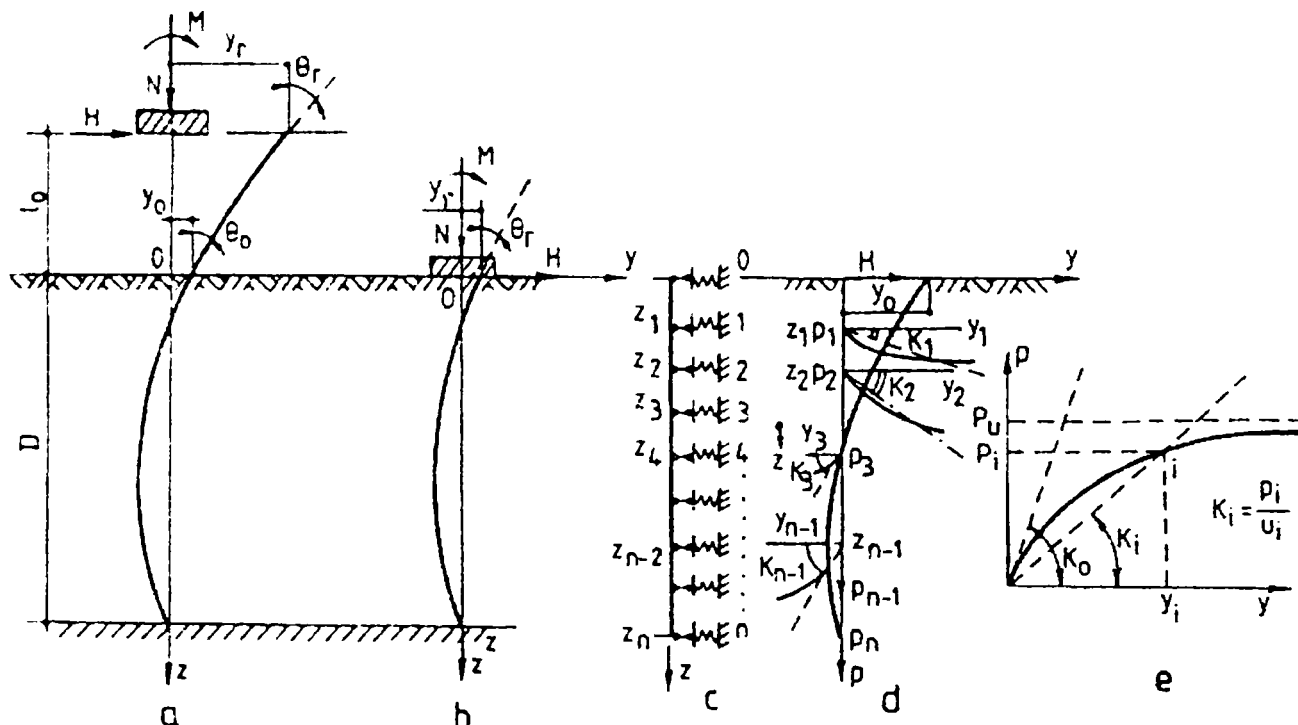


Fig. 4.7 Schema de calcul a coloanelor singulare

a - coloană cu radier înalt; b - coloană cu radier jos (înecat); c - schema principală; d - deformarea axei coloanei și modificarea reacțiunii terenului; e - curba reacțiunii orizontale a terenului p - y;

Vom examina coloana ca o bară ideal - linear - elastică, care lucrează la compresiune (EA) și la încovoiere (EI). În acest caz, energia potențială a sistemului „coloană - pământ” se scrie sub forma:

$$U = \int_0^l \left[U(y_0, z_0) + \frac{1}{2} \cdot E \cdot A \cdot \varepsilon^2 + \frac{1}{2} \cdot E \cdot I \cdot C^2 \right] \cdot dz + U \cdot I; \tag{4.138}$$

unde: $\varepsilon = \sqrt{(1 + z_0')^2 + y_0'^2} - 1$ este alungirea axială; (4.139)

• $C = \frac{y_0' \cdot (1 + z_0') - y_0'' \cdot z_0''}{\left[(1 + z_0')^2 + y_0'^2 \right]^{3/2}}$ - curbura axei încovoiate (4.140)

- y_0' și y_0'' , respectiv,
- z_0' și z_0'' - diferențialele de ordinul prim și secund.

Din teoremele generale ale mediului continuu, se cunoaște că rezolvării îi corespunde minimumul energiei potențiale a sistemului, iar minimumul funcționalului integral, cunoscut din calculul variațional, se atinge pe curbele care satisfac ecuațiile EULER-LAGRANGE.

În cazul dat, se obțin ecuațiile de echilibru sub forma:

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial z_0} - \frac{d}{dz} \left(EA\varepsilon \frac{\partial \varepsilon}{\partial z_0} + EIC \frac{\partial C}{\partial z_0} \right) + \frac{d^2}{dz^2} \left(EIC \frac{\partial C}{\partial z_0} \right) = \\ = K_v z_0 - \frac{d}{dz} \left(\bar{N} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z_0} + M \frac{\partial C}{\partial z_0} \right) + \frac{d^2}{dz^2} \left(M \frac{\partial C}{\partial z_0} \right) = 0; \end{aligned} \quad (4.141)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial y_0} - \frac{d}{dz} \left(EA\varepsilon \frac{\partial \varepsilon}{\partial y_0} + EIC \frac{\partial C}{\partial y_0} \right) + \frac{d^2}{dz^2} \left(EIC \frac{\partial C}{\partial y_0} \right) = \\ = K_H y_0 - \frac{d}{dz} \left(\bar{N} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y_0} + M \frac{\partial C}{\partial y_0} \right) + \frac{d^2}{dz^2} \left(M \frac{\partial C}{\partial y_0} \right) = 0, \end{aligned} \quad (4.142)$$

unde: \bar{N} - $E \cdot A \cdot \varepsilon$ este efortul longitudinal de întindere;

- $M = E \cdot I \cdot K$ - momentul încovoietor în coloană.

Pentru simplificarea relațiilor (4.141) și (4.142), după diferențiere, trebuie lăsați numai termenii de ordinul cel mai mic. Însă, acest fapt este dificil, deoarece pentru aprecierea valorilor ridicate ale derivatelor y_0 și z_0 sunt puține informații. De aceea, vor fi deduse valorile maxime posibile ale lui y_0 și z_0 din condiția de rezistență a trunchiului coloanei [42]:

$$|z_0'| \approx |\varepsilon| \leq \frac{R}{E} \approx 10^{-3}; \quad (4.143)$$

$$|y_0''| \approx |K| \leq \frac{z_0 R}{EI} \approx \frac{2 \cdot 10^{-3}}{d}. \quad (4.144)$$

unde: R este rezistența de calcul a materialului din care este alcătuită coloana; raportul $(R/E) \approx 10^{-3}$ este caracteristic și pentru oțel și pentru beton.

Lungimea curbată a coloanei, așa cum rezultă din calcule, are valoarea aproximativ egală cu $20 \cdot d$. În acest caz:

$$|y_0'| \leq \max |y_0''| \cdot 20 \cdot d \approx 0,04; \quad (4.145)$$

Prin limitarea înclinării capului coloanei până la $3 \dots 5^\circ$, $|u'| \leq (0,05 \dots 0,1)$.

$$\text{Se consideră } K \approx \frac{E}{b \ln \xi l / b} \quad (4.146)$$

unde: ξ este un coeficient adimensional;

- l și b - lungimea și respectiv lățimea grinzii (coloanei) situate pe un teren având coeficientul de pat K ;

Ținând seama de relația (4.138), rezultă că z_o' și $y_o'^2$ pot avea același ordin de mărime; prin urmare:

$$\varepsilon \approx z_o' + y_o'^2 / 2; \quad (4.147)$$

$$q = \frac{K_o z_o}{\left[1 + (K_o z_o / q_{lim})^m\right]^{1/m}}; \quad (4.148)$$

unde: $m = 1 \dots 3$.

Luând în considerare expresia rezistenței verticale q a terenului, dată de relația (4.148) precum și valoarea coeficientului de împingere inițial K_o , se poate face aprecierea că $|y_o''| < 10^{-4} / d$.

De aici, rezultă:

$$C \approx z_o'; \quad (4.149)$$

Influența coeficientului m din relația (4.148) asupra formei curbe (q , z_o) reiese din figura 4.8, b [29].

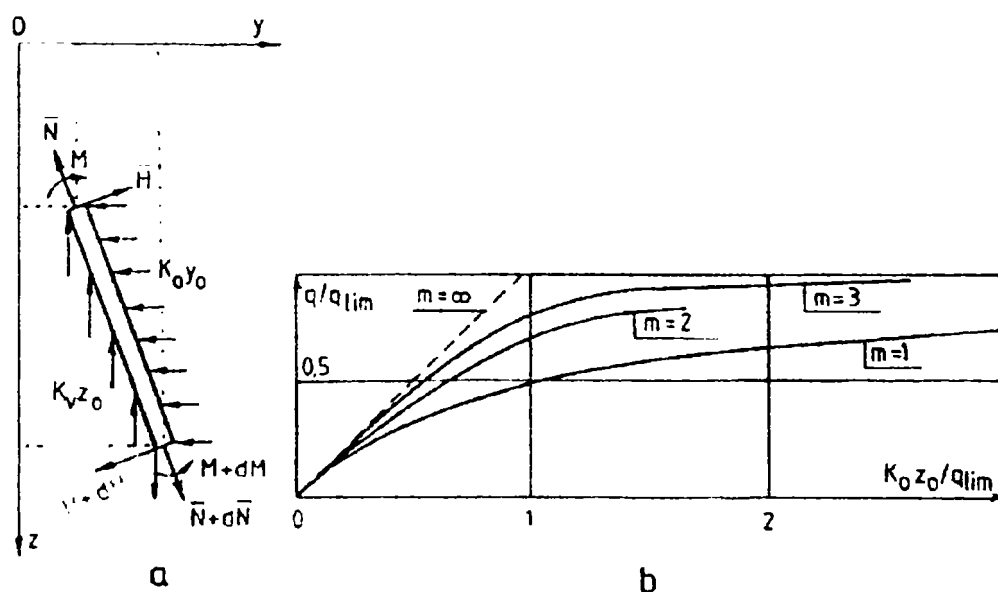


Fig. 4.8 Forțele care acționează asupra elementului de coloană supus acțiunilor orizontale și combinate

a - dependența rezistenței specifice verticale q de tasare z_o pentru diferite valori a lui m ;
b - forțele care acționează asupra elementului de coloană.

Astfel, expresiile (4.141) și (4.142) reprezintă condițiile de echilibru ale elementului de coloană în proiecțiile pe axele z și x . Aceste condiții pot fi exprimate prin forțe și moment acționând în secțiunea transversală și, de asemenea, prin reacțiunea terenului.

Ecuțiile de echilibru ale coloanei (figura 4.8) care, până la deformare avea lungimea unitară dz iar după aceea valoarea $ds = (1 + \varepsilon) \cdot dz \cdot p$, vor căpăta forma:

$$dM - \bar{H}ds = 0; \quad (4.150)$$

$$d(\bar{N} \cos \psi + \bar{H} \sin \psi) - K_v z_o dz = 0; \quad (4.151)$$

$$d(\bar{N} \sin \psi - \bar{H} \cos \psi) - K_v z_o dz = 0; \quad (4.152)$$

S vor introduce relațiile:

$$-\bar{N} \cos \psi - \bar{H} \sin \psi = N; \quad (4.153)$$

$$-\bar{N} \sin \psi + \bar{H} \cos \psi = H. \quad (4.154)$$

unde: N și H sunt efortul component vertical și, respectiv, efortul component orizontal în secțiunea transversală, spre deosebire de \bar{N} și \bar{H} , care sunt componentele longitudinale și transversale exterioare aplicate coloanei.

O altă diferență constă în semn, considerându-se la calculul coloanei semnul plus aplicat efortului vertical de compresiune.

Inversele relațiilor (4.153) și (4.154) sunt:

$$\bar{N} = -N \cos \psi - H \sin \psi \quad (4.155)$$

$$\bar{H} = -N \sin \psi + H \cos \psi \quad (4.156)$$

Se fac următoarele precizări:

$$\frac{ds}{dz} = 1 + \varepsilon; \quad (4.157)$$

$$\cos \psi = (1 + z'_o) / (1 + \varepsilon) \approx 1; \quad (4.158)$$

$$\sin \psi = y'_o / (1 + \varepsilon) \approx y'. \quad (4.159)$$

În aceste condiții, prin diferențierea ecuației (4.150) se obține relația:

$$\frac{dM}{dz} = \bar{H} \cdot \frac{ds}{dz} = (H \cos \psi - N \sin \psi)(1 + \varepsilon) = H(1 + z'_o) - N y'_o \quad (4.160)$$

Eliminând $H z'_o$ ca fiind membru de ordin de mărime foarte mic se obține:

$$M' = H - N y'_o \quad (4.161)$$

Ecuatiile (4.151) și (4.152) se pot scrie sub forma:

$$N' = -K_v z; \quad (4.162)$$

$$H' = -K_h y. \quad (4.163)$$

Pentru ca sistemul să devină închis, trebuie adăugat celor trei ecuații de echilibru, ecuațiile fizice ale condițiilor de margine. Luând în considerare relațiile (4.147), (4.149) și (4.155), precum și condiția de îndepărtare a termenilor cu ordinul de mărime foarte mic, se obține:

$$y'_o = \psi; \quad (4.164)$$

$$EI y''_o = -M; \quad (4.165)$$

$$EA z'_o = -N - g, \quad (4.166)$$

$$\text{unde: } g = H y'_o + \frac{EA y'^2_o}{2} \quad (4.167)$$

Sistemele de ecuații (4.161) ... (4.166), la care se impun condițiile de margine, constituie metode de bază ale calculului coloanelor la încărcări orizontale și combinate. Din prezentele ecuații de echilibru rezultă că și în cazul numai a unei încărcări orizontale apare forța longitudinală și deplasarea corespunzătoare a coloanei.

Astfel, admitând că deplasările z_o sunt egale cu zero, rezultă din relația (4.166) că în corpul coloanei apar eforturi de întindere.

Aceste eforturi trebuie să provoace deplasări longitudinale ale punctelor de pe corpul coloanei care parțial compensează întinderea până la apariția echilibrului.

Încercările efectuate în Rusia, pe modele de piloți de 4 m lungime și diametru de 60 mm, au arătat că la încărcarea ciclică orizontală a capului pilotului s-a observat ridicarea cu cca 15 cm, la 100 de cicluri, a capului pilotului, adică smulgerea acestuia din pământ. Acest fenomen se explică prin faptul că, prin mărirea încărcării orizontale, ca rezultat al încovoierii pilotului, apar eforturile de întindere care extrag pilotul din pământ, iar la îndepărtarea încărcării

orizontale, pilotul nu mai poate reveni în jos, la poziția inițială, deoarece terenul, sub acțiunea apei din pori se „scurge” sub vârful pilotului, oprind revenirea acestuia la poziția inițială. La coloanele în mărime naturală acest efect este mai redus datorită greutateii proprii a coloanelor, cât și datorită frecării laterale pe lungimea acestora.

4.5. Calculul fundațiilor pe coloane cu metode utilizate în Franța

În Franța [88] ca și în alte țări, pentru calculul fundațiilor pe coloane au fost utilizate la început metode care nu au ținut cont de conlucrarea între coloane și terenul de fundare, iar calculul propriu-zis se efectua manual. În momentul de față aceste metode se utilizează în faza inițială a calculului, doar pentru predimensionare, calculul propriu-zis efectuându-se ținând cont de interacțiunea coloanelor cu terenul de fundare, în cadrul cărora calculul se face automat.

4.5.1. Elementele pregătitoare pentru calcul

Alegerea tipului de coloane se face în funcție de:

- caracteristicile geotehnice ale terenului de pe amplasament;
- valoarea eforturilor aplicate.

Prospectarea geotehnică a amplasamentului trebuie să conducă la:

- definirea naturii straturilor prezente în stratificația terenului;
- determinarea caracteristicilor geotehnice ale terenului;

Referitor la eforturilor preluate, trebuie cunoscute toate combinațiile de acțiuni; fiecare combinație de acțiuni îi corespunde la nivelul inferior al radierului eforturile: M , N și H .

În calculul de predimensionare se adoptă inițial distanța între axele coloanelor $d_{ax} = 3 \cdot d$ (d - este diametrul curent al coloanelor); dacă se adoptă o valoare $d_{ax} < 3 \cdot d$ apare efectul de grup de care trebuie să se țină cont.

Se menționează că nu există contraindicații pentru a se mări distanța între axele coloanelor peste valoarea $3 \cdot d$, însă se pun în acest caz probleme de proiectare a radierului. Pentru simplificarea calculelor se consideră că radierul este infinit rigid.

Modul de dispunere al coloanelor în raport cu suprafața construcției se face în funcție de:

- valoarea eforturilor;
- dimensiunile și forma lucrării (pilă, culee).

La dispunerea coloanelor trebuie să se țină seama și de unele aspecte care în practică sunt diferite față de ipotezele de proiectare, cum ar fi:

- rigiditatea reală a radierului;
- neomogenitatea terenului;
- punctele (zonele) de aplicație a sarcinilor exterioare.

4.5.2. Calculul fundațiilor pe coloane prin metode care nu consideră conlucrarea dintre coloane și teren

Pentru o fundație alcătuită dintr-un radier pe coloane verticale și înclinate se pun următoarele condiții:

- toate coloanele au aceeași cotă de fundare;
- se presupune dubla articulație a coloanelor la cele două capete; din acest motiv coloanele pot prelua doar eforturi normale;
- radierul este considerat infinit rigid.

Reacțiunile în coloane se determină în funcție de deplasările tălpii, care depind de șase parametri; astfel, se poate scrie și rezolva un sistem de șase ecuații cu șase necunoscute.

În cele ce urmează se vor analiza mai multe tipuri de fundații pe coloane.

4.5.2.1. Fundații plane static determinate

Se consideră o fundație plană (figura 4.9) alcătuită din trei șiruri de coloane și radier, care au în comun un plan de simetrie vertical în care acționează eforturile.

În condițiile date se pot scrie trei ecuații, cu trei necunoscute și anume:

- două ecuații de proiecție a eforturilor (pe cele două axe, Ox și Oz);
- o ecuație de moment;

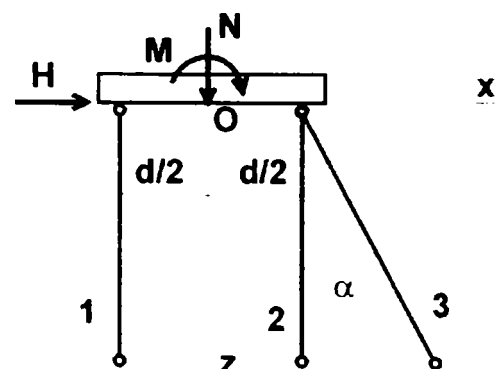


Fig. 4.9 Schema de calcul a unei fundații plane static determinate
1, 2 - coloane verticale; 3 - coloană înclinată

Prin rezolvarea sistemului de ecuații amintit se obțin eforturile normale în cele trei șiruri:

$$N_1 = \frac{1}{2} \cdot N - \frac{M}{d}; \quad [\text{kN}] \quad (4.168)$$

$$N_2 = \frac{1}{2} \cdot N + \frac{M}{d} - H \cdot \cot \alpha; \quad [\text{kN}] \quad (4.169)$$

$$N_3 = \frac{1}{\sin \alpha} \cdot H. \quad [\text{kN}] \quad (4.170)$$

Conform acestor relații se poate vedea că rândul al doilea de coloane va fi comprimat doar dacă $H \leq \left(\frac{1}{2} \cdot V + \frac{M}{d} \right) \cdot \text{tg} \alpha$.

4.5.2.2. Fundații plane static nedeterminate

La aceste fundații (figura 4.10), grupul de coloane se raportează în planul său de simetrie la sistemul Oxz, având punctul O la fața inferioară a radierului.

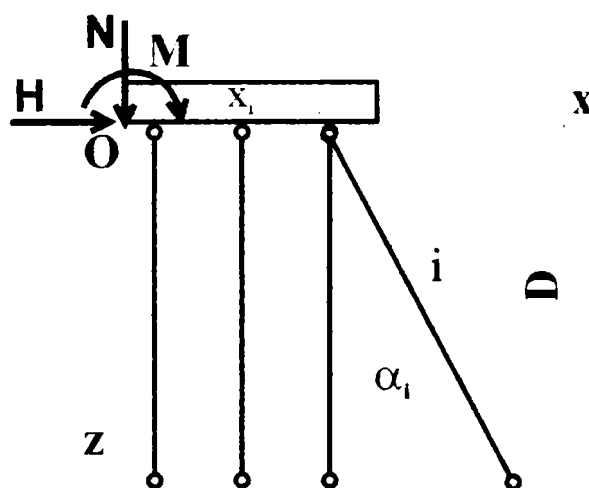


Fig. 4.10 Schema de calcul a unei fundații plane static nedeterminate

Calculul sistemului static nedeterminat se face prin metoda M COURBON în următoarele condiții:

- vectorul solicitărilor reduse în punctul O are componentele N , H și M ;
- componentele deplasărilor tălpilor în punctul O sunt: ξ , pe direcția Ox, ζ , pe direcția Oz, ω , rotirea tălpilor;
- șirul de coloane n_i este definit prin:
 - l_i - lungimea coloanei i ;
 - A_i - aria secțiunii coloanei i ;

- α_i - unghiul de înclinare al coloanei i ;
- x_i - distanța axei coloanei i față de originea O ;
- D - adâncimea de introducere a coloanelor;
- sub efectul eforturilor aplicate se obțin:
- o variație de lungime ΔL_i definită de relația:

$$\Delta L_i = \xi \cdot \sin \alpha_i + (\zeta + \omega \cdot x_i) \cdot \cos \alpha_i; \quad [\text{m}] \quad (4.171)$$

- un efort N_i conform Legii lui Hooke:

$$N_i = E \cdot A_i \cdot \frac{\Delta L_i}{L_i}; \quad [\text{KN}] \quad (4.172)$$

Efortul N_i se consideră dacă produce compresiune, și atunci se utilizează notația:

$$k_i = E \cdot \frac{A_i}{D}; \quad [\text{KN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (4.173)$$

Având în vedere că $L_i = \frac{D}{\cos \alpha_i}$, atunci se poate scrie că:

$$N_i = k_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \Delta L_i; \quad [\text{KN}] \quad (4.174)$$

În aceste condiții ecuațiile de echilibru ale radierului sunt:

$$\begin{cases} \xi \cdot (\sum k_i \cdot \cos \alpha \cdot \sin^2 \alpha) + \zeta \cdot (\sum k_i \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \alpha) + \omega \cdot (\sum k_i \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha) = H \\ \xi \cdot (\sum k_i \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha) + \zeta \cdot (\sum k_i \cdot \cos^2 \alpha) + \omega \cdot (\sum k_i \cdot x_i \cdot \cos^3 \alpha) = N \\ \xi \cdot (\sum k_i \cdot x_i \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha) + \zeta \cdot (\sum k_i \cdot \cos^2 \alpha \cdot x_i \cdot \cos^3 \alpha) + \omega \cdot (\sum k_i \cdot x_i^2 \cdot \cos^3 \alpha) = M \end{cases} \quad (4.175)$$

Prin rezolvarea sistemului se obțin:

- deplasările tălpii;
- eforturile normale în fiecare șir de coloane.

Se menționează că, pentru coloane identice (caz general), coeficienții K_i dispar din expresiile eforturilor N_i .

În cele ce urmează se face particularizarea relațiilor generale de calcul a fundațiilor plane static nedeterminate la două cazuri particulare în ceea ce privește dispunerea și numărul coloanelor:

A. Fundație plană simetrică, o dată static nedeterminată

Modul de dispunere al coloanelor este dat în figura 4.11, făcându-se următoarele precizări:

- toate șirurile au același număr de coloane;
- eforturile exterioare sunt reduse în mijlocul bazei radierului.

Eforturile axiale ($N_{1,2,1',2'}$) în coloanele fiecărui șir de coloane sunt:

$$N_1 = \frac{1}{2 \cdot (1 + \cos^3 \alpha)} \cdot N + \frac{\cot g \alpha}{2} \cdot H - \frac{M}{d} \quad [\text{kN}] \quad (4.176)$$

$$N'_1 = \frac{1}{2 \cdot (1 - \cos^3 \alpha)} \cdot N - \frac{\cot g \alpha}{2} \cdot H + \frac{M}{d} \quad [\text{kN}] \quad (4.177)$$

$$N_2 = \frac{\cos^2 \alpha}{2 \cdot (1 + \cos^3 \alpha)} \cdot N - \frac{1}{2 \cdot \sin \alpha} \cdot H \quad [\text{kN}] \quad (4.178)$$

$$N'_2 = \frac{\cos^2 \alpha}{2 \cdot (1 + \cos^3 \alpha)} \cdot N + \frac{1}{2 \cdot \sin \alpha} \cdot H \quad [\text{kN}] \quad (4.179)$$

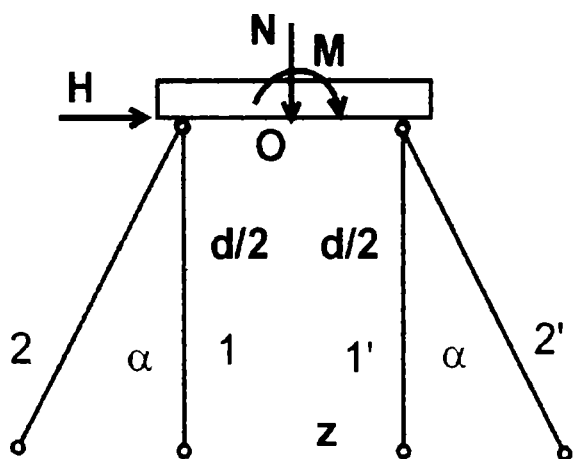


Fig. 4.11 Schema de calcul pentru fundațiile simetrice o dată static nedeterminată

1, 1' - coloane verticale; 2, 2' - coloane înclinate.

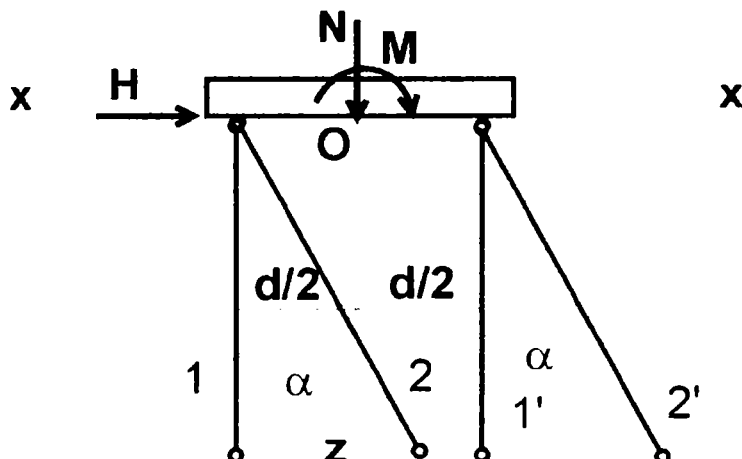


Fig. 4.12 Schema de calcul pentru fundațiile antisimetrice o dată static nedeterminată

1, 1' - coloane verticale; 2, 2' - coloane înclinate.

B. Fundație plană antisimetrică, o dată static nedeterminată

După cum se observă în figura 4.12 dispunerea coloanelor este antisimetrică, iar eforturile exterioare sunt reduse tot față de mijlocul bazei radierului. De asemenea, toate șirurile au același număr de coloane.

Eforturile ($N_{1,2,1',2'}$) în coloanele fiecărui șir sunt:

$$N_1 = \frac{1}{2} \cdot N - \frac{1}{1 + \cos^3 \alpha} \cdot \frac{M}{d} - \frac{\cot \alpha}{2} \cdot H \quad [\text{kN}] \quad (4.180)$$

$$N_1' = \frac{1}{2} \cdot N + \frac{1}{1 + \cos^3 \alpha} \cdot \frac{M}{d} - \frac{\cot \alpha}{2} \cdot H \quad [\text{kN}] \quad (4.181)$$

$$N_2 = -\frac{\cos^2 \alpha}{1 + \cos^3 \alpha} \cdot \frac{M}{d} + \frac{1}{2 \cdot \sin \alpha} \cdot H \quad [\text{kN}] \quad (4.182)$$

$$N_2' = +\frac{\cos^2 \alpha}{1 + \cos^3 \alpha} \cdot \frac{M}{d} + \frac{1}{2 \cdot \sin \alpha} \cdot H \quad [\text{kN}] \quad (4.183)$$

4.5.2.3. Calculul fundațiilor pe coloane verticale

Considerând schema de încărcare din figura 4.13 (a și b), efortul normal din coloana i este dat de relația:

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{x_i}{\sum x_i^2} \cdot M_y - \frac{y_i}{\sum y_i^2} \cdot M_x \quad [\text{kN}] \quad (4.184)$$

(pentru coloanele identice).

Pentru cazul particular prezentat, unde n_1 și n_2 reprezintă numărul de coloane pe cele două șiruri, eforturile normale $N_{1(2)}$ în fiecare coloană pentru cele două șiruri sunt date de relația:

$$N_{1(2)} = \frac{N}{2 \cdot n_1(n_2)} \pm \frac{M}{d \cdot n_1(n_2)} \quad [\text{kN}] \quad (4.185)$$

unde: N , M_x și M_y sunt eforturile transmise radierului (la nivelul inferior al acestuia);

Originea O a sistemului de axe Oxz a planului de acțiune al forțelor se stabilește la nivelul inferior al radierului, în centrul de greutate al sistemului de coloane.

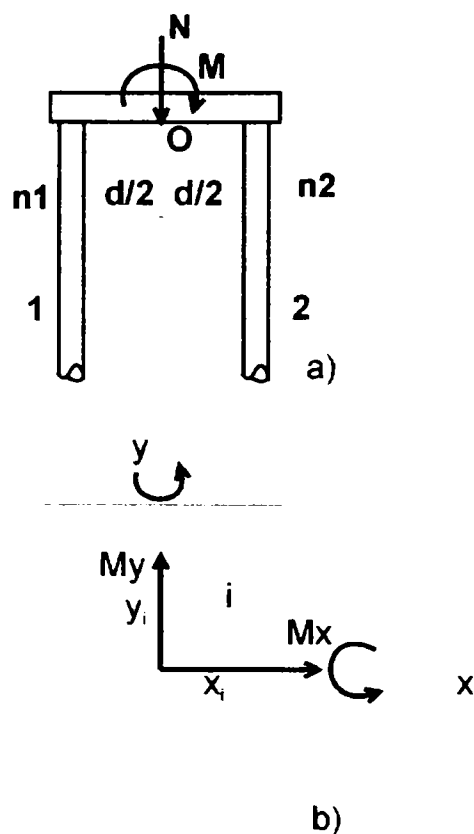


Fig. 4.13 Schema de încărcare și de calcul

a - în secțiune transversală; b - în plan.

4.5.2.4. Scurte concluzii privind calculul fundațiilor pe coloane cu metode care nu consideră conlucrarea între coloane și teren

Analiza acestor metode permite evidențierea următoarelor concluzii:

- nu pot rezolva situații mai deosebite cu încărcări orizontale;
- nu surprind efortul de încovoiere în coloane;
- actual se utilizează în predimensionare, chiar și pentru fundații static determinate sau nedeterminate;
- pentru cazuri de fundații static nedeterminate, utilizând metoda COURBON, se impune practic un calcul automat;
- se poate face o primă estimare a eforturilor normale transmise coloanelor, dacă se face abstracție de eforturile orizontale aplicate radierului.
- preluarea eforturilor orizontale se face prin conlucrarea coloanelor cu radierul, cu sau fără sprijin pe teren;

4.5.3. Calculul fundațiilor pe coloane prin metode care consideră conlucrarea între coloane și teren

Ipotezele care se au în vedere în acest mod de calcul sunt:

- fundația admite un plan vertical de simetrie geometrică și mecanică;
- eforturile sunt conținute în acest plan.

Planul feței inferioare al radierului se raportează la un sistem de axe general rectangular și drept (fig. 4.14) a cărei origine nu este impusă, și este compus din:

- OZ axă verticală, orientată în jos;
- OX axă orizontală, conținută în planul de simetrie al fundației;
- OY axă orizontală.

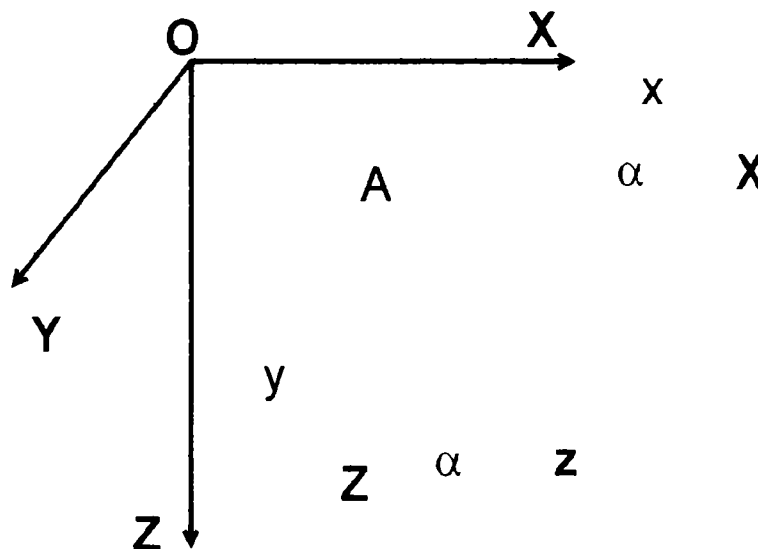


Fig. 4.14 Sistemele spațiale de axe utilizate în calcule OXYZ - sistemul general de axe; Axyz - sistemul propriu de axe.

Pentru fiecare coloană în parte se introduce un sistem de axe propriu $Axyz$, unde A este proiecția pe XOY a axei coloanei, iar axele Az și Ax se caracterizează prin:

- Az este confundată cu axa coloanei, orientată în jos și înclinată cu unghiul α față de verticală;
- Ax se deduce din axa Az prin rotire cu 90° în planul fundației.

4.5.3.1. Calculul deplasărilor și eforturilor în coloane

Se consideră coloana n_i^o . iar în secțiunea ei de încastrare în radier se poziționează sistemul propriu de axe $Axyz$, (figura 4.15).

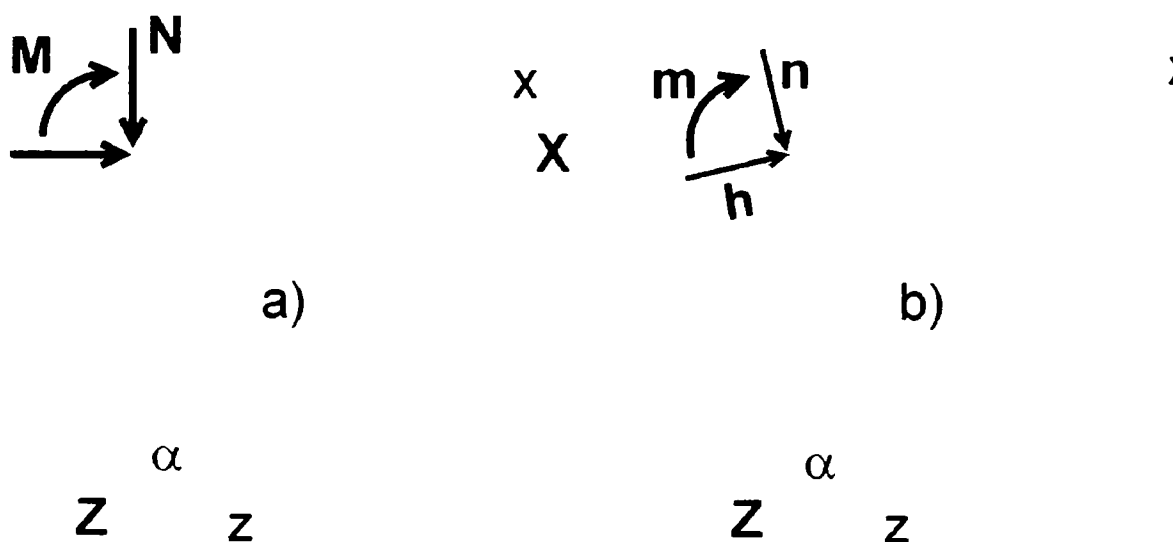


Fig. 4.15 Sistemele de axe și de încărcare

a) - eforturi în sistemul general de axe; b) - eforturi în sistemul propriu de axe.

În raport cu sistemul propriu se definesc următoarele mărimi:

- h_i - efortul transversal;
- m_i - momentul de încovoiere;
- n_i - efortul normal;
- u_i - deplasarea transversală;
- ω_i - unghiul de rotire al fibrei medii (notată în STAS cu θ);
- w_i - scurtarea elastică a coloanei.

Mărimile definite în sistemul general $OXYZ$ sunt :

- H_i - componenta urmând OX a efortului aplicat în capul coloanei;
- N_i - componenta aceluiași efort, urmând OZ ;

- M_i - momentul; în cazul prezentat $M_i = m_i$;
- U_i - componenta deplasării capului coloanei, urmând OX;
- W_i - componenta deplasării capului coloanei, urmând OZ;
- $\Omega_i = \omega_i$ - unghiul de rotire.

Eforturile introduse în sistemul propriu sunt socotite pozitive, după convențiile de semne ale rezistenței materialelor clasice:

- efortul normal este pozitiv dacă este de compresiune;
- momentul de încovoiere este pozitiv dacă el comprimă fibra superioară raportată la orientarea aleasă;
- efortul transversal este pozitiv dacă urmează axa Ax.

Relațiile între eforturi și deformații în capul coloanei sunt:

$$h = K_x \cdot u + K_{\theta x} \cdot \omega; \quad [\text{kN}] \quad (4.186)$$

$$m = -K_{\theta x} \cdot u - K_{\theta} \cdot \omega; \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (4.187)$$

$$n = \mu \cdot w. \quad [\text{kN}] \quad (4.188)$$

unde K_x , $K_{\theta x}$, K_{θ} sunt coeficienți de elasticitate ai coloanei;

- μ - coeficientul de elasticitate longitudinală.

Pentru echilibrul radierului se raportează eforturile și deformațiile din capul coloanei la sistemul general OXYZ. Formulele de trecere a eforturilor din sistemul local Axyz în sistemul general OXYZ sunt:

- formula directă:

$$\begin{bmatrix} H \\ N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} h \\ n \\ m \end{bmatrix} \quad (4.189)$$

- formula inversă:

$$\begin{bmatrix} h \\ n \\ m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha & 0 \\ \sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} H \\ N \\ M \end{bmatrix} \quad (4.190)$$

Similar, se definesc și relațiile de trecere a deplasărilor:

- formula directă:

$$\begin{bmatrix} U \\ \Omega \\ W \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & 0 & \sin \alpha \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ \omega \\ w \end{bmatrix} \quad (4.191)$$

- formula inversă:

$$\begin{bmatrix} u \\ \omega \\ w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \alpha & 0 & \cos \alpha \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U \\ \Omega \\ W \end{bmatrix} \quad (4.192)$$

Ținând cont de relațiile (4.186) ... (4.188), între deformații și eforturi, relația matriceală între deformații și eforturi, raportate la sistemul OXYZ este:

$$\begin{bmatrix} H \\ N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} K_x & K_{\theta x} & 0 \\ 0 & 0 & \mu \\ -K_{\theta x} & -K_{\theta} & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \alpha & 0 & \cos \alpha \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U \\ \Omega \\ W \end{bmatrix} \quad (4.193)$$

sau:

$$\begin{bmatrix} H \\ N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x \cdot \cos^2 \alpha + \mu \cdot \sin^2 \alpha & K_{\theta x} \cdot \cos \alpha & (\mu - K_x) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ (\mu - K_x) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha & -K_x \cdot \sin \alpha & K_x \cdot \sin^2 \alpha + \mu \cdot \cos^2 \alpha \\ -K_{\theta x} \cdot \cos \alpha & -K_{\theta} & K_{\theta x} \cdot \sin \alpha \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U \\ \Omega \\ W \end{bmatrix} \quad (4.194)$$

4.5.3.2. Coeficienții de elasticitate ai coloanei

În paragraful anterior s-au utilizat, în relațiile între deplasări și eforturi, coeficienții de elasticitate ai coloanelor, K_x , $K_{\theta x}$, K_{θ} și μ . Semnificația acestor coeficienți va fi explicată în continuare.

A. Coeficientul de elasticitate longitudinală: μ

Conform legii lui HOOKE:

$$\mu = \frac{EA}{D} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (4.195)$$

unde: E este modulul lui YOUNG pentru materialul coloanei;

- A - aria secțiunii sale;
- D - lungimea reală a coloanei.

În general, această formulă are un caracter acoperitor, cu excepția cazului în care lungimea reală a coloanei este mai mică decât lungimea de încastrare, în special atunci când coloana nu se sprijină pe un strat dur.

B. Coeficienții de elasticitate transversală: K_x , $K_{\theta x}$, K_{θ}

Acești coeficienți depind de:

- caracteristicile coloanei (geometrie și natură);
- caracteristicile terenului de fundare;
- condițiile de legătură ale coloanelor la extremități.

Se consideră lungimea de transfer:

$$L_t = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{C \cdot d}} \quad [m] \quad (4.196)$$

unde: E este modulul lui YOUNG pentru materialul coloanei [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$];

- I - momentul de inerție al secțiunii coloanei [m^4];
- d - diametrul coloanei [m];
- C - modulul de reacțiune al terenului, considerat omogen [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$].

În aceste condiții se disting următoarele cazuri:

- coloane de lungime infinită;
- coloane de lungime finită;
- coloane încastrate rigid într-un strat de teren considerat fără reacțiune elastică;
- coloane fără reacțiune elastică a terenului pe o lungime l_k ;

B.1 Coloana de lungime infinită

Coloana se poate considera având lungime infinită dacă $D \geq 3 \cdot L_t$;

În acest caz valorile coeficienților de elasticitate transversală sunt:

$$K_x = C \cdot d \cdot L_t; \quad (4.197)$$

$$K_{\theta x} = \frac{1}{2} \cdot C \cdot d \cdot L_t^2; \quad (4.198)$$

$$K_{\theta} = \frac{1}{2} \cdot C \cdot d \cdot L_t^3. \quad (4.199)$$

B.2 Coloana de lungime finită

Pentru coloanele cu lungimea $D < 3 \cdot L_t$, într-un teren cu modul de reacțiune C constant, pentru stabilirea mai ușoară a valorilor coeficienților de elasticitate transversală se introduc parametrii: r_1 , r_2 și r_3 , dați tabelar în funcție de raportul

$$u = \frac{D}{L_t} \quad [88];$$

În aceste condiții, valorile coeficienților de elasticitate transversală sunt:

$$K_x = r_1 \cdot \frac{E \cdot I}{D^3}; \quad (4.200)$$

$$K_{\theta x} = r_2 \cdot \frac{E \cdot I}{D^2}; \quad (4.201)$$

$$K_{\theta} = r_3 \cdot \frac{E \cdot I}{D}. \quad (4.202)$$

B.3 Coloane încastrate rigid într-un strat de teren considerat fără reacțiune elastică

În acest caz, $C = 0$ iar valorile coeficienților de elasticitate transversală se calculează cu relațiile:

$$K_x = \frac{12 \cdot E \cdot I}{D}; \quad (4.203)$$

$$K_{\theta x} = \frac{6 \cdot E \cdot I}{D^2}; \quad (4.204)$$

$$K_{\theta} = \frac{4 \cdot E \cdot I}{D}. \quad (4.205)$$

B.4 Coloane fără reacțiune elastică a terenului pe o lungime l_0

Pe zona h terenul poate fi afuiat, sau cu rezistențe mecanice foarte scăzute, astfel încât se poate neglija reacțiunea acestuia (figura 4.16).

Coeficienții de elasticitate transversală în capul coloanei sunt notați cu $K_x, K_{\theta x}$ și K_θ , iar modul de lucru în acest caz constă în următoarele operații:

- se calculează coeficienții de elasticitate transversală: $K_x^t, K_{\theta x}^t$ și K_θ^t la nivelul A-A de separație între straturile de teren reactiv și nonreactiv, cu relațiile (4.200) ... (4.202) unde se înlocuiesc coeficienții $K_x, K_{\theta x}$ și K_θ cu $K_x^t, K_{\theta x}^t$ și K_θ^t ;

- se definesc eforturile H și M , respectiv deformațiile în capul coloanei X și Ω ;
- se definesc eforturile h și m , respectiv deformațiile x și ω , la nivelul secțiunii A-A;

Din ecuațiile (4.206) și (4.207):

$$\begin{bmatrix} H \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -l_0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} h \\ m \end{bmatrix}; \quad (4.206)$$

$$\begin{bmatrix} x \\ \omega \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & l_0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X \\ \Omega \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{l_0^3}{6 \cdot E \cdot I} & \frac{l_0^2}{2 \cdot E \cdot I} \\ \frac{l_0^2}{2 \cdot E \cdot I} & \frac{l_0}{E \cdot I} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} H \\ M \end{bmatrix}. \quad (4.207)$$

ținând cont că:

$$\begin{bmatrix} h \\ m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x^t & K_{\theta x}^t \\ -K_{\theta x}^t & -K_\theta^t \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x \\ \omega \end{bmatrix}, \quad (4.208)$$

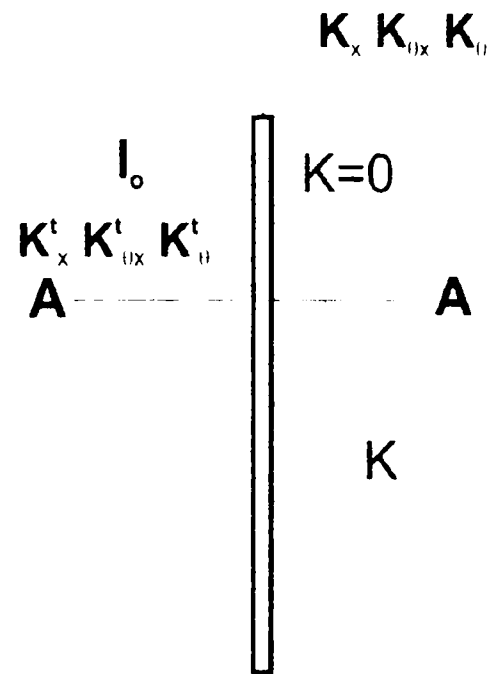


Fig. 4.16 Schema echivalentă de calcul

se deduc valorile K_x , $K_{\theta x}$ și K_θ :

$$K_x = \frac{1}{a} \cdot \left[K_x^t + \frac{l_o}{E \cdot I} \cdot (K_x^t \cdot K_\theta^t - K_{\theta x}^{t2}) \right]; \quad (4.209)$$

$$K_{\theta x} = \frac{1}{a} \cdot \left[l_o \cdot K_x^t + K_{\theta x}^t + \frac{l_o^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot (K_x^t \cdot K_\theta^t - K_{\theta x}^{t2}) \right]; \quad (4.210)$$

$$K_\theta = \frac{1}{a} \cdot \left[l_o^2 \cdot K_x^t + 2 \cdot l_o \cdot K_{\theta x}^t + K_\theta^t + \frac{l_o^3}{3 \cdot E \cdot I} \cdot (K_x^t \cdot K_\theta^t - K_{\theta x}^{t2}) \right]. \quad (4.211)$$

$$\text{unde: } a = 1 + \frac{l_o}{3 \cdot E \cdot I} \cdot (l_o^2 \cdot K_x^t + 3 \cdot l_o \cdot K_{\theta x}^t + 3 \cdot K_\theta^t) + \frac{l_o^4}{12 \cdot (E \cdot I)^2} \cdot (K_x^t \cdot K_\theta^t - K_{\theta x}^{t2}).$$

4.5.3.3. Concluzii privind domeniile de aplicare ale formulelor

În principiu, formulele de calcul prezentate se aplică în următoarele condiții:

- pentru predimensionare;
- dacă modulul de reacțiune nu variază prea mult în funcție de adâncime;
- dacă modulul de reacțiune este foarte mic și coloanele sunt încastrate într-un strat stâncos, conform paragrafului 4.5.3.2 punctul B.3;
- dacă terenul este în principal alcătuit din două straturi, primul fiind de calitate nesatisfăcătoare iar al doilea cu o bună consistență și relativ omogen;

Se menționează că rezultatele nu sunt influențate semnificativ de variația modulului K , mai ales de la o anumită adâncime; în aceste condiții, predimensionarea efectuată în baza formulelor indicate este acoperitoare în proiectare.

4.5.3.4. Calculul eforturilor de încovoiere și a deformațiilor în lungul coloanelor

Eforturile maxime apar în general la partea superioară a coloanelor, dar atunci când există eforturi parazite (frecări negative sau împingeri laterale), este necesar să se cunoască eforturile de încovoiere în lungul coloanelor, pe lângă celelalte eforturi și deformații. Astfel, se determină eforturile $h(z)$ (forță tăietoare)

și $m(z)$ (moment încovoietor) și deformațiile $\omega(z)$ (rotire) și $x(z)$ (deplasare laterală) la nivelul „z”, în funcție de terenul de fundare.

Problema se reduce la un calcul de rezistență a materialelor, iar în practică pot să apară câteva situații, tratate în cele ce urmează.

A. Coloana, sau o parte din coloană se află în teren considerat nonreactiv

Eforturile $h(z)$ și $m(z)$ și deformațiile $\omega(z)$ și $x(z)$ la nivelul „z” se determină cu relațiile:

$$h(z) = h; \quad [\text{kN}] \quad (4.212)$$

$$m(z) = m + h \cdot z; \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (4.213)$$

$$\omega(z) = \omega + \frac{m}{E \cdot I} \cdot z + \frac{h}{2 \cdot E \cdot I} \cdot z^2; \quad [\text{rad}] \quad (4.214)$$

$$x(z) = x + \omega \cdot z + \frac{m}{2 \cdot E \cdot I} \cdot z^2 + \frac{h}{6 \cdot E \cdot I} \cdot z^3. \quad [\text{m}] \quad (4.215)$$

B. Coloană de lungime infinită, într-un teren cu modulul $K = \text{constant}$

Eforturile $h(z)$ și $m(z)$ și deformațiile $\omega(z)$ și $x(z)$ la nivelul „z” se determină cu relațiile:

$$h(z) = h \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \left(\cos \frac{z}{L_t} - \sin \frac{z}{L_t} \right) - \frac{2 \cdot m}{L_t} \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \sin \frac{z}{L_t}; \quad (4.216)$$

$$m(z) = h \cdot L_t \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \sin \frac{z}{L_t} + \frac{m}{L_t} \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \left(\cos \frac{z}{L_t} - \sin \frac{z}{L_t} \right); \quad (4.217)$$

$$x(z) = \frac{2 \cdot h}{L_t \cdot C \cdot d} \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \cos \frac{z}{L_t} + \frac{2 \cdot m}{L_t^2 \cdot C \cdot d} \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \left(\cos \frac{z}{L_t} - \sin \frac{z}{L_t} \right); \quad (4.218)$$

$$\omega(z) = -\frac{2 \cdot h}{L_t^2 \cdot C \cdot d} \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \left(\cos \frac{z}{L_t} - \sin \frac{z}{L_t} \right) - \frac{4 \cdot m}{L_t^3 \cdot C \cdot d} \cdot e^{-\frac{z}{L_t}} \cdot \cos \frac{z}{L_t}; \quad (4.219)$$

C. Coloană de lungime finită, într-un teren considerat elastic cu modulul $C = \text{constant}$

$$x(z) = \frac{h \cdot L_t^3}{E \cdot I} \cdot \left(fs_3 - \frac{1}{2} \cdot js_3 - \frac{1}{4} \cdot g \right) + \frac{m \cdot L_t^2}{E \cdot I} \cdot \left(fs_2 - \frac{1}{2} \cdot js_1 + \frac{1}{2} \cdot k \right); \quad (4.220)$$

$$\omega(z) = \frac{h \cdot L_t^2}{E \cdot I} \cdot \left(gs_3 - fs_2 + \frac{1}{2} \cdot k \right) + \frac{m \cdot L_t}{E \cdot I} \cdot \left(gs_2 - fs_1 + \frac{1}{2} \cdot j \right); \quad (4.221)$$

$$m(z) = h \cdot L_t \cdot \left(-2 \cdot ks_3 - gs_2 + \frac{1}{2} \cdot j \right) + m \cdot \left(-2ks_2 - gs_1 + f \right); \quad (4.222)$$

$$h(z) = h \cdot \left(-2 \cdot js_3 + 2 \cdot ks_2 + f \right) + \frac{m}{L_t} \cdot \left(-2js_2 + 2 \cdot ks_1 + g \right), \quad (4.223)$$

în care notațiile s_k , f , g , j și k au următoarele explicitări:

$$\bullet \quad s_k = \frac{r_k}{r_1 \cdot r_2 - r_2^2} \cdot \left(\frac{D}{L_t} \right)^k \text{ pentru } k = 1, 2, 3 \quad (4.224)$$

$$\bullet \quad f\left(\frac{z}{L_t}\right) = \text{ch}\left(\frac{z}{L_t}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{L_t}\right); \quad (4.225)$$

$$\bullet \quad g\left(\frac{z}{L_t}\right) = \text{sh}\left(\frac{z}{L_t}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{L_t}\right) - \text{ch}\left(\frac{z}{L_t}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{L_t}\right); \quad (4.226)$$

$$\bullet \quad j\left(\frac{z}{L_t}\right) = \text{sh}\left(\frac{z}{L_t}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{L_t}\right) + \text{ch}\left(\frac{z}{L_t}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{L_t}\right); \quad (4.227)$$

$$\bullet \quad k\left(\frac{z}{L_t}\right) = \text{sh}\left(\frac{z}{L_t}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{L_t}\right). \quad (4.228)$$

4.5.3.5. Calculul efectiv al fundațiilor pe coloane

Calculul efectiv al unei fundații pe coloane constă în exprimarea ecuațiilor de echilibru al radierului, sub eforturile aplicate și a ecuațiilor de compatibilitate a deformațiilor.

În practică pot apărea diverse cazuri, după cum se va vedea din cele ce urmează.

A. Cazul general, fundație plană

Ecuțiile de echilibru ale radierului fundației pe coloane a cărei schemă de calcul este redată în fig. 4.17 sunt:

$$N = \sum N_i \text{ proiecție pe OZ}; \quad [\text{kN}] \quad (4.229)$$

$$H = \sum H_i \text{ proiecție pe OX}; \quad [\text{kN}] \quad (4.230)$$

$$M = \sum (M_i + \xi \cdot N_i), \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad (4.231)$$

unde: ξ este abscisa punctului de intersecție a axei coloanei n_i cu axa OX.

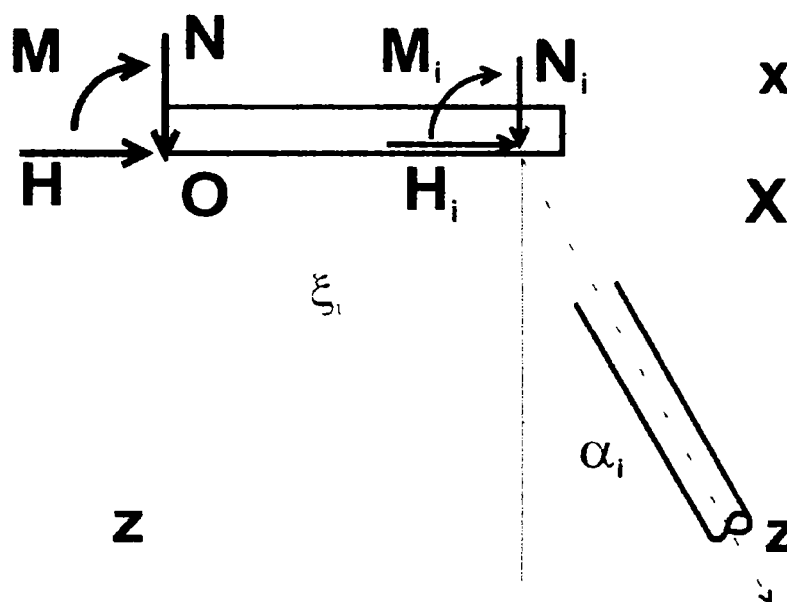


Fig. 4.17 Schemă de calcul

Ecuțiile deformațiilor sunt:

$$X_o = X_i; \quad (4.232)$$

$$Z_o - \xi \cdot \Omega = Z_i; \quad (4.233)$$

$$\Omega_o = \Omega, \quad (4.234)$$

unde: X_o , Ω_o și Z_o sunt componentele deplasărilor în O.

Se poate constata că, în mod manual problema este de nerezolvat, motiv pentru care se indică utilizarea unui calcul automat.

Pentru unele cazuri simple se poate încerca rezolvarea manuală.

B. Fundații pe două șiruri de coloane verticale

Fundația a cărei schemă de calcul este dată în figura 4.18 se caracterizează prin următoarele condiții:

- cele două șiruri au un număr diferit de coloane: șirul 1 are n_1 coloane iar șirul 2 are n_2 coloane;
- coloanele se consideră încastrate în radier;
- la partea inferioară a coloanelor, legătura se consideră în funcție de natura terenului de fundare.

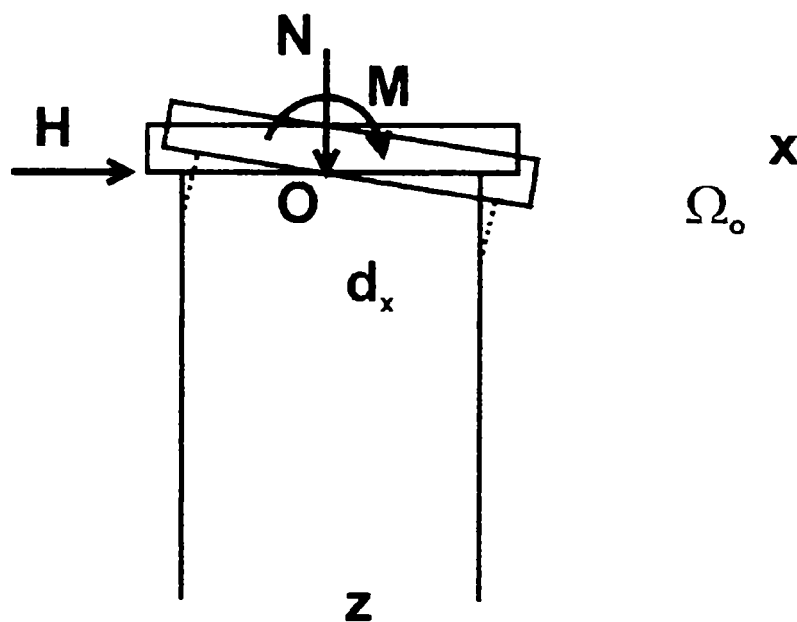


Fig. 4.18 Schemă de calcul

În cazul în care $n_1 = n_2$, din efortul vertical N , vor rezulta în toate coloanele eforturi egale de compresiune. În caz contrar, din efortul vertical apar și momente de încastrare în coloane, la nivelul inferior al radierului, datorită rotirii radierului în jurul axei Oy .

Pentru fiecare coloană se determină coeficienții de elasticitate transversală ρ_1, ρ_2, ρ_3 precum și coeficientul de elasticitate longitudinal μ .

Pentru simplificarea relațiilor se notează:

$K_k = (n_1 + n_2) \cdot K_k$, pentru $k = 1, 2, 3$ (x, θ_x, θ), și:

$$\lambda = K_\theta \cdot d_x + \frac{n_1 + n_2}{n_1 \cdot n_2 \cdot \mu \cdot d_x} \cdot (K_x \cdot R_\theta - R_{\theta x}^2); \quad (4.235)$$

$$\delta = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{n_1 - n_2}{n_2 \cdot n_1 \cdot \mu \cdot d_x} \cdot (R_x \cdot R_\theta - R_{\theta x}^2); \quad (4.236)$$

unde: d_x este distanța dintre axele șirurilor.

Eforturile globale în coloanele din șiruri sunt date de relațiile:

- pentru eforturi verticale:

$$N_1 = \frac{1-\delta}{2} \cdot N - \frac{K_x}{\lambda} \cdot M - \frac{R_{\theta x}}{\lambda} \cdot H; \quad (4.237)$$

$$N_2 = \frac{1+\delta}{2} \cdot N + \frac{K_x}{\lambda} \cdot M + \frac{K_{\theta x}}{\lambda} \cdot H; \quad (4.238)$$

- pentru eforturi orizontale:

$$H_1 = \frac{n_2}{n_2 + n_1} \cdot H; \quad (4.239)$$

$$H_2 = \frac{n_1}{n_2 + n_1} \cdot H. \quad (4.240)$$

- pentru momente încovoietoare:

$$M_1 = \frac{n_2}{n_2 + n_1} \cdot \left[-\frac{\delta}{2} \cdot d_x \cdot N + \left(1 - \frac{K_x}{\lambda} \cdot d_x \right) \cdot M - \frac{K_{\theta x}}{\lambda} \cdot d_x \cdot H \right]; \quad (4.241)$$

$$M_2 = \frac{n_1}{n_2 + n_1} \cdot \left[-\frac{\delta}{2} \cdot d_x \cdot N + \left(1 - \frac{K_x}{\lambda} \cdot d_x \right) \cdot M - \frac{K_{\theta x}}{\lambda} \cdot d_x \cdot H \right] = \frac{n_1}{n_2} \cdot M_1. \quad (4.242)$$

Deplasările sunt calculabile cu relațiile:

- pe axa Ox:

$$X_1 = X_2 = \frac{n_2 + n_1}{n_2 \cdot n_1 \cdot \mu \cdot d_x} \cdot \frac{K_{\theta x}}{\lambda} \cdot M + \left(d_x + \frac{(n_2 + n_1) \cdot R_3}{n_2 \cdot n_1 \cdot \mu \cdot d_x} \right) \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot H; \quad (4.243)$$

- pe axa Oz:

$$Z_1 = \frac{N_1}{n_2 \cdot \mu} \quad (4.244)$$

$$Z_2 = \frac{N_2}{n_2 \cdot \mu}. \quad (4.245)$$

- rotirea în jurul axei Oy:

$$\Omega_1 = \Omega_2 = \frac{Z_1 - Z_2}{d_x}. \quad (4.246)$$

În cazul în care cele două șiruri sunt identice, formulele nu se modifică, dar coeficienții de elasticitate sunt egali pentru cele două șiruri, iar eforturile transmise sunt simetrice (efortul normal N nu dă încovoiere).

C. Cazul unei fundații pe coloane, cu două șiruri simetrice și înclinate cu unghiul α

Acest tip de fundație se recomandă atunci când este supusă la încărcări orizontale alternante, simetrice, motiv pentru care cele două șiruri vor fi simetric identice.

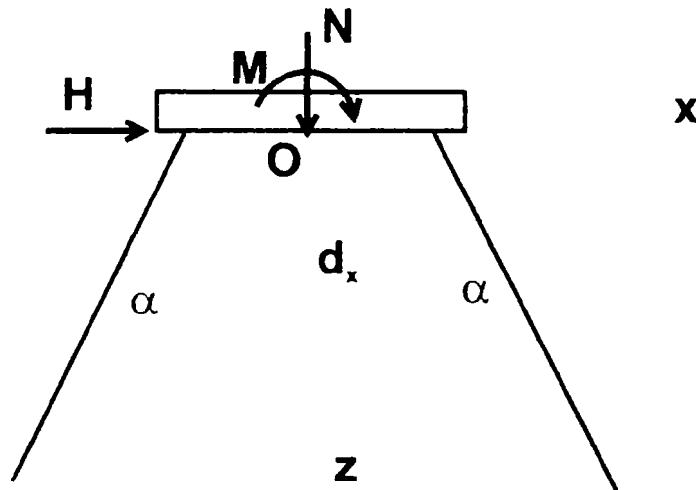


Fig. 4.19 Schemă de calcul

Ecuțiile care permit calculul deplasărilor centrului de greutate (O) al radierului: X , Z și Ω sunt:

$$H = 2 \cdot n1 \cdot (K_x \cdot \cos^2 \alpha + \mu \cdot \sin^2 \alpha) \cdot X + n1 \cdot [2 \cdot K_{\theta x} \cdot \cos \alpha - d_x \cdot (\mu - K_x) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha] \cdot \Omega \quad (4.247)$$

$$M = -2 \cdot n1 \cdot \left[K_{\theta x} \cdot \cos \alpha - \frac{1}{2} \cdot (\mu - K_x) \cdot d_x \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right] \cdot X - 2 \cdot n1 \cdot \left[K_{\theta} + d_x \cdot K_{\theta x} \cdot \sin \alpha + \frac{d_x^4}{4} \cdot (K_x \cdot \sin^2 \alpha + \mu \cdot \cos^2 \alpha) \right] \cdot \Omega \quad (4.248)$$

$$N = 2 \cdot n1 \cdot (K_x \cdot \sin^2 \alpha + \mu \cdot \cos^2 \alpha) \cdot Z \quad (4.249)$$

Cunoscând componentele deplasărilor radierului, și pe cele ale capetelor coloanelor, cu formulele (4.193), (4.194) se pot determina eforturile în fiecare șir.

Dacă nu se dispune de un program de calcul automat integral, se recomandă cel puțin utilizarea unor programe pentru inversarea matricelor.

Cap. 5. CONTRIBUȚII LA PERFEȚIONAREA CALCULUI AUTOMAT AL FUNDAȚIILOR PE COLOANE

Analizând metodele de calcul ale fundațiilor pe coloane, prezentate în capitolele 3 și 4 s-a tras concluzia că, în afara calculului capacității portante care nu ridică probleme deosebite din punct de vedere al complexității calculului, în cazul în care se dorește o verificare a fundațiilor pe coloane încărcate cu eforturi combinate la fața inferioară a radierului (momente încovoietoare, forțe verticale și forțe orizontale), ținând cont și de conlucrarea coloanelor cu terenul de fundare, problemele devin foarte complicate și rezolvarea lor printr-un calcul manual este aproape imposibil de realizat dacă nu se recurge la simplificări care pot conduce uneori la rezultate eronate. În plus, așa cum s-a constatat și în literatura tehnică de specialitate în timpul calculului pot fi făcute greșeli, care pot compromite total calculul acestor fundații. Chiar și în cazul în care nu se fac greșeli aleatoare, utilizarea coeficienților dați tabelar poate introduce erori de interpolare.

Din motivele enunțate mai sus se recomandă realizarea calculului fundațiilor pe coloane prin metode automate.

O metodă poate fi aceea care utilizează un program de calcul cu elemente finite, cu condiția echivalării corecte a cazului real. Metoda poate fi destul de laborioasă, mai ales în cazul unei fundații cu mai multe coloane.

O altă posibilitate este aceea de a se întocmi, pe baza relațiilor prezentate în capitolele 3 și 4 un program de calcul care să poată rezolva în condiții optime calculul fundațiilor pe coloane.

După ce am analizat fiecare metodă prezentată anterior, am conceput un program, inițial în limbajul „PASCAL” sub sistemul de operare DOS și apoi în „mediul de programare” „DELPHI” sub sistemul de operare WINDOWS, menit să rezolve calculul unei fundații de adâncime pe coloane, prin metodele utilizate în Rusia. Motivele care au condus la această alegere au fost următoarele:

- metodele utilizate în Rusia au fost cel mai clar prezentate;
- aceste metode au prezentat și un calcul manual, menit să constituie o verificare pentru calculul automat.

5.1. Schema logică a programului de calcul

Programul de calcul întocmit are următoarea schemă logică fig. 5.1:

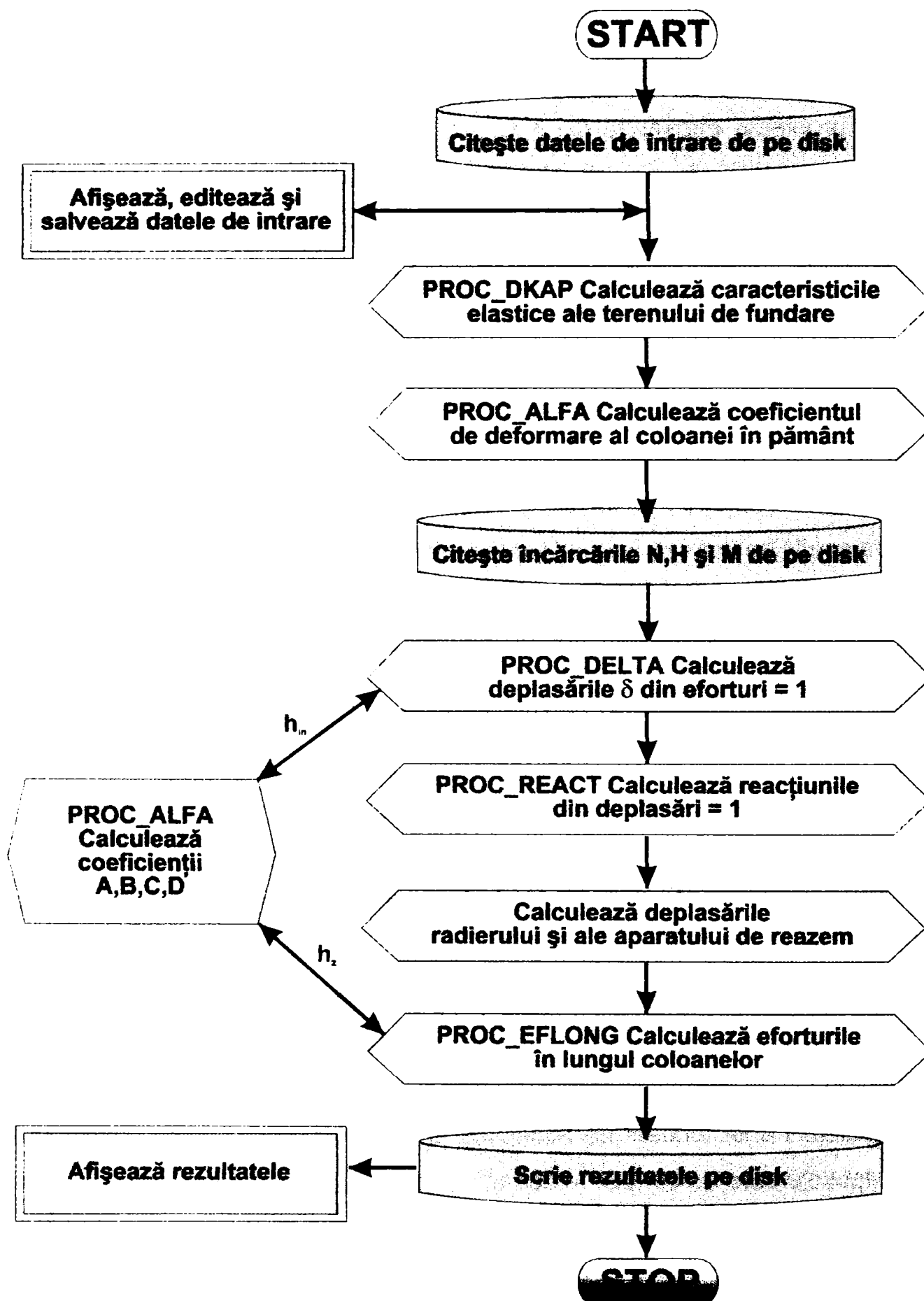


Fig. 5.1 Schema logică a programului de calcul „ProjectCol.exe”

Pe baza schemei logice s-a întocmit programul sursă, prezentat în paragrafele 5.2 și 5.3. Trebuie menționat că programul nu este „blocat” în forma dată, el putând să fie modificat ulterior în funcție de necesitățile utilizatorilor, facilitând introducerea datelor de intrare sau pentru modificarea formatului datelor de ieșire.

Programul de calcul este conceput în „mediul de programare DELPHI”, care se bazează pe limbajul „PASCAL”, orientat pe obiecte, pentru sistemul de operare Windows. Crearea unui program în condițiile date, presupune conceperea în paralel a „formeii” (respectiv a feței văzute a programului) și a „codului sursă” (cuprinzând lista instrucțiunilor specifice limbajului de programare).

5.2. „Forma” programului de calcul

Crearea „formeii” presupune inițializarea paginilor de lucru care, pentru programul dat se prezintă astfel:

- pagina de introducere a datelor de intrare, care cuprinde la rândul ei cuprinde:
 - un panou de tip memorie, unde se înscriu datele de intrare;
 - un buton „Preluare date din fișier” care deschide un meniu de preluare a datelor existente dintr-un fișier exemplu creat anterior;
 - un buton „Salvare date în fișier” care deschide un meniu de salvare a datelor introduse într-un fișier;
 - o „căsuță - Ipoteza de încărcare”, unde se introduce ipoteza de încărcare de calcul;
 - un „marcaj - H redus” care poate fi validat sau invalidat, și care permite calculul coeficientului de deformare al coloanei în pământ utilizând înălțimea redusă („H redus”) sau reală („H in”) a coloanei;
 - o „căsuță - H redus”, vizibilă doar dacă marcajul „H redus” este activat, unde se poate introduce valoarea lungimii reduse de calcul; în caz contrar ea este calculată prin program;

- un buton „Date OK” în cazul în care se consideră că datele de intrare au fost introduse corect și se dorește realizarea calculului;
- un buton „Ajutor”, prin care se oferă informații utile în ce privește utilizarea programului de calcul;
- un buton „leșire” care produce oprirea programului;
- pagina „Dispoziție fundație”, care este vizibilă după „apăsarea” butonului „Date OK” și care conține:
 - o „căsuță Nr. șir || cu Ox” unde se introduce numărul șirului paralel cu axa Ox pentru care se dorește calculul (numerotarea se face de jos în sus);
 - o „căsuță Coloana nr.” unde se introduce numărul coloanei din șirul selectat anterior, pentru care se dorește calculul (numerotarea se face de la stânga la dreapta);
 - un panou pe care se afișează schițat dispoziția fundației, respectiv o secțiune verticală și o secțiune orizontală, cu principalele dimensiuni și valoarea încărcărilor aplicate;
 - un buton „Calcul”, prin care se realizează calculul efectiv al fundației și variația eforturilor în lungul coloanei selectate;
- pagina „Rezultate” în care se afișează un tabel centralizator al încărcărilor și al eforturilor în fundație și în coloana selectată; pe această pagină este poziționat un buton „Editare”, prin care se realizează editarea și eventual tipărirea tabelului centralizator;
- pagina „Grafice”, care conține:
 - graficele eforturilor (N , H , M și σ) în lungul coloanei selectate și variația caracteristicii mecanice a terenului;
 - patru „căsuțe” selectabile, prin care se permite afișarea opțională și individuală a graficelor eforturilor (implicit se afișează toate);
 - patru „căsuțe” selectabile, prin care se permite afișarea opțională și individuală a valorilor eforturilor (implicit nu se afișează);
 - patru perechi de „butoane radio”, prin care se permite modificarea poziției (stânga-dreapta) a afișării valorilor eforturilor, pentru fiecare grafic

de eforturi în parte; opțiunea este foarte utilă atunci când valorile unui (sau mai multor eforturi diferă ca ordin de mărime față de celelalte); odată cu modificarea poziției afișării valorilor se modifică și textul legendei valorilor eforturilor afișate;

- o pereche de „butoane radio” prin care se permite modificarea poziției (stânga-dreapta) a axei Oy pentru toate graficele eforturilor; în plus, odată cu schimbarea poziției axei Oy se modifică și poziția și direcția textului legendei valorilor eforturilor afișate; opțiunea este utilă pentru includerea într-un document sau tipărirea paginii „Grafice” în formă „portret” sau „vedere”;
- principalele date referitoare la fundație și la coloana selectată;
- legenda cu eforturile afișate;
- secțiunea orizontală a fundației, cu marcarea coloanei selectate, și o secțiune verticală a coloanei selectate (secțiuni schițate);
- un buton „Editare” prin care se permite editarea preluarea într-un alt document și eventual tipărirea paginii „Grafice”;

5.3. Codul sursă al programului de calcul

Codul sursă este compus din mai multe părți distincte:

- lista „unit”-urilor utilizate în cadrul programului (unit-urile sunt biblioteci compilate ale unor subprograme de largă utilitate); aceste unit-uri sunt incluse în
- lista „obiectelor” și a tipurilor de „obiecte” utilizate în program;
- lista și tipul variabilelor utilizator;
- denumirile și textul sursă ale procedurilor (subprogramelor) utilizator;
- denumirile și textul sursă ale procedurilor (subprogramelor) „obiectelor” din biblioteca programului, preluate și actualizate de către utilizator.

Termenul (consacrat) de „utilizator”, are în context semnificația de utilizator al limbajului de programare și nu al programului de calcul.

```
unit Col;
// Denumirea Programului

interface

uses

// Lista UNIT-urilor - biblioteci ale programului DELPHI

Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
StdCtrls, ComCtrls, Spin, FmxUtils, TeEngine, Series, ExtCtrls, TeeProcs,
Chart, Buttons, DBChart, QrTee, QuickRpt, Math, BubbleCh, Clipbrd;

type

// Tipul "OBIECTELOR" utilizate în cadrul programului

TForm1 = class(TForm)
  PageControl1: TPageControl;
  TabSheet1: TTabSheet;
  TabSheet2: TTabSheet;
  Memo1: TMemo;
  OpenDialog1: TOpenDialog;
  Memo2: TMemo;
  Button2: TButton;
  SaveDialog1: TSaveDialog;
  Button3: TButton;
  TabSheet3: TTabSheet;
  Button4: TButton;
  Button5: TButton;
  BitBtn1: TBitBtn;
  TabSheet4: TTabSheet;
  Chart1: TChart;
  Label2: TLabel;
  Label3: TLabel;
  Label4: TLabel;
  Label5: TLabel;
  Label7: TLabel;
  CheckBox3: TCheckBox;
  CheckBox5: TCheckBox;
  CheckBox7: TCheckBox;
  Panel1: TPanel;
  RadioButton1: TRadioButton;
  RadioButton2: TRadioButton;
```


CheckBox8: TCheckBox;
Panel3: TPanel;
RadioButton5: TRadioButton;
RadioButton6: TRadioButton;
CheckBox4: TCheckBox;
Panel4: TPanel;
RadioButton7: TRadioButton;
RadioButton8: TRadioButton;
CheckBox6: TCheckBox;
CheckBox1: TCheckBox;
Panel2: TPanel;
RadioButton3: TRadioButton;
RadioButton4: TRadioButton;
CheckBox2: TCheckBox;
Series4: TLineSeries;
Series5: TLineSeries;
Series2: TLineSeries;
Series1: TLineSeries;
Series3: TLineSeries;
Button1: TButton;
SpinEdit1: TSpinEdit;
SpinEdit2: TSpinEdit;
Image1: TImage;
Label1: TLabel;
Label6: TLabel;
Edit1: TEdit;
Button7: TButton;
CheckBox9: TCheckBox;
Panel5: TPanel;
RadioButton9: TRadioButton;
RadioButton10: TRadioButton;
Label8: TLabel;
Label9: TLabel;
Chart2: TChart;
Series6: TLineSeries;
Series7: TLineSeries;
Chart3: TChart;
Label10: TLabel;
Series8: TFastLineSeries;
Label11: TLabel;

```
Label12: TLabel;  
Label13: TLabel;  
Label14: TLabel;  
Label15: TLabel;  
Label16: TLabel;  
Label17: TLabel;  
Label18: TLabel;  
Label19: TLabel;  
Series9: TLineSeries;  
SpeedButton1: TSpeedButton;  
Series10: TLineSeries;  
Edit2: TEdit;
```

```
// Lista procedurilor tip "OBIECT" utilizate în cadrul programului
```

```
procedure Button1Click(Sender: TObject);  
procedure FormCreate(Sender: TObject);  
procedure Button2Click(Sender: TObject);  
procedure Button3Click(Sender: TObject);  
procedure Button4Click(Sender: TObject);  
procedure SpinEdit1Change(Sender: TObject);  
procedure Memo2Change(Sender: TObject);  
procedure SpinEdit2Change(Sender: TObject);  
procedure CheckBox1Click(Sender: TObject);  
procedure CheckBox2Click(Sender: TObject);  
procedure CheckBox3Click(Sender: TObject);  
procedure CheckBox4Click(Sender: TObject);  
procedure CheckBox5Click(Sender: TObject);  
procedure CheckBox6Click(Sender: TObject);  
procedure Button5Click(Sender: TObject);  
procedure RadioButton1Click(Sender: TObject);  
procedure RadioButton2Click(Sender: TObject);  
procedure BitBtn1Click(Sender: TObject);  
procedure SpeedButton1Click(Sender: TObject);  
procedure CheckBox7Click(Sender: TObject);  
procedure CheckBox8Click(Sender: TObject);  
procedure RadioButton3Click(Sender: TObject);  
procedure RadioButton5Click(Sender: TObject);  
procedure RadioButton7Click(Sender: TObject);  
procedure RadioButton4Click(Sender: TObject);  
procedure RadioButton6Click(Sender: TObject);
```

```

procedure RadioButton8Click(Sender: TObject);
procedure Edit1Change(Sender: TObject);
procedure Button7Click(Sender: TObject);
procedure RadioButton10Click(Sender: TObject);
procedure RadioButton9Click(Sender: TObject);
procedure Chart2ClickSeries(Sender: TCustomChart; Series: TChartSeries;
ValueIndex: Integer; Button: TMouseButton; Shift: TShiftState; X,Y: Integer);
procedure CheckBox9Click(Sender: TObject);
procedure Edit2Change(Sender: TObject);
procedure Chart1Click(Sender: TObject);
private
  { Private declarations }
public
  { Public declarations }
end;

var

// Lista și tipul variabilelor "utilizator"

Form1: TForm1;
semn:shortint;
kk,ncx,ncy,nrx,nry,sch,mod_rez,mod_disp,iw,i1,i2,ixx:byte;
nr_sir_ox,nr_sir_oy,i_min,i_str,nr_sir,nrc_col,vi1,vi2:byte;
c,cc,ch,disp:char;
fisd,fisr:text;
axv,im_k,im_x,im_y,scara,ow,yw,xi,yi,iix,jx:integer;
alfa,bc,cat,d,dx,dy,ks,sks,h_act,h_af,h_in,h_re,h0,L0,fs,fj:real;
hm,pas,q,qi,qb,qbi,k_nc,eb,c_b,ebc,exj,cp,h_ech,m_ech,kpat,kpatb:real;
d_hh,d_mh,d_hm,d_mm,d_1,d_2,d_3,h1_ef,m1_ef,n1_ef,y0,fi0:real;
ro_1,ro_2,ro_3,ro_4,d_u,dgx,dgy,z,vr1,vr2:real;
r_hh,r_tt,r_vv,r_ht,r_hv,r_tv,h_eftot,m_eftot,n_eftot:real;
m_z,n_z,t_z,s_z,ni_ef,hi_ef,mi_ef,gama_b,g_z,ffr_z,ht_str:real;
nmax,mmax,tmax,smax,rm_x,rm_y:real;
nr_col,nr_colx,nr_coly:array[1..255] of byte;
x_col,y_col,u_col:array[1..255,1..255] of real;
k4:array[1..4,1..4] of real;
h_str,gama_str,ffr_str,d_kpat:array[1..255] of real;
ix,gd,gm,ih,nt_col:integer;
st:string[80];
a:array[1..3,1..4] of real;
x:array[1..3] of real;

```

implementation

```
// Denumirea și "Codurile sursă" ale procedurilor "utilizator"
```

```
Procedure ecu(n:integer);
```

```
// Rezolvarea sistemului de ecuații: reacțiuni-deplasări
```

```
var
```

```
nm1,k,kp1,i,j,l,ip1,np1:integer;
```

```
factor,temp,sum:real;
```

```
begin
```

```
nm1:=n-1;
```

```
np1:=n+1;
```

```
for k:=1 to nm1 do begin
```

```
kp1:=k+1;
```

```
l:=k;
```

```
for i:=kp1 to n do
```

```
if abs(a[i,k])>abs(a[l,k]) then l:=i;
```

```
if l<>k then begin
```

```
for j:=k to np1 do begin
```

```
temp:=a[k,j];
```

```
a[k,j]:=a[l,j];
```

```
a[l,j]:=temp
```

```
end
```

```
end;
```

```
for i:=kp1 to n do begin
```

```
factor:=a[i,k]/a[k,k];
```

```
for j:=kp1 to np1 do a[i,j]:=a[i,j]-factor*a[k,j]
```

```
end
```

```
end;
```

```
x[n]:=a[n,np1]/a[n,n];
```

```
i:=nm1;
```

```
repeat
```

```
ip1:=i+1;
```

```
sum:=0.0;
```

```
for j:=ip1 to n do sum:=sum+a[i,j]*x[j];
```

```
x[i]:=(a[i,np1]-sum)/a[i,i];
```

```
i:=i-1
```

```
until i<1
```

```
end;
```

```

PROCEDURE proc_dkap;
// Calculul caracteristicilor elastice ale terenului de fundare "m_ech" și "kpat"
var
i,j,cod:integer;
sir:string;
begin
ebc:=c_b*eb;
sir:=form1.Edit2.Text;
val(sir,hm,cod);
if hm=0 then begin
hm:=3.5*q+1.5;
str(hm:1:2,sir);
form1.Edit2.Text:=sir
end;
if (hm>h_in) or (form1.CheckBox9.Checked=false) then hm:=h_in;
i:=1; h_act:=h_str[1];
while h_act<hm do begin
i:=i+1;
h_act:=h_act+h_str[i];
end;
if h_act>hm then h_act:=h_act-h_str[i];
i_str:=i; m_ech:=0.0; vr1:=h_str[i]; kpatb:=d_kpat[i_str]*h_in;
for i:=1 to i_str do
for j:=1 to i_str do begin
if i>j then i_min:=j else i_min:=i;
if i=i_str then begin
if j=i_str then m_ech:=m_ech+d_kpat[i_min]*sqr(hm-h_act)
else m_ech:=m_ech+d_kpat[i_min]*(hm-h_act)*h_str[j]
end else begin
if j=i_str then m_ech:=m_ech+d_kpat[i_min]*h_str[i]*(hm-h_act)
else m_ech:=m_ech+d_kpat[i_min]*h_str[i]*h_str[j]
end
end;
end;
m_ech:=m_ech/sqr(hm);
h_str[i_str]:=vr1;
if cp=0 then begin
i:=0; vr1:=0;
while vr1<h_in do begin
i:=i+1; vr1:=vr1+h_str[i];
end;
end;

```

```
kpat:=d_kpat[i]*h_in  
end else  
kpat:=cp  
end;
```

```
PROCEDURE proc_HAS;  
// Calculul rapoartelor de tip zi/i!pentru calculul coeficienților Ai ... Di  
var  
i:integer;  
begin  
fs:=1; fj:=1;  
for i:=1 to ih do begin  
cat:=cat*h_ech/i end  
end;
```

```
PROCEDURE proc_K4(ik,jk:integer);  
// Calculul seriilor pentru calculul coeficienților Ai ... Di  
var  
i,k:integer;  
begin  
sks:=0;  
for k:=0 to 10 do begin  
if odd(k) then semn:=-1 else semn:=1;  
ks:=1; cat:=1;  
if k=0 then begin  
ih:=ik-jk;  
if ih<0 then cat:=0 else  
if ih=0 then cat:=1 else proc_has;  
ks:=semn*ks*cat; sks:=sks+ks  
end else begin  
for i:=1 to k do ks:=ks*(i*5-5+ik);  
ih:=k*5+ik-jk; proc_has;  
ks:=semn*ks*cat; sks:=sks+ks end  
end  
end;
```

```
PROCEDURE proc_alfa;  
// Calculul coeficientului "alfa" de deformație a coloanei în pământ  
var  
i:integer;
```

```

begin
k_nc:=1.0; vi1:=1; vi2:=1; vr1:=1;
if nr_sir>1 then begin
if (mod_disp=0) or ((mod_disp=1) and (dy>=q+1)) then
for i:=1 to nr_sir do
if nrc_col<nr_col[i] then nrc_col:=nr_col[i];
if (mod_disp=1) and (dy<q+1) then begin
for i:=1 to nr_sir do begin
if odd(i) then
if vi1<nr_col[i] then vi1:=nr_col[i] else
if vi2<nr_col[i] then vi2:=nr_col[i];
end;
nrc_col:=vi1+vi2
end
end;
if (nrc_col>1) and (L0<0.6*h0) then begin
if nrc_col>3 then vr1:=0.45 else
if nrc_col=3 then vr1:=0.5 else
if nrc_col=2 then vr1:=0.6;
k_nc:=vr1+(1-vr1)*L0/0.6/h0
end;
bc:=0.9*(q+1)*k_nc; exj:=ebc*pi*exp(4*ln(q-qi))/64.0;
alfa:=exp(0.2*ln(m_ech*bc/exj));
h_ech:=alfa*h_in;
if h_ech>5 then h_ech:=5
end;

```

```

PROCEDURE proc_abcd;
// Calculul coeficienților Ai ... Di
var
ik,jk:integer;
begin
for ik:=1 to 4 do begin
for jk:=1 to 4 do begin
proc_k4(ik,jk);
k4[ik,jk]:=sks
end
end;
end;

```

```

PROCEDURE proc_delta;
// Calculul deplasărilor "delta_" și "d_" din eforturi=1
begin
if mod_rez=1 then begin
vr1:=(k4[1,1]*k4[2,2]-k4[1,2]*k4[2,1])*exj;
d_hh:=(k4[2,1]*k4[4,2]-k4[2,2]*k4[4,1])/vr1/exp(3*ln(alfa));
d_mh:=(k4[2,1]*k4[3,2]-k4[2,2]*k4[3,1])/vr1/sqr(alfa);
d_hm:=d_mh;
d_mm:=(k4[1,1]*k4[3,2]-k4[1,2]*k4[3,1])/vr1/alfa;
end else begin
vr1:=kpat*sqr(qb-qbi)/(alfa*ebc*sqr(q-qi));
vr2:=k4[1,3]*k4[2,4]-k4[1,4]*k4[2,3];
vr2:=(vr2+vr1*(k4[1,2]*k4[2,4]-k4[1,4]*k4[2,2]))*exj;
d_hh:=(k4[2,3]*k4[4,4]-k4[2,4]*k4[4,3]);
d_hh:=(d_hh+vr1*(k4[2,2]*k4[4,4]-k4[2,4]*k4[4,2]))/vr2/exp(3*ln(alfa));
d_mh:=(k4[2,3]*k4[3,4]-k4[2,4]*k4[3,3]);
d_mh:=(d_mh+vr1*(k4[2,2]*k4[3,4]-k4[2,4]*k4[3,2]))/vr2/alfa/alfa;
d_hm:=d_mh;
d_mm:=(k4[1,3]*k4[3,4]-k4[1,4]*k4[3,3]);
d_mm:=(d_mm+vr1*(k4[1,2]*k4[3,4]-k4[1,4]*k4[3,2]))/vr2/alfa
end;
h1_ef:=h_effot/nt_col;
m1_ef:=(m_effot+h_effot*h_af)/nt_col;
if nr_sir_oy=1 then begin
y0:=m1_ef*d_hm+h1_ef*d_hh;
fi0:=m1_ef*d_mm+h1_ef*d_hm
end;
if h_af=0.0 then begin
d_1:=d_hh;
d_2:=d_mm;
d_3:=d_mh
end else begin
d_1:=exp(3*ln(h_af))/3.0/exj+d_mm*sqr(h_af)+2.0*d_mh*h_af+d_hh;
d_2:=h_af/exj+d_mm;
d_3:=0.5*sqr(h_af)/exj+d_mm*h_af+d_mh
end
end;
end;

```



```

PROCEDURE proc_react;
// Calculul reacțiunilor "r_" din deplasări=1
var
i,j:integer;
begin
r_hh:=0.0; r_tt:=0.0; r_vv:=0.0; r_ht:=0.0; r_hv:=0.0; r_tv:=0.0;
for i:=1 to nr_sir_ox do
for j:=1 to nr_colx[i] do begin
r_vv:=r_vv+ro_1*sqr(cos(u_col[i,j]))+ro_2*sqr(sin(u_col[i,j]));
r_hh:=r_hh+ro_1*sqr(sin(u_col[i,j]))+ro_2*sqr(cos(u_col[i,j]));
r_tt:=r_tt+(ro_1*sqr(cos(u_col[i,j]))+ro_2*sqr(sin(u_col[i,j])))*sqr(x_col[i,j]);
r_tt:=r_tt+2*x_col[i,j]*ro_3*sin(u_col[i,j])+ro_4;
r_tv:=r_tv+(ro_1*sqr(cos(u_col[i,j]))+ro_2*sqr(sin(u_col[i,j])))*x_col[i,j];
r_tv:=r_tv+ro_3*sin(u_col[i,j]);
r_hv:=r_hv+(ro_1-ro_2)*sin(u_col[i,j]);
r_ht:=r_ht+(ro_1-ro_2)*x_col[i,j]*sin(u_col[i,j])*cos(u_col[i,j])-ro_3*cos(u_col[i,j]);
end;
a[1,1]:=r_vv;
a[1,2]:=r_hv;
a[1,3]:=r_tv;
a[2,1]:=r_hv;
a[2,2]:=r_hh;
a[2,3]:=r_ht;
a[3,1]:=r_tv;
a[3,2]:=r_ht;
a[3,3]:=r_tt;
a[1,4]:=n_effot;
a[2,4]:=h_effot;
a[3,4]:=m_effot;
ecu(3)
end;

procedure gen_titlu;
// Actualizează denumirile axelor verticale, stânga și dreapta
var
den_s,den_d:string;
begin
if form1.RadioButton9.Checked then begin
den_s:='m/100 [kNm-4]';
den_d:=' '

```

```
end else begin
den_s:=' ';
den_d:='m/100 [kNm-4]'
end;
if form1.CheckBox7.Checked then begin
if form1.RadioButton1.Checked then begin
if den_s[length(den_s)=''] then den_s:=den_s+', ';
den_s:=den_s+'N [kN]'
end else begin
if den_d[length(den_d)=''] then den_d:=den_d+', ';
den_d:=den_d+'N [kN]'
end
end;
if form1.CheckBox3.Checked then begin
if form1.RadioButton5.Checked then begin
if den_s[length(den_s)=''] then den_s:=den_s+', ';
den_s:=den_s+'H [kN]'
end else begin
if den_d[length(den_d)=''] then den_d:=den_d+', ';
den_d:=den_d+'H [kN]'
end
end;
if form1.CheckBox1.Checked then begin
if form1.RadioButton3.Checked then begin
if den_s[length(den_s)=''] then den_s:=den_s+', ';
den_s:=den_s+'M [kN]'
end else begin
if den_d[length(den_d)=''] then den_d:=den_d+', ';
den_d:=den_d+'M [kN]'
end
end;
if form1.CheckBox5.Checked then begin
if form1.RadioButton7.Checked then begin
if den_s[length(den_s)=''] then den_s:=den_s+', ';
den_s:=den_s+'Sigma [kNm-2]'
end else begin
if den_d[length(den_d)=''] then den_d:=den_d+', ';
den_d:=den_d+'Sigma [kNm-2]'
end
end;
```

```
form1.Chart1.LeftAxis.Title.Caption:=den_s;  
form1.Chart1.RightAxis.Title.Caption:=den_d  
end;
```

```
PROCEDURE proc_efz(ii,j,ix,iw:integer;v1,v2,v3,v4:real);  
// Calculul eforturilor în lungul coloanelor  
var  
i:integer;  
z1:real;  
begin  
g_z:=(z+h_af)*gama_b*0.25*pi*sqr(q-qi);  
i:=0;  
ffr_z:=0;  
ht_str:=0.0;  
z1:=0.0;  
h_ech:=z*alfa;  
if (iw=0) and (h_ech>=5) then begin  
h_ech:=5;  
z1:=z;  
z:=h_ech/alfa  
end;  
repeat  
i:=i+1;  
ht_str:=ht_str+h_str[i];  
ffr_z:=ffr_z+ffr_str[i]*h_str[i]  
until ht_str>=z;  
if z<ht_str then begin  
vr1:=ht_str-z;  
ffr_z:=ffr_z-vr1*ffr_str[i]  
end;  
if ni_ef+g_z>=0 then begin  
n_z:=ni_ef+g_z-ffr_z*pi*q*0.5;  
if n_z<0 then n_z:=0  
end else begin  
n_z:=ni_ef+g_z+ffr_z*pi*q*0.5;  
if n_z>0 then n_z:=0  
end;  
if h_ech<=5 then begin  
vi1:=i; proc_abcd;  
if ch='3' then begin
```

```

cc:='2'
end;
m_z:=v1*k4[1,3]-v2*k4[2,3]+v3*k4[3,3]+v4*k4[4,3];
t_z:=alfa*(v1*k4[1,4]-v2*k4[2,4]+v3*k4[3,4]+v4*k4[4,4]);
s_z:=y0*k4[1,1]-fi0/alfa*k4[2,1];
s_z:=s_z+(mi_ef+hi_ef*h_af)*k4[3,1]/sqr(alfa)/exj;
s_z:=s_z+hi_ef/exp(3*ln(alfa))/exj*k4[4,1];
s_z:=s_z*d_kpat[vi1]*h_ech/alfa;
if abs(m_z)>abs(mmax) then mmax:=m_z;
if abs(t_z)>abs(tmax) then tmax:=t_z;
if abs(s_z)>abs(smax) then smax:=s_z;
if
                                ix=1
                                then
writeln(fisr,z+h_af:6:2,h_ech:10:3,n_z:12:4,t_z:12:4,m_z:12:4,s_z:12:4);
form1.Series1.AddXY(-(z+h_af),m_z);
form1.Series2.AddXY(-(z+h_af),t_z);
form1.Series3.AddXY(-(z+h_af),s_z);
if z1>0.001 then begin
z:=z1;
z1:=0.0;
end
end else
if (ix=1) and (iw>0) then writeln(fisr,z+h_af:6:2,'      ',n_z:12:4);
if abs(n_z)>abs(nmax) then nmax:=n_z;
form1.Series5.AddXY(-(z+h_af),n_z)
end;

```

PROCEDURE proc_eflong(ii,j:integer);

// Creează centralizatorul eforturilor în capul și în lungul coloanelor

var

i:integer;

v1,v2,v3,v4:real;

begin

z:=0;

form1.Series1.clear;

form1.Series2.Clear;

form1.Series3.Clear;

form1.Series4.Clear;

form1.Series5.Clear;

gen_titlu;

if ix=1 then begin

```

rewrite(fisr);
write(fisr,'Ipoteza nr.: ',ch);
writeln(fisr,' N=',n_ef:10:4,'[kN] H=',h_ef:10:4,'[kN] M=',m_ef:10:4,'[kNm]');
writeln(fisr,'=====
=====');
write(fisr,'Deplasarea [m] la nivelul aparatelor de reazem: h=');
if nr_sir_oy=1 then writeln(fisr,d_u:6:3)
    else writeln(fisr,d_u:6:3,' v=',x[1]:6:3);
write(fisr,'Coloana:',ii:4,j:4,' Ni=',ni_ef:10:4,' Hi=',hi_ef:10:4);
writeln(fisr,' Mi=',mi_ef:10:4);
writeln(fisr,' Nivel  Niv.Echiv  N [kN]  H [kN]  M [kNm]  Sigma [kNm-2]');
writeln(fisr,'-----');
end;
nmax:=0; mmax:=0; tmax:=0; smax:=0; iw:=0;
v1:=sqr(alfa)*exj*y0;
v2:=alfa*exj*fi0;
v3:=mi_ef+hi_ef*h_af;
v4:=hi_ef/alfa;
if h_af>0 then begin
if ix=1 then writeln(fisr,' 0.00          ',ni_ef:12:4,hi_ef:12:4,mi_ef:12:4,'
0.0000');
form1.Series1.AddXY(0,mi_ef);
form1.Series2.AddXY(0,hi_ef);
form1.Series5.AddXY(0,ni_ef);
end;
while z<=h_in do begin
proc_efz(ii,j,ix,iw,v1,v2,v3,v4);
if h_ech=5 then iw:=1;
z:=z+pas
end;
if ix=1 then begin
writeln(fisr,'-----');
writeln(fisr,'Eforturi maxime:',nmax:12:4,tmax:12:4,mmax:12:4,smax:12:4);
writeln(fisr,'#12);
closefile(fisr);
form1.Memo1.Lines.LoadFromFile('col.txt')
end;
i:=1; ht_str:=z-pas; z:=0;
while i<=im_k do begin
form1.Series4.AddXY(-(z+h_af),d_kpat[i]/100);
z:=z+h_str[i];

```

```
i:=i+1  
end;  
form1.Series4.AddXY(-(h_in+h_af),d_kpat[i-1]/100)  
end;
```

```
Procedure cit1_date;
```

```
// Citește datele referitoare la caracteristicile fundației și ale terenului de fundare
```

```
var
```

```
i,j:integer;
```

```
sir1,sir2:string;
```

```
begin
```

```
for i:=1 to 25 do begin
```

```
nr_colx[i]:=0;
```

```
nr_coly[i]:=0;
```

```
h_str[i]:=0;
```

```
gama_str[i]:=0;
```

```
ffr_str[i]:=0;
```

```
d_kpat[i]:=0;
```

```
for j:=1 to 25 do begin
```

```
x_col[i,j]:=0;
```

```
y_col[i,j]:=0;
```

```
u_col[i,j]:=0;
```

```
end
```

```
end;
```

```
for i:=1 to 4 do
```

```
for j:=1 to 4 do k4[i,j]:=0;
```

```
reset(fisd);
```

```
readln(fisd,sir1); form1.Label3.Caption:=sir1;
```

```
readln(fisd,sir2); form1.Label4.Caption:=sir2;
```

```
readln(fisd,mod_rez); readln(fisd,mod_disp);
```

```
readln(fisd,nr_sir_ox); readln(fisd,nr_sir_oy);
```

```
readln(fisd);
```

```
i:=1;
```

```
repeat
```

```
readln(fisd,ch,h_str[i],gama_str[i],ffr_str[i],d_kpat[i]);
```

```
i:=i+1; read(fisd,ch)
```

```
until ch='e';
```

```
im_k:=i-1;
```

```
readln(fisd); readln(fisd);
```

```
readln(fisd,h_re,h_af,h_in,cp);
```

```
readln(fisd);
readln(fisd,q,qi,qb,qbi,gama_b,eb,c_b);
readln(fisd); readln(fisd,dx,dy,pas);
readln(fisd); readln(fisd)
end;
```

```
Procedure cit2_date;
// Citește datele referitoare la coloanele fundației
var
i,j:integer;
begin
for i:=1 to nr_sir_ox do begin
read(fisd,nr_col[i]);
nr_colx[i]:=nr_col[i]; nt_col:=nt_col+nr_col[i];
for j:= 1 to nr_colx[i] do begin
read(fisd,x_col[i,j],u_col[i,j]);
u_col[i,j]:=u_col[i,j]*pi/180
end;
readln(fisd)
end;
readln(fisd)
end;
```

```
Procedure val_spin;
// Stabilește numărul coloanei pe șirul selectat
var
i:integer;
begin
form1.SpinEdit1.MaxValue:=nr_sir_ox;
i:=form1.SpinEdit1.Value;
form1.SpinEdit2.MaxValue:=nr_colx[i]
end;
```

```
Procedure grafic2(ix,jx:integer);
//Afișează schițat dispoziția fundației pe coloane și
// asigură selectarea coloanei de calcul
var
i,j,x_g2,y_g2,r_c1,r_c2:integer;
py:real;
begin
form1.Series6.Clear;
```

```

form1.Series7.Clear;
form1.Series8.Clear;
form1.Series9.Clear;
form1.Series10.Clear;
x_g2:=135;
y_g2:=135;
if nr_sir_ox*dy>nr_sir_oy*dx then
x_g2:=round(((nr_sir_oy-1)*dx+q)/((nr_sir_ox-1)*dy+q)*x_g2) else
y_g2:=round(((nr_sir_ox-1)*dy+q)/((nr_sir_oy-1)*dx+q)*y_g2);
form1.Chart2.Width:=x_g2;
form1.Chart2.Height:=y_g2;
if x_g2>y_g2 then
r_c1:=round(q*0.5*x_g2/((nr_sir_oy-1)*dx+q)-2) else
r_c1:=round(q*0.5*y_g2/((nr_sir_ox-1)*dy+q)-2);
if r_c1<2 then r_c1:=2;
if r_c1>25 then r_c1:=25;
r_c2:=round(qi*r_c1/q);
if r_c2<1 then r_c2:=1;
if r_c1=r_c2 then r_c2:=r_c1-1;
form1.Series6.Pointer.HorizSize:=r_c1;
form1.Series6.Pointer.VertSize:=r_c1;
form1.Series10.Pointer.HorizSize:=r_c2;
form1.Series10.Pointer.VertSize:=r_c2;
py:=(ix-1)*dy;
form1.Series7.Pointer.HorizSize:=r_c1;
form1.Series7.Pointer.VertSize:=r_c1;
form1.Series7.AddXY(x_col[ix,jx],py);
form1.Series8.AddXY(0,0);
form1.Series8.AddXY(tan(u_col[ix,jx]),-h_af-h_in);
form1.Series9.AddXY(-0.2,-h_af);
form1.Series9.AddXY(0.2,-h_af);
py:=0;
for i:=1 to nr_sir_ox do begin
for j:=1 to nr_colx[i] do begin
form1.Series6.AddXY(x_col[i,j],py);
if qi>0 then form1.Series10.AddXY(x_col[i,j],py);
end;
py:=py+dy
end
end;

```



```

Procedure proc_efcol(iix,jx:integer);
// Calculează eforturile în capul coloanei de calcul și
// afișează caracteristicile fundației și ale coloanei de calcul
var
sir1,sir2:string;
begin
ni_ef:=ro_1*(cos(u_col[iix,jx])*(x[1]+x[3]*x_col[iix,jx])+x[2]*sin(u_col[iix,jx]));
hi_ef:=ro_2*(-sin(u_col[iix,jx])*(x[1]+x[3]*x_col[iix,jx])+x[2]*cos(u_col[iix,jx]))-
ro_3*x[3];
mi_ef:=ro_3*(sin(u_col[iix,jx])*(x[1]+x[3]*x_col[iix,jx])-
x[2]*cos(u_col[iix,jx]))+ro_4*x[3];
y0:=hi_ef*d_hh+(mi_ef+hi_ef*h_af)*d_mh;
fi0:=(hi_ef*d_mh+(mi_ef+hi_ef*h_af)*d_mm);
if nr_sir_oy=1 then d_u:=y0+fi0*(h_af+h_re)
else d_u:=x[2]+x[3]*h_re;
str(n_effot:1:3,sir1);
str(h_effot:1:3,sir2);
sir1:='N= '+sir1+' kN, H= '+sir2+' kN, M= ';
str(m_effot:1:3,sir2);
sir1:=sir1+sir2+' kNm,';
if mod_rez=1 then sir2:=' Baza încastrată' else sir2:=' Baza rezemată,';
sir1:=sir1+sir2;
if form1.CheckBox9.Checked then begin
str(hm:1:2,sir2);
sir1:=sir1+' Calcul(Hred= '
end else begin
str(h_in:1:2,sir2);
sir1:=sir1+' Calcul(Hin='
end;
form1.Label7.Caption:=sir1+sir2+' m)';
sir1:='Ni= ';
str(ni_ef:1:3,sir2);
sir1:=sir1+sir2+' kN, Hi= ';
str(hi_ef:1:3,sir2);
sir1:=sir1+sir2+' kN, Mi= ';
str(mi_ef:1:3,sir2);
sir1:=sir1+sir2+' kNm,';
str(x[1]:1:3,sir2);
sir1:=sir1+' dv= '+sir2+' m,';
str(x[2]:1:3,sir2);

```

```

sir1:=sir1+' dh= '+sir2+' m,';
str(x[3]:1:3,sir2);
sir1:=sir1+' fi= '+sir2+' [rad]' ;
form1.Label5.Caption:=sir1;
str(x_col[iix,jx]:1:2,sir2);
form1.Label11.Caption:='X  = '+sir2+' m';
str(h_af:1:2,sir2);
form1.Label12.Caption:='h_af= '+sir2+' m';
str(h_in:1:2,sir2);
form1.Label13.Caption:='h_in= '+sir2+' m';
str(q:1:2,sir2);
form1.Label14.Caption:='D  = '+sir2+' m';
str(qi:1:2,sir2);
form1.Label15.Caption:='Di  = '+sir2+' m';
str(qb:1:2,sir2);
form1.Label16.Caption:='Db  = '+sir2+' m';
str(dx:1:2,sir2);
form1.Label17.Caption:='Dx  = '+sir2+' m';
str(dy:1:2,sir2);
form1.Label18.Caption:='Dy  = '+sir2+' m';
str(180/pi*u_col[iix,jx]:1:2,sir2);
form1.Label19.Caption:='U  = '+sir2+' °
end;

```

Procedure modif_date;

// Ascunde paginile Dispoziție fundație, Rezultate și Grafice,

// activând butonul "Date OK"

begin

form1.Label1.Visible:=false;

form1.SpinEdit1.Visible:=false;

form1.SpinEdit2.Visible:=false;

form1.Button1.Visible:=false;

form1.Button4.Visible:=true;

form1.TabSheet2.TabVisible:=false;

form1.TabSheet3.TabVisible:=false;

form1.TabSheet4.TabVisible:=false;

if form1.CheckBox9.Checked then form1.Edit2.Visible:=true else

form1.Edit2.Visible:=false

end;

```

Procedure init_imag;
// Inițializează panoul de afișare a dispoziției fundației
var
Bitmap: TBitmap;
begin
Bitmap := nil;
try
  Bitmap := TBitmap.Create;
  Bitmap.Width := im_x;
  Bitmap.Height := im_y;
  form1.Image1.Picture.Graphic := Bitmap;
finally
  Bitmap.Free
end
end;

```

```

Procedure pun_marcaj;
// Poziționează marcajul pentru coloana selectată
begin
i1:=form1.SpinEdit1.Value;
i2:=form1.SpinEdit2.Value;
form1.Image1.Canvas.Pen.Mode:=pmXor;
form1.Image1.Canvas.Ellipse(axv+round(scara*((x_col[i1,i2])-q*0.25)),
im_y-round(scara*((i1-1)*dy+0.75*q))-50,
axv+round(scara*((x_col[i1,i2])+q*0.25)),
im_y-round(scara*((i1-1)*dy+0.25*q))-50);
form1.Image1.Canvas.Pen.Mode:=pmCopy;
form1.Image1.Canvas.Pen.Style:=psDashDot;
form1.image1.Canvas.Pen.Width:=1;
form1.Image1.Canvas.MoveTo(axv,60);
form1.Image1.Canvas.LineTo(axv,im_y-10);
form1.Image1.Canvas.MoveTo(axv+20+round(0.5*scara*rm_x),
im_y-round(scara*(0.5*dy*(nr_sir_ox-1)+0.5*q))-50);
form1.Image1.Canvas.LineTo(axv-20-round(0.5*scara*rm_x),
im_y-round(scara*(0.5*dy*(nr_sir_ox-1)+0.5*q))-50);
form1.image1.Canvas.Pen.Width:=2;
form1.Image1.Canvas.Pen.Style:=psSolid
end;

```

```
Procedure scot_marcaj;
// Anulează marcajul pentru coloana selectată
begin
form1.Image1.Canvas.Pen.Mode:=pmXor;
form1.Image1.Canvas.Ellipse(axv+round(scara*((x_col[i1,i2])-q*0.25)),
im_y-round(scara*((i1-1)*dy+0.75*q))-50,
axv+round(scara*((x_col[i1,i2])+q*0.25)),
im_y-round(scara*((i1-1)*dy+0.25*q))-50);
form1.Image1.Canvas.Pen.Mode:=pmCopy
end;

Procedure cit_inc;
// Citește încărcările de calcul
begin
reset(fisd);
repeat
readln(fisd,ch);
until ch='G';
repeat
read(fisd,ch);
if ch<>form1.Edit1.Text[1] then readln(fisd)
until (ch=form1.Edit1.Text[1]) or (ch='e');
if ch<>'e' then begin
readln(fisd,n_eftot,h_eftot,m_eftot);
closefile(fisd)
end else begin
showmessage('Ipoteză de calcul inexistentă');
form1.Edit1.Text:='1'
end
end;

{$R *.DFM}

// Lista procedurilor tip „OBIECT” adaptate de către „utilizator”
procedure TForm1.Button1Click(Sender: TObject);
// Efectuează calculele utilizând procedurile incluse în prezentul program
BEGIN
reset(fisd); closefile(fisd);
form1.memo2.Lines.SaveToFile('col.tmp');
```

```

cit1_date;
proc_dkap;
nr_sir:=nr_sir_ox; h0:=3*(q+1); L0:=dx-q;
if h0>h_in then h0:=h_in;
nrc_col:=1; nt_col:=0;
cit2_date;
proc_alfa;
proc_abcd;
repeat
read(fisd,ch);
if ch<>form1.Edit1.Text[1] then readln(fisd)
until (ch=form1.Edit1.Text[1]) or (ch='e');
if ch<>'e' then begin
readln(fisd,n_effot,h_effot,m_effot);
closefile(fisd);
end else begin showmessage('Ipoteză de calcul inexistentă');
exit
end;
proc_delta;
vr1:=(qb-qbi)*0.2;
if vr1>1.0 then vr1:=1.0;
ro_1:=(h_af+h_in)/(0.25*ebc*pi*sqr(q-qi));
ro_1:=1/(ro_1+vr1/(0.25*kpat*pi*sqr(qb-qbi)));
vr1:=d_1*d_2-sqr(d_3);
ro_2:=d_2/vr1; ro_3:=d_3/vr1; ro_4:=d_1/vr1;
proc_react;
iix:=form1.SpinEdit1.Value;
jx:=form1.SpinEdit2.Value;
proc_efcol(iix,jx);
ixx:=1;
proc_eflong(iix,jx);
form1.PageControl1.ActivePage:=form1.TabSheet2;
grafic2(iix,jx);
form1.TabSheet2.TabVisible:=true;
form1.TabSheet3.TabVisible:=true;
end;

procedure TForm1.FormCreate(Sender: TObject);
// Inițializează datele la "crearea formeii"
begin

```

```
assignfile(fisd, '\coloane\col.tmp');
assignfile(fisr, '\coloane\col.txt');
form1.Button2.Click;
form1.memo2.Lines.SaveToFile('col.tmp');
cit1_date;
cit2_date;
val_spin
end;
```

```
procedure TForm1.Button2Click(Sender: TObject);
// Deschide o "fereastră de dialog" pentru deschiderea fișierului de lucru
begin
form1.OpenDialog1.FileName:="";
if form1.OpenDialog1.Execute then
form1.memo2.Lines.LoadFromFile(form1.OpenDialog1.FileName);
if form1.OpenDialog1.FileName="" then halt;
form1.Caption:=form1.OpenDialog1.FileName;
end;
```

```
procedure TForm1.Button3Click(Sender: TObject);
// Deschide o "fereastră de dialog" pentru salvarea pe disk a fișierului de lucru
begin
form1.SaveDialog1.FileName:=form1.OpenDialog1.FileName;
if form1.SaveDialog1.Execute then
form1.Memo2.Lines.SaveToFile(form1.SaveDialog1.FileName)
end;
```

```
procedure TForm1.Button4Click(Sender: TObject);
// Citește și verifică fișierul selectat și pregătește datele pentru calcul
var
i,j:integer;
sir,sir1,sir2:string;
begin
reset(fisd); closefile(fisd);
form1.memo2.Lines.SaveToFile('col.tmp');
cit1_date;
cit2_date;
cit_inc;
form1.Label1.Visible:=true;
form1.SpinEdit1.Visible:=true;
form1.SpinEdit2.Visible:=true;
```

```

val_spin;
form1.Button4.Visible:=false;
form1.Button1.Visible:=true;
form1.TabSheet4.TabVisible:=true;
form1.PageControl1.ActivePage:=form1.TabSheet4;
im_x:=form1.TabSheet4.Width-10;
im_y:=form1.TabSheet4.Height-50;
init_imag;
yw:=85;
axv:=im_x div 2-100;
scara:=round((im_y-yw-15)/((nr_sir_ox-1)*dy+q+5+h_af+h_in));
if scara>round((im_x-200)/((nr_sir_oy-1)*dx+q+5)) then
scara:=round((im_x-200)/((nr_sir_oy-1)*dx+q+5));
rm_x:=(nr_sir_oy-1)*dx+q;
form1.image1.Canvas.Pen.Width:=2;
form1.Image1.Canvas.Font.Style:=[fsBold];
form1.Image1.Canvas.Font.Height:=18;
str(n_effot:1:3,sir1);
str(h_effot:1:3,sir2);
sir1:='N= '+sir1+' [kN]  H= '+sir2+' [kN]  M= ';
str(m_effot:1:3,sir2);
sir1:=sir1+sir2+' [kNm]';
form1.Image1.Canvas.TextOut(axv+100,yw-70,sir1);
form1.Image1.Canvas.Font.Height:=24;
form1.Image1.Canvas.TextOut(axv-85,yw-40,'Secțiune Verticală');
form1.Image1.Canvas.TextOut(axv-
85,round(scara*(h_af+h_in))+yw+30,'Secțiune Orizontală');
form1.image1.Canvas.MoveTo(axv+round(0.5*scara*rm_x),yw);
form1.Image1.Canvas.LineTo(axv-round(0.5*scara*rm_x),yw);
form1.Image1.Canvas.Font.Height:=20;
form1.Image1.Canvas.TextOut(axv+25+round(0.5*scara*rm_x),yw-15,
'Nivel inferior radier ±0.00');
if h_af>0 then begin
form1.image1.Canvas.MoveTo(axv+round(0.5*scara*(rm_x+2*q)),
yw+round(scara*h_af));
form1.Image1.Canvas.LineTo(axv-round(0.5*scara*(rm_x+2*q)),
yw+round(scara*h_af));
str(-h_af:1:2,sir);
form1.Image1.Canvas.TextOut(axv+85+round(0.5*scara*rm_x),
yw-20+round(scara*h_af),'Cotă de afuiere '+sir)

```

```

end;
ow:=0;
form1.Image1.Canvas.Font.Height:=13;
for i:=1 to nr_sir_ox do begin
for j:=1 to nr_colx[i] do begin
xi:=axv+round(scara*((x_col[i,j])-q*0.5));
if ow<xi then ow:=xi;
form1.Image1.Canvas.MoveTo(xi,yw);
xi:=axv+round(scara*((x_col[i,j])-q*0.5+(h_af+h_in)*tan(u_col[i,j])));
if ow<xi then ow:=xi;
form1.Image1.Canvas.LineTo(xi,round(scara*(h_af+h_in))+yw);
xi:=axv+round(scara*((x_col[i,j])+q*0.5+(h_af+h_in)*tan(u_col[i,j])));
if ow<xi then ow:=xi;
form1.Image1.Canvas.LineTo(xi,round(scara*(h_af+h_in))+yw);
xi:=axv+round(scara*((x_col[i,j])+q*0.5));
if ow<xi then ow:=xi;
form1.Image1.Canvas.LineTo(xi,yw);
form1.Image1.Canvas.Ellipse(axv+round(scara*((x_col[i,j])-q*0.5)),
im_y-round(scara*((i-1)*dy))-50,axv+round(scara*((x_col[i,j])+q*0.5)),
im_y-round(scara*((i-1)*dy+q))-50);
str(x_col[i,j]:1:2,sir);
sir:='X= '+sir;
form1.Image1.Canvas.TextOut(axv-20+round(scara*x_col[i,j]),
im_y-15-round(scara*((i-1)*dy+q)),sir);
if u_col[i,j]<>0 then begin
form1.Image1.Canvas.Pen.Width:=1;
form1.Image1.Canvas.Pen.Style:=psDot;
form1.Image1.Canvas.MoveTo(axv+round(scara*x_col[i,j]),
im_y-round(scara*((i-1)*dy))-50);
form1.Image1.Canvas.LineTo(axv+round(scara*(x_col[i,j]+(h_af+h_in)*
tan(u_col[i,j]))),im_y-round(scara*((i-1)*dy))-50);
form1.Image1.Canvas.MoveTo(axv+round(scara*x_col[i,j]),
im_y-round(scara*((i-1)*dy+q))-50);
form1.Image1.Canvas.LineTo(axv+round(scara*(x_col[i,j]+(h_af+h_in)*
tan(u_col[i,j]))),im_y-round(scara*((i-1)*dy+q))-50);
form1.Image1.Canvas.Pen.Width:=2;
form1.Image1.Canvas.Pen.Style:=psSolid
end
end;
end;

```



```

form1.Image1.Canvas.Font.Height:=20;
for i:=1 to nr_sir_ox do begin
str(i:1,sir);
sir:='Şir nr. '+sir;
form1.Image1.Canvas.TextOut(ow+20,im_y-round(scara*((i-1)*dy))-80,sir);
if i>1 then begin
form1.Image1.Canvas.Font.Height:=13;
str(dy:1:2,sir);
form1.Image1.Canvas.TextOut(ow+30,im_y-15-round(scara*((i-1)*dy+q)),
'dy= '+sir);
form1.Image1.Canvas.Font.Height:=20
end
end;
str(-h_af-h_in:1:2,sir);
form1.Image1.Canvas.TextOut(ow+20,round(scara*(h_af+h_in))+yw-15,
'Cota de fundare '+sir);
pun_marcaj
end;

```

```

procedure TForm1.SpinEdit1Change(Sender: TObject);
// Selectează și verifică numărul șirului de coloane în vederea calculului
begin
scot_marcaj;
if form1.SpinEdit1.Value>form1.SpinEdit1.MaxValue then
form1.SpinEdit1.Value:=form1.SpinEdit1.MaxValue else
if form1.SpinEdit1.Value<form1.SpinEdit1.MinValue then
form1.SpinEdit1.Value:=form1.SpinEdit1.MinValue;
form1.SpinEdit2.MaxValue:=nr_colx[form1.SpinEdit1.Value];
if form1.SpinEdit2.Value>form1.SpinEdit2.MaxValue then
form1.SpinEdit2.Value:=form1.SpinEdit2.MaxValue;
pun_marcaj;
form1.TabSheet2.Visible:=false;
form1.TabSheet3.Visible:=false
end;

```

```

procedure TForm1.Memo2Change(Sender: TObject);
// Sesizează dacă s-au făcut modificări în datele de intrare și impune recalcularea
begin
form1.SpinEdit1.Value:=1;
form1.SpinEdit2.Value:=1;
i1:=1;

```

```
i2:=1;
form1.Edit2.Text:='0';
modif_date
end;

procedure TForm1.SpinEdit2Change(Sender: TObject);
// Selectează și verifică numărul coloanei din șirul selectat în vederea calculului
begin
if i2<=form1.SpinEdit2.MaxValue then scot_marcaj;
form1.SpinEdit2.MinValue:=1;
if form1.SpinEdit2.Value<1 then form1.SpinEdit2.Value:=1;
form1.SpinEdit2.MaxValue:=nr_colx[form1.SpinEdit1.Value];
if form1.SpinEdit2.Value>form1.SpinEdit2.MaxValue then
    form1.SpinEdit2.Value:=form1.SpinEdit2.MaxValue;
if i2<=form1.SpinEdit2.MaxValue then pun_marcaj;
form1.TabSheet2.Visible:=false;
form1.TabSheet3.Visible:=false
end;

procedure TForm1.CheckBox1Click(Sender: TObject);
// Afișează/ascunde diagrama momentului
begin
gen_titlu;
if form1.CheckBox1.Checked then begin
form1.Series1.Active:=true;
form1.Panel2.Visible:=true
end else begin
form1.Series1.Active:=false;
form1.Panel2.Visible:=false
end
end;

procedure TForm1.CheckBox2Click(Sender: TObject);
// Afișează/ascunde valorile în diagrama momentului
begin
if form1.CheckBox2.Checked then form1.Series1.Marks.Visible:=true
else form1.Series1.Marks.Visible:=false
end;
```

```
procedure TForm1.CheckBox3Click(Sender: TObject);
// Afișează/ascunde diagrama forței tăietoare
begin
gen_titlu;
if form1.CheckBox3.Checked then begin
form1.Series2.Active:=true;
form1.Panel3.Visible:=true
end else begin
form1.Series2.Active:=false;
form1.Panel3.Visible:=false
end
end;
```

```
procedure TForm1.CheckBox4Click(Sender: TObject);
// Afișează/ascunde valorile în diagrama forței tăietoare
begin
if form1.CheckBox4.Checked then form1.Series2.Marks.Visible:=true
else form1.Series2.Marks.Visible:=false
end;
```

```
procedure TForm1.CheckBox5Click(Sender: TObject);
// Afișează/ascunde diagrama sigma
begin
gen_titlu;
if form1.CheckBox5.Checked then begin
form1.Series3.Active:=true;
form1.Panel4.Visible:=true
end else begin
form1.Series3.Active:=false;
form1.Panel4.Visible:=false
end
end;
```

```
procedure TForm1.CheckBox6Click(Sender: TObject);
// Afișează/ascunde valorile în diagrama sigma
begin
if form1.CheckBox6.Checked then form1.Series3.Marks.Visible:=true
else form1.Series3.Marks.Visible:=false
end;
```

```
procedure TForm1.Button5Click(Sender: TObject);  
// Efectuează editarea/tipărirea tabelului centralizator  
begin  
ExecuteFile('wordpad', '\coloane\col.txt', '\coloane', SW_SHOW)  
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton1Click(Sender: TObject);  
// Poziționează în stânga axa Oy a diagramei forței tăietoare  
begin  
gen_titlu;  
form1.Series5.VertAxis:=aLeftAxis  
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton2Click(Sender: TObject);  
// Poziționează în dreapta axa Oy a diagramei forței tăietoare  
begin  
gen_titlu;  
form1.Series5.VertAxis:=aRightAxis  
end;
```

```
procedure TForm1.BitBtn1Click(Sender: TObject);  
// Produce oprirea programului  
begin  
halt  
end;
```

```
procedure TForm1.SpeedButton1Click(Sender: TObject);  
// Efectuează editarea/tipărirea graficelor afișate  
begin  
form1.SpeedButton1.Visible:=false;  
showmessage('După intrarea în programul de "CAPTURĂ" se va apăsa tasta  
"F9" După ieșire se face "Clik" pe grafic');  
ExecuteFile('ApprehendDemo.exe', '', 'C:\Program Files\Apprehend 2001',  
SW_SHOW)  
end;
```

```
procedure TForm1.CheckBox7Click(Sender: TObject);  
// Afișează/ascunde diagrama forței verticale  
begin  
gen_titlu;  
if form1.CheckBox7.Checked then begin
```

```
form1.Series5.Active:=true;
form1.Panel1.Visible:=true
end else begin
form1.Series5.Active:=false;
form1.Panel1.Visible:=false
end
end;
```

```
procedure TForm1.CheckBox8Click(Sender: TObject);
// Afișează/ascunde valorile în diagrama forței verticale
begin
if form1.CheckBox8.Checked then form1.Series5.Marks.Visible:=true
else form1.Series5.Marks.Visible:=false
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton3Click(Sender: TObject);
// Poziționează în stânga axa Oy a diagramei momentului
begin
gen_titlu;
form1.Series1.VertAxis:=aLeftAxis
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton5Click(Sender: TObject);
// Poziționează în stânga axa Oy a diagramei forței tăietoare
begin
gen_titlu;
form1.Series2.VertAxis:=aLeftAxis
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton7Click(Sender: TObject);
// Poziționează în stânga axa Oy a diagramei sigma
begin
gen_titlu;
form1.Series3.VertAxis:=aLeftAxis
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton4Click(Sender: TObject);
// Poziționează în dreapta axa Oy a diagramei momentului
begin
gen_titlu;
```

```
form1.Series1.VertAxis:=aRightAxis  
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton6Click(Sender: TObject);  
// Poziționează în dreapta axa Oy a diagramei forței tăietoare  
begin  
gen_titlu;  
form1.Series2.VertAxis:=aRightAxis  
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton8Click(Sender: TObject);  
// Poziționează în dreapta axa Oy a diagramei sigma  
begin  
gen_titlu;  
form1.Series3.VertAxis:=aRightAxis  
end;
```

```
procedure TForm1.Edit1Change(Sender: TObject);  
// Sesizează modificarea ipotezei de calcul și actualizează încărcările  
begin  
cit_inc;  
form1.Button1.Visible:=false;  
form1.Button4.Visible:=true  
end;
```

```
procedure TForm1.Button7Click(Sender: TObject);  
// Deschide fișierul de Ajutor  
begin  
ExecuteFile('wordpad.exe', '\coloane\ajutor.rtf', '\coloane\', SW_SHOW)  
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton10Click(Sender: TObject);  
// Poziționează originea sistemului de axe în colțul din dreapta sus  
begin  
ixx:=0;  
proc_eflong(iix,jx);  
form1.RadioButton2.Checked:=true;  
form1.RadioButton4.Checked:=true;  
form1.RadioButton6.Checked:=true;  
form1.RadioButton8.Checked:=true;
```

```
form1.Series1.HorizAxis:=aTopAxis;
form1.Series2.HorizAxis:=aTopAxis;
form1.Series3.HorizAxis:=aTopAxis;
form1.Series4.HorizAxis:=aTopAxis;
form1.Series5.HorizAxis:=aTopAxis;
form1.Chart1.RightAxis.Title.Angle:=270;
form1.Chart1.LeftAxis.Title.Angle:=270;
form1.Chart1.RightAxis.Inverted:=true;
form1.Chart1.LeftAxis.Inverted:=true;
form1.Series4.VertAxis:=aRightAxis
end;
```

```
procedure TForm1.RadioButton9Click(Sender: TObject);
// Poziționează originea sistemului de axe în colțul din stânga jos
begin
ixx:=0;
proc_eflong(iix,jx);
form1.RadioButton1.Checked:=true;
form1.RadioButton3.Checked:=true;
form1.RadioButton5.Checked:=true;
form1.RadioButton7.Checked:=true;
form1.Series1.HorizAxis:=aBottomAxis;
form1.Series2.HorizAxis:=aBottomAxis;
form1.Series3.HorizAxis:=aBottomAxis;
form1.Series4.HorizAxis:=aBottomAxis;
form1.Series5.HorizAxis:=aBottomAxis;
form1.Chart1.LeftAxis.Title.Angle:=90;
form1.Chart1.RightAxis.Title.Angle:=90;
form1.Chart1.RightAxis.Inverted:=false;
form1.Chart1.LeftAxis.Inverted:=false;
form1.Series4.VertAxis:=aLeftAxis
end;
```

```
procedure TForm1.Chart2ClickSeries(Sender: TCustomChart;
Series: TChartSeries; ValueIndex: Integer; Button: TMouseButton;
Shift: TShiftState; X, Y: Integer);
// Calculează coordonatele reale ale coloanelor din dispoziția schițată
// a coloanelor și inițiază calculul pentru coloana selectată
var
sir1,sir2:string;
```

```
xr,yr,x_c,y_c,dist:double;
i,j:integer;
begin
form1.Series10.Clicked(x,y);
xr:=form1.Series10.XScreenToValue(x);
yr:=form1.Series10.yScreenToValue(y);
str(xr:1:2,sir1);
str(yr:1:2,sir2);
ix:=1;
for i:=1 to nr_sir_ox do begin
for j:= 1 to nr_colx[i] do begin
x_c:=x_col[i,j];
y_c:=(i-1)*dy;
dist:=sqrt(sqr(xr-x_c)+sqr(yr-y_c));
if dist<0.5*q then begin
proc_efcol(i,j);
grafic2(i,j);
proc_eflong(i,j)
end
end
end
end;

procedure TForm1.CheckBox9Click(Sender: TObject);
// Sesizează selectarea/deselectarea căsuței "H redus"
// și impune refacerea calculului
begin
modif_date
end;

procedure TForm1.Edit2Change(Sender: TObject);
// Sesizează modificarea valorii "H redus"
// și impune refacerea calculului
begin
modif_date
end;

procedure TForm1.Chart1Click(Sender: TObject);
// Reafișează butonul "Editare" atunci când se face "Clik" pe grafic
begin
```



```
form1.SpeedButton1.Visible:=true
end;

end.
```

// Sfârșitul programului

Programul prezentat, asemenea majorității programelor de calcul presupune trei faze distincte:

- introducerea datelor de intrare;
- prelucrarea propriu-zisă a datelor de intrare;
- afișarea, tipărirea și interpretarea rezultatelor.

5.4. Introducerea datelor de intrare

După apelarea programului „ProjectCol.exe” din directorul „Coloane” se afișează fișierele de date disponibile și se solicită introducerea unuia din aceste fișiere. În cazul în care se dorește altă aplicație, pe structura existentă se fac modificările necesare, după care se salvează sub un alt nume fișierul de date de intrare.

Interfața de introducere a datelor este prezentată în figura 5.2:

Calculul fundatiilor pe coloane prin metoda utilizată în Rusia - Introducerea datelor

0 Modul de rezemare al fundatiei 0-rezemat, 1-incastrat
0 Modul de dispunere al coloanelor 0=normal, 1=in Zig-Zag
2 Numarul de siruri paralele cu axa OX
2 Numarul de siruri paralele cu axa OY

CH	HS [m]	Gama [kNm-3]	Ffr [kNm-2]	m [kNm-4]	Caracteristicile mecanice ale straturilor de pamant
1	2 00	16 50	8 5	2000	
2	2 50	17 00	30 1	4000	
3	3 00	18 00	44 5	6000	
4	7 55	18 00	69 5	6000	

e

HRE [m]	HAF [m]	HIN [m]	CP [kNm-3]
3 32	0 00	15 00	0 0

D [m]	Di [m]	DB [m]	DBi [m]	Gama B [kNm-3]	EB [kNm-2]	C B
1 08	0 0	1 08	0	24 0	29000000 0	0 6

DX [m]	DY [m]	PAS [m]
2 50	4 00	0 50

Numarul, abscisele și unghiurile coloanelor pentru sirurile paralele cu OX (stanga- dreapta)

Nr	x [m]	u [°]	x [m]	u [°]	
2	-1 25	0	1 25	0	șirul 1
2	-1 25	0	1 25	0	șirul 2

Gr	N [kN]	H [kN]	M [kNm]
1	6418 80	0 00	0 00
2	6215 80	202 00	1818 00
3	6008 80	634 80	4794 80

e

Fig. 5.2 Program de calcul „ProjectCol.exe” - pagina „Date de Intrare”

Pentru macheta de introducere a datelor se fac următoarele precizări:

- „CH” reprezintă numerotarea straturilor de pământ traversate de coloane; toate caracteristicile următoare se referă la straturile de pământ traversate;
- „HS” - grosimea în [m] a fiecărui strat;
- „Gama” - greutatea volumică [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$] a stratului;
- „Ffr” - frecarea unitară pe suprafața coloanei [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$] pe înălțimea fiecărui strat;
- „m” - variația coeficientului de pat al stratului [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-4}$], (conf. STAS: „K”); după ultimul strat de pământ se trece caracterul „e” în prima coloană;
- „HRE” - distanța pe verticală [m] între fața inferioară a radierului și nivelul aparatelor de reazem (pentru calculul deplasărilor la nivelul aparatelor de reazem);
- „HAF” - înălțimea de afuiere [m] (conform. STAS: „I_o”);
- „HIN” - adâncimea de introducere a coloanei în pământ (fără înălțimea de afuiere), (conform. STAS: „D”);
- „CP” - coeficientul de pat al terenului de la baza coloanelor [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$] (se poate introduce valoarea „0.0”, caz în care se calculează prin program);
- „D,” „Di” diametrul exterior, respectiv diametrul interior [m], pe înălțimea coloanelor (conform. STAS: „d”);
- „DB,” „DBi” - diametrul exterior, respectiv diametrul interior [m], la baza coloanelor;
- „Gama_b” - greutatea volumică [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$] al materialului din care sunt alcătuite coloanele;
- „EB” - modulul de elasticitate [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$] al materialului din care sunt alcătuite coloanele;
- „C_B” - coeficient de reducere al modulului de elasticitate al materialului din care sunt alcătuite coloanele (conform STAS 10111/2 -87);
- „Dx”, „Dy” - distanțele [m] pe direcția Ox, respectiv pe direcția Oy între șirurile de coloane;
- „PAS” - pasul de calcul [m] pentru eforturile în coloane;

- „Nr” - numărul de coloane pentru fiecare și paralel cu axa Ox, urmat de abscisa x [m] și de unghiul u [°]; u se consideră pozitiv dacă este în sens antiorar;
- „Gr.” - gruparea de acțiuni („G” trebuie să fie pe prima coloană); după ultima grupare se introduce caracterul „e”, tot pe prima coloană;
- N , H și M sunt eforturile pentru fiecare grupare de acțiuni, la nivelul inferior al radierului, în centrul de „greutate” al fundației pe coloane; unitățile de măsură sunt [kN] pentru N și H , respectiv [kN·m] pentru M ; Încărcările pozitive sunt: pentru H în direcția axei x , pentru N în jos iar pentru moment sensul orar; sensul axelor este: x de la stânga spre dreapta, z de jos în sus.

5.5. Prelucrarea prin program a datelor de intrare

După actualizarea, verificarea și eventual salvarea datelor de intrare într-un fișier (cu același nume sau cu nume diferit) se alege numărul grupării de acțiuni și se „apasă” pe butonul „Date OK” după care se vizualizează dispoziția fundației (figura 5.3) (pentru verificare și eventual revenire pe panoul de introducere a datelor în caz de necesitate). În cazul în care dispoziția fundației corespunde cu realitatea, se selectează numărul șirului paralel cu axa Ox și numărul coloanei din acel șir pentru care se dorește efectuarea calculului.

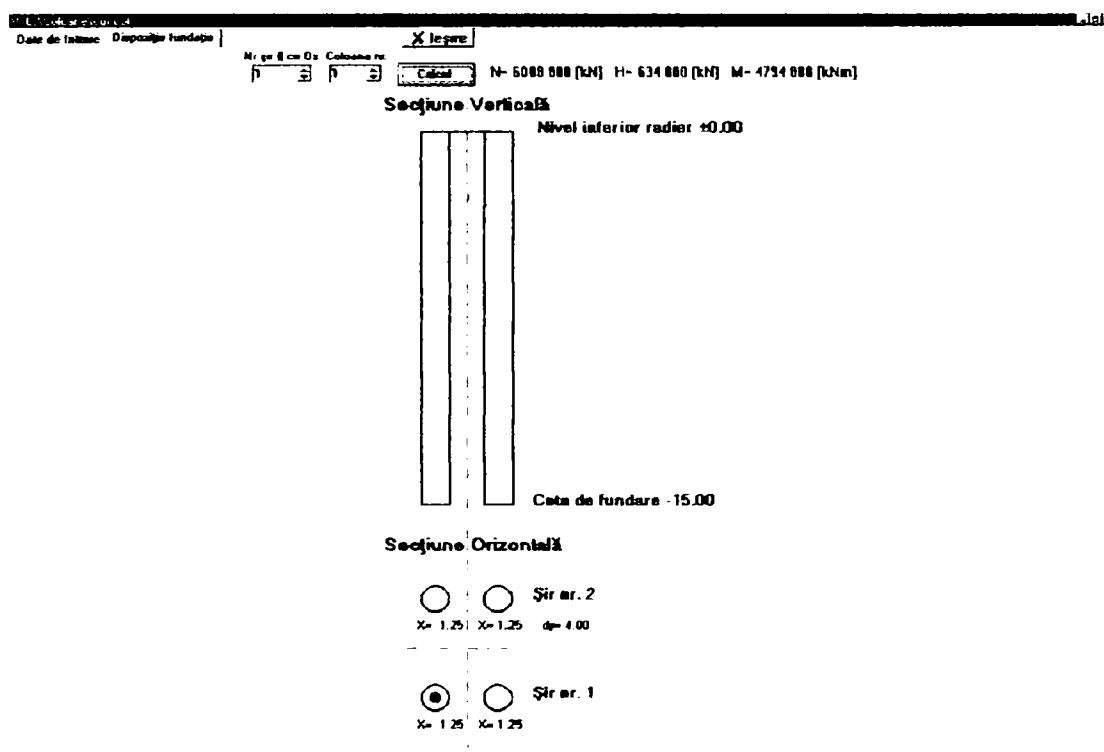


Fig. 5.3 Program de calcul „ProjectCol.exe” - pagina „Dispoziție Fundație”

Pentru efectuarea calculului propriu-zis se „apasă” pe butonul „Calcul”.

Prezentarea în detaliu a funcționării programului de calcul este cuprinsă în paragraful 5.5.1.

5.5.1. Descrierea funcționării programului de calcul

Pentru calculul automat al fundațiilor pe coloane s-a adoptat metoda utilizată în Rusia, cu mențiunea că unele relații de calcul au fost preluate din alte metode.

În cele ce urmează se prezintă etapele parcurse în rezolvarea calculului:

- a. cu ajutorul procedurii „*cit1_date*” se citesc datele de intrare referitoare la caracteristicile fundației și ale terenului de fundare;
- b. prin procedura „*proc_dkap*” se calculează caracteristicile echivalente ale terenului pe lungimea coloanei, astfel:

- valoarea E_b a modulului de elasticitate al materialului din care este realizată coloana se reduce cu 40%;

- valoarea m ce caracterizează variația coeficientului de pat se

calculează cu relația (4.17), $m = K = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n K_{\min(i,j)} \cdot h_i \cdot h_j}{l_k^2}$;

- se calculează valoarea K în funcție de numărul de coloane pe șir,

(conform paragrafelor 4.2.1.1 și 4.2.2.1), cu formula (4.42):

$$k_n = b + \frac{1-b}{0,6} \cdot \frac{L_o}{h_o} = b + \frac{1-b}{0,6} \cdot \frac{L_o}{3 \cdot (d+1)};$$

- se calculează lățimea de calcul a coloanei b_c conform relației (4.27):

$$b_c = 0,9 \cdot k_n \cdot d \cdot \left(1 + \frac{1}{d}\right) = 0,9 \cdot (d+1) \cdot k_n$$

- c. prin procedura „*proc_alfa*” se calculează coeficientul de deformație a

coloanei în pământ, cu relația (4.14): $\alpha = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E \cdot l}}$;

- se calculează adâncimea echivalentă de introducere a coloanei în

pământ cu relația (4.26): $\bar{h} = D \cdot \alpha$;

- d. prin procedura „*proc_abcd*” (care apelează procedura „*proc_K4*” care la rândul ei apelează procedura „*proc_has*”) se calculează coeficienții $A_i \dots D_i$ cu formulele (4.92) ... (4.107); pentru o bună precizie de calcul s-au utilizat 9 ... 10 termeni, folosind variabile reale, în dublă precizie,

care asigură 15 ... 16 cifre semnificative; nu este nevoie de mai mult de 10 termeni, deoarece nu se obține o îmbunătățire a preciziei:

$$A_1 = 1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{20}}{20!} \dots$$

$$A_2 = 0 - \frac{\bar{z}^4}{4!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^9}{9!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{14}}{14!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{19}}{19!} \dots$$

$$A_3 = 0 - \frac{\bar{z}^3}{3!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{18}}{18!} \dots$$

$$A_4 = 0 - \frac{\bar{z}^2}{2!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} + 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots$$

$$B_1 = \frac{\bar{z}^1}{1!} - 2 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} \dots$$

$$B_2 = 1 - 2 \cdot \frac{\bar{z}^5}{5!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} \dots$$

$$B_3 = 0 - 2 \cdot \frac{\bar{z}^4}{4!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^9}{9!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{14}}{14!} \dots$$

$$B_4 = 0 - 2 \cdot \frac{\bar{z}^3}{3!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} \dots$$

$$C_1 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 3 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots$$

$$C_2 = \frac{\bar{z}^1}{1!} - 3 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} \dots$$

$$C_3 = 1 - 3 \cdot \frac{\bar{z}^5}{5!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} \dots$$

$$C_4 = 0 - 3 \cdot \frac{\bar{z}^4}{4!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^9}{9!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{14}}{14!} \dots$$

$$D_1 = \frac{\bar{z}^3}{3!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{18}}{18!} \dots$$

$$D_2 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} \dots$$

$$D_3 = \frac{\bar{z}^1}{1!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} \dots$$

$$D_4 = 1 - 4 \cdot \frac{\bar{z}^5}{5!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} \dots$$

- e. se „citesc” încărcările exterioare pentru ipoteza de calcul selectată;
- f. prin procedura „*proc_delta*” se calculează deplasările din eforturi egale cu unitatea cu relațiile (4.28) ... (4.33), pentru coloane încastrate în stâncă:

$$\delta_x^t = \frac{1}{\alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot A_o;$$

$$\delta_{\theta x}^t = \delta_{x\theta}^t = \frac{1}{\alpha^2 \cdot E \cdot I} \cdot B_o;$$

$$\delta_\theta^t = \frac{1}{\alpha \cdot E \cdot I} \cdot C_o.$$

unde $A_o = \frac{B_1 \cdot D_2 - B_2 \cdot D_1}{A_1 \cdot B_2 - A_2 \cdot B_1},$

• $B_o = \frac{B_1 \cdot C_2 - B_2 \cdot C_1}{A_1 \cdot B_2 - A_2 \cdot B_1},$

• $C_o = \frac{A_1 \cdot C_2 - A_2 \cdot C_1}{A_1 \cdot B_2 - A_2 \cdot B_1},$

respectiv pentru celelalte cazuri se calculează mărimea K_h cu relația (4.34):

$$K_h = \frac{C}{\alpha \cdot E} \cdot \frac{I_{bez}}{I}$$

și apoi deplasările cu relațiile (4.31) ... (4.33):

$$\delta_x^t = \frac{1}{\alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{A_{o1} + K_h \cdot B_{o1}}{C_{o1} + K_h \cdot D_{o1}};$$

$$\delta_{\theta x}^t = \delta_{x\theta}^t = \frac{1}{\alpha^2 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{A_{o2} + K_h \cdot B_{o2}}{C_{o1} + K_h \cdot D_{o1}};$$

$$\delta_\theta^t = \frac{1}{\alpha \cdot E \cdot I} \cdot \frac{C_{o2} + K_h \cdot D_{o2}}{C_{o1} + K_h \cdot D_{o1}}.$$

unde: $A_{o1} = B_3 \cdot D_4 - B_4 \cdot D_3$;

- $B_{o1} = B_2 \cdot D_4 - B_4 \cdot D_2$;
- $C_{o1} = A_3 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_3$;
- $D_{o1} = A_2 \cdot B_4 - A_4 \cdot B_2$;
- $A_{o2} = B_3 \cdot C_4 - B_4 \cdot C_3$;
- $B_{o2} = B_2 \cdot C_4 - B_4 \cdot C_2$;
- $C_{o2} = A_3 \cdot C_4 - A_4 \cdot C_3$;
- $D_{o2} = A_2 \cdot C_4 - A_4 \cdot C_2$.

Relațiile de calcul pentru mărimile A_o , B_o , C_o , A_{o1} , B_{o1} , C_{o1} , D_{o1} , A_{o2} , B_{o2} , C_{o2} și D_{o2} le-am determinat făcând echivalența între relațiile (4.28) ... (4.33) și relațiile (4.108) ... (4.109), respectiv corelând tabelele (6.7) ... (6.9) din [89] cu tabelele (IX.18) ... (IX.21) din [30].

- pentru cazul coloanelor dispuse pe un singur rând se calculează deplasările y_o și φ_o (din încărcări reale), la nivelul terenului, cu relațiile (4.35) ... (4.36):

$$y_o = M^t \cdot \delta_{x\theta}^t + H^t \delta_x^t ;$$

$$\varphi_o = M^t \cdot \delta_\theta^t + H^t \cdot \delta_{\theta x}^t .$$

- se calculează deplasările δ_1 , δ_2 și δ_3 cu relațiile (4.43) ... (4.45)

$$\delta_x = \frac{l_o^3}{3 \cdot E \cdot I} + \delta_\theta^t \cdot l_o^2 + 2 \cdot \delta_{\theta x}^t \cdot l_o + \delta_x^t$$

$$\delta_\theta = \frac{l_o}{E \cdot I} + \delta_\theta^t$$

$$\delta_{\theta x} = \delta_{x\theta} = \frac{l_o^2}{2 \cdot E \cdot I} + \delta_\theta^t \cdot l_o + \delta_{\theta x}^t$$

- g. se calculează reacțiunile coloanelor din deplasări unitare cu relațiile (4.46)...(4.49):

$$K_z = \frac{1}{\frac{I_o + D}{E \cdot A} + \frac{K_p}{C \cdot A_{\text{baza}}}}$$

$$K_x = \frac{\delta_\theta}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x}^2}$$

$$K_{\theta x} = \frac{\delta_{\theta x}}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x}^2}$$

$$K_\theta = \frac{\delta_x}{\delta_x \cdot \delta_\theta - \delta_{\theta x}^2}$$

- h. se calculează reacțiunile radierului din deplasări unitare prin procedura „*proc_react*” cu relațiile (4.121) ... (4.126):

$$K_{zz} = \sum_{i=1}^n (K_{z_i} \cdot \cos^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \sin^2 \alpha_i)$$

$$K_{xx} = \sum_{i=1}^n (K_{z_i} \cdot \sin^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \cos^2 \alpha_i)$$

$$K_{\theta\theta} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} \cdot \cos^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \sin^2 \alpha_i) \cdot x_i^2 + 2 \cdot x_i \cdot K_{\theta x_i} \cdot \sin \alpha_i + K_{\theta x_i}]$$

$$K_{\theta z} = K_{z\theta} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} \cdot \cos^2 \alpha_i + K_{x_i} \cdot \sin^2 \alpha_i) \cdot x_i + K_{\theta x_i} \cdot \sin \alpha_i]$$

$$K_{zx} = K_{xz} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} - K_{x_i}) \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i]$$

$$K_{x\theta} = K_{\theta x} = \sum_{i=1}^n [(K_{z_i} + K_{x_i}) \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i - K_{\theta x_i} \cdot \cos \alpha_i]$$

- se scriu ecuațiile de echilibru ale radierului acționat de încărcările reale (relația 4.127):

$$\begin{cases} K_{zz} \cdot w + K_{zx} \cdot u + K_{z\theta} \cdot \theta_y - N = 0 \\ K_{xz} \cdot w + K_{xx} \cdot u + K_{x\theta} \cdot \theta_y - H_x = 0 \\ K_{\theta z} \cdot w + K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta\theta} \cdot \theta_y - M_y = 0 \end{cases}$$

- se rezolvă sistemul (4.127) cu ajutorul procedurii „*ecu*”, rezultând deplasările reale ale radierului: w , u și θ_y .

- se calculează eforturile care acționează capătul superior al coloanei i cu relațiile (4.128) ... (4.130):

$$N_i = K_{z_i} \cdot (u \cdot \sin \alpha_i + w \cdot \cos \alpha_i + \theta_y \cdot x_i \cdot \cos \alpha_i)$$

$$H_{x_i} = K_{x_i} \cdot (u \cdot \cos \alpha_i - w \cdot \sin \alpha_i - \theta_y \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i) - \theta_y \cdot K_{\theta x_i}$$

$$M_{y_i} = K_{\theta x_i} \cdot (-u \cdot \cos \alpha_i + w \cdot \sin \alpha_i + \theta_y \cdot x_i \cdot \sin \alpha_i) + \theta_y \cdot K_{\theta_i}$$

- se calculează eforturile la nivelul terenului afuiat cu relațiile (4.132):

$$H_x = H^t, \text{ și } M_y = M^t + H^t \cdot l_o \quad (\bar{z} = 0)$$

- se calculează deplasările la nivelul terenului afuiat cu relațiile (4.134):

$$y_o = H_{x_i} \cdot \delta_{xx} + (M_{y_i} + H_{x_i} \cdot l_o) \cdot \delta_{\theta x};$$

$$\varphi_o = -[H_{x_i} \cdot \delta_{\theta x} + (M_{y_i} + H_{x_i} \cdot l_o) \cdot \delta_{\theta \theta}];$$

- se calculează deplasarea orizontală a aparatului de reazem cu relația (4.37):

$$a' = y_o + \varphi_o \cdot (l_o + h_{pi}) + \delta_{pi};$$

deplasarea verticală a aparatului de reazem este chiar valoarea „ w ”.

- se creează și se „scriu” într-un fișier temporar, prin procedura „*proc_eflong*”, încărcările aplicate, deplasările radierului, eforturile din capul coloanei selectate și capul de tabel care cuprinde: adâncimea, adâncimea echivalentă de calcul și eforturile „ N ”, „ H ”, „ M ” și „ Σ ”;
- se calculează pe adâncimea de introducere a coloanei, prin procedura „*proc_efz*”, eforturile N , $H(T)$, M și σ la nivelul „ z ” de calcul, cu relațiile (4.38) ... (4.41):

$$N_z = (N_i + G_z) - F_z = (N_i + G_z) \pm u \cdot \Sigma h_i \cdot f_i;$$

$$M_z = \alpha \cdot E \cdot I \cdot (\alpha \cdot y_o \cdot A_3 - \varphi_o \cdot B_3) + M^t \cdot C_3 + \frac{H^t}{\alpha} \cdot D_3;$$

$$H_z = \alpha^2 \cdot E \cdot I \cdot (\alpha \cdot y_o \cdot A_4 - \varphi_o \cdot B_4) + \alpha \cdot M^t \cdot C_4 + H^t \cdot D_4.$$

$$\sigma_z = \frac{K_z}{\alpha} \cdot \bar{z} \cdot \left(y_o \cdot A_1 + \frac{\varphi_o}{\alpha} \cdot B_1 + \frac{M^t}{\alpha^2 \cdot E \cdot I} \cdot C_1 + \frac{H^t}{\alpha^3 \cdot E \cdot I} \cdot D_1 \right),$$

- se încheie tabelul eforturilor în coloană și se „scriu” eforturile maxime determinate de-a lungul coloanei;
- k. se inițializează „seriile” pentru afișarea graficelor eforturilor în lungul coloanelor și a caracteristicii de elasticitate a terenului, în formatul definit la conceperea programului de calcul;

Calculul eforturilor axiale se face pe toată adâncimea de introducere a coloanei (spre deosebire de celelate eforturi pentru care se consideră lungimea redusă), deoarece eforturile axiale se predau terenului de fundare atât pe suprafața laterală a coloanelor prin frecare cât și pe suprafața bazei acestora, în formulă neintervenind coeficientul α (de reducere a lungimii coloanei).

În acest moment, programul a finalizat calculele, a pregătit tabelul centralizator și graficele eforturilor și „deschide” automat pagina „Rezultate”.

5.6. Afișarea rezultatelor

În urma calculului, programul afișează rezultatele într-un tabel, în format text, așa cum este prezentat în figura 5.4, cu următorul conținut:

- ipoteza de încărcare, cu eforturile aplicate la nivelul inferior al radierului;
- deplasările [m] la nivelul aparatelor de reazem;
- eforturile corespunzătoare în capul coloanei selectate N_i , H_i , M_i ;
- tabelul cu nivelul de calcul, nivelul echivalent de calcul și eforturile N , M și σ corespunzătoare nivelului de calcul; diferența între două nivele de calcul este chiar valoarea „PAS”;
- în finalul tabelului sunt evidențiate eforturile maxime în valoare, cu semn.

Dacă se „apasă” butonul „Editare” (amplasat în partea dreaptă sus a panoului) se permite editarea și tipărirea la imprimantă a tabelului de eforturi.

Odată cu deschiderea paginii „Rezultate” este disponibilă și pagina „Grafice” unde pot fi urmărite graficele eforturilor în lungul fiecărei coloane din fundație, precum și datele corespunzătoare ale fundației și ale coloanei selectate.

C:\Coloane\col.col						
Data de intrare		Rezultate	Grafice		X leșire	
Ipooteza nr 3 N= 6008 8000 [kN] H= 634 8000 [kN] M= 4794 8000 [kNm] Editare						
Deplasarea [m] la nivelul aparatelor de reazem h= 0 017 v= 0 005						
Coloana 1 1 Hi= 658 9914 Hi= 158 7000 Mi= 144 6893						
Nivel	Niv Echiv	N [kN]	H [kN]	M [kNm]	Sigma [kNm-2]	
0 00	0 000	658 9914	158 7000	144 6893	0 0000	
0 50	0 176	662 7745	152 0550	222 9059	8 0374	
1 00	0 352	666 5576	134 5467	294 9451	13 8052	
1 50	0 528	670 3407	109 6118	356 2168	17 4932	
2 00	0 705	674 1238	80 7450	403 8272	19 3437	
2 50	0 881	659 5852	49 4265	436 2890	39 2741	
3 00	1 057	645 0465	19 0757	453 3510	37 3497	
3 50	1 233	630 5078	-8 9697	455 7517	33 5274	
4 00	1 409	615 9692	-33 4491	444 9782	28 3994	
4 50	1 585	601 4305	-53 5521	423 0343	22 5117	
5 00	1 762	574 6773	-68 8735	392 2250	24 5155	
5 50	1 938	547 9242	-79 3559	354 9688	15 4437	
6 00	2 114	521 1710	-85 2233	313 6395	7 0233	
6 50	2 290	494 4178	-86 9137	270 4425	-0 4041	
7 00	2 466	467 6646	-85 0113	227 3251	-6 6205	
7 50	2 642	440 9115	-80 1856	185 9186	-11 5183	
8 00	2 818	392 9525	-73 1369	147 5099	-15 0835	
8 50	2 995	344 9936	-64 5526	113 0373	-17 3762	
9 00	3 171	297 0347	-55 0737	83 1060	-18 5102	
9 50	3 347	249 0758	-45 2715	58 0171	-18 6324	
10 00	3 523	201 1168	-35 6355	37 8063	-17 9051	
10 50	3 699	153 1579	-26 5696	22 2861	-16 4893	
11 00	3 875	105 1990	-18 3962	11 0875	-14 5318	
11 50	4 052	57 2401	-11 3665	3 6989	-12 1557	
12 00	4 228	9 2811	-5 6747	-0 5022	-9 4540	
12 50	4 404	0 0000	-1 4743	-2 2245	-6 4880	
13 00	4 580	0 0000	1 1049	-2 2467	-3 2881	
13 50	4 756	0 0000	1 9424	-1 4098	0 1400	
14 00	4 932	0 0000	0 9161	-0 6149	3 8058	
14 19	5 000	0 0000	-0 0000	-0 5222	5 2791	
15 00		0 0000				
Eforturi maxime		674 1238	158 7000	455 7517	39 2741	

Fig. 5.4 Program de calcul „ProjectCol.exe” - pagina „Rezultate”

Dacă se selectează „pagina” „Grafice” (din partea superioară a panoului programului) se afișează graficele: caracteristicii „m” (K) a terenului (împărțită la 100), eforturilor normale, tăietoare, momentului și efortului unitar σ , (figura 5.5):

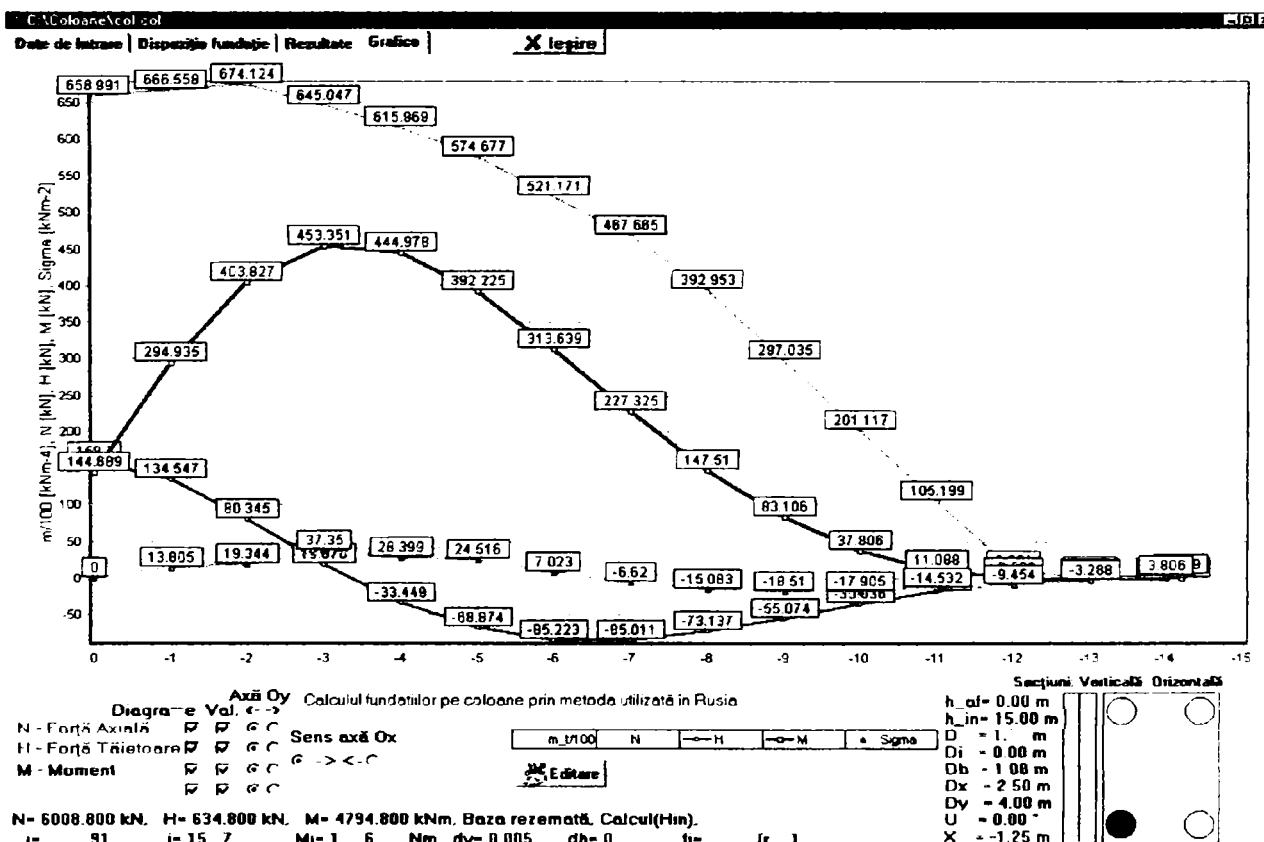


Fig. 5.5 Program de calcul „ProjectCol.exe” - pagina „Grafice”

Din cele cinci grafice, graficul $m/100$ ($K/100$) este afișat tot timpul, cu axa Oy în partea stângă, iar celelalte patru grafice pot fi vizualizate individual sau simultan, existând posibilitatea de afișare a valorilor pentru fiecare grafic în parte. În acest sens, în partea de jos a „paginii Grafice” sunt prevăzute patru perechi de „căsuțe” ce pot fi selectate în funcție de necesitate. Tot pentru aceste patru grafice există posibilitatea de poziționare a axei Oy în partea dreaptă (sau stângă) pentru fiecare diagramă în parte, prin cele patru perechi de „butoane radio”: „Ax Oy ” (axa Oz păstrându-și sensul). Pentru modificarea sensului axei Oz (pentru toate graficele), s-au prevăzut două butoane „radio” „Sens axă Oz ”.

Butonul „Editare” amplasat în partea inferioară a diagramei permite prin apăsare, editarea și tipărirea graficelor eforturilor. După intrarea în programul de „captură” se apasă tasta „F9” pentru „capturarea” întregii imagini sau cu butoanele specifice programului se poate selecta doar o parte din grafice. Imaginea astfel „capturată” poate fi tipărită sau utilizată în alte documente.

Pentru vizualizarea în detaliu a unor zone din grafic, în special când sunt afișate valorile eforturilor, se poate selecta cu mouse-ul o zonă dreptunghiulară începând cu punctul stânga-sus spre dreapta-jos, ținând apăsată tasta din stânga a mouse-ului. Pentru vizualizarea altor porțiuni de grafic, atunci când imaginea este mărită, se apasă tasta din dreapta a mouse-ului și se deplasează mouse-ul în direcția dorită. Pentru revenire la imaginea inițială se selectează un dreptunghi, oriunde pe grafic, ținând apăsată tasta din stânga a mouse-ului și deplasând mouse-ul din dreapta-jos spre stânga-sus.

În cazul în care se dorește refacerea calculului pentru altă coloană se selectează cu mouse-ul una din coloanele fundației, prezentată în schiță în partea dreaptă jos. Prin această facilitate se poate urmări mai bine variația eforturilor de la o coloană la alta. În cazul în care se dorește refacerea calculului cu alte date, se selectează pagina „Date de Intrare” și, după modificarea datelor de intrare se repetă operațiile descrise anterior.

5.6.1. Exemple de calcul

În cele ce urmează sunt prezentate mai multe exemple de calcul, menite să verifice corectitudinea programului de calcul, respectiv comportarea mai multor fundații de adâncime pe coloane.

A. Fundație pe coloane, (figura 5.6), conform exemplului de calcul din [89]:

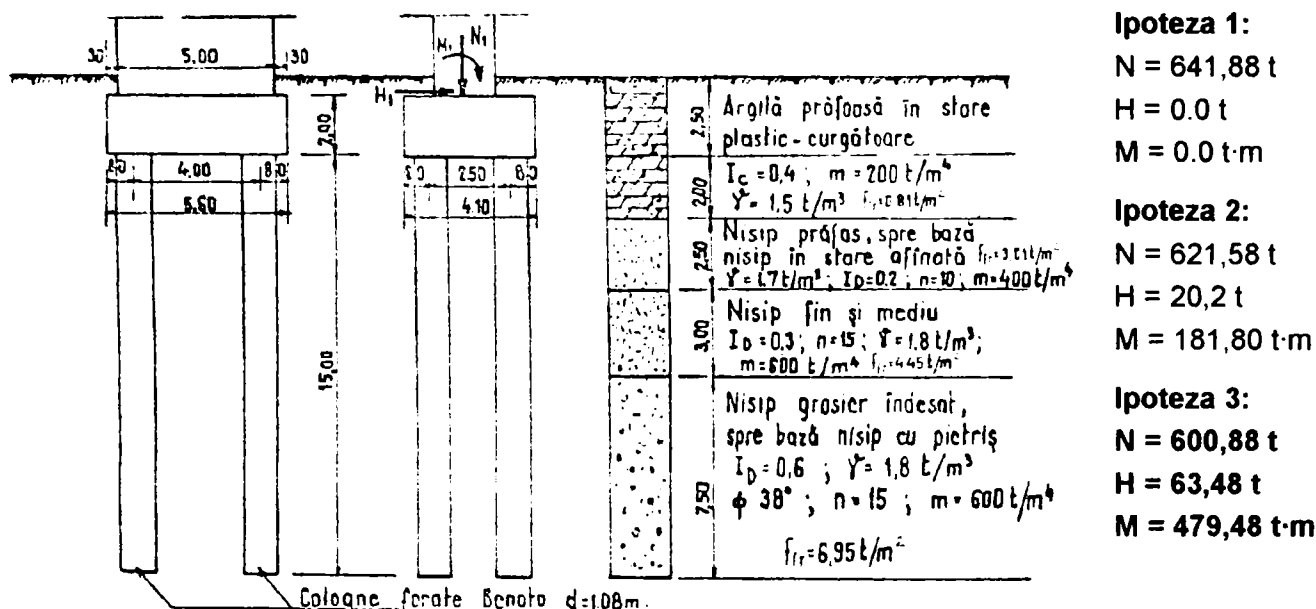


Fig. 5.6 Fundație compusă din 4 coloane (2×2) $d = 1,08 \text{ m}$

Eforturile de calcul sunt: $N = 6008,8 \text{ kN}$; $H = 634,8 \text{ kN}$; $M = 479,48 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Reprezentarea grafică a variației eforturilor M , H și σ pe adâncimea „ z ” de introducere a coloanelor în pământ (așa cum sunt calculate în [89]) este evidențiată în figura 5.7.

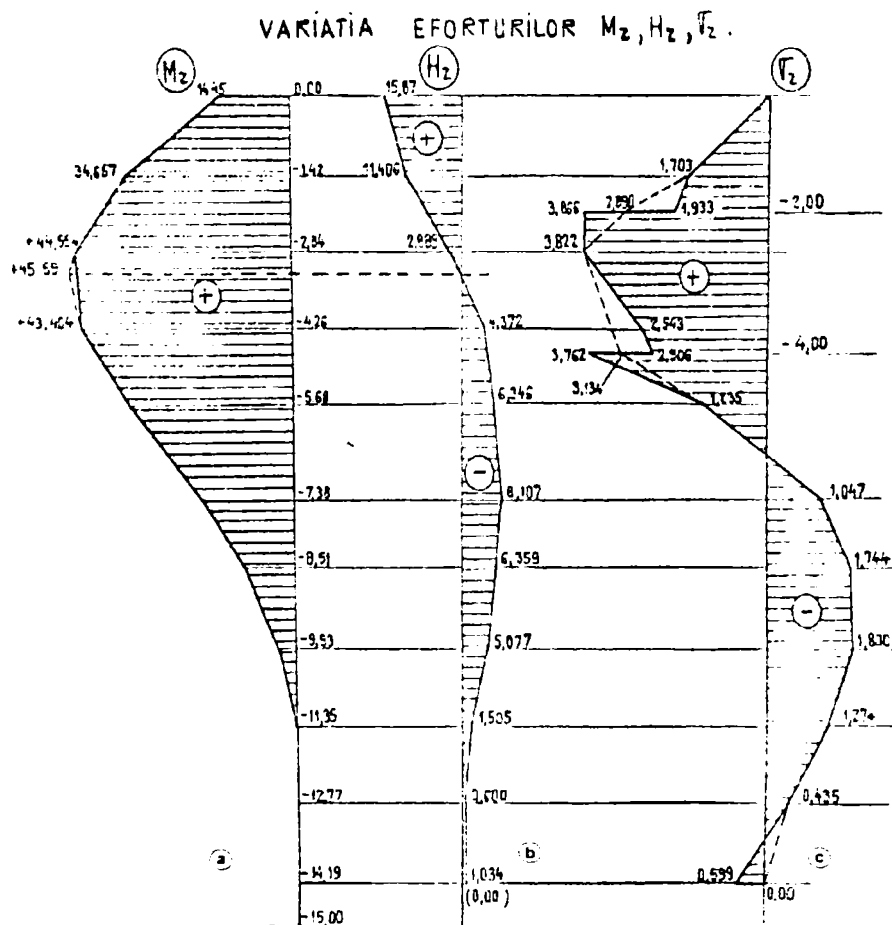


Fig. 5.7 Grafice eforturi

a - grafic moment; b - grafic forță tăietoare; c - grafic efort unitar sigma.

În paralel, același exemplu de calcul a fost preluat și prelucrat prin programul de calcul pe care l-am realizat în cadrul prezentei teze de doctorat, adaptând unitățile de măsură. Graficele eforturilor rezultate sunt prezentate în figura 5.8:

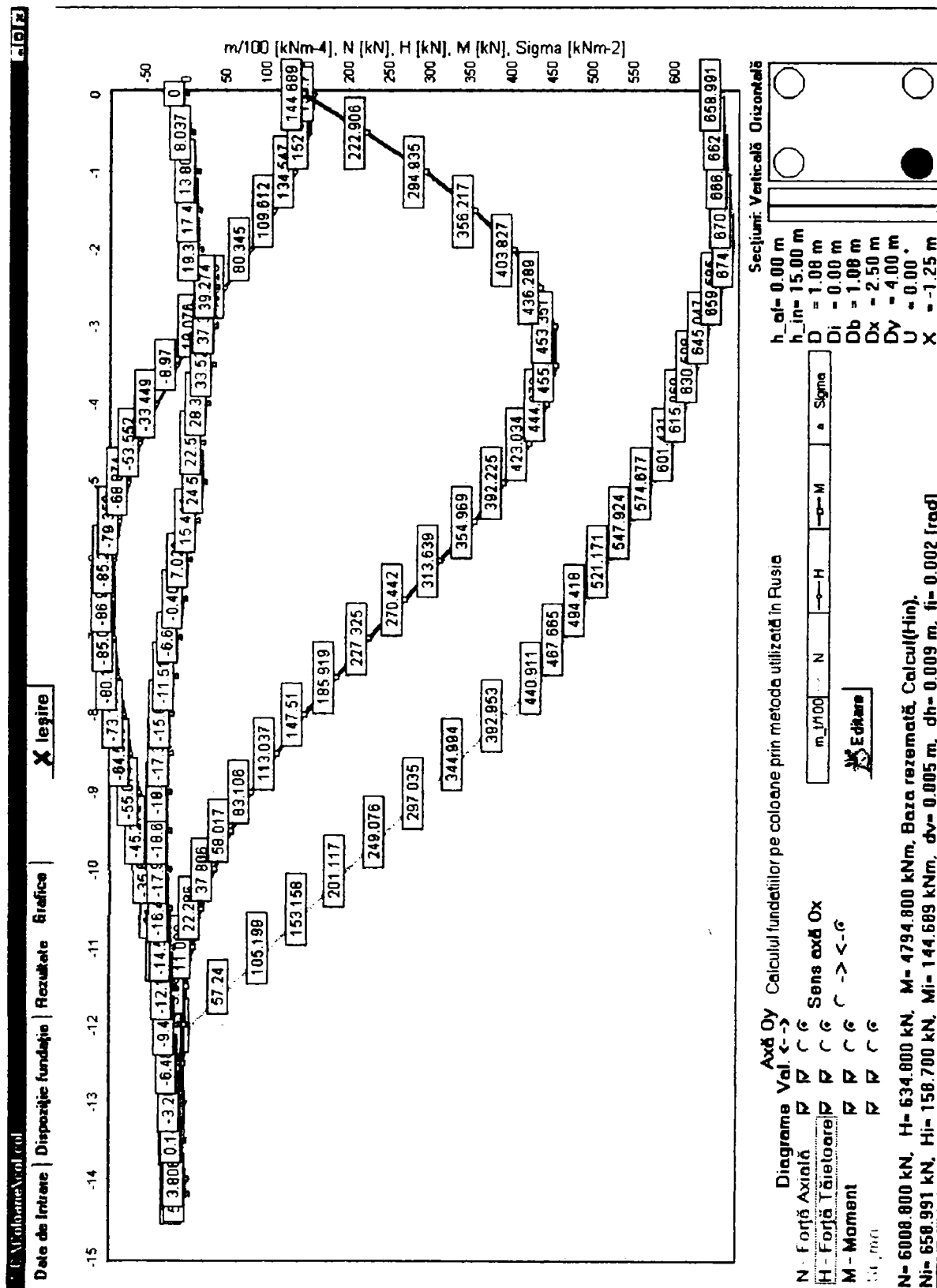


Fig. 5.8 Grafice eforturi obținute prin programul propriu

Se poate observa că rezultatele obținute în cele două cazuri sunt foarte apropiate ca mărime și alură.

Tot pentru verificare, s-a izolat una din coloanele fundației și s-a făcut o prelucrare cu programul „Axis”, un program ce utilizează pentru calcul metoda elementelor finite. În figura 5.9 sunt prezentate graficele eforturilor moment și forță tăietoare. Se constată că în programul „Axis” convenția de semne este inversă iar valorile maxime obținute sunt: cu 1% mai mari pentru moment și cu 10% mai mici pentru forța tăietoare.

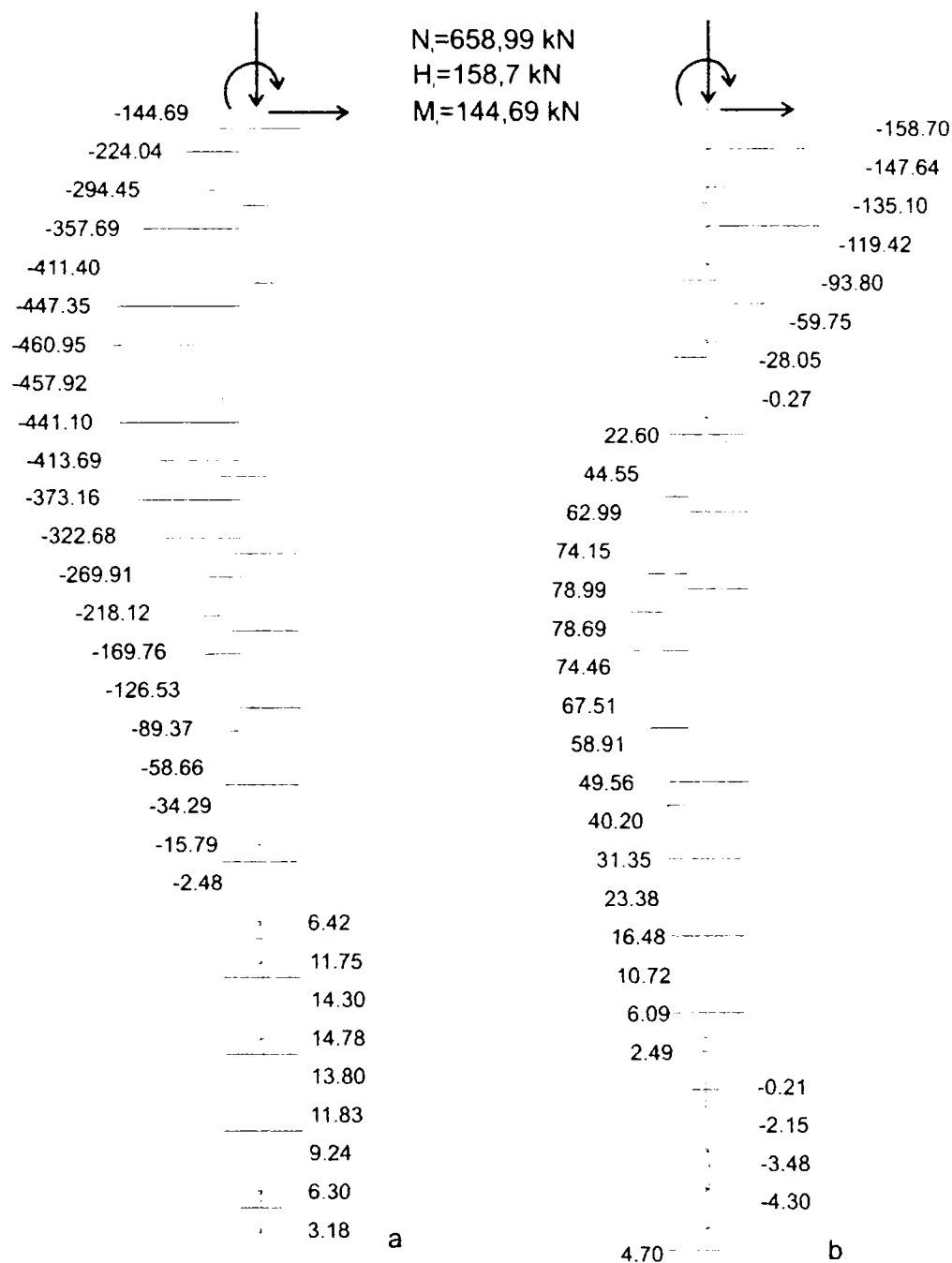


Fig. 5.9 Grafice eforturi obținute cu programul „Axis”

a - graficul moment; b - graficul forță tăietoare.

Modelarea structurii s-a făcut prin discretizarea coloanei în elemente finite de 50 cm lungime, iar în noduri s-au prevăzut reazeme elastice, mai puțin reazemul final (din partea inferioară care s-a considerat articulat).

B. Fundație formată dintr-o singură coloană verticală $\phi=1,08$ m, încărcată cu eforturi egale cu 100 ([kN], respectiv [kN·m]), nesimultan (figura 5.10):

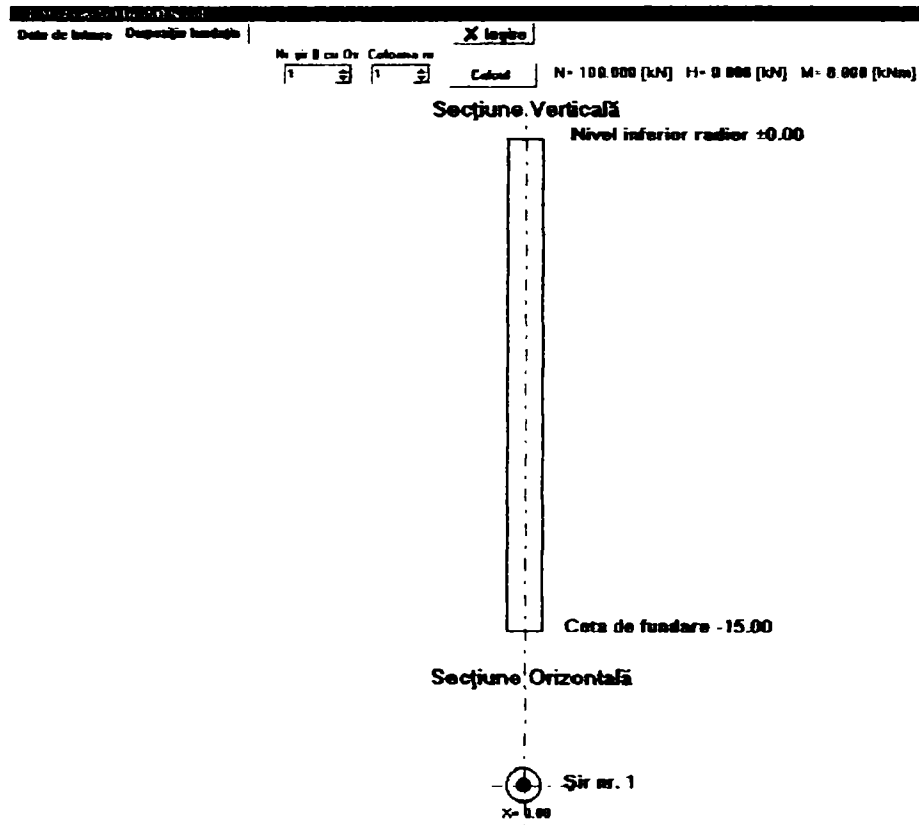


Fig. 5.10 Dispoziție fundație

Aceste exemple sunt menite să evidențieze aportul fiecărui tip de încărcare asupra coloanei (figura 5.11):

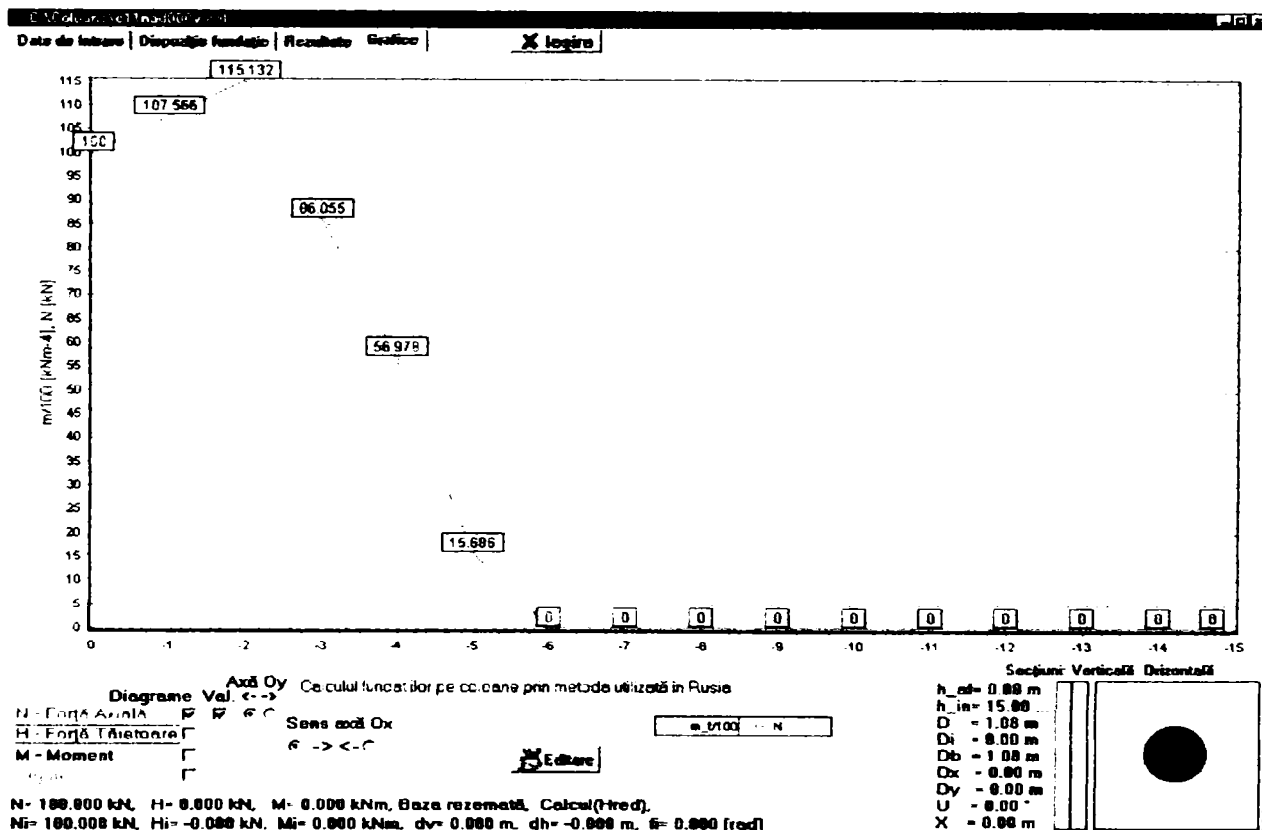


Fig. 5.11 Grafice eforturi pentru $N=100$ [kN], $H=0$ [kN], $M=0$ [kN·m],

Figura 5.12 prezintă graficele eforturilor pentru încărcarea $H = 100$ [kN], iar figura 5.13 prezintă aceleași grafice pentru $M = 100$ [kN·m].

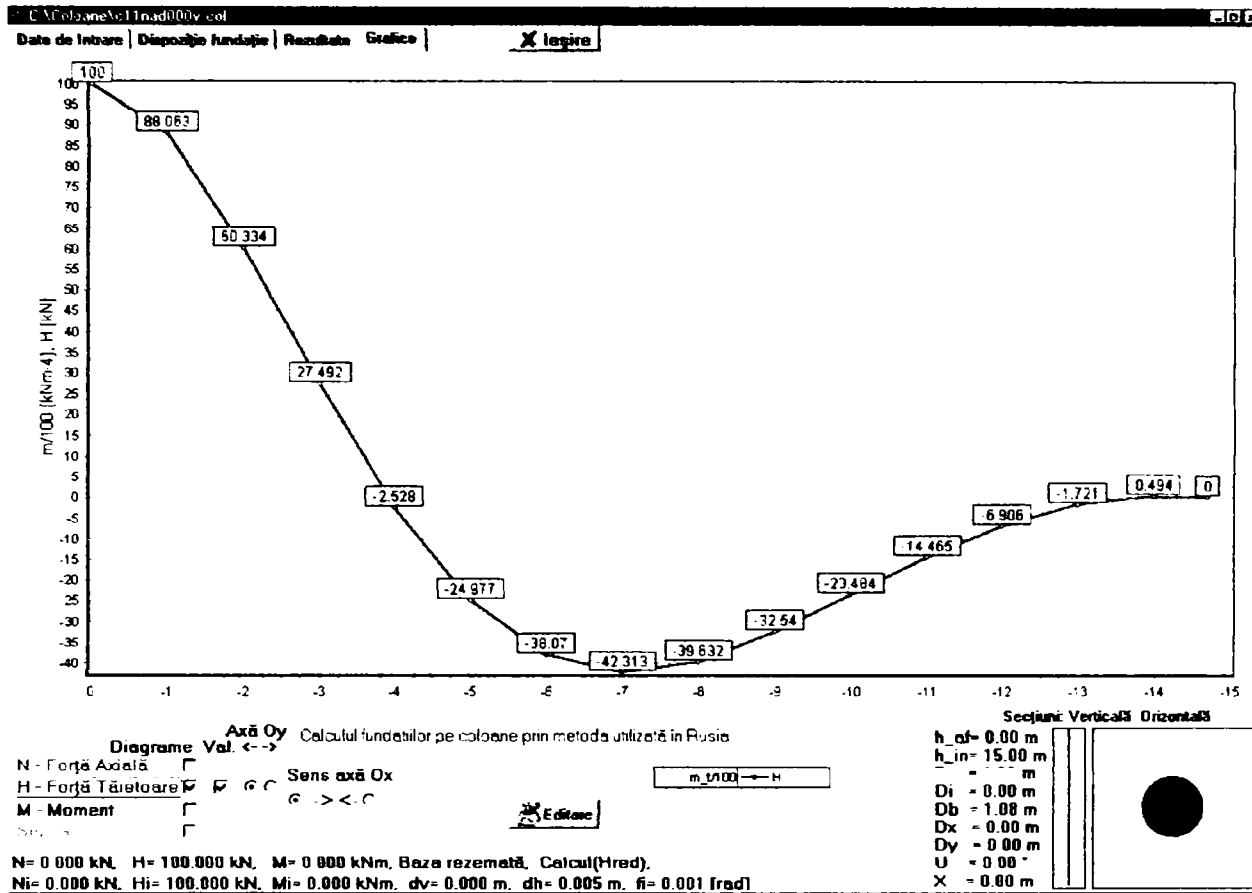


Fig. 5.12 Grafice eforturi pentru $N=0$ [kN], $H=100$ [kN], $M=0$ [kN·m],

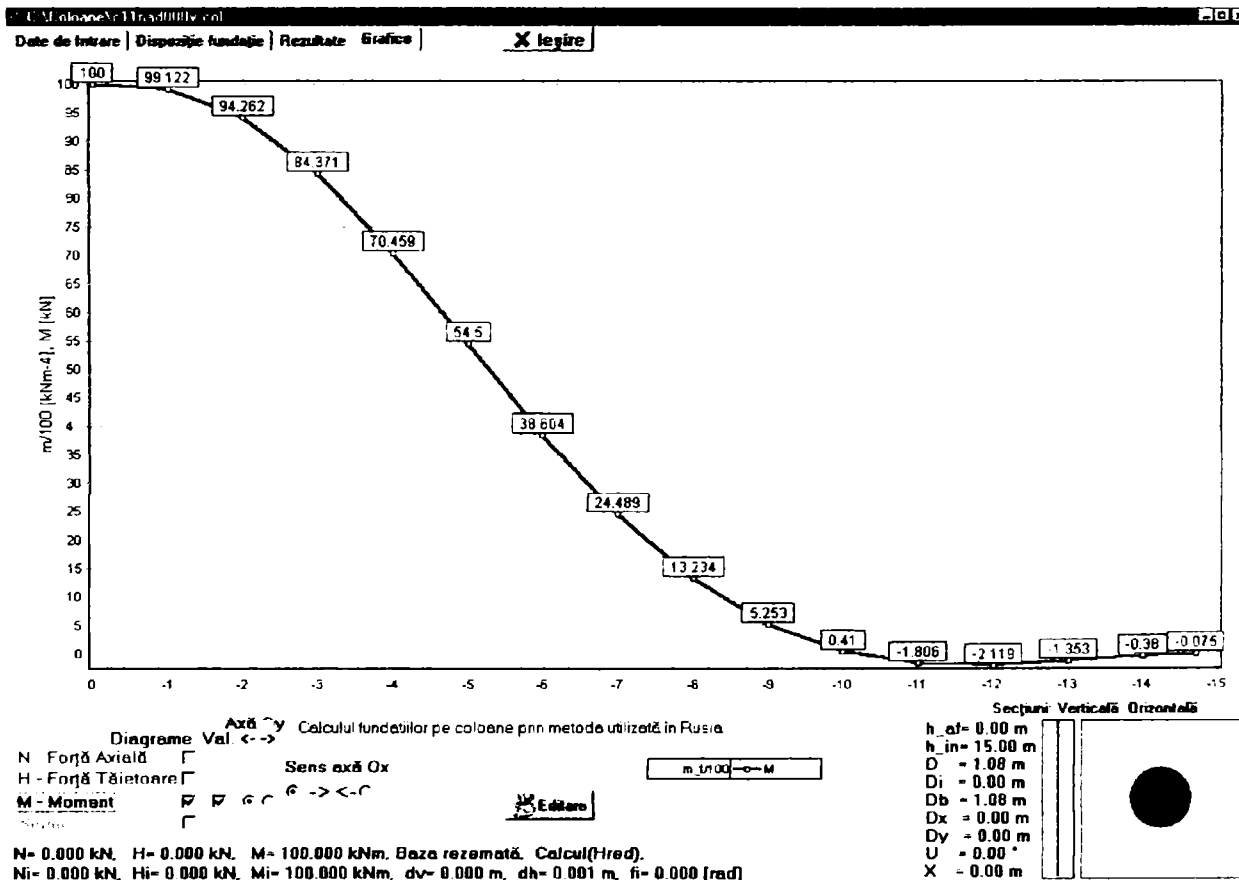


Fig. 5.13 Grafice eforturi pentru $N=0$ [kN], $H=0$ [kN], $M=100$ [kN·m],

C. Fundație formată dintr-o singură coloană verticală, încărcată cu încărcări egale cu 100 ([kN], respectiv [kN·m]), simultan.

În figura 5.14 este prezentată o coloană cu secțiune transversală plină, iar în figura 5.15 este prezentată o coloană cu secțiune transversală curentă inelară, cu diametrul interior de 60 cm. Se constată în cazul secționii inelare o micșorare a momentului maxim cu 35%, o creștere a forței tăietoare maxime cu 23% și o creștere a efortului unitar σ (în partea negativă) cu 133%. De asemenea, se constată o scurtare a lungimii active cu aproximativ 45% .

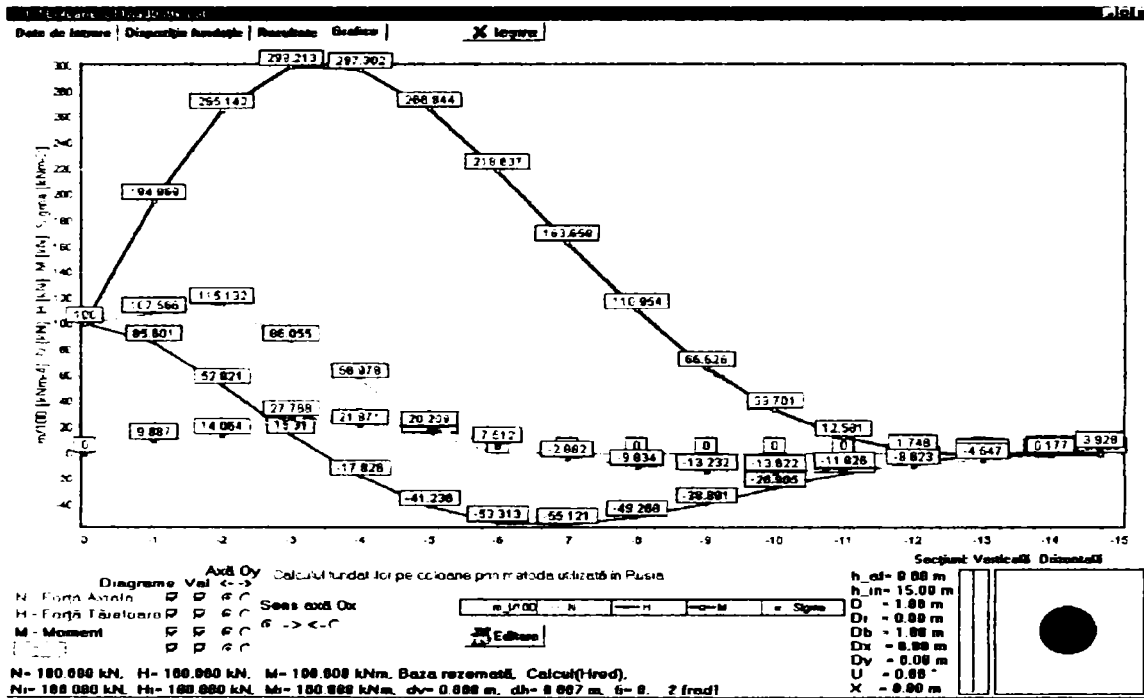


Fig. 5.14 Grafice eforturi pentru N=100 [kN], H=100 [kN], M=100 [kN·m], secțiune plină

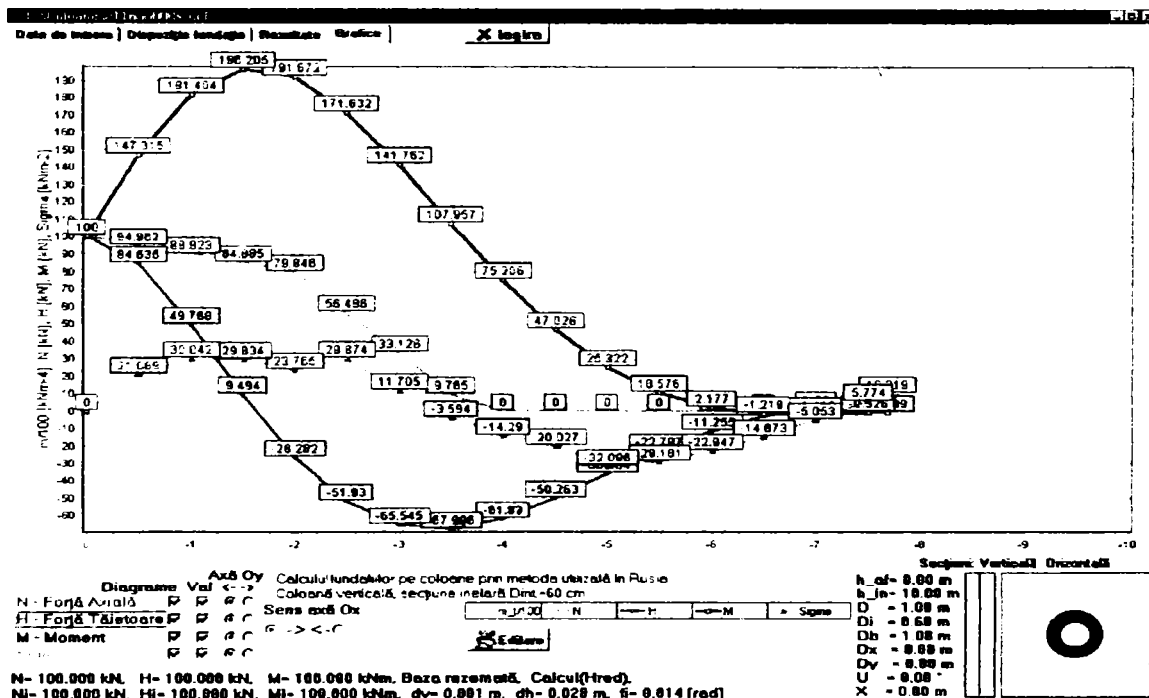


Fig. 5.15 Grafice eforturi pentru N=100 [kN], H=100 [kN], M=100 [kN·m], secțiune inelară

În paralel, s-a efectuat un calcul pentru aceeași coloană, în condiții similare de teren afuiat cu 2 m, cu deosebirea că nu s-a introdus explicit adâncimea de afuiere, ci s-a considerat pe înălțimea de 2 m de la partea superioară un teren fără capacitate portantă și fără frecare. Rezultatele obținute sunt prezentate în figura 5.18.

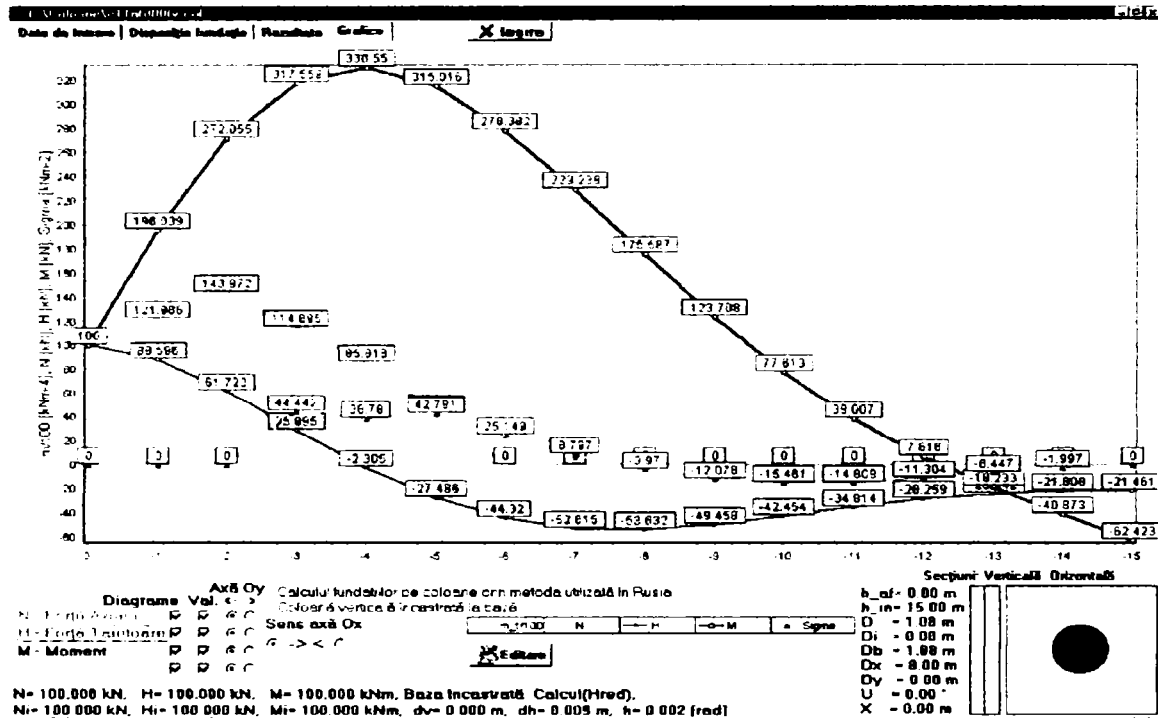


Fig. 5.18 Grafice eforturi pentru $N=100$ [kN], $H=100$ [kN], $M=100$ [kN·m], strat fără portantă pe 0...-2 m

Se constată că, față de graficele prezentate în figura 5.17 valorile maxime ale eforturilor sunt mai mici cu 22% pentru momentul încovoietor, mai mici cu 39% pentru forța tăietoare și mai mari cu 33% pentru efortul unitar σ .

Această situație se datorează faptului că, la calculul fundațiilor pe coloane, coeficientul de pat al terenului se calculează întotdeauna față de nivelul terenului (care în acest caz coincide cu nivelul inferior al radierului), rezultând astfel un coeficient de pat mai mare decât cel real, chiar dacă stratul superior are caracteristici mecanice nule, el intră în calcul prin înălțimea sa.

Diferențele de alură provin și din diferențele relațiilor de calcul ale eforturilor pe zona afuiată (variație liniară în cazul considerării afuierii, respectiv neliniară în cazul considerării stratului având caracteristici mecanice nule).

În consecință, atunci când terenul prezintă caracteristici elastice reduse la partea superioară, se recomandă să se considere afuiat, neglijându-se aportul lui la preluarea eforturilor din coloane. Calculul este în acest fel acoperitor, deoarece acest strat contribuie la consolidarea straturilor inferioare.

Analizând aceste prime exemple, se constată că eforturile cu valoare semnificativă se află în treimea superioară.

Acest aspect este subliniat și de literatura tehnică de specialitate (din țară și din străinătate). Astfel, în relația (4.17), caracteristicile elastice ale terenului de fundare se iau în considerare la calculul coeficientului α (coeficient de deformație al coloanei în pământ) pe înălțimea $l_k=2\cdot(d+1)$ (d este diametrul exterior al coloanei). Cu toate acestea, în toate exemplele de calcul la care am avut acces, se ignoră această stare de fapt, și se calculează caracteristicile elastice ale terenului de fundare pe toată lungimea de introducere a coloanei în pământ. Din acest motiv, în programul întocmit, am prevăzut posibilitatea de a se realiza calculul fundațiilor pe coloane atât considerând lungimea redusă (în baza relației 3.46, adică $l_k=3,5\cdot d+1,5$, așa cum prevede standardul românesc) cât și lungimea totală a coloanei. În figura 5.19 este prezentat un exemplu de calcul utilizând lungimea reală a coloanei.

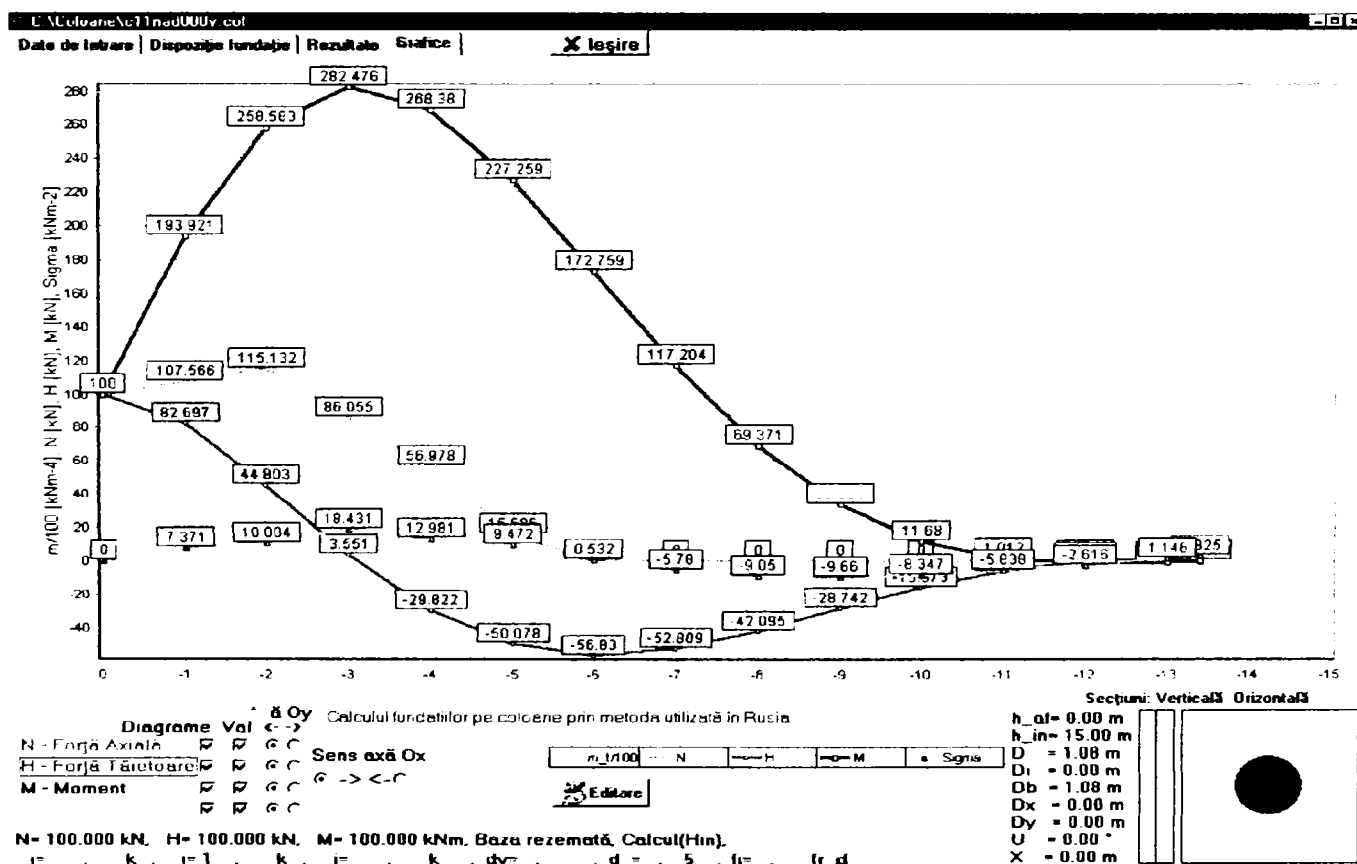


Fig. 5.19 Grafice eforturi pentru $N=100$ [kN], $H=100$ [kN], $M=100$ [kN·m], α calculat pe h_{in}

Comparând graficele din figura 5.19 cu cele din figura 5.14 se constată că, în cazul considerării lungimii reduse, valorile maxime ale eforturilor sunt cu 6,7% mai mari în cazul momentului încovoietor, mai mici cu 2,5% în cazul forței tăietoare și mai mari cu 45% în cazul efortului unitar σ .

S-a efectuat și un calcul utilizând programul „Axis”, introducând eforturi egale cu 100, conform figurii 5.20.

Prin compararea graficelor din figurile 5.14, 5.19 și 5.20 se constată că pentru calculul caracteristicilor elastice ale terenului pe lungimea redusă se obțin rezultate aproape identice cu cele obținute prin programul „Axis”. Din acest motiv, recomand utilizarea în calcul a lungimii reduse a coloanei pentru calculul coeficientului α , și verificarea eforturilor în cazul acceptării lungimii reale, adoptând cazul cel mai defavorabil pentru coloane, respectiv pentru terenul de fundare.

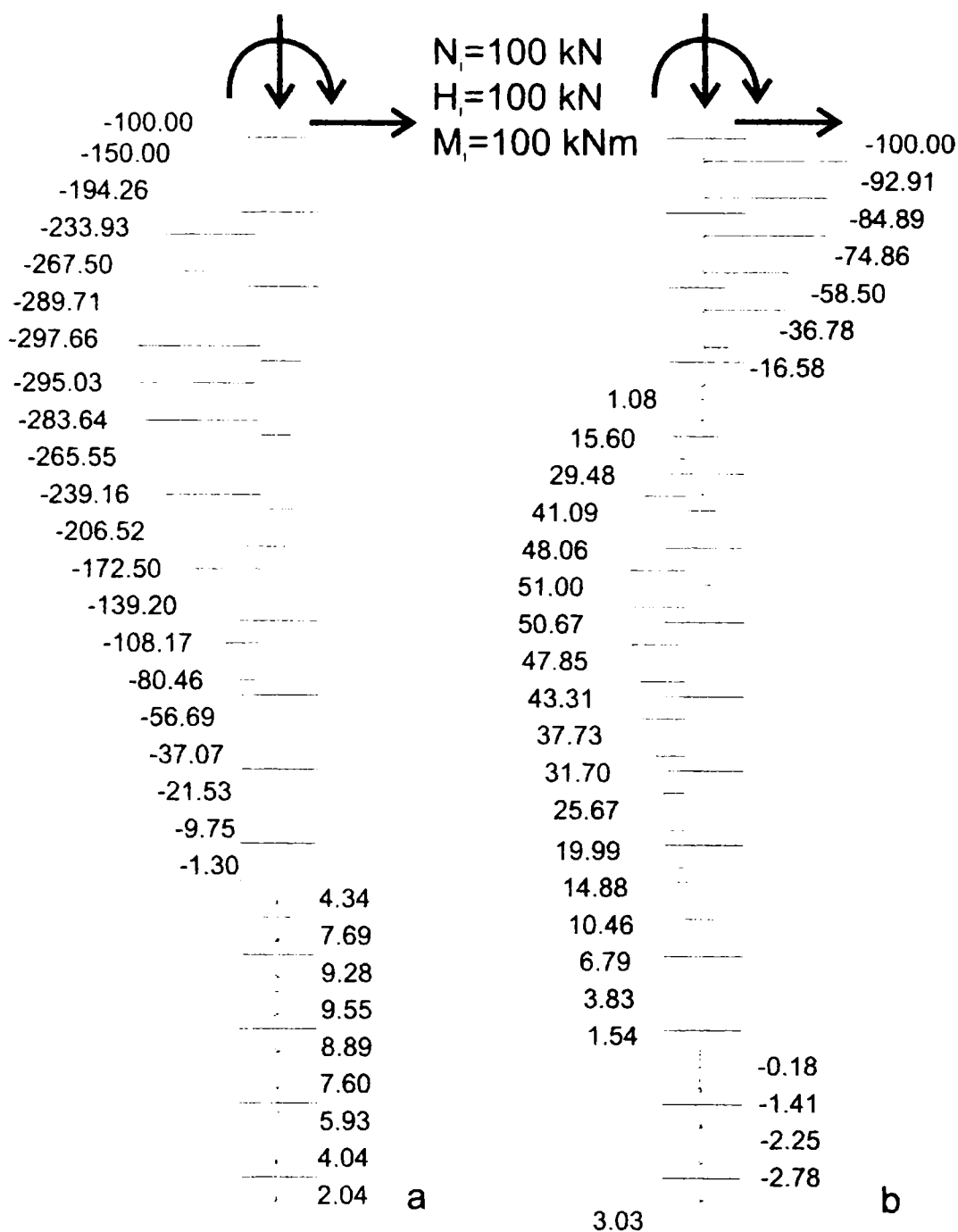


Fig. 5.20 Grafice eforturi pentru $N=100$ [kN], $H=100$ [kN], $M=100$ [kN·m], calcul cu programul „Axis”

a - grafic moment încovoietor; b - grafic forță tăietoare.

D Fundație formată din două coloane, dispuse paralel cu axa Oy. Încărcările pe radier au valori duble față de cazul C. În figura 5.21 sunt prezentate eforturile în coloane în cazul articulației la bază, iar în figura 5.22 în cazul încastrării.

Se constată că valorile eforturilor în coloane sunt identice cu cele din figura 5.14 pentru articulație, respectiv din figura 5.16 pentru încastrare.

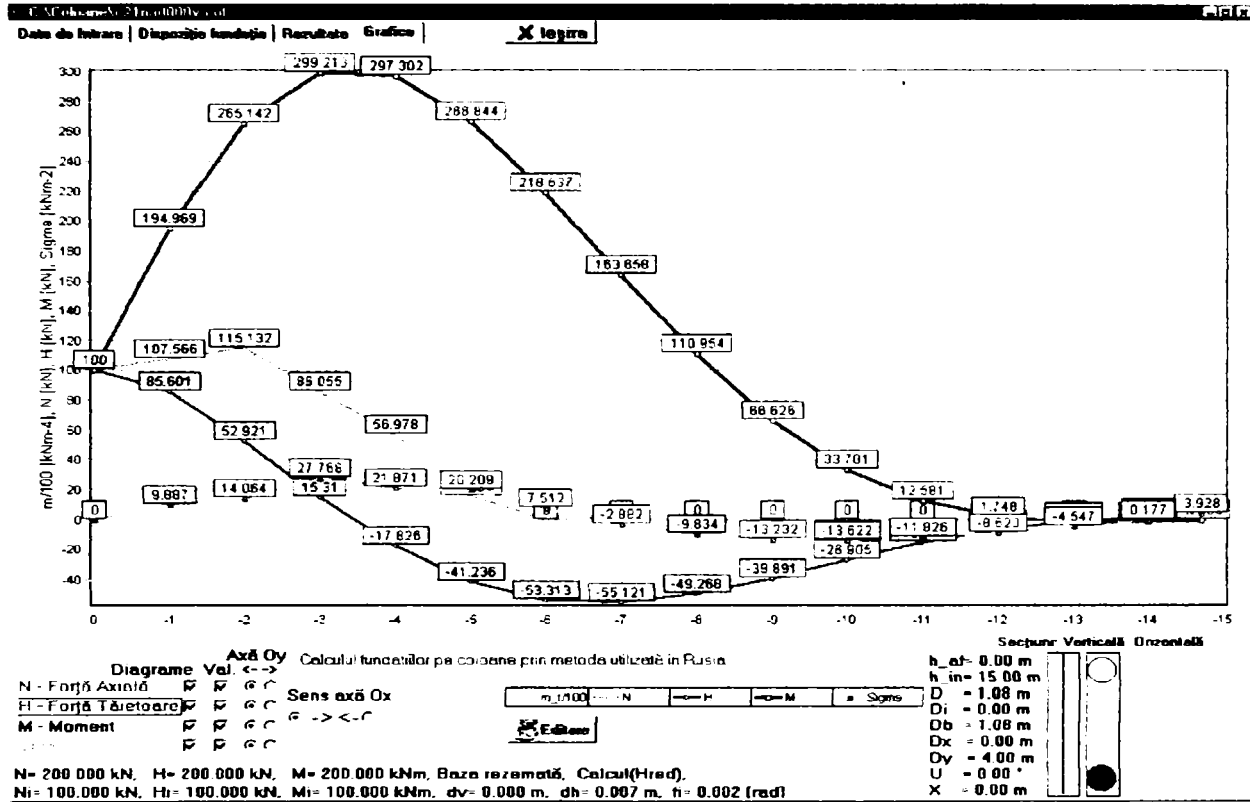


Fig. 5.21 Grafice eforturi pentru N=200 [kN], H=200 [kN], M=200 [kN·m], articulație la bază

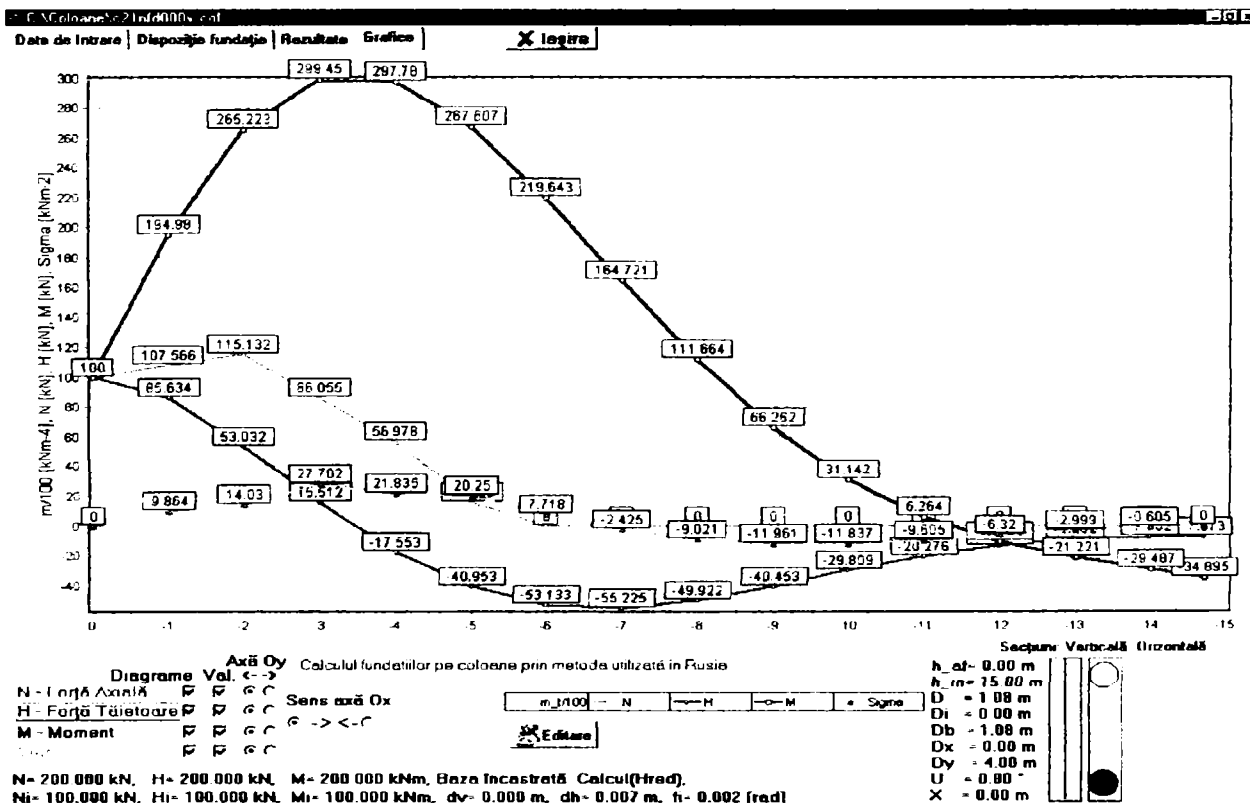


Fig. 5.22 Grafice eforturi pentru N=200 [kN], H=200 [kN], M=200 [kN·m], încastrare la bază

E Fundație formată din două coloane, dispuse paralel cu direcția Ox. Încărcările sunt aceleași ca și în cazul D. Coloanele sunt articulate la bază. Distanța între axele coloanelor este de 2,5 m.

În figura 5.23 se prezintă graficele eforturilor pentru coloana cu $x = -1,25$ m, iar în figura 5.24 se prezintă graficele eforturilor pentru coloana cu $x = +1,25$ m. Se constată că diferențele între cele două coloane apar doar la efortul normal.

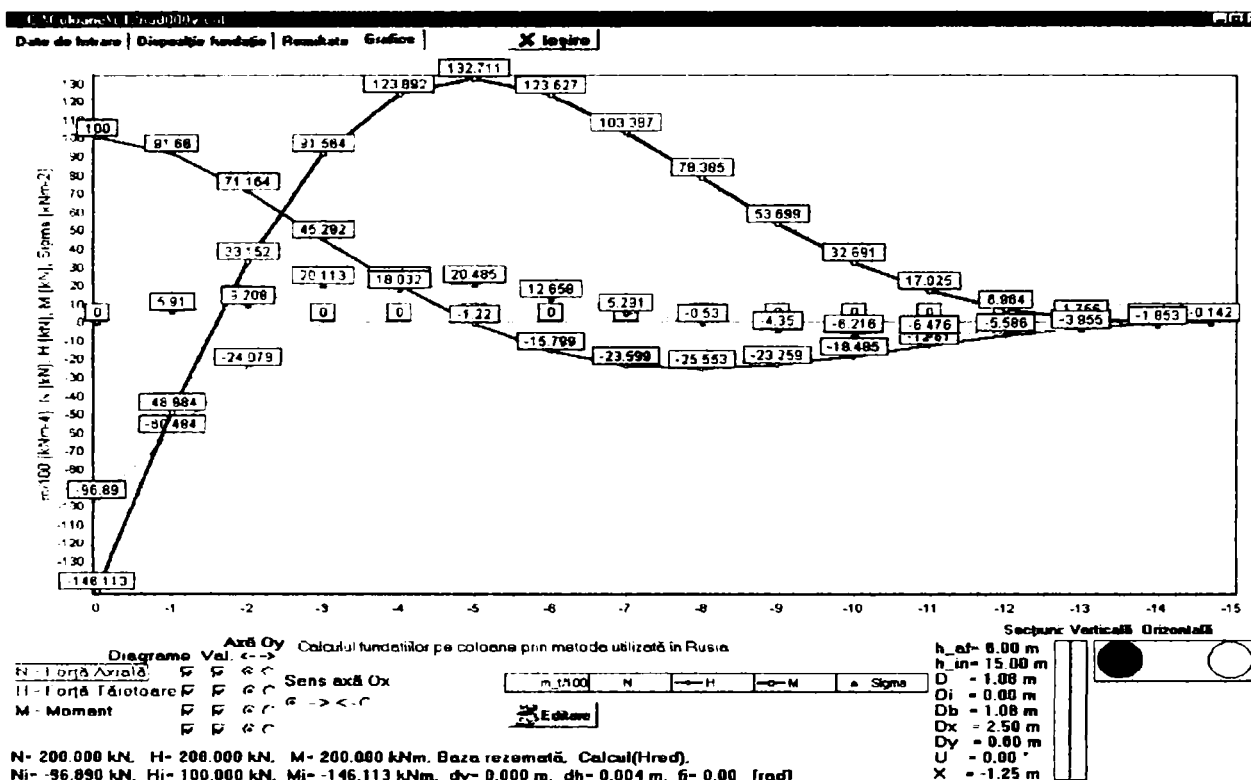


Fig. 5.23 Grafice eforturi pentru N=200 [kN], H=200 [kN], M=200 [kN·m], dx=2,5 m x= -1,25 m

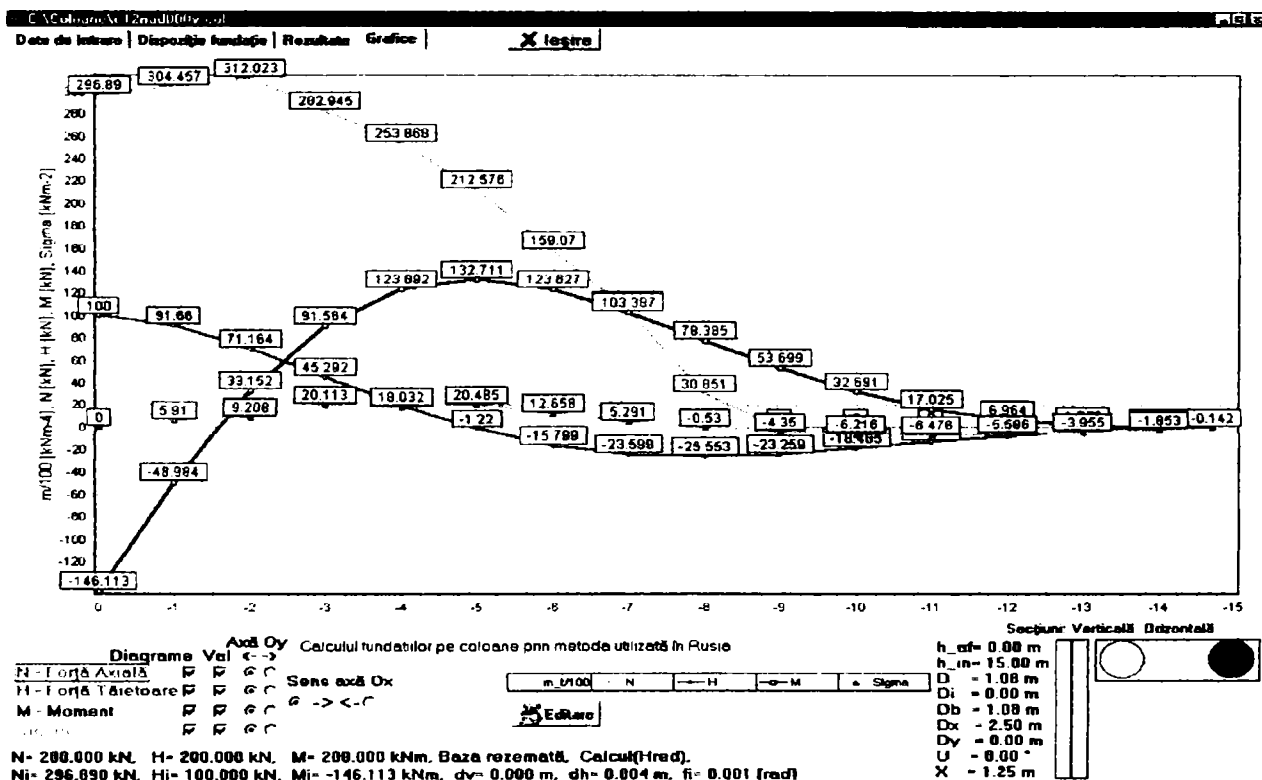


Fig. 5.24 Grafice eforturi pentru N=200 [kN], H=200 [kN], M=200 [kN·m], dx=2,5 m x= +1,25 m

5.7. Concluzii

Pe parcursul întocmirii programului de calcul al fundațiilor de adâncime pe coloane, prin metode utilizate în Rusia, s-au desprins următoarele concluzii:

- metodele utilizate în Rusia sunt prezentate într-un mod foarte clar, putând să rezolve un calcul al fundațiilor pe coloane în toate cazurile de realizare a acestui tip de fundație, considerând ipoteze simplificatoare, cum ar fi:

- coloana este considerată o grindă elastică, pe mediu elastic;
- terenul de fundare este un mediu omogen, elastic - deformabil, având creșterea coeficientului de pat liniară cu adâncime;
- toate coloanele au același diametru și aceeași lungime;
- există conlucrare între coloane și terenul de fundare;

- calculul mărimilor caracteristice de elasticitate ale terenului de fundare prezintă diferențe nesemnificative, fiind diferențe doar la calculul coeficienților ce țin seama de numărul și distanțele între coloane, coeficienți care au fost stabiliți prin încercări;

- calculul coeficienților $A_i \dots D_i$ conform formulelor, diferă nesemnificativ față de valorile din tabele; convergența valorilor coeficienților $A_i \dots D_i$ se asigură destul de rapid prin calcul, conform tabelului 5.1:

Convergența valorilor coeficienților $A_1, A_2, A_3, A_4, \dots, D_1, D_2, D_3, D_4$ Tabel 5.1

Nr. de termeni	4	5	6	7	8	9
Precizie (nr. zecimale)	2	4	6	9÷10	15÷16	>16

valorile coeficienților $A_i \dots D_i$ sunt date și în literatura de specialitate [30] și [89], tabelar; comparând rezultatele obținute prin calcul electronic cu cele date în tabele se constată că majoritatea valorilor sunt identice, iar acolo unde sunt diferite, diferența este în general la a 4-a sau a 5-a zecimală; din analiza valorilor coeficienților în cele 2 cazuri se constată că unele diferențe provin din rotunjiri (diferit făcute în cele 2 cazuri), iar alte diferențe provin probabil din greșeli de dactilografare;

- calculul deplasărilor „ δ ” se face identic în cele două variante;
- calculul reacțiunilor, din deplasări unitare, deși se realizează prin formule diferite (în cele două variante), prin explicitarea termenilor și prin regrupare se

obțin formule identice; această comparație s-a impus la întocmirea programului de calcul întrucât în [30] aplicarea relației (IX.84) nu s-a făcut conform definiției acesteia; în urma acestei comparații s-a constatat că definiția ei a fost greșită, iar aplicarea ei a fost corectă; în consecință se propune corectarea relației (IX.84) din [30] conform relației (4.123).

După finalizarea programului de calcul și după „rularea” unor aplicații s-au desprins următoarele concluzii:

- alura și valorile graficelor de eforturi obținute prin program față de exemplul prezentat în [89] sunt identice (conform figurilor 5.7 și 5.8);

- față de aceste rezultate, graficele eforturilor din figura 5.9, obținute prin prelucrare cu programul „Axis” prezintă diferențe în plus cu 1% în cazul momentului maxim, respectiv în minus cu -10% în cazul forței tăietoare maxime;

- prin exemplele din figurile 5.11 ... 5.13 s-a putut evidenția aportul individual al fiecărui tip de încărcare (forță verticală, forță orizontală și moment), asupra eforturilor în coloană;

- s-a constatat prin compararea figurilor 5.14 și 5.15 că secțiunea transversală a coloanei are o mare importanță în transmiterea eforturilor în terenul de fundare; astfel, în cazul secțiunii circulare pline transmiterea eforturilor se face pe aproape întreaga lungime a coloanei; în cazul coloanei cu secțiunea transversală inelară, eforturile se transmit pe aproximativ 50% din lungimea coloanei; se constată de asemenea, o micșorare a momentului maxim cu 34%, o creștere a forței tăietoare maxime cu 25% și o creștere a efortului unitar σ (în porțiunea negativă) cu 116%; deplasările la nivelul inferior al radierului în cazul unei coloanei inelare sunt mult mai mari, deplasarea orizontală fiind de 4 ori mai mare iar rotirea de 7 ori mai mare; din acest motiv se impune ca, în cazul utilizării coloanelor inelare, în planul încărcărilor să existe cel puțin două coloane, caz în care deplasarea laterală este doar de 2 ori mai mare iar rotirea este aceeași ca și pentru coloanele cu secțiunea transversală plină;

- efectul afuierii stratului superior, chiar și pe o înălțime redusă (2 m) poate conduce la creșterea eforturilor maxime cu aproximativ 60% pentru moment și forță tăietoare, și cu aproximativ 45% pentru efortul unitar σ , așa cum rezultă prin

compararea graficelor din figurile 5.16 și 5.17; atunci când terenul prezintă caracteristici elastice reduse la partea superioară, trebuie să se considere afuiat, neglijându-se aportul lui la preluarea eforturilor din coloane, în caz contrar rezultatele nu reflectă comportarea coloanelor - așa cum s-a putut constata în figura 5.18;

- în ce privește ambiguitatea care apare în literatura tehnică de specialitate privind utilizarea pentru calculul caracteristicilor elastice a terenului de fundare pe lungimea redusă (la partea superioară), respectiv pe lungimea reală a coloanei, prin compararea graficelor din figurile 5.14, 5.19 și 5.20 se constată că pentru calculul caracteristicilor elastice ale terenului pe lungimea redusă se obțin rezultate aproape identice cu cele obținute prin programul „Axis”; din acest motiv, se recomandă utilizarea în calcul a lungimii reduse a coloanei pentru calculul coeficientului α , și verificarea eforturilor utilizând lungimea reală a coloanei, adoptând cazul cel mai defavorabil pentru coloane, respectiv pentru terenul de fundare;

- comportarea terenului la baza coloanelor (pentru raportul $d/D < 15$, respectiv pentru coloane tubulare) nu influențează semnificativ alura și valoarea eforturilor, decât în zona bazei și pentru momentul încovoietor, unde în general aceste eforturi au valori reduse (pentru moment, valoarea la bază, în cazul încastrării este de aproximativ 10% din momentul maxim), așa cum rezultă prin compararea graficelor din figurile 5.21 și 5.22;

- pentru fundații pe coloane verticale, atunci când coloanele sunt dispuse pe un șir paralel cu axa Oy (în plan perpendicular pe planul încărcărilor), eforturile în coloane sunt identice;

- pentru fundații pe coloane verticale, atunci când coloanele sunt dispuse pe un șir paralel cu axa Ox (în planul încărcărilor), eforturile în coloane sunt identice cu excepția eforturilor axiale;

- în cazul în care în componența fundației sunt și coloane înclinate, valorile eforturilor în lungul coloanelor sunt diferite între coloanele fundației;

Alte exemple de calcul ale fundațiilor pe coloane, cu programul propriu, cu diferiți parametri sunt prezentate în anexe.

Cap. 6 CONCLUZII FINALE

În baza materialelor prezentate în capitolele tezei de doctorat se pot face anumite aprecieri în ce privește modul de abordare al calculului fundațiilor pe coloane. Aceste aprecieri sunt enunțate în cele ce urmează.

Standardele românești în vigoare prezintă principiile de proiectare ale fundațiilor de adâncime pe coloane, și cuprinde:

- a) calculul coloanei izolate la starea limită de capacitate portantă pentru toate tipurile de coloane, solicitate la:
 - compresiune;
 - smulgere;
 - încărcări orizontale, considerând coloana articulată sau încastrată în radier;
- b) la starea limită de deformații pentru coloanele flotante.

Se precizează că pentru determinarea capacității portante la încărcări orizontale a coloanelor verticale sau înclinate, pentru calculul deformațiilor probabile ale acestor fundații supuse atât la încărcări verticale cât și la încărcări orizontale, precum și pentru determinarea solicitărilor în diferite secțiuni ale coloanelor sub efectul încărcărilor orizontale, pot fi utilizate diverse metode de calcul și se recomandă utilizarea metodelor bazate pe teoria grinzilor elastice pe mediu elastic. Se constată că majoritatea metodelor prezentate respectă această prevedere.

Aceste metode presupun calcule foarte complicate care impun utilizarea tehnicii de calcul electronic, cu programe specializate.

Există însă și excepții, cum ar fi metodele care nu țin seama de conlucrarea între coloane și terenul de fundare (de exemplu metoda centrului elastic). Aceste metode se vor aplica în cazuri bine justificate, atunci când nu există posibilitatea unui calcul riguros, și numai în faza preliminară de proiectare, pentru predimensionare.

Pentru toate metodele bazate pe teoria grinzilor elastice pe mediu elastic, se pornește de la ecuația fibrei medii deformate, considerându-se ipoteza terenului liniar - elastic cu adâncimea.

Datele de intrare se consideră:

- caracteristicile terenului;
- vectorul acțiunilor pe radier;
- matricea de elasticitate (sau de rigiditate a structurii).

Se determină:

- matricea deplasărilor;
- matricea eforturilor în secțiunea de încastrare a fiecărei coloane în radier;
- matricea eforturilor la nivelul terenului afuiat;
- diagramele de eforturi în lungul fiecărei coloane;

Se fac următoarele verificări:

- verificarea de rezistență a secțiunii coloanelor;
- verificarea la capacitatea portantă în raport cu terenul;
- verificarea, dacă este cazul, la starea limită de deformații.

Se constată că, relațiile de calcul sunt în general similare, existând unele diferențe de notare ale acelorași mărimi.

Se constată de asemenea diferențe în modul de prezentare al calculului. Astfel, metoda indicată de STAS și metoda aplicată în Franța, care iau în considerare interacțiunea cu terenul înconjurător exprimă sintetic, prin ecuații matriceale, relațiile între eforturi și deformații, în comparație cu metodele aplicate în Rusia care conduc calculul mai simplu, dând direct formulele de calcul pentru eforturi și deformații, după rezolvarea sistemelor de ecuații.

Pentru a face posibil un calcul „manual”, bibliografia oferă tabele în care sunt dați coeficienții utilizați în formule; dar și în acest caz, problema este aproape de nerezolvat fără aportul unui program de calcul specializat, cel puțin pentru rezolvarea sistemelor de ecuații liniare cu mai multe necunoscute (sau de inversare de matrice).

Pentru a putea răspunde cerințelor de calcul al fundațiilor pe coloane, pentru teza de doctorat am studiat diverse metode de calcul, atât pe cele aplicate la noi în țară cât și pe cele aplicate în străinătate, respectiv în Rusia și Franța. După sistematizarea materialelor am constituit capitolele 1 și 2 introductive, respectiv capitolele 3 și 4 care tratează în detaliu modul de calcul al fundațiilor pe coloane.

Având în vedere dezvoltarea și accesibilitatea actuală a tehnicii de calcul și a posibilităților de implementare a aplicațiilor tehnice pe aceste echipamente, am considerat că este oportun să întocmesc un program de calcul automat pentru rezolvarea acestor tipuri de fundații.

Bazat pe capitolele 3 și 4, și în special pe capitolul 4 (paragrafele care tratează metodele utilizate în Rusia) am conceput un program de calcul (cuprins în capitolul 5), menit să rezolve calculul automat al fundațiilor pe coloane.

Programul de calcul este o concepție originală, întocmit în „mediul de programare” „DELPHI”, sub sistemul de operare „WINDOWS”.

Programul de calcul elaborat și prezentat în lucrare oferă următoarele avantaje:

- fiind o concepție proprie, întocmit într-un mediu de programare modern, programul poate fi adaptat în funcție de necesitățile ulterioare, fără o „investiție” importantă (materială sau intelectuală), pentru calculul fundațiilor pe barete, respectiv pot fi aduse adaptări ale modului de introducere a datelor sau a afișării și tipăririi rezultatelor;

- față de programele care utilizează pentru calcul metoda elementelor finite prezintă avantajul că datele de intrare sunt mult mai ușor de introdus și de modificat; este de asemenea mult mai facilă utilizarea programului, vizualizarea și tipărirea rezultatelor;

- calculul fundațiilor de adâncime pe coloane devine mai rapid și mai exact;

- se poate renunța la unele simplificări adoptate în prezent, simplificări ce au fost necesare pentru a nu complica peste măsură calculul manual;

- se poate renunța la utilizarea tabelelor pentru calculul coeficienților, aplicând direct formulele acestora, ceea ce conduce la valori mai exacte ale acestor coeficienți;

– se poate verifica influența coeficienților și a altor mărimi ce caracterizează terenul de fundare și care de cele mai multe ori nu pot fi determinați cu o precizie prea mare, respectiv se pot modifica în timp datorită variației umidității straturilor de pământ, sau a altor factori, necunoscuți în momentul proiectării; în acest sens se pot verifica fundații existente, în noile ipoteze de lucru, putându-se stabili eventuale măsuri de consolidare în caz de necesitate;

– se pot verifica mai multe ipoteze de încărcare exterioară;

– în funcție de rezultatele obținute se pot modifica dimensiunile, dispunerea, înclinarea sau numărul coloanelor, refăcându-se calculul, pentru a se stabili cea mai bună soluție de fundare.

Prezentul program are următoarele caracteristici:

- caracteristici de operare:

- rulează pe sisteme „WINDOWS” și beneficiază de toate facilitățile oferite de acest sistem, respectiv:

- o poate rula în paralel cu alte aplicații;

- o poate „exporta” rezultatele în alte aplicații (rezultatele de tip text și graficele se pot exporta în editoarele consacrate, disponibile sub sistemul de operare, facilitând în acest fel tipărirea cu orice imprimantă instalată în sistem);

- atât programul cât și datele (de intrare și de ieșire) ocupă un spațiu redus pe disk;

- datele de intrare și de ieșire au formate comune, putând fi „editate” și cu alte programe utilitare (exemplu „NotePad”);

- caracteristici specifice de calcul:

- programul poate calcula o fundație pe coloane, în următoarele condiții:

- o numărul maxim de șiruri = 255;

- o numărul maxim de coloane pe un șir = 255;

- o numărul maxim de straturi de pământ traversate = 255;

- o toate coloanele trebuie să aibă același diametru și aceeași lungime;

sistemul de axe este un sistem drept (Oxyz), poziționat la nivelul inferior al radierului, în centrul suprafeței, având axa Oz orientată în sus, forțele exterioare se consideră în planul xOz, aplicate în centrul fundației (O), la nivelul inferior al radierului, convenția de semne fiind următoarea: forțele se consideră pozitive în direcția axelor (Ox și Oz) iar momentul se consideră pozitiv în sens orar, pe direcția axei Oy; unitățile de măsură pentru încărcări sunt kN pentru forțe și kN·m pentru moment;

- distanța între șirurile paralele cu axa Ox (paralele cu planul de acțiune al încărcărilor) este aceeași pentru toate șirurile de coloane;
- coloanele se consideră încastrate în radier, respectiv articulate sau încastrate elastic la baza lor;
- coloanele pot fi amplasate normal sau în zigzag;

caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare trebuie cunoscute pentru fiecare strat traversat în parte;

- trebuie cunoscute și introduse caracteristicile geometrice și mecanice ale coloanelor, respectiv diametrele (curent exterior, interior și exterior la bază), adâncimea de introducere, adâncimea de afuiere, greutatea volumică și rezistența materialului din care este constituită coloana, precum și înălțimea infrastructurii;

trebuie cunoscute și introduse pentru fiecare șir de coloane în parte abscisele „x” ale axelor coloanelor, la nivelul inferior al radierului și înclinarea coloanelor față de verticală (se consideră pozitiv sensul antiorar);

- trebuie cunoscute și introduse ipotezele încărcărilor exterioare (maxim nouă), la nivelul inferior al radierului, respectând convenția de semne; după ultima ipoteză se introduce caracterul „e”;
- se poate realiza calculul coloanelor, considerând pentru coeficientul de deformație al coloanei în pământ (α) atât adâncimea redusă cât și adâncimea de introducere a coloanei în pământ;

- programul de calcul întocmit este ușor de utilizat, având o viteză foarte mare de calcul;
- programul permite salvarea datelor de intrare și de ieșire într-un fișier ce este definit de către utilizator și preluarea unor date de intrare deja existente pe disk, introduse anterior;
- programul beneficiază și de un fișier de „ajutor” în format text, în cazul în care se doresc informații referitoare la modul de exploatare al programului;
- programul vizualizează dispoziția fundației, utilizatorul putând să verifice dacă datele de intrare au fost corect introduse;
- afișarea rezultatelor calculului se realizează tabelar și sub formă de grafice, facilitând urmărirea variației eforturilor în lungul coloanelor; pe pagina „grafice” sunt evidențiate caracteristicile cele mai importante ale fundației și ale coloanei de calcul;
- se poate selecta coloana de calcul chiar în „pagina” grafice, urmărind variația eforturilor de la o coloană la alta;
- programul poate vizualiza în mod individual graficele eforturilor în lungul coloanelor, putând modifica sistemul de axe de referință (individual și global);
- se pot afișa individual valorile eforturilor pe graficele în lungul coloanelor;
- se menționează că, în cadrul programului pentru determinarea deplasărilor reale ale radierului nu s-au utilizat relațiile simplificate prevăzute în literatura tehnică de specialitate ci s-a rezolvat sistemul de ecuații, dându-se în acest fel posibilitatea de a se calcula toate tipurile de fundații prin aceleași proceduri, inclusiv fundații fără axă de simetrie în raport cu planul încărcărilor (ceea ce nu este însă recomandat).

Pentru a avea certitudinea că programul a fost întocmit corect, am rezolvat calculul automat „pas cu pas” pentru o fundație prezentată ca model în [89], (respectiv în figura 5.6 în prezenta lucrare), comparând rezultatele obținute prin program cu rezultatele obținute prin calculul manual. Valorile au fost foarte

apropiate, diferențele fiind practic nesemnificative, în condițiile în care coeficientul de deformație al coloanei în pământ (α) a fost calculat cu luarea în considerare a adâncimii reale de introducere a coloanei în pământ.

În cadrul întocmirii programului de calcul am comparat materialele bibliografice care, în unele relații prezentau pentru aceleași mărimi formule diferite. În urma dezvoltării și regrupării termenilor am ajuns la concluzia că formulele de calcul sunt echivalente, dar cu această ocazie am constatat o eroare de ediție în relația (IX.84) din [30] și am propus în consecință corectarea relației (IX.84) din [30] conform relației (4.123).

Tot pentru verificarea corectitudinii întocmirii programului am realizat calculul unei coloane cu programul propriu și cu programul „Axis”, obținând rezultate foarte apropiate și în plus am ajuns la concluzia că valoarea coeficientului de deformație al coloanei în pământ (α) trebuie calculat cu luarea în considerare a adâncimii reduse de introducere a coloanei în pământ și nu cu luarea în considerare a adâncimii reale de introducere, aceasta deoarece straturile superioare de pământ au o pondere mai mare în preluarea eforturilor față de straturile de la baza coloanelor. Este posibil ca eforturile să fie preluate integral de către terenul de fundare pe o lungime mai mică decât adâncimea de introducere a coloanelor în pământ, în special în cazul coloanelor cu rigiditate redusă.

De asemenea, prin aceste verificări comparative am stabilit că, atunci când stratul superior de pământ prezintă caracteristici mecanice necorespunzătoare, este recomandabil să se considere afuiat, fără să fie luat în considerare în calculul fundației pe coloane.

S-a constatat că utilizarea coloanelor inelare este foarte economică, deoarece transmite eforturile în terenul de fundare pe o lungime mult mai mică și cu eforturi de asemenea mai reduse, însă în detrimentul deformațiilor, atunci când se utilizează doar câte o coloană pe șirurile paralele cu planul încărcărilor. Din acest motiv se impune ca, pentru coloanele inelare, șirurile paralele cu planul încărcărilor să conțină minim două coloane (dispuse simetric față de centrul de aplicație al încărcărilor), obținându-se în acest fel economii importante și deformații acceptabile.

În urma calculului mai multor exemple de fundații de adâncime pe coloane cu programul propriu și prin comparațiile realizate am tras concluzia că programul a furnizat rezultate foarte apropiate de cele ale exemplilor din literatura tehnică de specialitate, respectiv față de un calcul cu programul „Axis” (care realizează un calcul cu elemente finite) și deci prezintă încredere în utilizarea lui pentru calcule de fundații de adâncime pe coloane. Prin modul lui de întocmire poate avea și un caracter didactic, deoarece prezentarea rezultatelor este foarte sugestivă.

Având în vedere limitările programului, întocmit pe baza unor ipoteze simplificatoare stabilite în conformitate cu standardele în vigoare, bazate pe teoria grinzilor elastice pe mediu elastic, consider că este necesar și posibil de a se aborda în viitor rezolvarea calculului fundațiilor de adâncime pe coloane prin metode care să reducă numărul de ipoteze simplificatoare, respectiv să rezolve fundații având coloane cu lungimi diferite, cu straturi de pământ diferite (ca grosime și compoziție) între coloane, respectiv cu radieri elastice și nu infinite rigide (mai ales în cazul unor fundații cu extindere mare), cu distanțe diferite între coloane, etc.

Aceste deziderate sunt posibile în ziua de astăzi având în vedere dezvoltarea tehnicii, în ce privește prospectarea terenului de fundare precum și dotarea informatică în continuă perfecționare, capabilă să rezolve mult mai multe probleme decât au putut să-și imagineze generațiile care au elaborat teoriile comportării coloanelor în pământ.

BIBLIOGRAFIE

1. **ADAM, M., LEJAY, J.** *Étude des pieux sollicités horizontalement déterminations du module de réaction dans un sol donné.* În rev. A.I.T.B.T.P. nr. 280, Avril, 1971.
2. **ALIEV, S.K., SULEIMANOV, N.S.** *Ob odnom kriterii dlea oțenki pro sadocinosti lessoviĥ gruntov. Voprosi mehaniki gruntov i fundamentostroienia.* Baku, 1972.
3. **ANANIEV, V.P., GHILMAN, I.A., KOROBKIN, V.I., DEJIN, I.U.V., PREDELSKII, L.V.** *Lessovie porodi kak osnovonia zdanii i soorujenii.* Izd. Rostovskogo Instituta, Rostov, 1972.
4. **ABCHENBRENNER, R.** *Three Dimensional Analysis of Pile Foundation.* J. Structural. Div. ASCE, vol. ST-1-93, 1967.
5. **BAGUEIN, F., JEZEQUEL, J.F.** *Etude experimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement.* In rev. A.I.T.B.T.P. nr. 297, septembre, 1972.
6. **BANERJEE, P.K., DAVIS, F.G.** *Analysis of Pile groups Embedde din Gipson Soil.* Proc. 9 th Int. Conf. SM + FE Tokio, vol. 1, 1977.
7. **BELEȘ, A., MIHĂILESCU C., MIHĂILESCU Ș.** - *Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile (Interacțiunea structură-fundație - teren),* Ed. Academiei RSR, București, 1977;
8. **BIAREZ, J., GRESSILON, J.M.** *Essais et suggestions pour le calcul de la force portante des pieux en milieu purverulent.* Géotechnique, vol. XXII, nr. 3, sept. 1982.
9. **BOGARD, D., MATLOCK, H.A.** *Computer program for the analysis of beam-columns, under static axial and lateral loads.* Proc. 90 TC, Houston, Texas, 1977.
10. **BOTA, V.,** *Poduri din beton - Programe de calcul.* I.P.T.V.T. Timișoara 1986.
11. **BOUVIER, I.A.** *Le port en eau profonde de Boulogne sur Meer.* In rev. A.L.T.B.T.P. nr. 245, mai, 1968.
12. **BRINCH, HANSEN, I.** *The ultimate rezistance of rigid piles against transversal forces.* The Danish Geotechnical institute, Buletin nr. 12, 1961.
13. **BROMS, B.B.** *Stability of flexible sfructures (piles and groups).* General report - 6 th ECSM and F.E., vol. 2, 1 Vienna, 1976.

14. **BROMS, B.B.** *Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*, in J.S.M.F.D., ASCE, vol. 90, SM2, 1964.
15. **BROMS, B.B.** *Repport général. Stabilité des ouvrages souple*. Cinquieme Congrès Européen de Mechanique des Soles et de Travaux de Fondations, Madrid, 1972.
16. **BUISSON, M., AHU, I, HABIB, P.** *Le frottement négativ*, în A.I.T.B.T.P. Janvier, nr.145-1960 (SFJ31).
17. **BURIN, N.I., HASHACIK, G.D.** *Primenenie svai-obolocek v portovom stroitelstve*. Izd. Transport, Moskva, 1984.
18. **BURLAND, I.B., BUTLER, F.G., DUNICAN, P.** *The Behavior and Design of Large Diameter Bored Piles in Stiff Clay*. Proceedings, Symposium on Large Bored Piles, London, England, 1966.
19. **BUTTERFIELD, R., BANERJEE, P.K.** *The elastic analysis compresible piles and piles and pile groups*. Geotechnique, vol. X.XI, nr. 1, March, 1971.
20. **BUTTERFIELD, R., BANERJEE, P.K.** *The problem of pile group-pile cap interaction*, în Geotechnique, vol. XXI, nr. 2, June, 1971.
21. **CRISTEA V., KALISZ E., ATHANASIU I., NEGREANU L.** *Borland Pascal 7.0 pt Windows*. Ed. Teora, București 1994.
22. **DALMATOV, B.I., LAPŞIN, F., ROSSIHN, Z.** *Proiectirovanie svainîh fundamentov v usloviah slabîh gruntov*. Stroizdat, Leningrad, 1976.
23. **DAVISSON, M.T., GILL, H.I.** *Latteraly loaded piles in a layered system*, în Of the SMF Div. ASCE, vol 89, Proc. paper 3509, May, 1963.
24. **DAVISSON, M.** *Lateral load capacity of piles*, în High research, nr. 333, 1970.
25. **DIANU, V.D., COSOVLIU, O.I.** *Fundarea pe loessuri și pământuri loessoide*. Ed. Academiei Române, Bucuresti, 1984.
26. **DIANU, V.D., ISTRATE, N.** *Depozitele loesssoide ca terenuri de fundare*. Ed. Tehnică, Bucuresti, 1982.
27. **DIANU, V.D., DIANU, F.N.** *Fundare eficientă în condiții de teren dificile*. Ed. Tehnică, București, 1992.
28. **DIANU, V.D., GHEORGHIU, V.V.** *Fundații de adâncime în condiții dificile de teren*. (vol. I), Ed. Tehnică, București, 1997.
29. **DIANU, V.D., GHEORGHIU, V.V.** *Fundații de adâncime în condiții dificile de teren*. (vol. II), Ed. Tehnică, București, 2000.

30. **DOROBANȚU S. *Drumuri Calcul și proiectare***. Editura Tehnică București 1980.
31. **ELLISON, R.D., DAPPOLONIA. *Load-Deformation Mechanism for Bored Piles***, în Journal of the Soil Mechanics and Foundations. Division ASCE, vol. 97, nr. SM4. Proc. paper 8052, April, 1971.
32. **FRANCIS, A.J. *Analysis of Piles Group with Flexural Resistance***, în Journal of the Structural Division ASCE, vol. 94, nr. ST5. Proc. paper 5936, May, 1968.
33. **GLOTOV, N., LUGA. A., SILIN, K, ZAVRIEV, K *Svainie fundamenti***, în Rev. Transport, Moskva, 1975.
34. **HAIDA V., MARIN M. - *Geotehnică***, Timișoara, 1994;
35. **HAIDA V., PANTEA P. - *Geologie, geotehnică și fundații***, Timișoara, 1983;
36. **HRENNICOFF, A. *Analysis of Pile Foundation with Batter Resistance***, în Transaction. ASCE, vol. 115, paper nr. 2401, 1950.
37. **IONESCU, V. *Tehnologia de execuție a protecțiilor anticorozive***. Ed. Tehnică, București, 1970.
38. **JAMIOLKOVSKII, M., GARASSINO, A. *Soil modulus for laterally loaded piles***, în Sixth EC on SM and FE, March 22-24, Vienna, 1976.
39. **Kassera W., Kassera V., *Turbo PASCAL 6.0***. Micro ATCI Târgu Mureș 1992.
40. **Kovacs S., *Turbo PASCAL 6.0 - Ghid de utilizare***. Micro Informatica Cluj 1992.
41. **LAMBROSO, A. *Methodes numérique de calcul des fondation sur pieux verticaux etp inclinés***, în rev. Annales de Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nr. 3.19, juillet-aout, 1974.
42. **LIVACEV, S.N., FEDOROVSKII, V.G., KOLESNIKOV, I.M., KURILLO, S.V., *Rascet svainâh osnovanii ghidrotehnicesskih soorujenii***. Energoatomizdat, Moskva, 1986.
43. **LOGEAS, L. *Pathologie des fondations: les fondations superficielles et les fondation profondes***. ANNALES I.T.B.T.P. No 280, Avril, 1971.
44. **MAIOR, M., PAUNESCU, M. *Geotehnică și fundații***. Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1983.
45. **MANOLIU, I. *Studiu asupra încercărilor la scară naturală pe piloți supuși la solicitări transversale***. Inst. de Construcții, București, 1974.
46. **MANOLIU, I. *Fundații și procedee de fundare***. Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1983.

47. **MANOLIU, I. *Proiecte actuale ale proiectării și execuției fundațiilor de adâncime***, în rev. Construcții, nr. 4, 1984.
48. **MARCHE. R. *Solicitation en flexion des pieux par les couches qu'ils traversant***. These-Ecole Polytechnique Fédérale de Laussane, 1974.
49. **MATLOCK, H. *Corellations of design of laterally loaded piles in soft clay***, în Offshore Technology Conference, paper nr. OTC 1204, 1970.
50. **MATTES, N.S., POULOS, H.G. *Settlement of single Compressible pile***, în Journal of the soil Mechanics and Foundation. Division ASCE, vol. 95, nr. SMI, Proc. paper 6356, Ian. 1969.
51. **MATTES, N.S., POULOS, H.G. *Model Tests on Piles in Clay***, în Proc. Inst. Austr. nr. 2, Conf. on Geomechs, Melbourne, 1971.
52. **Mc. CLELAND, B., FOCHT, J.A. *Soil Modulus for lateraly piles***, in H of SM4 Div. ASCE, vol. 82, nr. SM4, Proc. paper 1081, October, 1956.
53. **MENARD, L. *Comportament d'une foundation profonde soumise á des effects de renversements***. În Sols soils, nr.3, 1962; nr. 5, 1965.
54. **NAIR, K. *Load-Settlement and Load Transfer Characteristics, of a Friction Pile Subject to a vertical Load***, în Proc. 3 rd. Pan. Americ. Conf. SM8+FEI. 1967.
55. **Norton P., Muller J., *Ghid complet pentru DELPHI 2***. Ed. Teora, București 1997.
56. **OGRANOVICI, A.B. *K Voprosu ob opredelenia velicini adâncinoi svai***. În rev. Osnovania, fundamenti i mehanica gruntov.
57. **PĂUNESCU M., POP V., SILION T., *Geotehnică și fundații***. Ed. Didactică și Pedagogică București 1982.
58. **POPA, C., BABEANU, T. *Fundații de adâncime pe coloane***. MTTC, Centrul de documentare și publicații tehnice, București, 1973.
59. **POULOS, H.G., DAVIS, E.H. *Pile foundations analysis and design***. Jonh Wiley and Sons, New York Chichester Brisbane Toronto, 1980 (The University of Sidney).
60. **POULOS, H.G., DAVIS, E.H. *The Settlement Behaviour of Single Axially - Loaded Incompressible Piles and Piers***, în rev. Géotechnique, vol. XVIII, nr. 3, September, 1968.

61. **POULOS, H.G. *Loaded - Settlement Prediction for Piles and Piers***, in Journal of Soil Mechanics and Foundation. Division Proc. of. the American Society of civil Engineers (ASCE), SM9, Sept. 1972.
62. **POULOS, H.G. *Behaviour of Laterally - Loaded Piles: I-single piles + II-pile groups***. In J.S.M.F., Proc. of. the American Society of Civ. Eng. SM5, May, 1971.
63. **POULOS, H.G. *The Behavior of Axially - Loaded and Bearing Piles***. Géotechnique, vol. 19, 1969.
64. **POULOS, H.G. *Settlement of single Piles in Nonhomogeneous Soil***. In Jour. Géotechnique. Eng. Div. ASCE, vol. 105, nr. GT5, 1979.
65. **POULOS, H.G. *The influence of a rigid pile cap on settlement behaviour of on axially loaded pile***. Trans. Inst. Civ. Engrs. Austr. Celo, 1968.
66. **POULOS, H.G. *Analysis of the settlement of pile groups***, in Géotechnique, vol. 18, nr. 3, 1968.
67. **POULOS, H.G. *Lateral Load-Deflection Prediction for Pile groups***, in Jour. Géotechnique, Eng. Div. ASCE, vol. 101, nr. GT10.
68. **PRIDDLE, R.A. *Loaded Distribution in Piles Benfs***. Transactions Institutions of Engineers. Sydney Australia, vol. CES, nr. 2, 1963.
69. **REESE, L.C. *Discussion on Soil modulus of Laterally Loaded Piles***, in II of the Div. ASCE vol. 82, nr. SM4. Proc. paper 1081, October, 1956.
70. **REESE, L.C., COX, W.R., KOOP, F.D. *Analysis of laterally loaded piles in sand***, in Proc. 6 the Offshore Tehn. Conf. Houston, paper OTC 2080, 1974.
71. **REESE, L.C., MATLOCK, H. *Behaviour of a Two Dimensional Pile Group under Inclined and Eccentric Loading***, in Proc. Offshore. Exploration Conference, Long Beach, California, Febr. 1966.
72. **REESE, L.C., ONEILL, M.W. *The Analysfs of Tree Dimnsional Pile Foundations Subjected to Inclined and Eccentric Loads***, in Proc. of. the Conference on Civil Engineering in the Ocean. ASCE, Sept. 1967.
73. **REESE, L.C., *Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load***. Research Report, FHWA/RD - 85/106, US Department of Transportation, Washington, D.C., 1985

74. REZNIC, I.A.M. *O zaimo sveazi structurnoi procinosti grunta s prirodno-napreajennim sostojaniem osnovanii*. În Osnovania i fundamenti, Budivelnik, 1976, vâp. 9.
75. RICHART, F.E. *Foundation Vibrations*. Trans. ASCE, vol. 127, pt. 1, 1962.
76. SAFFERI, M.R., TATE, A.P.K. *Model Tests on Pile Groups in a Clay Soil With Group When It is Loaded Eccentrically*, în Proc. 5 th Int. conf. SM + FE, col. 2, 1950.
77. SALAS, J.A., BELZUNCE, J. *Rezolution theoretique de la distribution des forces dans les pieux*, în Proc. 6 the Inst. Conf. SM + FE, val. 2, 1965.
78. SAUL, W.E. *Static and Dinamic Analysis of pile Foundations*. În Journal of the Structural Division ASCE, vol. 94, nr. ST5. Proc paper 5936, May, 1968.
79. SOWER, G.T., MARTIN, C. WILSON, LL. *The Bearing Capacity of Friction Pile Groups*, în Homogeneous Clay from Model Studies, în Proc. Sth. Int. Conf. SM + FE, vol. 2, 1961.
80. Stoian V., Clipii T., *Proiectarea asistată de calculator în construcții - îndrumător pentru proiectare*. U.T. Timișoara, Fac. Construcții 1995.
81. TEODORESCU, D. *Soluții tehnice de realizare a fundațiilor infrastructurilor noilor poduri dunărene*, în rev. Construcții, nr. 4, 1984.
82. TERZAGHI, K *Evaluation all coefficients of subgrade reaction*. Géotechnique, Institutions of Civil Engineers, vol. V, London, 1955.
83. TERZAGHI, K., PECK, R. *Mecanique des sols. Apliquée*. Paris, 1957.
84. TOMLINSON, M.J. *Foundation design and construction*. Second Edition. Pitman Publishing, 1969.
85. VAICUM. Al., *Tasarea construcțiilor. Aplicații*. Vol. 2, Ed. Tehnică București, 1989.
86. VERDEVEN. J., ROISIN, V., NUVENS, J. *Applications de la mecanique des sols*. Vol. 1, Dunod, Paris, 1971.
87. WITAKER, T., COOKE. R.W. *An investigation of the Shafland Base Rezistances of arges Bored Piles*, în London Clay. Inst. of. Civil Engineers, London, England, 1966.
88. *** *Justification et calcul manuel des fondations sur pieux*, în FOND 72 piece 5.1, MINISTERE DE L' ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT Direction des routes et de la circulation routiere LCPC SETRA 1976.

89. *** **Îndrumător tehnic departamental pentru alcătuirea și calculul structurilor de poduri și podețe de șosea cu suprastructuri monolite și prefabricate.** MTT. IPTANA 1982
90. *** **Osnovania, fundamenti i podzemnie soorujenia.** Spravocinik proiectirovscika. Moskva, Stroiizdat, 1985.
91. *** **Pieux forés: Recueil de règles d' execution,** în FOND 72 - MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT Direction des routes et de la circulation routiere LCPC SETRA 1978.
92. *** **Prestressed Concrete Piles in Jointless Bridges.** PCI JOURNAL March - April 1996.
93. *** **Rukovodstvo po proiectirovaniu svainih fundamentov.** Moskva, 1980.
94. *** **STAS 3300/1-85. Teren de fundare. Principii generale de calcul.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE
95. *** **STAS 1242/6-76. Terenul de fundare. Cercetarea terenului prin penetrare statică.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE
96. *** **STAS 2561/1-1983 Teren de fundare. Piloți. Clasificare și terminologie.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
97. *** **STAS 2561/2-1983 Teren de fundare. Fundații pe piloți. Încercarea în teren a piloților de probă și din fundații.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
98. *** **STAS 2561/3-1990 Teren de fundare. Fundații pe piloți. Prescripții generale de proiectare.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
99. *** **STAS 2561/4-1990 Teren de fundare. Piloți forți de diametru mare. Prescripții generale de proiectare, execuție și recepție.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
100. *** **STAS 10111/1-1977 Poduri de cale ferată și șosea. Infrastructuri din beton. Prescripții de proiectare.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
101. *** **STAS 10111/2-1987 Poduri de cale ferată și șosea. Suprastructuri din beton, beton armat și beton precomprimat. Prescripții de proiectare.** INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.

ANEXE

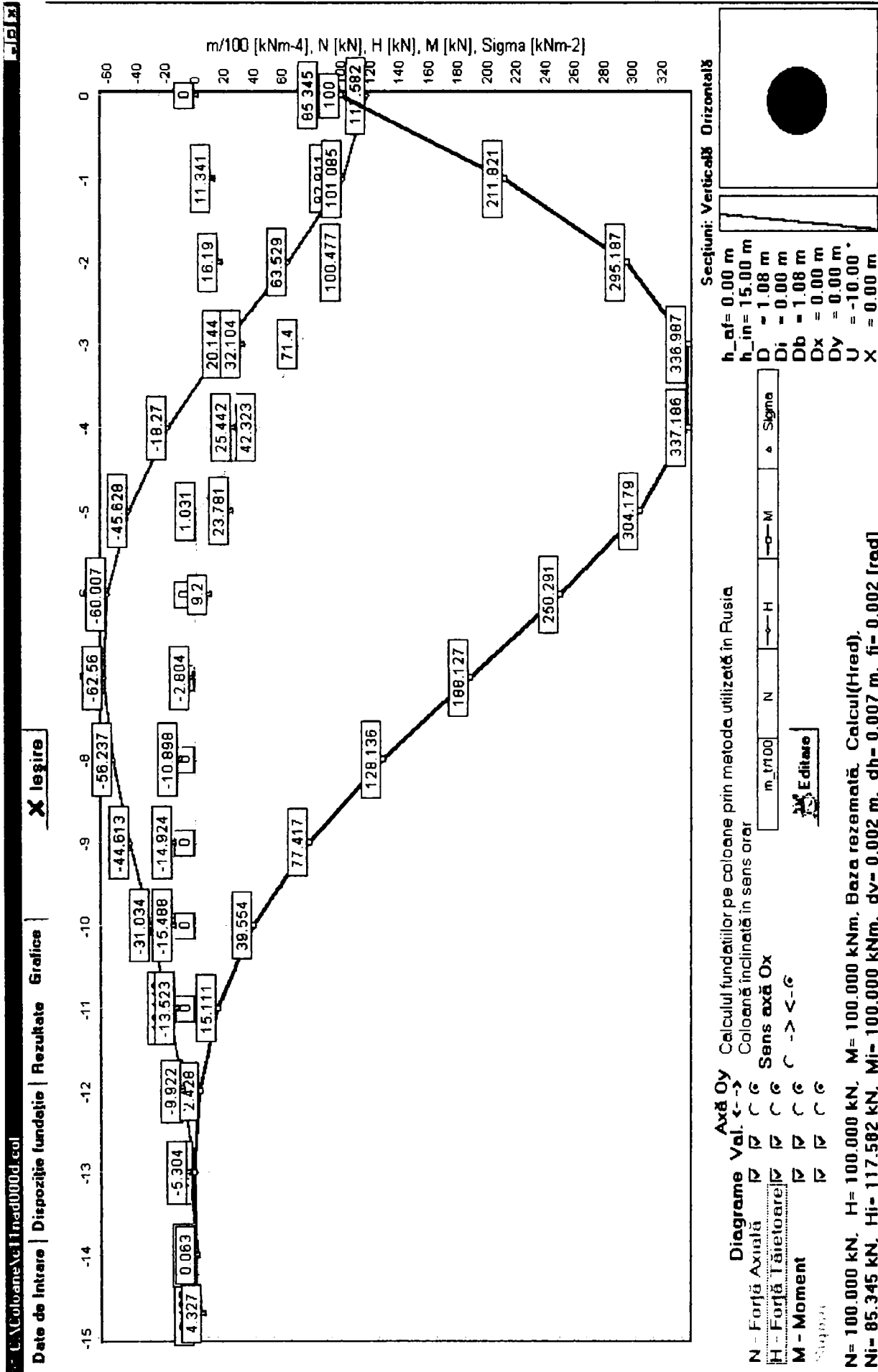


Fig. 2 Fundație cu o coloană înclinată în sens orar cu 10°

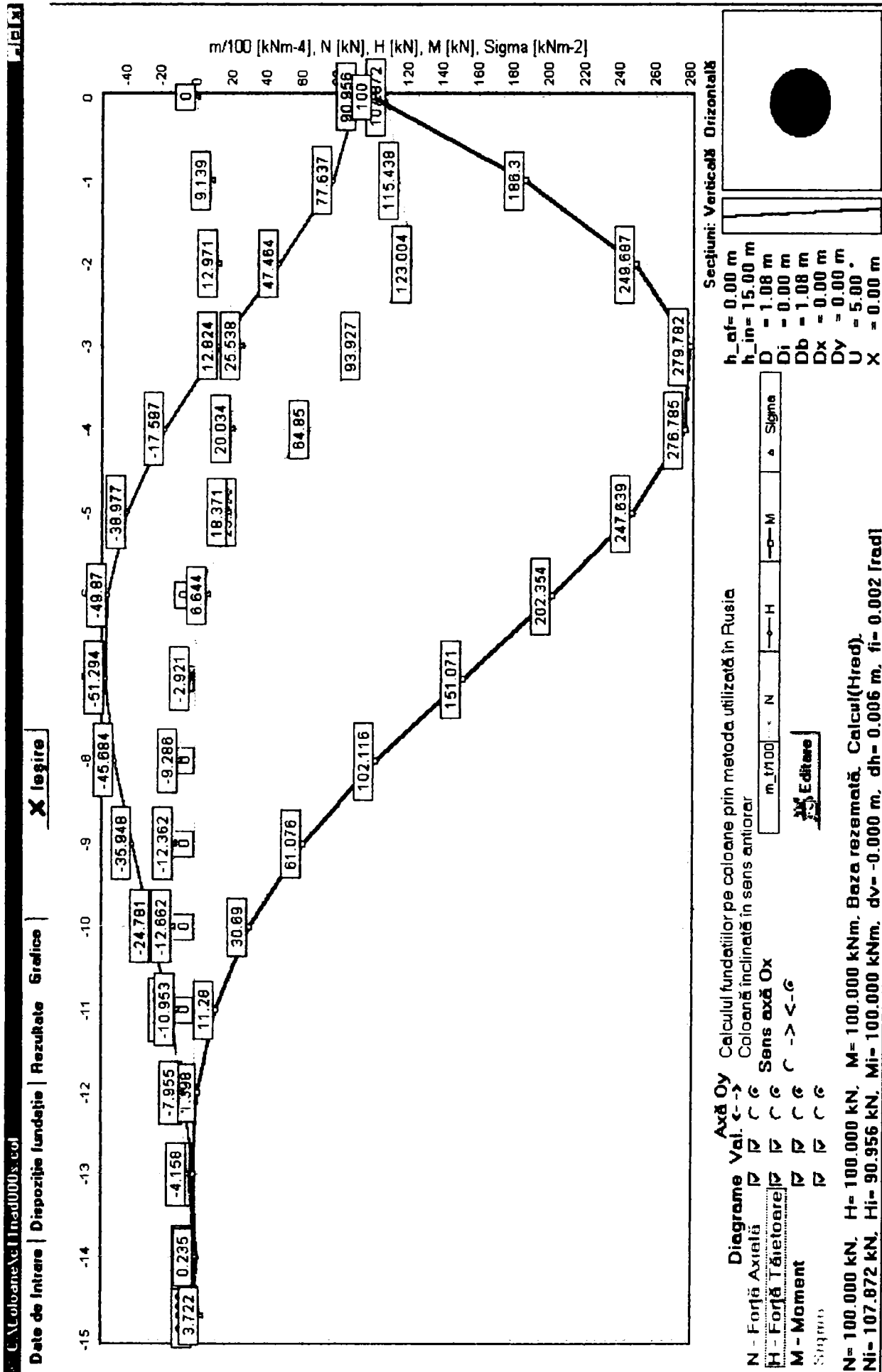


Fig. 3 Fundație cu o coloană înclinată în sens anterior cu 5°

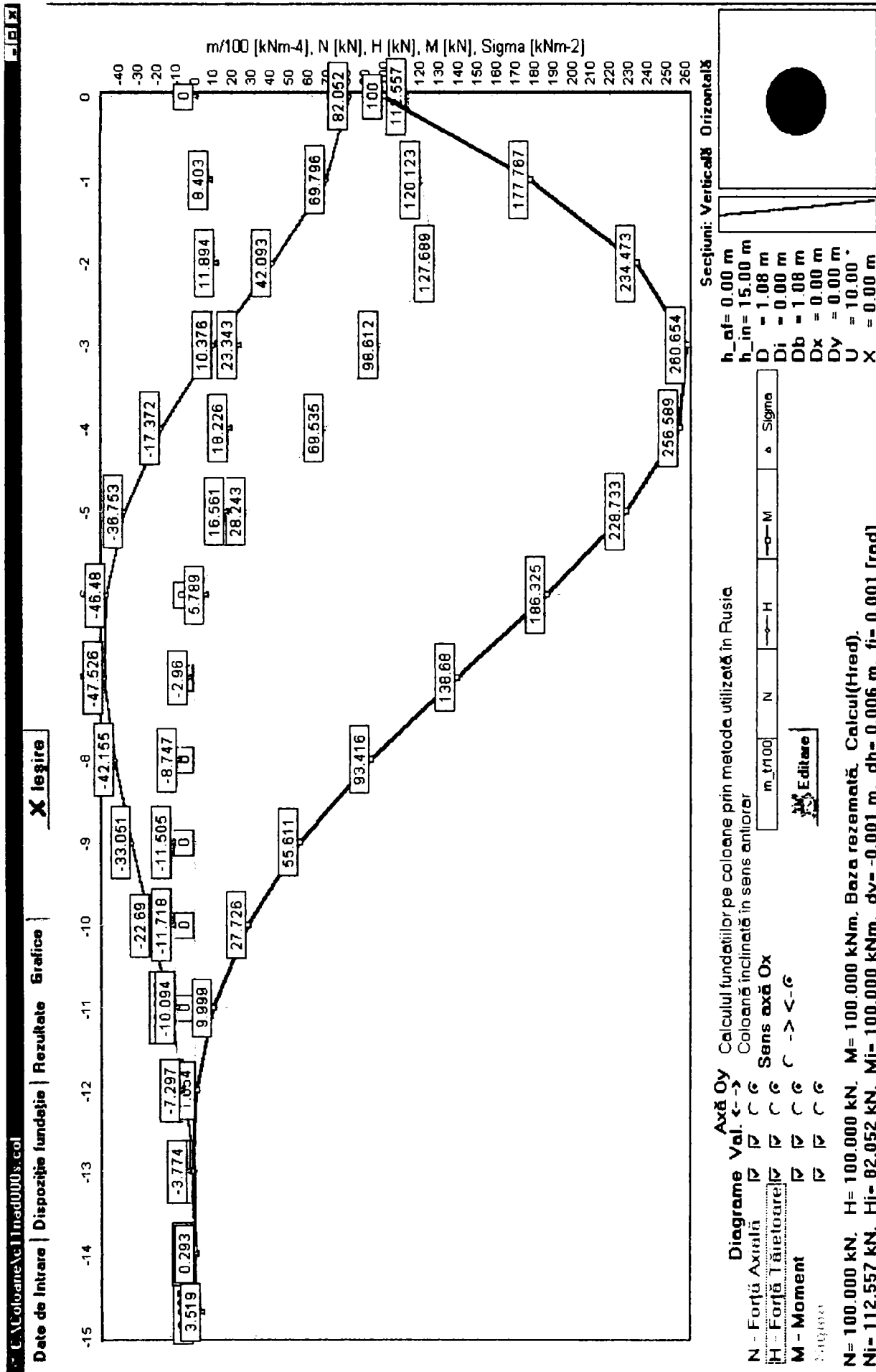


Fig. 4 Fundație cu o coloană înclinată în sens antiorar cu 10°

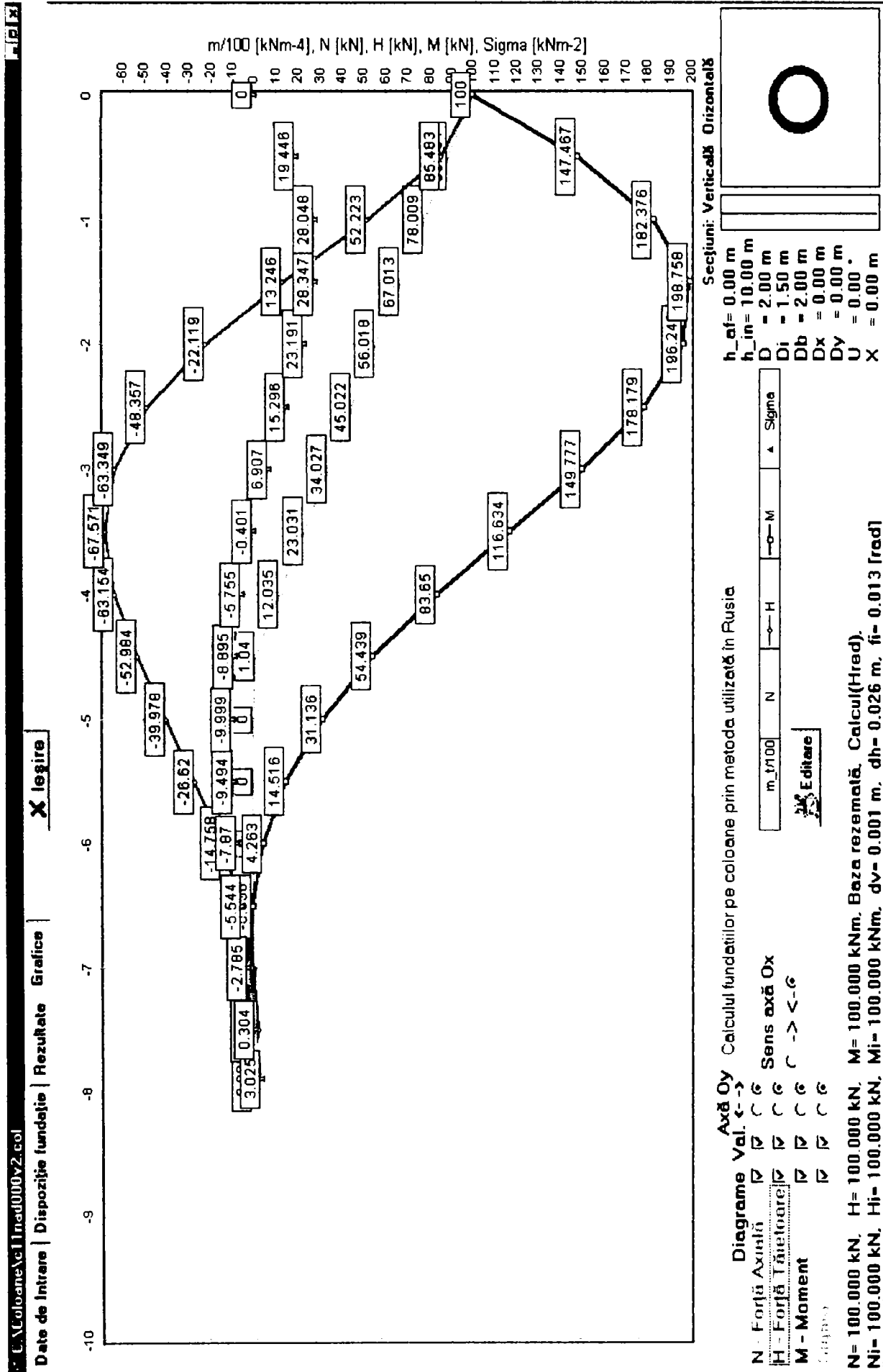


Fig. 6 Fundație cu o coloană verticală cu $\phi=2,0$ m, $\phi_{int}=1,5$ m, lungime de 10 m, secțiune inelară

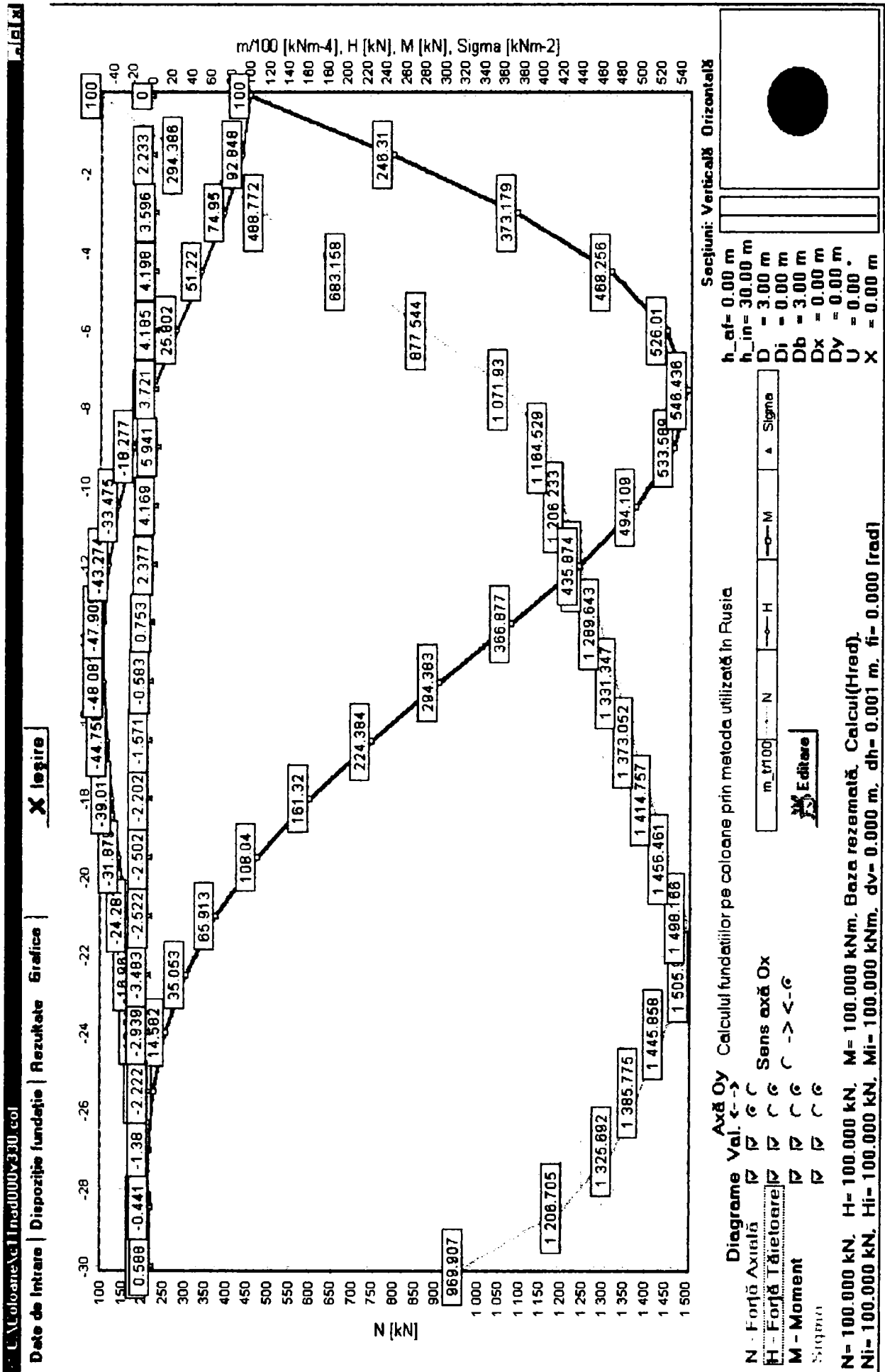


Fig. 7 Fundație cu o coloană verticală cu $\phi=3,0$ m și lungime de 30 m, secțiune plină (axa Oy pentru efortul normal este poziționată în partea stângă)

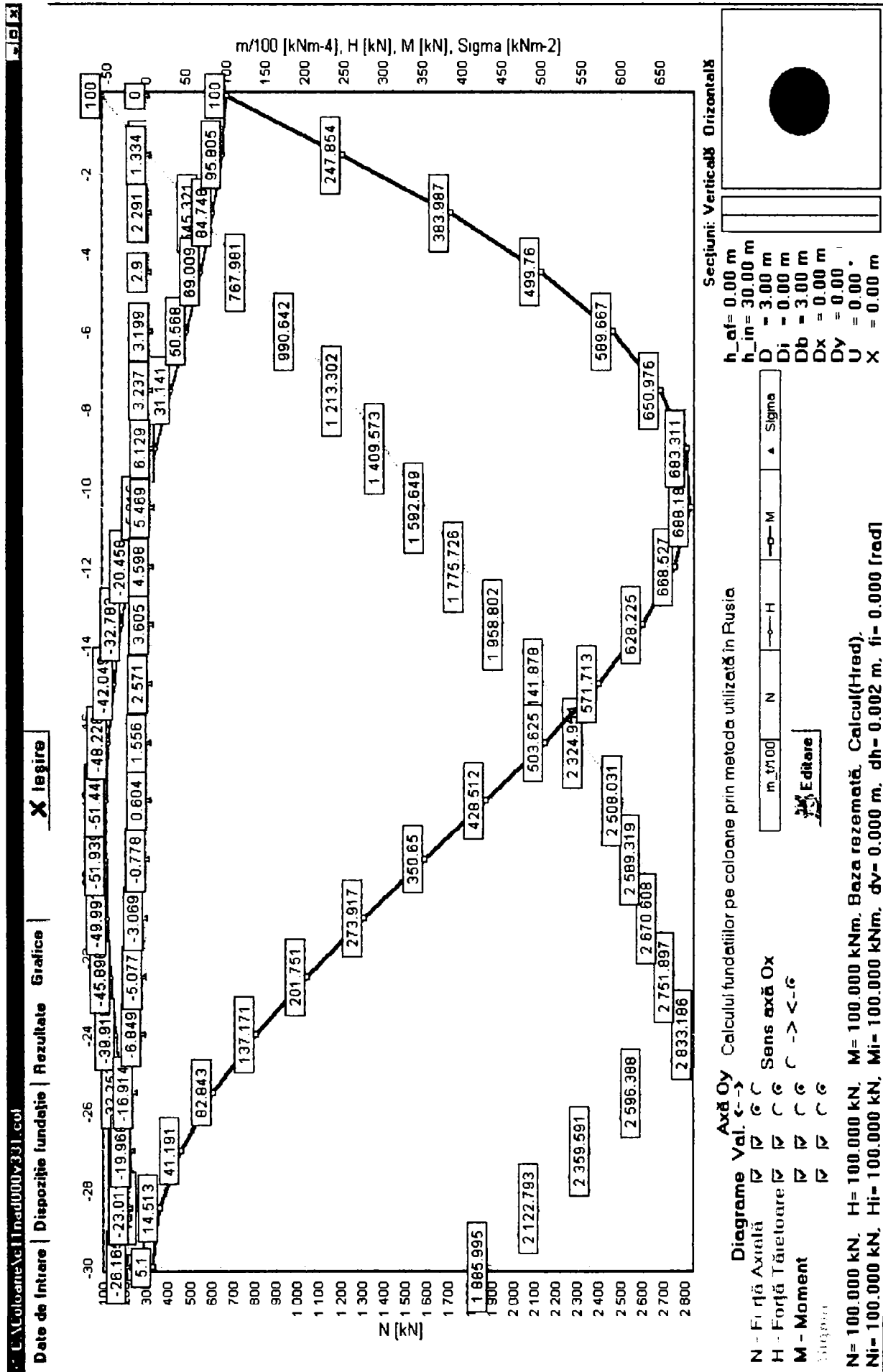


Fig. 8 Fundație cu o coloană verticală cu $\phi=3,0 \text{ m}$ și lungime de 30 m , secțiune plină, straturi superioare de teren având rezistențe mecanice necorespunzătoare (axa Oy pentru efortul normal este poziționată în partea stângă)

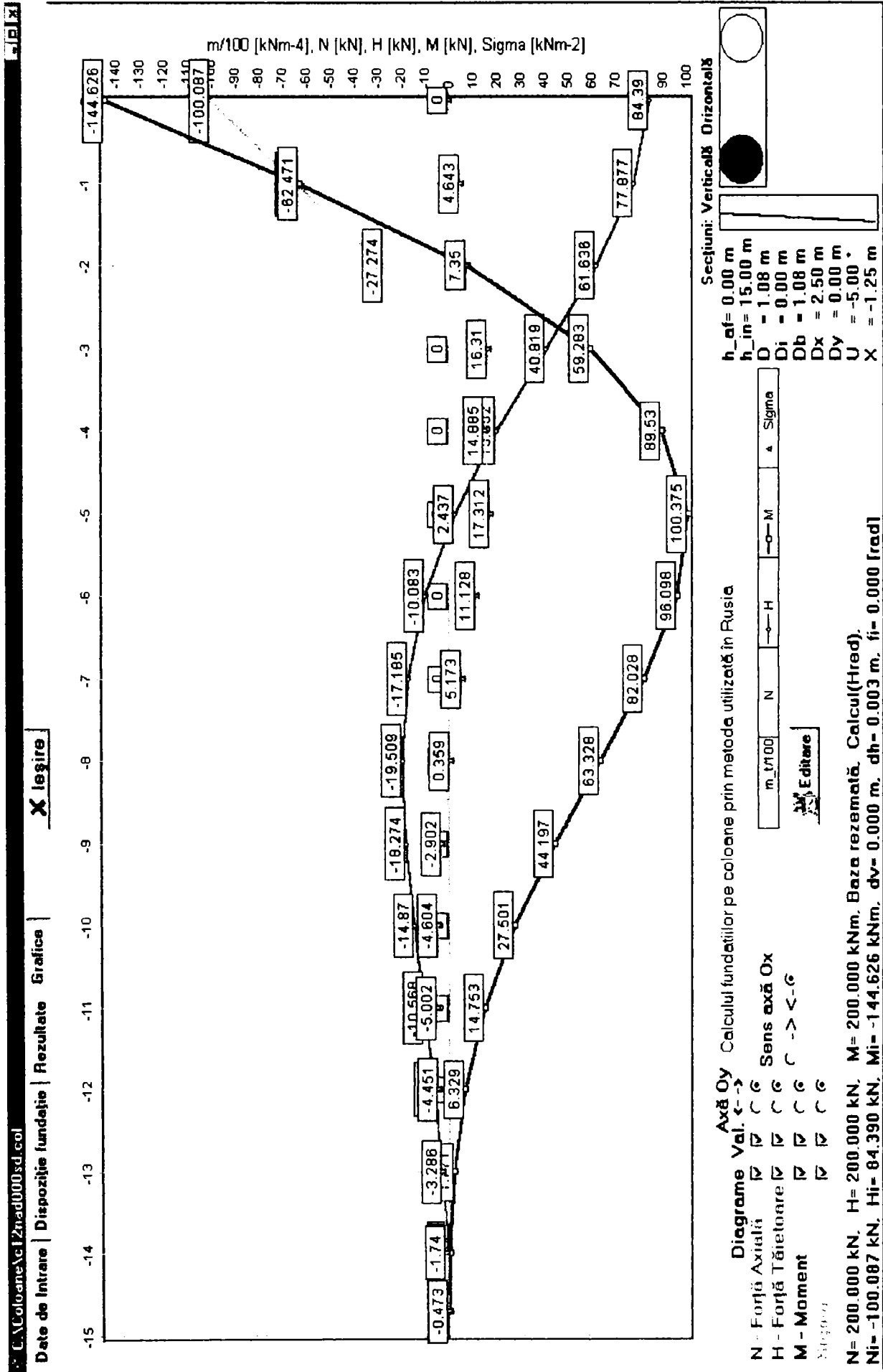


Fig. 10 Fundație cu două coloane înclinate simetric (-5° și 5°), secțiune plină - coloana stânga

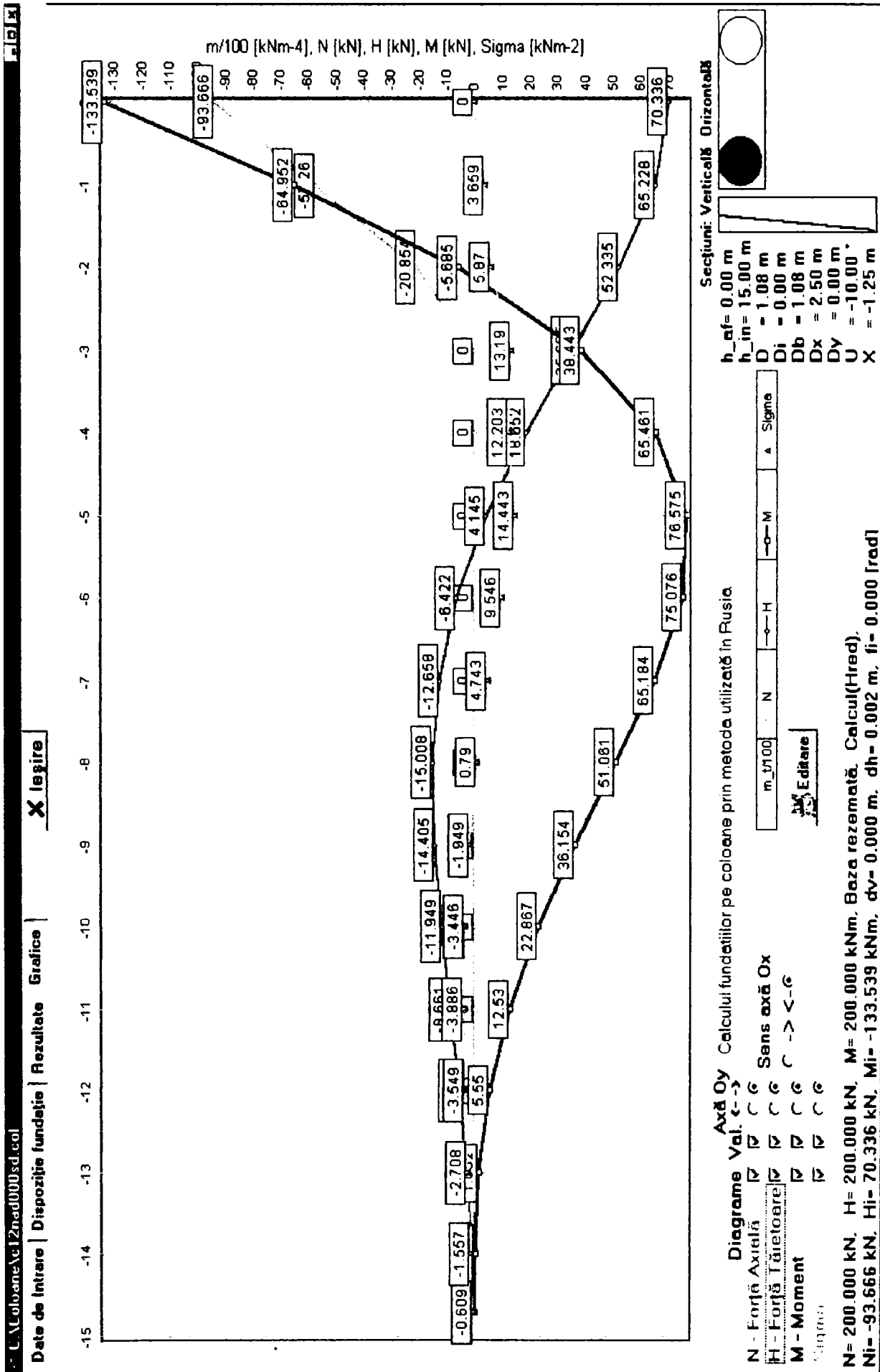


Fig. 12 Fundație cu două coloane înclinare simetric (-10° și 10°), secțiune plină - coloana stânga

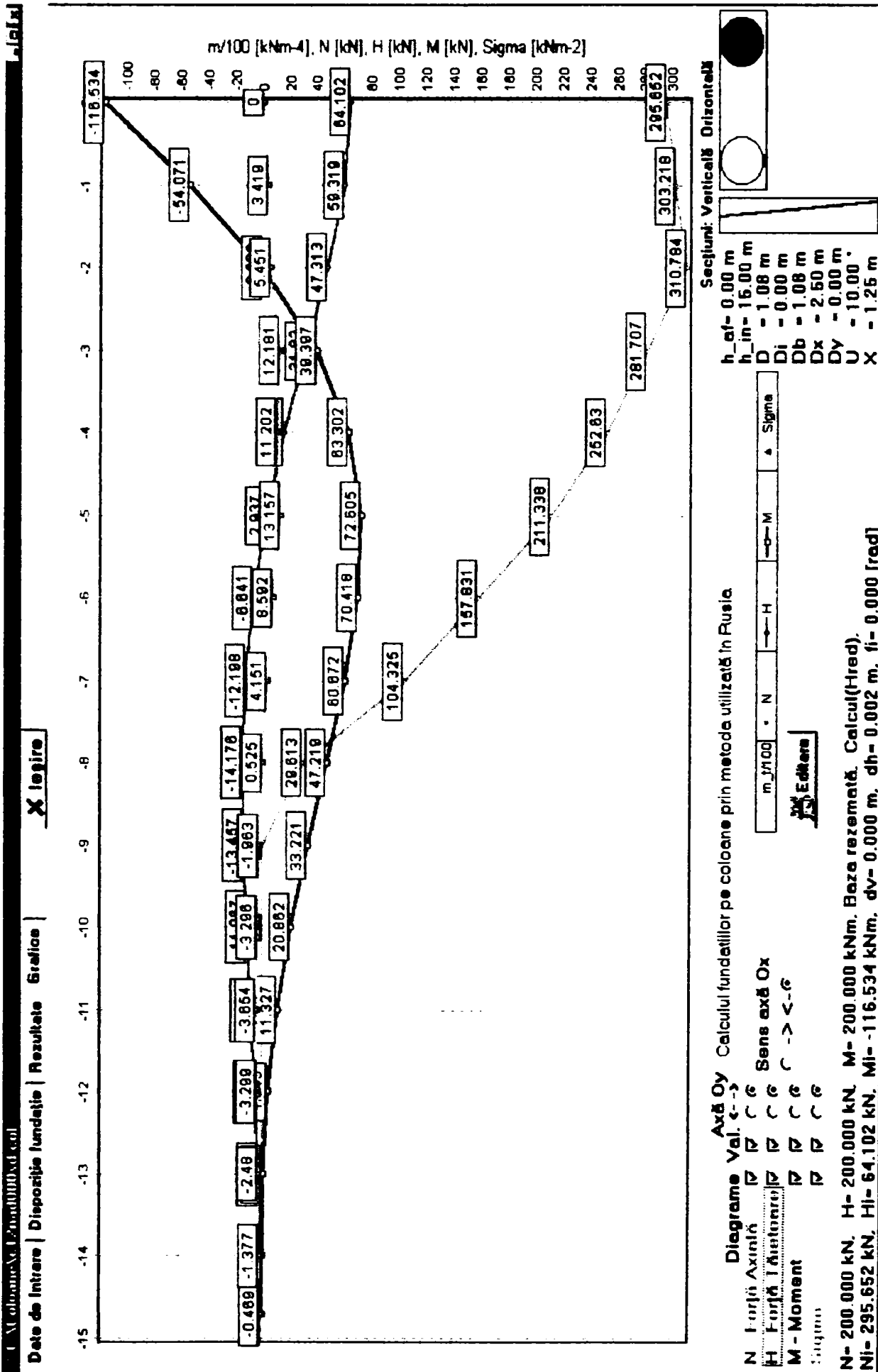


Fig. 13 Fundație cu două coloane înclinată simetric (-10° și 10°), secțiune plină - coloana dreapta

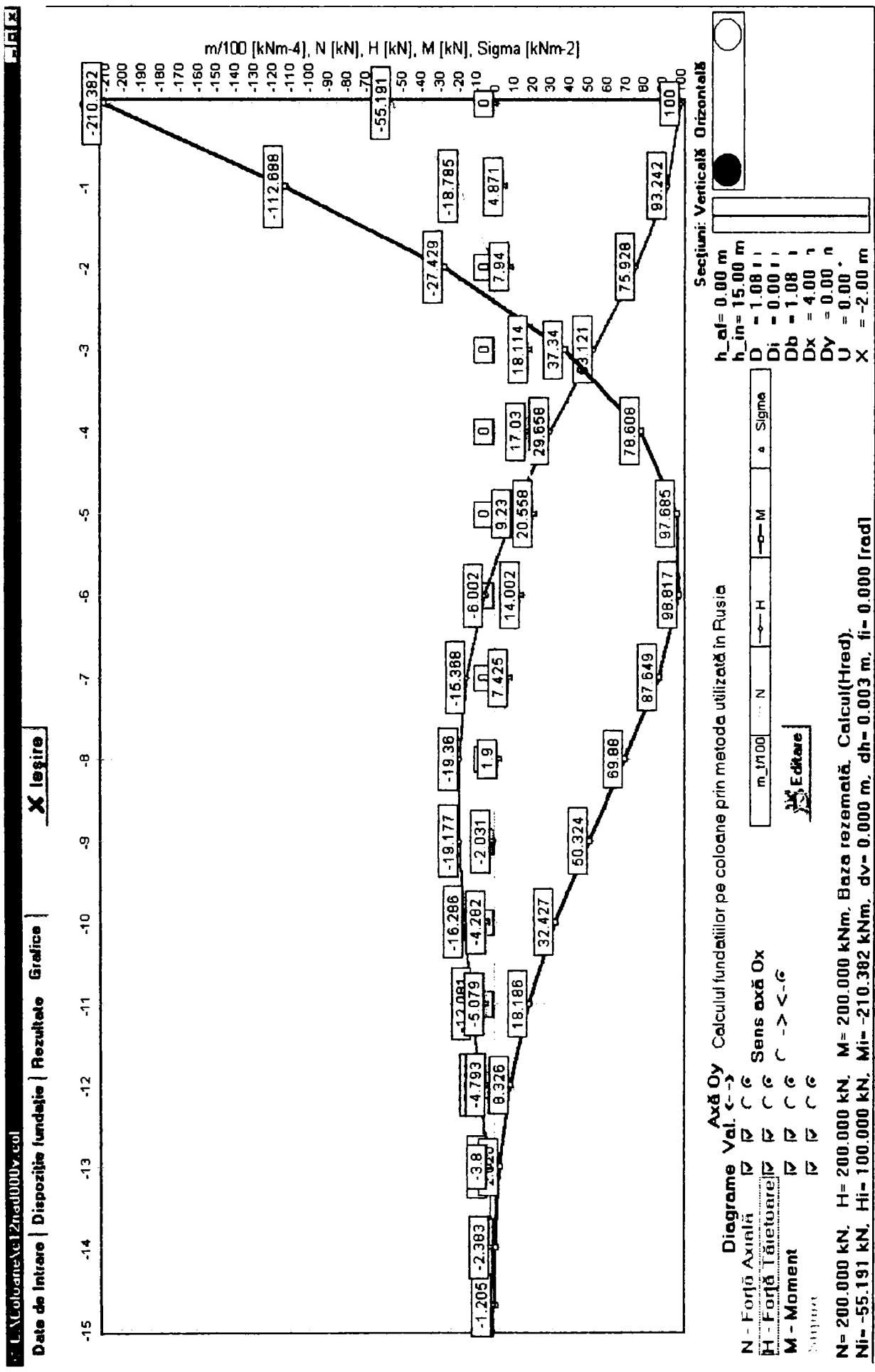


Fig. 14 Fundație cu două coloane verticale, la distanță de 4 m, secțiune plină - coloana stânga

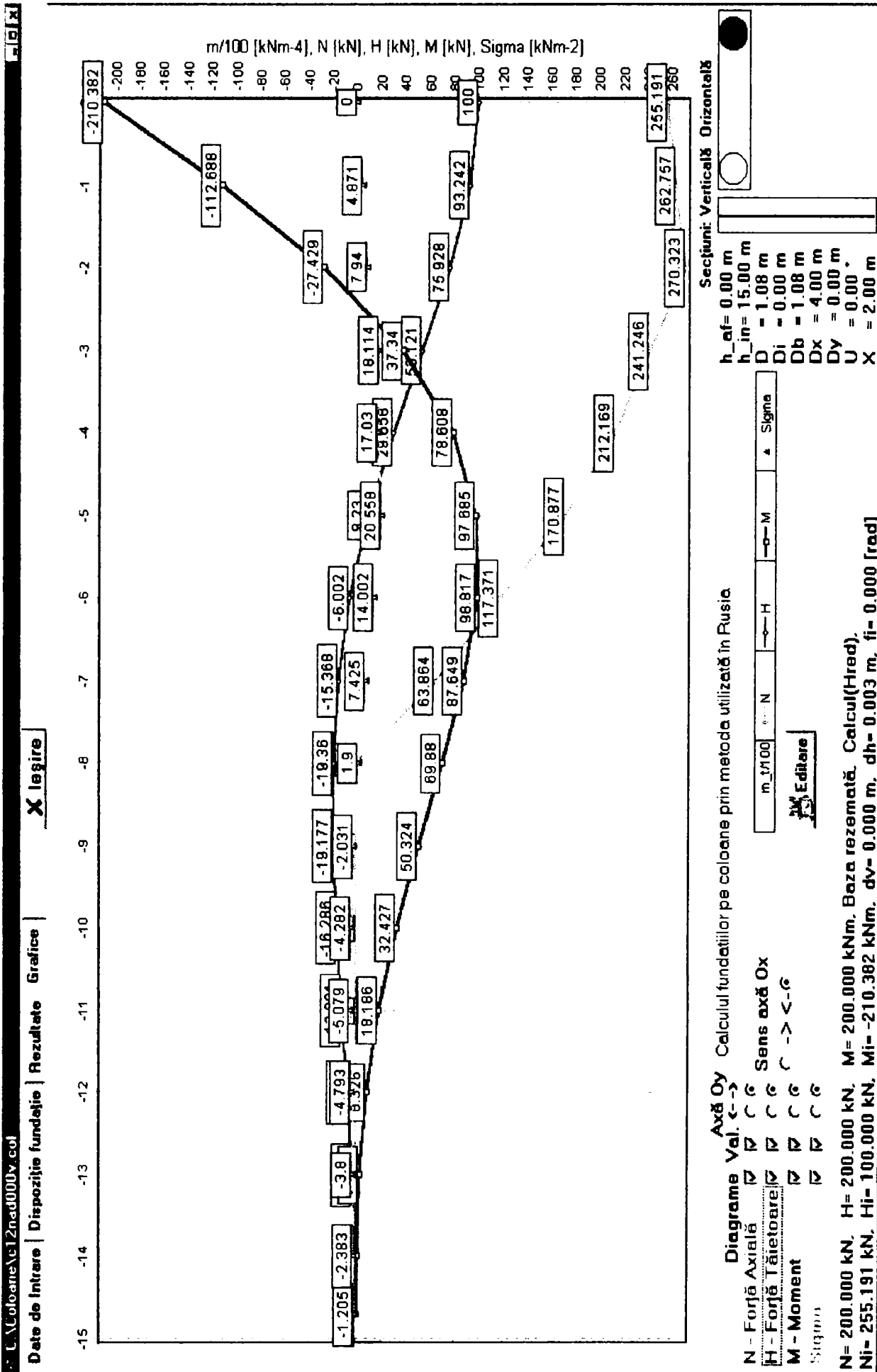


Fig. 15 Fundație cu două coloane verticale, la distanță de 4 m, secțiune plină - coloana dreapta

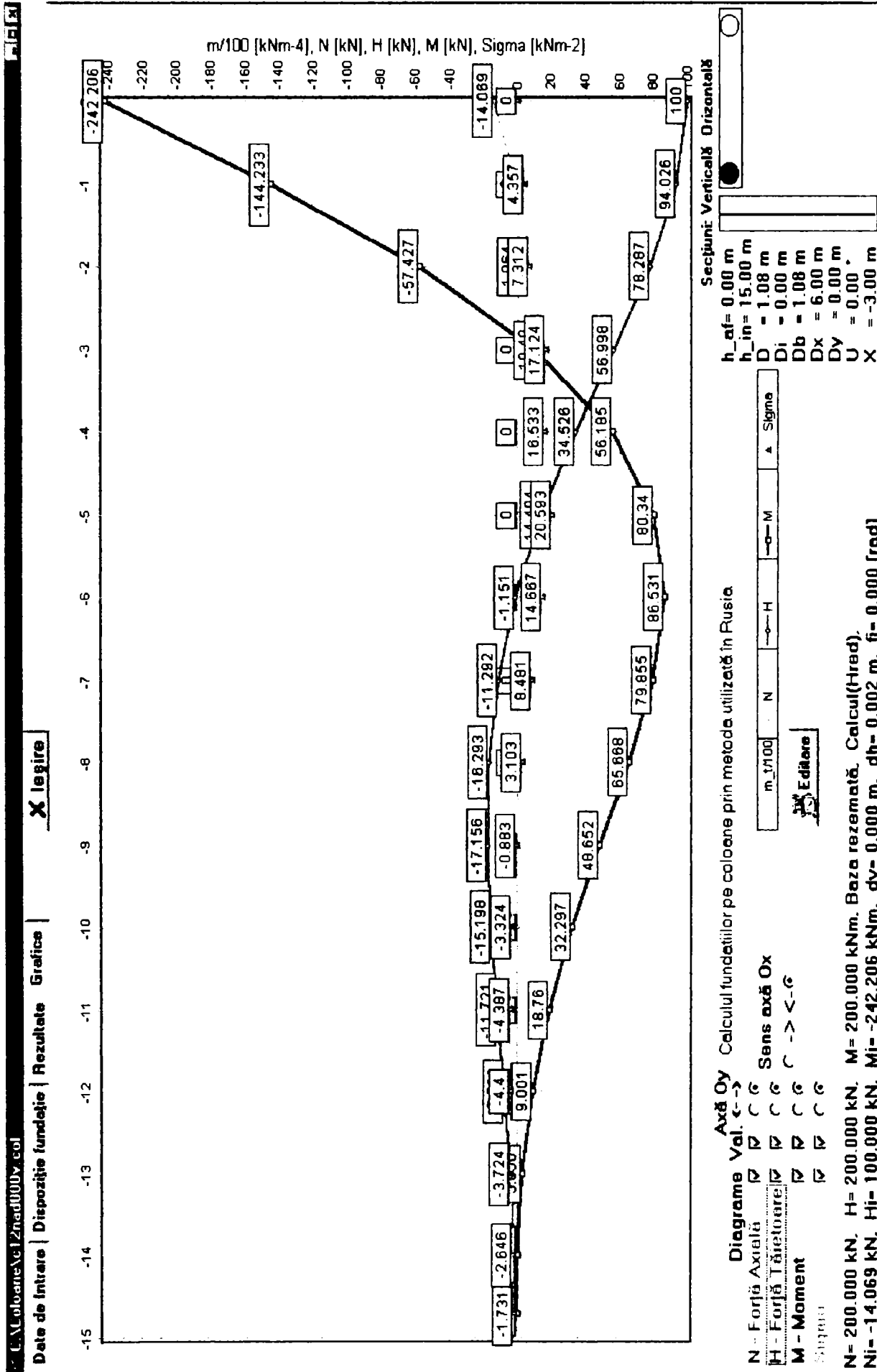


Fig. 16 Fundație cu două coloane verticale, la distanță de 6 m, secțiune plină - coloana stânga

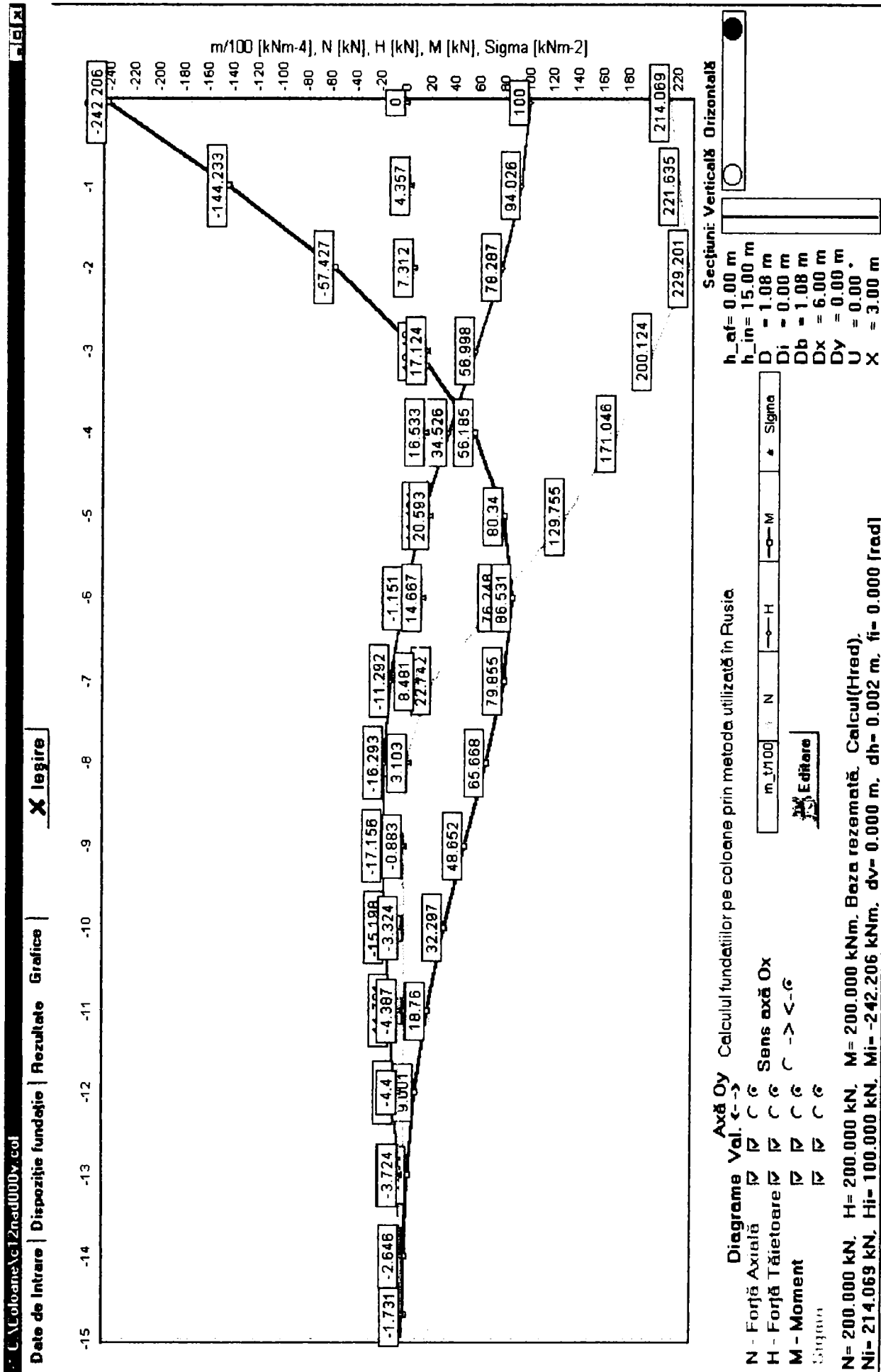


Fig. 17 Fundație cu două coloane verticale, la distanță de 4 m, secțiune plină - coloana dreapta

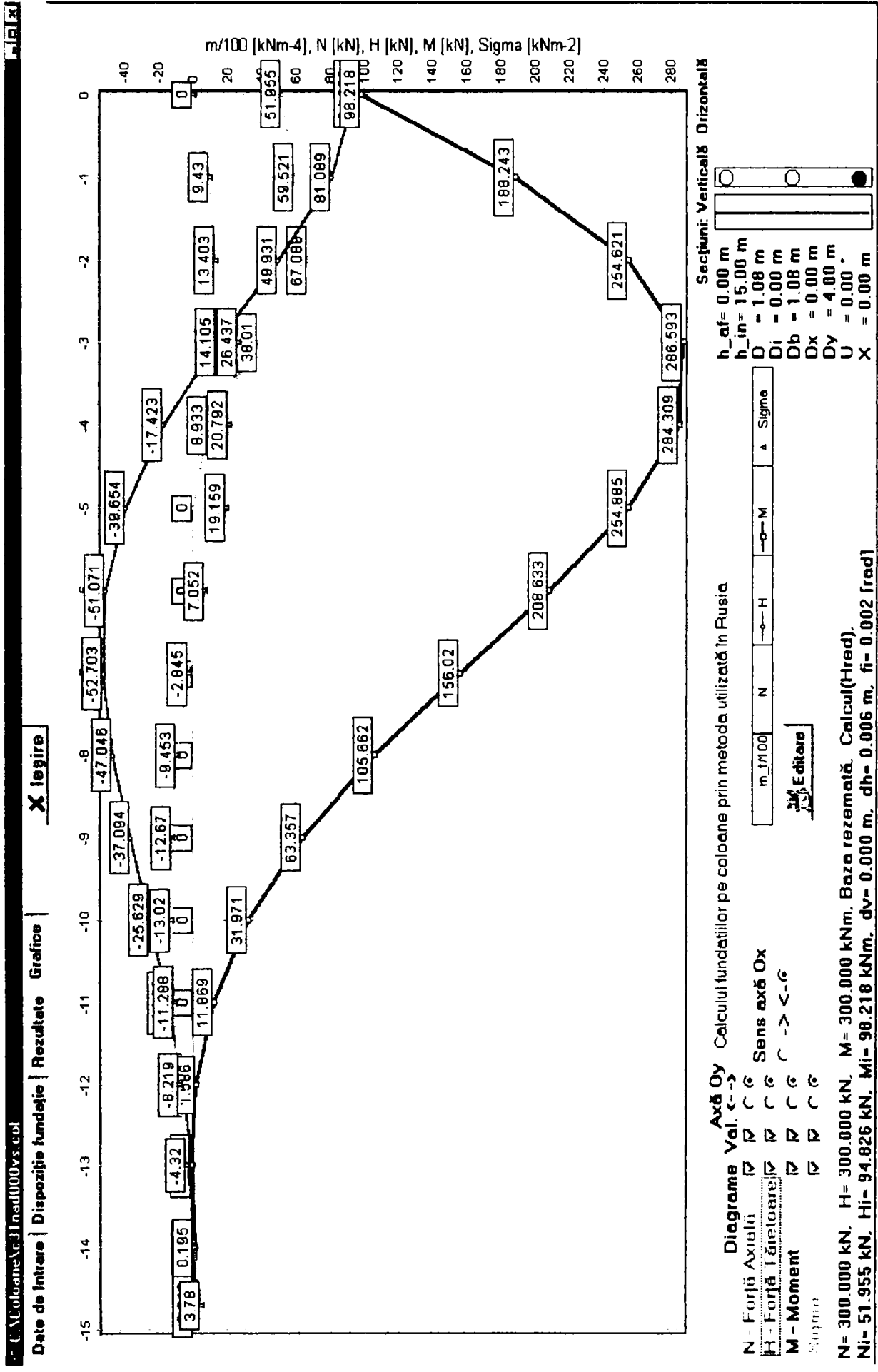


Fig. 18 Fundație cu 3 coloane, 2 verticale și 1 înclinată cu 5°, la distanță de 4 m, secțiune plină - coloana șir 1 (vertic. Iă)

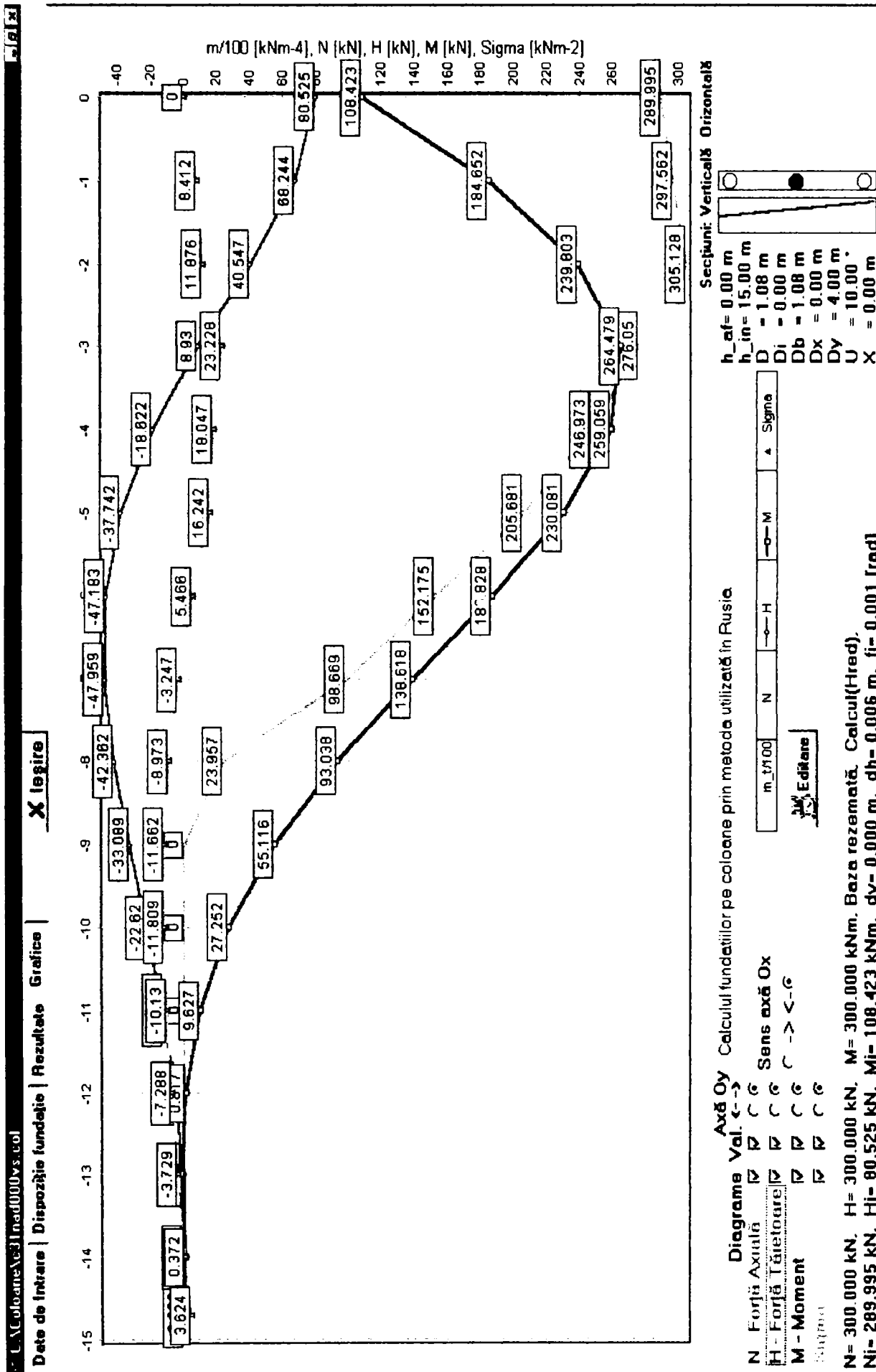


Fig. 20 Fundație cu 3 coloane, 2 verticale și 1 înclinată cu 10°, la distanță de 4 m, secțiune și lină - coloana și 2 (încălnată)

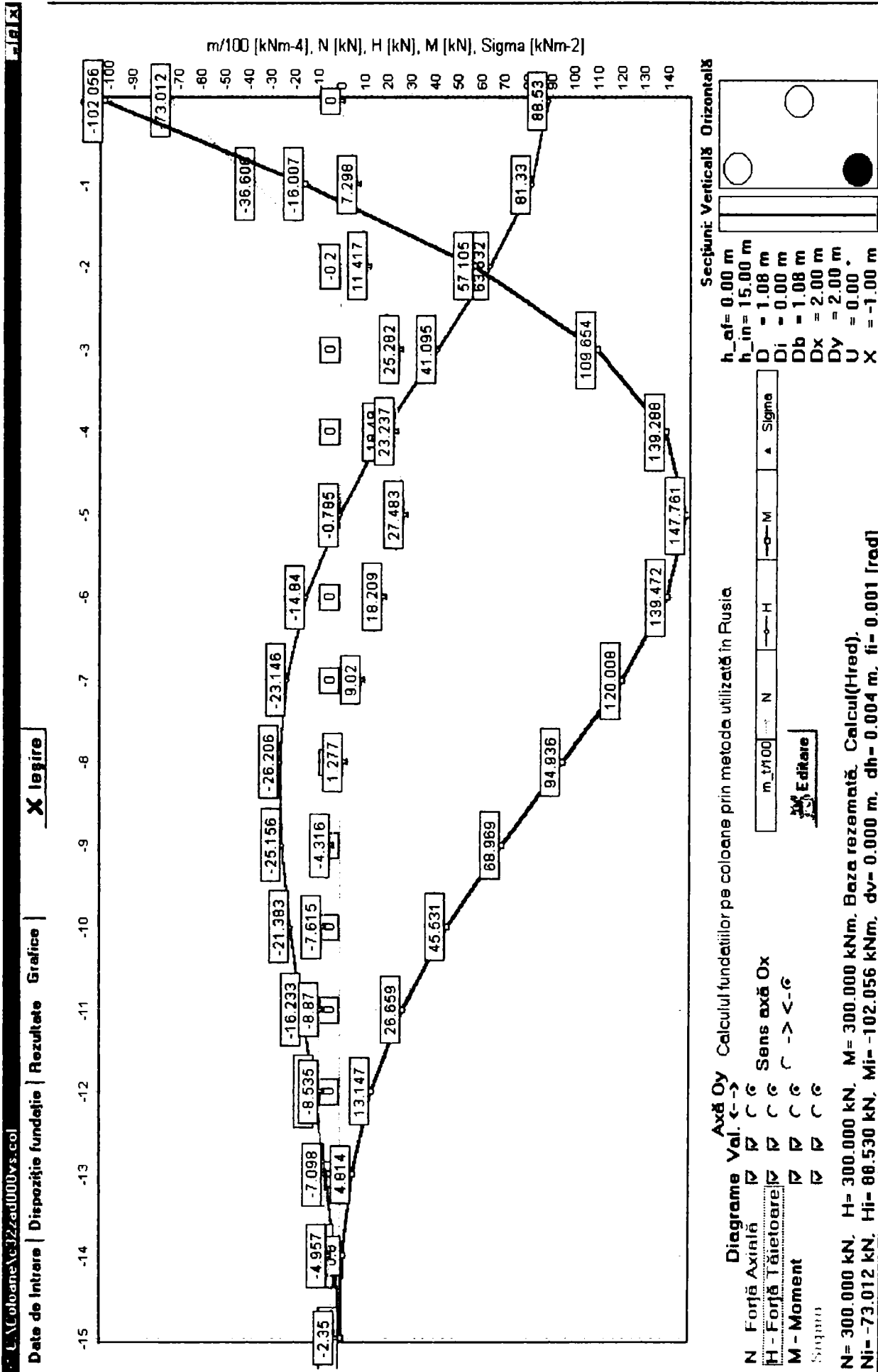


Fig. 21 Fundație cu 3 coloane verticale, în zigzag, la distanță între șiruri de 2 m, secțiune plină - coloana șir 1

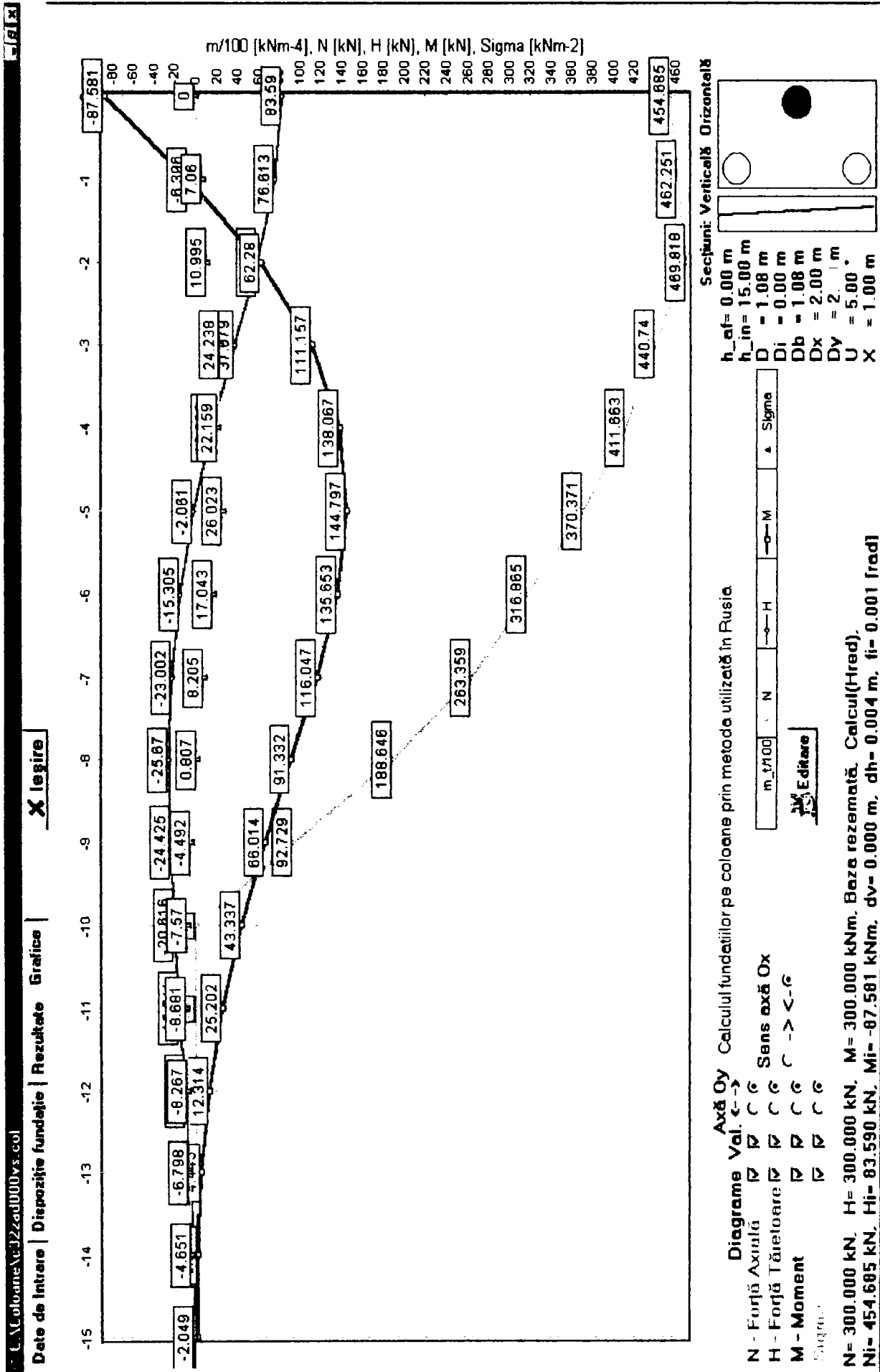


Fig. 22 Fundație cu 3 coloane verticale, în zigzag, la distanță între șiruri de 2 m, secțiune plină - coloana șir 2

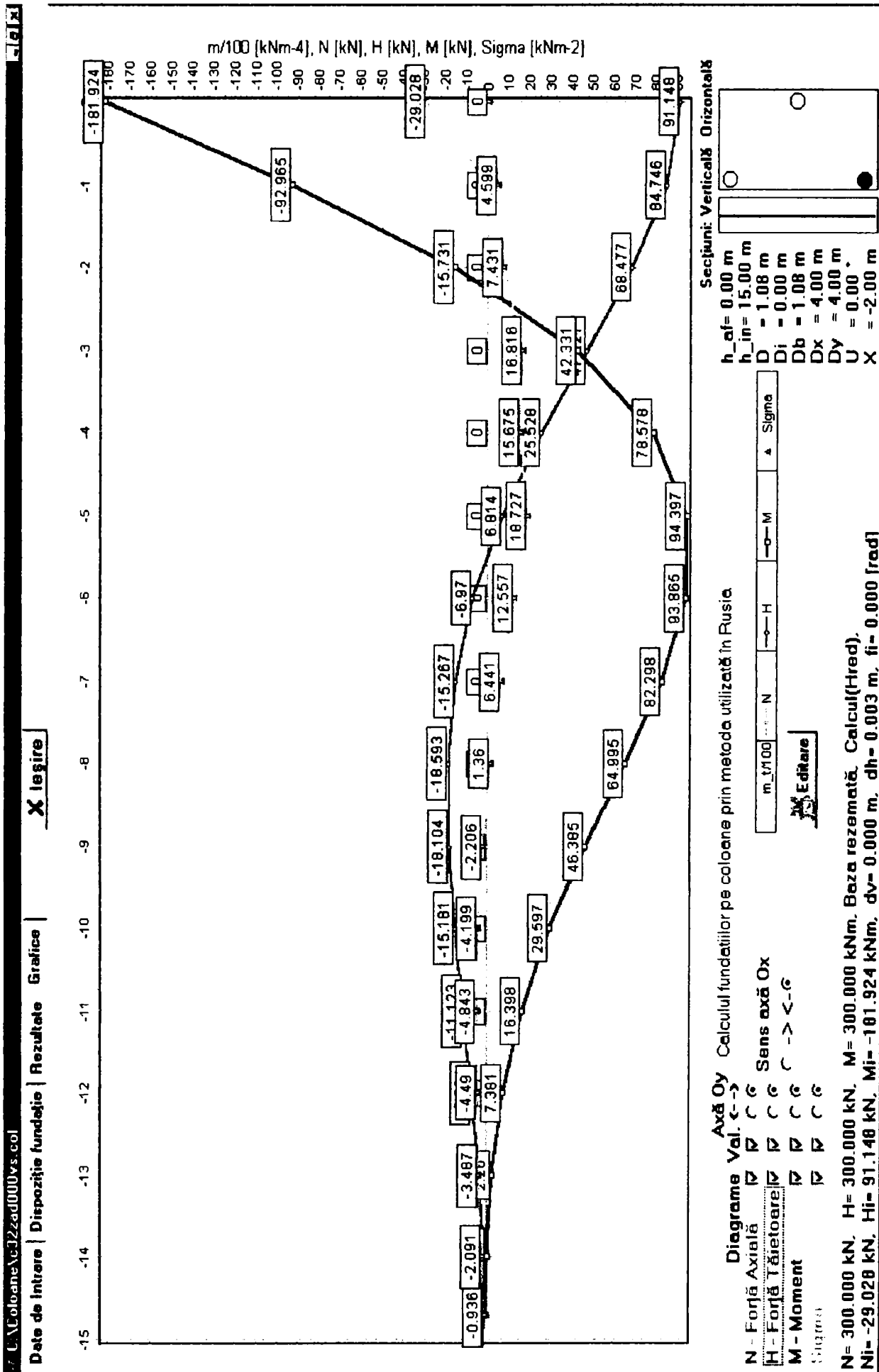


Fig. 23 Fundație cu 3 coloane verticale, în zigzag, la distanță între șiruri de 4 m, secțiune plină - coloana șir 1

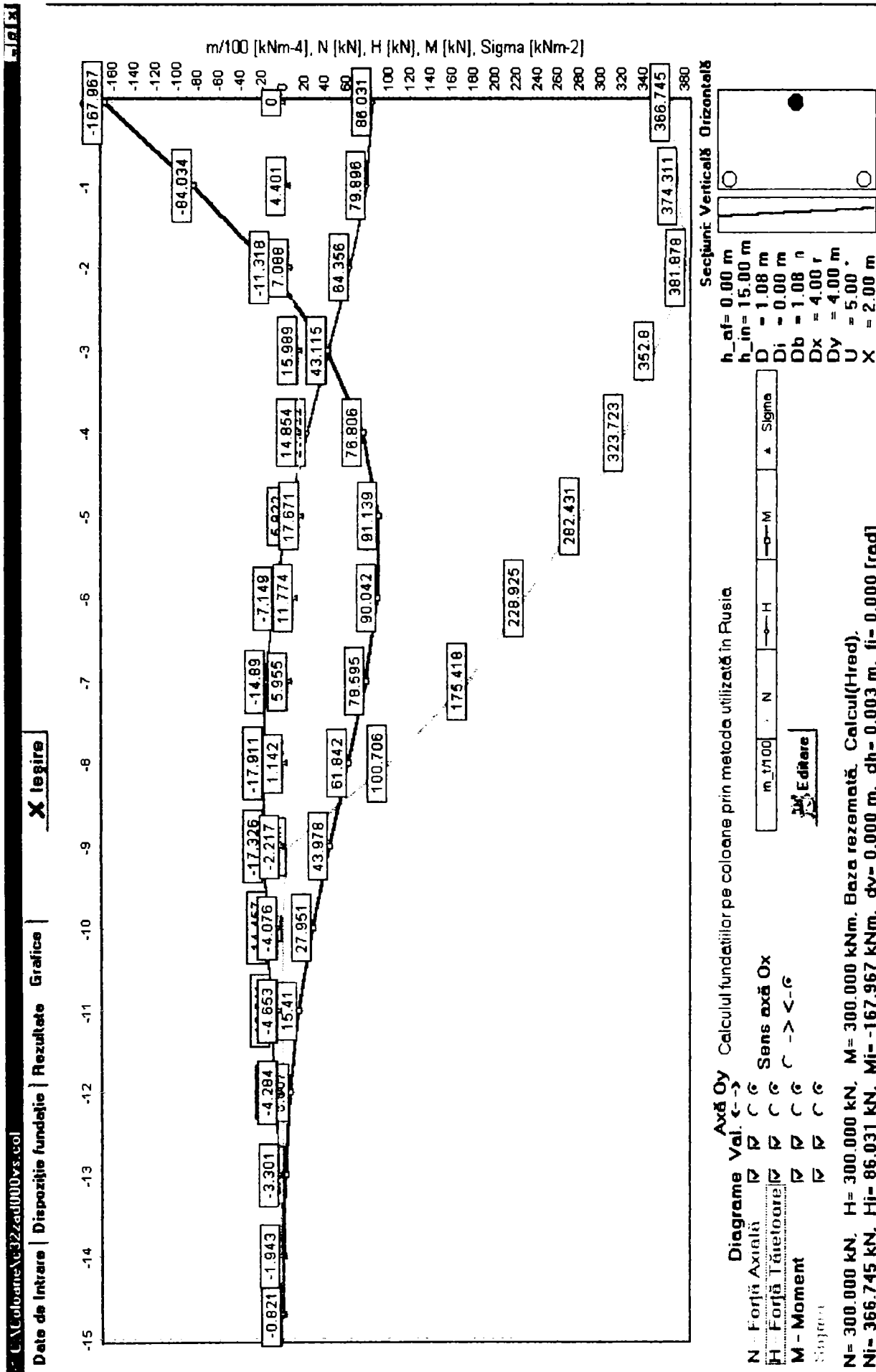


Fig. 24 Fundație cu 3 coloane verticale, în zigzag, la distanță între șiruri de 4 m, secțiune plină - coloana șir 2

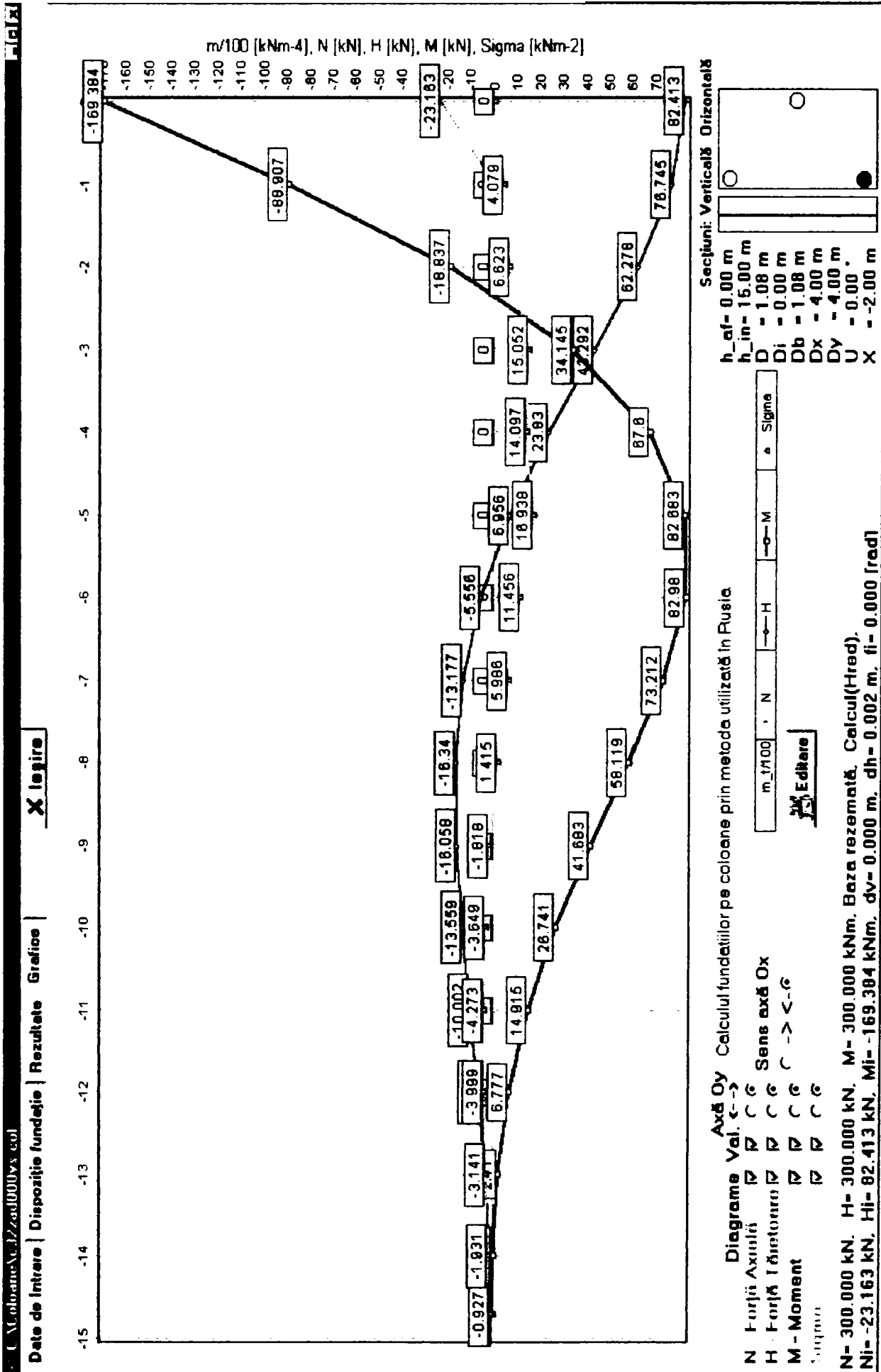


Fig. 25 Fundație cu 3 coloane, 2 verticale și 1 înclinată cu 10°, în zigzag, la distanță între șiruri de 4 m, secțiune plină - coloana șir 1 (verticală)

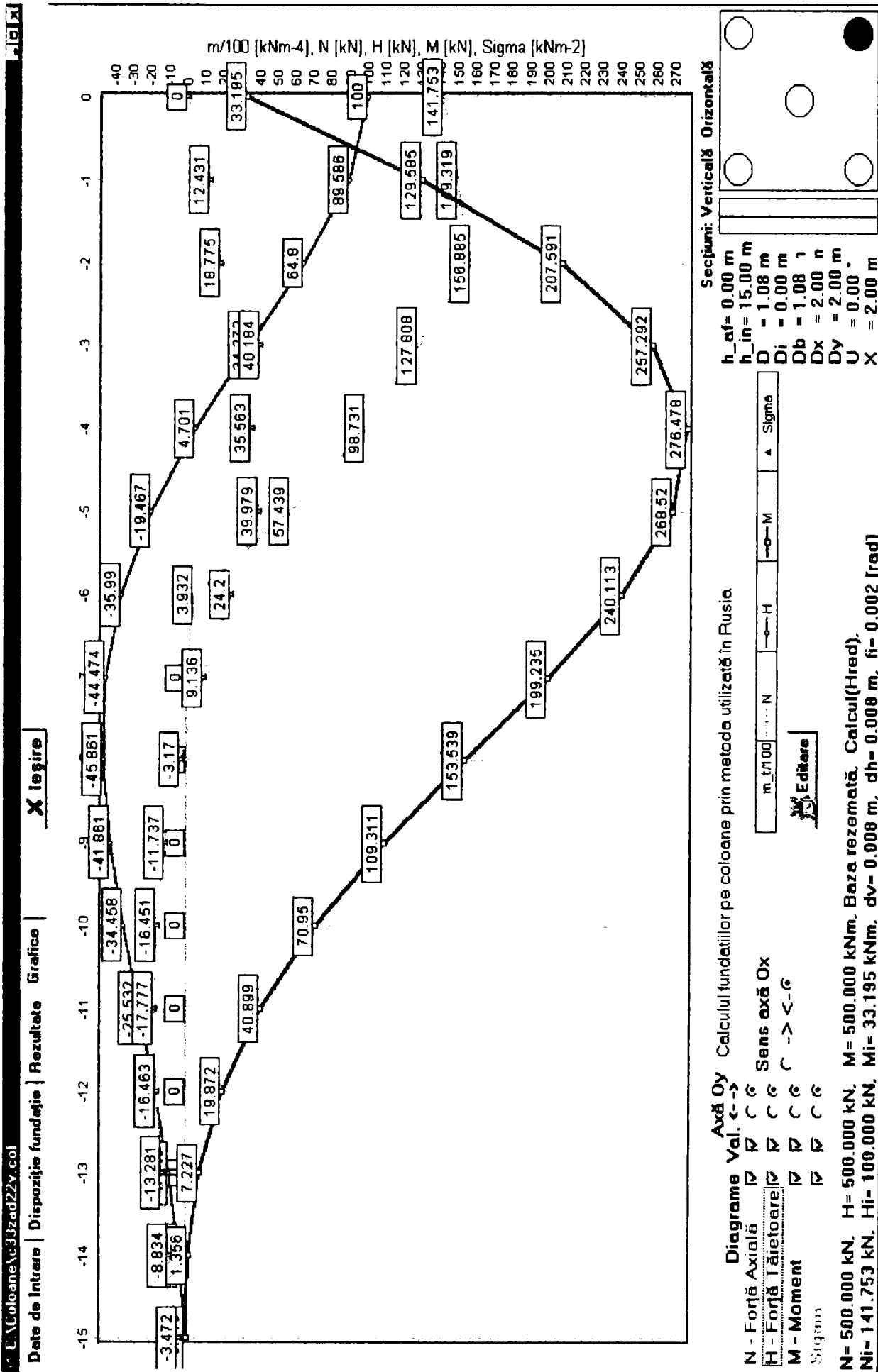


Fig. 29 Fundație cu 5 coloane verticale, în zigzag, la distanță între șiruri de 2 m, secțiune plină - coloana 2 șir 1

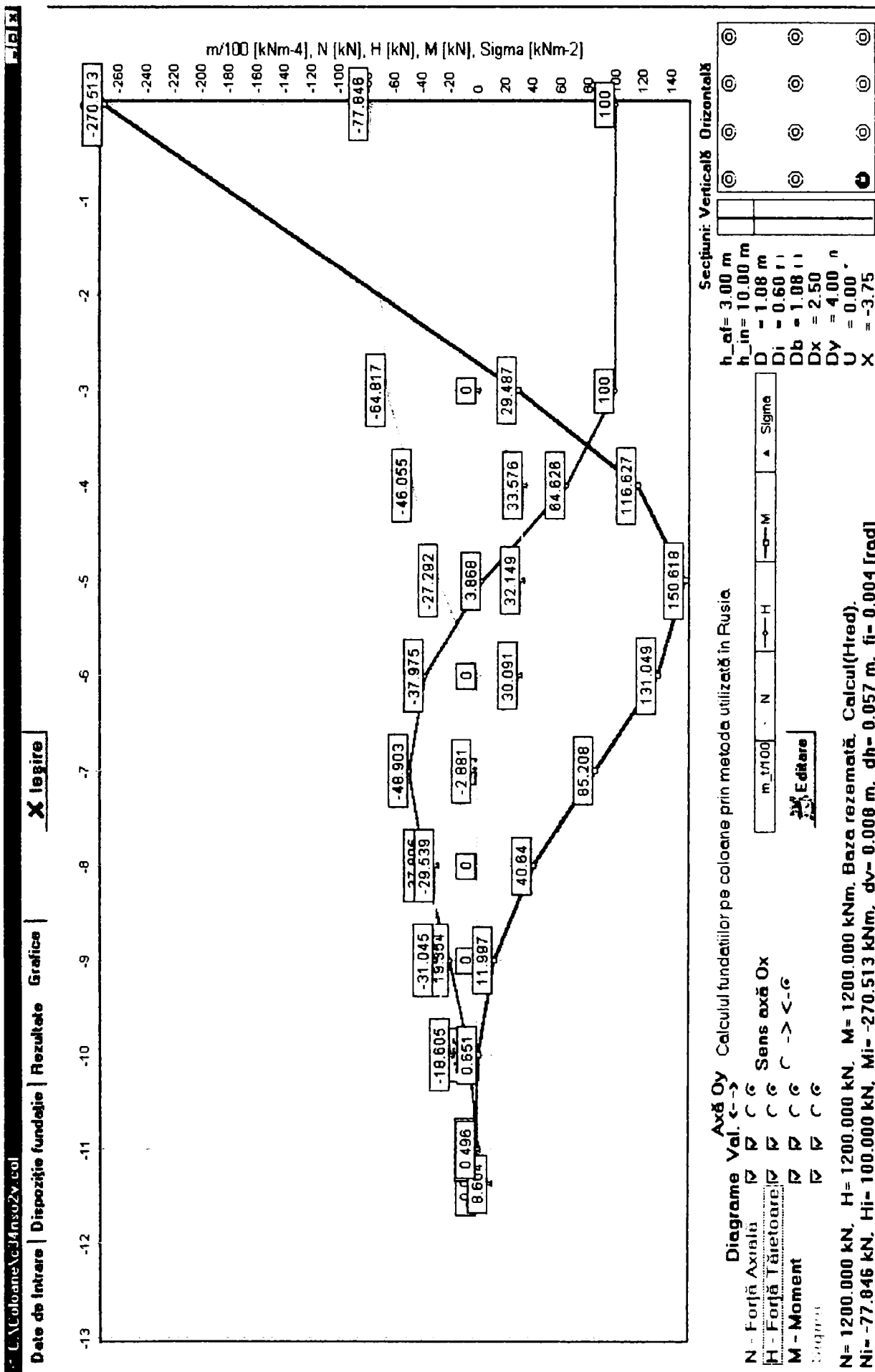


Fig. 30 Fundație cu 12 coloane verticale, dispuse normal, la distanță între șiruri de 2.5 / 4 m, secțiune inelară, cu afuiere pe 3 m - coloana 1 și 1

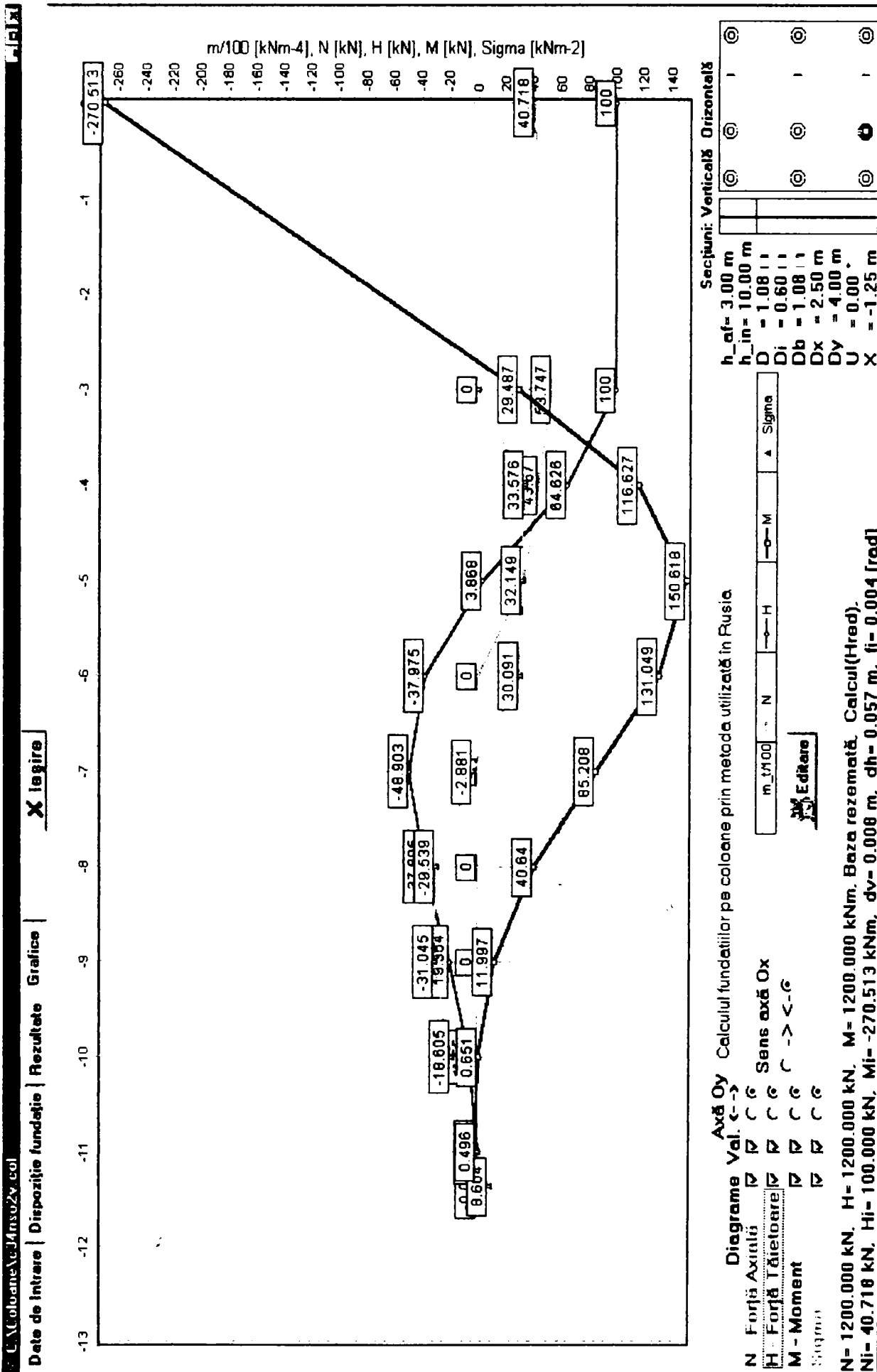


Fig. 31 Fundație cu 12 coloane verticale, dispuse normal, la distanță între șiruri de 2,5 / 4 m, secțiune inelară, cu afuiere pr 3 m - coloana 2 și 1

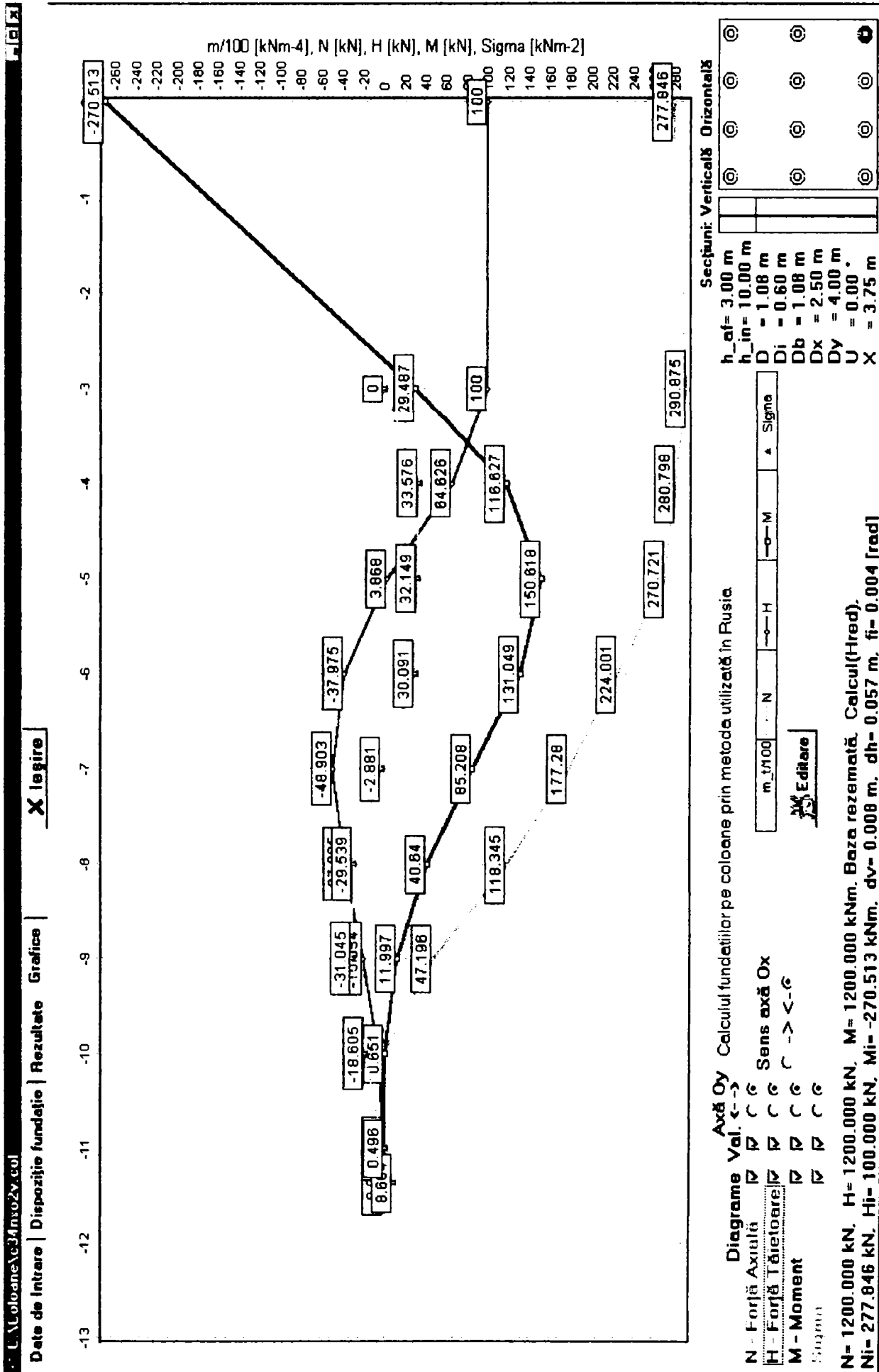


Fig. 33 Fundație cu 12 coloane verticale, dispuse normal, la distanță între șiruri de 2,5 / 4 m, secțiune inelară, cu afuiere pe 3 m - coloana 4 șir 1