

# **CONTRIBUȚII ADUSE LA EVALUAREA REZISTENȚEI ȘI STABILITĂȚII FUNDAȚIILOR ÎNCASTRATE ELASTIC ÎN TEREN ȘI A INCINTELOR DE FUNDARE**

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

**Ing. Beniamin Sîngeorzan**

Conducător științific:  
Referenți științifici:

prof.univ.dr.ing. Marin Marin  
prof.univ.dr. Vasile Mușat  
conf.univ.dr.ing. Vasile Fărcaș  
conf.univ.dr.ing. Ion Bogdan

Ziua susținerii tezei: 26 Februarie 2016

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

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

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

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2016

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

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

## Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele în cadrul Departamentului de Căi de Comunicații Terestre, Fundații și Cadastru al Universității Politehnica Timișoara.

Adresez respectuoase mulțumiri conducătorului de doctorat, Prof.dr.ing. Marin Marin pentru îndrumarea sa competentă pe tot parcursul perioadei de pregătire a tezei de doctorat.

Mulțumesc întregului colectiv de profesori din cadrul Departamentului de Căi de Comunicații Terestre, Fundații și Cadastru pentru sprijinul, sfaturile competente oferite și asigurarea unor materiale utile, care mi-au fost de un real ajutor, facilitând astfel pregătirea mea profesională.

Doresc să exprim mulțumirile mele Domnilor profesori referenți ai tezei de doctorat care au avut răbdarea și amabilitatea de a recenza în profunzime teza și de a recomanda susținerea publică a acesteia.

Calde mulțumiri se cuvin prietenilor și colegilor mei care mi-au fost alături cu sfaturi, cuvinte de încurajare și nu numai.

Și nu în ultimul rând, țin să mulțumesc părinților mei, pentru educația primită, pentru încurajările și susținerea permanentă și soției mele pentru suportul și înțelegerea arătată.

Timișoara, februarie 2016

Beniamin Singeorzan

**This work was partially supported by the strategic grant POSDRU/159/1.5/S/137070 (2014) of the Ministry of National Education, Romania, co-financed by the European Social Fund – Investing in People, within the Sectoral Operational Programme Human Resources Development 2007-2013.**

Sîngeorzan, Beniamin

**Contribuții aduse la evaluarea rezistenței și stabilității fundațiilor încastrate elastic în teren și a incintelor de fundare**

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 137, Editura Politehnica, 2016, 162 pag., 156 figuri, 23 tabele.

ISSN: 1842-581X

ISBN: 978-606-35-0051-0

Cuvinte cheie: hazarduri naturale, alunecări de teren, fundație încastrată elastic în teren, metoda elementelor finite, stabilitatea incintelor de fundare.

Rezumat,

Lucrarea de față prezintă aspecte privind stabilitatea incintelor de fundare realizate din ecrane de piloții și a fundațiilor încastrate elastic în teren .

Primul studiu de caz evaluează stabilitatea unui ecran de piloții existent cu ajutorul mai multor metode de calcul: clasice (Fellenius, Bishop etc) și a elementului finit (analiză de tip 2D) efectuată cu două programe de calcul Midas GTS NX și Plaxis V8.2 . Rezultatele acestor metode sunt apoi comparate și calibrate în vederea evaluării stabilității ecranului de piloții . Pe baza acestui studiu sunt propuse măsuri de intervenție pentru punerea în siguranță a zonei.

Al doilea studiu de caz prezintă comportarea fundațiilor încastrate elastic pentru pereții de protecție antifonică pe marginea autostrăzii Orăștie –Deva. Se pune accentul pe compararea rezultatelor încercărilor experimentale „in situ” cu cele din laborator cât și cu rezultatele metodelor analitice și numerice (metoda elementului finit) folosite . Având la bază modelele de laborator folosite pentru încercările statice se evidențiază influență traficului rutier asupra stabilității fundațiilor încastrate elastic în teren prin încercări dinamice efectuate în laborator și analize cu metoda elementului finit de tip “time-history”.

Cele mai importante contribuții sunt: calculul coeficientului de siguranță a ecranului de piloții cu metode analitice și numerice folosind diverse programe; propunerea unei formule pentru calculul momentului încovoietor pe adâncimea fundației încastrate elastic utilă pentru calibrarea analizelor analitice; evidențierea comportării mai bună a fundațiilor încastrate elastic de formă prismatică față de cele cilindrice la încărcările statice și ale celor cilindrice față de cele prismatice la acțiuni dinamice.

## CUPRINS

<b>1. Introducere</b> .....	8
1.1.Obiectivul și necesitatea studierii temei pentru ingineria geotehnică.....	8
1.2.Obiective științifice:.....	9
1.3.Structura tezei de doctorat.....	10
<b>2. Aspecte generale privind incintele de fundare</b> .....	11
2.1.Sisteme de sprijinire a excavațiilor .....	11
2.1.1Excavații taluzate.....	11
2.1.2Excavații verticale sprijinite .....	12
2.1.3Aspecte privind sprijinirile ecranelor de piloții. ....	16
2.2.Modalități de sprijinire a pereților de susținere a excavațiilor .....	20
2.2.1Pereți de susținere în consolă .....	20
2.2.2Pereți de susținere rezemați .....	20
2.3.Evaluarea metodelor ,acțiunilor și situațiilor de proiectare.....	21
2.3.1Acțiuni și situații de proiectare .....	21
2.3.2Metode de proiectare și metode de calcul .....	21
2.4.Metode de evaluare a presiunii pământului asupra lucrărilor de susținere .....	22
2.4.1.Teoria Rankine.....	24
2.4.2.Metoda Coulomb .....	26
2.4.3.Presiunea Pasivă .....	27
2.5.Evaluarea presiunii pământului pe lucrări de susținere a excavațiilor .....	28
2.5.1.Calculul pereților ancorați.....	29
2.5.2.Cedarea în teren a pereților de susținere.....	31
2.5.3.Cedarea structurală a pereților de susținere .....	34
2.5.4.Ruperea hidraulică a terenului .....	34
2.6.Parametrii geotehnici privind împingerea pământului.....	35
2.6.1.Caracteristicile fizice ale pământurilor.....	36
<b>3.Metode de calcul a coeficientului de siguranță privind incinte de fundare</b> .....	42
3.1.Definirea Coeficientului de siguranță .....	42
3.2.Metode clasice de estimare a stabilității taluzurilor și versanților .....	44
3.2.1.Metoda taluzurilor infinite.....	44
3.2.2.Metoda Fellenius .....	45
3.2.3.Metoda Bishop .....	47
3.2.4.Metoda Janbu .....	49
3.2.5.Metoda forțelor orizontale .....	51
3.2.6.Metoda cercului de fricțiune.....	52
3.3.Metoda elementului finit .....	53
3.3.1.Metoda reduceri rezistentei (SRM).....	54
3.3.2.Metoda stării de tensiune (SAM) .....	57
3.4.Calculul coeficientului de siguranță a incintelor de fundare .....	59
3.4.1.Suprafața de cedare nu intersectează elementele sprijinirii....	59
3.4.2.Suprafața de alunecare intersectează elementele sprijinirii. ....	60
<b>4.Rezistența și stabilitatea fundațiilor încastrate elastic. Metode de calcul.</b> .....	69
4.1.Considerații teoretice privind fundațiile încastrate elastic.....	63

4.2. Definierea unei noi formule de calcul a momentului încovoietor pentru fundația încastrată elastic.....	67
4.2.1. Definierea formulei .....	67
4.2.2. Compararea rezultatelor între formula clasică și noua formulă	67
4.3. Aspecte generale privind modelare cu element finit a structurilor geotehnice. Fundații încastrate elastic.....	68
4.3.1. Metode de considerare a acțiunii seismice și a apei în calculul cu metoda elementului finit.....	70
4.4. Calculul fundației încastrate elastic cu ajutorul unui software bazat pe relațiile din literatura de specialitate [ 63] .....	77
4.4.1. Prezentarea Programului de calcul automat .....	77
<b>5. Studiu de caz . evaluarea stabilității unui ecran de piloti.....</b>	<b>84</b>
5.1. Necesitatea studiului. Amplasament și condiții geotehnice.....	84
5.1.1. Necesitatea studiului .....	85
5.1.2. Amplasament .....	86
5.1.3. Prezentarea condițiilor naturale.....	88
5.2. Analiza construcțiilor din perimetrul care face obiectivul studiului.....	92
5.2.1. Blocurile de locuințe A1 – A8 .....	92
5.2.2. Sistemul pentru drenarea apelor subterane .....	94
5.2.3. Aspecte privind strada Traian .....	96
5.2.4. Incinta de fundare de la WTC – Constanța.....	97
5.3. Calculul stabilității incintei WTC cu diverse metode și programe de calcul.....	100
5.3.1. Calculul stabilității folosind programul PLAXIS V8.2 cu metoda SRM.....	100
5.3.2. Rezultate obținute cu software MIDAS GTS NX.....	105
5.3.3. Rezultate obținute cu software MIDAS SOILWORKS.....	108
5.3.4. Compararea rezultatelor metodelor folosite și a programelor de calcul folosite.....	108
5.4. Măsuri pentru punerea în siguranță a zonei .....	111
5.4.1. Concluzii și soluții de intervenție .....	113
<b>6. Studiu de caz și încercării experimentale privind fundațiile panourile de protecție antifonică la autostrăzi. Fundații încastrate elastic .....</b>	<b>126</b>
6.1. Studiu de caz privind fundațiile pereților de protecție antifonica .....	126
6.1.1. Date tehnice ale proiectului .....	119
6.1.2. Încercării in-situ a fundațiilor.....	120
6.1.3. Modelare cu element finit a fundației încastrate elastic în teren.....	125
6.1.4. Calculul fundației încastrate elastic cu ajutorul unui software bazat pe relațiile din literatura de specialitate[67.].....	129
6.2. Încercării de laborator . Fundație încastrată elastic în teren.....	131
6.2.1. Scalarea modelelor .....	134
6.2.2. Prezentarea rezultatelor încercărilor de laborator .....	136
6.2.3. Analiza cu metoda elementului finit. Rezultate .....	139
6.2.4. Compararea rezultatelor încercărilor în laborator.....	141
6.3. Influența vibrațiilor introduse de traficul rutier asupra stabilității fundațiilor încastrate elastic în teren. ....	143

---

6.3.1. Prezentarea experimentelor.....	143
6.3.2. Prezentarea rezultatelor încercărilor experimentale dinamice	145
6.3.3. Calculul cu metoda FIED .....	147
6.3.4. Calcul cu metoda elementelor finite. Analiză de tip response spectrum.....	148
6.3.5. Calculul cu metoda elementelor finite. Analiza de tip time- history.....	149
6.3.6. Compararea rezultatelor la nivelul $O 0.15$ .....	151
<b>7. Concluzii finale și contribuții personale ale autorului .....</b>	<b>154</b>
7.1. Concluzii finale .....	154
7.1.1. Concluzii asupra formulei de calcul propuse pentru calculul momentului încovoietor la fundațiile încastrate elastic în teren : .....	155
7.1.2. Concluzii asupra stabilității ecranului de piloți. Studiu de caz.	155
7.1.3. Concluzii asupra programului experimental privind fundațiile încastrate elastic în teren.....	158
7.1.4. Concluzii asupra încercărilor in situ și metodelor de calcul ....	158
7.1.5. Concluzii asupra încercărilor de laborator în regim static și metodelor de calcul.....	158
7.1.6. Concluzii asupra comparație încercărilor experimentale si a metodelor de calcul (MEF).....	159
7.1.7. Concluzii asupra încercărilor de laborator în regim dinamic (trafic rutier) și metodelor de calcul .....	159
7.2. Contribuții personale ale autorului.....	160
7.2.1. Sinteza documentară.....	160
7.2.2. Contribuții teoretice: .....	160
7.2.3. Contribuții la calculul stabilității ecranului de piloți:.....	160
7.2.4. Contribuții la cercetările experimentale. ....	161
7.2.5. Contribuții privind modelarea și calculul automat .....	161
7.3. Valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală	159
7.4. Direcții de cercetare în viitor .....	162

# 1. INTRODUCERE

## 1.1. Obiectivul și necesitatea studierii temei pentru ingineria geotehnică

Dezvoltarea în ritm continuu a industriei, explozia demografică, mai ales în regiunile defavorizate, globalizarea, agricultura contemporană, transportul și consumul tot mai mare de energie au creat un șir considerabil de probleme la scară mondială, denumite „Global Change” (schimbări globale). Acest termen cuprinde schimbările fundamentale în sistemul planetei noastre, schimbări ce reprezintă rezultate directe ale activității omului. Schimbările la nivel global sunt o componentă esențială a crizei ecologice contemporane. Împreună cu creșterea generală a schimbării gradului de vulnerabilitate atunci când vorbim de condițiile demografice, tehnologice și social – economice, urbanizarea neplanificată, construcțiile din zonele cu risc crescut, dezvoltarea insuficientă, lupta pentru resursele tot mai sărăcicioase, schimbările la nivel global vor face ca hazardurile să prezinte un pericol tot mai mare pentru civilizația umană. [ 22]

Faptul că cercetarea alunecărilor de teren și a cedării zidurilor de sprijin a devenit un domeniu tot mai important pe plan internațional poate fi recunoscut din amploarea manifestărilor științifice pe această temă (congrese, conferințe, simpozioane ș.a.), precum și din numeroasele colaborări între specialiști din diferite domenii: geologi, geodezi, ingineri civili, având scopul de a direcționa cercetările în acest domeniu. [ 8]

România nu este deloc exceptată de la incidența dezastrelor și catastrofelor naturale. Strategia Națională pentru dezvoltare durabilă a României, elaborată în 1998, recunoaște existența calamităților produse de cutremurele de pământ, alunecările de teren și inundațiile împotriva cărora trebuie luate măsuri preventive. Pe teritoriul României, situat în zona climei temperate, se produce o mare varietate de hazarduri și riscuri climatice care pot fi grupate, în funcție de sezon (hazarduri și riscuri climatice de iarnă, de vară etc.). Toate acestea poartă pecetea influenței dinamicii generale a atmosferei și a barajului orografic al Carpaților, care le limitează, rămânând cantonate, de o parte sau alta a sa. Aceste hazarduri sunt cu atât mai periculoase, cu cât consecințele lor devin cauze pentru alte riscuri, ce se declanșează în lanț și evoluează în cascadă, imprimând urmări adânci în peisajul natural și, mai ales, în peisajul agricol al României. [ 8]

În România, pentru orientarea activității de prevenire și reducere a efectelor alunecărilor de teren asupra mediului înconjurător, în general și asupra obiectivelor economico-sociale, în special, Ministerul Lucrărilor Publice și Amenajării Teritoriului, a aprobat prin Ordinul Nr.18/N din 19.02.1997 „Ghidul privind identificarea și monitorizarea alunecărilor de teren și stabilirea soluțiilor cadru de intervenție asupra terenului pentru prevenirea și reducerea efectelor acestora, în vederea satisfacerii cerințelor de siguranță în exploatarea construcțiilor, refacere și protecție a mediului” – Indicativ GT 006-97. [ 90]

În ultimele decenii, experiența din comportarea pantelor masivelor de pământ și a pereților de sprijinire, și deseori cedarea acestora, a condus la



dezvoltarea și îmbunătățirea înțelegerii schimbărilor în proprietățile terenurilor care apar în timp, cunoașterea cerințelor și limitările testelor de laborator și în situ pentru evaluarea caracteristicilor solurilor, dezvoltarea de noi instrumente mai eficiente pentru studiul comportării pantelor masivelor de pământ, îmbunătățirea înțelegerii principiilor mecanicii pământului care leagă comportarea solurilor de stabilitatea pantelor masivelor de pământ, și metode analitice îmbunătățite majorate prin examinarea amănunțită a mecanicii pantelor masivelor de pământ, comparații detaliate cu comportarea reală, și folosirea calculatorului pentru a efectua analize amănunțite.

Învățăm cele mai importante lecții din analiza cazurilor practice, cazuri practice care conțin cel mai des cedări ale pantelor masivelor de pământ. Stadiul actual al cunoașterii este avansat datorită acestor cedări și lecțiilor acestora. Ca și o consecință metodele pe care le folosim depind în mare măsură de experiență. Cu toate că metodele folosite au un background logic în mecanică și în înțelegerea comportării solurilor și rocilor este important să păstrăm în minte că aceste metode sunt semi-empirice. Depindem în aceeași măsură atât de faptul că aceste metode au funcționat în trecut cât și de baza lor logică. Nu putem îmbunătăți aceste metode aprofundând doar o parte a întregului proces pe care îl folosim.

## 1.2. Obiective științifice:

Obiectivele ce se doresc a fi atinse prin prezenta teză de doctorat sunt:

Prezentarea aspectelor generale privind cedarea pereților de sprijinire a excavațiilor, prin detalierea principalelor cauze ce conduc la apariția acestor fenomene și principalii parametri geotehnici ce intervin în studiul alunecărilor de teren prin urmare și a cedării pereților de sprijinire

Descrierea metodelor de calcul a stabilității masivelor de pământ, începând cu cele clasice și continuând cu o descriere mai amănunțită a variantelor propuse de metoda elementelor finite. De asemenea se dorește prezentarea modul cum cele mai importante acțiuni exterioare sunt introduse în calcul cu metoda elementelor finite atât pentru calcul stabilității masivelor de pământ cât și a fundațiilor încastrate elastic în teren.

Prezentarea unui studiu de caz privind calculul stabilității unui ecran de piloți prin metodele clasice și variantele propuse de metoda elementelor finite.

Punerea în evidență a necesității folosirii a mai multor metode și programe de calcul pentru o acuratețe cât mai bună privind calculul factorului de siguranță a stabilității ecranului de piloți. Evidențierea preabilității încercărilor în „situ” ca suport pentru încercările în laborator.

Compararea fundațiilor încastrate elastic în teren de formă cilindrică cu cea de forma prismatică. Comparație atât în domeniul static cât și dinamic al încărcărilor. Comparație atât prin metodele de calcul cât și încercării de laborator.

Evidențierea metodelor de calcul a deplasărilor fundațiilor încastrate elastic și a formulei de calcul propuse pentru calculul variației momentului încovoietor de-a lungul înălțimii fundației.

Prezentarea unui program de calcul automat conceput în Mathcad pentru calculul stabilității fundațiilor încastrate elastic în teren.

Prezentarea influențelor traficului rutier asupra stabilității fundațiilor încastrate elastic în teren.

### 1.3. Structura tezei de doctorat

Teză de doctorat este structurată în șapte capitole, după cum urmează:

**Capitolul 1** intitulat „*Introducere*” prezintă obiectivele științifice ce se doresc tratate prin tema aleasă, în contextul încadrării calculul stabilității și rezistenței masivelor de teren și a fundațiilor încastrate elastic în domeniul de hazard natural respectiv al influențelor traficului rutier. Este, de asemenea, prezentat pe scurt conținutul lucrării.

**Capitolul 2** intitulat „*2 Aspecte generale privind incintele de fundare*” este alcătuit din șase subcapitole. Primul subcapitol prezintă principalele tipuri de excavații al doilea subcapitol continuă prin prezentarea modalităților de sprijinire a pereților de susținere. În al treilea subcapitol se prezintă aspecte privind evaluarea metodelor, acțiunilor și situațiilor de proiectare. Al patrulea subcapitol prezintă metode de evaluare a presiunii asupra lucrărilor de susținere. Evaluarea presiunii pământului pe lucrări de susținere se prezintă în subcapitolul cinci. Subcapitolul șase prezintă parametri geotehnici privind împingerea pământului.

**Capitolul 3** denumit „*Metode de calcul a coeficientului de siguranță privind incinte de fundare*” abordează pe larg problematica calculul stabilității masivelor de teren și a pereților de sprijinire a excavațiilor. Sunt prezentate metodele analitice și numerice. Metodele bazate pe elementele finite sunt analize mult mai complexe.

**Capitolul 4** intitulat „*Rezistența și stabilitatea fundațiilor încastrate elastic. Metode de calcul*” Prezintă aspecte teoretice privind fundațiile încastrate elastic în teren precum și definirea unei noi formule de calcul analitic pentru momentul încovoietor pe adâncimea fundației. Prezintă de asemenea aspecte generale privind modelarea cu element finit a structurilor geotehnice. Cât și programele de calcul analitic realizate de autor pentru calcul fundației încastrate elastic în teren. Metodele propuse ajută la calibrarea datelor de intrare pentru metodele analitice și numerice.

**Capitolul 5** intitulat „*Studiu de caz. Stabilitatea unui ecran de piloți*” este divizat în patru subcapitole. Primul dintre acestea scoate în evidența necesitatea efectuării studiului. Următorul subcapitol analizează construcțiile din perimetrul care face obiectivul studiului. Subcapitolul 3 prezintă calculul stabilității ecranului de piloți cu diverse metode și programe de calcul evidențiindu-se comparația dintre programele de calcul și metodele folosite rezultând că zona studiată prezintă riscul de colaps. Ultimul subcapitol prezintă măsuri pentru punerea în siguranță a zonei.

**Capitolul 6** intitulat „*Studiu de caz și încercări experimentale privind fundațiile panourilor de protecție antifonică la autostrăzi. Fundații încastrate elastic*” este alcătuit din 3 subcapitole. Primul subcapitol prezintă un studiu de caz privind fundațiile încastrate elastic a pereților de protecție antifonică pe marginea autostrăzii Orăștie –Deva. Se pune accentul pe compararea rezultatelor încercărilor experimentale IN “situ” cu cele ale calculul cu metoda elementelor finite și a metodei clasice. Se poate observa buna corelare a acestora. Următorul subcapitol prezintă încercările de laborator în domeniul static. Subcapitolul trei evidențiază influența traficului rutier asupra stabilității fundațiilor încastrate elastic. prezentând comparația rezultatelor obținute atât grafic cât și tabelar și arată faptul că fundația de formă cilindrică are o comportare mai bună la acțiunile dinamice iar cea prismatică la cele statice.

**Capitolul 7** intitulat „*Concluzii și contribuții personale*” evidențiază concluziile generale rezultate în urma cercetărilor efectuate în cadrul tezei, concluzii particulare referitoare la studiile de caz, contribuțiile personale ale autorului și valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală, materializată în lucrări susținute în cadrul diverselor manifestări științifice din țară și străinătate și publicate în reviste de specialitate în scopul diseminării rezultatelor.

## 2 Aspecte generale privind incintele de fundare

### 2.1 Sisteme de sprijinire a excavațiilor

În practică curentă excavațiile se împart în două mari categorii:

1. excavații taluzate ;
2. excavații verticale sprijinite;

Soluția va ține cont atât de aspectul tehnic și anume de condițiile geotehnice și hidrologice , de clădirile învecinate cât și de aspectul economic.

#### 2.1.1 Excavații taluzate

Excavațiile taluzate pot fi avute în vedere doar în situațiile în care între limitele în plan ale construcției pentru care este necesară excavația și conturul amplasamentului rămâne o zonă de teren suficient de mare pentru a se putea înscrie un taluz.

Soluția este indicată îndeosebi în situația în care nivelul apei subterane se află sub cota inferioară a săpăturii sau, dacă se află deasupra acestei cote, atunci când volumul de apă acumulat prin pereții și baza excavației este redus și poate fi stăpânit fără riscuri.

În funcție de natura terenului și de distanța între baza excavației și suprafața terenului, excavațiile taluzate se pot realiza în două variante:

1. -taluzuri în pământ natural;
2. -taluzuri în pământ ranforsat[ 99].

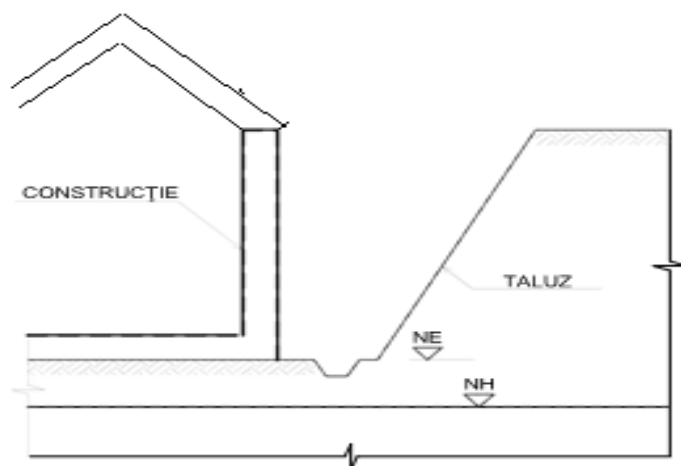


Fig. 2-1.Incinta taluz înclina[ 99]

**NE** – nivelul excavației **NH** – nivelul apei subterane

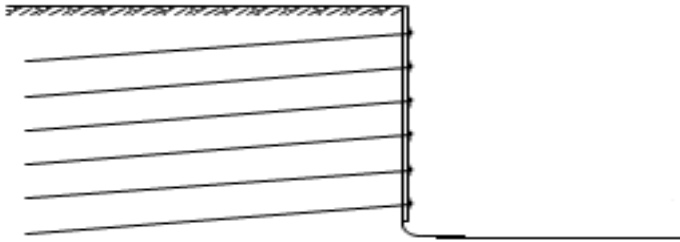


Fig. 2-2. Taluz Ramforsat prin tinte[ 99]

De asemenea taluzul poate fi consolidat prin injectare. Soluția de injectare se alege în funcție de natura terenului , înclinarea taluzurilor și caracteristicile nivelului hidrostatic.

### 2.1.2 Excavații verticale sprijinite

În practica curentă se disting două categorii principale de sisteme de sprijinire pentru realizarea de excavații adânci verticale:

1. sprijinire folosind elemente prefabricate;
2. pereți îngropați.

#### 2.1.2.1 Sprijinire folosind elemente prefabricate

De obicei acest tip de sprijinire este folosit doar temporar. Elementele sprijinirii pot fi reutilizate.

- a) Sprijiniri cu dulapi, filate și șpraițuri.

Se folosesc atunci când excavația nu implică epuizamente , clădirile învecinate nu sunt situate în zona de influență a peretelui .

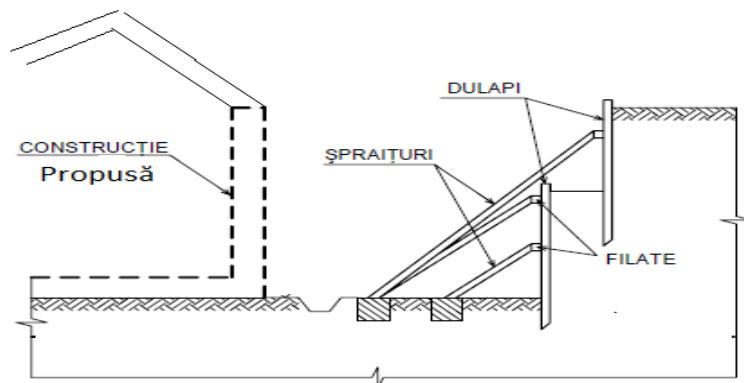


Fig. 2-3. Sistem de sprijinire cu șpraițuri, Filate și dulapi[ 99]

b) Sprijiniri cu palplanșe.

Palplanșele sunt elemente prefabricate din lemn sau profile metalice speciale, introduse în teren prin batere sau vibrare pentru a forma un perete vertical impermeabil. La introducerea în teren a elementelor, există riscul nerealizării impermeabilității, ca urmare a nerealizării etanșării corespunzătoare a rosturilor.[ 55]

În zone urbane, prin utilizarea pereților din palplanșe apar unele efecte negative, astfel:

- la introducerea palplanșelor, vibrațiile propagate în teren pot afecta clădirile și utilitățile din zonă, iar zgomotul produs este un factor de poluare sonoră care poate atinge limite inacceptabile;

- la extragerea palplanșelor, există riscul de apariție a unor goluri în terenul de sub construcțiile existente, în cazul în care terenul conține straturi de pământ cu coeziune mare.[ 99]

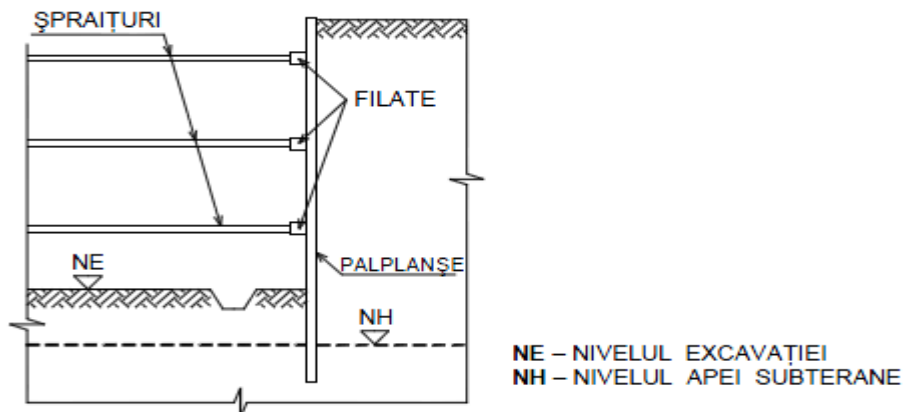


Fig. 2-4. Sprijinire cu perete de palplanșe[ 99]

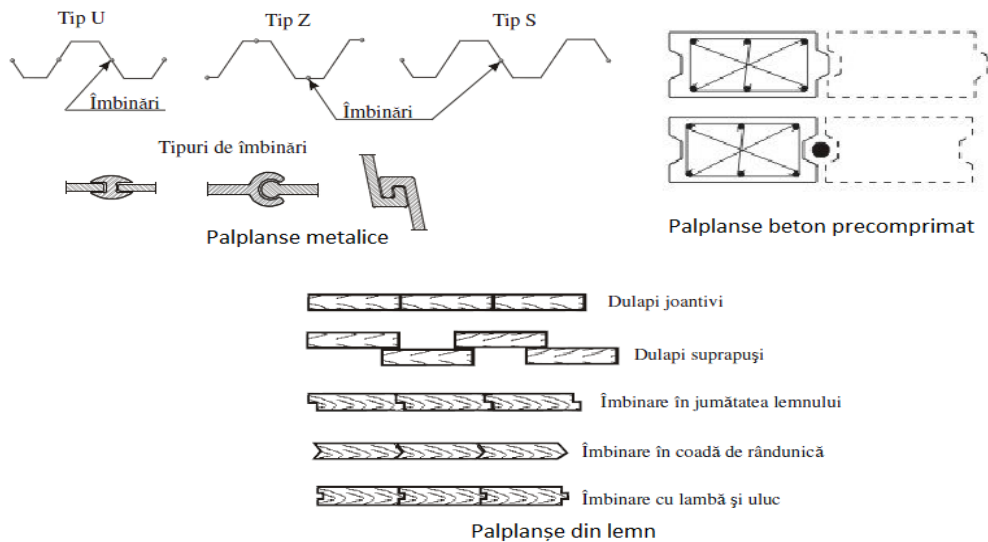


Fig. 2-5. Tipuri de palplanșe[ 99]

## c) Sprijiniri în „sistem berlinez”.

Sistemul berlinez” constă în forarea pe conturul peretelui a unor găuri verticale, de regulă cu interax de 2...3 m, până la adâncimi care depășesc cota finală de excavare. În găurile forate se introduc elemente metalice cu profil dublu T, care se încastrează în teren prin betonarea găurii sub cota finală de excavare. În funcție de adâncimea totală a excavației și de natura pământului, profilele metalice pot fi introduse în teren și prin batere.

Pe măsura excavării, de aripile profilelor metalice sunt împănăți dulapi orizontali din lemn sau, mai rar, din beton armat prefabricat. Împingerea pământului este transferată fie unui sistem de susțineri interioare (filate și șpraițuri), fie unor tiranți de ancorare. este necesar ca umplutura din spatele dulapilor să nu conducă la deformații ale terenului[ 99].

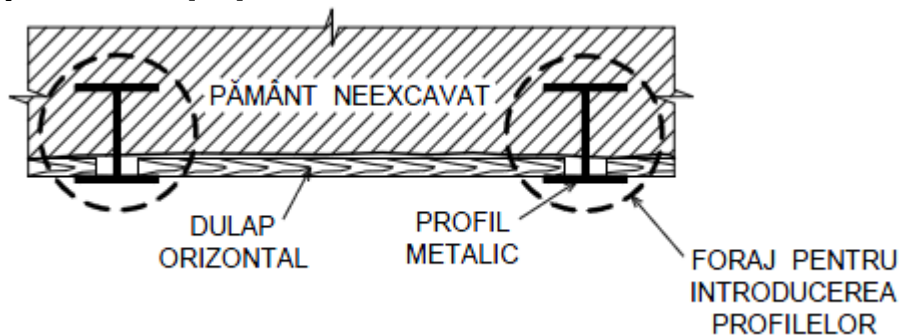


Fig. 2-6. Sprijinire tip berlinez[ 98]

## 2.1.2.2 Pereți îngropați

Cu ajutorul pereților îngropați se realizează lucrări de susținere pe conturul viitoareii incinte de excavație. În funcție de alcătuire pereții îngropați se pot clasifica astfel:

- a) pereții din panouri;
- b) Pereții din piloții forajii.

## a) Pereții din panouri

Pereții din panouri se împart la rândul lor în două mari categorii: Pereții mulați și din elemente prefabricate.

- Pereții mulați se realizează prin următorul procedeu: Se realizează un foraj cu ajutorul noroiului bentonitic, apoi în această fâșie se introduce armatură calculată după care se toarnă betonul. Pereții mulați implică multe riscuri cum ar fi: utilizarea unui noroi de foraj cu parametri nefavorabili; viteza de scurgere a apei subterane care poate antrena particulele fine din betonul turnat; utilizarea panourilor prea lungi ce poate conduce la betonare necorespunzătoare; modul de realizare rosturile atât verticale cât și orizontale; etc.

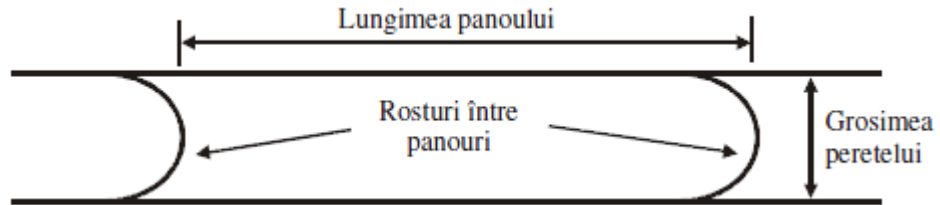


Fig. 2-7. Perete mulat[ 98]

- Pereții îngropați din elemente prefabricate sunt realizați prin lansarea într-o tranșee, excavată sub protecția unui noroi bentonitic substituit apoi de un noroi autoîntăritor sau excavată direct sub protecție de noroi autoîntăritor, a unor elemente prefabricate. Conlucrarea între elementele prefabricate și pământul din spatele peretelui precum și etanșeitatea peretelui sunt asigurate prin întărirea noroiului de foraj autoîntăritor și prin profile din material plastic introduse în rosturi.

Trebuie semnalat riscul executării unei etanșării necorespunzătoare a rosturilor, având drept consecință o impermeabilitate deficitară a peretelui și antrenarea pământului din spate[ 99]

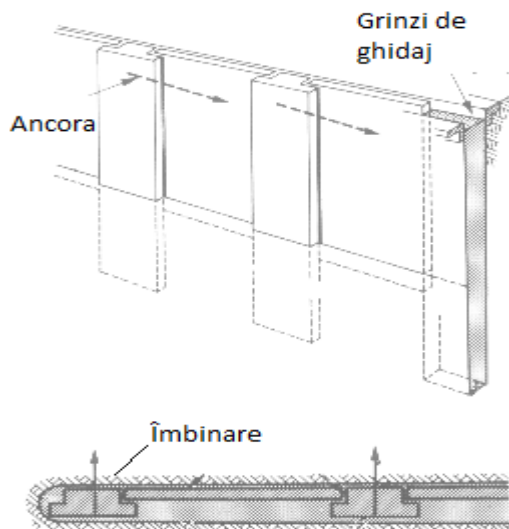


Fig. 2-8. Pereții din panouri prefabricate[ 98]

- b) Pereții din piloți forajii.

Pereții îngropați din piloți forați cu interspații (sau dispuși joantiv se utilizează în amplasamente în care nu se impun condiții de impermeabilitate a peretelui. Atunci când se impun asemenea condiții, se folosesc pereți din piloți secanți dintre care piloții

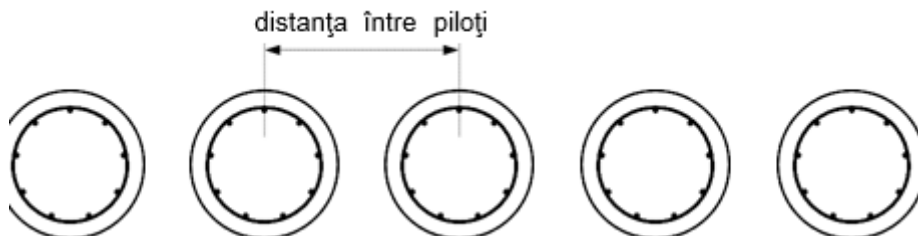


Fig. 2-9. Perete din piloți armați cu interspații [ 98]

primari sunt nearmați din beton, mortar sau din alt material cu rezistența scăzută, iar cei secundari sunt armați.

Alegerea tipului de pilot forat se face în funcție de condițiile de teren și de vecinătăți.

În situația în care în zona de influență a peretelui nu se află construcții sau utilități, se pot executa piloți forați fără tubaj, și anume: piloți forați în uscat, atunci când nivelul apei subterane este situat sub baza pilotului și piloți forați sub protecția noroiului bentonitic în prezența unei pânze de apă subterană în pământuri cu sau fără coeziune. [ 75]

Utilizarea piloților forați cu tubaj recuperabil este recomandată în cazul când în apropierea peretelui se află clădiri sau utilități. Întrucât stabilitatea găurii forate este asigurată de prezența tubajului, care se extrage pe măsura umplerii găurii cu beton, principala sursă de risc pe care o aduce săpătura sub noroi este eliminată. [

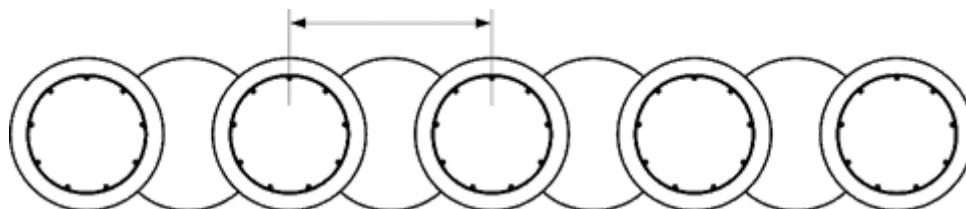


Fig 2-10. Perete din piloți secanți: piloți rezistenți (armați) / piloți nearmați, din material cu rezistență scăzută [ 98]

98] Trebuie totuși avut în vedere că extragerea tubului să se execute cu o viteză suficient de redusă, pentru a evita riscul destabilizării pereților găurii sau al amestecării betonului cu pământ.

### 2.1.3 Aspecte privind sprijinirile ecranelor de piloții.

#### 2.1.3.1 Susțineri prin ancoraje în teren.

Ancorajele în teren reprezintă elemente structurale capabile să transmită forțele de întindere care le sunt aplicate la un strat portant de pământ sau de rocă



prin intermediul unui bulb. Bulbul este acea parte a ancorajului care transmite eforturile de întindere din armătură la teren prin aderență.

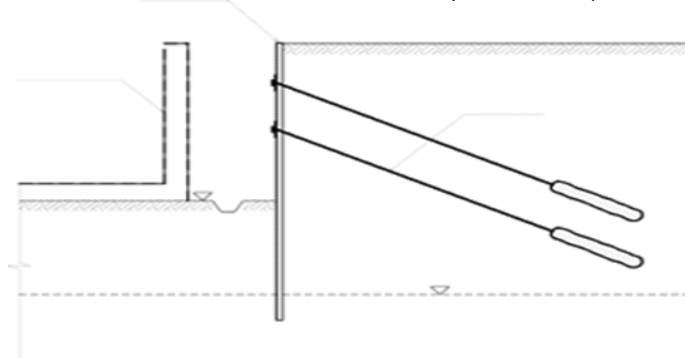
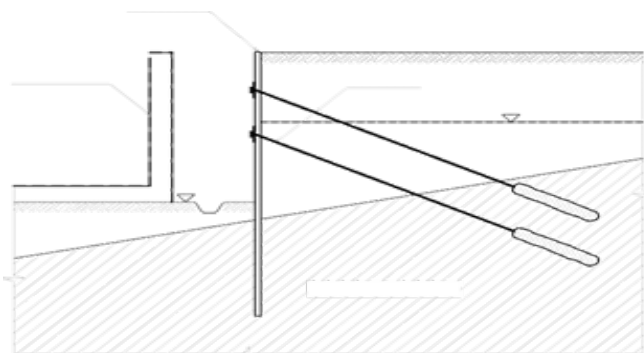


Fig. 2-11. Ancoraje în teren pentru pereții unei incinte[ 90]



EQUATION CHAPTER (NEXT) SECTION 1

Fig. 2-12. Ancoraje în teren pentru pereții unei incinte[ 98]

Alegerea sistemului de susținere prin ancoraje în teren depinde de numeroși parametri, între care:

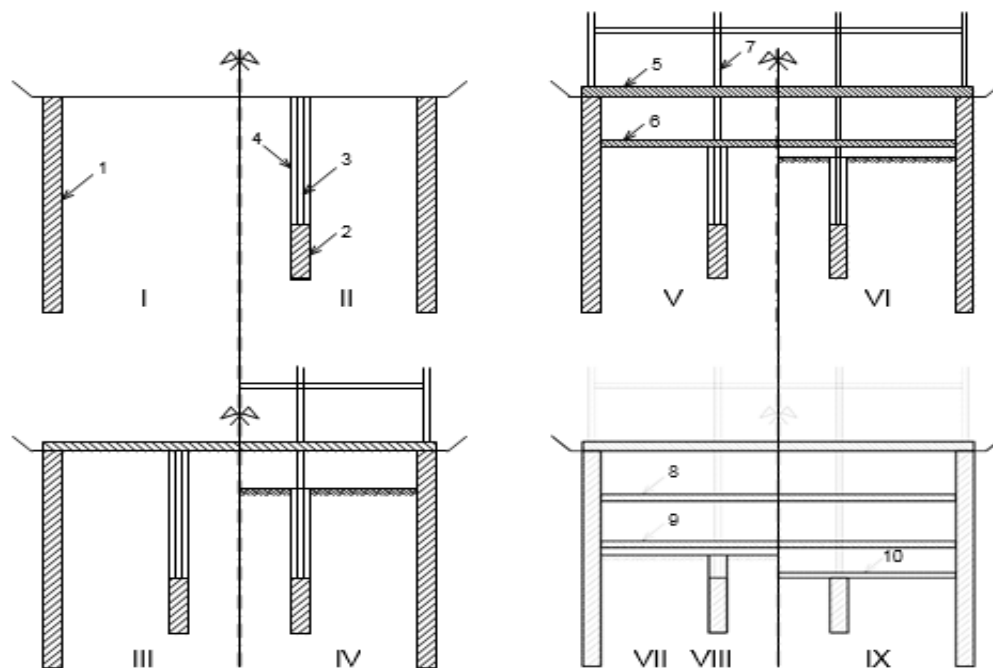
- adâncimea de excavare;
- caracterul definitiv sau permanent al ancorei;
- necesitatea efectuării în timp a unor intervenții la sistemul de ancoraj;
- regimul apei subterane în momentul executării ancorajelor și ulterior, în faza de excavare;
- natura terenului;
- comportarea în timp a terenului;
- deplasările maxime admisibile ale peretelui;
- sensibilitatea construcțiilor învecinate la deformațiile terenului induse de excavația adâncă;
- programul de execuție a lucrării subterane;
- agresivitatea apei subterane;
- amplasarea utilităților existente;
- poziția fundațiilor și subsolurilor clădirilor învecinate;
- existența autorizațiilor legale de a se executa ancoraje în teren în afara limitelor proprietății;
- determinarea ancorajelor provizorii;

- eventuala obligație de a scoate ancorajele de sub construcțiile învecinate, la cererea proprietarilor acestora.[ 98]

### 2.1.3.2 Susțineri prin planșee de beton armat

Susținerile prin planșee de beton armat, cunoscute și sub denumirea de „metoda milaneză” sau „metoda de sus în jos” implică turnarea la suprafața terenului, sau în imediata apropiere, după care se transportă la lucrare, a unui planșeu din beton armat în care se lasă goluri care vor servi ulterior la accesul lucrătorilor și echipamentelor și la evacuarea pământului. Săparea se face sub planșeu, care îndeplinește rolul de șpraiț pentru pereții îngropați. La asemenea lucrări, trebuie acordată o atenție specială în primul rând legăturii planșeelor cu peretele îngropat, rezistenței peretelui sub planșeu până la turnarea planșeului inferior și deformațiilor peretelui între două planșee consecutive.

În cazul deschiderilor mari, înainte de turnarea planșeului, se pot introduce în teren stâlpi metalici cu fundații pe piloți forajați, barete etc. În Fig. 2-13 se arată



etapele de execuție ale infrastructurii unei clădiri înalte cu subsoluri multiple realizate prin „metoda de sus în jos” [ 99].

Fig. 2-13. Etapele de execuție ale infrastructurii unei clădiri înalte cu subsoluri multiple folosind tehnica pereților îngropați [ 98]

## 2.1.3.3 Susțineri prin șpraițuire în interiorul incintei excavate.

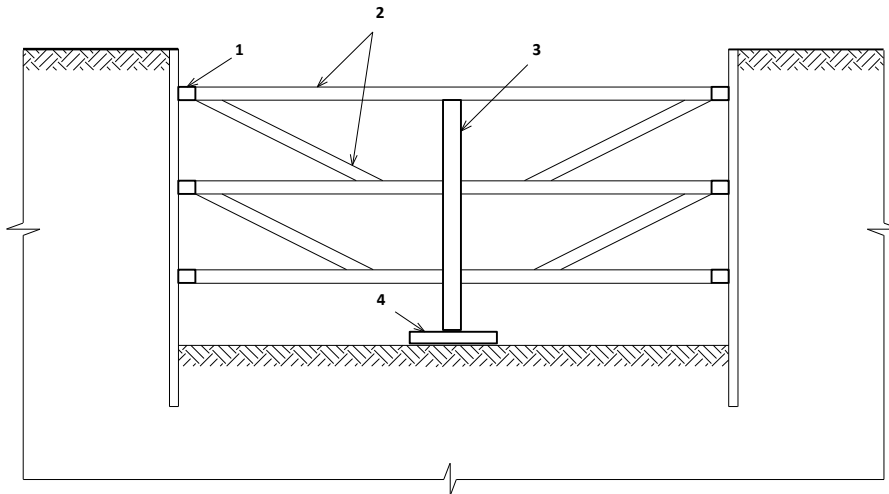


Fig. 2-14. Susținerea în interiorul incintei excavate prin șpraițuri [ 98]

Avantaje ale folosirii acestei metode:

Susținerea prin șpraițuire a excavațiilor verticale adânci în zone urbane reprezintă o soluție indicată, deoarece comportă mai puține riscuri.

Dezavantaje ale folosirii acestei metode:

Dezavantajul sistemului îl reprezintă aglomerarea incintei cu șpraițuri, contravântuiri, popi etc., ceea ce îngreunează excavarea și, în general, activitățile de construcție asociate lucrării subterane.

## 2.1.3.4 Soluția cu contrabanchete

Contrabanchetele din pământ pot fi utilizate pentru a ajuta stabilitatea unui perete de susținere și pentru reducerea deplasărilor acestuia.

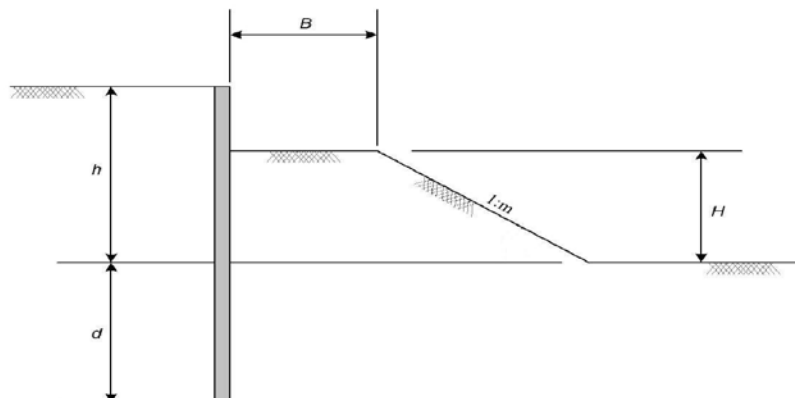


Fig. 2-15. Soluția cu contrabanchete [ 99]

## 2.2 Modalitățile de sprijinire a pereților de susținere a excavațiilor

După modul de preluare a încărcărilor pereții de susținere a excavațiilor se clasifică astfel : pereți de susținere în consolă și pereți de susținere rezemați.

### 2.2.1 Pereți de susținere în consolă

Stabilitatea unui perete de susținere în consolă pe parcursul lucrărilor de excavare este asigurată prin încastrarea acestuia în teren.

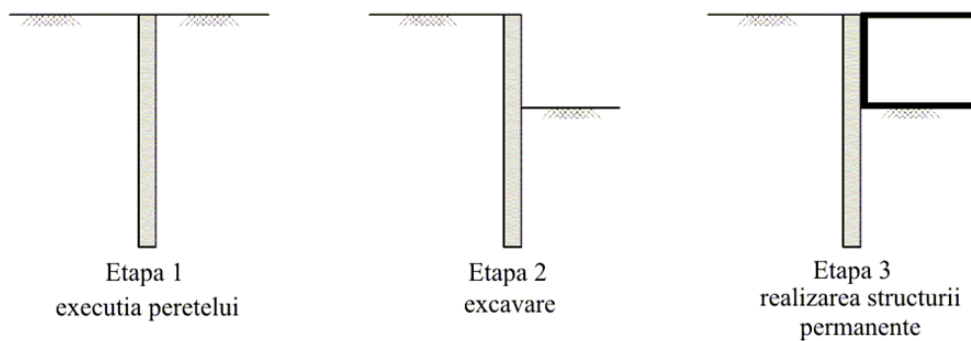


Fig. 2-16. Etapele de execuție a unui perete de susținere în consolă[ 98]

### 2.2.2 Pereți de susținere rezemați

Rezemarea peretelui de susținere pe măsura realizării excavației reprezintă o alternativă care permite reducerea adâncimii de încastrare a peretelui, precum și limitarea deplasărilor orizontale ale peretelui, comparativ cu soluția peretelui în consolă.[ 98]

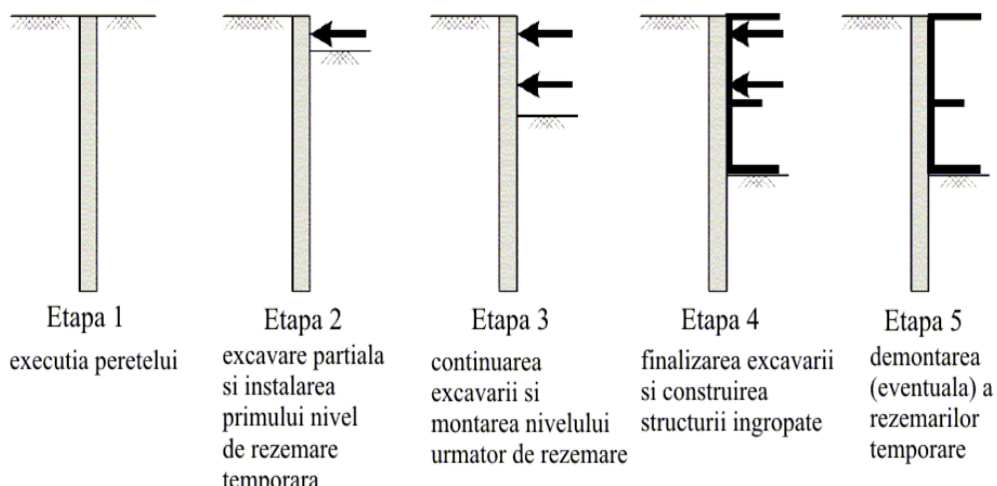


Fig. 2-17. Etapele de execuție a unui perete de susținere rezemat[ 98]

## 2.3 Evaluarea metodelor ,acțiunilor și situațiilor de proiectare

### 2.3.1 Acțiuni și situații de proiectare

Acțiunile luate în considerare sunt conform SR EN 1997-1:2006 sunt următoarele:

- greutatea pământului, rocilor, apei;
- eforturile din teren;
- presiunea pământului și presiunile apei subterane;
- presiunea apei libere, inclusiv valurile;
- presiunea apei din pori;
- forțe hidrodinamice;
- încărcări permanente și încărcări transmise de construcții;
- suprasarcini;
- forțe de amarare;
- descărcarea sau excavarea terenului;
- încărcările din trafic;
- mișcări cauzate de exploatarea miniere, tuneluri, cavități subterane;
- umflarea și contracția produse de vegetație, climă sau variații de umiditate;
- mișcări datorate curgerii sau alunecării, precum și tasării masivelor de pământ;
- mișcări datorate degradării, dispersiei, auto-compactării și dizolvării;
- mișcări datorate cutremurelor, exploziilor, vibrațiilor și încărcărilor dinamice;
- efectele produse de temperatură, inclusiv îngheț;
- încărcarea din gheață;
- eforturi de precomprimare în ancoraje sau șpraițuri;
- frecarea negativă [ 58].

Situațiile de proiectare ce trebuie luate în considerare sunt următoarele:

- variația în spațiu a proprietăților pământurilor, nivelelor apei și presiunilor apei din pori;
- variațiile anticipate în timp ale proprietăților pământurilor, nivelelor apei și ale presiunilor apei din pori;
- variațiile acțiunilor și ale modului în care acestea se combină;
- excavația, afuierea sau erodarea pământului în fața lucrării de susținere;
- efectele compactării materialului umpluturii din spatele lucrării de susținere;
- efectele viitoarelor lucrări și ale unor încărcări și descărcări prevăzute asupra materialului reținut sau în apropierea lui;
- mișcările anticipate ale terenului datorate, de exemplu, subsidenței sau acțiunii înghețului. [ 102]

### 2.3.2 Metode de proiectare și metode de calcul

Metodele de proiectare în practica curentă sunt:

- prin calcul;
- pe bază de măsuri prescriptive;
- pe bază de modele experimentale;
- metode observaționale.

Modelul de calcul considerat

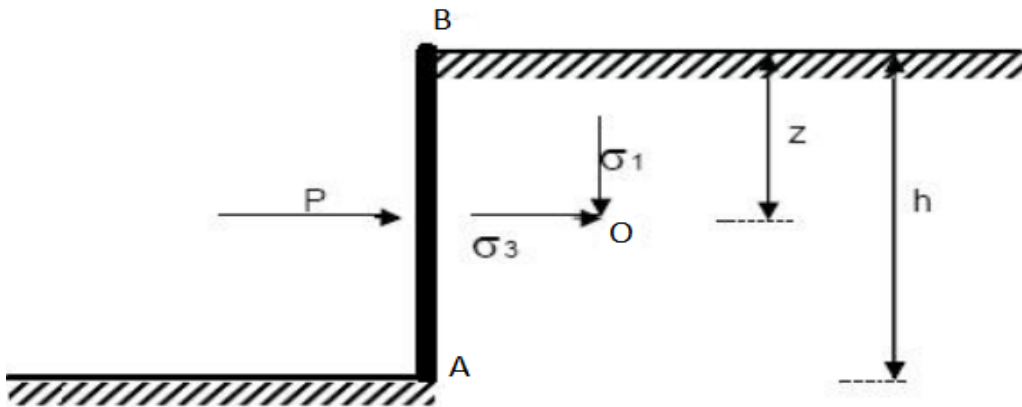
- analitic;
- semi-empiric ;
- numeric.

#### 2.4 Metode de evaluare a presiunii pământului asupra lucrărilor de susținere

Numeroase probleme legate de mecanica pământurilor se referă la stabilitatea lucrărilor de susținere care trebuie să reziste la presiunea laterală a terenurilor.

Mărimea și distribuția presiunilor laterale ale terenurilor care acționează asupra unei lucrări de susținere depind de deplasarea ecranului care poate provoca o deformare a masivului de pământ în spatele lucrării de mobilizarea rezistenței la forfecare a pământului.

În momentul în care aceasta lucrare este rigidă și nu se poate deplasa, pământul nu suferă deformări laterale iar presiunea exercitată asupra structurii este egală cu împingerea terenurilor în stare de repaus. [ 9 ]



Astfel la punctul O situat la adâncimea z tensiunea verticală se poate scrie ca

Fig. 2-18. Starea de repaus [ 9 ]

fiind:

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z \quad (2.1)$$

Iar tensiunea orizontală se poate scrie ca fiind:

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (2.2)$$

Unde  $k_0$  se poate calcula cu ajutorul unghiului de frecare internă  $\Phi$

$$k_0 = 1 - \sin(\Phi) \quad (2.3)$$

Tabel 2-1 Coeficient de împingere activă a pământului în stare de repaos

Tipuri de pământuri	$K_0$
Argilă supraconsolidată	variabil
Argilă moale , mâl	1,00
Argilă normal consolidată	0,50
Nisip compact	0,40-0.45
Nisip slab	0,45-0,50

Dacă lucrarea de susținere se poate deplasa, îndepărtându-se de masivul de pământ și permițând astfel dilatarea acestuia, presiunea pământului descrește

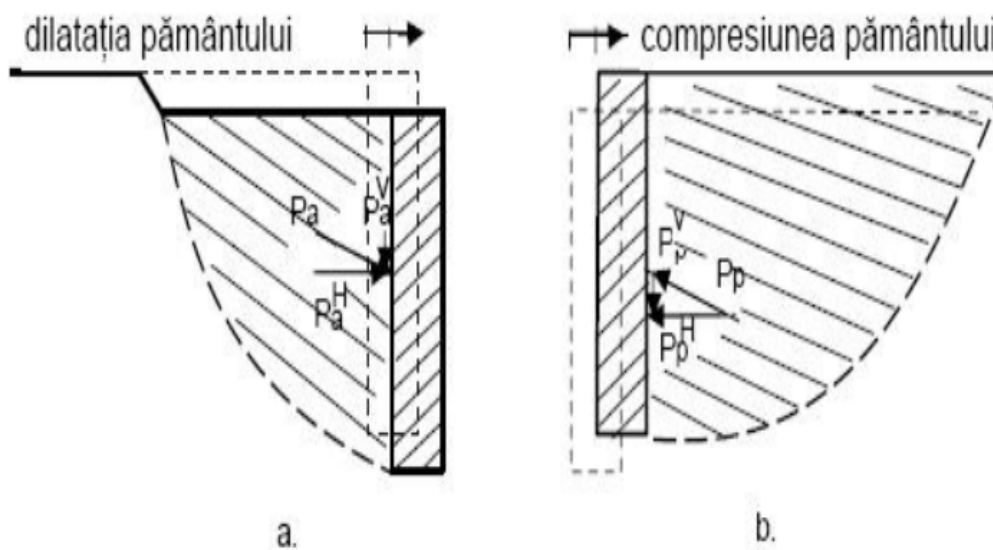


Fig. 2-19. Presiunea activă-a , respectiv presiunea pasivă b[ 9]

Dacă lucrarea de susținere va continua să se deplaseze se va produce ruperea pământului prin forfecare , în această stare presiunea pământului asupra peretelui se numește presiunea activă.

Dacă asupra sprijinire acționează o forță exterioară care comprimă masivul de pământ această presiune ce se opune forței exterioare se numește presiunea pasivă.

2.4.1 Teoria Rankine

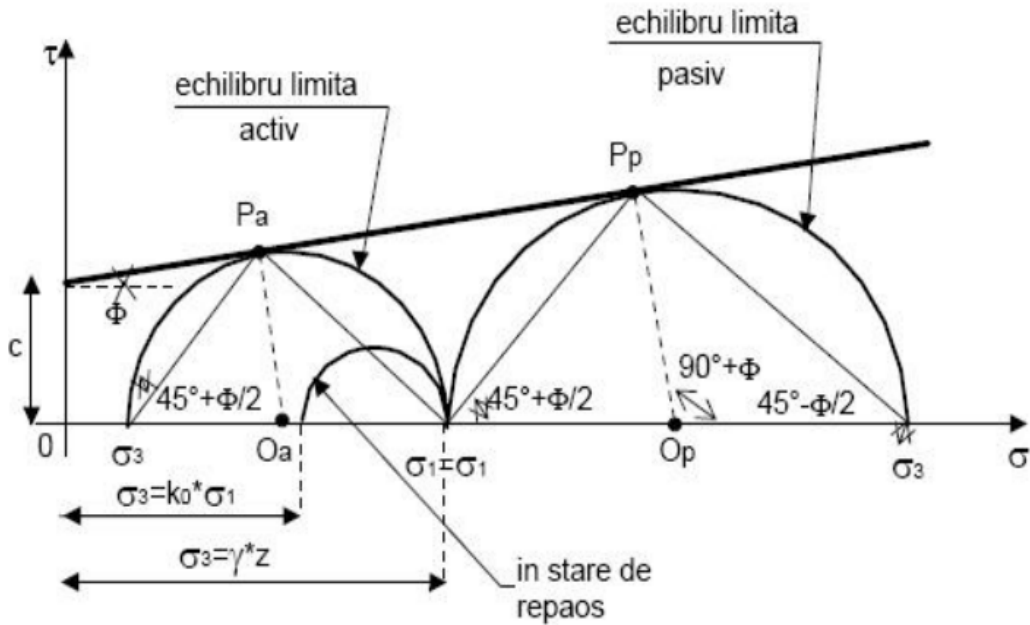


Fig. 2-20. Cercul lui Mohr aferent teoriei lui Rankine[ 9]

Teoria lui Rankine permite determinarea tensiunilor într-un pământ aflat în stare de împingere activă sau pasivă în spatele unui zid de susținere, și deci calcularea forțelor care se exercită asupra acestei lucrări.

2.4.1.1 Împingerea activă a pământului

Împingerea activă a pământului se determină folosind ecuația de echilibru limită activ:

$$\sin \Phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \text{ctg} \phi} \quad (2.4)$$

$$p_a = \gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \text{tg} \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

$\text{tg}^2(45 - \phi/2)$  este denumită coeficient de împingere activă și notată cu  $k_a$

$$p_a = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \quad (2.6)$$



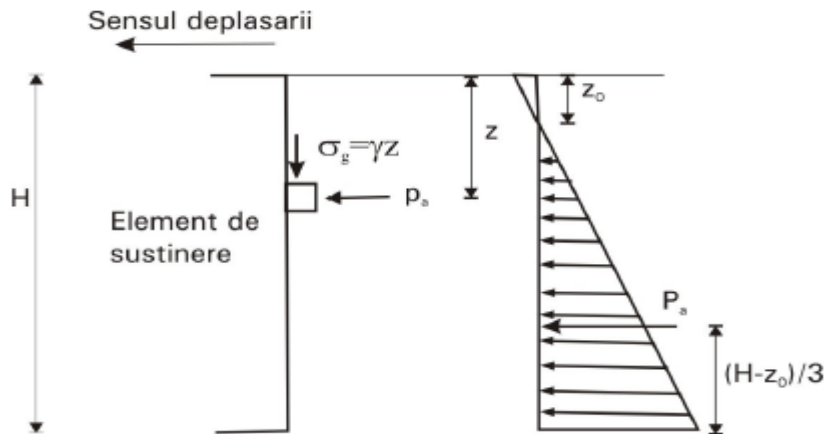


Fig. 2-21. Teoria Rankine presiunea activă. [ 98]

### 2.4.1.2 Împingerea pasivă a pământului

Ecuția de echilibru are forma:

$$\sin \Phi = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \text{ctg} \phi} \quad (2.7)$$

$$p_p = \gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \text{tg} \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (2.8)$$

$\text{tg}^2(45 + \phi/2)$  este denumită coeficient de împingere pasivă și notată cu  $k_p$

$$p_p = \gamma \cdot z \cdot k_a + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \quad (2.9)$$

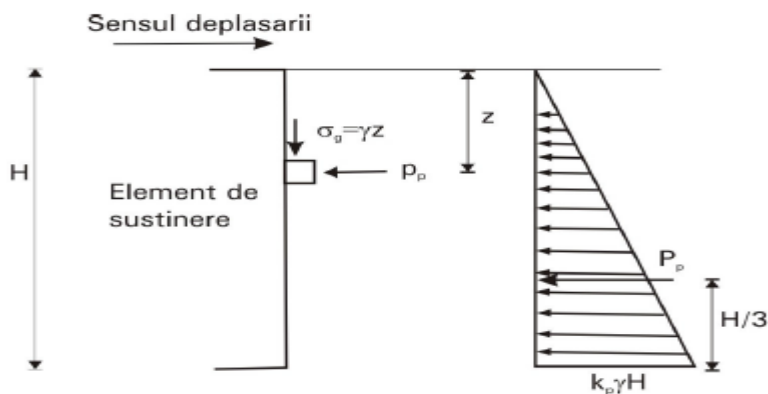


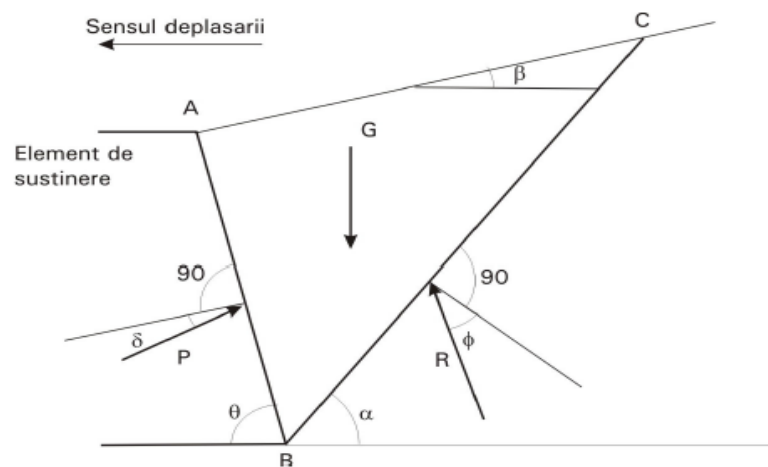
Fig. 2-22. Teoria Rankine presiunea pasivă. [ 98]

### 2.4.2 Metoda Coulomb

Teoria Coulomb considera echilibrul prismului de cedare ce apare în spatele elementului de sprijin, atunci când deplasarea acestuia este suficient de mare pentru a produce starea limita activa sau pasivă.

Următoarele ipoteze se i-au în considerare: pământ izotrop și omogen, suprafața de cedare plană, suprafața terenului plană (orizontală sau înclinată), prismul de cedare este considerat un corp rigid, există frecare între perete și pământ, exprimată cu ajutorul unghiului de frecare,  $\delta$ . [98]

#### 2.4.2.1 Presiunea activă



Legendă:  $G$  – greutatea prismului ABC,  $P$  – presiunea pământului,  $R$  – reacțiunea terenului

Fig. 2-23. Teoria Coulomb. Presiune activă [98]

Scriind condiția de echilibru obținem:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \quad (2.10)$$

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \Phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}} \right]^2} \quad (2.11)$$

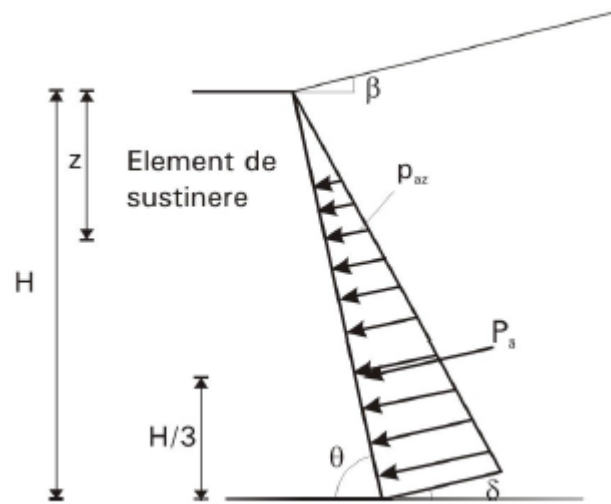


Fig. 2-25. Teoria Coulomb. Diagrama presiuni active[ 98]

### 2.4.3 Presiunea Pasivă

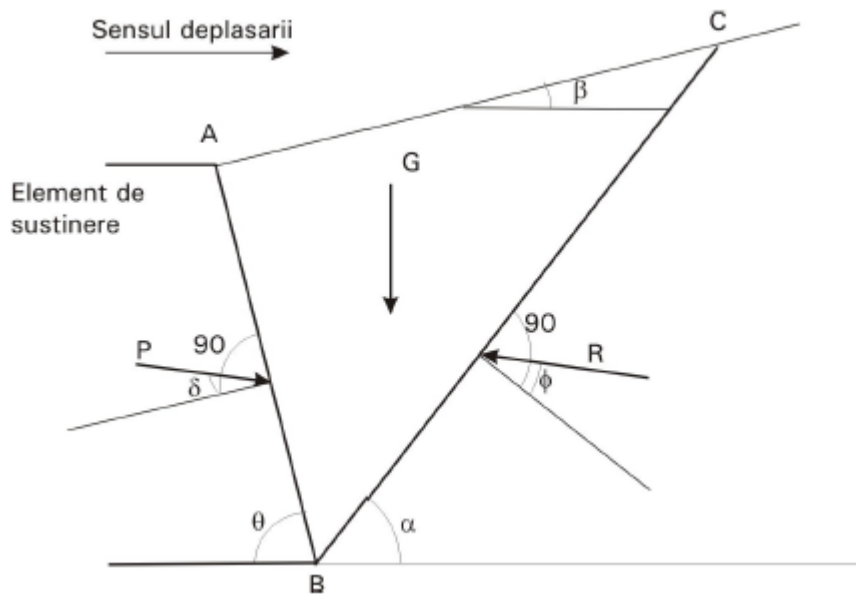


Fig. 2-24. Teoria Coulomb. Rezistența pasivă[ 98]

Scriind condiția de echilibru obținem

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p \quad (2.12)$$

$$k_p = \frac{\sin^2(\theta + \Phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}} \right]^2} \quad (2.13)$$

## 2.5 Evaluarea presiunii pământului pe lucrări de susținere a excavațiilor

Un perete de sprijin poate fi autoportant la sfârșitul execuției excavației, sau poate trece prin faza de perete autoportant până la montarea primului rând de spraițuri sau ancoraje.

Metodele clasice de calcul admit că peretele autoportant se rotește în teren în jurul unui punct, la baza sprijiniri, sub acțiunea împingerii pământului, iar împingerea activă și rezistența pasivă sunt mobilizate integral.

Aspecte privind evaluarea stabilității pereților de sprijinire a incintelor de excavație.[ 98]

A. Cazul materialelor necoezive :

- presiunile de deasupra punctului de rotație, C, sunt împingerea activă în spatele peretelui și rezistența pasivă în fața peretelui;
- centrul de rotație, C, se află la cca 0.2 D<sub>f</sub> de baza peretelui;
- presiunile ce se dezvoltă sub centrul de rotație sunt înlocuite cu o rezultantă, R, care acționează în centrul de rotație.

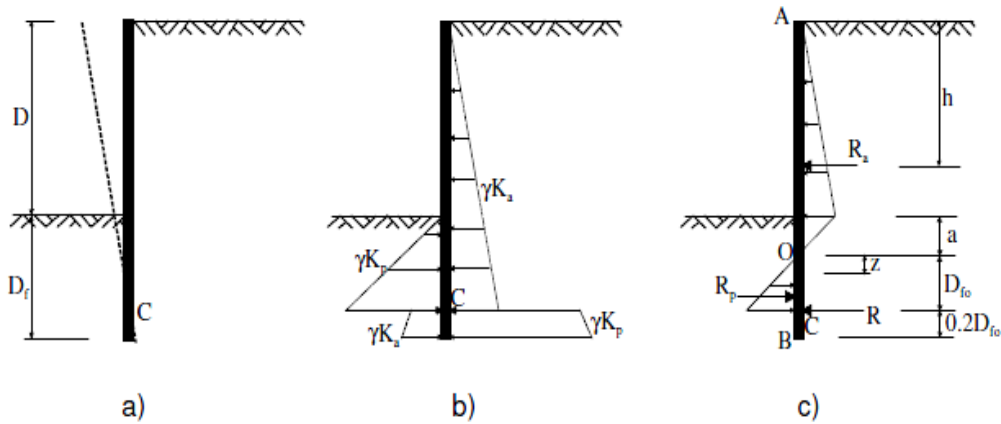


Fig. 2-26. Starea de echilibru limita pentru teren necoeziv[ 98]

Adâncimea la care se realizează egalarea împingerii active cu rezistența pasivă este

$$a = \frac{DK_a}{(K_p - K_a)} \quad (2.14)$$

iar fișa necesară D rezultă din echilibrul de momente față de punctul C:

$$R_a(D + a + 0.2D_{f_0} - h) - \frac{D_{f_0}^3}{6}(K_p - K_a) = 0 \quad (2.15)$$

## B. Cazul materialelor pur coezive

Pentru a evita distribuția negativă a presiunilor la partea superioară a excavației, pentru împingerea activă se consideră o distribuție corespunzătoare unui material cu frecare redusă care să țină seama de eventualele efecte secundare care pot duce la creșterea împingerii.

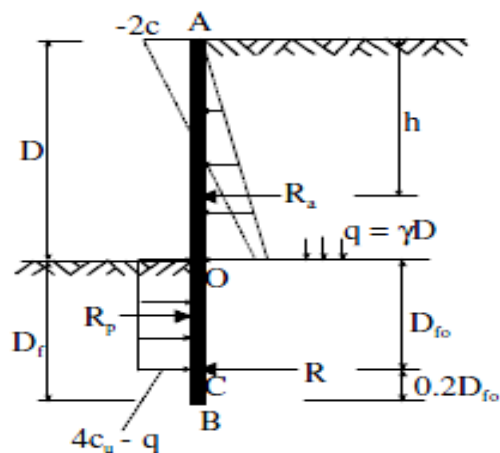


Fig. 2-27. Starea de echilibru limita pentru teren pur coeziv [ 98]

Din echilibrul momentelor în jurul punctului C

$$D_f^2(4c_u - q) - 2R_a D_{f_0} - R_a(D - h) = 0 \quad (2.16)$$

din care rezultă fișa necesară:

$$D_f = 1.2D_{f_0} \quad (2.17)$$

## 2.5.1 Calculul pereților ancorați

Calculul pereților ancorați cu considerarea stării limită de eforturi în teren se face, în general, cu două grupuri de metode, depinzând de lungimea fișei peretelui și de rigiditatea terenului de sub cota excavației.

A. Cazul peretelui simplu rezemat

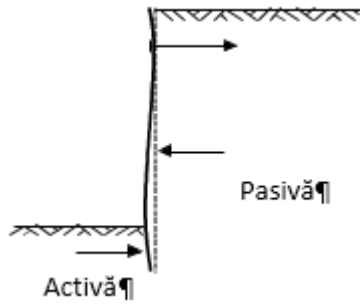


Fig. 2-28. Schema acțiunii împingerilor [ 99]

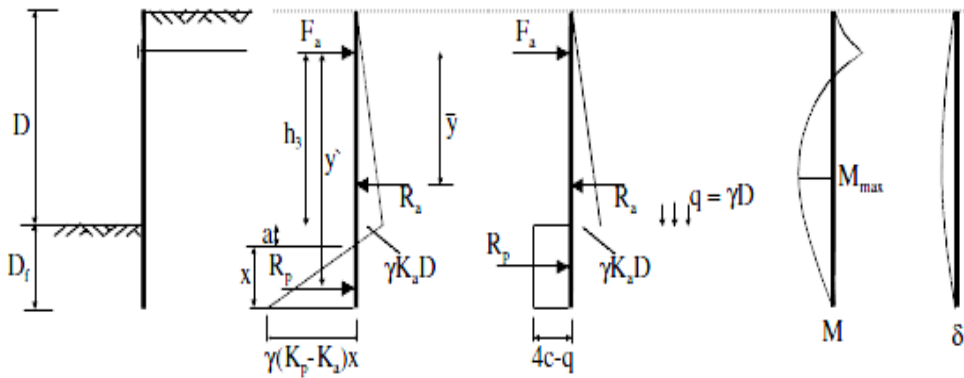


Fig. 2-29. Diagramele de presiuni, momente și deplasări pentru cazul peretelui simplu rezemat [ 98]

B. Cazul peretelui încastrat

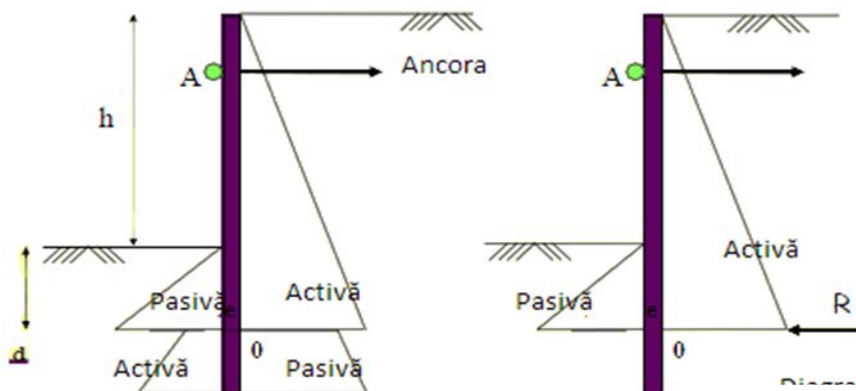


Figure 2-30. Schema de încărcare perete încastrat [ 101]

Rezistența pasivă a terenului sub adâncimea  $y$  este înlocuită cu o forță concentrată  $R_b$  care acționează la distanța  $0.2y$  de la baza peretelui.

Metoda constă în alegerea unei distanțe  $y$ , calcularea lui  $R_b$  din echilibrul static și apoi trasarea diagramei de momente. Distanța  $y$  trebuie să coincidă cu punctul de anulare a momentului la partea de jos a peretelui. Dacă această condiție nu este îndeplinită se alege o nouă valoare  $y$  și calculul se reia. [ 98]

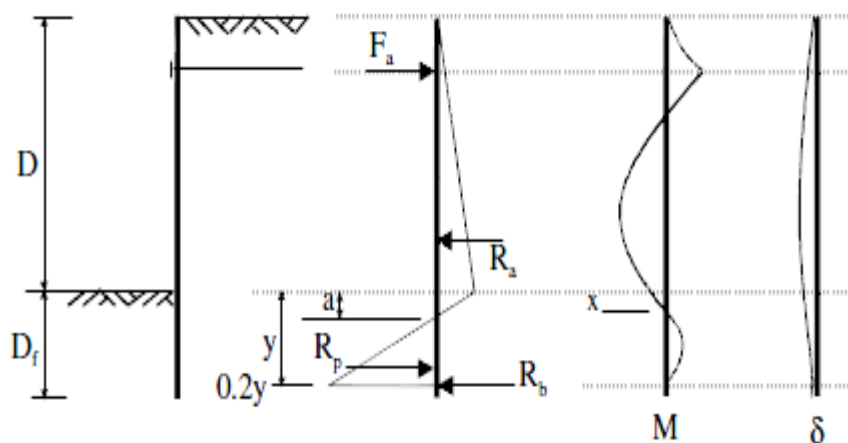


Fig. 2-31. Diagramele de presiuni, momente și deplasări pentru cazul peretelui încastrat în teren [ 98]

### 2.5.2 Cedarea în teren a pereților de susținere

Pentru un perete de sprijin cedarea în teren poate surveni în 3 moduri:

- pierderea stabilității generale (a1);
- cedare rotațională (a2);
- cedare verticală (a3). [ 98]

Pierderea stabilității generale se întâmplă atunci când suprafața de alunecare nu se interpătrunde cu sistemul de sprijinire iar masa alunecătoare e constituită atât din masivul de pământ ce alunecă cât și din elementele sprijiniri.

Alunecarea de tip rotațional are loc atunci când elementele de sprijinire din cauza împingerii pământului ajung să se rotească. Acest fapt se întâmplă deoarece momentul ce se opune rotirii ajunge să fie mai mic decât momentul încovoietor dat de acțiunea masei de pământ ce tinde să alunece.

Cedarea pe verticală are loc atunci când greutatea aferentă elementelor sprijinirii depășește capacitatea portantă a terenului.

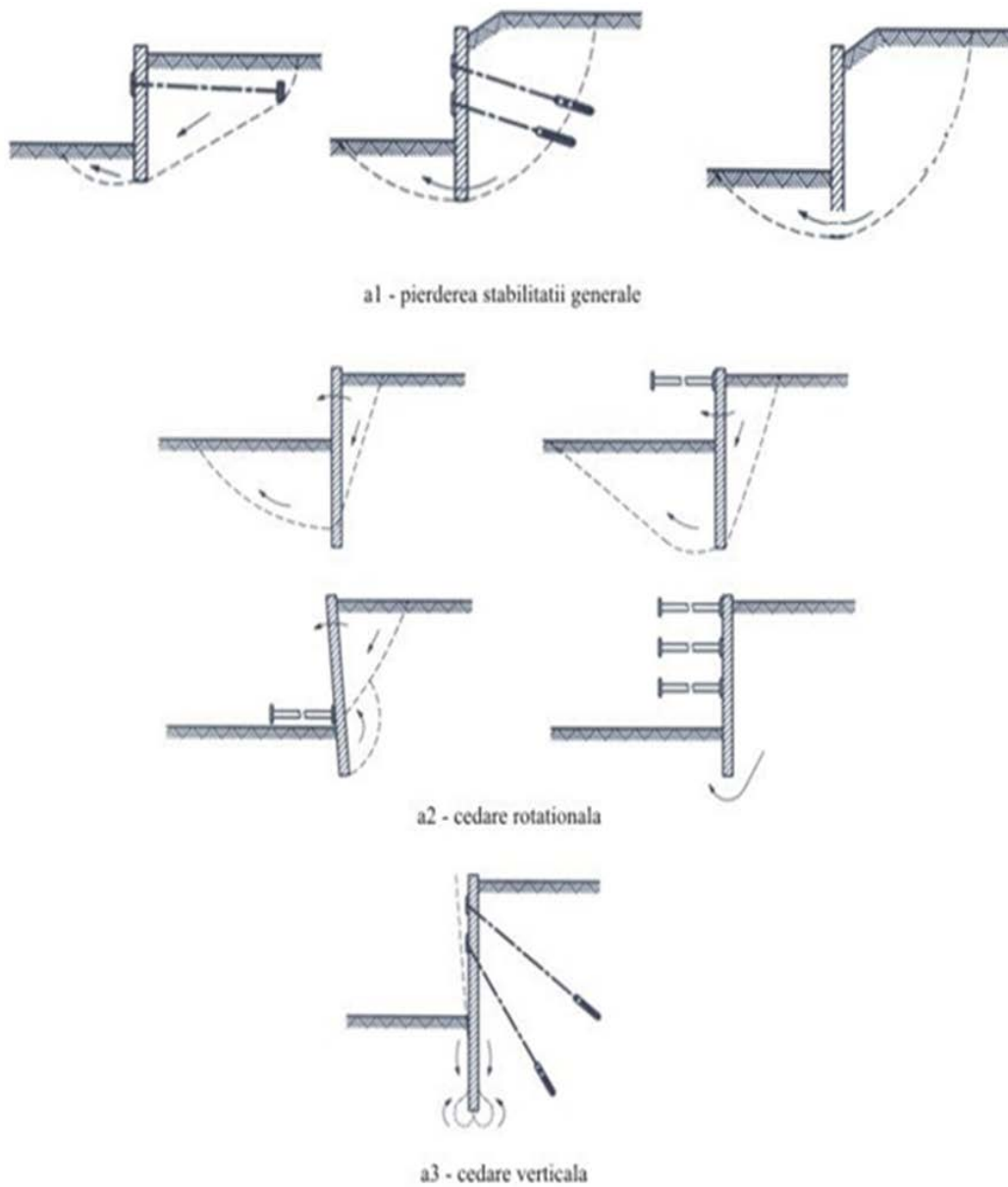


Fig. 2-33. Exemple de cedare generală [ 98]



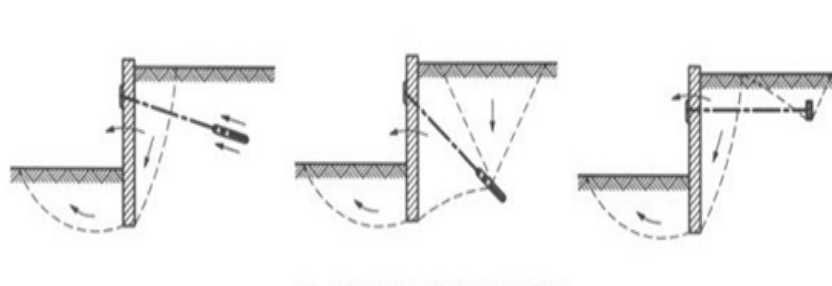


Fig. 2-34. Exemple de stări limită ultime pentru un perete de susținere—cedarea ancorajelor[ 98]

Pentru evaluarea stabilității se folosește la starea limita ultima următoarea relație:

$$E_d \leq R_d \quad (2.18)$$

Unde  $E_d$  este valoarea de calcul a efectelor acțiunii.

$$E_d = E\{\gamma_f F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.19)$$

în care:

- $E$  – efectul unei acțiuni;
- $\gamma_f$  – coeficient parțial pentru acțiuni;
- $F_{rep}$  – valoarea reprezentativă a unei acțiuni;
- $X_k$  – valoarea caracteristică a proprietății unui material;
- $\gamma_M$  – coeficient parțial pentru un parametru al pământului;
- $a_d$  – valoarea de calcul a datelor geometrice;
- $\gamma_E$  – coeficient parțial pentru efectul unei acțiuni.

$$R_d = R\{\gamma_f F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.20)$$

Pentru calculul la starea limita de exploatare se folosește relația

$$E_d \leq C_d$$

unde:

$E_d$  este valoarea de proiectare a efectelor tuturor acțiunilor;

$C_d$  este valoarea limită de proiectare a efectului unei acțiuni.

## 2.5.3 Cedarea structurală a pereților de susținere

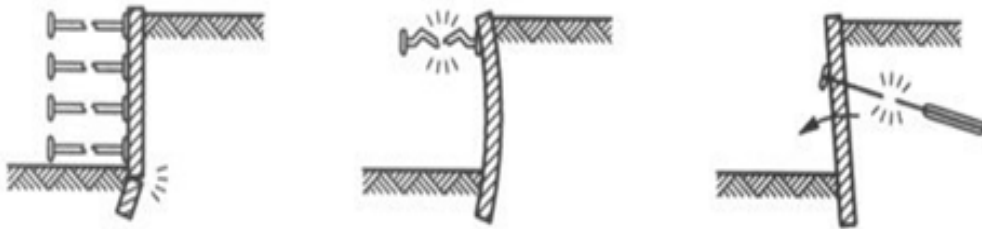
În elementele structurale este indicat să se ia în considerare reducerea rezistenței în funcție de deformații, ca urmare a unor efecte precum fisurarea secțiunilor nearmate, rotirile mari la articulațiile plastice sau flambajul local al secțiunilor metalice.

-cedarea peretelui propriu-zis(b1). Acest tip de cedare se întâmplă atunci când capacitatea portantă a sprijini este depășită;

-cedarea sistemului de sprijinire(b2) (șprăituri sau ancoraje).



b1 - cedarea peretelui propriu-zis



b2 - cedarea șprăiturilor sau ancorajelor

Fig. 2-35. Exemple de stări limită ultime pentru un perete de susținere –cedare structurală [ 98]

## 2.5.4 Ruperea hidrolică a terenului

Ruperea prin ridicare hidrolică se produce atunci când forțele curentului, dirijate în sus, se opun greutateii pământului, reducând la zero efortul efectiv vertical. Ca urmare, particulele de pământ sunt ridicate de curentul de apă, iar ruperea se face prin antrenare hidrolică [ 98]

Stabilitatea față de acest mod de cedare, de tip HYD, se verifică cu una din relațiile următoare:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$$

- condiția de stabilitate în termeni de eforturi totale și presiuni ale apei din pori;

$$S_{dst;d} \leq G'_{st}$$

- condiția de stabilitate în termeni de greutate submersate și forțe ale curentului.

$u_{dst;d}$  este valoarea de calcul a presiunii totale destabilizatoare a apei din pori la baza coloanei de pământ;

$\sigma_{stb;d}$  - este tensiunea totală verticală stabilizatoare la baza coloanei;

$S_{dst;d}$  - este valoarea de calcul a forței curentului în coloana de pământ [ 98];

$G'_{stb;d}$  - este valoarea de calcul a acțiunilor verticale permanente stabilizatoare (greutatea în stare submersată a coloanei de pământ).

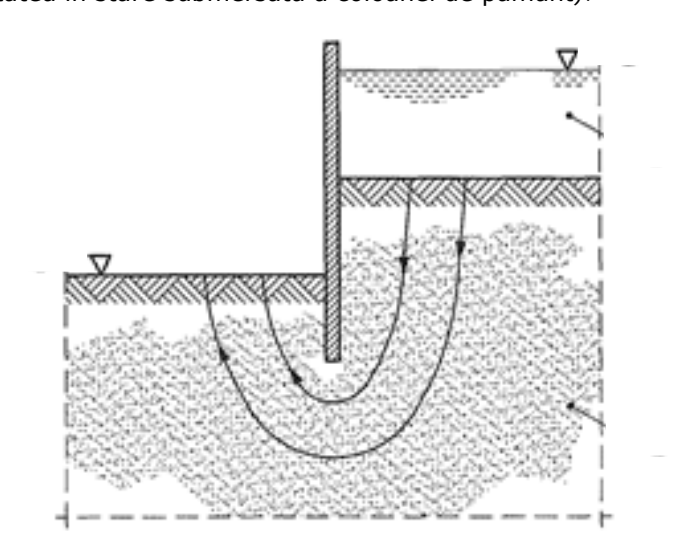


Fig. 2-36. Exemplu de rupere prin ridicare hidraulică în cazul unei perete de susținere [ 98]

## 2.6 Parametrii geotehnici privind împingerea pământului.

Pământurilor sunt considerate ca fiind medii disperse în care pot fi prezente toate cele trei faze: solidă, lichidă, gazoasă a căror mărime relativă împreună cu raporturile cantitative dintre acestea sunt exprimate prin parametri geotehnici ai pământurilor, denumite și indici geotehnici simplii.

Parametri fundamentali ai pământurilor sunt: densitatea și greutatea volumică a scheletului mineral ( $\rho_s, \gamma_s$ ), densitatea și greutatea volumică a pământului ( $\rho, \gamma$ ), umiditatea naturală ( $w$ ). La acestea se adaugă: porozitatea ( $n$ ), indicele porilor ( $e$ ), gradul de îndesare ( $I_D$ ), capacitatea de îndesare ( $C_i$ ), limitele de plasticitate ( $w_p, w_L$ ), permeabilitatea ( $k$ ).

În vederea aprecierii comportării pământurilor în diferite scopuri – ca suport al construcțiilor, ca material pentru executarea diferitelor lucrări ingineresti, ca mediu afectat de fenomene de instabilitate – este necesară determinarea parametrilor fizici și mecanice ale acestora. [ 55]

## 2.6.1 Caracteristicile fizice ale pământurilor

- ❖ Densitatea scheletului mineral reprezintă raportul dintre masa particulelor solide dintr-o probă de pământ și volumul propriu al acestora și este dată de relația conform STAS 3950-81[ 103]:

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (2.21)$$

Densitatea scheletului variază între limitele :2,6–2,8g/cm<sup>3</sup>. Valorile mari arată un conținut ridicat de minerale grele (oxizi de fier); o scădere sub pragul de 2,6 g/cm<sup>3</sup> a densității scheletului indică prezența substanțelor organice .

- ❖ Greutatea volumică se definește ca fiind raportul între greutatea particulelor solide dintr-o probă de pământ și volumul acestora . Cunoscând densitatea  $\rho_s$ , valoarea greutății volumice a scheletului se poate obține prin următoarea relație de legătură conform STAS 1917-73[ 104]:

$$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s} = \frac{M_s \times g}{V_s} = \rho_s \times g \quad (2.22)$$

- ❖ Densitatea pământului reprezintă raportul dintre masa unei probe de pământ M și volumul total al acesteia V, în care este inclus și volumul porilor (golurile dintre particulele solide) și se exprimă prin relația:

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (2.23)$$

- ❖ Greutatea volumică a pământului se definește ca raport între greutatea unei probe de pământ G și volumul acesteia V. Valoarea sa se obține prin înmulțirea densității cu accelerația gravitațională:

$$\gamma = \frac{G}{V} = \frac{M \times g}{V} = \rho \times g \quad (2.24)$$

- ❖ Umiditatea naturală a unui pământ reprezintă raportul dintre masa apei  $M_w$  conținută în porii unei cantități de pământ și masa particulelor solide  $M_s$  din acea cantitate. Se exprimă prin relațiile conform STAS 1913/1-82[ 105]:

$$w = \frac{M_w}{M_s} \times 100 \quad [\%] \quad (2.25)$$

- ❖ Porozitatea (n) reprezintă raportul dintre volumul porilor și volumul total al unei probe de pământ considerate:

$$n = \frac{V_p}{V} \quad (2.26)$$

unde:  $V$  – volumul total al probei de pământ;

$V_p$  – volumul porilor din proba de pământ analizată.

Indicele porilor ( $e$ ) reprezintă raportul dintre volumul porilor  $V_p$  și volumul fazei solide ( $a$  particulelor solide) pentru proba de pământ considerată:

$$e = \frac{V_p}{V_s} \quad (2.27)$$

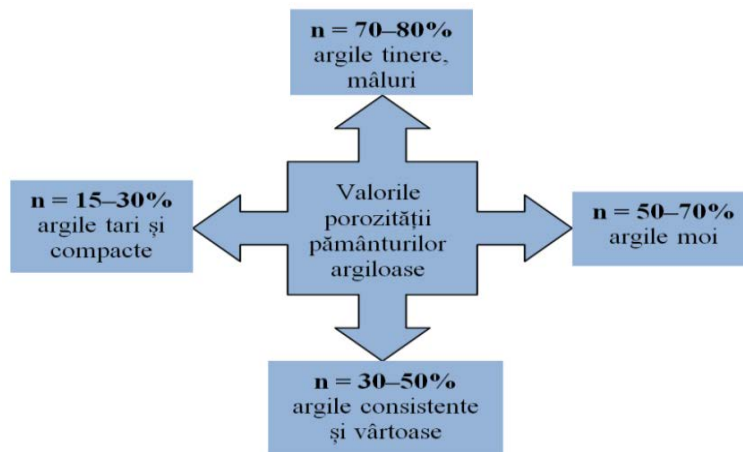


Fig. 2-37. Valorile porozității în cazul pământurilor argiloase[ 89]

- ❖ Gradul de umiditate  $e$  este definit ca fiind raportul între volumul de apă conținut de proba de pământ și volumul total al golurilor probei de pământ

$$S_r = \frac{V_w}{V_p} \quad (2.28)$$

- ❖ Gradul de îndesare ( $I_D$ ) se folosește pentru caracterizarea stării de îndesare sau de afânare în care se pot întâlni în natură pământurile nisipoase (nisipurile) și este definit de relația: [ 70]

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2.29)$$

- unde:  $e_{\max}$  – indicele porilor corespunzător stării celei mai afânate,  
 $e_{\min}$  - indicele porilor corespunzător stării celei mai îndesate,  
 $e$  – indicele porilor corespunzător stării naturale de îndesare.

- ❖ Capacitatea de îndesare  $C_i$  este un indice geotehnic propriu caracteristic pământurilor necoezive și exprimă micșorarea volumul porilor prin reșezarea particulelor solide. E definit prin relația[ 19]:

$$C_i = \frac{e_{\max} - e_{\min}}{e_{\min}} \quad . \quad (2.30)$$

- ❖ Umiditățile care delimitează inferior și superior domeniul de comportare plastică a pământurilor coezive poartă denumirea de limite de plasticitate. Limita inferioară de plasticitate  $w_p$  denumită și limită de frământare reprezintă umiditatea minimă de la care începând, un pământ argilos se comportă asemănător cu un corp plastic, ea marcând trecerea pământului din stare tare (semisolidă) în stare plastică. Limita superioară de plasticitate  $w_L$  denumită și limită de curgere reprezintă umiditatea maximă până la care un pământ argilos are comportare plastică, ea marcând trecerea pământului din stare plastică în stare curgătoare; pentru umiditățile mai mari decât  $w_L$  pământul curge sub greutatea sa proprie.

Proprietatea pământurilor coezive de a se comporta într-un anumit domeniu de umiditate ca un corp plastic poartă denumirea de plasticitate. Cantitativ, plasticitatea Fig. 2-38 se exprimă prin indicele de plasticitate  $I_p$  care reprezintă intervalul de umiditate în limitele căruia pământurile coezive se află în stare plastică, fiind definit prin relația:

$$I_p = w_L - w_p \quad (2.31)$$

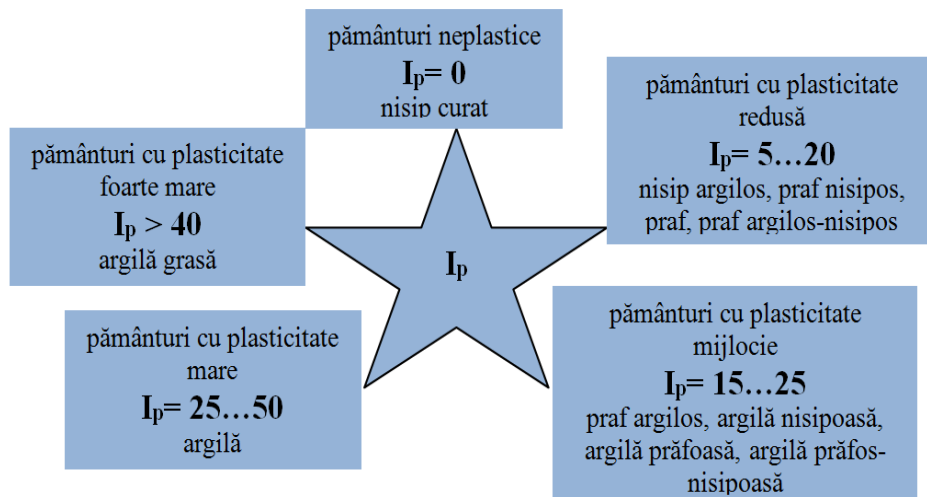


Fig. 2-38. Clasificarea pământurilor în funcție de mărimea indicelui de plasticitate[ 89]

- ❖ Indicele de consistență  $I_c$  exprimă cantitativ starea de consistență a pământurilor coezive Fig. 2-39, cuprinsă între cele două stări extreme posibile, starea solidă (tare) și starea curgătoare și se exprimă prin relația următoare:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_P} \quad (2.32)$$

În intervalul de comportare plastică a pământurilor argiloase, adică pentru  $w_p \leq w \leq w_L$ , indicele de consistență variază între 0 și 1. Pentru  $w > w_L$  valoarea lui  $I_C$  este negativă, iar pentru  $w < w_p$ , valoarea lui  $I_C$  este supraunitară.

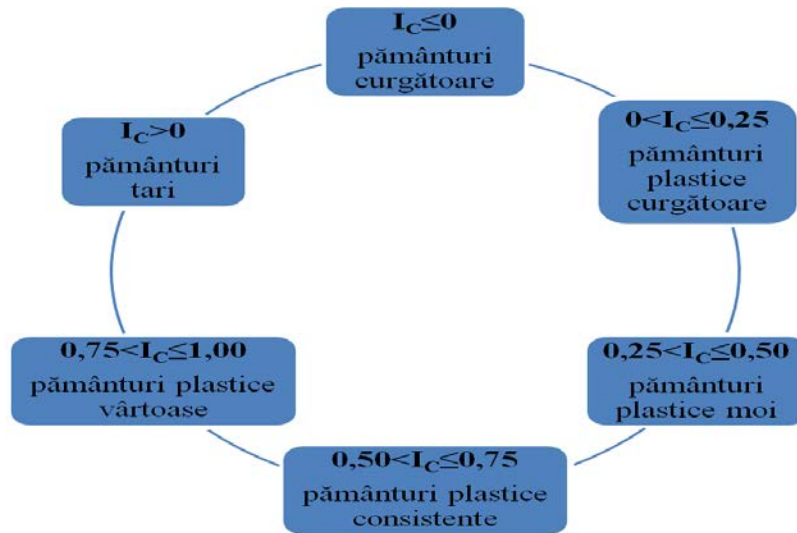


Fig. 2-39. Clasificarea pământurilor coezive după valoarea indicelui de consistență [ 89]

### 2.6.1.1 Parametri mecanici ai pământurilor

Pentru evaluarea cantitativă atât a deformațiilor apărute într-un masiv cât și a capacității portante, pe lângă determinarea caracteristicilor fizice, trebuie cunoscute și caracteristicile mecanice ale pământurilor din zona studiată. În ingineria geotehnică, calculul deformațiilor terenului de fundare are la bază caracteristicile de compresibilitate, iar determinarea capacității portante a acestuia implică cunoașterea caracteristicilor rezistenței la forfecare. [ 55]

Proprietatea pământurilor de a se deforma sub acțiunea unor încărcări de compresiune reprezintă Compresibilitatea, proces în urma căruia devin mai compacte, mai îndesate.

Din categoria parametrilor mecanici ai pământurilor, cele două caracteristici de rezistență la forfecare, reprezentați de coeziune și unghiul de frecare internă, convențional se consideră ca fiind caracteristici mecanice constante ale acestora [ 37].

Conform legii lui Coulomb, în cazul *pământurilor necoezive rezistența la forfecare* se exprimă prin ecuația unei drepte care trece prin originea axelor de coordonate ( Fig. 2-40.a) și este egală ca valoare cu mărimea tensiunii tangențiale de

rupere, fiind determinată de frecarea dintre particulele componente și de mărimea tensiunii normale  $\sigma$  :

$$\tau_f = \sigma \times \operatorname{tg} \Phi \quad (2.33)$$

unde:  $\phi$  - este unghiul a cărui tangentă trigonometrică reprezintă coeficientul de frecare internă (interioară) dintre particulele ce se găsesc de o parte și de alta a suprafeței de rupere, unghi care poartă denumirea de unghi de frecare interioară a pământului.

Pentru *pământurile coezive*, conform aceleași legi, rezistența la forfecare se exprimă tot prin ecuația unei drepte (Fig. 2-40. b) care însă nu mai trece prin originea axelor de coordonate, ci taie ordonata într-un punct, a cărui poziție este determinată de mărimea coeziunii pământului:

$$\tau_f = \sigma \times \operatorname{tg} \Phi + c \quad (2.34)$$

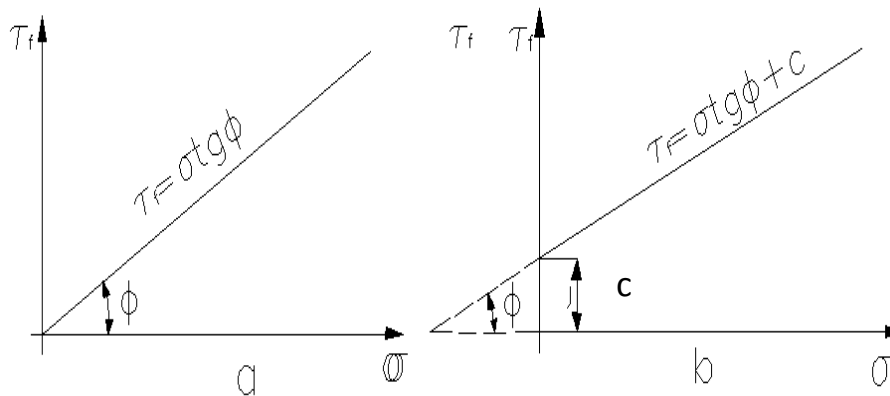


Fig. 2-40. Dreapta intrinsecă: a – pământ necoziv, b – pământ coeziv [ 89]

Dreapta corespunzătoare fiecăreia din ecuațiile (2.33) și (2.34) poartă denumirea de dreaptă intrinsecă sau dreapta lui Coulomb, fiind definită în cazul cel mai general prin doi parametrii:

- înclinarea față de orizontală, care reprezintă unghiul de frecare interioară al pământului  $\phi$ ;
- ordonata la origine, care reprezintă coeziunea pământului  $c$ . [ 17]

În taluzurile naturale și în cele artificiale starea de tensiuni este caracterizată prin mari componente ale tensiunilor de forfecare, întrucât diferența dintre tensiunile principale este semnificativă. În lungul direcției suprafețelor  $\tau_1$ ,  $\tau_2$  etc. masivul se deformează prin forfecare (Fig. 2-40) Totuși, dacă efortul de forfecare nu este suficient de mare pentru a da naștere la suprafețele de alunecare, masivul de rocă se



deformează pe întreaga sa grosime, fără a manifesta deformații evidente de alunecare. La terenurile argiloase, deformațiile de alunecare generează deplasări prin forfecare de 2 – 5cm pentru 1m distanță între suprafețele  $\tau_1$ ,  $\tau_2$  etc. La o grosime  $D$  a corpului forfecat egală cu 6m, deplasarea totală la fața taluzului se apropie de circa 15cm. Întrucât terenul este lipsit de rezistență la întindere sau aceasta prezintă valori reduse, la partea de sus a taluzului apar crăpături. Aceste crăpături nu trebuie să fie considerate ca o dovadă a pierderii stabilității. Prezența lor demonstrează încă că stabilitatea este precară, corespunzătoare unui coeficient de siguranță redus. Adesea, de la acest stadiu se pot declanșa alunecări dacă, de exemplu, în crăpături pătrunde și se acumulează apa din precipitații. [ 32]

La rocile compacte deplasarea de alunecare este mai redusă, spre exemplu la sisturile tari și argilite, este de ordinul a 8mm/m.

Dacă deformația depășește valorile arătate se poate trage concluzia că suprafața de alunecare începe să se formeze.

Volumul majorității rocilor crește într-o oarecare măsură în lungul suprafeței de alunecare. La rocile argiloase aceasta duce la mărirea umidității cu câteva procente și respectiv, la înmuierea lor. Creșterea în volum influențează configurația suprafeței de alunecare, deoarece aceasta rezultă nu numai din efortul maxim de forfecare, ci este influențată și de efortul normal, care se opune creșterii în volum. Astfel se deformează suprafața de alunecare și forma ei în secțiunea transversală corespunde

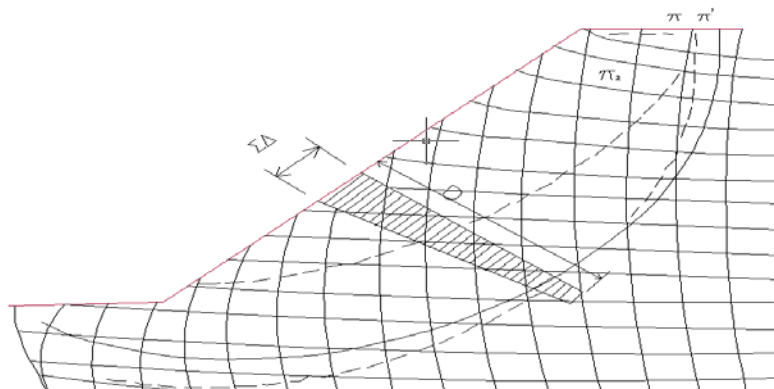


Fig. 2-41. Deformatia in taluz[ 89]

mai deformează suprafața de alunecare și forma ei în secțiunea transversală corespunde mai curând unei spirale logaritmice decât unui arc de cerc. În locul suprafeței  $\tau_1$  se obține suprafața  $\tau'_1$ . Înainte de crearea suprafeței de alunecare, taluzul se deformează, la fața taluzului valoarea deformației fiind  $\Sigma\Delta$ . [ 7]

### 3 Metode de calcul a coeficientului de siguranță privind incinte de fundare.

#### 3.1 Definirea Coeficientului de siguranță

În cazul unui taluz sau versant în echilibru, acțiunea factorilor care tind să provoace pierderea stabilității prin alunecare este compensată de rezistența pământului, fără ca aceasta să fie integral mobilizată. Declanșarea alunecării corespunde situației de limită a echilibrului, când tensiunea tangențială generată de factorii de instabilitate devine egală cu rezistența la forfecare integral mobilizată a pământului din corpul taluzului sau versantului. [ 3]

În consecință prin coeficientul de siguranță se exprimă cantitativ gradul de stabilitate al taluzului sau versantului, respectiv se evidențiază cât de mare este rezerva de rezistență de care dispune sau cât este de mare pericolul de pierdere a stabilității.

Coeficientul de siguranță  $\eta_s$  privind stabilitatea unui taluz sau versant poate fi definit în diverse moduri, după cum se face referire la factorii care produc instabilitatea, la caracteristicile de rezistență ale pământului sau și la unele și la altele.

Astfel în raport cu rezistența la forfecare a materialului din versant sau taluz, coeficientul de siguranță se definește prin relația [ 23]:

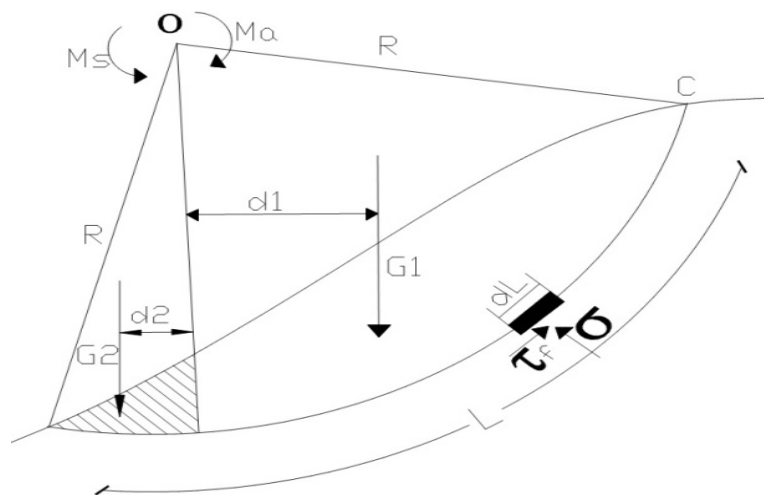


Fig. 3-1 Definirea Coeficientului de siguranță [ 21]

$$\eta_s = \left[ \frac{\tau_{freal}}{\tau_{fnec}} \right]_{\min} \quad (3.1)$$

În care:  $\tau_{freal}$  valoarea medie a rezistenței la forfecare disponibilă;

$T_{f\ nec}$  valoare medie a rezistenței la forfecare necesară pentru starea de echilibru limită.

Unele metode de verificare a stabilității taluzurilor și versanților, care admit existența unei suprafețe de alunecare de formă cilindrică, coeficientul de siguranță se exprimă ca raport între momentul de stabilitate  $M_s$ , dat de forțele de rezistență și momentul de alunecare  $M_a$ , dat de forțele active de alunecare, ambele fiind calculate față de centrul cercului director al suprafeței de alunecare.

$$\eta = \frac{M_s}{M_a} \quad (3.2)$$

Ținând seama de notațiile de mai sus momentul total de stabilitate poate fi exprimat astfel:

$$M_s = G_2 d_2 + M_i \quad (3.3)$$

unde,  $M_i$  reprezintă momentul de stabilitate dat de forțele de rezistență interioară având valoarea:

$$M_i = \tau_{freal} LR \quad (3.4)$$

Valoarea medie a rezistenței la forfecare disponibilă poate fi exprimată prin relația:

$$\tau_{freal} = \frac{1}{L} \int_0^L \sigma \operatorname{tg} \Phi dL + c \quad (3.5)$$

Conform schemei Fig. 3-1 de calcul prezentate mai sus momentul de alunecare este:

$$M_a = G_1 d_1 \quad (3.6)$$

În situația de echilibru limită a stabilității, este îndeplinită condiția:

$$M_s = M_a \quad (3.7)$$

Sau:

$$G_2 d_2 + M_i = G_1 d_1 \quad (3.8)$$

din care rezultă:

$$M_i = G_1 d_1 - G_2 d_2 = M_{inec} \quad (3.9)$$

Unde prin  $M_{inec}$  s-a notat momentul forțelor de rezistență interioară, necesar a fi mobilizat efectiv pentru a ajunge la starea de echilibru limită și care prin analogie cu relația (3.9) poate fi exprimat astfel:

$$M_{inec} = \tau_{f nec} LR \quad (3.10)$$

Relația (3.1) corespunde limitei de echilibru, sugerează posibilitatea exprimării coeficientului de siguranță, în funcție de momentele forțelor care intervin în echilibru, prin raportul:

$$\eta_s = \left[ \frac{M_i}{M_{inec}} \right]_{\min} \quad (3.11)$$

Care, dacă se ține seama de relațiile (3.8), (3.9) și (3.10) devine identic cu relația (3.2), adică:

$$\eta_s = \left[ \frac{\tau_{freal} LR}{\tau_{fnec}} LR \right]_{\min} = \left[ \frac{\tau_{freal}}{\tau_{fnec}} \right]_{\min} \quad (3.12)$$

Indiferent de modul de exprimare și de calcul al coeficientului de siguranță, în momentul când se declanșează alunecarea valoarea sa este egală cu unitatea. Valorile supraunitare ale coeficientului de siguranță indică rezerva de stabilitate pe care o are taluzul sau versantul analizat [ 15].

Valoarea coeficientului de siguranță pentru care se consideră un taluz sau versant stabil variază în funcție de situație. Astfel valoarea acestuia variază între 1,25...2.0 [ 10].

### 3.2 Metode clasice de estimare a stabilității taluzurilor și versanților

Această categorie include metodele care impun suprafața de cedare prin forma directoarei acestora (linie dreaptă, cerc, spirală, logaritmică, linii compuse) și calculul coeficientului de siguranță  $F$ , prin analiza echilibrului static al masei de pământ ce tinde să luncce, prin discretizarea acesteia în fâșii, sub acțiunea greutății proprii, a forțelor masice exterioare, ca efect al fâșiilor adiacente, admitând, în lungul suprafeței de rupere adoptate, criteriul de plasticitate (cedare) Mohr-Coulomb [ 97].

Selectarea suprafeței potențiale de cedare se face pe baza criteriului, coeficientul de siguranță minim, determinat din mulțimea coeficienților de siguranță calculați pentru suprafețele potențiale de cedare posibile considerate. Pentru a reduce numărul încercărilor, în vederea localizării suprafeței de cedare ce prezintă coeficient de siguranță minim s-au individualizat, în baza experienței acumulate, zone posibile de existență a centrelor suprafețelor de cedare în funcție de panta taluzurilor și înălțimea acestora.

#### 3.2.1 Metoda taluzurilor infinite

În general lunecările lamelare ale versanților plani presupun fie translații ale deluviului de pantă (pe suprafața practic plană) a stratului subiacent, fie mișcări de mai mică amploare caracterizate prin deplasări cu viteze relativ reduse specifice fenomenului de creep (curgere lentă) [ 75].

Fie versantul de lungime practic infinită a cărui suprafață este paralelă cu suprafața plană a stratului subiacent, străbătut de un curent de infiltrație, ale cărui linii de curent sunt paralele cu suprafața acestuia.

Pentru estimarea factorului de stabilitate se admite un comportament al versantului identic cu al oricărei fâșii de lățime unitară. Atunci coeficientul de siguranță al versantului este definit prin relația:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (3.13)$$

unde:

$\tau_f$  - rezistența la forfecare disponibilă la nivelul suprafeței de cedare plane considerată;

$\tau$  - tensiunea tangențială indusă de forțele de volum (greutate proprie »-  $G$ , acțiune hidrodinamică -  $J$ ) la nivelul aceleiași suprafețe. [ 44]

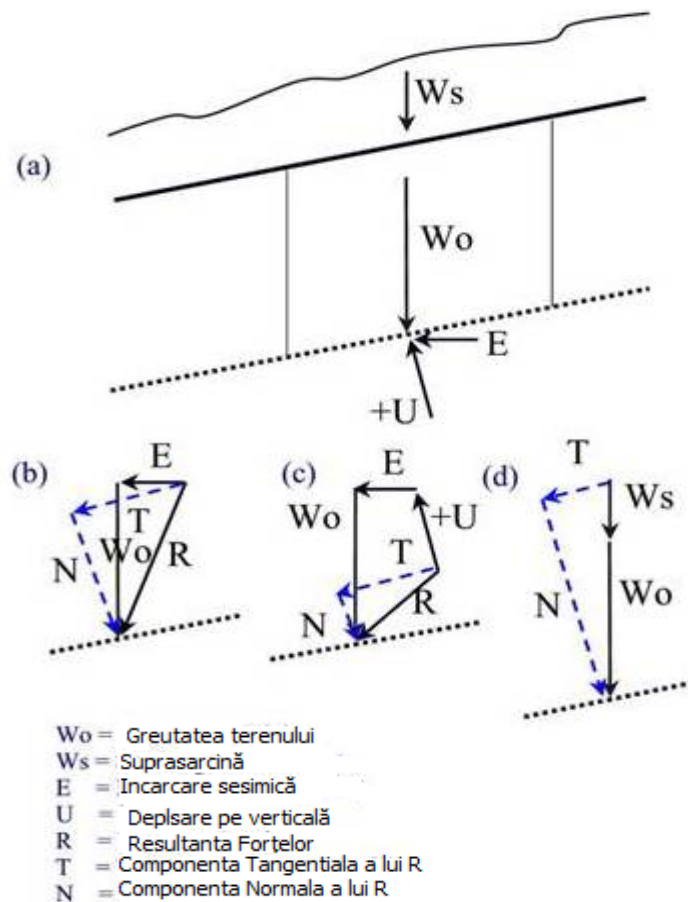


Fig. 3-2 Dispunerea forțelor în metoda taluzului infinit[ 12]

### 3.2.2 Metoda Fellenius

Metoda fâșiilor, sau metoda Fellenius [ 21] (1927), a fost sugerată de Collin (1846), primul care a asociat pierderea stabilității taluzurilor unui "mecanism de tăiere" a pământului în lungul unei suprafețe de rupere rotațională. În 1916 Peterson, analizând cedarea unui zid de cheu (pierderea stabilității generale) a utilizat, iarăși, împărțirea în fâșii și cedarea rotațională a masei alunecătoare după o suprafață circulară. Fellenius concretizează practic studiile întreprinse de Comisia de Geotehnică (1920), bazate pe un amplu program de investigații ale alunecărilor terasamentelor la căile ferate suedeze, propunând ca localizarea suprafeței critice de cedare să se facă pe baza considerării mai multor suprafețe posibile de cedare și selectarea celei potențiale de cedare pe criteriul celui mai mic coeficient de siguranță. Metoda Fellenius este cea mai simplă, cea mai cunoscută dar și cea mai puțin riguroasă, din punctul de vedere al respectării condițiilor de echilibru.[ 26]

În formularea actuală, metoda fâșiilor analizează stabilitatea taluzurilor după suprafețe de cedare cilindro-circulare cu ax orizontal și are la bază următoarele ipoteze:

- masa alunecătoare este împărțită în fâșii cu frontiere verticale;
- reacțiunile la nivelul frontierelor laterale considerate paralele cu baza fiecărei fâșii sunt neglijate;
- rezistența la forfecare mobilizată în lungul suprafeței de cedare corespunde aceleiași deformații.

Metoda fâșiilor se folosește atât pentru verificarea stabilității taluzurilor cât și a versanților, afectați de alunecări de mică și medie adâncime. A fost concepută pentru argile nestratificate, dar în prezent se utilizează și pentru formațiuni stratificate, eterogene din punct de vedere litologic.

Suprafața de alunecare este de formă curbilinie, considerându-se cilindrică-circulară pentru cazurile cele mai simple. În cazul unui taluz cu panta cunoscută, a cărei stabilitate urmează să se verifice Fig 2, se consideră o suprafață posibilă de alunecare definită prin arcul de cerc cu centrul în punctul O și care trece prin baza taluzului.

Masa alunecătoare se împarte în fâșii, se va lua o lățime a fâșiilor să fie  $b=0.1 \cdot R$ . În cazul când adoptând aceasta regulă rezultă un număr prea mare sau prea mic de fâșii se va lua a lățime medie care să ducă la un număr cuprins între 5-

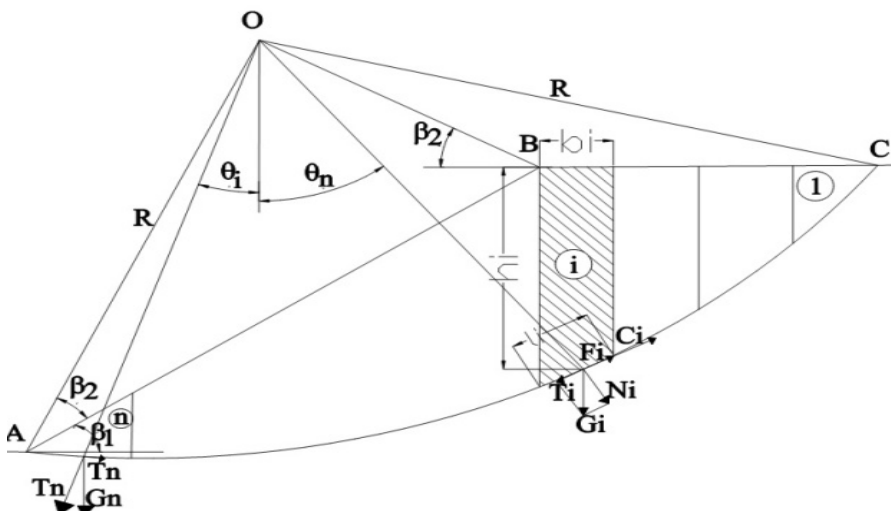


Fig. 3-3 Schemă distribuție forțe metoda Fellenius[ 21]

10. În cazul unui masiv stratificat, lățimile fâșiilor trebuie alese, încât lungimea arcului de cerc pe care se rezază fiecare fâșie să se găsească într-un singur strat.

Se consideră o fâșie pentru care este valabilă ipoteza că se echilibrează forțele normale și tangențiale, care acționează pe fețele laterale ale fâșiei. Astfel avem următoarele forțe ce acționează asupra fâșiei [ 71]:

$$G_i = \gamma b_i h_i \quad (3.14)$$

Și aceasta se descompune astfel:

$$N_i = G_i \cos \Theta_i \quad (3.15)$$

$$T_i = G_i \sin \Theta_i \quad (3.16)$$

Se scriu astfel și următoarele forțe:

Forța de frecare:

$$F_i = N_i \tan \Phi_j = G_i \cos \Theta_i \tan \Phi_j \quad (3.17)$$

Forța de coeziune:

$$C_i = c_j A_i = c_j l_i$$

Coeficientul de siguranță corespunzător suprafeței de alunecare considerate se obține făcând raportul între momentul total de stabilitate  $M_s$ , și de momentul de alunecare  $M_a$ :

$$\eta_s = \frac{\sum [G_i \cos \Theta_i \tan \Phi_j + c_j l_j + G_i \sin \Theta_i^{(-)}]}{\sum (G_i \sin \Theta_i^{(+)})} \quad (3.18)$$

Stabilitatea taluzului sau versantului se consideră că este asigurată, dacă este satisfăcută condiția:

$$\eta_{s \min} > \eta_{adm} = 1.25 \div 1.5 \quad (3.19)$$

Se consideră că centrele suprafețelor circulare de alunecare periculoase dintre care una va fi cea mai critică, se găsesc pe o dreaptă denumită dreapta centrelor.

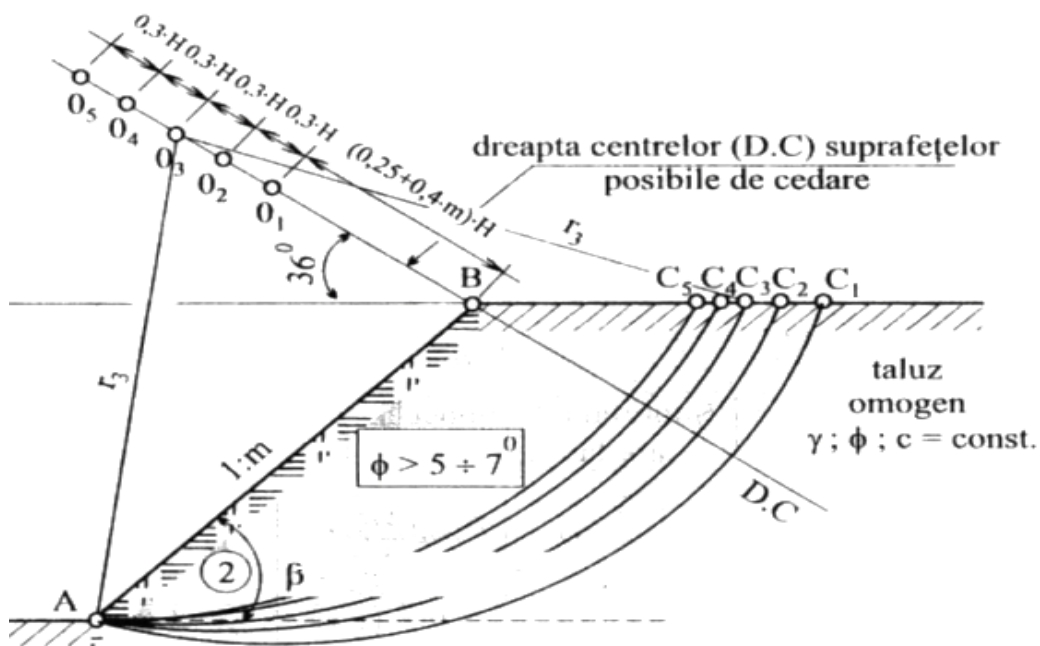


Fig. 3-4 Dreapta centrelor suprafețelor posibile de cedare[ 84]

## 3.2.3 Metoda Bishop

Metoda Bishop (1955), [ 11] prezentată pentru prima dată la Conferința Internațională de la Stockholm (1954), are la bază următoarele ipoteze :

Ipoteze privitoare la cedare:

- ruperea se produce după o suprafață unică de cedare, cilindrică cu ax orizontal;
- cedarea se produce dintr-o singură mișcare sau altfel spus, nu se ține seama de deformațiile ce se produc înainte de ruptură;
- rezistența la forfecare în lungul suprafeței de rupere, corespunde aceleiași deformații și în consecință aceluiasi grad de mobilizare a rezistenței la forfecare.

Ipoteze de calcul:

- o masa alunecătoare de pământ care tinde să lunece este discretizată în fâșii verticale, ținându-se seama de reacțiunile dintre fâșii.

Coeficientul de siguranță, definit ca raport între rezistența la forfecare disponibilă și cea mobilizată egală cu componenta tangențială a tensiunii totale aplicată pe suprafața de cedare , dată de relația , pusă sub forma relație[ 47]:

$$F_s = \frac{\tau_{fi}}{\tau_{ei}} \quad (3.20)$$

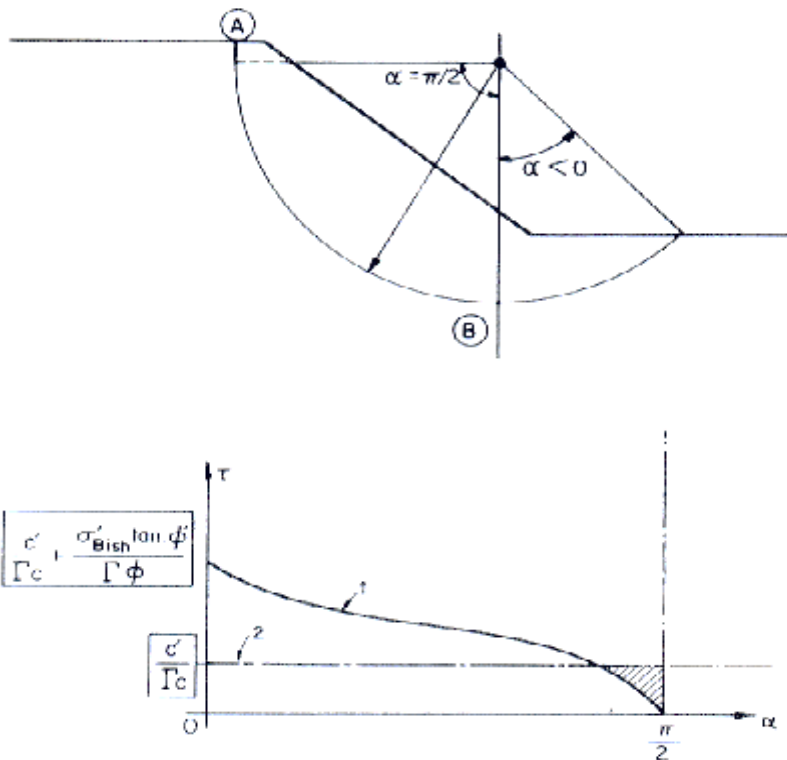


Fig. 3-5 Scheme metoda Bishop. [ 11]



### 3.2.4 Metoda Janbu

Metoda Janbu (1954 - 1956) [ 42], sau procedeul generalizat al fâșiilor, are la bază următoarele considerații și ipoteze privitoare la:

suprafață de cedare:

- suprafața potențială de cedare este de formă oarecare;
- ruperea se produce brusc, deci nu se ține seama de deformațiile ce se produc înainte de cedare;
- rezistența la forfecare mobilizată în lungul suprafeței de cedare corespunde aceleiași deformații, considerată constantă pentru toate punctele din cuprinsul suprafeței.

determinarea coeficientului de siguranță:

- rezistența la forfecare este dată de legea lui Coulomb și se poate exprima atât în tensiuni totale cât și în tensiuni efective, în funcție de tipul de analiză solicitat (pe termen scurt sau de lungă durată);
- coeficientul de siguranță , definit ca raport între rezistența la forfecare disponibilă și rezistența la forfecare necesară asigurării echilibrului , este considerat constant în lungul suprafeței potențiale de cedare;
- masa alunecătoare este discretizată în fâșii verticale pe fețele laterale ale acestora acționează eforturile  $E_i$  ,  $T_i$  ;
- linia de acțiune a împingerilor  $E$ ; este presupusă cunoscută, la distanța de  $(0,3 + 0,4)$ , măsurată de la suprafața de cedare (ipoteză specifică numai acestei metode).

În baza acestor considerații și ipoteze, pe baza echilibrului static al fiecărei fâșii în parte, exprimat prin cele trei ecuații (de proiecție pe orizontală, verticală și moment), și a echilibrului global al masei alunecătoare, metoda permite determinarea următorilor parametri, care constituie totodată și necunoscutele problemei (Fig. 3-6):

- coeficientul de siguranță aferent suprafeței potențiale de cedare considerate  $F_s$ ;
- forțele ce se exercită la frontierele dintre fâșii  $E_i$  ,  $T_i$  ;
- tensiunile normale și tangențiale în lungul suprafeței potențiale de cedare [ 64].

Se scriu ecuațiile de echilibru static al fâșiei după cum urmează[ 14]:

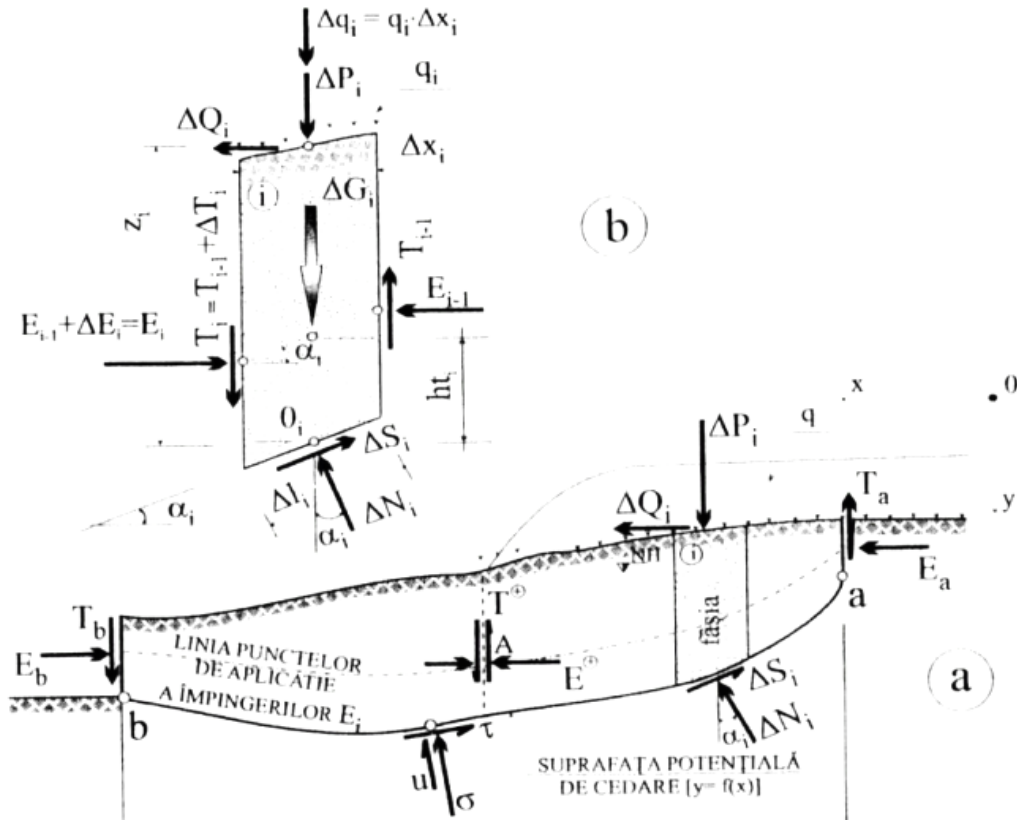


Fig. 3-6 Schema generală forte metoda Janbu[ 42]

Proiecție pe direcție verticală

$$\sum Y_i = 0 \quad (3.21)$$

$$\Delta G_i + T_i - T_{i-1} - \Delta N_i \cos \alpha_i - \Delta S_i \sin \alpha_i = 0 \quad (3.22)$$

Proiecție pe direcția orizontală

$$\sum X_i = 0 \quad (3.23)$$

$$\Delta Q_i - E_i + E_{(i-1)} + \Delta N_i \sin \alpha_i - \Delta S_i \cos \alpha_i = 0 \quad (3.24)$$

Ecuatia de momente a tuturor forțelor ce acționează asupra fâșiei față de punctul  $O_i$ :

$$\sum M_{oi} = 0 \quad (3.25)$$

$$T_{(i-1)} = -E_{(i-1)} \tan \alpha_{ii} + \frac{\Delta E_i}{\Delta x_i} h_{ii} - \frac{\Delta Q_i}{\Delta x_i} z_i \quad (3.26)$$

Ecuțiile de echilibru static global ale masei alunecătoare, sub acțiunea greutatei proprii, forțele exterioare precum și a forțelor ce acționează pe suprafața potențială de cedare sunt:

Proiecția tuturor forțelor pe direcția orizontală:

$$\sum X_i = 0 \quad (3.27)$$

$$E_a - E_b + \sum \Delta Q_i = -(\sum \Delta N_i \sin \alpha_i - \sum \Delta S_i \cos \alpha_i) \quad (3.28)$$

Proiecția tuturor forțelor pe direcția verticală:

$$\sum Y_i = 0 \quad (3.29)$$

$$\sum \Delta T_i = T_b - T_a \quad (3.30)$$

Suma momentelor tuturor forțelor față de un punct oarecare :

$$\sum M_i = 0 \quad (3.31)$$

$$\sum \Delta M_i = M_b - M_a \quad (3.32)$$

Combinând ecuațiile de proiecție și ecuațiile de momente și făcând anumite notații se ajunge la forma finală a ecuației factorului de siguranță:

$$F_s = \frac{\sum A_i}{(E_a - E_b + \sum B_i)} \quad (3.33)$$

Unde :

$$A_i = \tau_{ei} F_s \Delta x_i (1 + \tan^2 \alpha_i) \quad (3.34)$$

Pentru determinarea coeficientului de siguranță, care nu este posibilă deoarece acesta este cuprins în ambii membri ai relației, se utilizează un calcul iterativ.

În acest scop, după parcurgerea etapelor grafo-analitice se impune un coeficient de siguranță  $F_{s0} = 1$  pentru aceeași suprafață și se repetă ciclul iterativ interior, până când între două valori succesive  $F_{si}$  diferența este neglijabilă.

Se trece apoi într-o etapă curentă  $j = 1 \div n$  și se determină prin iterații succesive valori  $F_{sj}$ , până când procesul iterativ indică o stabilizare obținându-se soluția problemei.

### 3.2.5 Metoda forțelor orizontale

Metoda forțelor orizontale cunoscută în literatură de specialitate, în special, sub denumirea de metoda Maslov-Berer [88], se aplică pentru suprafețe de alunecare cilindrice-circulare, plane și compuse. În consecință, această metodă poate fi folosită pentru verificarea stabilității taluzurilor și versanților, a căror structură geologică favorizează producerea atât a alunecărilor asecvente cât și a celor consecvente.

Pentru determinarea valorii minime a coeficientului de siguranță în vederea verificării condiției de asigurare a stabilității, se procedează identic ca la metoda fâșiilor.

## 3.2.6 Metoda cercului de fricțiune

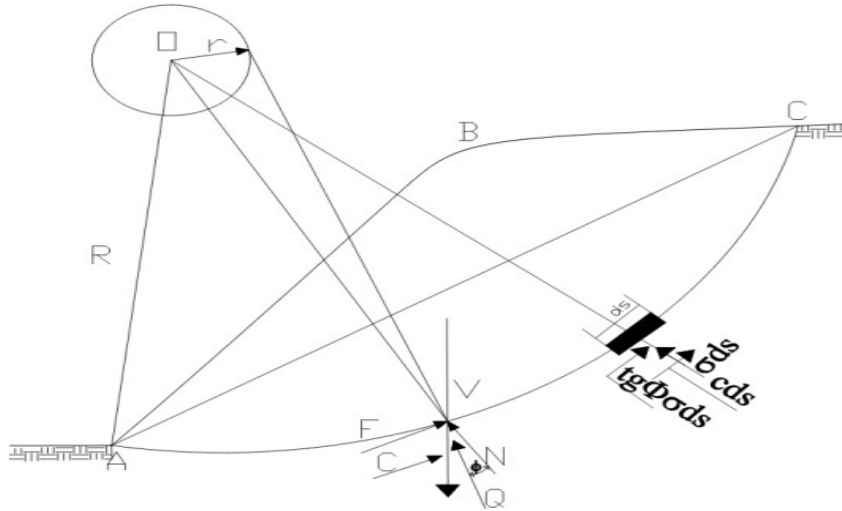


Fig. 3-7 Schema forte metoda forțelor orizontale[ 54]

Această metodă , spre deosebire de cele prezentate anterior , se bazează pe studiul echilibrului întregului volum al masei alunecătoare , fără a mai proceda la împărțirea acestuia în fâșii[ 87]. Metoda poate fi aplicată atât la taluzuri cât și la versanți susceptibili, îndeosebi, la alunecări consecvente

Rezultanta V a încărcărilor exterioare: greutatea proprie a masei alunecătoare eventualele forțe concentrate sau distribuite care supraîncarcă taluzul.

Reacțiunea Q a rocii

Forța de coeziune C , care în cazul rocilor coezive acționează și ea ca o forță de rezistență și reprezintă rezultanta vectorială a forțelor elementare de coeziune  $c*ds$ [ 46]:

$$CR' = R \int_A^C cds \quad (3.35)$$

$$cL_c R' = cL_a R \quad (3.36)$$

$$R' = \frac{RL_a}{L_c} > 1 \quad (3.37)$$

Coefficientul de siguranță a stabilității taluzului, după suprafață de alunecare considerată, se calculează cu relația:

$$\eta_s = \frac{(F + C)_{real}}{(F + C)_{nec}} = \frac{N \tan \Phi_{real} + C_{real}}{(N \tan \omega)_{nec}} \quad (3.38)$$

Dacă una dintre cele doua caracteristici ale rezistenței la forfecare ,  $\varphi$  sau  $c$ , este redusă ca valoare coeficientul de siguranță se determină în raport cu celălalt paramentru:

$$\eta_{s\Phi} = \frac{N \tan \Phi_{real}}{F_{nec}} \quad (3.39)$$

$$\eta_{sc} = \frac{C_{real}}{C_{nec}} \quad (3.40)$$

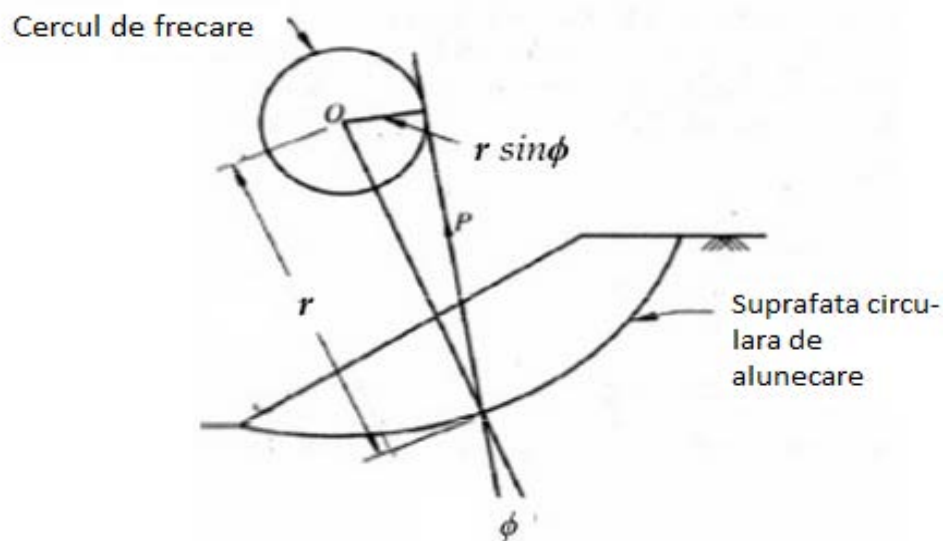


Fig. 3-8 Schema cercul de frecare [60]

### 3.3 Metoda elementului finit

Metoda elementului finit e o metodă precisă care satisface echilibrul de forțe, condițiile de compatibilitate, legile constitutive și condițiile de margine în fiecare punct al taluzului. Simulează mecanismul de cedare real al taluzului și determină atât coeficientul de siguranță cât și comportarea la cedare a taluzului. De asemenea are capacitatea de a incorpora condițiile in-situ mai bine ca oricare altă metodă. Mai mult de atât poate simula procesul de cedare fără a fi necesar presupunerea în avans a suprafeței de cedare. (Griffith et al 1999 [30]; Matsui, 1992 [59]).

În literatura de specialitate se întâlnesc două metode de calcul a coeficientului de siguranță cu ajutorul metodei elementului finit: metoda reducerii rezistenței caracteristice a materialului și metoda tensiunilor.

Aceste metode necesită analize neliniare iterative care necesită timp de analiză îndelungat.

Avantajele folosirii acestor metode constau în:

1. suprafața de alunecare nu trebuie să fie definită. Cedarea are loc atunci când rezistența la forfecare a terenului e mai mică decât tensiunea la forfecare;

2. metoda elementului finit nu necesită date sau conceptul de fâșii și satisface starea de echilibru până când are loc cedarea;
3. tensiunile și deformațiile taluzului pot fi obținute prin analiză.[ 52]

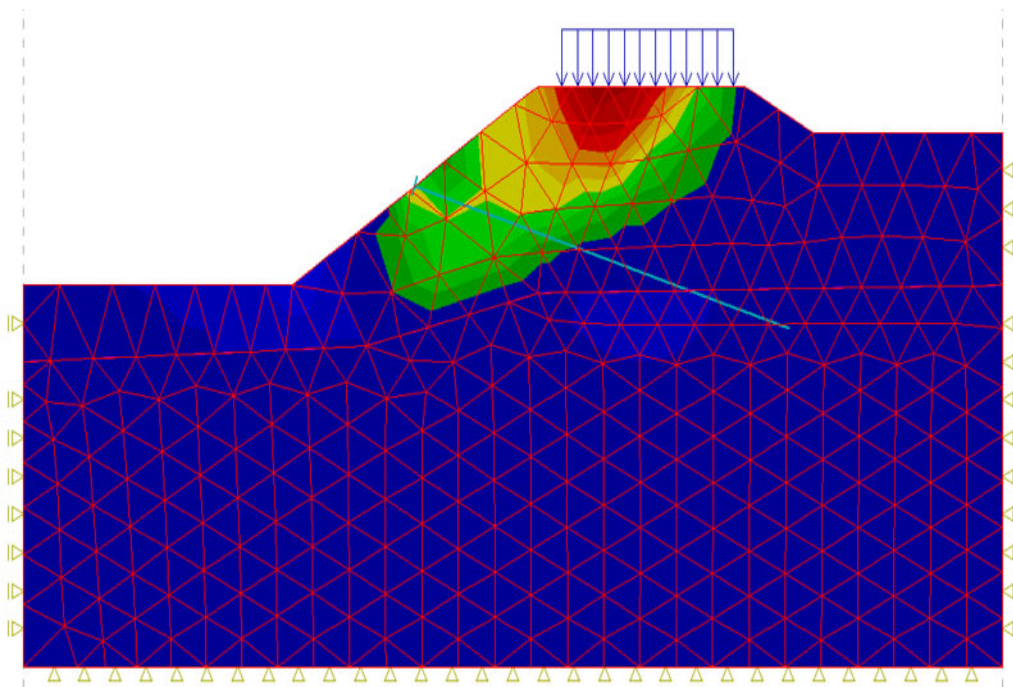
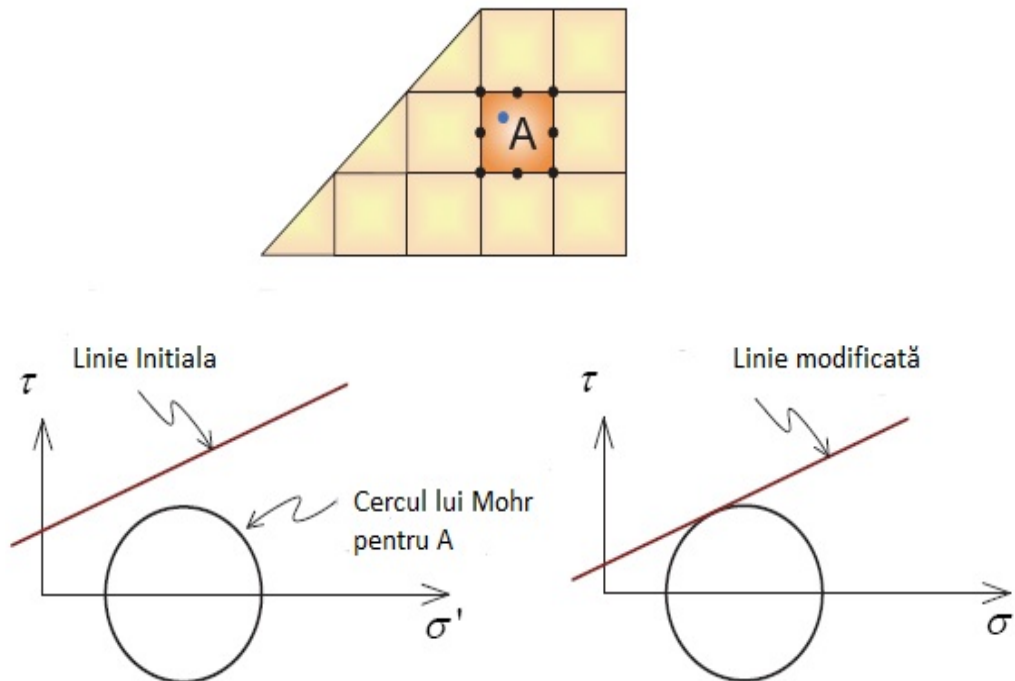


Fig. 3-9 Discretizare si rezultate MEF[ 50]

### 3.3.1 Metoda reducerii rezistentei (SRM)

Această metodă a fost propusă pentru prima dată de către Zienkiewicz (1975)[ 94]. Un punct A de tip Gauss dintr-un element(discretizat) dintr-un taluz e folosit pentru a se calcula coeficientul de siguranță a taluzului ca in Fig. 3-10. Starea de tensiuni pentru acest punct e reprezentată cu ajutorul cercului lui Mohr. Pentru a putea simula suprafața de alunecare , rezistență la forfecare e împărțită la un coeficient de siguranță  $F_s$ , în așa fel încât cercul lui Mohr pentru starea de tensiuni a suprafeței fictive de alunecare devine tangentă la linia cedării. Așa dar starea de tensiuni a acestui punct A e corectată în concordanța cu starea de cedare. Creșterea în număr a punctelor de cedare asemănătoare conduce la cedarea globală a taluzului. În acest punct analiza cu elemente finite diverge ,iar valoarea minimă  $F_s$  devine coeficientul de siguranță a taluzului[ 52].

Fig. 3-10 Metoda reducerii rezistenței  $\phi$  și  $c$  [ 51 ]

Metoda reducerii constă în diminuarea rezistenței caracteristice a materialelor , cu un anumit factor de reducere , până când are loc pierderea stabilității structuri. Reciproca acestui factor de reduce este coeficientul de siguranță a structuri investigate. De obicei programele dedicate pentru calculul coeficientului de siguranță cu ajutorul elementului finit au module separate pentru acest calcul[ 96].

Metoda reducerii rezistenței caracteristice a materialelor e folosită în general pentru verificarea stabilității taluzurilor sau versanților unde legea de comportare a terenului e considerată Mohr-Coulomb sau o lege de comportare asemănătoare. Cei doi parametri principali de comportare din legea Mohr-Coulomb și anume coeziunea  $c$  și unghiul de frecare  $\Phi$  sunt reduși pentru a calcula coeficientul de siguranță al taluzului.

Metodologia de aplicare a metodei reducerii rezistenței caracteristice a materialelor constă în parcurgerea următorilor pași :

1. aplicarea greutății proprii și a încărcărilor adiționale folosind o analiză premergătoare statică neliniară în care starea de echilibru e obținută;
2. rularea modulului dedicat pentru determinarea coeficientului de siguranță prin iterații;
3. la fiecare iterație o analiză de tip static-neliniar e efectuată[ 52].

Descrierea proceduri pentru determinarea coeficientului de siguranță:

Prima iterație pornește cu  $FS_n = FS_0$ .  $FS_0$  poate fi introdus de către utilizator sau în general  $FS_0 = 1$ . În pasul următor  $FS_n$  este incrementat cu  $\Delta_{FSn}$  devenind  $FS_{n+1}$ , unde  $\Delta_{FSn}$  este pasul introdus de către utilizator. Cu noul FS, coeziunea  $c$  și tangenta

unghiului de frecare intern  $\tan\Phi$  sunt diminuați. Suprafața de curgere rezultată e prezentată în figura Fig. 3-10 unde  $c$  și  $\Phi$  sunt diminuați devenind  $c_f$  respectiv  $\Phi_f$ . Cu cei 2 parametri reduși o nouă stare de echilibru e căutată prin efectuarea unei noi analize static-nelinară. Dacă această nouă stare de echilibru e găsită, analiză a ajuns la convergență, atunci FS e incrementat din nou și o nouă stare de echilibru e căutată cu parametri  $\Phi$  și  $c$  diminuați dinou. Procesul e repetat până când analiza e divergentă sau nu converge într-un anumite număr de iterații specificate de către utilizator. Când analiza nu converge pasul  $\Delta FS_n$  este redus, de obicei înjumătățit, rezultând un FS cu o valoare mai mică, pentru care o nouă stare de echilibru poate fi găsită. Această procedură continuă până când  $\Delta FS_n$  devine mai mic decât toleranță introdusă de către utilizator, astfel încât FS să fie determinat cu acuratețea dorită [ 51].

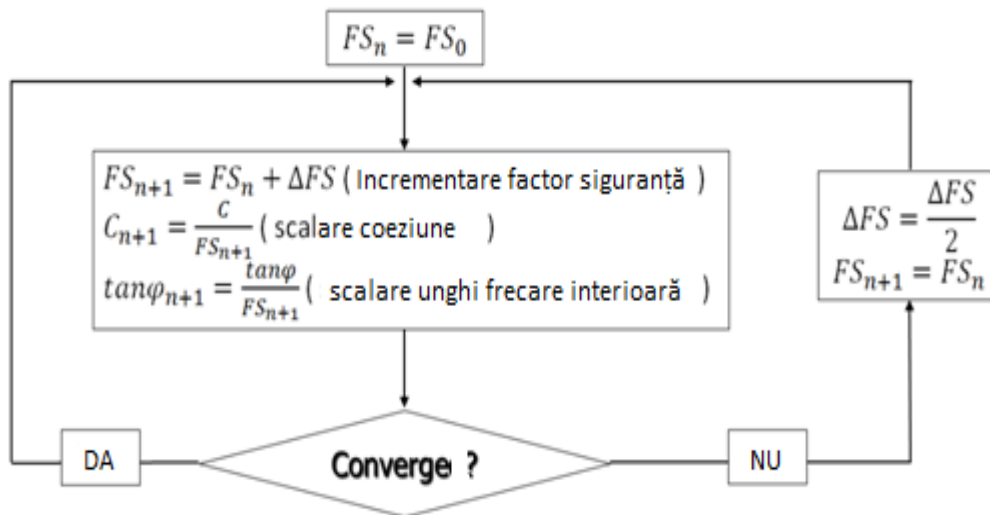


Fig. 3-11 Schema logică algoritm determinare coeficient de siguranță [ 51]

Descrierea analizei neliniare efectuată la fiecare iterație.

Se începe prin a se calcula tensiunea redusă  $\sigma$  datorită reducerii rezistenței caracteristice a materialului. Pentru a se efectua acest calcul, deformăția elastică corespunzătoare tensiunii  $\sigma_0$  din iterația precedentă e calculată conform formulei:

$$\varepsilon_0 = SE^{-1}\sigma_0 \quad (3.41)$$

Unde SE e matricea tensiune-deformație.

Odată  $\varepsilon_0$  calculat, tensiunea redusă  $\sigma$  e obținută prin recurgerea la legea de comportare Mohr-Coulomb, sau o lege de comportare asemănătoare, cu  $\varepsilon_0$  fiind deformația totală.

În cele din urmă forța reziduală  $g$  pentru starea de echilibru e calculată conform formulei:

$$g = \int B^T (\sigma_0 - \sigma) \quad (3.42)$$

Unde B este matricea deformație-deplasare iar integrala semnifică integrarea pe elemente, conducând la un vector de forță. Asamblarea acestor vectori conduc la obținerea vectorului forță global [ 51].



## 3.3.2 Metoda stării de tensiune (SAM)

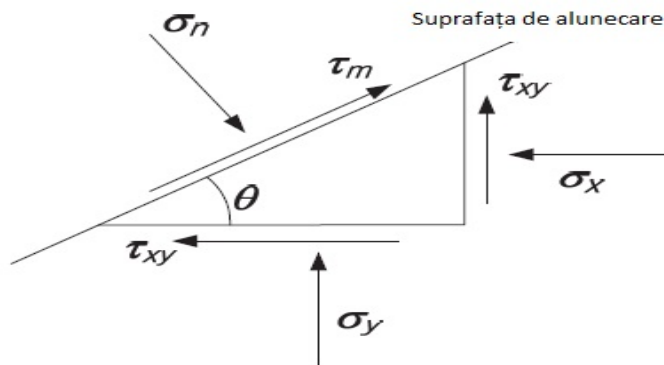


Fig. 3-12 Componentele stării de tensiune a suprafeței de alunecare[ 52]

Această metodă constă în efectuarea în primă fază a analizei stării de tensiuni din taluz cu ajutorul metodei elementului finit. Apoi aceste tensiuni calculate din taluz sunt folosite pentru calculul factorilor de siguranță asociați mai multor suprafețe de alunecare considerate pentru metoda echilibrului limită. Printre aceste cazuri se numără și cel mai defavorabil, împreună cu suprafața de alunecare corespunzătoare.

Legea de comportare a terenului pentru analiza tensiunilor din taluz e Mohr-Coulomb, identică cu cea folosită în metoda echilibrului limită.

## Evaluarea coeficientului de siguranță

Coeficientul de siguranță folosit în metoda elementului finit e definit ca:

$$F_s = \int_S \tau_f d\Gamma / \int_S \tau_m d\Gamma \quad (3.43)$$

$\tau_f$  - este tensiunea de forfecare și  $\tau_m$  este rezistența la forfecare conform criteriului de cedare Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \Phi \quad (3.44)$$

$$\tau_m = \frac{1}{2} (\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\Theta + \tau_{xy} \cos 2\Theta \quad (3.45)$$

Unde tensiunea normală la suprafața de alunecare e dată de:

$$\sigma_n = \sigma_x \sin^2 \Theta + \sigma_y \cos^2 \Theta - \tau_{yx} \sin \Theta \quad (3.46)$$

Unde:

c- coeziunea;

$\Phi$ - unghiul de frecare internă a materialului;

$\Theta$ - unghiul dintre suprafața orizontală și suprafața de alunecare;

$\sigma_x$  și  $\sigma_y$ - tensiunile normale în direcția x respectiv y;

$\tau_{xy}$ - tensiunea la forfecare;

## Integrarea tensiunii de-a lungul suprafeței de alunecare

Integrarea tensiunii la forfecare de-a lungul suprafeței de alunecare e necesară pentru a putea evalua coeficientul de siguranță definit ca în formulele de mai sus. Integrarea se aplică tuturor elementelor care se afla de-a lungul suprafeței de alunecare

Tensiunea de forfecare dintr-un element e calculată din tensiunea de forfecare din modurile elementului cu ajutorul metodei „Global stress smoothing”(uniformizarea tensiunilor globale)

$$\sigma = \sum_{i=1}^{nod} N_i \sigma_i^{nod} \quad (3.47)$$

Unde:

$N_i$  – funcția de formă în punctul  $i$  ;

$\sigma_i^{nod}$  – tensiunea nodală în nodul  $i$ ;

$\sigma$  – tensiunea într-un punct arbitrar din elementul finit.

Integrarea tensiunii de-a lungul suprafeței de alunecare în sistemul global de coordonate bidimensional este realizată după transformarea tensiunii în formă de integrală într-un sistem de coordonate local unidimensional.

$$\int_{n1}^{n2} \tau(x, y) d\Gamma = \frac{L}{2} T \int_{-1}^1 \tau(\xi) d\xi = \frac{L}{2} T \sum_{i=1}^{n_{int}} W_i \tau(\xi_i) \quad (3.48)$$

Unde:

$\xi$ - coordonată variabilă în sistemul local de coordonate;

$W_i$ - constanta de integrare în punctul de integrare  $i$ ;

$T$ - Matricea de transformare cu ajutorul căreia tensiunile din sistemul de coordonate locale sunt transformate în sistemul global de coordonate;

$L$ - lungimea elementului;

$\tau$ - tensiunea de forfecare sau rezistență la forfecare de-a lungul suprafeței de alunecare;

Coeficientul de siguranță global pentru potențiala suprafață de alunecare se calculează conform formulei:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{ne1} \int_{n1}^{n2} \tau_f d\Gamma}{\sum_{i=1}^{ne1} \int_{n1}^{n2} \tau_m d\Gamma} \quad (3.49)$$

Unde:

$ne1$  - numărul de elemente finite ce intersectează potențiala suprafață de alunecare;

$n1$ - punctul de start al suprafeței de alunecare ce trece prin elementul finit;

$n2$ - punctul de final al suprafeței de alunecare ce trece prin elementul finit.

Metoda stării de tensiune folosește câmpul de tensiune determinat pe bază analizei cu metoda element finit și suprafața de alunecare conform metodei echilibrului limită[ 52].

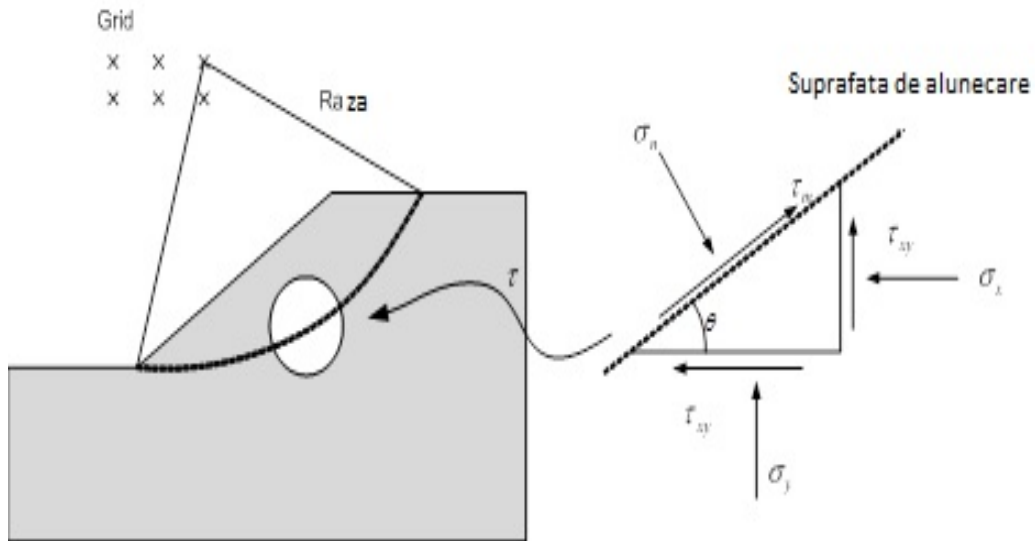


Fig. 3-12 Schematizarea metodei sam[ 52]

### 3.4 Calculul coeficientului de siguranță a incintelor de fundare

Pentru sprijinirea incintelor cu taluzuri se folosesc metodele prezentate mai sus. Pentru incintele de fundare cu pereții de sprijinire se folosesc aceleași metode cărora li se adaugă forțele din elementele sprijinirilor.

În literatura de specialitate se consideră 2 moduri principale de pierdere a stabilității generale:

- suprafața de cedare nu intersectează elementele sprijinirii;
- suprafața de alunecare intersectează elementele sprijinirii.

#### 3.4.1 Suprafața de cedare nu intersectează elementele sprijinirii

Mai multe metode clasice cum ar fi Janbu, Spencer, Bishop și altele au fost dezvoltate pentru a analiza stabilitatea generală a unei incinte de fundare. Astfel coeficientul de siguranță este definit ca raportul dintre capacitatea portantă la forfecare a terenului plus contribuția adusă de elementele sprijinirii și efortul de forfecare efectiv[ 81].

$$F_s = \frac{\tau_{teren+sprijinire}}{\tau_{efectiv}} \quad (3.50)$$

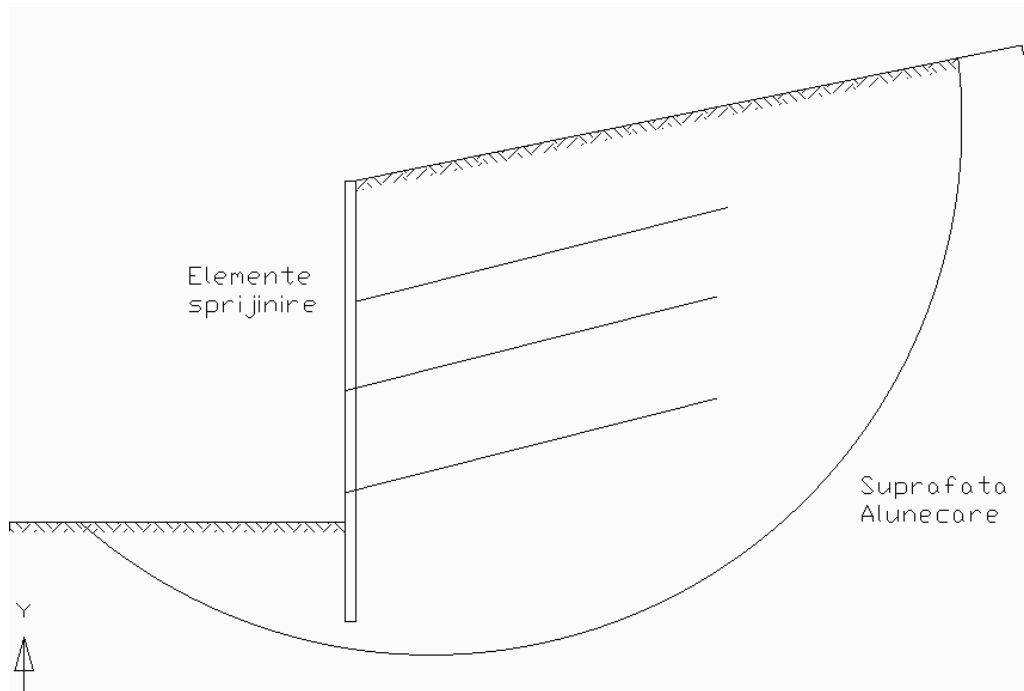


Fig. 3-13 Cedare generală .Suprafața de cedare nu intersectează elementele sprijinirii[ 81]

### 3.4.2 Suprafața de alunecare intersectează elementele sprijinirii.

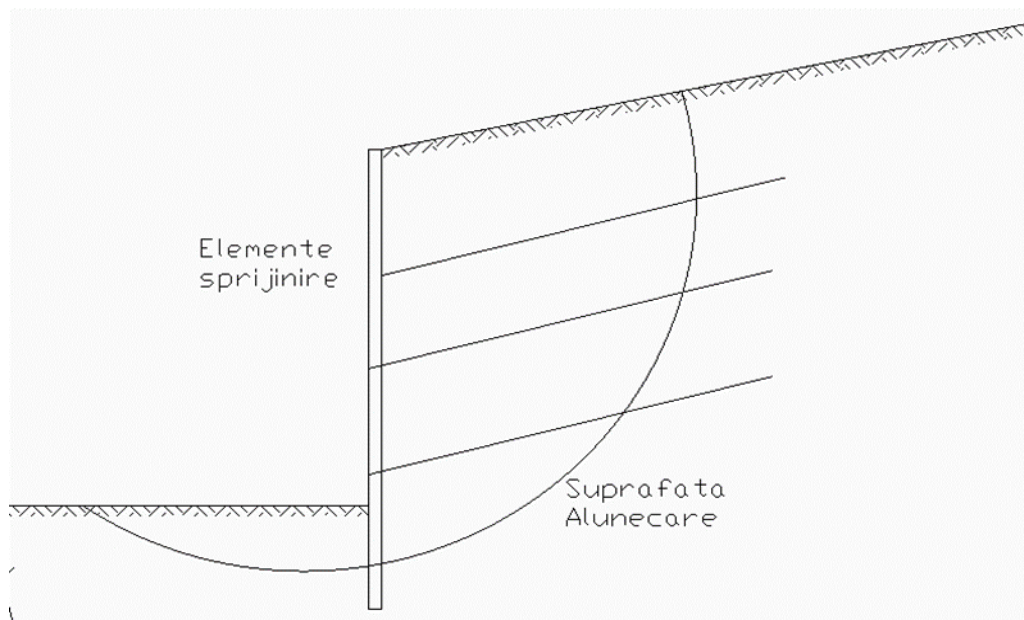


Fig. 3 15 Cedare generală .Suprafața de cedare nu intersectează elementele sprijinirii[ 81]

Acest tip de cedare afectează componentele sprijinirii inclusiv elementele de ancorare cât și cele efectiv de sprijinire. Pentru a analiza acest tip de cedare elementele sprijiniri sunt considerate pentru a opune rezistență forțelor neechilibrate exterioare [ 81].

$$F_{s(\text{sprijinire})} = F_{s(\text{teren})} + \frac{M_{R(\text{sprijinire})}}{M_D} \quad (3.51)$$

Unde:

$F_{s(\text{sprijinire})}$ - coeficientul de siguranță a sprijinirii;

$F_{s(\text{teren})}$ -coeficientul de siguranța al terenului ce nu ține cont de sprijinire;

$M_{R(\text{sprijinire})}$ - momentul încovoietor capabil al elementelor sprijinire față de punctul de alunecare;

$M_D$ - încărcarea din momentul încovoietor.

Metoda elementelor finite este o metoda relativ nouă care e nevoie de a fi testată și înțeleasă în profunzime.

## 4 Rezistența și stabilitatea fundațiilor încastrate elastic. Metode de calcul.

Tipul de fundații utilizate în mod uzual cum ar fi cele directe sau unele indirecte care i-au în considerare numai suprafața orizontală de contact dintre fundație și teren. La aceste fundații predomină forțele verticale, cu solicitări centrice cât și excentrice. Pentru fundațiile construcțiilor cu solicitări mari orizontale și cu moment mare de răsturnare, acest mod de dimensionare devine foarte neeconomic, din cauza suprafeței și a volumului mare ce trebuie date fundațiilor, pentru a le asigura stabilitatea necesară.

La fundațiile încastrate elastic în teren, luând în considerare și reacțiunile de pe suprafețele de contact verticale se poate asigura stabilitatea cu un volum mai mic de material, Deci se pot executa în mod mai economic. Asemenea fundații se proiectează pentru stâlpii de susținere a cablurilor de electricitate aeriene, pentru antene etc. S-a extins acest tip de fundație și pentru unele construcții cu solicitării orizontale mai mari așa, cum sunt fundațiile podurilor de cale ferată, unde asemenea solicitării apar din cauza frânării. La aceste lucrări se aplică calculul prevăzut pentru fundațiile încastrate elastic în teren numai pentru sarcini utile și accidentale de scurtă durată; frânare, vânt, șerpuire la vehiculele de cale ferată etc. Pentru acele fundații, în mod inevitabil, se produc mici deplasări orizontale și rotiri care în cazul construcțiilor static nedeterminate ar putea produce o redistribuire defavorabilă a eforturilor în părțile componente ale lor. Pentru a evita lucrul acesta, fundațiile încastrate elastic în teren se recomandă numai pentru construcții static determinate

Ca o fundație să poată fi considerată încastrată în teren, este necesar ca pe suprafețele laterale de contact să poată apărea reacțiunile necesare pentru asigurarea stabilității, fără prea marii deformații, deci terenul trebuie să fie de compresibilitate mai redusă. Din acest motiv, în pământuri puternic compresibile nu se pot proiecta fundații încastrate. Tot din acest motiv, stratul de pământ vegetal de la suprafața terenului nu se ia în considerare la stabilirea adâncimii de încastrare. De asemenea, nu se ia în considerare nici grosimea umpluturilor ce eventual se fac în jurul fundației. La fundațiile în trepte ca înălțime de încastrare se ia numai partea fundației în contact direct cu pământul în stare naturală. [ 66]

## 4.1 Considerații teoretice privind fundațiile încastrate elastic

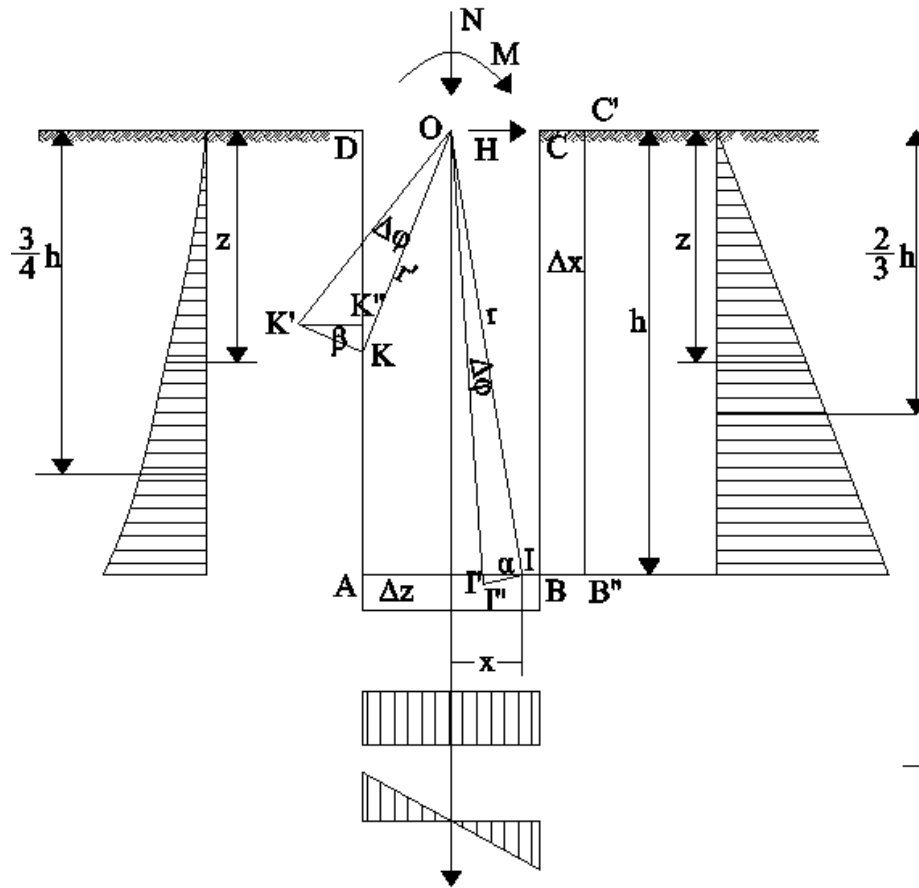


Fig. 4-1 Schema de calcul a fundației încastrate elastic[ 66]

Pentru a arată cum funcționează și care sunt principiile fundației încastrate elastic vom folosi metoda descrisă de Păunescu M. în cartea Geotehnică și Fundații [ 66].

Se consideră o fundație cu secțiune pătrată încastrată în teren pe adâncimea  $h$ . Solicitarea este dată prin forța axială  $N$ , forța orizontală  $H$  în punctul  $O$  și momentul  $M$ . Punctul  $O$  se găsește în originea sistemului de coordonate  $xOz$ .

La stabilirea condițiilor de echilibru nu se ține seama de forțele de frecare ce apare pe suprafețele laterale, paralele cu planul  $xOz$ .

Pentru rezolvarea problemei se aplică metoda deplasărilor plecând de la ipoteza Winkler, care admite o proporționalitate între presiuni și deformații.

Se impune fundației o deplasare verticală  $\Delta z$ , o deplasare orizontală  $\Delta x$ , și o rotație  $\Delta \varphi$  în jurul punctului  $O$ , corespunzătoare celor trei solicitări  $N, H$  și  $M$ .

Coeficientul de deformație pentru direcția verticală  $C_z$  iar pentru direcția orizontală, la adâncimea  $h$  cu  $C_x$ .

Dând o deplasare verticală  $\Delta_z$  presiunea va fi :

$$p_z = C_z \Delta_z \quad (4.1)$$

Iar rezultanta presiunilor:

$$Z_{\Delta_z} = -C_z b^2 \Delta_z \quad (4.2)$$

Momentul în raport cu punctul O dat de presiunile din deplasarea verticală :

$$M_{\Delta_z} = 0 \quad (4.3)$$

Deplasarea orizontală  $\Delta_x$  va produce o presiune la adâncimea  $z$ :

$$p_x = -C_x \frac{z}{h} \Delta_x \quad (4.4)$$

$$p_{BAx} = -C_x \Delta_x \quad (4.5)$$

Rezultanta presiunilor este:

$$X_{\Delta_x} = -\frac{1}{2} C_x h b \Delta_x \quad (4.6)$$

Iar momentul în raport cu punctul O dat de presiunile din deplasarea orizontală:

$$M_{\Delta_x} = \frac{1}{3} C_x h^2 b \Delta_x \quad (4.7)$$

În cele de mai sus s-a presupus că valoarea coeficientului  $C_x$  este dată la adâncimea  $h$ , iar între  $z=0$  și  $z=h$ ,  $C_x$  variază liniar de la valoarea 0 la valoarea  $C_x$ . Rotirea  $\Delta\varphi$  în jurul punctului O va produce o deplasare verticală a punctului I de pe talpa fundației de mărime .

$$I'I'' = r \Delta\varphi \sin \alpha = x \Delta\varphi \quad (4.8)$$

Deci tensiunile în punctele A și B vor fi :

$$p_{\Delta\varphi} = \pm \frac{1}{2} C_z b \Delta\varphi \quad (4.9)$$

Iar rezultanta presiunilor:

$$Z_{\Delta\varphi} = 0 \quad (4.10)$$

Iar momentul în raport cu punctul O dat de presiunile din rotire:

$$M_{\Delta\varphi} = -\frac{1}{12} C_z b^3 \Delta\varphi$$

În mod asemănător rotirea  $\Delta\varphi$  în jurul punctului O, în punctul K situat pe suprafața DA, la nivelul  $z$ , va produce o deplasare în direcția axei  $x$  de :

$$K'K'' = r' \Delta\varphi \cos \beta = z \Delta\varphi \quad (4.11)$$

Rezultă:

$$p_{\Delta\varphi} = C_x \frac{z^2}{h} \Delta\varphi \quad (4.12)$$

Pentru punctul A unde  $z=h$ :

$$p'_{\Delta\varphi} = C_x h \Delta\varphi \quad (4.13)$$



$$X_{\Delta\varphi} = \frac{1}{3} C_z h^2 b \Delta\varphi \quad (4.14)$$

$$M_{\Delta\varphi} = -\frac{1}{4} C_x h^3 b \Delta\varphi \quad (4.15)$$

Cunoscând încărcările exterioare N,H și M scriind cele trei condiții de echilibru rezultă:

$$\sum Z = N - C_z b^2 \Delta_z = 0 \quad (4.16)$$

$$\sum X = H - \frac{1}{2} C_x h b \Delta_x + \frac{1}{3} C_x h^2 b \Delta\varphi \quad (4.17)$$

$$\sum M = M - \frac{1}{3} C_x h^2 b \Delta_x - \frac{1}{2} C_x b^4 \Delta\varphi - \frac{1}{4} C_x h^3 b \Delta\varphi = 0 \quad (4.18)$$

Din sistemul de ecuații rezultă deplasările și rotirile necunoscute:

$$\Delta_z = \frac{N}{C_z b^2} \quad (4.19)$$

$$\Delta\varphi = \frac{12}{C_z} R \quad (4.20)$$

$$\Delta_x = \frac{2H}{C_x h b} + \frac{8\beta h}{C_z} R \quad (4.21)$$

Unde:

$$R = \frac{2Hh + 3M}{3b^4 + \beta h^3 b} \quad (4.22)$$

$$\beta = \frac{C_x}{C_z} \quad (4.23)$$

Cunoscând valorile deplasărilor și rotirii se determină diagrama presiunilor pe fundație. Pe suprafața AB:

$$p_{1,2} = \frac{N}{b^2} \pm \frac{1}{2} C_z b \Delta\varphi \quad (4.24)$$

Pe suprafața AD, în punctul A:

$$p_{xA} = 4\beta h R - \frac{2H}{hb} \quad (4.25)$$

Pe suprafața BC, respectiv AD, diagrama este reprezentată printr-o parabolă de gradul 2. Pe suprafața BC, diagrama se extinde pe înălțimea  $z_0$ , pentru care  $p_x=0$

Rezultă :

$$z_0 = \frac{2}{3} h + \frac{H}{6\beta h b R} \quad (4.26)$$

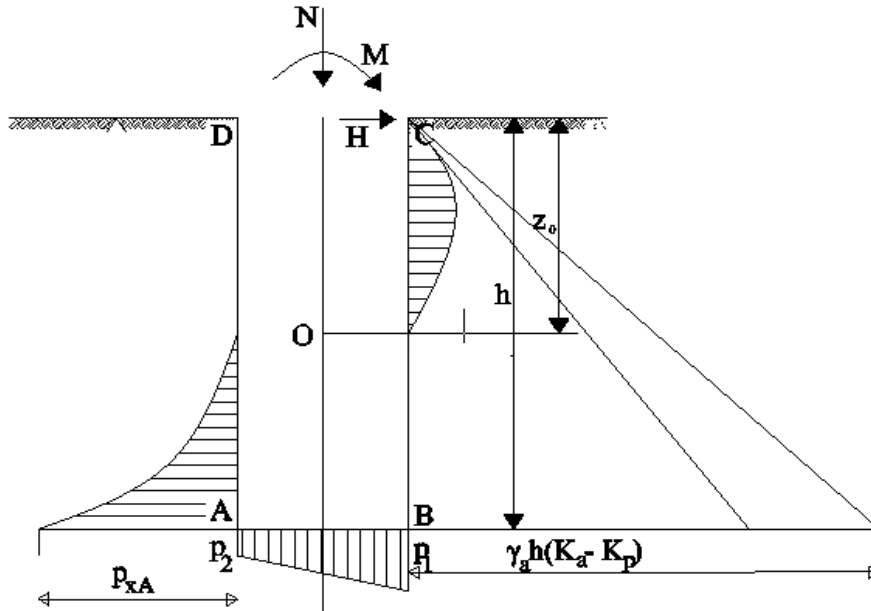


Fig. 4-2 Schemă de verificare a fundației încastrate elastic în teren [ 66]

După ce s-au stabilit diagramele presiunilor se poate verifica dacă secțiunea și adâncimea fundației verifică starea în echilibru cu teren înconjurător:

1. Pe suprafața AB, presiunea  $p_1 < 1.2\sigma_{adm}$ .
2. Diagrama presiunilor pe suprafața BC și AD nu trebuie să depășească diagrama triunghiulară rezultată din împingerea activă pe suprafețele respective, adică:

$$\operatorname{tg} \theta \leq \gamma_a (K_p - K_a) \quad (4.27)$$

$$p_{xa} \leq \gamma_a h (K_p - K_a) \quad (4.28)$$

Unde:  $\theta$  este unghiul tangentei în punctul  $z=0$  al diagramei presiunilor;

$$\operatorname{tg} \theta = -\left(\frac{2H}{bh^2} + 8\beta R\right) \quad (4.29)$$

$\gamma_a$  – greutatea volumetrică a pământului ;

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.30)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.31)$$

Sau sub o altă formă:

$$\frac{2H}{h^2 b} + 8\beta R \leq \gamma_a (K_p - K_a) \quad (4.32)$$

$$4\beta R - \frac{2H}{h^2 b} \leq \gamma_a (K_p - K_a) \quad (4.33)$$

Din aceste condiții poate fi determinată latura fundației  $b$  impunând înălțimea  $h$  ca fiind cunoscută:

$$b^5 - \frac{N}{1.2\sigma_a} b^3 - \left( \frac{4Hh + 6M}{1.2\sigma_a} + \beta \frac{h^3}{3} \right) b^2 - \frac{\beta h^3}{3.6\sigma_a} = 0 \quad (4.34)$$

Momentul încovoietor se poate calcula cu următoarea formulă [ 68 ] :

$$M_x = H \left\{ (h+z) \left[ 1 - \frac{bz^2}{2Rh} (2z_0 - z) \right] \right\} \quad (4.35)$$

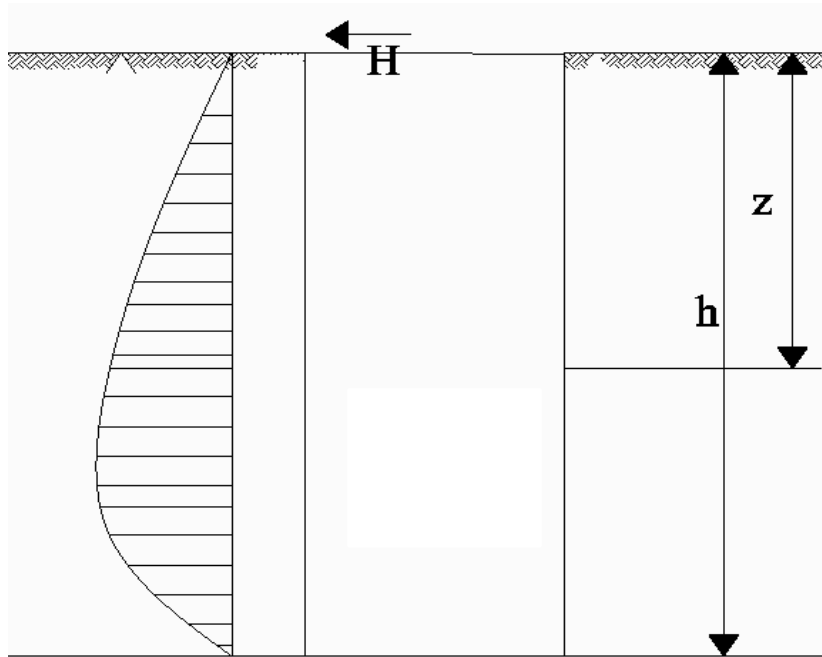


Fig. 4-3 Diagrama momentului încovoietor pe înălțimea fundației [ 68 ]

## 4.2 Definirea unei noi formule de calcul a momentului încovoietor pentru fundația încastrată elastic

### 4.2.1 Definirea formulei

După studiul metodei din literatura de specialitate [ 66 ] și a formulelor folosite de metoda elementelor finite se propune o nouă formulă.

Această formulă are la baza 2 ipoteze:

1. momentul încovoietor e calculat la starea de echilibru;

2. volum de pământ ce generează forța de rezistență a terenului de fundare se considera pe principiul grosime virtuale  $t_v$  propus de metoda elementului finit, pentru considerarea interfeței dintre fundație și teren.

Se scrie condiția de echilibru privind momentul încovoietor:

$$M_z = M_{\text{initial}} + H \cdot z - \left(\frac{z}{h} \cdot C_x\right) \cdot \left(\frac{b \cdot t_v \cdot z}{2}\right) \cdot \frac{z}{2} \cdot r \quad (4.36)$$

Unde:

$M_z$ - momentul încovoietor la nivelul curent;

$M_{\text{initial}}$ - momentul încovoietor inițial;

$z/h \cdot C_x$  reprezintă ordonata lui  $C_x$  corespunzătoare adâncimii la care se calculează momentul încovoietor;

$b \cdot t_v \cdot z$  - volum de pământ ce se deformează și contribuie cu cea mai mare parte a forței pământului ce se opune deplasării fundației;

$H$ - forța tăietoare ;

$z$ - adâncimea pe lungimea fundației la care se calculează  $M_x$  ;

$h$ - înălțimea fundației;

$C_x$ - coeficientul de deformație pentru direcția orizontală;

$b$ - lățimea fundației;

$t_v$ - grosimea virtuală de teren, aferentă  $C_x$ , ce se opune forțelor exterioare ( în general are grosimea între 0.01-0.1[m] ) [ 16];

$r$ - este factor de reducere ce depinde de tipurile de materiale ce se învecinează, adimensional:

- material granular/metal  $r$ :0.6-0.7;
- argilă/metal  $r$ :0.5;
- material granular/beton  $r$ :0.8-1.0;
- argilă/beton  $r$ :0.7-1.0 [ 16].

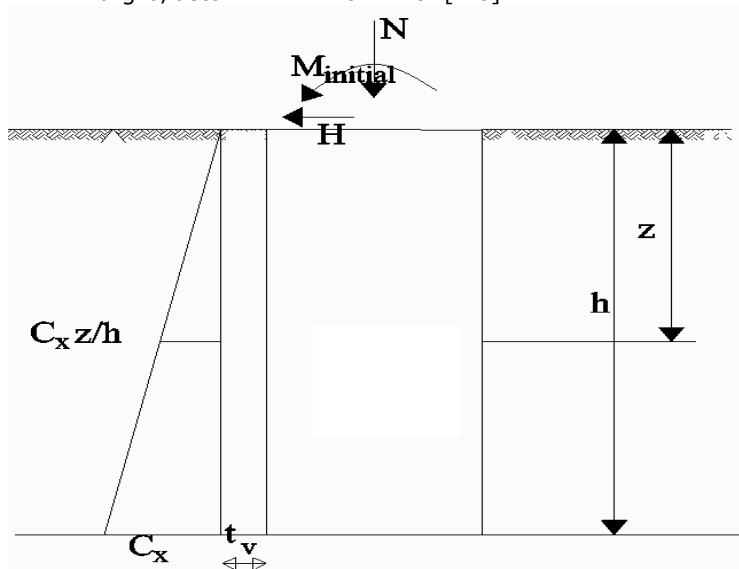


Fig. 4-4 Schema de calcul a formulei (4.36)

#### 4.2.2 Compararea rezultatelor între formula clasică (4.35) și noua formulă (4.36)

Pentru calcul s-a luat în considerare o situație pur ipotetică cu următoarele date de intrare:

Dimensiuni fundație:

$b=0.6\text{m}$ - lățimea fundației pe latura solicitată;

$h=2\text{ m}$  - înălțimea fundației;

caracteristici teren de fundare;

$C_z=5000\text{ kN/m}^3$ ;

$C_x=5000\text{ kN/m}^3$ ;

$T=30\text{ kN}$  - forța tăietoare.

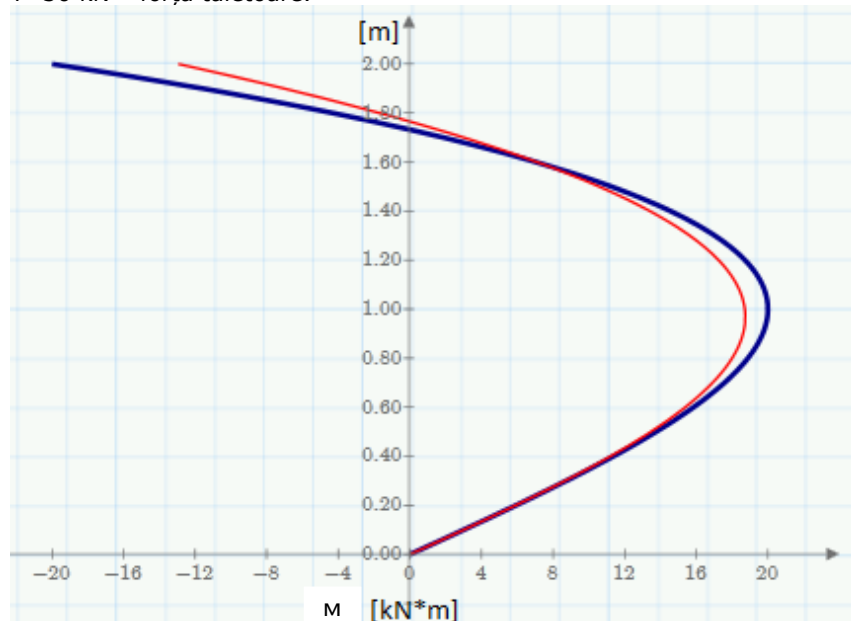


Fig. 4-5. Compararea rezultatelor celor 2 formule

Unde linia cu valoarea maximă e cea aferentă formulei propuse și anume formula (4.36).

Se observă faptul că cele 2 curbe au alura asemănătoare. Variația fiecărei fiind parabolică.

Tabel 4-1 Compararea tabelară a valorilor momentelor încovoietoare aferente celor 2 formule

Formulă	(4.36)	(4.35)	(4.36)/(4.35) [%]
Moment încovoietor maxim	21	19	9

Din Tabel 4-1 se observă faptul că variația momentului încovoietor maxim diferă sub 10%, un procentaj acceptabil.

De asemenea această formulă propusă poate fi de ajutor pentru definirea interfeței când se folosește metoda elementelor finite, în special pentru determinare grosimi virtuale  $t_v$ .

#### 4.3 Aspecte generale privind modelarea cu element finit a structurilor geotehnice. Fundații încastrate elastic

Legea de comportare a terenului ce se pretează pentru calculul fundațiilor este Mohr-Coulomb. Astfel pentru a se realiza calculul cu MEF este nevoie de a fi definiți următorii parametri :

- modulul de deformație a terenului  $E$ ;
- unghiul de frecare internă  $\phi$ ;
- coeziunea –  $c$ .

De asemenea este nevoie de a fi definită interfața dintre blocul de fundare al stâlpului și terenul ce mărginește fundația.

Pentru definirea interfeței am recurs la metoda recomandată de cei de la MIDAS după cum urmează:

Modelul de interfață e bazat pe legea de frecare a lui Coulomb(1785) [ 5] care are la bază ipoteza că forță de frecare a unei interfețe e proporțională cu coeficientul de frecare și a forței de confinare perpendiculară la normala interfeței[ 95].

Acest tip de interfață e folosit în special pentru a simula nodurile rocilor, interfața dintre pilot și teren, ziduri de sprijin și teren etc.

Principali parametri neliniari ai interfeței sunt prezentați în figura Fig. 4-7.

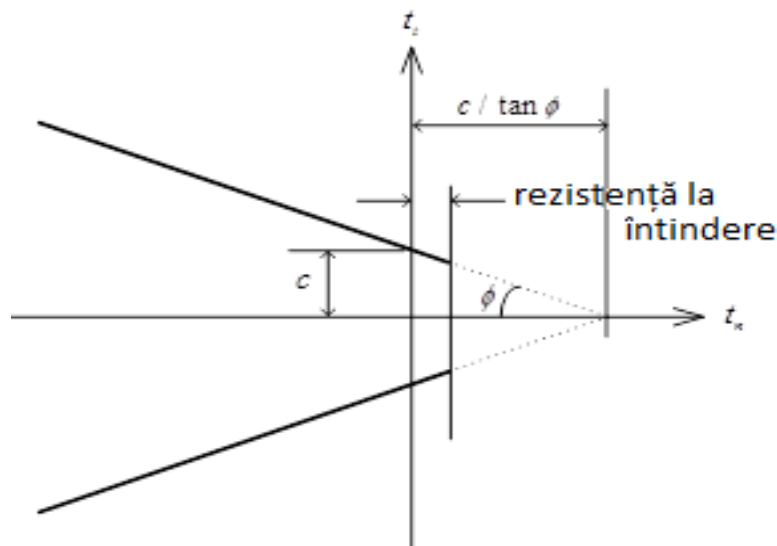


Fig. 4-6 Funcția de frecare a lui Coulomb[ 52]

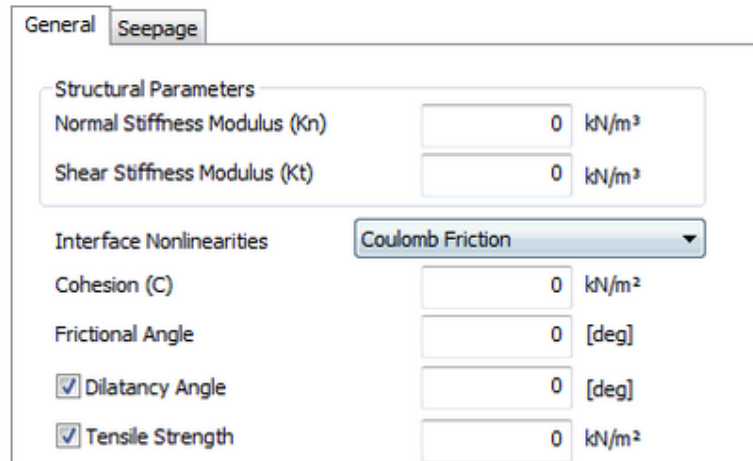


Fig. 4-7 Parametri neliniari ai interfeței[ 52]

Unde:

- $K_n$ - modulul de rigiditate la normală;

Reprezintă modulul de elasticitate pentru comportamentul de alipire – dezlipire în direcția normală a elementului de interfață. Valoarea numerică variază între 10-100 fata modulul de deformare a terenului.[ 80]

- $K_t$ - modulul de rigiditate la tăiere.

Reprezintă modulul de elasticitate pentru fenomenul de alunecare in direcția normală a elementului de interfață Valoarea numerică variază între 10-100 de ori valoarea minimă a rezistenței la tăiere a elementelor adiacente. [ 69]

Materialul interfeței poate fi definit ca în formulele(4.37) Folosind rigiditatea elementelor adiacente și parametri neliniari , grosimea virtuala  $t_v$  și factorul de reducere a rezistenței  $R$  sunt aplicații:

$$K_n = E_{oed,i} / t_v$$

$$K_t = G_i / t_v \quad (4.37)$$

$$c_i = r c_{soil}$$

Unde:

$$E_{oed,i} = 2G_i(1-\nu_i) / (1-2\nu_i) ; \quad (4.38)$$

$\nu_i$ -Coeficientul lui Poisson pentru interfață . Are valoarea 0.45 pentru a preveni erori de calcul;

$t_v$  grosimea virtuală ( în general are grosimea între 0.01-0.1m) [ 16];

$$G_i = r G_{soil} \quad (4.39)$$

$r$  este factorul de reducere a rezistenței și depinde de tipurile de materiale ce se învecinează:

- material granular/metal  $r$ :0.6-0.7;
- argilă/metal  $r$ :0.5;
- material granular/beton  $r$ :0.8-1.0;
- argilă/beton  $r$ :0.7-1.0 .

#### 4.3.1 Metode de considerare a acțiunii seismice și a apei în calculul cu metoda elementului finit

##### 4.3.1.1 Acțiunea seismică

Așa cum am arătat în capitolul 2 una dintre cauzele importante ale pierderii stabilității masivelor de teren e acțiunea seismică. Acțiunea seismică introduce o încărcare orizontală suplimentară conducând la pierderea stabilității masivelor de pământ și a fundațiilor .

În metoda elementului finit sunt folosite în practica curentă următoarele metode:

##### A. Forța statică echivalentă

Această metodă are la bază a doua lege de mișcare formulată de Newton aplicată masivului de pământ[ 50]:

$$F = m \cdot a \quad (4.40)$$

Unde:

F= forța orizontală exercitată de către masivul de pământ;

m= masa masivului de pământ considerat;

a= accelerația caracteristică zonei unde e locat masivul de teren considerat.

Forța seismică este introdusă de utilizator ca și încărcare proprie dar pe direcție orizontală

##### B. Spectru de răspuns

Analiza de tip spectru de răspuns folosește și combină datele spectrale corespunzătoare valorilor maxime a analizei „time-history” pentru fiecare mod de vibrație , folosind metoda suprapunerii. Analiza mai multor accelerograme au indicat faptul că o porțiune importantă a cutremurelor e compusă din unde de suprafață[ 88] Acest tip de analiza este considerat ca fiind o alternativă aproximativă la tipul de analiza „Modal linear time history”.

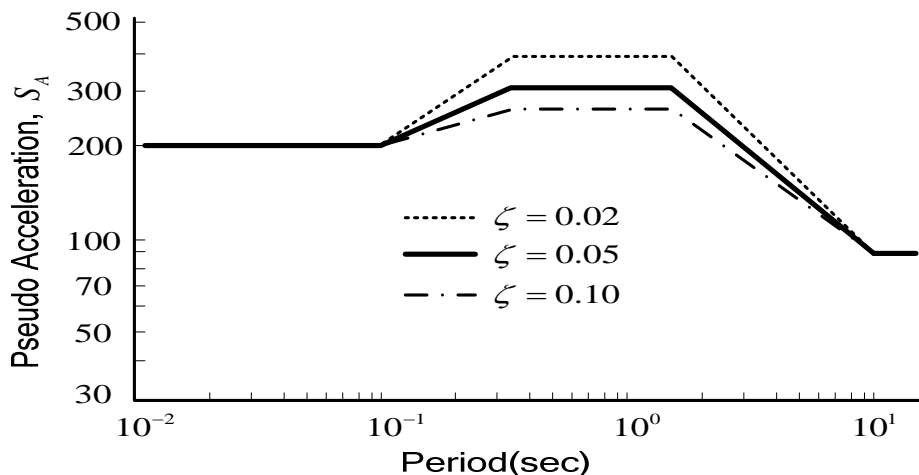


Fig. 4-8 Exemplu de spectre de răspuns[ 52]

Datele spectrale . O data spectrală este maximul absolut (deplasare sau viteză sau accelerație ) obținută prin fixarea coeficientului de amortizare și modificarea perioadei de vibrație prin modificarea masei sau rigidității unui sistem cu un singur grad de libertate pentru o accelerogramă.



Ecuția de echilibru static pentru spectru de răspuns are forma următoare:

$$\begin{aligned}\xi_i^{\max} &= \max [\xi_i(t)] = \Gamma_i S_D(\omega_i, \zeta_i) \\ \dot{\xi}_i^{\max} &= \max [\dot{\xi}_i(t)] = \Gamma_i S_V(\omega_i, \zeta_i) \\ \ddot{\xi}_i^{\max} &= \max [\ddot{\xi}_i(t)] = \Gamma_i S_A(\omega_i, \zeta_i)\end{aligned}\quad (4.41)$$

$S_D(\omega_i, \zeta_i)$  - date spectrale privind deplasările;

$S_V(\omega_i, \zeta_i)$  - date spectrale privind viteza;

$S_A(\omega_i, \zeta_i)$  - date spectrale privind accelerația;

$\Gamma_i$  - factorul de participare a modului de vibrație  $i$ .

Există mai multe moduri de combinare a modurilor de vibrație pentru un răspuns complet [ 52]:

1. Sumarea valorilor absolute

$$R_{\max} = \sum_{i=1}^N |R_i^{\max}| \quad (4.42)$$

2. Radical din suma pătratelor

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (R_i^{\max})^2} \quad (4.43)$$

3. Metoda 10%

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \left( R_i^2 + 2 \sum_{j=1}^{i-1} |R_i R_j| \right)} \quad (4.44)$$

4. NRL

$$R_{\max} = |R_m^{\max}| + \sqrt{\sum_{i=1, i \neq m}^N (R_i^{\max})^2} \quad (4.45)$$

### C. Analiză de tip lineară "time-history"

Unele dintre cele mai comune metode folosite în metoda elementului finit pentru obținerea răspunsului dinamic (tranzitoriu) e integrarea directă și suprapunerea modurilor de vibrație .

În acest tip de analiză caracteristicile neliniare ale materialelor nu sunt considerate.

- a) Integrarea directă implicită ( Integrarea în timp)

Una dintre metode folosite e metoda  $\alpha$  (HHT- $\alpha$ ) propusă de Hilber, Hughes, Taylor[ 34] pentru integrarea directă implicit. Metoda HHT- $\alpha$  e o formă generalizată a metodei Newmark și poate controla efectul factorului de amortizare.

Metoda HHT- $\alpha$  are la bază următoarea ecuație:

$$\mathbf{M}\mathbf{a}^{n+1} + (1 + \alpha_H) [\mathbf{C}\mathbf{v}^{n+1} + \mathbf{f}^{\text{int},n+1} - \mathbf{f}^{\text{ext},n+1}] - \alpha_H [\mathbf{C}\mathbf{v}^n + \mathbf{f}^{\text{int},n} - \mathbf{f}^{\text{ext},n}] = \mathbf{0} \quad (4.46)$$

Unde:

$\mathbf{a}^{n+1}$  - vectorul de accelerație;  
 $\mathbf{v}^{n+1}$  - vectorul viteze;  
 $n+1$  - pasul de timp;  
 $\mathbf{f}^{\text{int}}, \mathbf{f}^{\text{ext}}$  - forță interioară și forță exterioară;  
 $\alpha_H \in [-1/3, 0]$  coeficientul ce determină efectul numeric al

amortizării.

Astfel folosind metoda Newmark se pot exprima deplasarea și viteza la timpul  $n+1$  ca fiind:

$$\mathbf{v}^{n+1} = \mathbf{v}^n + \Delta t [\gamma \mathbf{a}^{n+1} + (1-\gamma) \mathbf{a}^n]$$

$$\mathbf{u}^{n+1} = \mathbf{u}^n + \Delta t \mathbf{v}^n + \frac{1}{2} \Delta t^2 [2\beta \mathbf{a}^{n+1} + (1-2\beta) \mathbf{a}^n] \quad (4.47)$$

Unde  $\gamma = (1-2\alpha_H)/2$ ,  $\beta = (1-\alpha_H)^2/4$

Cu ajutorul deplasărilor determinate se calculează starea de tensiuni și de deformații la fiecare pas de timp. Tot la fiecare pas de timp se realizează o analiză de tip SRM pentru determinarea coeficientului de siguranță. Astfel programul determină un număr de factori de siguranță egal cu numărul de pași de timp. Factorul de siguranță minim fiind obținut prin compararea tuturor factorilor de siguranță obținuți [52].

#### b) Metoda suprapunerii modurilor de vibrație

Metoda suprapunerii modurilor de vibrație are la baza ipoteza care presupune ca deplasările structurale sunt combinații lineare ale deplasărilor ortogonale. Folosind această ipoteza o funcție simplificată poate fi folosită pentru a se calcula răspunsul dinamic pentru un mod de vibrație selectat. Are la baza următoarea ecuație [18]:

$$\mathbf{M}(\dot{t})\ddot{\mathbf{a}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{a}}(\dot{t}) + \mathbf{K}\mathbf{a}(\dot{t}) = \sum_{j=1}^J \mathbf{f}_j g_j(\dot{t}) \quad (4.48)$$

Toate încărcările dependente de timp, incluzând și acțiunea seismică pot fi reprezentate ca o sumă de  $J$  vectorii spațiali  $\mathbf{f}_j$ , care nu depind de timp și un număr de  $J$  funcții de timp  $g_j(t)$ .

Unde:

$\mathbf{M}$  - matricea maselor sistemului;  
 $\ddot{\mathbf{a}}(t)$  - accelerația sistemului;  
 $\mathbf{C}$  - matricea coeficienților de amortizare a sistemului;  
 $\dot{\mathbf{a}}(t)$  - viteza sistemului;  
 $\mathbf{K}$  - matricea de rigiditate a sistemului;  
 $\mathbf{a}(t)$  - deplasarea sistemului.

Această metodă e folosită pentru determinarea răspunsului dinamic al structurilor cu dimensiuni mari deoarece necesită puține resurse de calcul. Dar tot în același timp prezintă dezavantaje datorate faptului că răspunsul dinamic total depinde de numărul de moduri de vibrație folosit în analiză [51].

D) Analiză neliniară de tip "time-history"

Caracteristicile neliniare ale terenului sunt considerate în analiză. Toate tipurile de neliniarități pot fi considerate în calcul cum ar fi : neliniaritate a materialului, neliniaritate geometrică , neliniaritate a încărcărilor și a condițiilor de margine. Acest tip de analiză se pretează cel mai bine pentru terenuri deoarece majoritatea tipurilor de terenuri au un comportament neliniar. Nivelul apei în analizele neliniare de tip "time-history" este considerat constant.

Principii de definire a pasului de timp:

Valoarea pasului de timp trebuie să fie mai mică decât 10% din perioada minimă folosită. Folosirea unor valori mai mari pot conduce la erori. Totodată folosirea unor valori prea mici duce la folosirea resurselor computaționale.

Metoda de analiză neliniară de tip „time-history” constă în convergența soluției acumulate incremental din procedura iterativă . Acest proces e prezentat în figura de mai jos [ 52]:

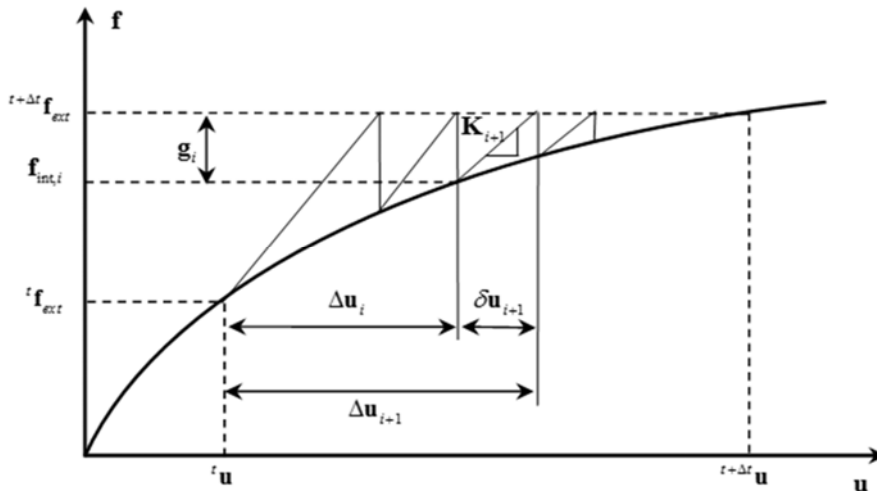


Fig. 4-9 Soluția ecuației prin procedură iterativă [ 52]

Unde  $f_{ext}^t$  și  $f_{ext}^{t+\Delta t}$  reprezintă forțele exterioare la timpul  $t$  și  $t+\Delta t$  și soluția incrementală între timpul  $t$  și  $t+\Delta t$  poate fi exprimată după cum urmează:

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{u} = {}^t\mathbf{u} + \Delta\mathbf{u} \quad (4.49)$$

$\Delta u$  - soluția incrementală la pasul de timp  $\Delta t$ .

Dacă calculul iterativ de tip neliniar este efectuat în timpul incrementului  $\Delta t$ , soluția incrementală acumulată are forma:

$$\Delta\mathbf{u} = \sum_{i=1}^n \delta\mathbf{u}_i \quad \text{sau} \quad \Delta\mathbf{u}_{i+1} = \Delta\mathbf{u}_i + \delta\mathbf{u}_{i+1} \quad (4.50)$$

Unde :

$\Delta \mathbf{u}_i$  soluția incrementală acumulată până la iterația  $i$ ;

$\delta \mathbf{u}_{i+1}$  soluția incrementală a iterației  $i+1$ .

$$\delta \mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{K}_{i+1}^{-1} \mathbf{g}_i \quad (4.51)$$

Unde  $\mathbf{K}_{i+1}$  este matricea de rigiditate tangențială iar  $\mathbf{g}_i$  este forța reziduală.

$$\mathbf{g}_i = {}^{t+\Delta t} \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int,i} \quad (4.52)$$

Ecuatiile  $\mathbf{g}_i = {}^{t+\Delta t} \mathbf{f}_{ext} - \mathbf{f}_{int,i}$  și  $\Delta \mathbf{u} = \sum_{i=1}^n \delta \mathbf{u}_i$  sunt iterate până când satisfac criteriul de convergență specificat de utilizator. Criteriul de convergență poate să fie forță, deplasare, energie etc.

#### 4.3.1.2 Acțiunea apei

Apa și variația apei în pantele terenurilor influențează considerabil stabilitatea acestora.

Acțiunea apei se ia în considerare prin 4 tipuri de analiză ce conțin cele trei acțiuni importante ale apei: infiltrațiile, presiunea apei din pori și consolidarea datorată apei.

##### **a) Consolidarea datorată apei**

Analiză de consolidare e o metodă analitică care calculează comportamentul presiunii apei din pori atunci când aceasta preia o parte din încărcarea externă, atunci când există un exces al presiunii apei din pori și acest exces se reduce în timp pentru starea de nedrenat.

Consolidarea s-ar putea defini ca fiind un proces tranzitoriu al tasării terenului pe durata căruia fluidul din pori terenului este forțat afară din volumul terenului prin stratul permeabil [35].

Creșterea tensiunii efective duce la deformarea structurii terenului, această deformație se acumulează în sens gravitațional. Această creștere graduală a deformației conduce la tasarea bazei elementului considerat conducând la afectarea stabilității și siguranței.

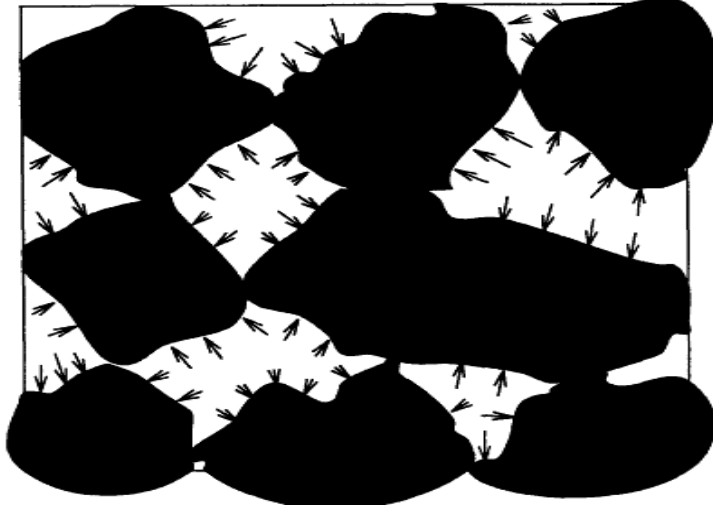


fig. 4-10 Presiunea apei din pori comprimând particulele de pământ [ 35]

Caracteristici ale elementelor consolidate:

Elementele supuse procesul de consolidare sunt definite având adițional un grad de libertate de mișcare a apei din pori cât și un grad de libertate în ceea ce privește deplasarea în noduri.

De asemenea în majoritatea programelor ce folosesc metoda elementului finit trebuie definite condițiile de margine în ceea ce privește drenajul.

**b) Analiza de tip " Fully-coupled Stress-Seepage" ( tensiune-infiltrație cuplate total )**

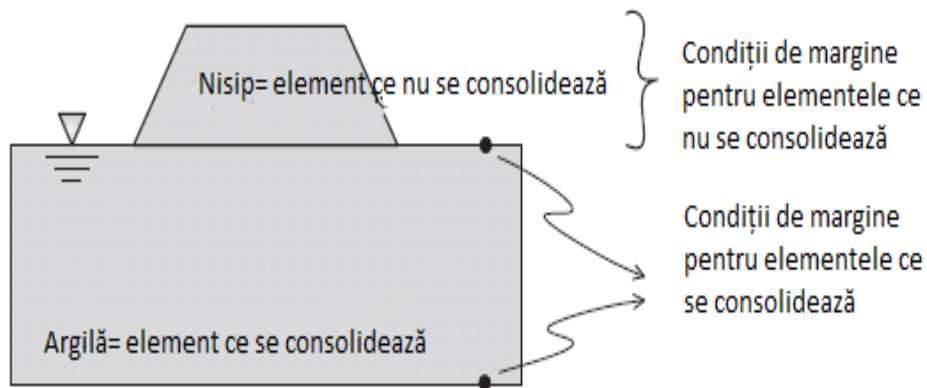


Fig. 4-11 Principiul de consolidare [ 52]

Datorită unor ploii torențiale stabilitatea pantelor terenurilor scade conducând la instabilitatea pantelor predispuse la astfel de fenomene. [ 60]

Acest tip de analiză care cuplează fenomenul de infiltrație și tensiunile din teren pot fi clasificate în diferite moduri ținând cont de felul de cuplare.

Cea mai simplă variantă constă în obținerea distribuției presiunii apei din pori prin efectuarea unei analize de tip „seepage” (infiltrație) în primul pas, și reflectând această analiză în relația dintre tensiunea totală și cea efectivă din analiza efectuată pentru determinarea tensiunilor în pasul următor. Acest tip de analiză se numește secvențial. Acest tip de analiză are dezavantajul că deformațiile datorate analizei tensiunilor nu influențează fenomenul infiltrațiilor, așadar nu e cuplaj bidirecțional.

Analiza de tip „Fully-coupled Stress-Seepage” este o analiză de tip bidirecțional între analiza tensiunilor și analiza infiltrațiilor. Amândouă analizele sunt folosite pentru rezolvarea ecuațiilor cuplate. Astfel sunt disponibile atât presiunea apei din pori cât și tensiunile și deformațiile care variază cu timpul. Pot fi folosite în analiză toate condițiile de margine tranzitorii ale infiltrațiilor, toate tipurile de încărcări și condiții de margine structurale. Astfel pe scurt acest tip de analiză prezintă interrelația dintre câmpul infiltrațiilor și câmpul tensiunilor [13]. Acest tip de analiză se pretează pentru analiză stabilității barajelor supuse căderilor masive de precipitații. Condițiile de margine privind infiltrațiile pot fi folosite pentru a analiza modificările în excesul presiunii apei din pori cât și a analiza consolidarea care consideră variația totală a presiunii apei din pori.

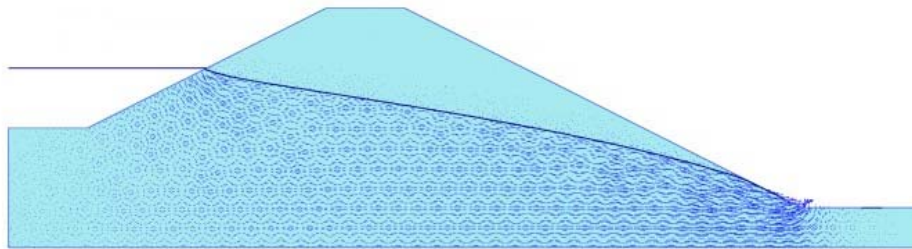


Fig. 4-12 Analiză de tip fully-coupled stress-seepage a unui baraj [13]

### c) Analiză de tipul „Seepage” (infiltrații)

Acest tip de analiză se împarte în două categorii:

**Flux constant.** Acest tip de analiză se aplică acolo unde condițiile de margine atât în interior cât și în exteriorul terenului nu se modifică în timp. Astfel fluxul interior este întotdeauna egal cu fluxul exterior în timpul analizei. În acest tip de analiză nu e necesar de a se determina, în procesul iterativ, întreaga suprafață liberă, ci doar altitudinea punctului de plecare [43].

**Flux tranzitoriu.** Acest tip de analiză se pretează atunci când fluxul interior diferă de cel exterior. Pentru a se putea realiza acest tip de analiză este nevoie a fi definit conținutul de apă volumetric. Atunci când volumul apei subterane scade sau crește, factorii influenței cum ar fi conținutul de apă cât și porozitatea

sunt necesari a fi definiți. Analiză de tip flux tranzitoriu poate fi folosită pentru a estima durata de timp necesară pentru saturarea terenului considerat.

Fluxul infiltrațiilor apare de-a lungul căilor de curgere a apei prin pori liberi , printre particulele solide. Acest flux respectă legea lui Darcy[ 36]

$$q = -KI \quad (4.53)$$

Unde :

q- fluxul apei;

K- coeficientul de permeabilitate;

I-gradientul hidrolic.

Legea lui Darcy poate fi aplicată pe tot domeniul terenurilor nesaturate , de la uscat până la aproape saturat.

Cu ajutorul metodei elementului finit orice analiză de tip „seepage” este redusă la o analiză simplă standard de rutină care necesită puțin timp pentru a fi rezolvată[ 40].

#### 4.4 Calculul fundație încastrate elastic cu ajutorul unui software bazat pe metoda de calcul din literatura de specialitate [ 68]

##### 4.4.1 Prezentarea Programului de calcul automat

Programul de calcul automat se bazează pe metoda din literatura de specialitate și este realizat în software-ul Mathcad .

##### 4.4.1.1 Calculul la încărcările statice (FIES)

A. Date de intrare ale programul FIES

Se alege fereastra corespunzătoare tipul de fundație și anume prismatică respectiv cilindrică. Apoi se introduc dimensiunile și caracteristicile materialului fundație urmate de caracteristicile geotehnice ale terenul de fundare. În cele din urmă se introduc eforturile aferente fundației.

Se introduc apoi date conform normativelor în vigoare și anume modulul de elasticitate a betonului conform Eurocod 2[ 100] apoi se introduce valoarea coeficientului de proporționalitate vertical conform Normativ NP123[ 101] iar coeficientul de proporționalitate orizontal este:

$$K_{hl} = K_{vl} / l \quad (4.54)$$

Unde l reprezintă lungimea fundației încastrate elastic.

program fiep

I. Date de intrare:

1. Dimensiuni Fundatie Patrata

$b_{initial} := 0.7 \text{ m}$       latimea fundatiei

$a := 0.7 \text{ m}$       lungimea fundatiei

$h := 2 \text{ m}$       inaltimea fundatiei

2. Caracteristici material fundatie

$E_b := 30000000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$       Modulul de elasticitate a betonului

3. Caracteristici geotehnice teren

$C_x := 1000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$       coeficientul de pat vertical

$C_z \cdot h_i$       Coeficientul de pat orizontal pentru fiecare strat in parte

$C := [5000 \ 2]$

$t_v := 0.04 \text{ m}$       grosimea virtuala(0.1-0.01)

$r := 0.7$       r-factorul de reducere în functie de materiale ce se invecinează

4. Solicitări aferente fundatiei

$N := 12 \cdot \text{kN}$       forța axială

$M := 43 \text{ kN} \cdot \text{m}$       momentul încovoietor

$H := 36 \text{ kN}$       forța tăietoare

Fig. 4-13 Program FIES Date de intrare

## B. Date de ieșire

Consistă atât din date grafice cât și date numerice:



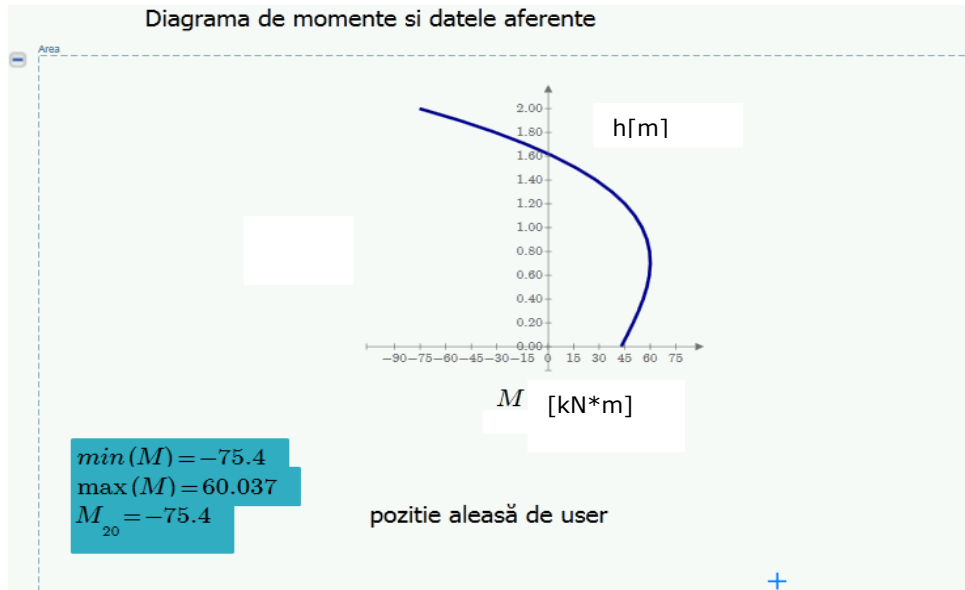


Fig. 4-14. Date ieșire FIES Diagramă și valori numerice moment încovoietor  
 Unitățile de măsură sunt în metri respectiv kN\*m pe înălțimea fundației.

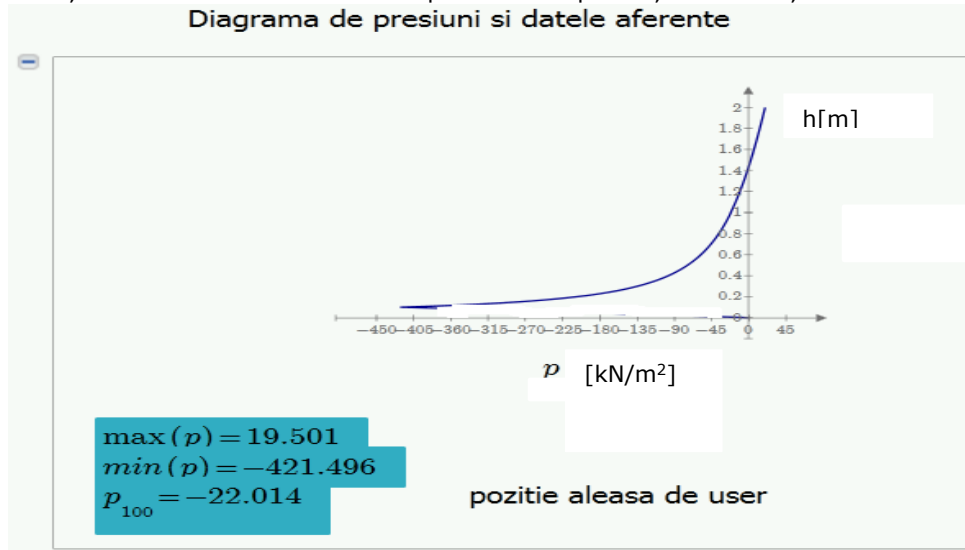


Fig. 4-15. Date ieșire FIES Diagramă și valori numerice presiune pe suprafața laterală a fundației

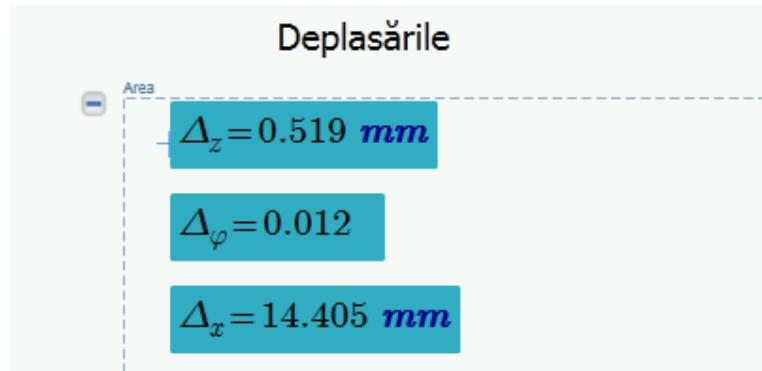


Fig. 4-16. Date ieșire FIES Valori numerice ale deplasări.

#### 4.4.1.2 Calcul la încărcările dinamice echivalente static (FIED)

Metoda de calcul bazată pe algoritmul de calcul din literatura de specialitate și prezentat de Prof Păunescu Marin a fost adaptată și la acțiunea dinamică echivalentă static.

Calculul acțiunii vibrațiilor asupra fundațiilor încastrate elastic cu ajutorul metodei forțelor laterale de baza.

Forță de baza se calculează conform P100-2013

$$F_b = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.55)$$

Unde:

$S_d(T_1)$  - ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale  $T_1$ . Se va alege de pe spectrul de răspuns;

$T_1$  - perioada proprie fundamentală de vibrație a clădirii în planul ce conține direcția orizontală considerată;

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4};$$

$C_t = 0.05$  - pentru fundații;

$H$  - înălțimea fundației;

$m$  - masa totală a clădirii;

$\gamma_1$  - Factorul de importanță-expunere al construcției;

$\lambda$  - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia;

$S_d(T_1)$  - accelerația corespunzătoare spectrului de răspuns.

Astfel forța tăietoare ce va fi introdusă în formula de calcul va fi compusă din forța tăietoare corespunzătoare forțelor statice la care se adună forța tăietoare de baza.

$$H_{fin} = H + F_b \quad (4.56)$$

Iar formulele de calcul pentru deplasări și rotații devin:

$$\Delta_z = \frac{N}{C_z b^2} \quad (4.57)$$

$$\Delta\varphi = \frac{12}{C_z} R \quad (4.58)$$

$$\Delta_x = \frac{2H_{fin}}{C_x h b} + \frac{8\beta h}{C_z} R \quad (4.59)$$

Unde:

$$R = \frac{2H_{fin} h + 3M}{3b^4 + \beta h^3 b} \quad (4.60)$$

Iar formula momentului încovoietor este :

$$M_x = H_{fin} \left\{ (h+z) \left[ 1 - \frac{bz^2}{2Rh} (2z_0 - z) \right] \right\} \quad (4.61)$$

Date de intrare:

Pe lângă cele prezentate la modulul FIES mai trebuie introduse de asemenea termeni prezentați mai sus ce intra în calcul forței de baza.

Date de ieșire:

Datele de ieșire sunt aceleași cu cele ale modulul la încărcările statice FIES

Fundațiile încastrate elastic sunt fundații pretabile atunci cand principiul economic este cel mai proeminent.

Metoda elementelor finite poate sa recreeze cu acuratețe acțiuni speciale asupra terenului de fundare cum ar fi acțiunea seismică și a apei.

Programul de calcul conceput de autor este folositor pentru calibrarea datelor de intrare atât în metoda elementelor finite cât și in cele analitice.

## 5 Studiu de caz . Evaluarea stabilității unui ecran de piloți.

### 5.1 Necesitatea studiului. Amplasament și condiții geotehnice

#### 5.1.1 Necesitatea studiului

Ecranul de piloți se află în zona cuprinsă între Bulevardul Ferdinand și strada Traian inclusiv, zona administrată de primăria municipiului Constanța .



Fig. 5-1 Zona propusă spre studiul stabilității



Fig. 5-2 Zona propusă spre studiul stabilități

Prezentul studiu s-a elaborat în vederea punerii în siguranță a falezii înalte și implicit a blocurilor de locuințe din vecinătatea incintei Complexului Comercial World Trade Center din Constanța.

Cele de mai sus se constituie ca o motivație la elaborarea studiului în scopul evaluării stării tehnice a construcțiilor cuprinse între bulevardul Ferdinand și strada Traian din zona blocurilor A1 – A8 și stabilirii soluțiilor de punere în siguranță a falezii înalte din apropierea incintei de fundare de la Complexul Comercial WTC – Constanța. Studiul va mai cuprinde analiza și evaluarea tehnică a străzii Traian și a sistemului pentru drenarea apelor subterane din perimetrul menționat.

Studiul urmărește evaluarea clădirilor existente în perimetrul studiat și a lucrărilor executate la Centrul Comercial WTC – Constanța, pentru a decide necesitatea intervențiilor structurale și măsurile de consolidare care se impun în vederea obiectivului menționat precum și analiza influenței modificărilor asupra siguranței zonei menționate.

Siguranța falezii înalte din perimetrul menționat este legată direct de rezistența și stabilitatea incintei de excavare (fundare) de la Complexul Comercial WTC – Constanța și drenarea corectă a apelor din teren (funcționarea sistemului existent plus extinderea acestuia). Prezentul studiu i-a în considerare și faptul că lucrările de construcții de la realizarea Complexului Comercial WTC – Constanța sunt întrerupte de peste 2 ani (trimestrul 4 al anului 2008) și ancorajele de la ecranele incintei au durată de funcționare depășită cu peste 1,5 ani. Conform Legii nr. 10/1995 privind „Calitatea în construcții” se impune „luarea de măsuri pentru protejarea vieții oamenilor, a bunurilor acestora, a societății și a mediului înconjurător”. [ 57]

### 5.1.2 Amplasament

Perimetrul cercetat este situat în Municipiul Constanța, între bulevardul Ferdinand și strada Traian, în zona blocurilor A1 – A8, spațiu administrat de Primăria Municipiului Constanța, în vecinătatea căruia se află incinta de fundare pentru Centrul Comercial World Trade Center (WTC).

Pentru aprecierea condițiilor din amplasament a stat la bază vasta documentație de la PRIMĂRIA MUNICIPIULUI CONSTANȚA în legătură cu subiectul studiului, din care se menționează următoarele: planul de situație, scara 1:500, cu ridicarea topografică a zonei în sistemul de proiecție Stereografic 1970 și planul de referință pentru cote, Marea Neagră – 1975, studiul geotehnic elaborat de firma Geosond (2011) și studiile geotehnice anterioare (2006, 2007), inspectarea sistemului de drenare existent (2008, 2011) și alte materiale cuprinse în lista anexată, puse la dispoziție de beneficiar și proiectant.

În perimetrul menționat se află blocurile de locuințe A1 – A8, cu regim de înălțime P + 8E, proiectate în anul 1962, clădirile mai noi AR1, AR2 și AR3, cu regim de înălțime S + P + 8E, proiectate în anul 1986 și strada Traian, destinată circulației publice. Blocurile de locuințe A1 – A8 se află la o distanță minimă care începe de la 22 m de coronamentul ecranului pentru incinta de fundare a Complexului Comercial WTC Constanța. Clădirile P + 8E au lățimea de cca. 10,4 m și lungimea de 54,0 m, fiind executate din două tronsoane egale. Distanța dintre blocuri este cuprinsă între 30,0 m și 60,0 m. Între blocurile de tip A se află trei clădiri de locuit, S + P + 8E prevăzute cu spații comerciale la parter, AR1, AR2 și AR3. Spațiile dintre clădirile menționate sunt amenajate pentru parcaje și locuri de joacă pentru copii.

Rețelele magistrale de utilități: alimentare cu apă, canalizare, termoficare, gaze și telecomunicații se află îngropate în lungul străzii Traian.

Între linia blocurilor A1 – A8 și strada Traian se află un sistem pentru colectarea, transportul și evacuarea apelor din teren, construit la adâncimea de +26,0 m ÷ +27,0m (NMN), la 12 – 14 m față de nivelul terenului .

### 5.1.3 Prezentarea condițiilor naturale

#### 5.1.3.1 Condiții topografice

Altimetria terenului este caracterizată de o ușoară declivitate de cca. 6‰ de la blocul A4 către A8. În partea superioară a falezei în zona străzii Traian, cotele variază de la +39,0 m până la +38,0 m, iar la partea inferioară, în zona bulevardului Marinarilor, de la +21,0 m la +24,0 m, conturând astfel o înclinare pe direcția SV – NE, ceea ce corespunde unei pante medii virtuale de cca. 1:2,5. Zona inferioară a falezei este cuprinsă între cotele +21,0 m și +9,0 m ÷ +12,0 m (NMN), reprezentând pante de 1:2.

În timp, datorită configurației naturale, faleza a suferit fenomene de pierdere a stabilității (alunecări locale), făcându-se diverse amenajări și consolidări prin diferite tipuri de lucrări, care se regăsesc în anumite zone ale acesteia.

Pe taluzul falezei înalte, între strada Traian și bulevardul Marinarilor, se află incinta de fundare, executată parțial, pentru realizarea Complexului Comercial WTC – Constanța, în zona Portului Vechi, Porțile 3 – 4 (număr cadastral 16678). Perimetrul aferent viitoarei construcții are o formă dreptunghiulară cu lungimea de cca. 170 m și lățimea de cca. 70 m la extremități, iar în zona centrală, de cca. 40 m.[ 57]

În partea de nord – est, la cca. 50 m față de limita amplasamentului, la baza



taluzului se află un izvor captat printr-o țeavă la cota +22 m (NMN).

Din cauza întreruperii lucrărilor de execuție și depășirii termenelor pentru care a fost proiectată soluția de sprijinire provizorie a incintei de lucru pentru viitoarea construcție, prin ecrane de piloți cu ancoraje temporare, influența acestora se extinde și în exteriorul amplasamentului în zona bulevardului Traian, până la blocurile din vecinătate A4, A5, A6, A7 și A8, prezentând un risc deosebit pentru pierderea stabilității falezei înalte din zona Complexului Comercial WTC – Constanța. De aceea se impun măsuri urgente de punere în siguranță a perimetrului menționat, atât în timpul execuției cât și în timpul exploatării viitoarei construcții în condiții statice și acțiunii seismice.

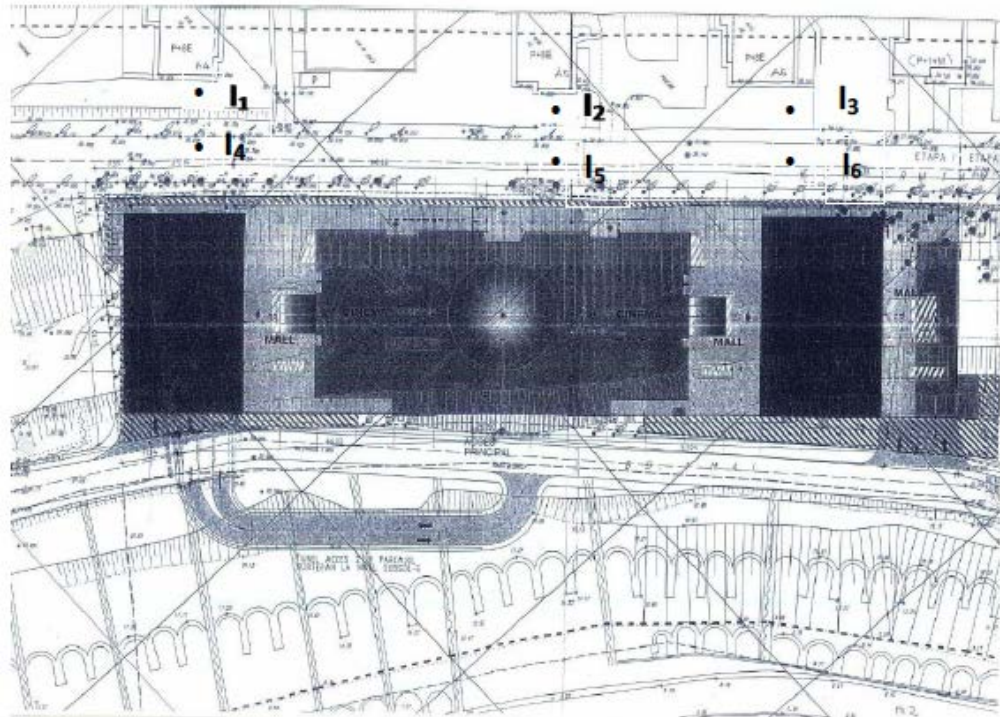


Fig. 5-3 Plan de situație[ 57]

### 5.1.3.2 Condiții geotehnice

Din punct de vedere geografic, amplasamentul aparține podișului Tortomanului, ce cuprinde zona dintre Valea Casimcea și Carasu cu o zonă mai joasă spre est, reprezentată de Podișul Litoralului. Podișului Litoralului este delimitat spre vest de altitudinile cuprinse între 85 – 100 m, unde se face trecerea spre podișul Dobrogei de Sud (Medgidiei și Topraisarului). Lățimea acestui sector este cuprinsă între 10 – 12 km (Mihăilescu, 1966).

Din punct de vedere geomorfologic, dezvoltarea țărmurilor cu faleză activă conferă zonei costiere și arealului investigat, un caracter specific. Cele mai semnificative elemente geomorfologice care conturează zona costieră, din acest punct de vedere, sunt promontoriile. Dezvoltate de obicei în sectoarele cu roci dure, ele se găsesc sub influența directă a factorilor marini oferind abraziunii marine fronturi largi. De la nord spre sud, principalele promontorii active sunt: Cap Midia,

Cap Ivan, Capul Turcului, Capul Tuzla, Cap-Aurora. Promontoriul Cap Constanța s-a estompat în actuala configurație a țărmului, prin construirea porturilor Midia – Năvodari, Pescărie – Cap Singol, Constanța (Maximov, Stănică, Dan, Caraivan, 2008). Deși, din punct de vedere genetic, toate aceste țărmuri sunt formate în condițiile unui aport substanțial și continuu de material sedimentar, în prezent ele sunt afectate de procese erozionale a căror intensitate diferă de la un sector costier la altul.

Geologic, arealul orașului Constanța, aparține Masivului Central – Dobrogean (sau unității Dobrogea Centrală), mai precis este situat în partea sud – estică a acestuia. Masivul Central – Dobrogean este delimitat de falia Palazu la sud și de falia Peceneaga – Camena la nord, spre est coboară în Marea Neagră, iar spre vest este delimitat de falia Dunării (Mutihac, Ionesi, 1974).

În forajele realizate în zona investigată, aceste depozite se așează peste straturile argiloase Sarmațiene și care, la rândul lor, par să culce direct peste calcarele jurasice. Este vorba, concret, despre depozite de löess cu o grosime de cca. 13 m, sub care se găsesc straturi de argile cu grosimi de până la 30 de metri, dispuse direct peste depozitele carbonatice aflate la cota absolută 0, respectiv nivelul Mării Negre (NMN).

- zonă administrată de primăria municipiului Constanța – zona cuprinsă între blocurile A1 și A8), geologia regiunii și prevederile NP074/2007, lucrările de teren care stau la baza documentației au fost programate și executate pe două aliniamente adiacente blocurilor de locuințe, la cca. 25,0 m distanță față de ecranul incintei. Ele constau în:
- șase foraje geotehnice, cu diametrul de 10", F<sub>1</sub> – F<sub>6</sub> cu adâncimi cuprinse între 13 – 25 m, amplasate conform planului de situație din Studiul geotehnic, 2011; toate cele 6 foraje au fost echipate ca piezometre, pentru a permite și în viitor măsurarea nivelului apelor subterane;
- zece teste de penetrare dinamică cu con, de tip greu, PDG<sub>1</sub> – PDG<sub>10</sub> cu adâncimi cuprinse între 13 – 17 m;
- încercări și determinări în laboratorul geotehnic pe probe de apă subterană și de pământ, tulburate și netulburate.

Din foraje au fost prelevate probe de pământ tulburate și netulburate, care au fost analizate macroscopic și corelate cu analizele de laborator. Pe baza acestora, stratigrafia amplasamentului poate fi descrisă astfel:

- **stratul de umplură neomogenă**, format din resturi de materiale de construcții (cărămidă, mortar, piatră, beton etc.) cu liant argilos. Acesta are o grosime variabilă, de 1,0 – 1,5 m, dezvoltându-se în cele șase foraje F<sub>1</sub> – F<sub>6</sub>, începând cu cota maximă de + 39,4 m și sfârșindu-se la cota minimă de +36,9 m față de NMN.
- **pachetul löessoid**, format din argile prăfoase/prafuri argiloase, cafenii/cafenii – gălbui, de la plastic consistente la plastic vârtoase, pe alocuri cu oxizi de fier și concrețiuni feromanganoase și carbonatice, cu fracțiunea volumică de argilă cuprinsă între 5 – 41%, cea de praf între 58 – 94% iar cea de nisip între 0 – 7 %, [ 57]

având următoarele caracteristici fizico-mecanice:



Tabel 5-1 Caracteristici pachet lossoid[ 57]

-umiditatea naturală:	w	16 – 29,5%;
- indice de plasticitate:	I <sub>p</sub>	16 – 40 %;
- greutatea vol. naturală:	γ	19 – 19,9 kN/m <sup>3</sup> ;
- porozitatea:	n	36 – 43%;
- indicele porilor:	e	0,56 – 0,75;
- indicele de consistență:	I <sub>c</sub>	0,77 – 1,03;
- coeziunea:	c	40 – 95 kPa;
- unghiul de frecare internă:	φ	19– 27 ;
-modulul de deformație edometric:	M <sub>2-3</sub>	10.000 – 16.393 kPa.

Acest strat are o grosime cuprinsă între 11,5 – 14 m, dezvoltându-se în cele șase foraje F<sub>1</sub> – F<sub>6</sub>, începând cu cota maximă de + 38,4 m și sfârșindu-se la cota minimă de +23,5 m față de NMN.

- **pachetul argilos**, format din argilă, cenușiu-roșcată, de la plastic vârtoasă la plastic tare, cu oxizi de fier, pe alocuri cu concrețiuni feromanganoase și carbonatice cu fracțiunea volumică de argilă cuprinsă între 24 – 60%, cea de praf între 39 – 75% iar cea de nisip între 0 – 2 %, având următoarele caracteristici fizico-mecanice:

Tabel 5-2 Caracteristici pachet argilos

-umiditatea naturală:	w	24 – 41,9%;
- indice de plasticitate:	I <sub>p</sub>	34 – 53 %;
- greutatea vol. naturală:	γ	17,3 – 19,9 kN/m <sup>3</sup> ;
- porozitatea:	n	40 – 54%;
- indicele porilor:	e	0,67 – 1,17;
- indicele de consistență:	I <sub>c</sub>	0,84 – 1,00;
- coeziunea:	c	54 – 117 kPa;
- unghiul de frecare internă:	φ	9– 16 □;
-modulul de deformație edometric:	M <sub>2-3</sub>	6.452 – 11.364 kPa.

Stratul are o grosime cuprinsă între 1,5 – 12 m, dezvoltându-se în forajele F<sub>2</sub>, F<sub>3</sub>, F<sub>4</sub>, F<sub>6</sub>, începând cu cota maximă de + 26,4 m și sfârșindu-se la cota minimă de +14,1 m față de NMN.

- În baza forajului F2 a fost interceptat stratul de **argilă**, cenușiu – gălbuie, plastic vârhoasă spre tare, pe alocuri cu aglomerări mari de concrețiuni carbonatice; de la cota +15,1 m adâncime cu incluziuni gipsifere. Pentru acest strat, au fost determinate următoarele caracteristici de forfecare:

$$\text{- coeziunea:} \quad c = 57 \text{ kPa;}$$

$$\text{- unghiul de frecare internă:} \quad \phi = 9^\circ.$$

Pentru determinarea caracteristicilor de forfecare a stratelor argiloase și löessoide s-au executat teste de forfecare directă și în aparatul triaxial. Aceste teste au fost de două tipuri: CD – consolidat, drenat și CU – consolidat, nedrenat.

O sinteză a rezultatelor de laborator, corespunzătoare fiecărui foraj, și reprezentativă pentru pachetul löessoid, și cel argilos, poate fi urmărită în anexele studiului geotehnic, 2011.

Apa subterană a fost atinsă în foraje la adâncimi cuprinse între 5,0 și 14,5 m față de CTN, respectiv +24,0 și 34,1 m față de NMN. Nivelul apelor subterane este mai ridicat în zona dinspre bulevardul Ferdinand și mai coborât în zona dinspre strada Traian. Acest fapt se datorează existenței galeriei de drenaj, de sub strada Traian, galerie poziționată la o adâncime de cca. 14 m, la baza depozitului löessoid. Această galerie zidită din blocuri de beton (cu interspații între acestea) drenează apele subterane, pe care le conduce spre exterior prin intermediul unor drenuri transversale (perpendiculare pe axul galeriei principale).

În zona străzii Traian, în apropierea blocurilor A5 și A6, nivelul apei subterane este mai ridicat decât în zona blocurilor A3 și A4. Această situație poate fi pusă pe seama colmatării (parțiale sau chiar totale) a galeriei de drenaj din sectorul situat la NE de blocul A5 (zona forajului F5) precum și a inexistenței unei galerii de drenaj sub strada Traian, în zona blocurilor A6 – A8.

Lucrările de teren au pus în evidență, în zona activă a construcțiilor existente, prezența unor pământuri cu o compresibilitate medie. Rezistența la forfecare a acestor pământuri a fost măsurată în cadrul testelor de laborator (forfecări directe și în aparatul triaxial, de tipurile CD și CU).

Pe baza factorilor descriși, lucrarea în cauză se poate încadra în **categoria geotehnică 3 – risc geotehnic major**.

Pe amplasamentul blocurilor de locuințe A1 – A8, în timp au fost executate mai multe studii geotehnice menționate în documentația pusă la dispoziție de către beneficiar, care au fost luate în considerare la elaborarea prezentei expertize, fiind completate cu investigații noi, din 2011.

Straturile naturale din teren, alcătuite preponderent din materiale coezive, conform STAS 3300/1-85 constituie teren bun/mediu de fundare, permițând preluarea unor presiuni de cca. 250 kPa (la adâncimi de fundare de 2 m).

În aceste condiții, terenul a fost utilizat pentru fundarea directă a blocurilor A1 – A8. Având în vedere caracterul löessoid al stratului de până la 4 m, la blocurile respective s-a prevăzut ca fundarea să se realizeze pe teren îmbunătățit printr-o pernă de löess cilindrat, cu grosimea de 1 m, situată sub nivelul de fundare al clădirilor, ceea ce a asigurat o presiune admisibilă de 220 kPa (pentru sarcini fundamentale).[ 57]

### 5.1.3.3 Hidrologia

Primul strat de apă se află între 5 m și 9 m de la nivelul actual al terenului și este captat în zona blocurilor A4 – A6 de sistemul de drenuri și galerii executate între

anii 1955 – 1957 pentru consolidarea malului (falezei) Sud al orașului Constanța

Apa subterană de adâncime este cantonată la baza depozitelor cuaternare, constituind un acvifer cu permeabilitate medie – redusă, de cca.  $k = 10^{-3}$  cm/s, format probabil din drenanta verticală ascendentă prin aport de apă sub presiune din calcarele sarmațiene; cota apei subterane în zonele sudică și centrală a amplasamentului este cuprinsă între +6,825 m și +7,513 m (NMN), iar în zona nordică este în jur de +16 m (NMN) și se datorează probabil aportului de apă provenit din umpluturi. Sensul de curgere al apei subterane este de la nord – vest către sud – est cu o pantă de 12‰.

#### 5.1.3.4 Seismicitatea

În baza Normativului pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor P 100/2006, pentru zona cercetată – Constanța – accelerația terenului pentru cutremure având intervalul mediu de recurență  $IMR = 100$  ani, este  $a_g = 0,16$  g, perioada de colț  $T_c = 0,7$  sec și  $\beta_0 = 2,75$

#### 5.1.3.5 Adâncimea de îngheț

Conform STAS 6054-77, adâncimea maximă de îngheț este de 0.70 m, iar frecvența medie a zilelor de îngheț cu  $T < 0^\circ$  C este de 68,9 zile/an.

#### 5.1.3.6 Clima

Clima perimetrului cercetat este temperat – continentală, având următorii parametri:

temperatura medie anuală..... + 11,2<sup>0</sup> C;

temperatura minimă absolută..... - 25,0<sup>0</sup> C;

-temperatura maximă absolută..... + 38,5<sup>0</sup> C.

Precipitațiile medii anuale au valoarea de 378,8 mm și reprezintă media valorilor înregistrate de-a lungul a 10 ani.

Repartiția precipitațiilor pe anotimpuri se poate prezenta astfel:

- iarna..... 83,4 mm;

- primăvara..... 86,0 mm;

- vara..... 108,5 mm;

- toamna..... 100,9 mm.

Un alt factor important al climei îl reprezintă determinarea mărimii și direcției vânturilor. Direcțiile predominante ale vânturilor sunt: cea nordică (21,5%) și cea vestică (12,7%

## 5.2 Analiza construcțiilor din perimetrul care face obiectivul studiului

### 5.2.1 Blocurile de locuințe A1 – A8

#### 5.2.1.1 Structura de rezistență

Blocurile de locuințe A1 – A8 au regimul de înălțime P + 8E, structura de rezistență este alcătuită din pereți portanți din beton armat turnat monolit (diafragme) în sistem fagure, cu traveea de 3,65 m și 2,25 m, sunt prevăzute cu o diafragmă mediană longitudinală care creează două deschideri egale de 5,2 m. Imobilele au lățimea de 10,4 m și lungimea de 54,0 m, fiind realizate din două tronsoane egale.

Grosimea diafragmelor transversale și longitudinale interioare este de 15 cm, iar la exterior, pereții au 28 cm grosime, fiind inclusă și izolația termică. Planșeele etajelor curente au o structură mixtă alcătuită din panouri prefabricate cu grosimea de 3,5 cm și o suprabetonare de 4,5 cm.

Rezemarea elementelor prefabricate de planșeu s-a făcut pe grinzi și console care descarcă pe diafragmele structurii de rezistență.

Planșeul ultimului etaj s-a executat din beton armat turnat monolit.

Pentru realizarea balcoanelor s-au lăsat din turnare console din beton armat și armături la nivelul planșeului, acestea executându-se ulterior. Parapeții balcoanelor au rol de rezistență, reazemă pe console prevăzute din diafragmele structurii clădirii, preluând și sarcinile aferente din placa balconului.

Acoperișul este tip terasă necirculabilă cu învelitoare din materiale bituminoase.

#### 5.2.1.2 Sistemul de fundare

Terenul de fundare este alcătuit din umpluturi neomogene atât în suprafață cât și în adâncime, în studiul geotehnic nefiind indicată soluția de fundare directă. De aceea, fundarea blocurilor înalte P + 8E a fost făcută pe un teren îmbunătățit, prin intermediul unor perne de löess cilindrat, cu grosimea de 1,00 m prevăzute sub talpa fundațiilor executate din beton armat, ale fiecărei clădiri .

La nivelul pernei de löess s-a considerat o presiune admisibilă de 2,2 daN/cm<sup>2</sup> pentru sarcini fundamentale.

Perna de löess a fost executată pe toată suprafața clădirii, cu o grosime de 1,00 m, asigurând o rigidizare eficientă a bazei clădirii atât în sens longitudinal cât și în sens transversal.

Clădirile P + 8E, neavând subsol, sunt prevăzute cu un canal tehnic vizitabil, exterior construcției și racorduri prevăzute sub pardoseala parterului (multe dintre acestea prezintă degradări care permit infiltrarea pierderilor de apă în zona activă a construcțiilor).

Construirea complexului de clădiri în anul 1962 a necesitat demolarea unor case și rambleierea tuturor demisolurilor și a pivnițelor existente cât și a unor puțuri absorbante în apropierea străzii care nu avea canalizare la vremea respectivă.

În proiect, s-a recomandat necesitatea depistării și desființării tuturor racordurilor și bransamentelor vechi de alimentare cu apă a clădirilor demolate,

ținând seama de faptul că spargerea unei asemenea conducte, cândva după executarea construcțiilor noi poate aduce mari neajunsuri, ducând la fisurarea acestora datorită eventualelor tasări neuniforme ale terenului löessoid.[ 57]

### 5.2.1.3 Comportarea în timp a blocurilor A1 – A8

În timp, blocurile de locuințe A1 – A8 au fost urmărite și expertizate, având în vedere degradările care au apărut la nivelul fundațiilor și suprastructurii acestora, dintre care se menționează:

Expertiza blocurilor A1 – A8 și blocul B1 din Complexul Gara Nouă – Gara Veche, ca urmare a seismului din 4 martie 1977.

Expertiza celor trei imobile (A4, A5 și A6) din dreptul incintei excavate WTC – Constanța și măsuri de monitorizare, 2007.

Audit tehnic al lucrărilor de construcții existente pe șantierul obiectivului „World Trade Center” Constanța – strada Traian, elaborat de S.C. BUREAU VERITAS ROMÂNIA, 2009.

În prima expertiză sunt prezentate condițiile de fundare, alcătuirea infrastructurii și suprastructurii blocurilor de locuințe, evidențiindu-se deformațiile și degradările apărute în urma cutremurului din martie 1977.

Expertiza a doua și a treia se referă la influența execuției Complexului Comercial WTC – Constanța în apropierea blocurilor de locuințe A1 – A8, în mod special blocurile A4, A5 și A6.

Imobilele au avut o comportare bună (acceptabilă) în timp deși calculul la seism nu a fost elaborat, întrucât în anul în care au fost proiectate (1962), Constanța nu era considerată zonă seismică. A fost luată însă în considerare acțiunea vântului. Expertiza efectuată în anul 1977 a pus în evidență următoarele:

Buiandrugii diaframelor, în special de la diafragma mediană longitudinală au avut de suferit apărând fisuri înclinate sau verticale, atât din forța tăietoare, cât și din cauza apariției articulațiilor plastice.

Fisurile apărute în diaframele structurii de rezistență pot avea cauze diferite ](tasări, contracții, întreruperi din turnare, anumite defecțiuni din timpul execuției și care, cu ocazia cutremurului, au fost puse în evidență sau mărite, accentuate). Există posibilitatea ca o parte din fisurile evidențiate în planșee să fie numai în stratul de tencuială.

Fisurile depistate în unele apartamente, de-a lungul grinzișoarelor de rezemare a planșeului prefabricat, indică fie desprinderea tencuiei de matare a prefabricatului de planșeu, respectiv de grinzișoară, fie o mică rotire a planșeului respectiv pe grinzișoară.

Fisurile de la casa scării dintre rampe și diafragme sunt fisuri numai în stratul de tencuială și nu afectează stabilitatea și rezistența scării.

Deoarece blocurile sunt prevăzute cu rost de dilatație, din cauza cutremurului din 4 martie 1977, s-a înregistrat o mărire a deschiderii acestuia ajungând în prezent la o deplasare maximă la vârf de cca. 4–5 cm.

Trebuie menționat că, datorită tasărilor diferențiate de la capetele blocului față de centru, aceste rosturi s-au accentuat încă din primii ani după darea în folosință a blocurilor, rosturi accentuate și mărite, după cum s-a menționat, după cutremurul din 1977. Această mărire a rostului a antrenat și reazemele parapetilor balcoanelor care au fisurat la capete și a condus și la apariția, în unele camere din zona respectivă, a igrasiei.

La unele blocuri, pardoselile parterului sunt deformate datorită tasării terenului de umplură care nu a fost compactat corespunzător. Acest lucru a fost

observat și la camerele care nu au canal de protecție sub pardoseală.

Canalele de protecție existente, paralele cu blocurile A 1 – A8, cât și cele de termoficare la care s-au putut face observații (în dreptul blocului A2) sunt pline cu moloz, diverse materiale de construcție și apă.

Blocurile A4 – A6 au tasări cuprinse între 2 cm și 10 cm, iar în ultimii 4 ani nu s-au mai înregistrat tasări cu excepția lui A4, unde au apărut tasări de 1,7 cm spre port.

Tasările sunt în general inegale, cu diferențe la cele două capete care ajung până la 7 cm (bloc A4).

Față de cele prezentate mai sus, din care se subliniază: natura terenului de fundare (pământuri löessoide), valoarea tasărilor înregistrate, faptul că orașul Constanța s-a considerat în zonă seismică după cutremurul din 1977 (blocurile fiind proiectate în anul 1962), normele de proiectare fiind mult diferite la ora actuală, se impune expertizarea de urgență a fiecărui bloc A1 – A8, cu propuneri de soluții pentru consolidare, elaborarea proiectelor de execuție și punerea în siguranță a blocurilor respective pentru a face față unui viitor seism cu magnitudinea de peste 7 grade pe scara Richter.

Blocurile AR1, AR2 și AR3

Blocurile de locuințe AR1, AR2 și AR3 cu 96 de apartamente și spații comerciale la parter, au regim de înălțime S + P + 8E, fiind proiectate în anul 1986. Structura de rezistență este alcătuită din diafragme în sistem celular și cadre din beton armat. Fundarea blocurilor s-a realizat prin intermediul unei perne de löess.

Analiza vizuală a clădirilor nu a pus în evidență existența de fisuri sau alte degradări la nivelul fundațiilor sau suprastructurii blocurilor. Nu sunt necesare măsuri de consolidare ale elementelor structurale (diafragme, stâlpi, grinzi, planșee etc.).

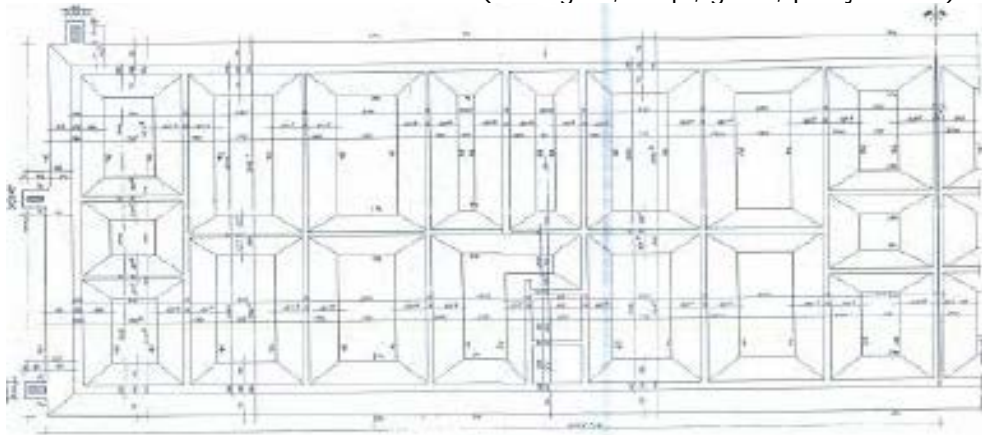


Fig. 5-4. Plan fundații blocuri A1-A8[ 57]

### 5.2.2 Sistemul pentru drenarea apelor subterane

Pentru stabilitatea falezei, având în vedere și construirea unor blocuri de locuințe de P + 8E aflate la cote de cca. +38,5 m, a fost executat un sistem de drenaj în anii 1955 – 1957, care constă din:

- o galerie longitudinală ovoidală de 1,8 m înălțime și 1,40 m lățime, dispusă la adâncimea de +26,0 ÷ 27,0 m (NMN);
- patru drenuri transversale care conduc apa din galerie spre șanțuri, pe traseul acestora se află puțuri de vizitare de 8,0 m – 15,7 m adâncime;

- racorduri între puțuri și șanțul de evacuare a apei sub forma unor drenuri și rigole.

Galeria longitudinală este dispusă la baza pachetului de löess, deasupra stratului de argilă. Apa colectată de galerie se scurge spre port prin drenuri transversale. Acestea sunt prevăzute cu cămine de vizitare. Din cămine, apa curge gravitațional prin drenuri și șanțuri spre rigola longitudinală de colectare și evacuare a apei, aflată la cota de cca. +6,0 m, cu pantă longitudinală, care conduce apa spre mare. De asemenea, au fost prevăzute amenajări ale taluzelor prin reprofilare, protecția suprafeței și arcade drenante.

Măsurătorile au evidențiat că debitul de evacuare este de cca. 10 l/sec., variind în funcție de perioada anului și de gradul de întreținere al rețelelor edilitare din zonă.

Inspectarea sistemului pentru drenarea apelor din iunie 2011 a pus în evidență colmatarea parțială a canalului colector longitudinal datorită realizării ancorajelor de la ecranele incintei WTC – Constanța, nefuncționarea unor drenuri transversale etc.

În urma Raportului topografic executat în anul 2011 a rezultat că în galeria longitudinală, paralelă cu strada Traian există zone colmate cu material rezultat de la execuția ancorajelor ecranului, alcătuite din pământ și suspensia pentru realizarea bulbilor de ancorare. Aceste materiale au fost parțial evacuate prin realizarea unor rigole (șanțuri) în materialul întărit. De asemenea, sunt deformații ale radierului galeriei principale evidențiate în secțiunea A – A din raportul menționat, pe o lungime de cca. 25 m. În această zonă se impun realizarea unor cadre de consolidare a secțiunii transversale .

În zona blocurilor A5 – A6 canalul colector principal este colmatat, iar canalul transversal „Dren oraș” nu funcționează, determinând creșterea nivelului apelor subterane și infiltrații de apă printre piloții ecranului, precum și producerea de alunecări ale terenului excavat și reprofilat din incintă în zona menționată. Aceste zone prezintă un risc deosebit pentru pierderea stabilității locale a ecranului de piloți, neavând ancorajele executate la momentul expertizei.

Pentru a nu afecta regimul apelor subterane, este necesar ca acestea să aibă posibilitatea scurgerii corecte în aval și după execuția WTC – Constanța, în acest mod nu vor fi influențate caracteristicile geotehnice ale terenului din zona imobilelor A1 – A8.

De aceea este necesar ca sistemul actual de drenaj să fie menținut și extins, iar debitul și nivelul de apă să fie evacuat și controlat în permanență. [ 57]



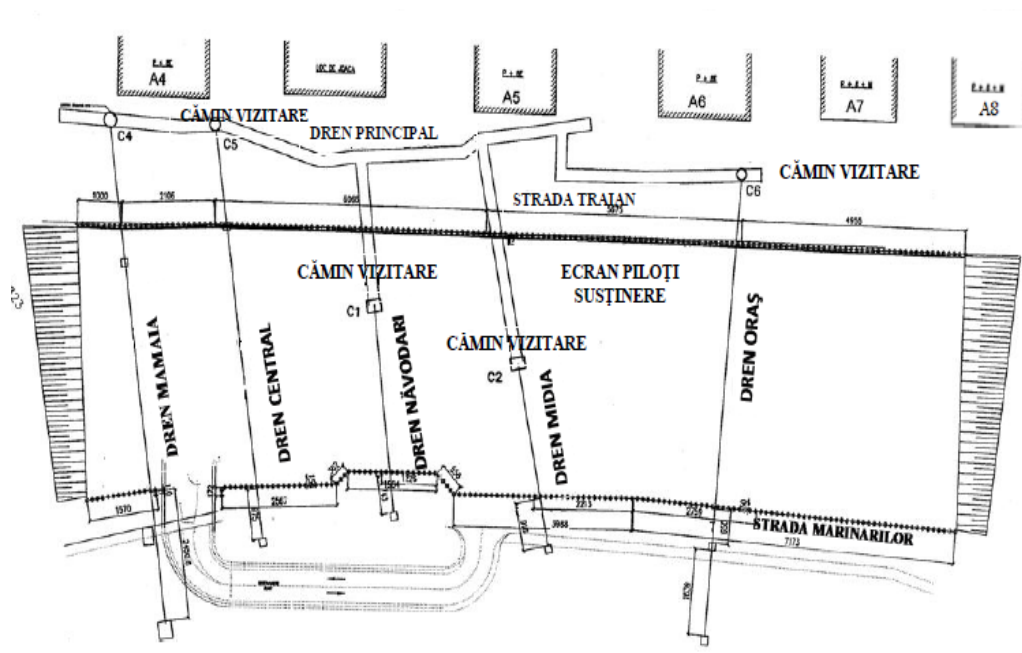


Fig. 5-5. Sistemul pentru drenarea apelor subterane existente [ 57]

### 5.2.3 Aspecte privind strada Traian

Strada Traian este destinată circulației publice, fiind mărginită spre mare de ecranul incintei de fundare al Complexului Comercial WTC – Constanța. Sistemul carosabil al străzii este format din beton asfaltic, are lățimea de 12 m, în care se includ și trotuarele.

În imediata vecinătate a ecranului de piloți, în unele zone s-au produs crăpături ale sistemului rutier al drumului, în timpul execuției incintei de la WTC – Constanța, în perioada 2009 – 2010.

Pe baza analizelor din teren, a studiilor și măsurătorilor efectuate, a rezultat că tasarea străzii nu a reprezentat o pierdere de stabilitate a malului, ci o deformare aparentă, ca urmare a reșezării particulelor solide din teren în condițiile drenării apei din porii pământului acumulată în timp, drenare favorizată de execuția incintei de fundare WTC – Constanța.

În luna iulie 2010, în apropierea galeriei transversale de drenaj (drenul Năvodari) la cca. 70,0 m de limita nordică a Complexului și cca. 40,0 m de blocul A5 s-a produs o scurgere de pământ printre piloții ecranului. În plan, groapa formată a avut dimensiunile de cca. 6,0 m x 6,0 m, pe verticală scurgerea de material s-a produs pe cca. 20,0 m. Prin scurgerea de material au fost dezvelite parțial ancorajele și piloții. Scurgerea de pământ s-a datorat antrenării acestuia de debitul de apă din teren produs atât de ploile intense din acea perioadă, cât și de pierderile din rețelele purtătoare de apă. Apa s-a scurs printre piloți, depășind astfel capacitatea filtrului invers provizoriu format din umplutura de piatră brută.

Aceste incidente au avut un caracter local și nu au fost de natură să afecteze stabilitatea generală a malului, fiind remediate de urgență.

Pentru ținerea sub control a zonei s-au făcut următoarele recomandări:



- monitorizarea permanentă a zonei tasate, inclusiv a blocurilor de locuințe adiacente;
- efectuarea unei inspecții periodice de către deținătorii de rețele pentru a constata starea acestora și luarea măsurilor necesare;
- reînceperea de urgență a lucrărilor Complexului Comercial WTC – Constanța;
- asigurarea scurgerii apelor pluviale evitându-se stagnarea acestora, inclusiv colmatările necesare ale suprafeței;
- corectarea niveletei drumului prin adaos de material și închidere cu beton asfaltic.

În ceea ce privește groapa formată s-a procedat la:

- refacerea terasamentului prin umplere completă cu material necoeziv, drenant a zonei în care pământul s-a scurs printre piloți. Între piloți, s-a realizat o umplutură din piatră brută cu geotextil pe extradados, cu rol de filtru invers. Pentru siguranță s-a prevăzut o plasă metalică fixată de piloți în fața umpluturii de piatră brută;
- după aceea s-a refăcut fundația și îmbrăcămintea drumului pe zona afectată până în dreptul grinzii de solidarizare a piloților de la ecran.
- având în vedere cauzele incidentelor prezentate, se impune decolmatarea și extinderea sistemului actual de drenare care să colecteze apele infiltrate în teren.

-

#### 5.2.4 Incinta de fundare de la WTC – Constanța

##### 5.2.4.1 Situația actuală

În Municipiul Constanța, în zona centrală, pe faleza situată între strada Traian și bulevardul Marinarilor s-a prevăzut realizarea unei construcții cu destinație de spații comerciale și birouri, având lungimea de 170,0 m, înălțimea totală de cca. 70 m la extremități, iar în zona centrală de cca. 40 m.

Construcția este amplasată pe taluzul falezei și va fi fundată la cca. 28,0 m (cota +10,55), adâncime față de nivelul bulevardului Traian (cota +38).

La cca. 22,0 m de viitorul complex se află mai multe blocuri de locuințe (A4, A5, A6, A7 și A8) cu regim de înălțime P + 8E

Adâncimea necesară a excavațiilor, amplasarea lucrărilor pe versantul falezei, la limita a două artere cu circulație publică, au condus la necesitatea asigurării stabilității prin realizarea incintei de lucru pentru infrastructură la adăpostul unor pereți verticali (ecrane) cu rol de rezistență.

Pereții de susținere au fost amplasați pe laturile lungi ale amplasamentului de la limita arterelor de circulație ale străzii Traian și bulevardul Marinarilor.

Pe laturile scurte, având în vedere lipsa vecinătăților și configurația amplasamentului, excavațiile se vor realiza taluzat, în trepte.

Incinta și pereții ecran ai acesteia au un caracter temporar, aceste lucrări fiind necesare pentru perioada de execuție a infrastructurii imobilului la care se adaugă considerente tehnice și economice (până în luna ianuarie 2010).

Pentru uniformizarea tendințelor de deplasare, la partea superioară a pereților s-a prevăzut o grindă de solidarizare din beton armat de mare rigiditate.

Existența unui nivel de apă subterană în exteriorul incintei (apa care actualmente este colectată prin vechiul sistem de drenaj) impune prevederea unor măsuri de colectare și drenaj a apei din spatele pereților incintei și din excavații atât în timpul execuției cât și pe perioada de exploatare a viitoarei construcții.

În amplasamentul Centrului Comercial au fost realizate excavații pe adâncimea de cca. 28,0 m, în zona centrală pe o lungime de cca. 52,0 m unde pe o porțiune de cca. 16,0 m (axele 11-13) a fost realizată structura imobilului pe trei subsoluri, cu excepția ultimului planșeu. De o parte și de alta, excavațiile sunt realizate pe adâncimi de 10,0 – 15,0 m.

Ecranele de piloți forțați de-a lungul străzii Traian și bulevardului Marinarilor sunt complet realizate și au fost executate ancoraje în funcție de nivelul excavației. Șantierul stagnează din perioada trimestrului 4 al anului 2008, astfel încât, în iunie 2009 proiectanții au propus noi grafice de etapizare a lucrărilor și unele măsuri de punere în siguranță și chiar de conservare a lucrărilor executate pe amplasament.

La realizarea majorității ancorajelor forța de blocare a fost de 480 kN, iar deplasările Conform proiectului de rezistență al Centrului Comercial WTC – Constanța, împingerea transmisă de teren ce acționează asupra ecranelor, va fi preluată de construcția realizată în fața ecranului de piloți cu care conlucrează, asigurând astfel stabilitatea malului (falezii). Este absolut necesar să fie realizat sistemul de drenaj pentru apele infiltrate în teren, constituit din: galeria longitudinală, galeriile transversale, extinderea cu drenuri orizontale, drenuri verticale, sistem de colectare, cămine și evacuare gravitațională.

Pentru realizarea incintei au fost prevăzute ancoraje temporare, cu durata de exploatare de 2 ani (până în luna ianuarie 2010), aspect corelat cu graficul de realizare a lucrărilor de construcții întocmit în anul 2007, conform căruia Centrul Comercial trebuia executat până la terminarea anului 2008.

Capul de blocare s-au înscris în limite admisibile. Zona de încăstrare (bulbul) are lungimea de 8,0 m și este realizat în teren argilos. Găurile forate au avut diametrul de 14 cm. Cantitățile de ciment injectate în bulbi la o presiune de cca. 20 bari au variat între 1200 kg și 1600 kg.

În timp, forța de blocare a scăzut din cauza curgerii lente a terenului argilos din zona bulbului. Acest fapt va conduce la micșorarea forței de ancoraj și implicit la diminuarea coeficientului de siguranță .

În condițiile actuale în care s-a depășit cu mult durata prevăzută de exploatare a ancorajelor (peste 1,5 ani) .

Urmare a cercetărilor făcute la 92 ancoraje (atât capacitatea internă cât și cea externă) au rezultat următoarele (conform expertizei menționate):

- capacitatea internă scade în timp din cauza reducerii secțiunii sârmelor toronului sub efectul coroziunii atmosferei marine. A rezultat o rată a coroziunii de cca. 0,035 mm /an.
- capacitatea externă a ancorajelor (bulbului de ancorare) depinde de natura terenului, de evoluția în timp a caracteristicilor acestuia, variația umidității și a nivelului apei subterane etc.

După o perioadă de exploatare de 2-3 ani, a rezultat că la 70 ancoraje (76,09 %), capacitatea portantă s-a modificat neesențial sau a rămas practic nemodificată. La 19 buc, (20,65 %) capacitatea a scăzut față de sarcina de calcul, iar un număr de 3 ancoraje (A2-12, A2-31, A2-37) trebuie refăcute .

Se menționează însă că efectul diminuării capacității ancorajelor este necontrolat, având în vedere suprafața ecranului, numărul mare de ancoraje, condițiile foarte diferite de teren, variația umidității în teren etc.

Se poate aprecia o scădere medie a capacității portante externe de cca. 5 % pe an, care se manifestă la majoritatea ancorajelor.

- Incinta fiind menținută deschisă și lucrările de construcție întrerupte, este obligatoriu ca ancorajele neconforme să fie refăcute imediat, de urgență și de asemenea, trebuie să fie executate lucrările necesare în zonele adiacente taluzelor, unde nu au fost realizate ancorajele. Vor fi tensionate imediat după o prealabilă verificare, toate ancorajele introduse în foraj și numai după aceea injectate.

- Se va evita folosirea unor tehnologii de lucru în incintă și sau în exterior, în apropierea acesteia, care să conducă la șocuri sau solicitări dinamice în teren și care astfel afectează negativ capacitatea portantă a ancorajelor, în sensul reducerii drastice a acestora și în consecință stabilitatea ecranelor de susținere.

- Vor fi luate măsurile necesare pentru consolidarea piloților ecranului la care a fost depășită rezistența structurală ca urmare a ancorelor executate necorespunzător (neconforme), a celor lipsă sau netensionate evitând producerea unor accidente grave prin ruperea acestor piloți .

- Verificarea stabilității sprijinirii, strada Traian, Constanța[ 57]

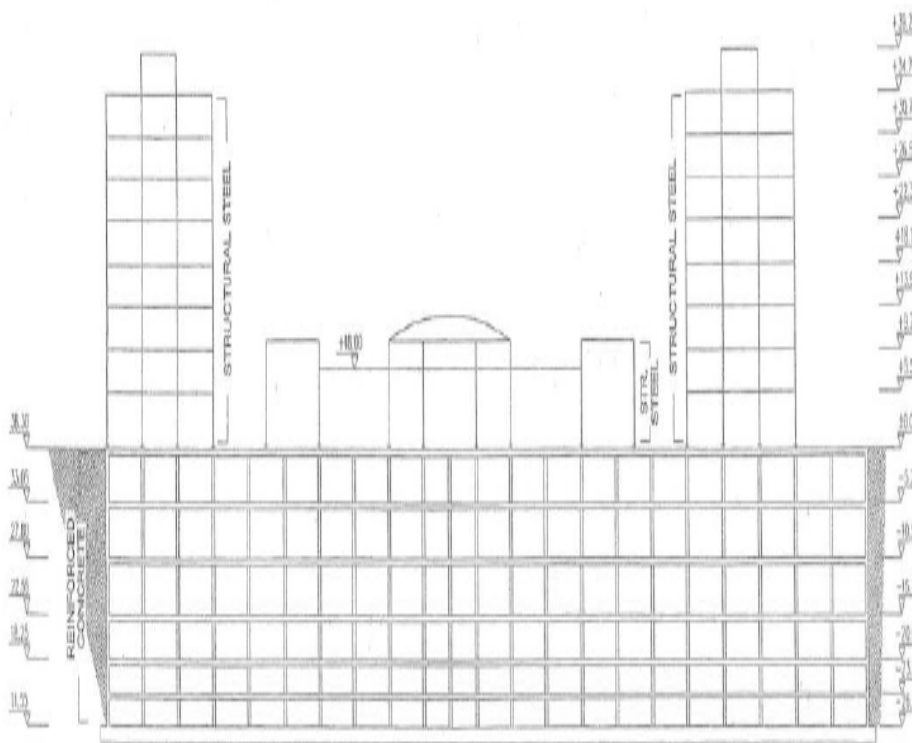


Fig. 5-6 Secțiune longitudinală incinta WTC [ 57]

### 5.3 Calculul stabilității incintei WTC cu diverse metode si programe de calcul

#### 5.3.1 Calculul stabilității folosind programul PLAXIS V8.2 cu metoda SRM

Tipul de analiză efectuat e SRM. Legea de comportare a terenului e Mohr-Coulomb. Ancorele sunt definite utilizând o combinație între 2 elemente aparținând programul Plaxis și anume ancora nod-nod și geogrid. Piloții sunt modelați cu elemente de tip "plate". Forma elementelor discretizării e triunghiulară.[ 61]

În cazul calculului automat s-a utilizat programul PLAXIS. S-au folosit datele din studiile geotehnice elaborate în 2006 – 2007 și cel din 2011, considerând pentru  $\phi$  și  $c$  atât valori minime, cât și valorile medii.

Pentru blocurile din apropiere A4, A5 și A6 s-au considerat încărcări de  $150 \text{ kN/m}^2$  și  $180 \text{ kN/m}^2$ , iar pentru strada Traian de  $5 \text{ kN/m}^2$  și respectiv  $30 \text{ kN/m}^2$ . Calculele au fost executate pentru situația actuală când incinta este deschisă și situația finală când Complexul Comercial WTC – Constanța este terminat, având rolul unui zid de sprijin pentru faleză, în situațiile fără seism (static) și cu seism.

În concluzie, coeficienții de siguranță ( $F_s$ ) nu diferă semnificativ dacă se folosesc datele din studiile geotehnice 2006 – 2007 și cel din 2011 .

În cazul actual cu incinta de fundare deschisă, fără seism, coeficientul de siguranță minim este  $F_{s \text{ min}}=1,76$  pentru datele din studiul geo 2006 –2007 și  $F_{s \text{ min}}=1,8$  cu datele din studiul geo 2011, valori mai mari decât  $F_{sa} = 1,5$ ; iar în caz de seism  $F_{s \text{ min}} = 1,2 > F_{sa} = 1,11$  pentru ambele situații (2006 – 2007 și 2011).[ 76]

##### 5.3.1.1 Rezultate grafice aferente studiului geotehnic din anul 2006

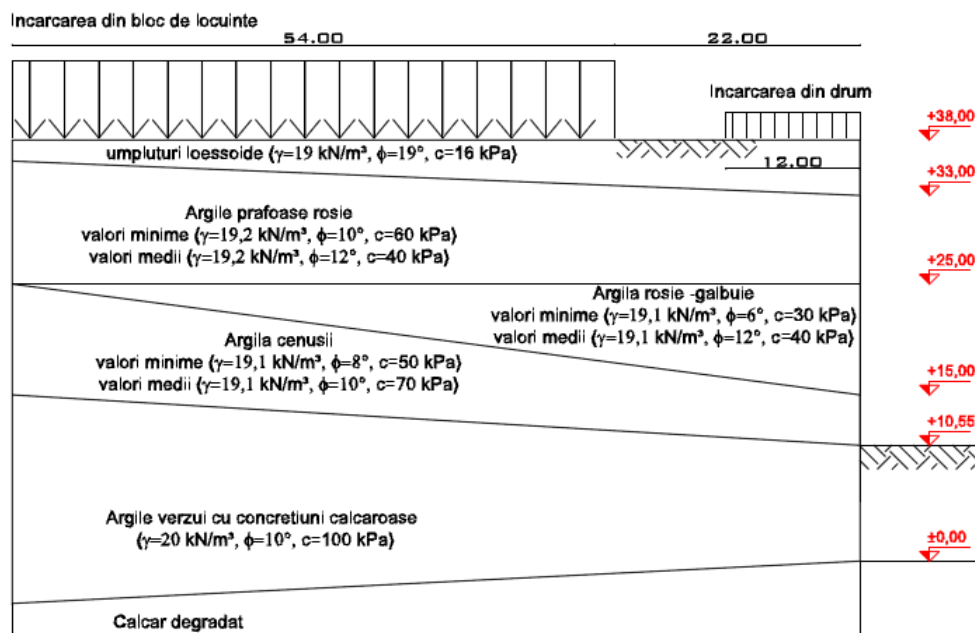


Fig. 5-7 Date geotehnice anul 2006 pe secțiunea de calcul

- *Situația actuală, suprasarcina blocuri  $150\text{kN/m}^2$ , suprasarcină stradă  $5\text{kN/m}^2$  valori minime  $c$  și  $\varphi$*

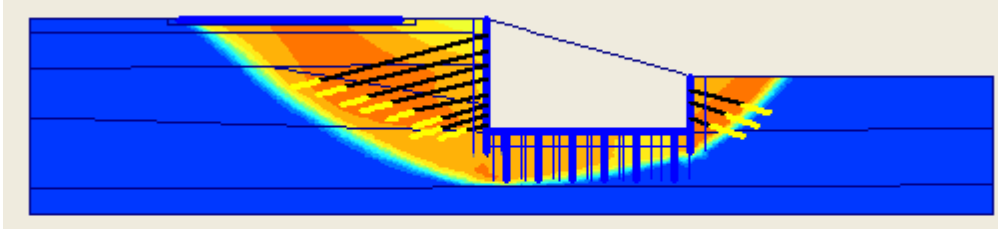


Fig. 5-8 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,78$ . Gruparea fundamentală

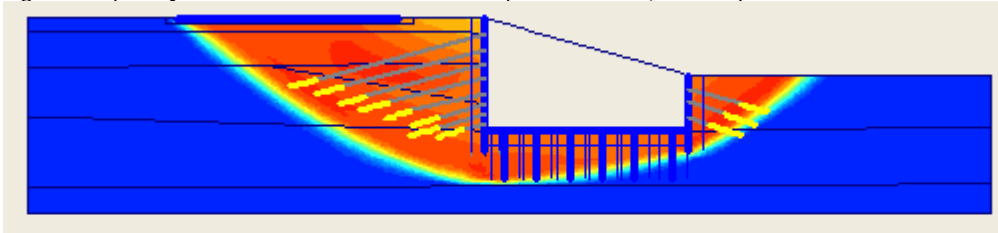


Fig. 5-9 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,23$ . Gruparea seismică

- *Situația actuală, suprasarcină blocuri  $180\text{kN/m}^2$ , suprasarcină stradă  $30\text{kN/m}^2$  valori minime  $c$  și  $\varphi$*

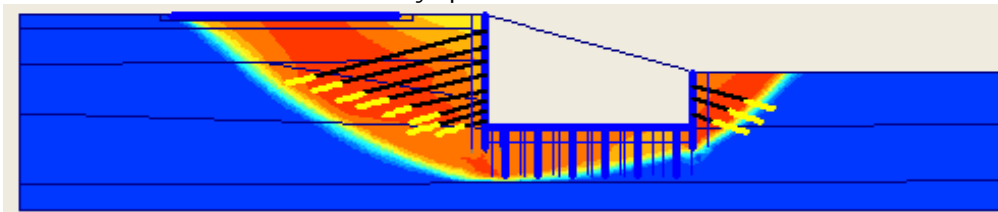


Fig. 5-10 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,76$ . Gruparea fundamentală

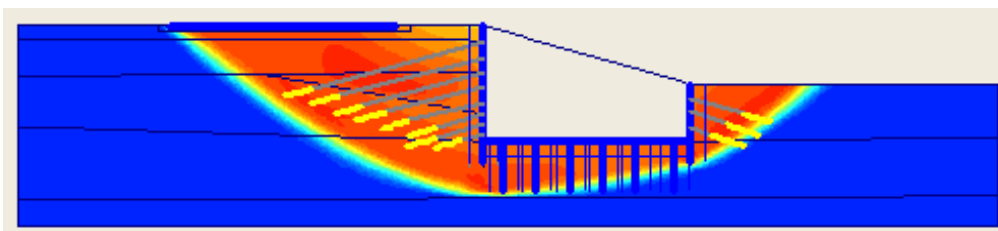


Fig. 5-11 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,2$ . Gruparea seismică

- *Situația actuală, suprasarcină blocuri  $180\text{kN/m}^2$ , suprasarcină stradă  $30\text{kN/m}^2$  valori medii  $c$  și  $\varphi$*

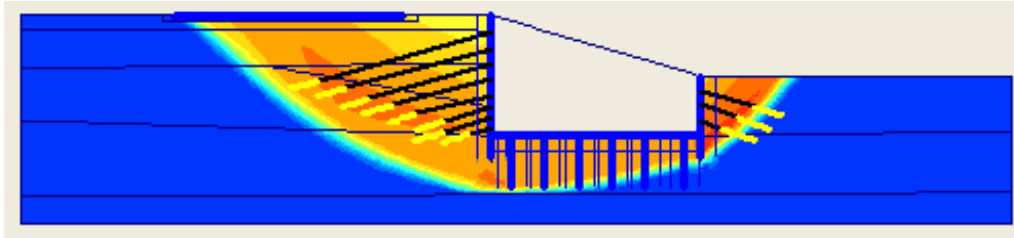


Fig. 5-12 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,87$ . Gruparea fundamentală

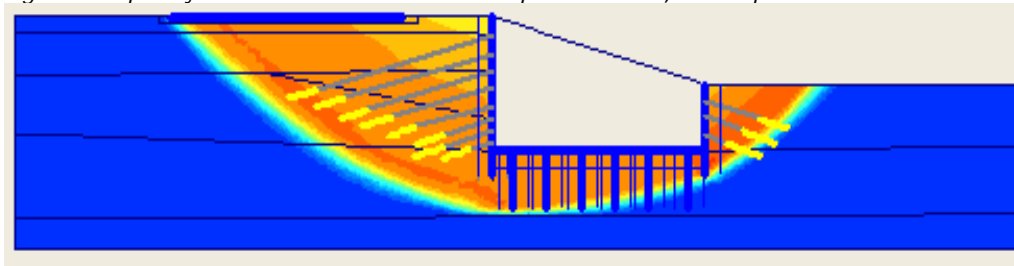


Fig. 5-13 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,3$ . Gruparea seismică

### 5.3.1.2 Rezultate aferente studiu geotehnic anul 2011 [76]

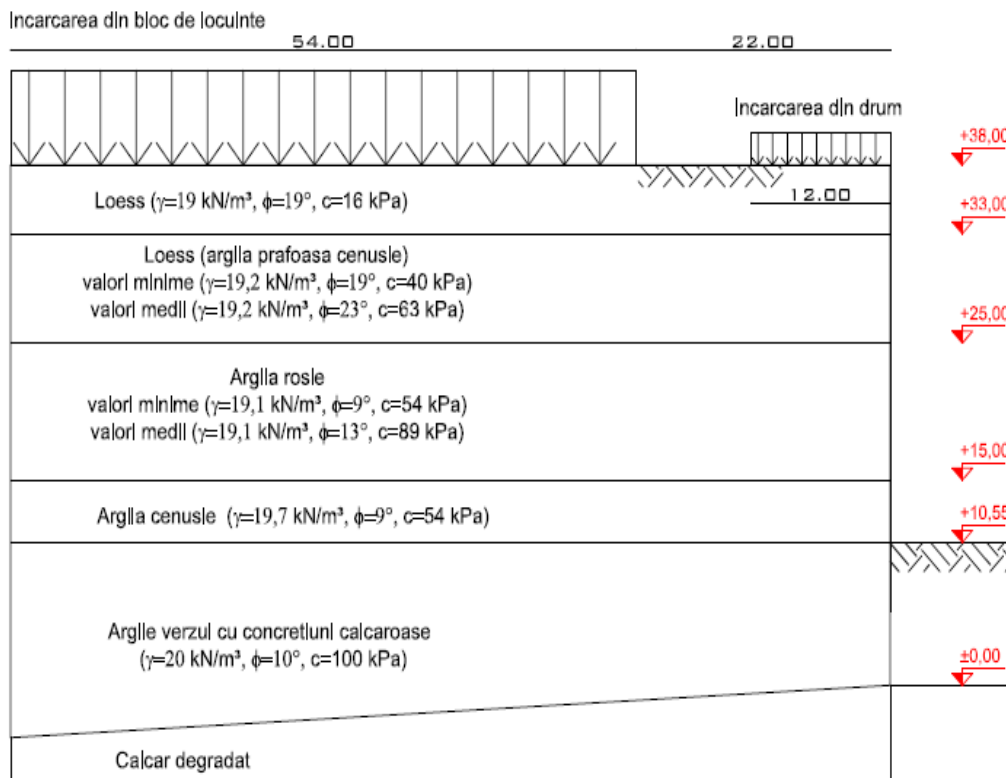


Fig. 5-14 Date Geotehnice 2011

- *Situația actuală, suprasarcină blocuri 150 kN/ m<sup>2</sup>, suprasarcină stradă 5 kN/ m<sup>2</sup> valori medii c și φ*

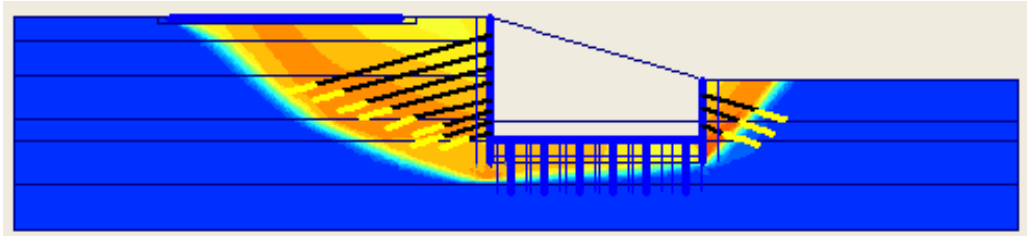


Fig. 5-15 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=2$ . Gruparea fundamentală

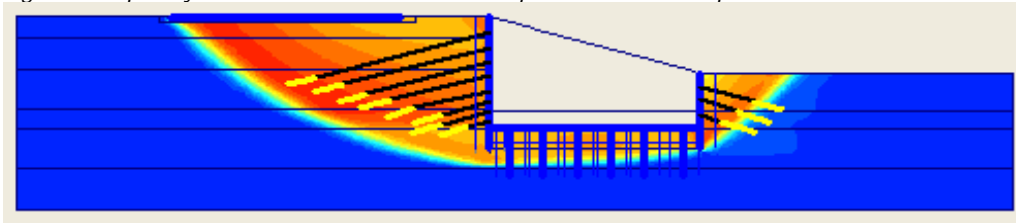


Fig. 5-16 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,48$  Gruparea seismică

- *Situația actuală, suprasarcină blocuri 180 kN/ m<sup>2</sup>, suprasarcină stradă 30 kN/ m<sup>2</sup> valori medii c și φ*

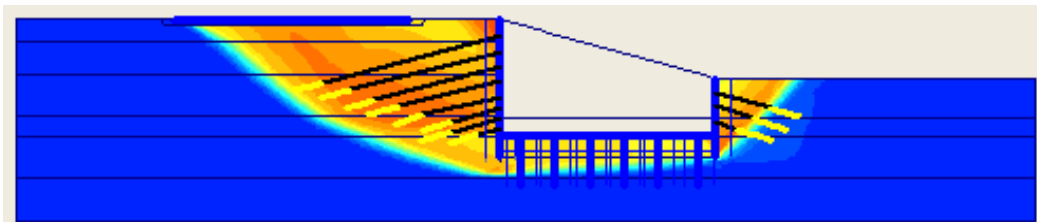


Fig. 5-17 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,9$  Gruparea fundamentală

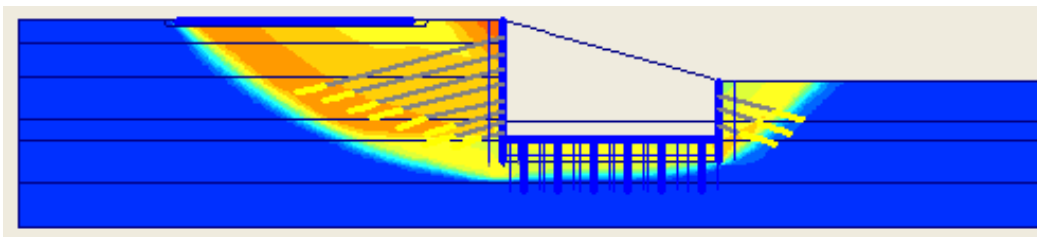
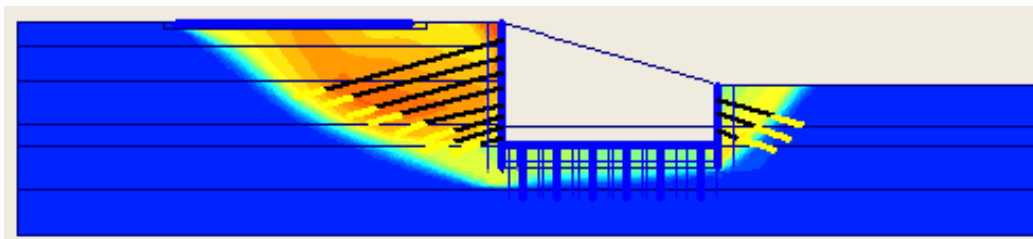
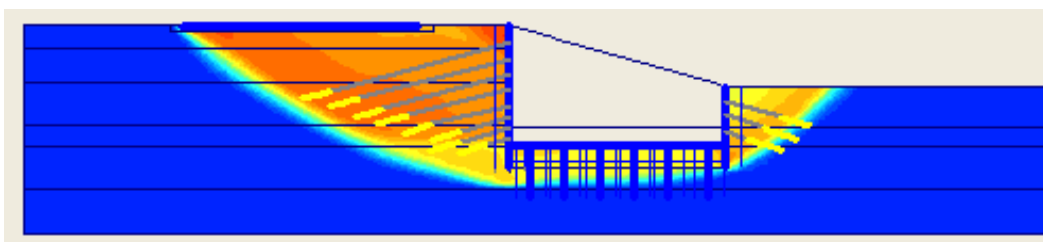


Fig. 5-18 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,25$  Gruparea seismică

- *Situația actuală, suprasarcină blocuri 150 kN/ m<sup>2</sup>, suprasarcină stradă 5 kN/ m<sup>2</sup> valori minime c și φ*

Fig. 5-19 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,9$ . Gruparea fundamentalăFig. 5-20 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,4$  Gruparea seismică

### 5.3.1.3 Compararea rezultatelor aferente celor 2 ipoteze de încărcare și celor 2 studii geotehnice, 2006 și 2011

Tabel 5-3 Compararea tabelară a Factorului de siguranță a celor 2 studii geotehnice

Studiu Geotehnic	Ipoteza Încărcare					
	I180-F (Fs)	I150-F (Fs)	I180-S (Fs)	I150-S (Fs)	I180-F/I150-F	I180-S/I150-S
2006	1.76	1.78	1.2	1.23	2%	1.45%
2011	1.8	2.00	1.20	1.40	11%	15%
2006/2011	1.3%	11%	0%	13%		

Unde:

- I180-F - Situația actuală, suprasarcina blocuri  $180\text{kN}/\text{m}^2$ , suprasarcina stradă  $30\text{kN}/\text{m}^2$  valori minime  $c$  și  $\phi$ , gruparea fundamentală;
- I150-F - Situația actuală, suprasarcina blocuri  $150\text{kN}/\text{m}^2$ , suprasarcina stradă  $5\text{kN}/\text{m}^2$  valori minime  $c$  și  $\phi$  gruparea fundamentală;
- I180-S - Situația actuală, suprasarcina blocuri  $180\text{kN}/\text{m}^2$ , suprasarcina stradă  $30\text{kN}/\text{m}^2$  valori minime  $c$  și  $\phi$ , gruparea seismică;
- I150-S - Situația actuală, suprasarcina blocuri  $150\text{kN}/\text{m}^2$ , suprasarcina stradă  $5\text{kN}/\text{m}^2$  valori minime  $c$  și  $\phi$  gruparea seismică.

Conform **TABEL 5-3** se observă ca:

- variația în funcție de suprasarcina considerată a factorului de siguranță atât în gruparea fundamentală cât și în cea seismică e sub 2%, pentru studiul geotehnic din 2006, ceea ce înseamnă că e neglijabilă;



- variația în funcție suprasarcina considerată a factorului de siguranță atât în gruparea fundamentală cât și în cea seismică e sub 15%, pentru studiul geotehnic din 2011, cea ce înseamnă că în domeniul de acceptabilitate;
- se poate constata saltul variației factorului de siguranță între anul 2006 și 2011 de la 2% la 15% ;
- variația în funcție de anul studiului geotehnic 2006 și 2011 arată o variație de maxim 13% , un procentaj acceptat în literatura de specialitate;
- de asemenea variația din gruparea fundamentală și seismică a factorului de siguranță e apropiată și anume 11% respectiv 13%.

Se poate constata astfel că terenul nu și-a schimbat caracteristicile în cei 5 ani dintre studiile geotehnice. Astfel în continuare se va folosi doar studiul geotehnic din 2011 și încărcarea de  $180 \text{ kN/ m}^2$  aferentă blocurilor de locuit și  $30 \text{ kN/ m}^2$  din traficul rutier.

### 5.3.2 Rezultate obținute cu software MIDAS GTS NX

Calculul cu programul Midas GTS NX este de asemenea 2D și i-a în considerare doar valorile parametrilor din studiul geotehnic realizat în anul 2011.

Analiza folosită este de tip "Plain Strain". Discretizarea elementelor este de formă dreptunghiulară și triunghiulară. Ancorele și piloții sunt elemente 1d fiind discretizate pe lungime.

Legea de comportare a terenului este Mohr-Coulomb.

#### 5.3.2.1 Metoda SRM

Metoda SRM are la bază, după cum am prezentat în capitol 3 , reducerea valorilor parametrilor  $\Phi$  și  $c$ .

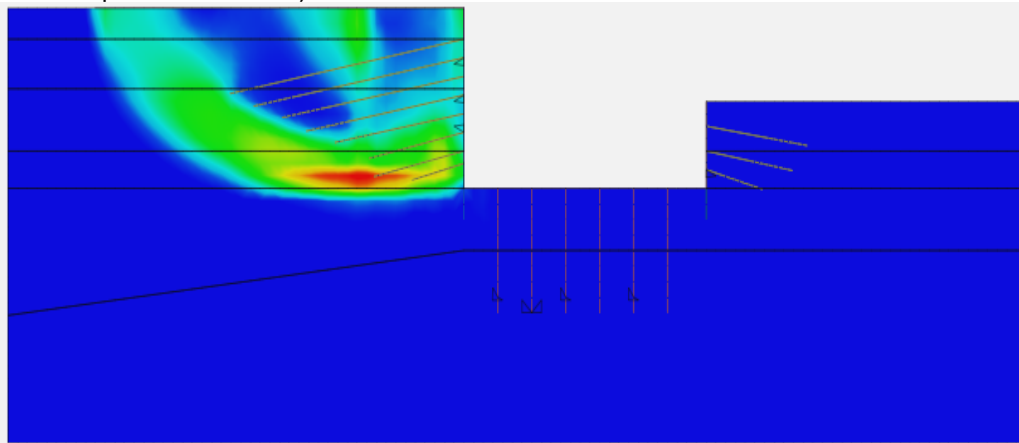


Fig. 5-21 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=2.175$ . Gruparea fundamentală.

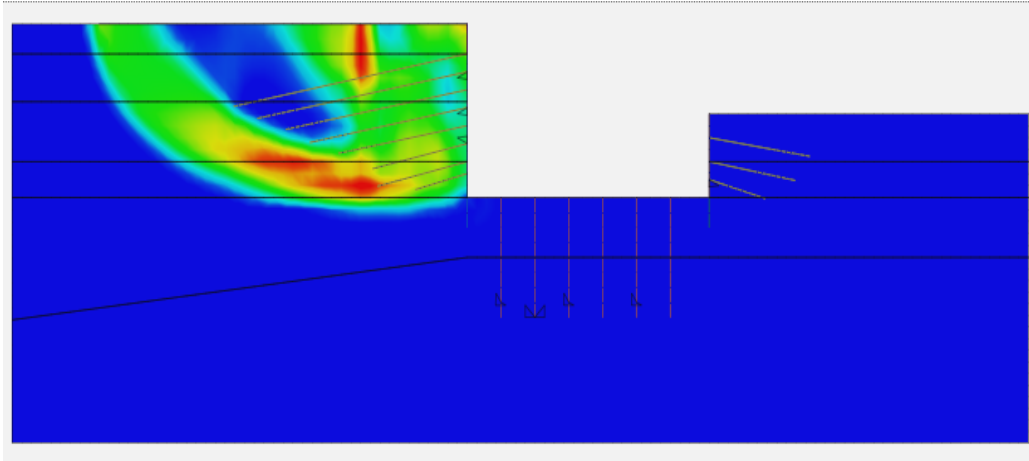


Fig. 5-22. Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,50$  Gruparea seismică

Astfel s-a obținut un factor de siguranța  $F_s=2.175$  în grupare fundamentală și  $F_s=1.50$  în gruparea seismică.

#### 5.3.2.2 Metoda SAM

Această metodă a fost descrisă pe larg în capitolul 3. Pentru a se putea aplica e nevoie ca suprafața de alunecare să fie definită de către utilizator. Am definit această suprafață de alunecare cu ajutorul metodei SRM. Elementele modelului au aceleași caracteristici ca și cele de la analiza tip SRM.

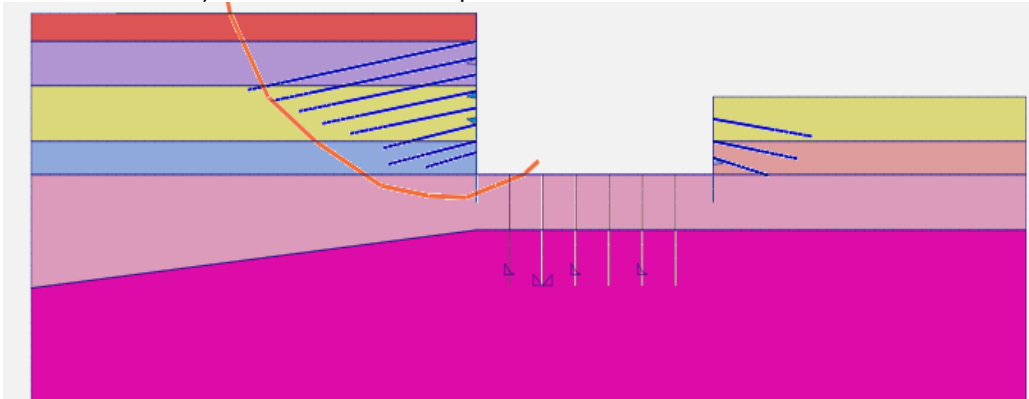


Fig. 5-23 Suprafața de alunecare predefinită. Analiza SAM

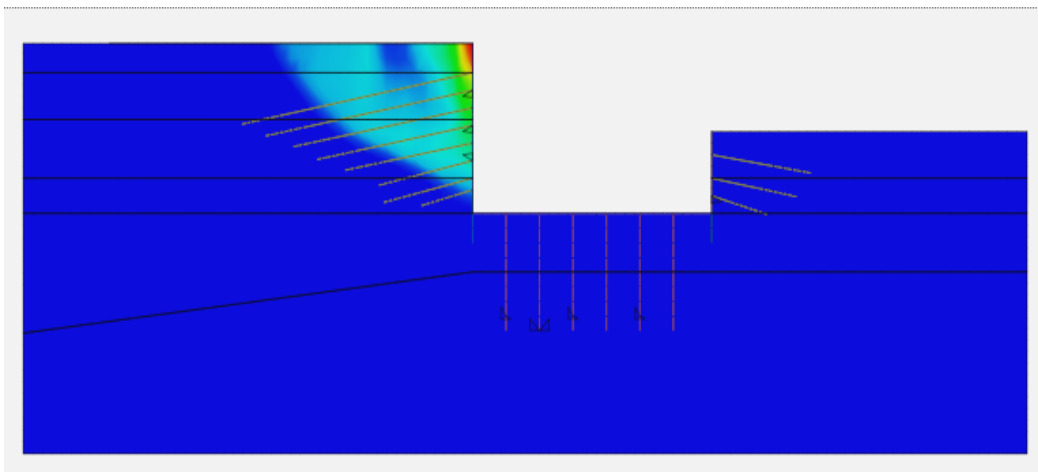


Fig. 5-24 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,23$  gruparea seismică

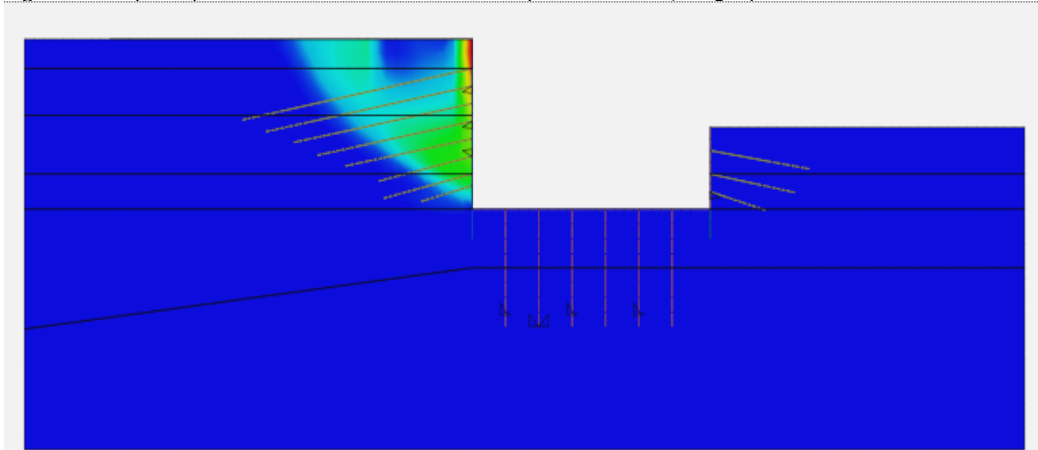


Fig. 5-25 Suprafața de alunecare a masivului de pământ  $F_s=1,67$  gruparea fundamentala

După efectuarea analizei s-a obținut un factor de siguranță  $F_s=1.67$  în gruparea fundamentală și 1,23 în gruparea seismică.

### 5.3.2.3 Compararea rezultatelor. Între metoda SRM si SAM

Tabel 5-4 Compararea rezultatelor între metoda SAM si SRM

Metoda	Gr. Fundamentală( $F_s$ )	Gr. Seismică( $F_s$ )
SAM	1.67	1.23
SRM	2.167	1.50
SAM/SRM %	23%	21%

Din Tabel 5-4 se observa că valorile factorilor de siguranță sunt apropiați în ambele grupări variația maximă fiind de 23%. Aceasta arătând faptul că atunci când se dorește evaluarea stabilității masivelor de pământ e recomandat folosirea ambelor metode.

### 5.3.3 Rezultate obținute cu software MIDAS SOILWORKS

Cu ajutorul acest program se efectuează în mod automat analiza stabilității masivelor de teren cu metodele clasice. Metodele sunt prezentate pe larg în capitolul 3 . Elementele nu sunt discretizate .

Pentru analiză cu aceasta metoda este nevoie de definirea suprafeței de alunecare. Suprafața de alunecare a fost definită cu ajutorul analizei SRM. Tipul analizelor efectuate sunt prezentate în Tabel 5-5

După efectuarea analizelor s-au obținut rezultatele prezentate în Tabel 5-5

Tabel 5-5 Prezentarea grafică a rezultatelor metodelor clasice

Metoda	Fellenius(Fs)	Bishop(Fs)	Janbu	Spencer	Morgenster n-Price	Sarma
Gruparea Fundamentală	1.315	1.4071	1.4071	1.4453	1.4104	1.4441
Gruparea Seismică	0.7250	0.7205	0.7205	-	-	-

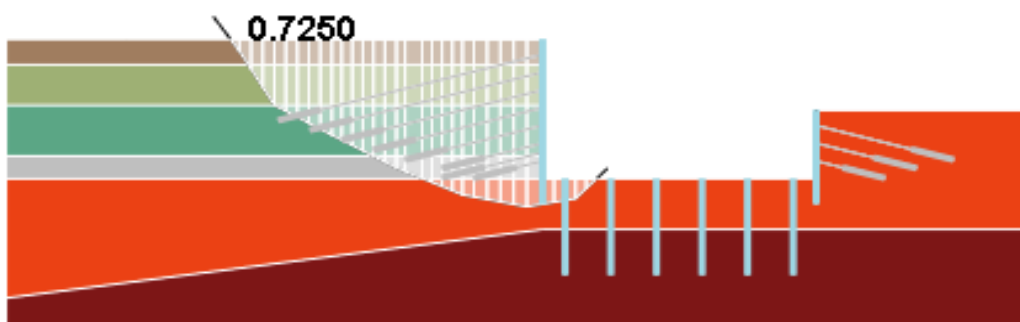


Fig. 5-26 Suprafață alunecare Soilworks

#### 5.3.3.1 Compararea rezultatelor metodelor clasice

Tabel 5-6 Compararea tabelară a rezultatelor metodelor clasice

Metoda(min/max)	Fellenius (Fs)	Spencer/ Janbu(Fs)	Variație[%]
Gruparea fundamentală	1.315 (min)	1.445 (max)	9%
Gruparea seismică	0.7250(max)	0.7205	0.6%

Din Tabel 5-6 se observă că variația factorului de siguranță e sub 10% ceea ce denotă acuratețea metodelor folosite cât și utilizarea programului de calcul.

Coefficientul de siguranță dat de metodele clasice se va considera ca fiind media aritmetică a tuturor rezultatelor . Astfel valoarea finală va fi  $Fs=1.404$  în gruparea fundamentală și  $Fs=0.722$  în gruparea seismică.

### 5.3.4 Compararea rezultatelor metodelor și a programelor de calcul folosite

#### 5.3.4.1 Compararea rezultatelor celor 2 programe de calcul folosind metoda elementelor finite si SRM. Plaxis V8.2 si Midas GTS NX

Tabel 5-7 Compararea tabelară a rezultatelor celor 2 programe de calcul folosind SRM

Programul de calcul	Plaxis V8.2(Fs)	Midas GTS NX(Fs)	Variație [%]
Gruparea Fundamentală	1.80	2.167	17%
Gruparea Seismică	1.20	1.50	20%

Din Tabel 5-7 se constată faptul că variația factorului de siguranță , atât în gruparea seismică cât și în cea fundamentală e sub 20% . Această variație e in domeniul de toleranță.

Pentru comparațiile următoare se va lua în considerare media aritmetică a celor 2 programe de calcul. Astfel valoarea coeficientul de siguranță dat de metoda SRM va avea următoarea expresie

$$F_{S_{SRM}} = \frac{F_{S_{PlaxisV8.2}} + F_{S_{MidasGTSNX}}}{2} \quad (5.1)$$

Fs=1.98 pentru gruparea fundamentală , Fs=1.35 pentru gruparea seismică.

#### 5.3.4.2 Comparația celor 3 metode folosite: Clasica , SAM și SRM

Tabel 5-8 .Comparația celor 3 metode folosite: Clasica , SAM și SRM

Metoda	Clasică (media)	SAM	SRM (media)	Clasică/ SAM[%]	Clasica/ SRM[%]	SAM/ SRM[%]
Gr Fundamentală	1.404	1.67	1.98	16	30	15
Gr Seismică	0.722	1.23	1.35	42	47	9

Din Tabel 5-8 se observă că in gruparea fundamentală variația maximă a factorului de siguranță este de 30%, o diferență în limite rezonabile .

Pentru gruparea seismică variația coeficientului de siguranță tinde spre 50%, un procentaj destul de ridicat , dar care totuși e in limitele acceptabile deoarece variația parametrilor luați în considerare de fiecare analiză e de asemenea destul de ridicată.

#### 5.3.4.3 Comparația tuturor metodelor si programelor de calcul folosite

Această comparație are ca scop prezentarea desfășurată , tabelar cât și grafic a tuturor rezultatelor obținute prin metodele si programele de calcul folosite.

Se va prezenta de asemenea și coeficientul de siguranța, atât în gruparea fundamentală cât și seismică , final, obținut prin media aritmetică a tuturor rezultatelor.

Tabel 5-9 Compararea tabelara a rezultatelor cu evidențierea variației factorului de siguranță

Metoda	Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	Morgenstern -Price	Sarma	SAM Midas GTS	SRM Midas GTS	SRM Plaxis 8.2	Variația maxima %
Gruparea Fundamentală	1.315	1.407	1.40	1.4453	1.4104	1.44	1.67	2.17	1.90	40 %
Gruparea Seismică	0.725	0.720	0.72	-	-	-	1.23	1.50	1.40	52 %

Din Tabel 5-9 se observă variația maximă a factorului de siguranță în ambele grupări . Ambele variații tind spre 50% un procentaj care se încadrează în limite rezonabile dar în același timp arată faptul că analizele ar mai putea fi îmbunătățite printr-o calibrare mai minuțioasă.

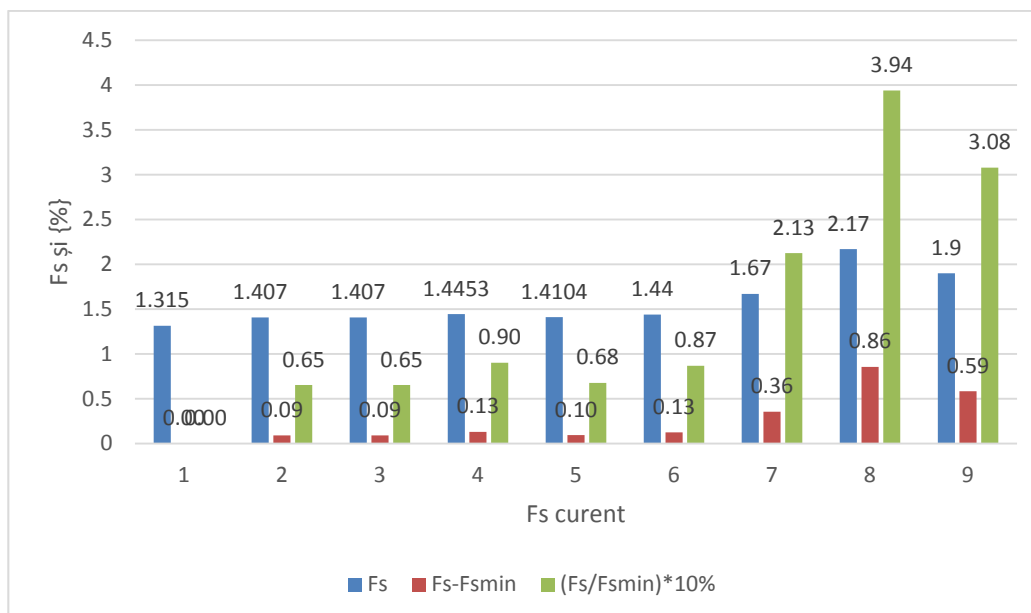


Fig. 5-27 Compararea rezultatelor grafic. Gruparea Fundamentală

Figura Fig. 5-27 scoate în evidență diferența dintre coeficientul de siguranță curent și coeficientul de siguranță minim, reprezentată pe figură prin expresia "Fs-Fsmin". Tot în același timp arată variația procentuală a factorului de siguranță dintre Fs curent și Fs minim pentru gruparea fundamentală. Iar figura fig. 5-28 arată aceleași lucruri pentru gruparea fundamentală. Fs curent e dat de metodele prezentate în Tabel 5-9 respectând ordinea din tabel.

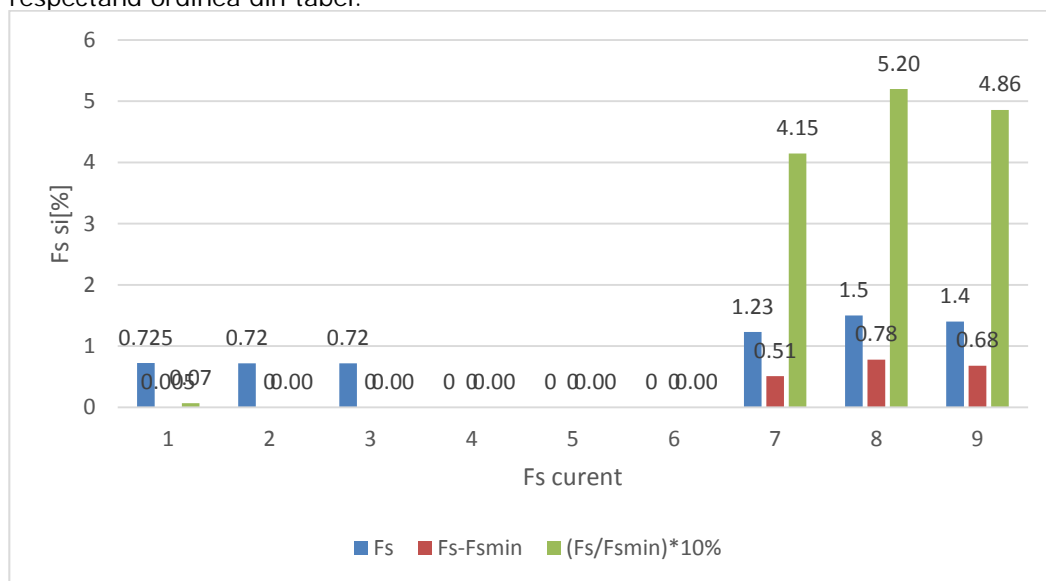


fig. 5-28 Compararea rezultatelor grafic. Gruparea seismică

Coeficientul de siguranță final ca și medie aritmetică a tuturor valorilor este

- ❖ Gruparea Fundamentală  $F_s=1.68$
- ❖ Gruparea Seismică  $F_s=1.10$

Aceste valori se apropie cel mai mult de metoda SAM, care are valorile  $F_s=1.67$  pentru gruparea fundamentală și  $F_s=1.23$  pentru gruparea seismică, metodă care după cum am arătat pe larg în capitolul 3 folosește atât concepte din metoda elementului finit cât și din metodele clasice. Și anume :

- discretizarea elementelor și calculul stării de tensiune din metoda SRM ;
- definirea suprafeței de alunecare din metodele clasice.

## 5.4 Măsurile pentru punerea în siguranță a zonei

Faleză înaltă din Municipiul Constanța, cuprinsă între bulevardul Ferdinand și strada Traian din zona blocurilor A1 – A8 este supusă acțiunii conjugate a unor factori naturali (stratificația și natura terenului de fundare, nivelul apei subterane etc.) și factori antropici legați de realizarea incintei de fundare de la Complexul Comercial WTC – Constanța, cu adâncimea maximă de 28,0 m, la care lucrările de execuție sunt întrerupte de peste doi ani. Factorii menționați reprezintă un risc foarte mare pentru stabilitatea zonei studiate, în care se află clădirile de locuit A1 – A8 cu regim de înălțime P + 8E și blocurile AR1, AR2 și AR3, cu S + P + 8E.

În zona blocurilor de locuințe, stratificația terenului este formată din

umpluturi neomogene de pământ și resturi de materiale de construcție cu grosimi de 2 – 3 m, după care urmează un pachet cu grosimea de 8 – 10 m de praf – argilos (argilă prăfoasă) de natură löessoidă, cafeniu (cafeniu – gălbui), plastic consistent, urmează un strat de argilă cenușiu – roșcată, plastic vârtoasă, foarte sensibilă la umezire, cu grosimea de 8 – 10 m. Din cauza anizotropiei argilele cenușiu – roșcate se îmbibă cu apă și pot fi mobilizate foarte ușor (curg ca un lichid greu).

Conform studiului geotehnic din 2011, nivelul hidrostatic ( $H_h$ ) variază între 5 m, în vecinătatea bulevardului Ferdinand și 9 m, față de nivelul terenului natural, forajele F2 – F6, bloc A6

În timp au avut loc fenomene locale de instabilitate ale taluzurilor falezei, realizându-se diverse amenajări și consolidări, înainte de începerea lucrărilor la WTC – Constanța.

În vederea stabilizării falezei, avându-se în vedere și construirea blocurilor de locuințe cu P + 8E, în perioada 1955 – 1957, s-a construit un sistem de drenare a apelor subterane la adâncimea de 12 – 14 m față de nivelul terenului, la partea superioară a stratului de argilă cenușiu – roșcată (Anexa VIII.6.). Colmatarea și degradarea unor zone din galeriile sistemului de drenare (fisuri, fracturi etc.) au perturbat regimul hidrodinamic al apelor subterane care, punctual, a condus la scurgerea de material printre piloți și tasarea terenului de la nivelul străzii Traian. Stabilitatea falezei este direct legată de rezistența și stabilitatea ecranelor (cu caracter temporar) de la incinta de fundare a Complexului Comercial WTC – Constanța și drenarea corectă a apelor subterane atât în timpul execuției viitoarei construcții cât și în timpul exploatarea acestora.

La acestea se adaugă starea avansată de degradare a structurii de rezistență de la blocurile A1 – A8, în mod special A4, A5 și A6 unde, după cutremurul din 1977, s-a constatat că există tasări diferențiate, fisuri ale elevațiilor fundațiilor, fisuri în diafragmele structurii de rezistență, planșee, deschideri ale rosturilor dintre tronsoane de peste 5,0 cm, dislocări ale parapetilor de la balcoane din zona rosturilor dintre tronsoane, fenomene de igrasie etc. care, în cazul unor cutremure, pot să pună în pericol viața locatarilor.

Față de cele prezentate, se impune expertizarea blocurilor de locuit A1 – A8, elaborarea de proiecte de consolidare și realizarea urgentă a consolidării structurii de rezistență pentru fiecare imobil în funcție de nivelul degradărilor.

Ca o primă măsură se impune consolidarea prin injecții sau alte tehnologii adecvate a pernei de löess și a terenului de fundare și realizarea unui cadru orizontal din beton armat la nivelul fundațiilor pentru mărirea rigidității sistemului actual de fundare și asigurarea legăturii cu elementele de consolidare a suprastructurii, pe baza concluziilor din expertizele tehnice ce vor urma.

De asemenea, este necesară realizarea unor canale etanșe pentru rețelele de instalații, atât în lungul clădirilor, cât și sub pardoseala de la parter și re proiectarea și execuția tuturor instalațiilor tehnico – edilitare.

Blocurile de locuințe AR1, AR2 și AR3 sunt proiectate în anul 1986, având regimul de înălțime S + P + 8E. Examinarea vizuală nu a pus în evidență defecte sau degradări ale structurii de rezistență.

Conform caietului de sarcini, soluțiile de intervenție referitoare la stabilitatea zonei analizate se propun în două variante:

- A. în condițiile de reluare a execuției pentru continuarea și finalizarea lucrărilor la Complexul Comercial WTC – Constanța în termen cât mai scurt (finele lunii septembrie 2011), cu prevederea unor soluții minime de asigurare a stabilității ecranului de piloți din apropierea străzii Traian și bulevardului



Marinarilor.

- B. întreruperea lucrărilor pe o durată mai mare (1 – 2 ani) dar cu prevederea unor soluții de intervenție majore în vederea punerii în siguranță a zonei dintre străzile Ferdinand și Traian, cât și a lucrărilor efectuate la Complexul Comercial WTC – Constanța.

VARIANTA A: Soluții de intervenție în condițiile reluării execuției pentru continuarea și finalizarea lucrărilor la Complexul Comercial WTC – Constanța:

1. retensionarea tuturor ancorajelor actuale și realizarea suplimentară a cel puțin 3 nivele de ancorare între cele existente, în funcție de mărimea împingerii pământului și capacitatea portantă a ancorajelor în funcțiune;
2. decolmatarea și consolidarea sistemului actual de drenare (drenul longitudinal paralel cu strada Traian și drenurile transversale). Consolidarea drenului principal se va executa între stațiile topo 14 și 17 (din dreptul blocului A4 până în apropierea Drenului Năvodari, pe o lungime de cca. 25 m, utilizând cadre din beton armat) ;
3. extinderea actualului sistem de drenare cu drenuri orizontale între blocurile A6 – A8 și realizarea unui etaj suplimentar de drenuri orizontale deasupra galeriei principale, la o adâncime de cca. 9 m față de suprafața terenului actual, pe lungimea aferentă blocurilor A4 – A8;
4. monitorizarea lunară a etanșeității rețelelor subterane de apă și canalizare din lungul falezei, infiltrațiile accidentale de apă pot influența negativ stabilitatea malului incintei de fundare (falezei);
5. menținerea în continuare a închiderii circulației autovehiculelor pe strada Traian.

Varianta B: Soluții de intervenție în cazul întreruperii lucrărilor pe o durată mai mare de 1 – 2 ani cu prevederea unor soluții de intervenție majoră pentru punerea în siguranță a zonei:

La ora actuală, lucrările de construcție de la Complexul Comercial WTC – Constanța sunt întrerupte de peste doi ani (trimestrul 4 al anului 2008), în condițiile în care ancorajele de la ecranele incintei au durată de funcționare depășită cu mai bine de 1,5 ani (conform standardelor și normativelor actuale SREN 1537/2004 și NP 114/2004).

Având în vedere situația din teren cu lucrările de execuție întrerupte și aspectele tehnice privind siguranța și stabilitatea zonei analizate în capitolele anterioare (producerea de fisuri în lungul străzii Traian, manifestarea unor fenomene de scurgeri de pământ (argilă roșie) amestecat cu apă printre piloții incintei, infiltrații de apă prin ecranul de piloți în zona blocurilor A5 și A6, care au declanșat fenomene de alunecare a terenului în interiorul incintei de fundare în zone excavate parțial etc.), se impun de urgență următoarele soluții:

VARIANTA B1 – ANCORAJE DEFINITIVE

- Dacă beneficiarul investiției intenționează întreruperea lucrărilor de execuție mai mult de 2 ani (după luna septembrie 2011), se impune re-proiectarea și realizarea de ancoraje definitive ale ecranelor incintei de fundare de la WTC Constanța.
- Decolmatarea, consolidarea și extinderea sistemului actual de drenaj .

VARIANTA B2 – UMLEREA INCINTEI CU MATERIAL DRENANT

- O variantă care oferă rapiditate și avantaje economice o reprezintă umplerea incintei actuale, în mod controlat, cu materiale granulare (balast, piatră spartă etc.). Alegerea acestei soluții se va face pe baza unor calcule tehnico – economice. Umplerea cu material drenant și refacerea sistemului de drenaj

aferent se poate realiza și între axele 11 și 13, în zona unde sunt executate subsolurile nr. 5 și nr. 6, iar la subsolul nr. 4 sunt realizate numai elementele verticale (fără planșeu). În acest mod se revine la forma inițială a falezei cu asigurarea echilibrului zonei.

- Între axele 11 – 13, ca o alternativă la umplerea controlată cu material drenant se poate concepe și proiecta o structură metalică pentru preluarea împingerilor de la cele două ecrane care să includă actuala structură existentă din beton armat .
- Și în această variantă se **impune** decolmatarea, consolidarea, asigurarea transportului și evacuării apei și extinderea sistemului actual de drenaj (Varianta A pct 2,3, și 4).

#### 5.4.1 Concluzii și soluții de intervenție

Asigurarea stabilității zonei cuprinse între bulevardul Ferdinand și strada Traian, aferente blocurilor A1 – A8 este legată direct de rezistența și stabilitatea lucrărilor de la Complexul Comercial WTC – Constanța (ecranele incintei de fundare) și drenarea corectă a apelor subterane din teren.

La ora actuală au fost realizate excavații pe adâncimea de cca. 28,0 m în zona centrală pe o lungime de cca. 52,0 m unde, pe o porțiune de cca. 16,0 m (axele 11 –13) a fost executată structura imobilului pe trei subsoluri (nr. 6, nr. 5 și nr. 4), cu excepția ultimului planșeu de la subsolul nr. 4.

De o parte și de alta, excavațiile sunt realizate pe adâncimi de 10,0 – 15,0 m .

Pentru realizarea incintei au fost proiectate ancoraje temporare, cu durata de exploatare de 2 ani termene depășit.

Durata de exploatare a ancorajelor este depășită cu peste 1,5 ani, reprezentând un risc major pentru stabilitatea zonei menționate.

Se subliniază faptul că în situația actuală, în ipoteza solicitărilor seismice, coeficientul de siguranță de la ecranul incintei din strada Traian se apropie de starea echilibrului limită  $F_s = 1,17 - 1,2 > F_s a = 1,11$ ; fapt care impune luarea de măsuri urgente pentru punerea în siguranță a zonei studiate.

Sistemul existent de drenare a apelor subterane, realizat în perioada 1955 – 1957, este colmatat în anumite zone cu pământ de natură argiloasă și materiale provenite de la injectarea bulbilor de ancoraj, care din eroare, au traversat galeria principală

Blocurile de locuințe A1 – A8, în regim P + 8E proiectate în anul 1962, prezintă la structura de rezistență o serie de degradări (fisuri, crăpături, dislocări etc.) datorită tasărilor diferențiate, fundarea pe pernă de löess, acțiunea cutremurului din 4 martie 1977, lipsa de subsoluri tehnice etc.

Clădirile de locuit AR1, AR2 și AR3 cu S + P + 8E, proiectate în 1986, nu prezintă degradări și au o comportare foarte bună.

Pe strada Traian, adiacentă incintei de fundare, s-au produs o serie de crăpături în sistemul rutier, iar în luna iulie 2010, în apropierea galeriei transversale de drenaj (Drenul Năvodari), la cca. 70 m de limita nordică a Complexului Comercial WTC

Constanța s-a produs o scurgere de pământ printre piloții ecranului. Scurgerile de pământ au avut drept cauză antrenarea argilelor roșii datorită debitului de apă din teren produs atât de ploile intense din acea perioadă cât și pierderile din rețelele purtătoare de apă.

Pentru punerea în siguranță a construcțiilor din perimetrul bulevardul Ferdinand și strada Traian din zona blocurilor A1 – A8, aflate în vecinătatea Complexului Comercial WTC – Constanța s-au prevăzut următoarele:

**A. Blocurile de locuințe A1 – A8**

- Realizarea de expertize tehnice pentru fiecare bloc A1 – A8 cu propuneri de soluții pentru consolidare.
- Consolidarea prin injectare a pernei de löess și a terenului de la fiecare bloc
- Realizarea unui cadru orizontal din beton armat la nivelul fundațiilor pentru mărirea rigidității bazei clădirilor și asigurarea legăturilor cu elementele de consolidare de la suprastructură .
- Monitorizarea blocurilor A4, A5 și A6 prin scanare laser terestră pentru determinarea deplasărilor și deformațiilor în 3D până la începerea lucrărilor de consolidare a structurilor de rezistență.

**B. Sistemul de drenare existent**

- Decolmatarea, consolidarea și extinderea sistemului actual, inclusiv asigurarea transportului și evacuării pentru drenarea apelor subterane.
- Monitorizarea lunară a etanșeității rețelelor subterane de apă și canalizare din lungul falezei.

**C. Strada Traian**

- Menținerea în continuare a închiderii circulației autovehiculelor.

**D. Incinta de fundare de la WTC – Constanța**

- Conform caietului de sarcini, soluțiile de intervenție se propun în două variante:
  1. În condițiile reluării imediate a execuției (soluții minime de asigurare).
  2. Întreruperea lucrărilor pe o durată mai mare de 2 ani (soluții de intervenție majore).

**VARIANTA A:**

- retensionarea tuturor ancorajelor existente și realizarea suplimentară de ancoraje în funcție de mărimea împingerii pământului și rezistența ancorajelor actuale.

**VARIANTELE B1 și B2:**

**VARIANTA B1:**

- în cazul întreruperii lucrărilor de execuție de peste 2 ani, după luna septembrie 2011, se impun reproiectarea și realizarea de ecrane pentru susținere cu ancoraje definitive.

**VARIANTA B2:**

- umplerea întregii incinte actuale, în mod controlat, cu materiale granulare (balast, piatră spartă etc.). În acest fel se revine la forma inițială a falezei cu asigurarea echilibrului zonei. În zona axelor 11 – 13 se poate utiliza material drenant sau o structură metalică de sprijin, care să includă actuala structură din beton armat .

În ambele variante B1 și B2 se impune decolmatarea, consolidarea, extinderea și refacerea sistemului de drenare a apelor subterane, inclusiv asigurarea transportului și evacuării acestora din zona umpluturilor cu material drenant.

Alegerea uneia dintre soluțiile menționate (B1, B2) este obligatorie având în vedere

factorii conjugați cu efect negativ asupra siguranței zonei în care se află 11 blocuri de locuințe A1 – A8 cu P + 8E și clădirile AR1 – AR3, având regim de înălțime S + P + 8E.

Dintre factorii negativi se menționează: comportarea în timp a terenului, variația nivelului apelor subterane, coroziunea ancorajelor, curgerea lentă a terenului din zona bulbului de ancoraj, zona seismică etc.

Se va evita folosirea unor tehnologii de lucru care să conducă la șocuri sau solicitări dinamice în teren pentru a nu afecta negativ capacitatea portantă a ancorajelor existente, în sensul reducerii drastice a acesteia și, în consecință, pierderea stabilității ecranelor de susținere de la incinta WTC – Constanța.

## 6 Studiu de caz si încercării experimentale privind fundațiile panourilor de protecție antifonică la autostrăzi. Fundații incastrate elastic.

### 6.1 Studiu de caz privind fundațiile pereților de protecție antifonica

Pentru fundarea pereților de protecție antifonică s-au folosit fundații încastrate elastic în teren. S-a luat aceasta decizie deoarece e vorba de un număr mare de fundații izolate iar aspectul economic foarte important.

Amplasamentul obiectului:

Autostrada Orăștie-Sibiu , Lot 4, Calea 1 și Calea 2 de rulare  
Obiectul încercărilor experimentale îl constituie Fundațiile pereților de protecție fonică din cadrul proiectului Autostrada Orăștie – Sibiu, Lot 4, Calea 1 de rulare, km70+240÷km70+420, km70+520÷km70+760, km76+460÷km76+800; Calea 2 de rulare km70+175÷km70+290.

Datorită unor neconformități care au constat în pozarea nesimetrică a armaturii în blocul de fundare cât și pozarea nesimetrică a fundațiilor au condus la necesitatea încercărilor experimentale 'in situ' pentru determinarea capacității portante a fundațiilor la forțele orizontale.



Fig. 6-1 Vedere de Ansamblu stand încercare și panouri





Fig. 6-2. Vedere dispunere echipamente testare si măsurare

## 6.1.1 Date tehnice ale proiectului

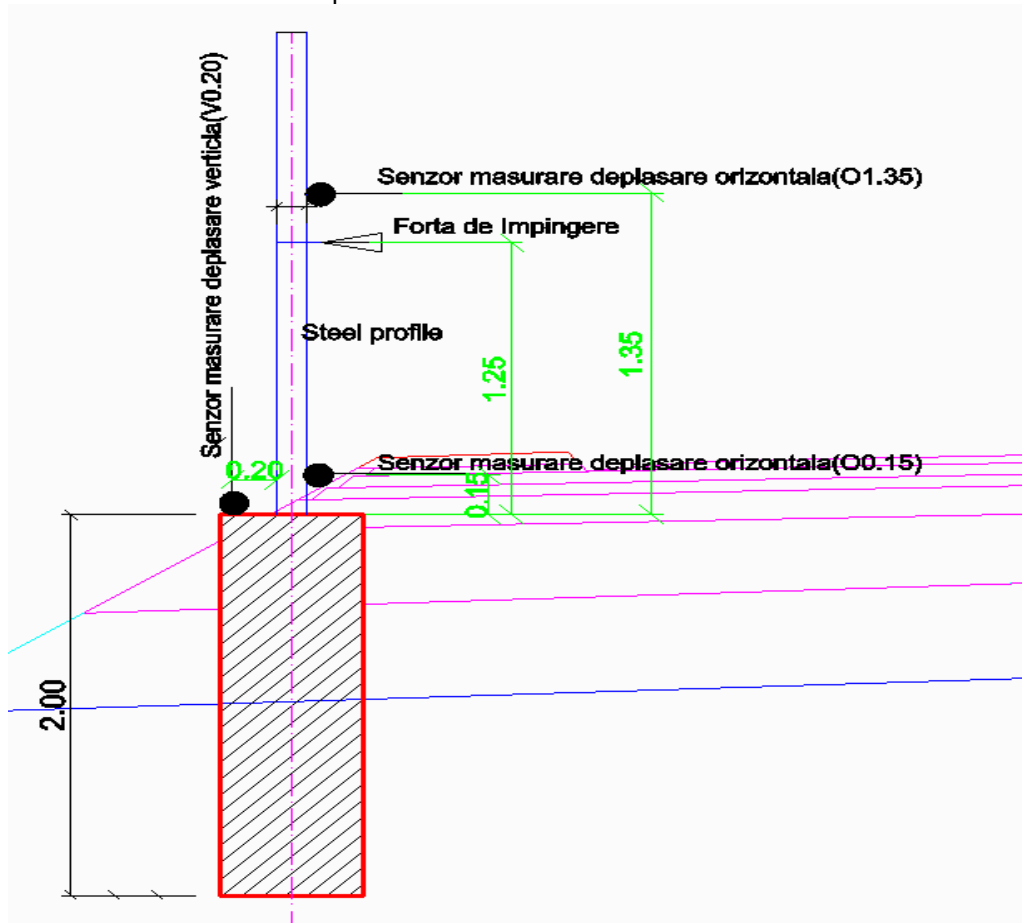


Fig. 6-3 Secțiune caracteristică prin profilul drumului

Fundație izolată din beton armat, de formă cilindrică cu diametrul de 70cm și lungimea de 2,00m, de la cota superioară a rambleului. Fundațiile sunt armate cu  $6\phi 10$  PC52 și o plasă SPPB  $\phi 5/100/100$ , beton C16/20.

Fundațiile sunt încastate în corpul rambleului autostrăzii.

Panourile de protecție sunt realizate cu stâlpi din europrofilele metalice HE120A. Distanța interax este de 4,80m.

Panouri protecție antifonică realizate din elemente din așchii de lemn, monolitizate prin intermediul unui perete din beton armat în grosime de 12cm. Panoul având o înălțime de 2,50m. Panourile nu sunt prinse de stâlpii metalici ele rezemând direct pe blocurile de fundare.

Panourile conlucrează cu stâlpii metalici și transmit încărcările la blocul de fundare.

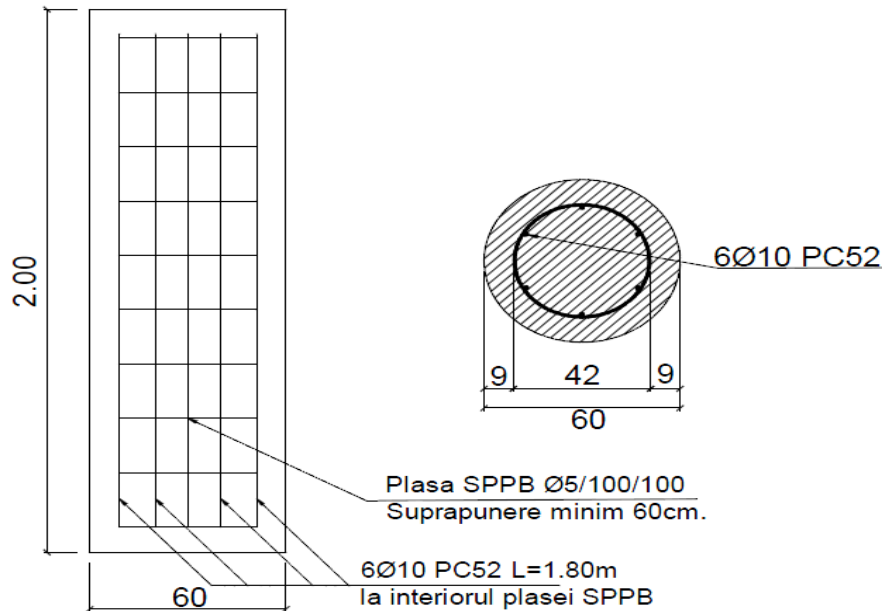


Fig. 6-4 Detaliul de armare Fundație Încăstrată elastic

## 6.1.2 Încercării in-situ a fundațiilor

### 6.1.2.1 Aparatura Folosită

#### A. Prese hidraulice

Pentru generarea presiunii de acționare a pistonului a fost folosită o presă hidraulică manufacturată de LARZEP-Spania, tip X02307, având o capacitate maximă de 700bar.

#### B. Pistoane hidraulice

Pentru aplicarea forței necesare a fost folosit un piston fabricat de VEB Werkstoffprüfssysteme Leipzig (actualmente WPM Werkstoffprüfssysteme Leipzig GmbH). Suprafața interioară a pistonului este de 50cm<sup>2</sup>, iar presiunea maximă suportată este de 200bar. Rezultă astfel o forță maximă aplicabilă de  $\approx 10$  tone.

#### C. Stație achiziție date

Stația de achiziție date este fabricată de Ahlborn Mess- und Regelungstechnik GmbH. Tipul stației este Almemo 5990-1.

Pentru măsurarea presiunii a fost folosit un senzor de presiune Almemo FD8214 21U, având o capacitate maximă de 600bar și o precizie de măsurare de +3bar.

Pentru măsurarea deplasărilor au fost folosiți traductori de deplasare tip Almemo FWA100T, având o cursă maximă de 100mm și o precizie de măsurare de 0,01mm.

### 6.1.2.2 Procedura de încercare

Procedura de încercare constă în urmărirea următorilor pași:

1. Montare echipamente:



- s-a procedat la poziționarea presei într-un montaj de reacționii, constituit dintr-un camion încărcat, capabil de a prelua aproximativ 5000 daN încărcare laterală;
- s-au identificat și marcat punctele de aplicare a forțelor (1.25m de la suprafața de beton a blocului de fundare notat cu ) și punctele de măsurare a deplasărilor (deplasare orizontală măsurată la 1.35m de la suprafața betonului denumit în continuare punctul O1.35, deplasare orizontală măsurată la 0.15m de la suprafața betonului, denumită în continuare O0.15 și deplasare verticală măsurată la suprafața betonului, la o distanță de 0.2m de fața stâlpului ,denumită V0.2).
- 2. Calibrare senzori de presiune și deplasare:
  - au fost făcute citirile inițiale ale tuturor senzorilor;
  - a fost verificată funcționarea tuturor senzorilor (presiune și deplasare);
  - au fost setate punctele de deplasare zero pentru toate deplasările măsurate.
- 3. Etapele de încărcare:
  - pașii de încărcare ai primului element au fost: 500daN – 1000daN – 1500daN – 2000daN – 2500daN – 3000daN – 3600daN. Încărcarea maximă aplicată de 3600daN este mai mare cu 20% decât rezultatele presiunii vântului calculată conform breviar de calcul;
  - pașii de încărcare pentru elementele 2 și 3 au fost: 1000daN – 2000daN – 3000daN – 3600daN;
  - au fost efectuate măsurători de forță și deplasare la un interval de o secundă, pe toată durata testelor;
  - la fiecare pas de încărcare a fost menținută forța, pentru stabilizarea deformației terenului de fundare. Criteriul de stabilizare a fost ca pe parcursul unui interval de 5 minute, variația deplasării să fie sub 0.3mm.
- 4. Descărcarea:
  - descărcarea elementului a fost făcută într-un interval scurt (1-2 secunde), iar apoi s-au măsurat deformațiile remanente;
  - după descărcare au fost strânse cele două buloane solicitate în întindere, înregistrându-se reveniri, datorate unor deformații în șaibele piulițelor.

#### 6.1.2.3 Rezultate

##### **Diagrame de comportare**

Pentru stâlpul 1, situat pe Calea 1 de rulare la km 70+312, a fost măsurată deplasarea orizontală  $\Delta 1$  la înălțimea de 1.35m, în punctul O1.35 pentru treptele de încărcare menționate mai sus.

Deplasarea maximă stabilizată a fost de 38,32mm pentru 1,20 x Pcalc.

Deplasarea remanentă inițială a fost de 12,7mm.

Deplasarea remanentă după strângerea buloanelor a fost de 8,61mm.

Durata testului: 5962 secunde (aprox. 99min).

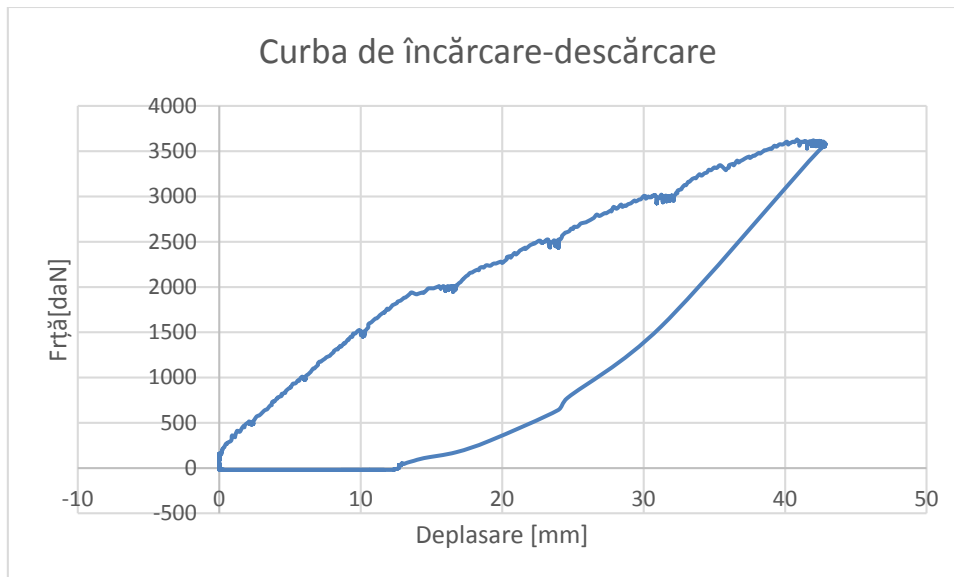


Fig. 6-5 Curba Forță- deplasare . Stâlpul 1 în punctul O1.35

Pentru stâlpul 2, situat pe Calea 1 de rulare la km 70+662, a fost măsurată deplasarea orizontală  $\Delta 1$  la înălțimea de 1.35m, O1.35, deplasarea verticală  $\Delta 2$  (la partea superioară a blocului de fundare, V0.2) pentru treptele de încărcare menționate mai sus.

Deplasarea maximă stabilizată a fost de 37,53mm pentru 1,20 x Pcalc.

Deplasarea remanentă inițială a fost de 9,08mm.

Deplasarea remanentă după strângerea buloanelor a fost de 7,99mm.

Durata testului: 3805 secunde.

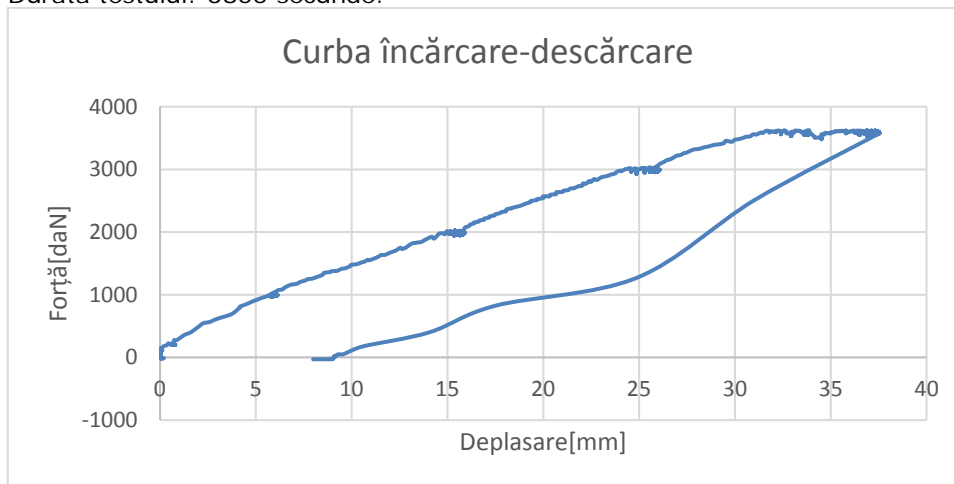


Fig. 6-6Curba Forță- deplasare . Stâlpul 2 în punctul O1.35

Pentru stâlpul 3, situat pe Calea 1 de rulare la km 76+645 a fost măsurată deplasarea orizontală  $\Delta 1$  la înălțimea de 1.35m, O1.35, deplasarea orizontală  $\Delta 2$  la înălțimea de 20cm, O0.15, deplasarea verticală  $\Delta 3$ , V0.2, (la partea superioară a blocului de fundare) pentru treptele de încărcare menționate mai sus.

Deplasarea maximă stabilizată a fost de 45,68mm pentru 1,20 x Pcalc.  
 Deplasarea remanentă inițială a fost de 5,73mm.  
 Deplasarea remanentă după strângerea buloanelor a fost de 5,49mm.  
 Durata testului: 3352 secunde.

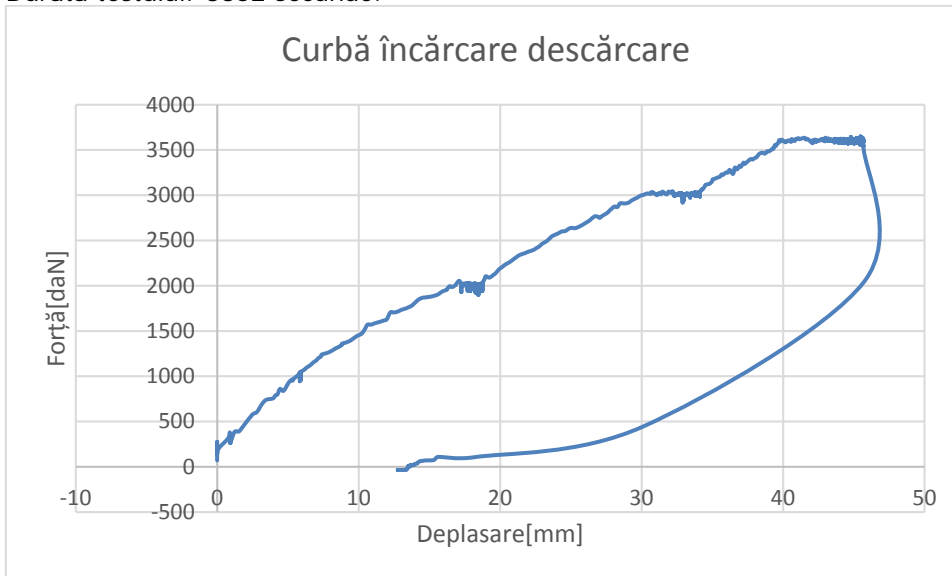


Fig. 6-7 Curba Forță- deplasare . Stâlpu 3 în punctul O1.35

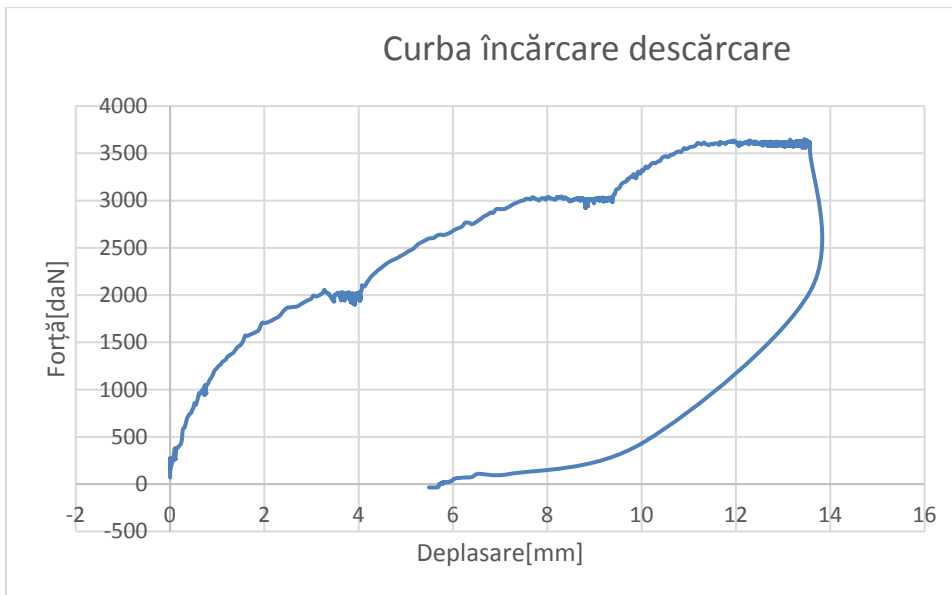


Fig. 6-8 Curba Forță- deplasare . Stâlpu 3 în punctul O0.15

#### 6.1.2.3.1 Observații asupra comportării in-situ

Stâlpu 1: forța maximă aplicată a fost de 3630 daN. Deplasarea maximă a fost de 37.23mm, însă dacă din această deplasare reducem diferența de deplasare obținută

la strângerea buloanelor ( $12,7-8,61=4,09\text{mm}$ ) rezultă o deplasare remanentă corectată de  $8,61\text{mm}$ .

Stâlpul 2: forța maximă aplicată a fost de  $3625\text{daN}$ . Deplasarea maximă a fost de  $37,53\text{mm}$ , însă dacă din această deplasare reducem diferența de deplasare obținută la strângerea buloanelor ( $9,08-7,99=1,09\text{mm}$ ) rezultă o deplasare remanentă corectată de  $7,99\text{mm}$ .

Stâlpul 3: forța maximă aplicată a fost de  $3650\text{daN}$ . Deplasarea maximă a fost de  $45,68\text{mm}$ , însă dacă din această deplasare reducem diferența de deplasare obținută la strângerea buloanelor ( $5,73-5,49=0,24\text{mm}$ ) rezultă o deplasare remanentă corectată de  $5,49\text{mm}$ . Se face aici observația că stâlpul 3 era pe marginea unui taluz de aproximativ  $10\text{m}$  înălțime, fiind una dintre cele mai defavorabile situații din punct de vedere al terenului de fundare.

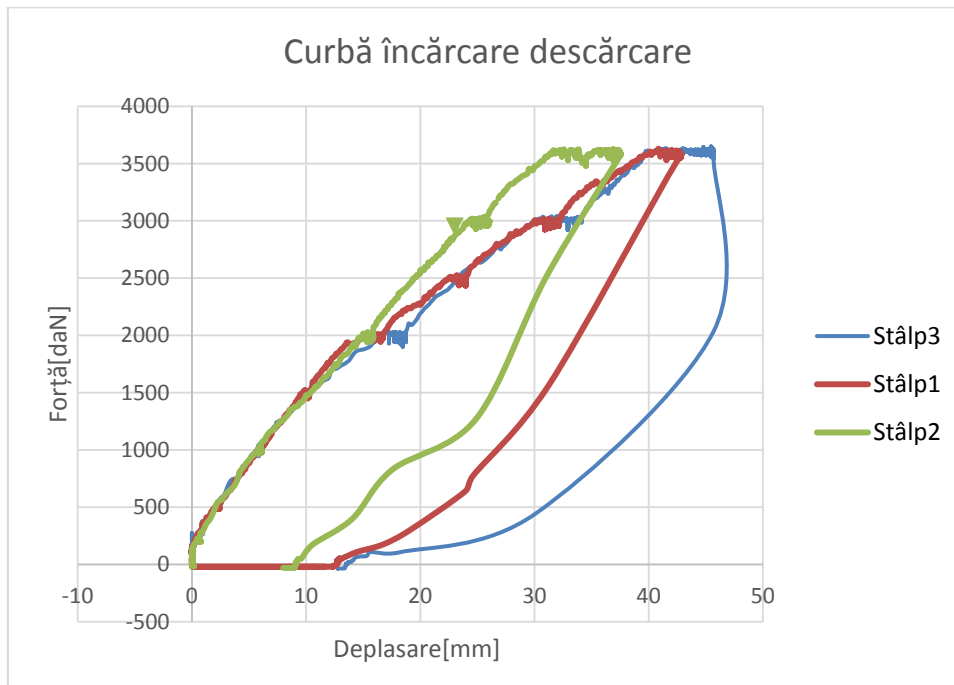


Fig. 6-9 Comparația grafică a rezultatelor încercărilor 'in-situ'

Tabel 6-1 Comparația tabelară a încercărilor 'in-situ' la nivelul O1.35

Nivelul O1.35	Stâlp 1	Stâlp 2	Stâlp 3	Variație [%]
Deplasarea maximă	37.23	42.23	45.68	19

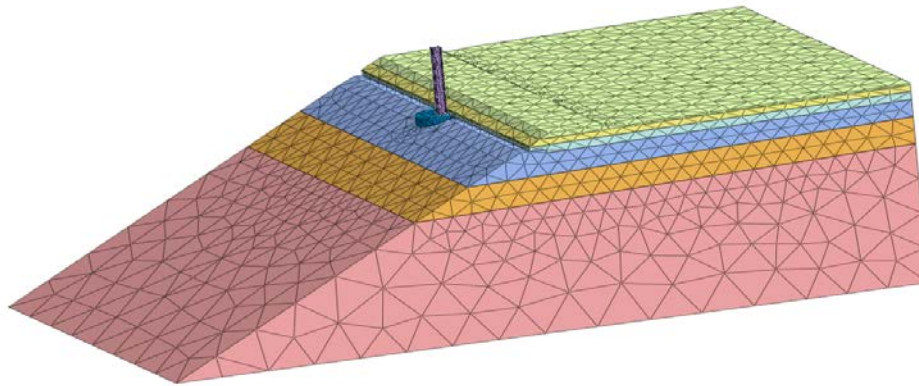
Din Tabel 6-1 se observă faptul că variația deplasărilor celor 3 locații de încercare variază în jurul a 20 %, un procentaj care se încadrează în domeniul de acceptabilitate.

Se observă de asemenea că cele 2 locații în care nu există taluz pe margine drumului, valorile deplasărilor sunt foarte apropiate. Variație sub 10%.

De asemenea când fundațiile încăstrate elastic sunt plasate în apropierea unor taluzuri acest fapt trebuie luat în considerare în procesul de proiectare.

### 6.1.3 Modelarea cu element finit a fundației încastate elastic în teren.

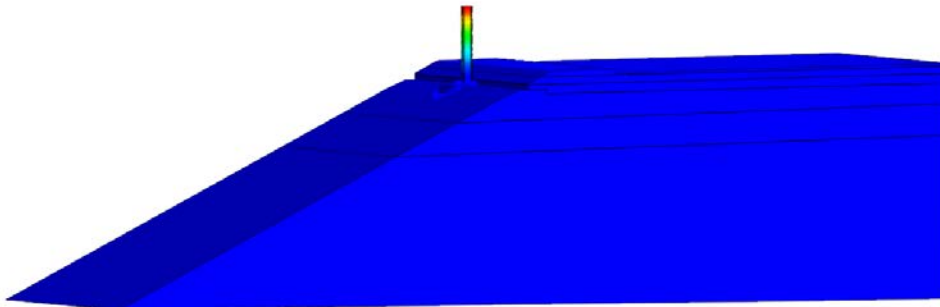
Modelul folosit pentru analiza cu metoda elementului finit e descrisă în figura Fig.



6-10. Toate elementele folosite sunt de tip 3d solid.  
Fig. 6-10 Discretizarea Modelului folosit pentru analiza cu M.E.F.

Pentru a determina deplasările și stările de eforturi s-a efectuată o analiză de tip statică neliniară

0 745 1.49e+003 mm



[ DATA ] static nodin 1, Nonlinear Static, INCR=6 (TIME=3.352e+003), [ UNIT ] N, mm

Fig. 6-11 Deplasările stâlpului și ale terenului

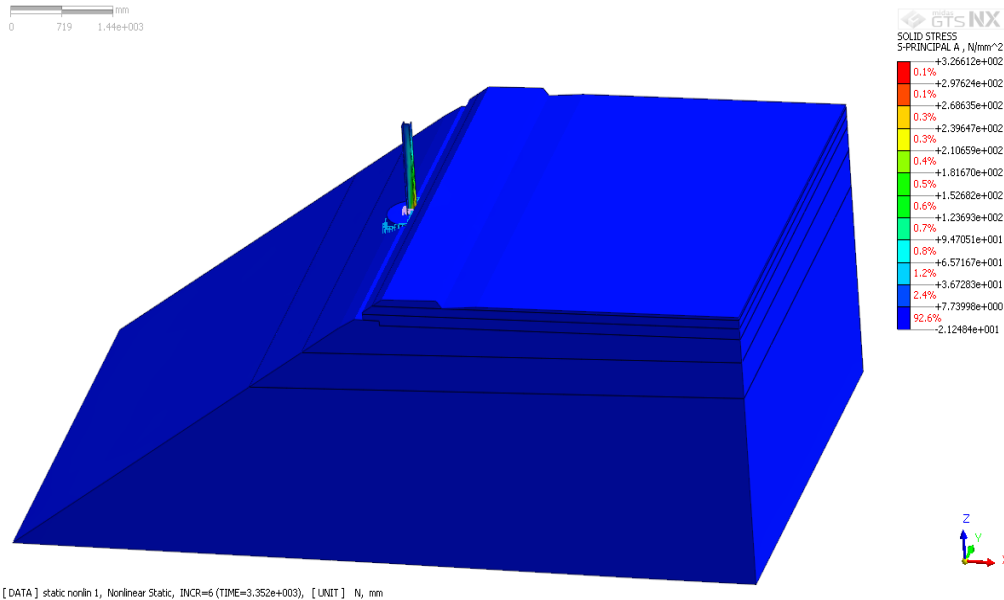


Fig. 6-12 Starea de eforturi din stâlp și teren

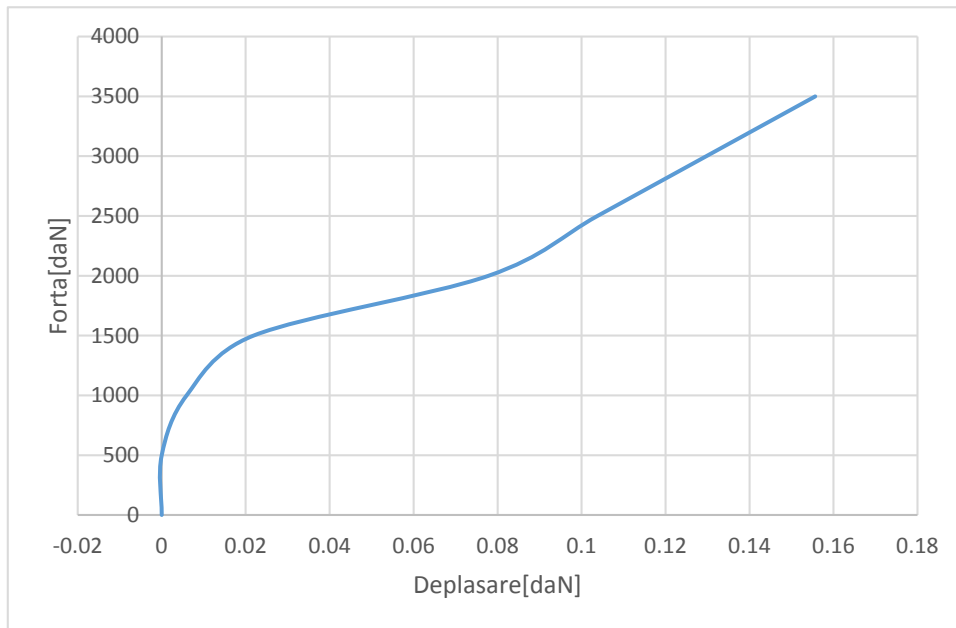


Fig. 6-13 Curba forță-deplasare punctul V0.20

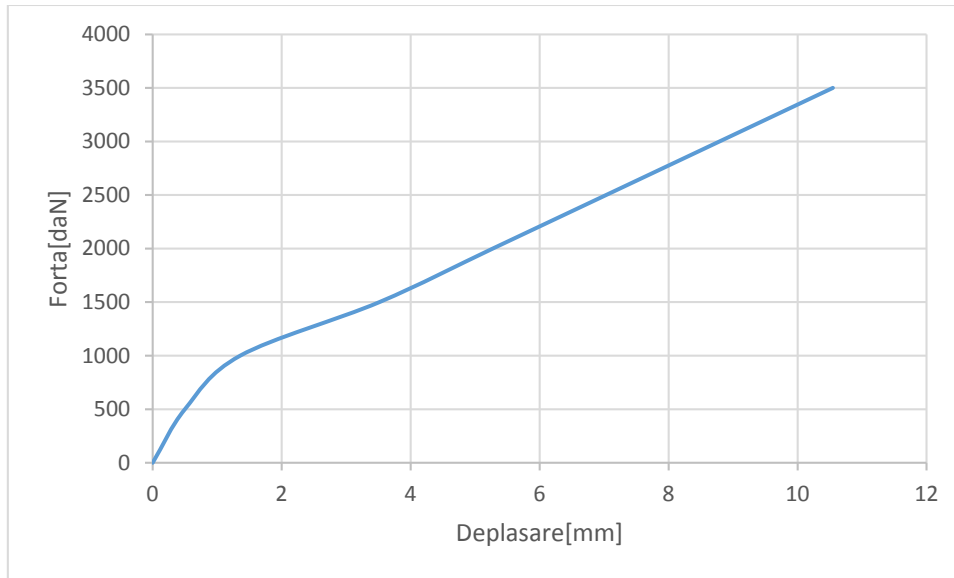


Fig. 6-14 Curba forță-deplasare punctul O0.15

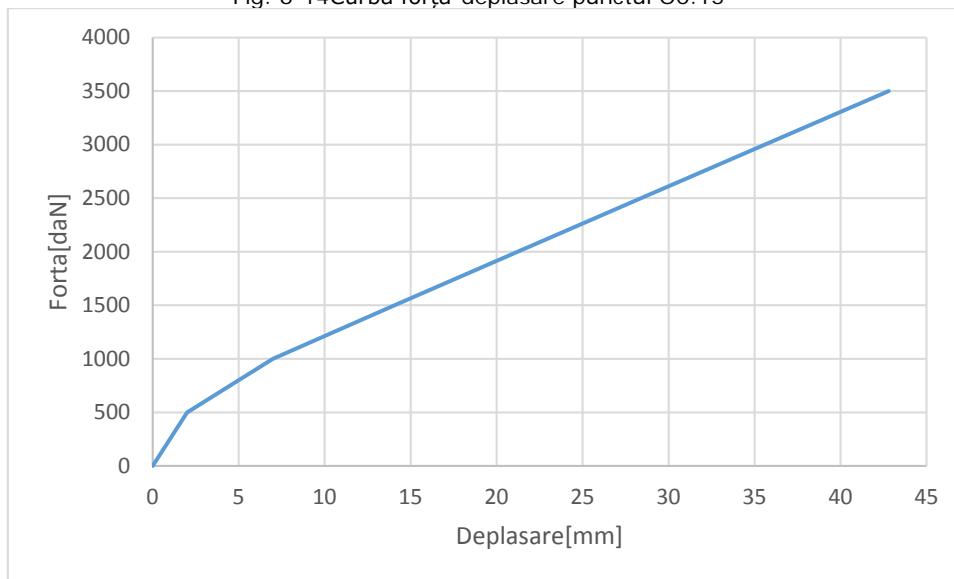


Fig. 6-15 Curba forță-deplasare in punctul O1.35

### 6.1.3.1 Comparația rezultatelor încercărilor experimentale și modelarea cu element finit

Comparația se va referi la toate cele 3 puncte (nivele) de măsurători: V0.20, O0.15, O1.35 iar pentru a fi simplificată reprezentarea va prezenta doar media încercărilor in situ.

- ✓ Rezultate deplasări orizontale

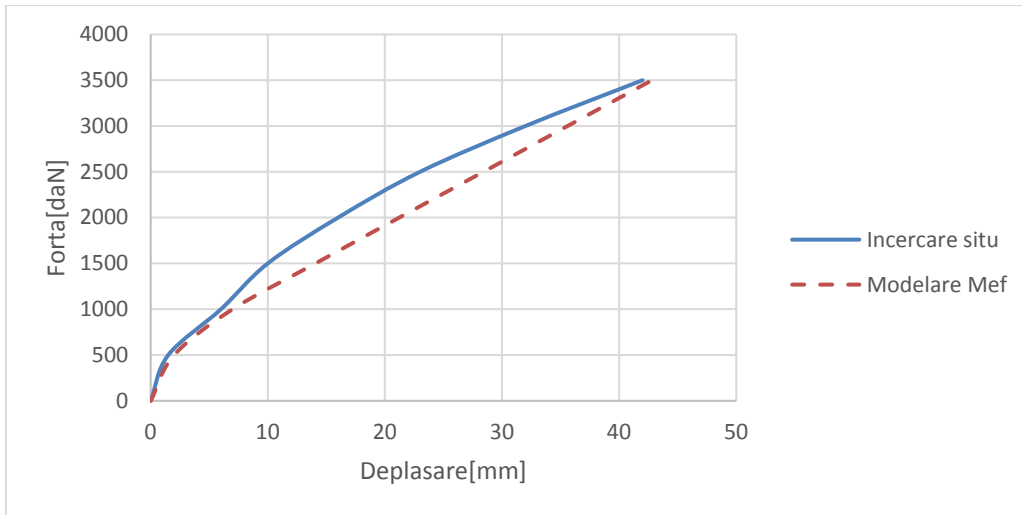


Fig. 6-16 Curba forța-deplasare în punctul O1.35

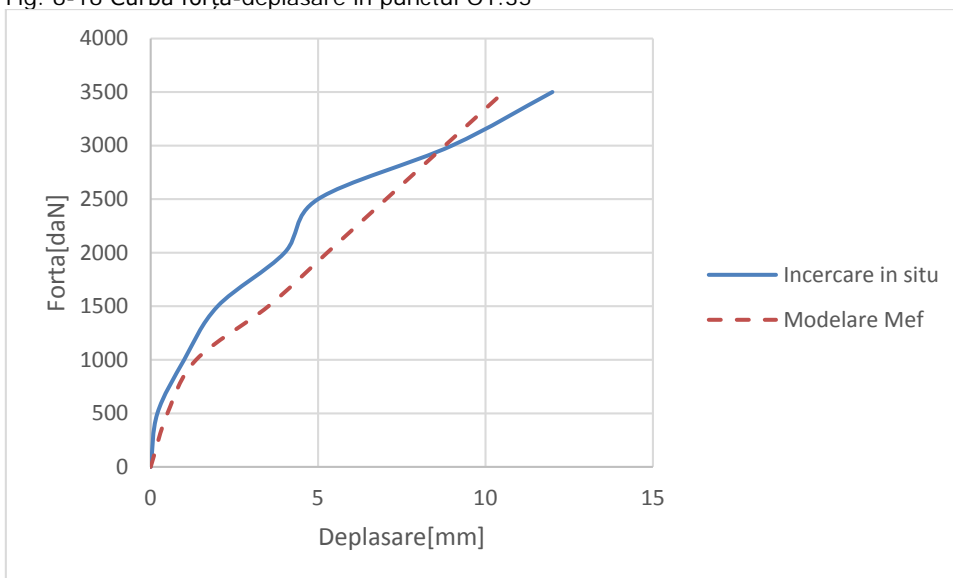


Fig. 6-17 Curba forța-deplasare în punctul O0.15

✓ Rezultate deplasări verticale



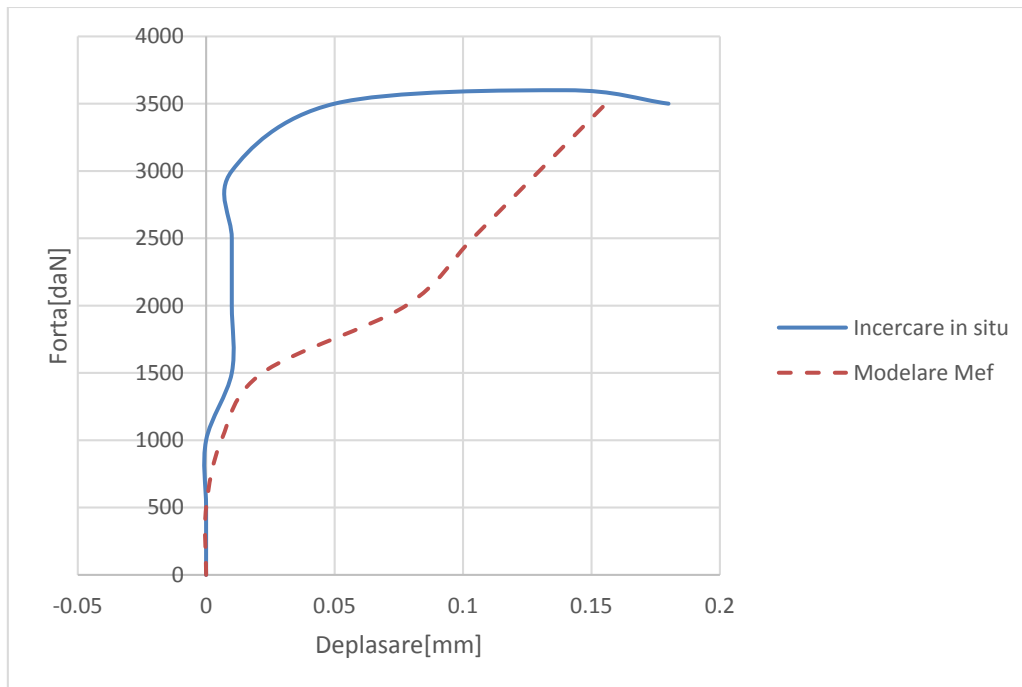


Fig. 6-18 Curba forța-deplasare în punctul VO.20

Tabel 6-2 Compararea tabelară a rezultatelor , variantă IN-SITU și M.E.F.

Poziție	Deplasarea maximă la pasul ultim de încărcare [mm]		Diferență în procente
	Încercare in Situ	Calcul Cu MEF	
<b>O1.35</b>	41.5	42.78	3.2%
<b>OO.15</b>	12.48	10.54	18%
<b>VO.20</b>	0.18	0.206	12.5%

Din Tabel 6-2 se constă faptul că variația deplasărilor e sub 20% ceea ce denotă faptul că modelarea cu elemente finite e fidelă modelul real, astfel încât parametri definiți sunt utilizabili pentru analizele și încercările următoare.

#### 6.1.4 Calculul fundație încastrate elastic cu ajutorul software bazat metoda din literatura de specialitate

##### 6.1.4.1 Rezultate studiu de caz fundație încastrată elastic utilizând FIES

S-a rulat programul pentru cazul prezentat mai sus pentru fiecare treapta a încărcării. Punctul de comparație a celor 3 metode de stabilire a deplasărilor va fi OO.15, considerat în cazul analizei cu FIES ca fiind punctul de la cota 0.00.

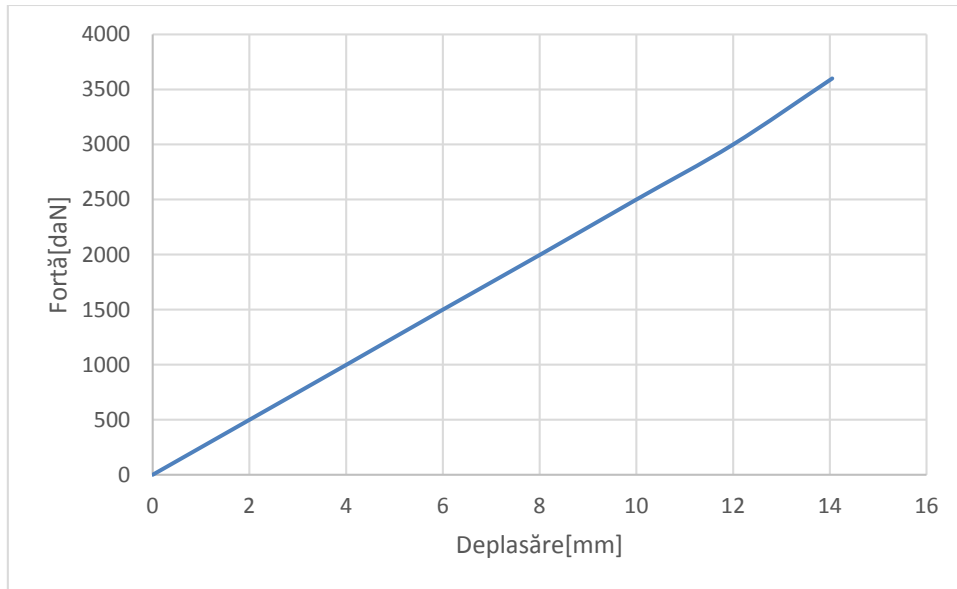


Fig. 6-19. Prezentare grafică rezultate FIES. Curba Forță-Deplasare

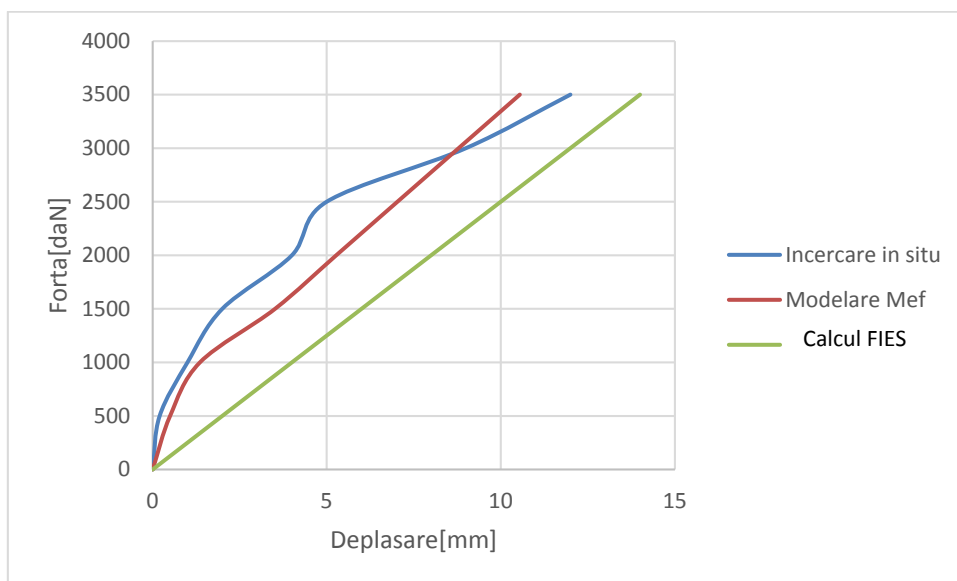


Fig. 6-20. Comparația grafică a MEF, FIES și IIS

Tabel 6-3 Compararea tabelară a rezultatelor dintre metoda MEF și FIE și ÎIS

Poziție	Deplasarea maximă la pasul ultim de încărcare [mm]			Variație% FIE/MEF	Variație% FIE/IIS
	Calcul cu FIES	Calcul cu MEF	Încercare in Situ(IIS)		
O 0.15	14.05	12	10.50	16%	33%

Din Tabel 6-3 se observă că variația procentuală a deplasărilor e sub 35%, un procentaj ce se încadrează în limite acceptabile în domeniul geotehnic. Ceea ce validează programul FIES.

Cea ce diferă e variația curbelor pentru treptele de încărcare. Astfel ÎIS are variație neuniformă parabolică, iar FIES are variație liniară.

## 6.2 Încercări de laborator . Fundație încăstrată elastic în teren

Pentru realizarea încercărilor de laborator s-au folosit modele la scara 1:6 . Pentru simularea încărcărilor verticale s-au adăugat greutatea pe stâlpul ce se încastrează în fundație.

Încărcarea orizontală s-a introdus printr-un dispozitiv care are la baza metoda înșurubării. În vârful acestui dispozitiv a fost plasată o celulă de forță pentru a putea fi măsurată și monitorizată aplicarea forței.

Materialul în care a fost încăstrată fundația e balast având caracteristicile asemănătoare cu cele ale balastului de la încercarea in situ. Balastul a fost poziționat într-o cuvă metalică.



Fig. 6-21 Aparatul de introducere a forței prin înșurubare



Fig. 6-22 Poziționarea încărcărilor verticale și a celulei de forță



Fig. 6-23 Cuva metalică pentru încercare.

Măsurarea deplasărilor s-a efectuat cu traductori de deplasare mecanica care sunt dispuși la baza stâlpului metalic. Citirea datelor de înregistrare se face cu ajutorul



unei stații de achiziții date specializate.



Fig. 6-24 Poziționare senzor de măsurare a deplasărilor



Fig. 6-25 Aparatura de achiziționare date

Pentru a se măsură efectul dinamic al vibrațiilor induse de mașini în fundația încăstrată elastic s-a folosit platforma vibrantă din cadrul departamentului CCTFC iar un alt senzor a fost amplasat la nivelul platformei vibrantei pentru a măsura deplasările acesteia în timp real.



Fig. 6-26 Stand Încercare



Fig. 6-27 Poziționare senzor la nivelul platformei vibrante

### 6.2.1 Scalarea modelelor

La baza scalarii modelelor experimentale stau principiile enunțate de Susumu Iai in articolul denumit „SIMILITUDE FOR SHAKING TABLE TESTS ON SOIL-STRUCTURE-FLUID MODEL IN 1-g GRAVITATIONAL FIELD” [ 86] si ale lui Rocha M [ 74]

Conform celor 2 autori menționați mai sus aceste legi de similitudine sunt valabile in intervalul de presiune 5-98 kN/m<sup>2</sup>.

Astfel pentru încercările de laborator s-au folosit următoarele legi de similitudine:

X	lungime	$\lambda$ ;
$\rho$	densitatea terenul de fundare	1;

t timp	$\lambda^{0.5}$ ;
$\sigma$ tensiunea totală a terenului	$\lambda$ ;
D modulul de deformație tangent al terenului	$\lambda^{0.5}$ ;
u deplasarea terenului sau a structuri	$\lambda^{1.5}$ ;
•	
$u$ viteza solului sau a structuri	$\lambda^{1.5}$ ;
••	
$u$ accelerația terenului sau a structuri	1;
n porozitatea terenului	1;
EI rigiditate transversală (structură)	$\lambda^{3.5}$ ;
EA rigiditatea longitudinală (structură)	$\lambda^{1.5}$ ;
M momentul încovoietor aferent structuri	$\lambda^3$ ;
S forța tăietoare aferentă structuri	$\lambda^2$ ;
F forța axială aferentă structuri	$\lambda^2$ ;

-unde  $\lambda$  reprezintă factorul de scalare.

➤ Fundația cilindrică(FIEC):

Prototipul pentru acest model scalat este fundația de la încercarea „in situ” deja prezentată în acest capitol.

Factorul de scalare considerat este  $\lambda=6$

Dimensiuni Prototip

Caracteristici principale prototip

$$r: = 0.36m$$

$$I: = \frac{3.14 * r^4}{4} = 0.01318 m^4$$

$$E: = 24000000 \frac{kN}{m^2}$$

$$A: = 3.14 * r^2 = 0.4069 m^2$$

$$H_p: = 2.5 \cdot m$$

$$D_p: = 5 * 10^7 \frac{kN}{m^2}$$

$$EI_p: = E * I = 3.164 \times 10$$

$$EA_p: = E * A = 9.767 \times 10$$

$$M_p: = 30.06 \cdot kNm$$

$$T_p: = 24.48 \cdot kN$$

$$N_p: = 15 \cdot kN$$

$$H_{brat}: = 1.25 \cdot m$$

Caracteristici model (specimen)

$$H_m: = H_p / \lambda = 0.4167 m$$

$$D_m := D_p / \lambda^{0.5} = 2.041 \times 10 \frac{kN}{m^2}$$

$$u_m := u_p / \lambda^{1.5} = 0.1361 \text{ m}$$

$$EI_m := EI_p / \lambda^{3.5} = 598.1 \frac{kN}{m^2}$$

$$EA_m := EA_p / \lambda^{1.5} = 6.645 \times 10 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_m := M_p / \lambda^3 = 0.1392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_m := T_p / \lambda^2 = 0.6800 \text{ kN}$$

$$N_m := N_p / \lambda^2 = 0.4167 \text{ kN}$$

$$A_m := EA_m / E = 0.02769 \text{ m}^2$$

$$r_m := \sqrt{\left(\frac{A_m}{3.14}\right)} = 0.09391 \text{ m}$$

➤ Fundația prismatică (FIEP):

Calcul specimenului prismatic a avut la bază principul economic si anume să fie de același volum cu fundația cilindrică.

Înălțimea s-a păstrat aceeași ca și la fundația cilindrică.

$$l_m = \sqrt{A_{\text{bazacilindru}}} = 0.166 \cdot \text{m}$$

## 6.2.2 Prezentarea rezultatelor încercărilor de laborator

### 6.2.2.1 Fundația prismatică (FIEP)

Deplasarea maxima la cota 2.5 cm fata de limita superioara a stratului de balast este de 1.2 mm iar variația deplasări este prezentată in Fig. 6-28.



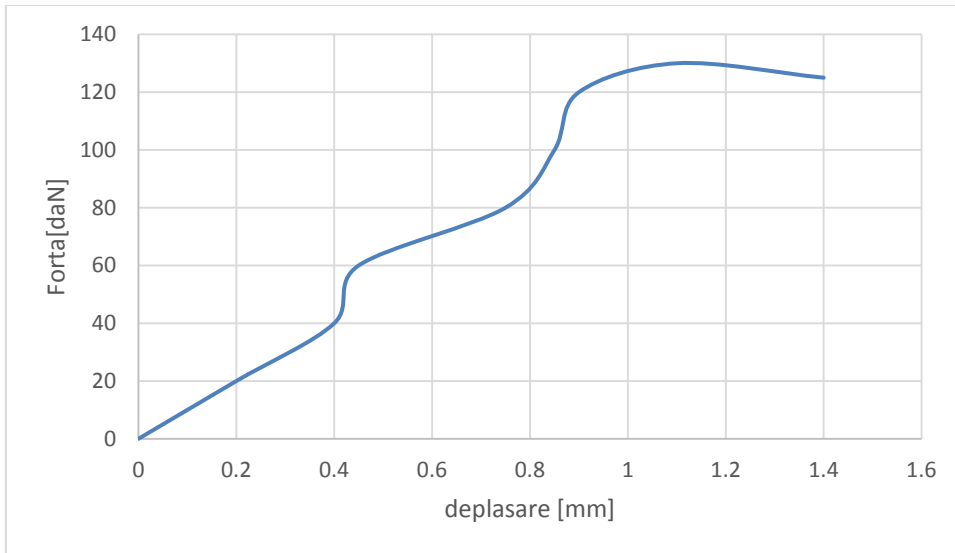


Fig. 6-28 Curba forța -deplasare . FIEP

#### 6.2.2.2 Fundația cilindrică

Deplasarea maxima la cota 2.5 cm fata de limita superioara a stratului de balast este de 4.5 mm iar variația deplasări este prezentată in Fig. 6-29.

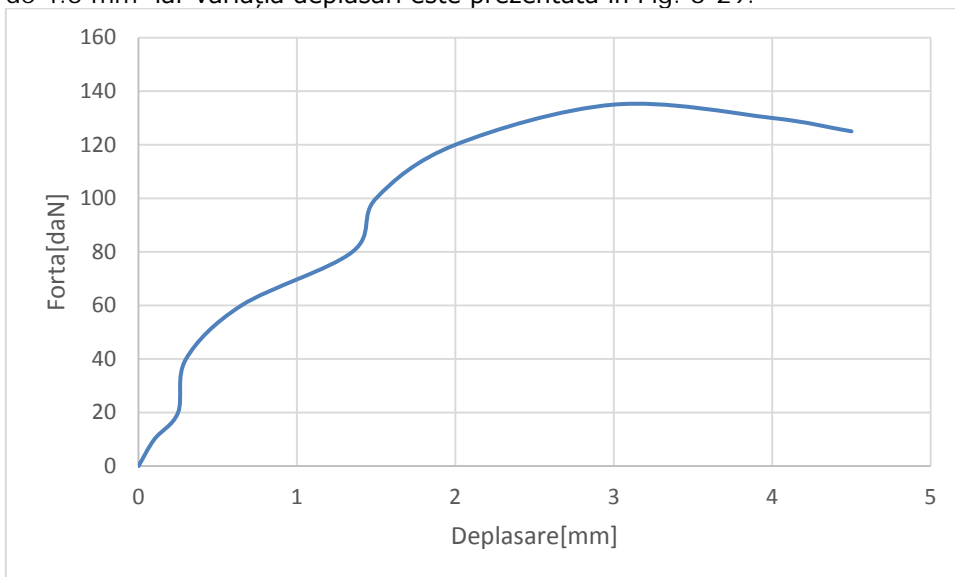


Fig. 6-29 Curba Forța Deplasare . FIEC

#### 6.2.2.3 Încercarea in situ scalată( fundație cilindrică)(FIECS)

Cu ajutorul legilor de similitudine au fost scalate si rezultatele obținute la încercare „in situ” , scara 1:6. obținându-se curba de comportare forță-deplasare prezentată in Fig. 6-30.

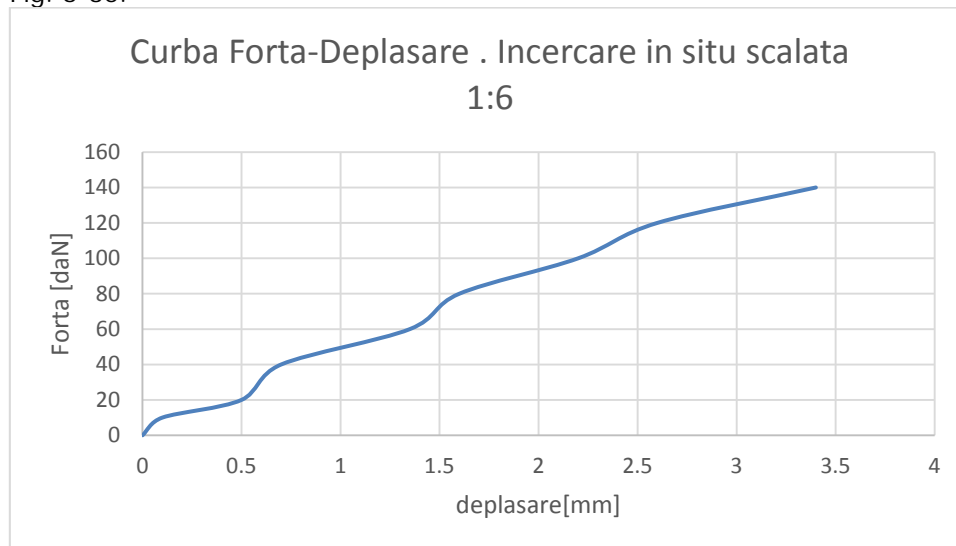


Fig. 6-30 Curba forța - deplasare . Încercare in situ(scalata 1:6)(FIECIS)

#### 6.2.2.4 Compararea rezultatelor celor 3 încercări

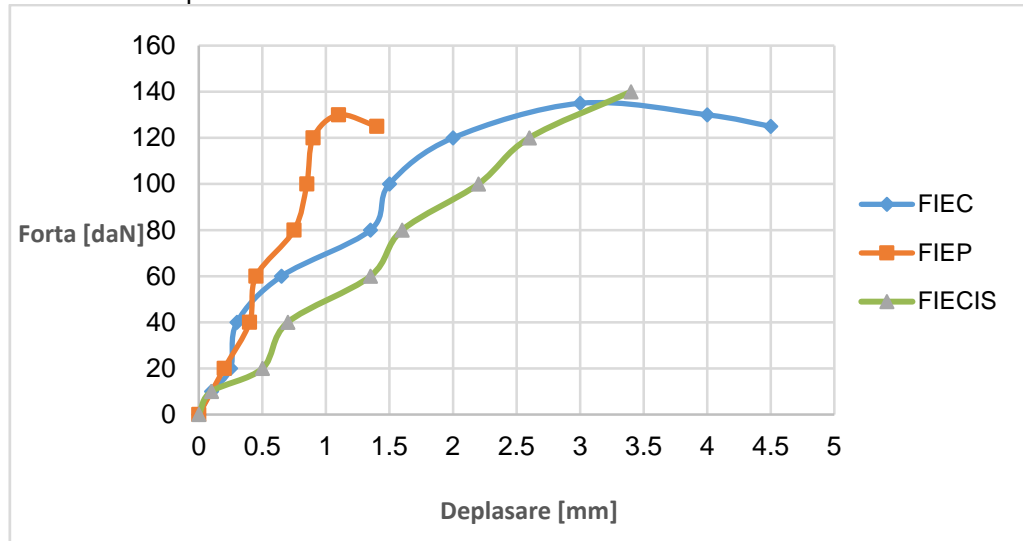


Fig. 6-31 Compararea grafică a curbelor Forța-deplasare

Compararea grafică arată alura asemănătoare pentru FIEC si FIECIS , cu puncte de inflexiune aproximativ la aceleași nivele de încărcare. Alura curbei FIEP e diferită deși punctele de inflexiune tind spre valorilor celor de la FIEC si FIECIS. Tabel 6-4 Compararea celor 3 tipuri de încercări. Cilindrica, Prismatică si Cilindrica in situ

Poziție	Deplasarea maximă la pasul ultim de încărcare [mm]			Variația % FIEC/ FIEP	Variația % FIEP/ FIECIS	Variația % FIECIS/ FIEP
	FIEC	FIEP	FIECIS			
Cota 3.5 cm(0.20 m)	4.5	1.2	3.4	375%	283%	25%

Din Tabel 6-4 se observă comportarea mai buna a fundațiilor încăstrate elastic prismatice la acțiuni statice . O variație destul de ridicată de 375%.

De asemenea se observă o diferență de 25% între FIEC și FIECIS , un procentaj în limitele de toleranță ceea ce certifică corectitudinea parametrilor geotehnici ai balastului din cuva de încercare și a legilor de similitudine aplicate.

### 6.2.3 Analiza cu metoda elementului finit. Rezultate

#### 6.2.3.1 Fundație încăstrată elastic in teren cilindrică(FIEC)

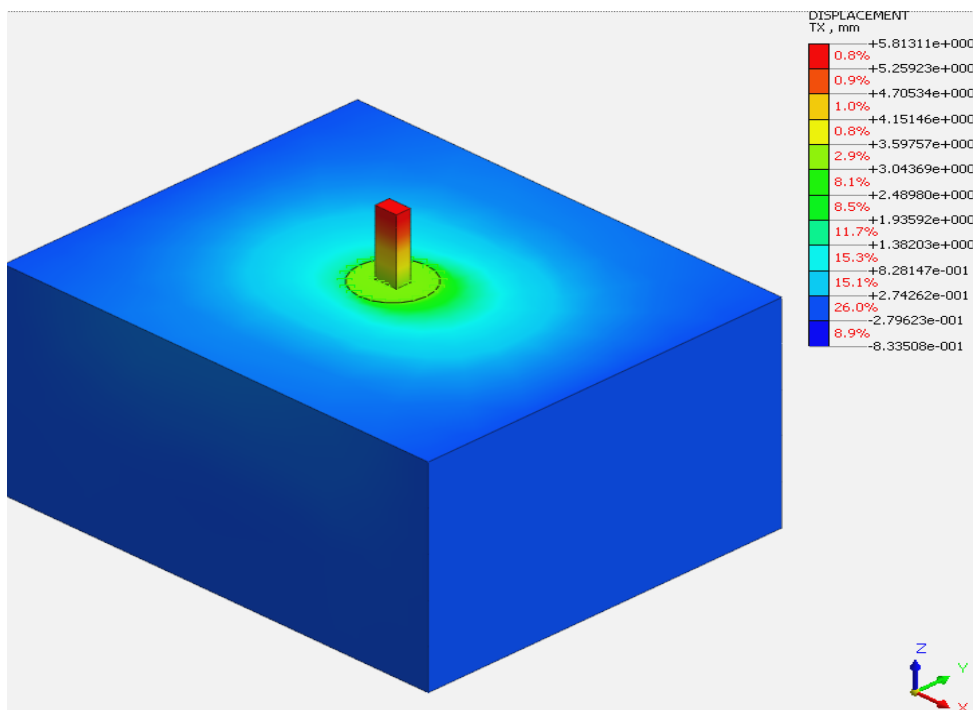


Fig. 6-32 Deplasare fundație cilindrica. FEM

- Prezentarea grafică a rezultatelor

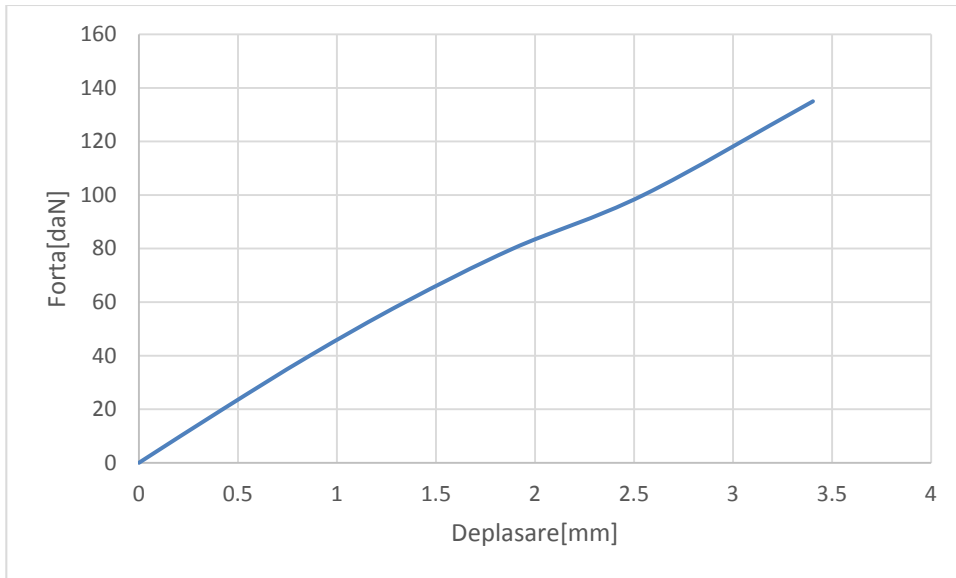


Fig 6-33 Curba Forța deplasare. Fundație cilindrică. FEM

### 6.2.3.2 Fundație încastrată elastic în teren prismatică (FIEP)

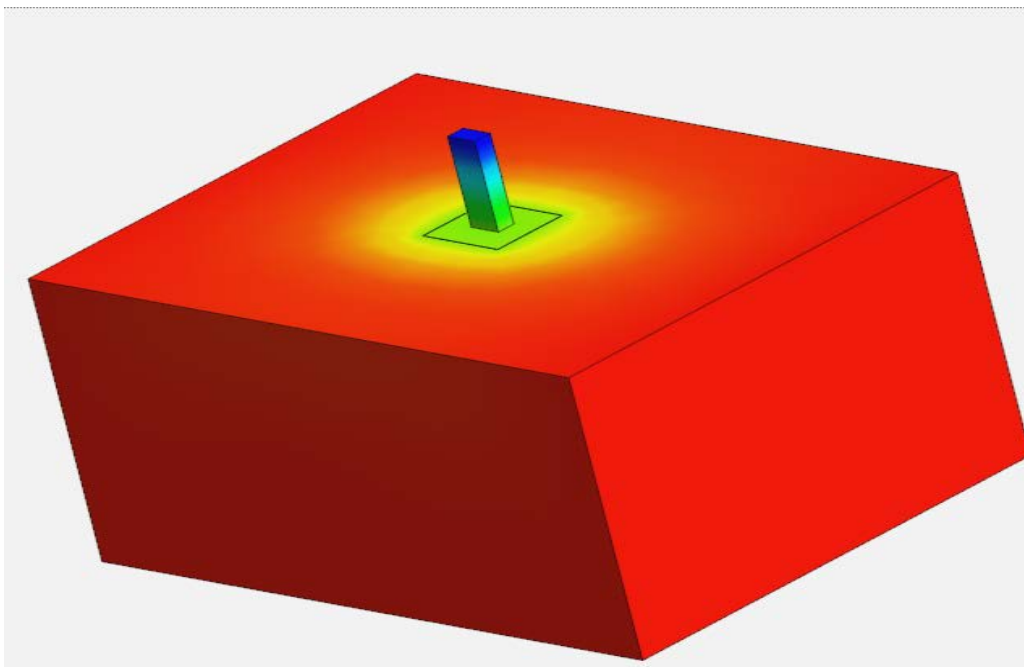


Fig. 6-34 Deplasare fundație Prismatică. MEF

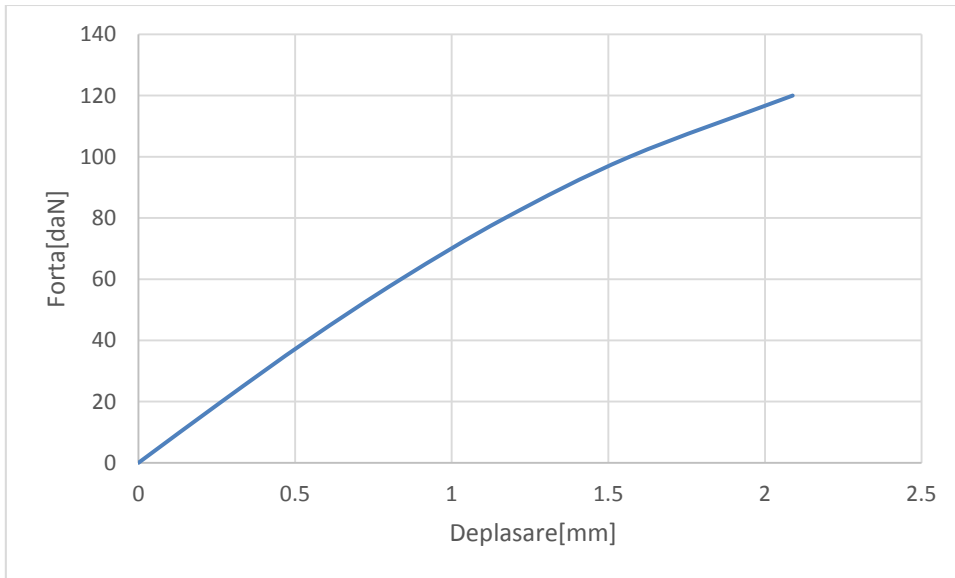


Fig. 6-35 Curba Forța deplasare. Fundație cilindrică. FEM

#### 6.2.4 Compararea rezultatelor încercărilor în laborator

##### ➤ Compararea grafică

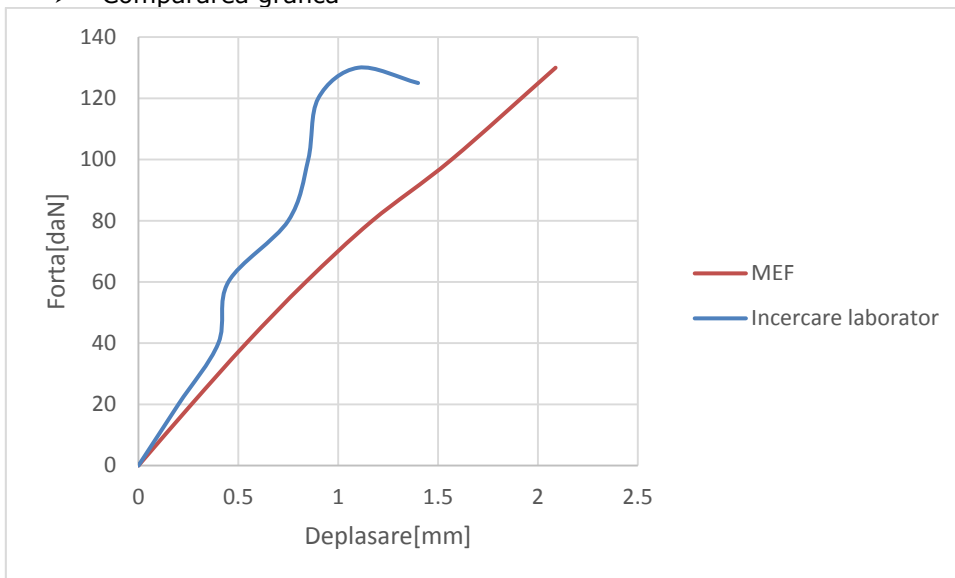


Fig. 6-36. Curba Forță deplasare. Fundația prismatică FIEP

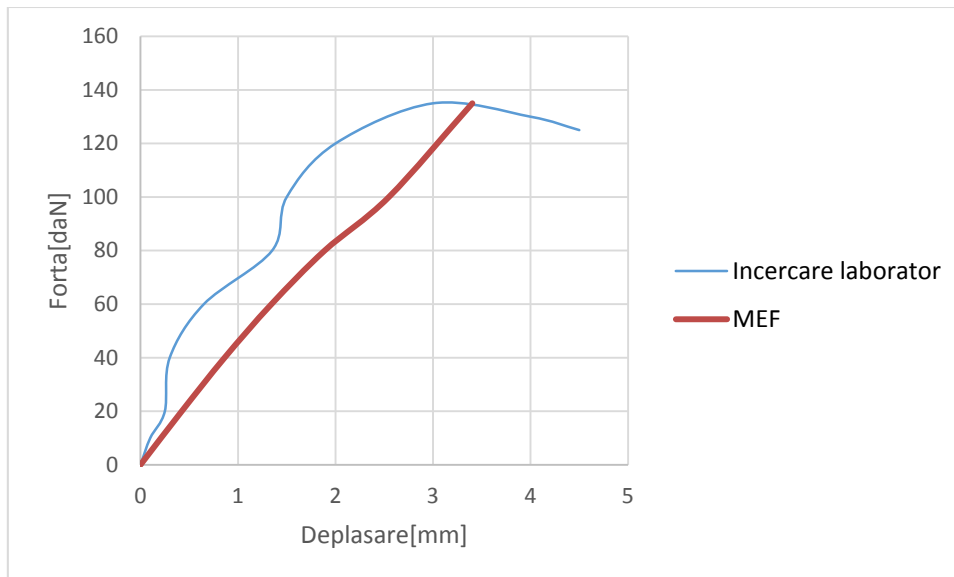


Fig. 6-37 Curba forță deplasare. fundația Cilindrica FIEC

➤ Compararea tabelară

Tabel 6-5 Compararea rezultatelor. Încercarea laborator vs MEF

Poziție	Deplasarea maximă la pasul ultim de încărcare [mm]				Diferență procent Cilindrică MEF/ILB	Diferență procent Prismatică MEF/ILB
	Cilindrică		Prismatică			
	MEF	ILB	MEF	ILB		
00.15	4.5	3.4	2.1	1.4	32%	50%

Din Tabel 6-5 se observă că variația procentuală între analiză cu metoda elementelor finite și încercările de laborator este de sub 50% ceea ce arată faptul că analiză cu metoda elementelor finite e calibrată în spectrul de acceptabilitate.

Se observă de asemenea comportarea mai bună la încercările statice ale fundației prismatice.

### 6.3 Influența vibrațiilor introduse de traficul rutier asupra stabilității fundațiilor încastrate elastic în teren.

#### 6.3.1 Prezentarea experimentelor

Condițiile și dimensiunile specimenelor sunt cele prezentate la încercările statice la punctul 4.4.

Pentru a se studia influența vibrațiilor asupra stabilității fundațiilor încastrate elastic în teren s-au efectuat încercări experimentale în laboratorul CCTFC cu ajutorul masei vibrante existente. Senzori au fost amplasați la nivelul masei vibrante și la aproximativ 5 cm față de limita superioară a fundației.

S-au considerat mai multe trepte ale intensităților vibrațiilor induse de traficul rutier. Intensitatea acestora s-a considerat în raport cu studiile realizate de Osama Hunaidi în articolul Traffic vibrations in Buildings [66]. Astfel intensitatea vibrațiilor măsurate de acesta sunt prezentate în figura de mai jos.

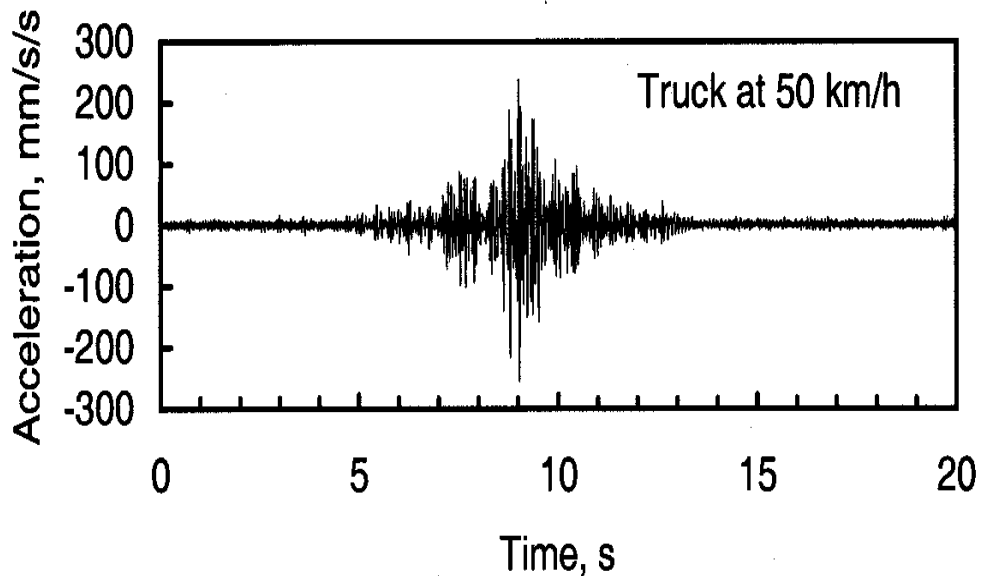


fig. 6-38 Acelelograma determinată de tir la viteza de 50km/h [66]

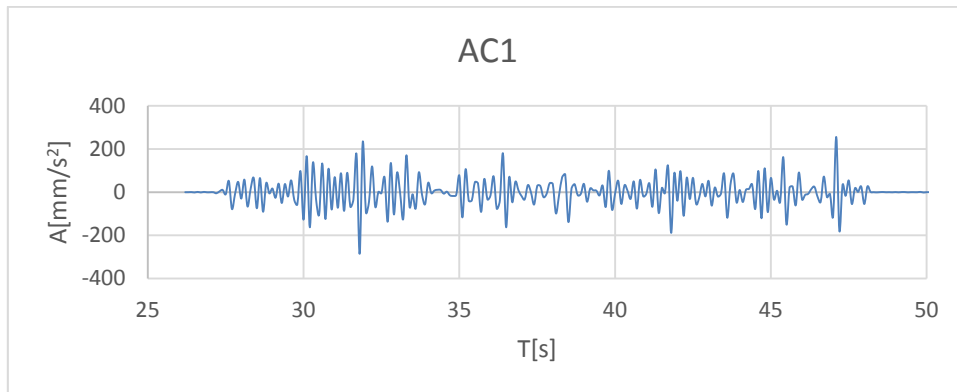


Fig. 6-39 Accelerograma AC1

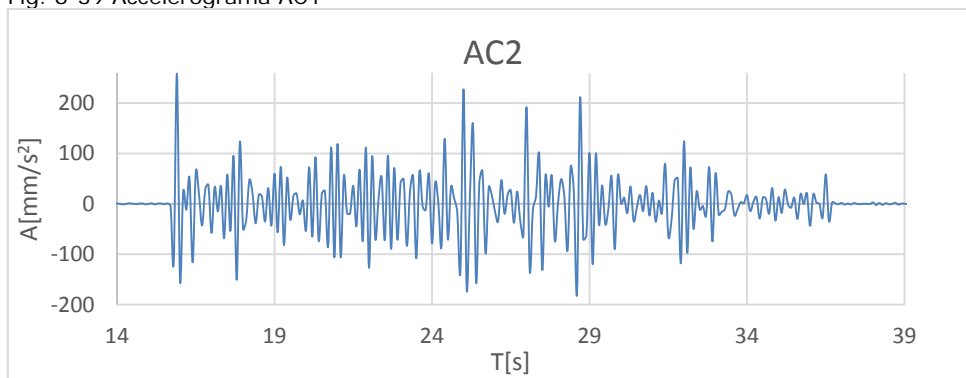


Fig. 6-40 Accelerograma AC2

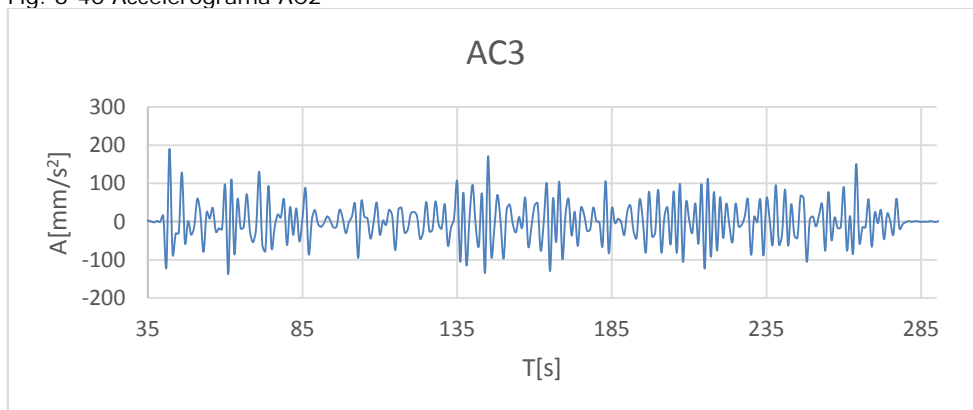


Fig. 6-41 Accelerograma AC3



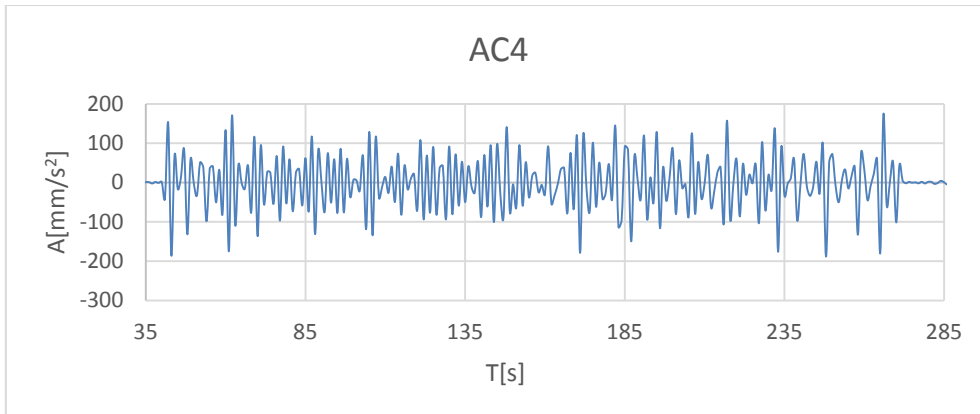


Fig. 6-42 Accelerograma AC4

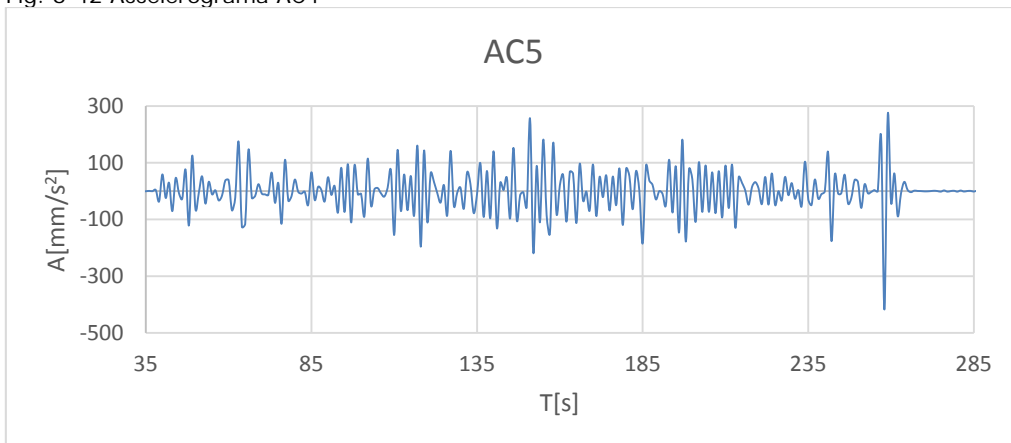


Fig. 6-43 Accelerograma AC5

### 6.3.2 Prezentarea rezultatelor încercărilor experimentale dinamice

De interes sunt deplasările și accelerațiile. Deplasările sunt prezentate tabelar și grafic.

Tabel 6-6 Deplasările maxime și remanente. FIEC

Fundatie incastrata elastic cilindrica					
Accelerograma	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5
Deplasare maxima[mm]	2.93	3.08	2.84	1.92	-2.55
Deplasare remanenta[mm]	1.42	1.36	1.01	0.5	-0.02

Tabel 6-7 Deplasările maxime si remanente. FIEP

Fundatie incastrata elastic prismatica					
Accelerograma	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5
Deplasare maxima[mm]	1.74	4.13	3.75	2.16	1.41
Deplasare remanenta[mm]	0.22	2.08	2.23	0.48	0.21

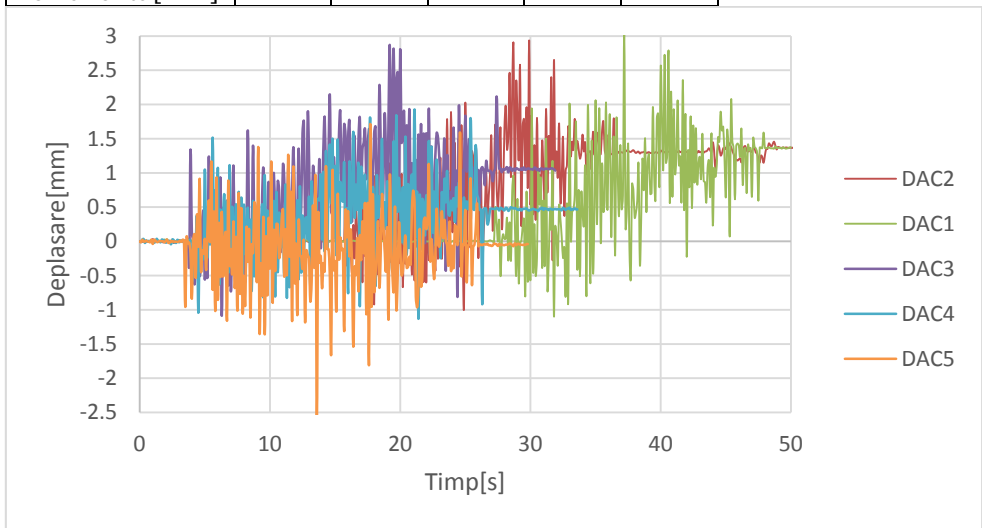


Fig. 6-44 Prezentarea grafică a deplasărilor aferente celor 5 accelerograme. FIEC

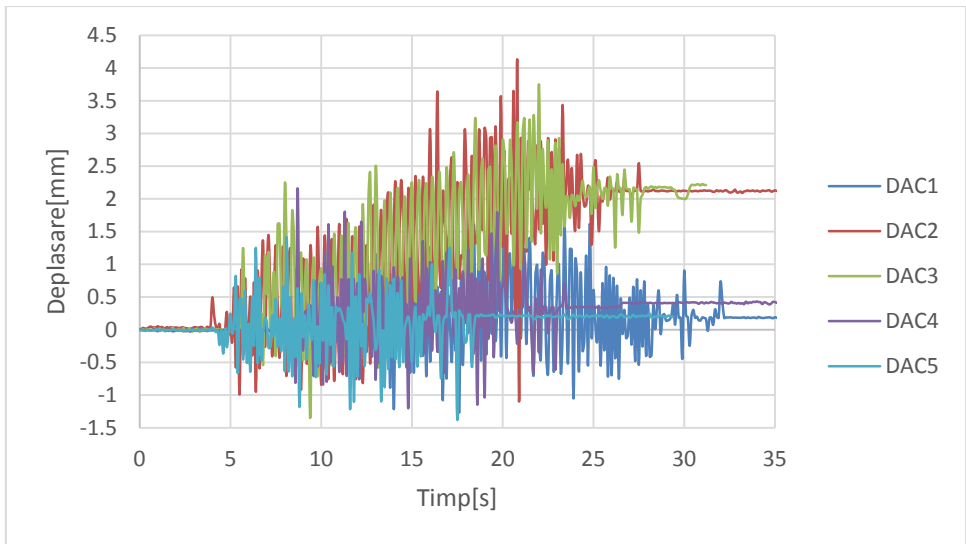


Fig. 6-45 Prezentarea grafică a deplasărilor aferente celor 5 accelerograme. FIEP

6.3.3 Calculul cu metoda FIED

Pentru a-l determina pe  $S_d(T_1)$  s-a calculat cu ajutorul celor 5 accelerograme :AC1...AC5 și a măsurătorile din literatura de specialitate un spectru de proiectare. Forța rezultată din acțiunea vibrațiilor este însumată forței tăietoare existentă.

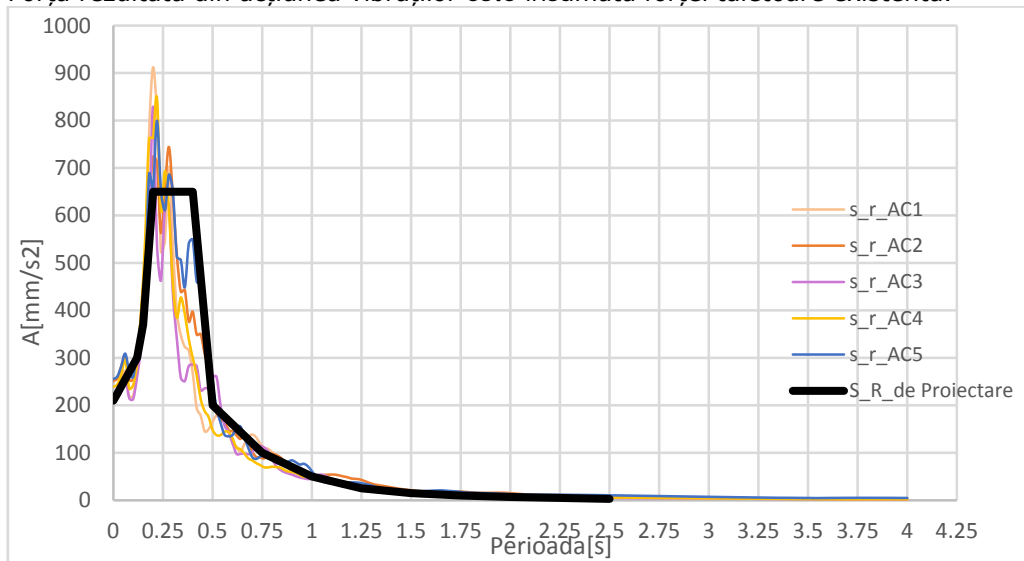


Fig. 6-46 Spectru de răspuns elastic . Încercări laborator

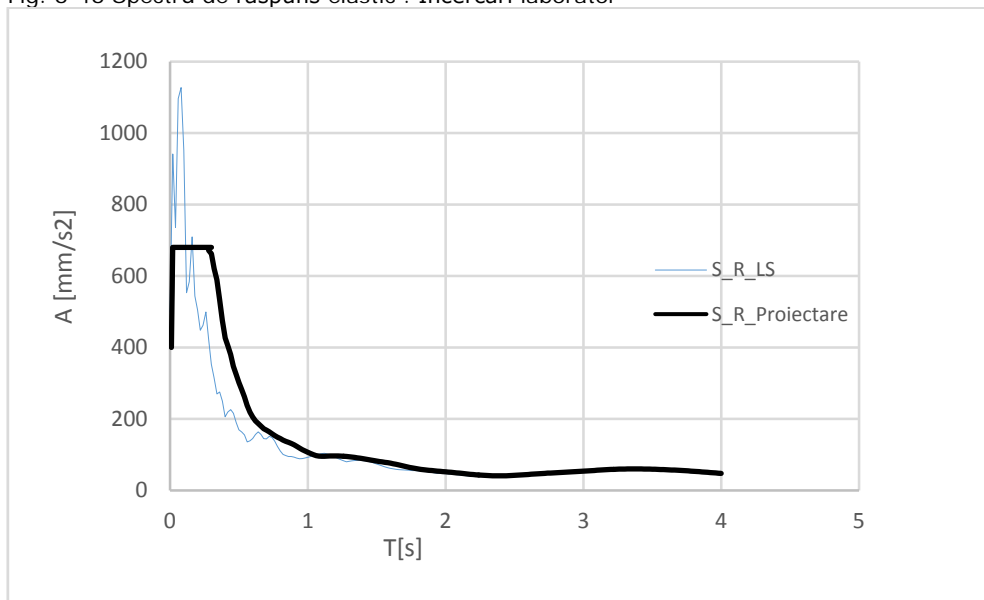


Fig. 6-47 Spectru de răspuns Elastic. Conform Literatura Specialitate

### 6.3.3.1 Rezultate obținute

Apoi datele s-au introdus în programul de calcul realizat si prezentat in capitolul 4 obținându-se următoarele rezultate

Rezultatele sunt prezentate tabelar.

Tabel 6-8 Deplasările maxime FIEC cu metoda FIES si FIED

Fundatie incastrata elastic cilindrică			
	FIED	FIES	FIES/FIED
Deplasare maxima[mm]	4.499	3.755	19%

Tabel 6-9 Deplasările maxime FIEP cu metoda FIE si FIED

Fundatie incastrata elastic prismatică			
	FIED	FIES	FIES/FIED
Deplasare maxima[mm]	1.42	1.271	15%

Din tabelele Tabel 6-8 și Tabel 6-9 se observă că influența vibrațiilor acțiunii traficului rutier e la nivelul de 15-20% . Un procent ce trebuie luat în considerare atunci când se proiectează fundații încastrate elastic în teren în apropierea căilor rutiere.

### 6.3.4 Calcul cu metoda elementelor finite. Analiză de tip spectru de răspuns.

Cu ajutorul spectrelor definite mai sus s-a efectuat o analiza cu elemente finite de tip spectru de răspuns. Parametri geotehnici și dimensionali fiind cei prezentați la încercările statice.

#### A. Fundația încastrată elastic cilindrică

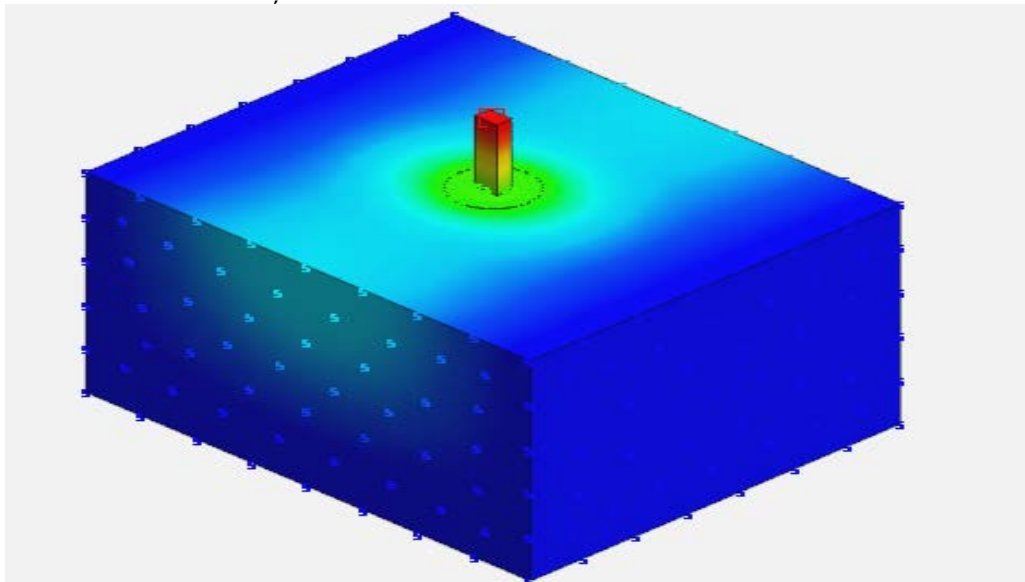


Fig. 6-48 Deplasare orizontală FIEC  $\Delta x=1.40\text{mm}$

B. Fundația încastrată elastic prismatică

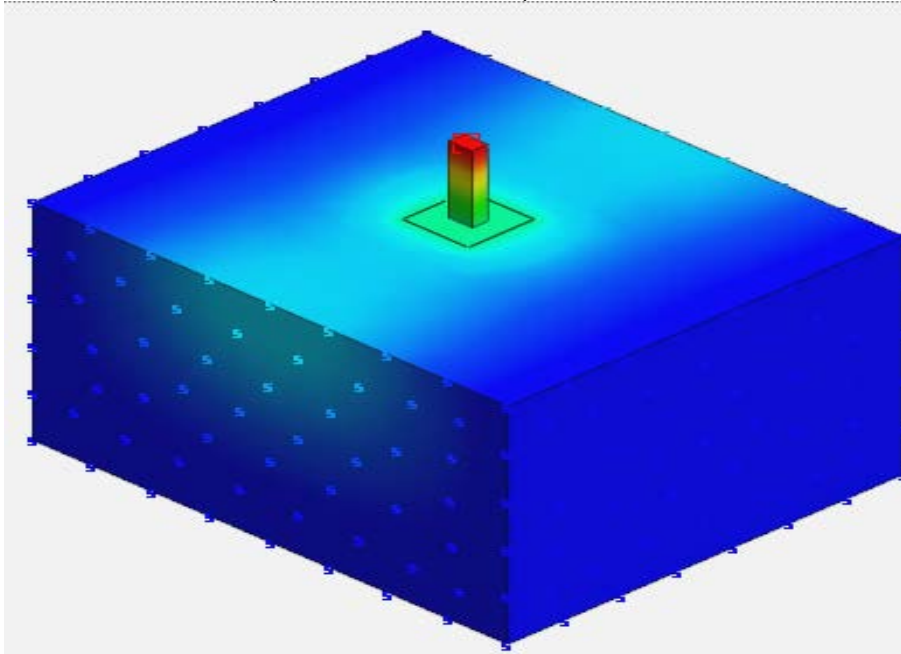


Fig. 6-49 Deplasare orizontală FIEP  $\Delta x = 2.60 \text{ mm}$

6.3.5 Calculul cu metoda elementelor finite. Analiza de tip „time-history”

- FIEC. Fundației încastrată elastic cilindrică

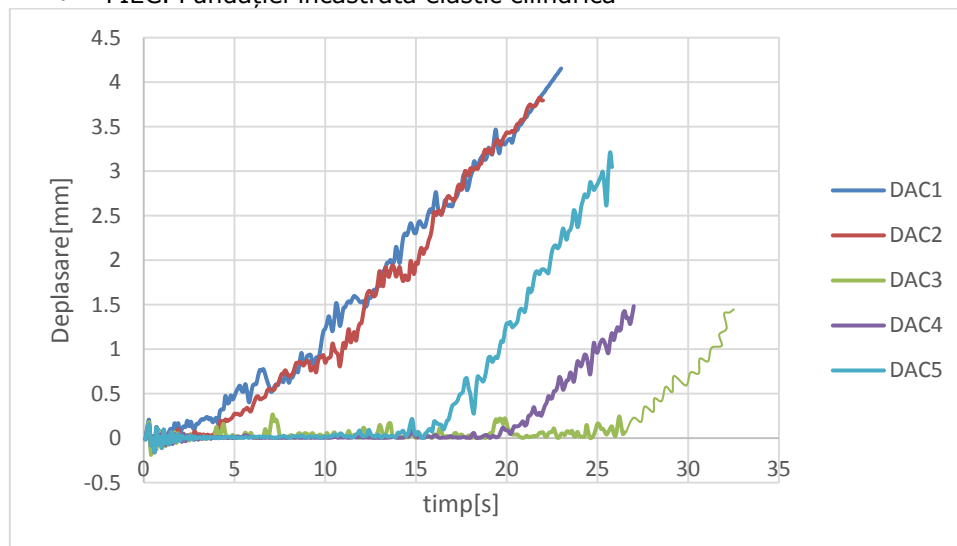


Fig. 6-50 Deplasări aferente celor 5 accelerograme . FIEC

Tabel 6-10 Deplasări fundație cilindrică

Fundație încadrată elastic cilindrică					
Accelerograma	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5
Deplasare maxima[mm]	4.20	3.8	1.4	1.5	3.2

- FIEP. Fundației încadrată elastic prismatică

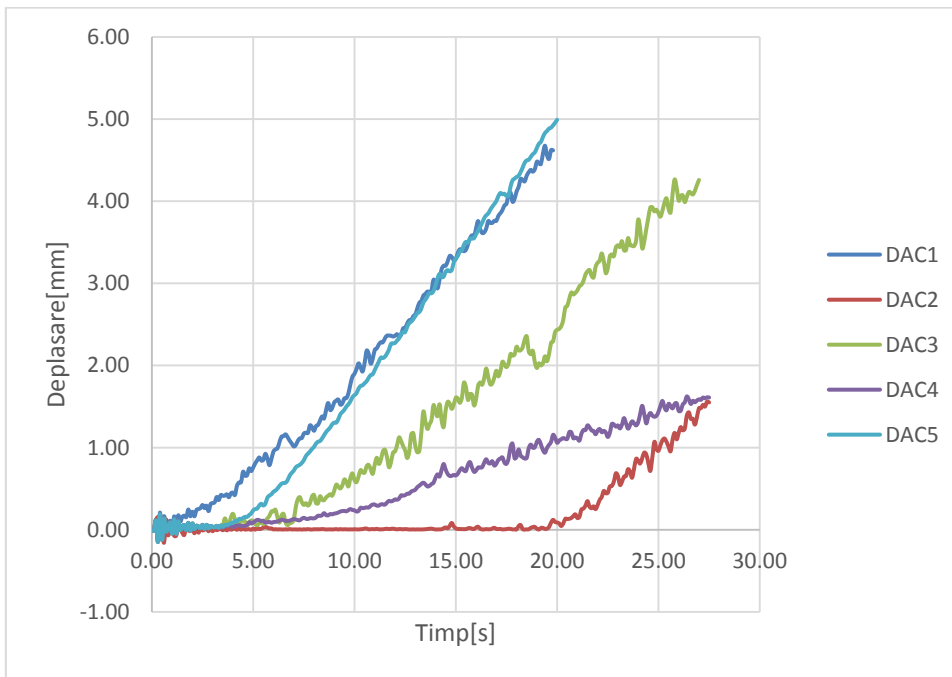


Fig. 6-51 Deplasări aferente celor 5 accelerograme . FIEP

Tabel 6-11 Deplasări aferente celor 5 accelerograme . FIEP

Fundație încadrată elastic prismatică					
Accelerograma	AC1	AC2	AC3	AC4	AC5
Deplasare maxima[mm]	4.80	1.8	4.3	1.78	5.01

6.3.6 Compararea rezultatelor la nivelul O 0.15

6.3.6.1 Compararea rezultatelor intre analizele cu metoda elementelor finite de tip time history si încercările experimentale.

- A. FIEC ( Fundație încastrată elastic cilindrică)

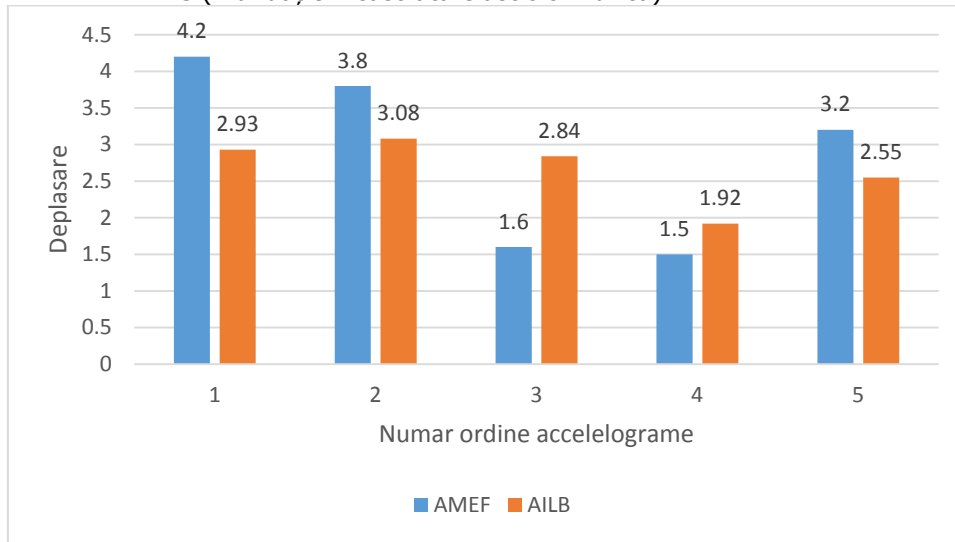


Fig. 6-52 Compararea grafică a rezultatelor. FIEC

- B. FIEP ( Fundație încastrată elastic prismatică)

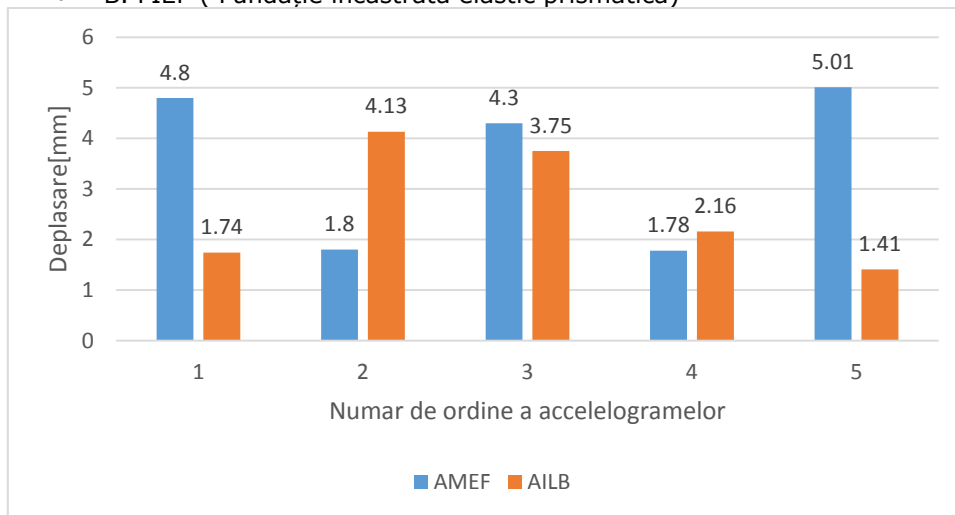


Fig. 6-53 Compararea grafică a rezultatelor. FIEP

## 6.3.6.2 Compararea rezultatelor celor 4 metode folosite

In cazul analizelor cu elemente finite de tip time history si in cazul încercărilor experimentale se vor considera maximele.

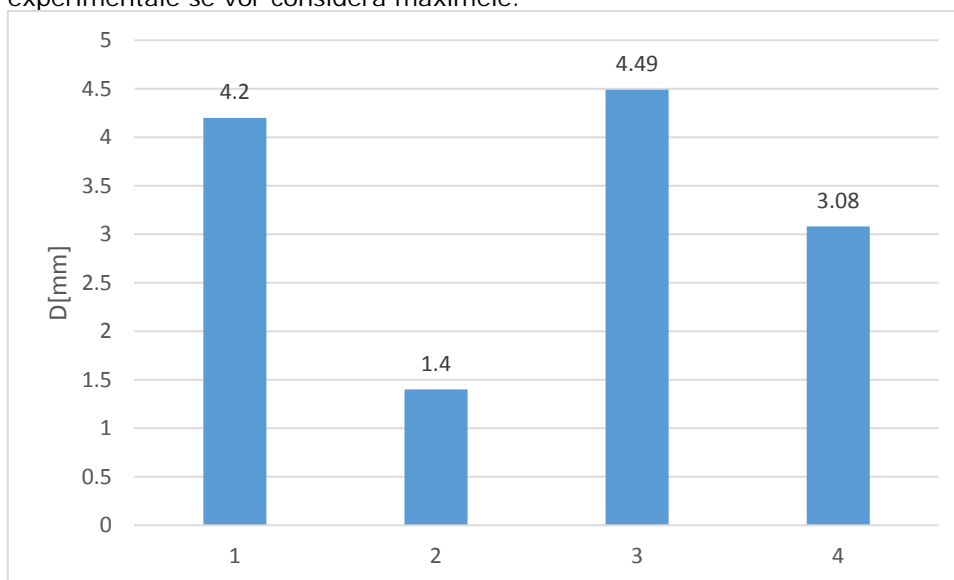


fig. 6-54 Compararea grafică a rezultatelor celor 4 metode aplicate. FIEC

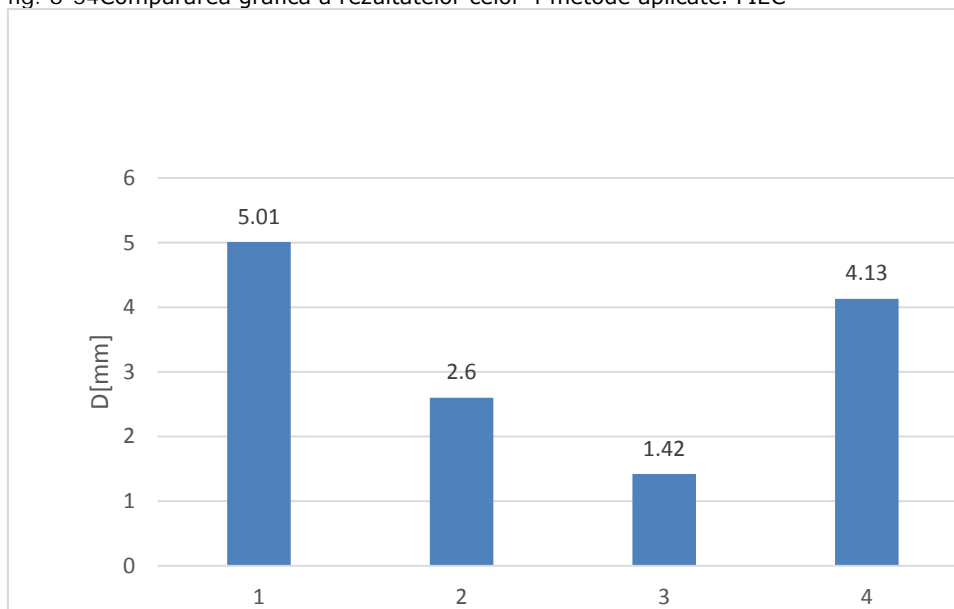


Fig. 6-55 Compararea grafică a rezultatelor celor 4 metode aplicate. FIEP



Unde:

- 1-AMEF- analiză tip time-history;
- 2-ARS- analiză de tip response spectrum;
- 3-AFIED- analiză bazată pe metoda FIED;
- 4-AILB- încercările in laborator.

Tabel 6-12 Comparație tabelară

Metoda	Media celor 3 analitice[mm]	AILB [mm]	Diferența Procentuala
FIEC	3.36	3.08	9%
FIEP	3.01	4.13	37%

#### 6.3.6.3 Concluzii

1. Analizele dinamice de tip time history scot în evidență o comportarea mai bună a fundației cilindrice la 4 dintre cele 5 accelerograme.
2. Încercările de laborator arată de asemenea o comportare mai bună a fundațiilor de formă cilindrică. Cea ce arată faptul că fundațiile cilindrice au capacitate de a refracta undele seismice.
3. Eliminând variațiile maxime si făcând media aritmetică a celorlalte se observă că variația procentuală între FIEP si FIEC , la acțiunile dinamice e de 30% ceea ce arată că atunci când se proiectează fundații incastrate elastic în teren situat lângă un drum rutier se pretează forma cilindrică.
4. De asemenea încercările in situ, de laborator și metodele de calcul au arătat faptul că fundația de forma prismatică are o comportare mai bună la solicitările statice.
5. Diferențele procentuale dintre metodele folosite și încercările de laborator și cele in-situ arată că analizele au fost efectuate corespunzător și rezultatele sunt de încredere.
6. De asemenea s-a arătat faptul că metodele se pot corela pentru a se calibra cât mai bine parametri geotehnici și în final rezultatelor calculelor.

## 7 Concluzii finale și contribuții personale ale autorului

### 7.1 Concluzii finale

Lucrarea de doctorat se înscrie în cadrul preocupărilor existente de mai mulți ani în colectivul de Geotehnică și Fundații de la Facultatea de Construcții de la Universitatea „Politehnică” din Timișoara, privind studiul terenurilor de fundare supuse la acțiuni statice și dinamice (diverse surse de vibrații). În lucrare s-a dorit evidențierea corelației dintre metodele analitice pe de o parte, încercările experimentale și studiile de caz pe de altă parte.

Având în vedere considerentele menționate, studiile teoretice și experimentale efectuate asupra ecranului de piloți și fundației încastrate elastic au fost comparate cu cele privind comportarea terenului natural la solicitări statice.

În capitolul 2 s-a prezentat un studiu din literatura de specialitate privind principalele tipuri de excavații, metodele, acțiunile și situațiile de proiectare a acestora pentru a lua în considerare cu cât mai mare acuratețe presiunea pământului asupra elementelor sprijiniri. De asemenea se prezintă și parametri geotehnici privind împingerea pământului.

Capitolul 3 începe prin definirea coeficientului de siguranță, continuând apoi cu prezentarea metodelor clasice de calcul a stabilității masivelor de pământ dintre care: Fellenius, Bishop, Janbu, Metoda de fricțiune și altele. Partea cea mai importantă a capitolului prezintă cele două variante de calcul a stabilității masivelor de teren folosind metoda elementelor finite și anume: Metoda reducerii rezistențelor parametrilor geotehnici și anume  $\Phi$  și  $c_p$ . Metoda reducerii constă în diminuarea rezistenței caracteristice a materialelor, cu un anumit factor de reducere, până când are loc pierderea stabilității structurii. Reciproca acestui factor de reducere este coeficientul de siguranță a structurii. Cea de a doua variantă e Metoda Stării de Tensiune. Această metodă constă în efectuarea în primă fază a analizei stării de tensiuni din taluz cu ajutorul metodei elementului finit. Apoi aceste tensiuni calculate din taluz sunt folosite pentru calculul factorilor de siguranță asociați mai multor suprafețe de alunecare considerate pentru metoda echilibrului limită. Printre aceste cazuri se numără și cel mai defavorabil, împreună cu suprafața de alunecare corespunzătoare. Metoda elementelor finite este o metodă relativ nouă care e nevoie de a fi testată și înțeleasă în profunzime.

În capitolul 4 se definește ce înseamnă fundației încastrate elastic în teren și se prezintă principiile și formulele ce stau la baza calculului unei fundații încastrate elastic în teren. Capitolul se încheie cu prezentarea acțiunilor speciale considerate în metoda elementelor finite privind structuri geotehnice cât și a unui program de calcul pentru fundațiile încastrate elastic.

Capitolul 5 se constituie dintr-un studiu de caz privind stabilitatea unui ecran de piloți în zona Constanța. Alunecarea și cedarea acestui ecran de piloți ar constitui un hazard antropic. Studiu de caz pune în evidență stabilitatea acestui ecran cât și măsuri de punere în siguranță a acestuia. Metodele de evaluare a stabilității sunt analitice și se constituie atât din metode clasice cât și numerice metoda elementelor finite. Pentru o analiză cât mai corectă a stabilității sunt necesare mai multe metode spre a fi folosite. Acest studiu arată relația dintre metodele de analiză a stabilității folosite. Alunecările de teren și cedările structurilor geotehnice sunt evenimente ce pot produce mari pagube materiale cât și umane de aceea ele sunt mereu în studiul inginerilor din domeniu civil și geotehnic.

Capitolul 6 prezintă un studiu de caz privind încercări experimentale „in-situ” pentru fundațiile panourilor fonoabsorbante pe autostrada Orăștie-Deva. Aceste încercări experimentale „in-situ” stau la baza încercărilor experimentale din laborator. Formele fundațiilor încastrate în teren sunt cilindrice și prismatice. Solicitățile sunt atât dinamice cât și statice. Tot în acest capitol se evidențiază programul de calcul realizat de autor pentru calculul fundațiilor încastrate elastic în teren. Căile de comunicare rutiere sunt în plină expansiune în țara noastră iar acestea pe multe porțiuni se învecinează cu așezări umane care au nevoie să fie protejate fonic de zgomotul din traficul rutier. Ca și soluție economică fundațiile încastrate elastic se pretează cel mai bine pentru fundarea stâlpilor pe care se fixează panourile fonoabsorbante.

Aceste considerente au stat la baza activității de cercetare efectuate.

#### 7.1.1 Concluzii asupra formulei de calcul propuse pentru calculul momentului încovoietor la fundațiile încastrate elastic în teren :

- variația curbelor momentului încovoietor a formulei noi și a formulei clasice sunt aproape identice;
- valoarea momentului încovoietor a formulei propuse și cea clasice au o variație procentuală sub 10%.

Din cele menționate mai sus se concluzionează acuratețea formulei propuse în cadrul tezei

De asemenea această formulă nouă poate fi de ajutor pentru calibrarea datelor de intrare în ceea ce privește metodele numerice și analitice.

#### 7.1.2 Concluzii asupra stabilității ecranului de piloți. Studiu de caz.

##### 7.1.2.1 Concluzii asupra stabilității folosind programul Plaxis V8.2 cu metoda SRM pe cele 2 studii geotehnice (2006, 2011):

- variația în funcție de suprasarcina considerată a factorului de siguranță atât în gruparea fundamentală cât și în cea seismică e sub 2%, pentru studiul geotehnic din 2006, cea ce înseamnă că e neglijabilă;
- variația în funcție de suprasarcina considerată a factorului de siguranță atât în gruparea fundamentală cât și în cea seismică e sub 15%, pentru studiul geotehnic din 2011, cea ce înseamnă că se află în domeniul de acceptabilitate;
- variația în funcție de anul studiului geotehnic 2006 și 2011 arată o variație de maxim 13% , un procentaj acceptat în literatura de specialitate.

Se poate constata astfel că terenul nu și-a schimbat caracteristicile în cei 5 ani dintre studiile geotehnice. Astfel în continuare se va folosi doar studiul geotehnic din 2011 și încărcarea de 180 kN/mp aferentă blocurilor de locuit și 30 kN/mp din traficul rutier.

#### 7.1.2.2 Concluzii asupra comparării tuturor metodelor de calcul stabilității ecranului de piloți:

- Programul Midas GTS NX  
se constată că valorile factorilor de siguranță sunt apropiați în ambele grupări variația maximă fiind de 23%. Aceasta arătând faptul că atunci când se dorește stabilirea stabilității masivelor de pământ e recomandat folosirea ambelor metode (SAM și SRM);
- Metode clasice (analitice) cu ajutorul Midas SOILworks  
se observă că variația factorului de siguranță e sub 10% ceea ce denotă acuratețea metodelor folosite cât și utilizarea programului de calcul. Factorul de siguranță dat de metodele clasice se va considera ca fiind media aritmetică a tuturor rezultatelor. Astfel valoarea finală va fi  $F_s=1.404$  în gruparea fundamentală și  $F_s=0.722$  în gruparea seismică;
- Compararea rezultatelor celor 2 programe de calcul folosind metoda elementelor finite și SRM. Plaxis V8.2 și Midas GTS NX.  
se constată faptul că variația factorului de siguranță, atât în gruparea cu seism cât și în cea fundamentală e sub 20%. Această variație e în domeniul de toleranță.  
Pentru comparațiile următoare se va lua în considerare media aritmetică a celor 2 programe de calcul.

#### 7.1.2.3 Compararea rezultatelor celor 3 metode folosite: Clasice (analitice), stării de tensiune (SAM) și reducerea valorii parametrilor $\phi$ și $c$ (SRM).

- Se observă că în gruparea fundamentală variația maximă a factorului de siguranță este de 30%, o diferență în limite rezonabile.
- Pentru gruparea cu seism variația coeficientului de siguranță tinde spre 50%, un procentaj destul de ridicat, dar care totuși e în limitele acceptabile deoarece variația parametrilor luați în considerare de fiecare analiză e de asemenea destul de ridicată.

#### 7.1.2.4 Concluzii finale asupra rezultatelor metodelor de calcul a coeficientului de siguranță

Factorul de siguranță final ca și medie aritmetică a tuturor valorilor este: gruparea fundamentală  $F_s=1.68$ ; gruparea cu seism  $F_s=1.10$

Aceste valori se apropie cel mai mult de metoda SAM, care are valorile  $F_s=1.67$  pentru gruparea fundamentală și  $F_s=1.23$  pentru gruparea cu seism, metodă care folosește atât concepte din metoda elementului finit cât și din metodele clasice (analitice).

În gruparea fundamentală factorul de siguranță arată faptul că ecranul de piloți nu e predispus cedării. Acest fapt nu este însă valabil și în gruparea cu seism

unde factorul de siguranță este  $F_s=1.10 < 1.25$  valoarea acceptată de literatura de specialitate . De aceea se impun măsuri pentru punere în siguranță a zonei.

#### 7.1.2.5 Concluzii și soluții de intervenție pentru punerea în siguranță a zonei

##### **A. Blocurile de locuințe A1 – A8**

- Realizarea de expertize tehnice pentru fiecare bloc A1 – A8 cu propuneri de soluții pentru consolidare.
- Consolidarea prin injectare a pernei de löess și a terenului de la fiecare bloc
- Realizarea unui cadru orizontal din beton armat la nivelul fundațiilor pentru mărirea rigidității bazei clădirilor și asigurarea legăturilor cu elementele de consolidare de la suprastructură .
- Monitorizarea blocurilor A4, A5 și A6 prin scanare laser terestră pentru determinarea deplasărilor și deformațiilor în 3D până la începerea lucrărilor de consolidare a structurilor de rezistență.

##### **B. Sistemul de drenare existent**

- Decolmatarea, consolidarea și extinderea sistemului actual, inclusiv asigurarea transportului și evacuării pentru drenarea apelor subterane.
- Monitorizarea lunară a etanșeității rețelelor subterane de apă și canalizare din lungul falezii.

##### **C. Strada Traian**

- Menținerea în continuare a închiderii circulației autovehiculelor.

##### **D. Incinta de fundare de la WTC – Constanța**

###### VARIANTA 1:

- În cazul întreruperii lucrărilor de execuție de peste 2 ani, după luna septembrie 2011, se impun reproiectarea și realizarea de ecrane pentru susținere cu ancoraje definitive.

###### VARIANTA 2:

- Umplerea întregii incinte actuale, în mod controlat, cu materiale granulare (balast, piatră spartă etc.). În acest fel se revine la forma inițială a falezii cu asigurarea echilibrului zonei. În zona axelor 11 – 13 se poate utiliza material drenant sau o structură metalică de sprijin, care să includă actuala structură din beton armat .

În ambele variante 1 și 2 se impune decolmatarea, consolidarea, extinderea și refacerea sistemului de drenare a apelor subterane, inclusiv asigurarea transportului și evacuării acestora din zona umpluturilor cu material drenant.

Alegerea uneia dintre soluțiile menționate (B1, B2) este obligatorie având în vedere factorii conjugați cu efect negativ asupra siguranței zonei în care se află 11 blocuri de locuințe A1 – A8 cu P + 8E și clădirile AR1 – AR3, având regim de înălțime S + P + 8E.

Dintre factorii negativi se menționează: comportarea în timp a terenului, variația nivelului apelor subterane, coroziunea ancorajelor, curgerea lentă a terenului din zona bulbului de ancoraj, zona seismică etc.

Se va evita folosirea unor tehnologii de lucru care să conducă la șocuri sau solicitări dinamice în teren pentru a nu afecta negativ capacitatea portantă a ancorajelor existente, în sensul reducerii drastice a acesteia și, în consecință, pierderea stabilității ecranelor de susținere de la incinta WTC – Constanța.

### 7.1.3 Concluzii asupra programului experimental privind fundațiile încastrate elastic în teren

Programul experimental a fost conceput în trei etape:

- studiul de caz. Încercări experimentale "in situ" pentru fundațiile stâlpilor din cadrele fonoabsorbante de pe autostrada Oraștie-Deva;
- încercări de laborator pe fundații, cilindrice și prismatice, încastrate elastic scalate 1:6 la solicitări statice ;
- încercări de laborator pe fundații, cilindrice și prismatice, încastrate elastic scalate 1:6 la solicitări dinamice.( trafic rutier).

#### 7.1.3.1 Concluzii asupra încercărilor "in situ" și rezultatelor metodelor de calcul

- Concluzii asupra încercărilor "in situ"

Stâlpul 1: forța maximă aplicată a fost de 3630daN. Deplasarea maximă a fost de 37.23mm, însă dacă din această deplasare reducem diferența de deplasare obținută la strângerea buloanelor ( $12,7-8,61=4,09\text{mm}$ ) rezultă o deplasare remanentă corectată de 35,75mm.

Stâlpul 2: forța maximă aplicată a fost de 3625daN. Deplasarea maximă a fost de 37,53mm, însă dacă din această deplasare reducem diferența de deplasare obținută la strângerea buloanelor ( $9,08-7,99=1,09\text{mm}$ ) rezultă o deplasare remanentă corectată de 36,44mm.

Stâlpul 3: forța maximă aplicată a fost de 3650daN. Deplasarea maximă a fost de 45,68mm, însă dacă din această deplasare reducem diferența de deplasare obținută la strângerea buloanelor ( $5,73-5,49=0,24\text{mm}$ ) rezultă o deplasare remanentă corectată de 45,44mm. Se face aici observația că stâlpul 3 era pe marginea unui taluz de aproximativ 10m înălțime, fiind una dintre cele mai defavorabile situații din punct de vedere al terenului de fundare.

Se constată faptul că variația deplasărilor celor 3 locații de încercare variază în jurul a 20 %, un procentaj care se încadrează în domeniul de acceptabilitate. Se observă de asemenea că cele 2 locații în care nu există taluz pe margine drumului, valorile deplasărilor sunt foarte apropiate. Variație sub 2%.

De asemenea când fundațiile încastrate elastic sunt plasate în apropierea unor taluzuri acest fapt trebuie luat în considerare în procesul de proiectare.

- Concluzii asupra comparației între încercările "in situ" și metodele de calcul. (MEF și FIES)

Se constată faptul că variația deplasărilor dintre încercările "in situ" și metoda elementelor finite (MEF) e sub 20% ceea ce denotă faptul că modelarea cu elemente finite e fidelă modelului real, astfel încât parametri definiți sunt utilizabili pentru analizele și încercările următoare.

Se observă că variația procentuală a deplasărilor, dintre încercările "in situ" și calculul cu FIES, e sub 35%, un procentaj ce se încadrează în limite acceptabile în domeniul geotehnic. Ceea ce validează programul FIES.

#### 7.1.3.2 Concluzii asupra încercărilor de laborator în regim static și rezultatelor metodelor de calcul

Concluzii asupra încercărilor de laborator.

Compararea grafică arată alura asemănătoare pentru FIEC și FIECIS, cu puncte de inflexiune aproximativ la aceleași nivele de încărcare. Alura curbei FIEP este diferită deși punctele de inflexiune tind spre valorile celor de la FIEC și FIECIS.

Se observă comportarea mai bună a fundațiilor încastrate elastic prismatice la acțiuni statice.

De asemenea se observă o diferență de 25% între FIEC și FIECIS, un procentaj în limitele de toleranță ceea ce certifică corectitudinea parametrilor geotehnici ai balastului din cuva de încercare și legilor de similitudine aplicate

Unde:

FIEC- fundație încastrată elastic de forma cilindrică din laborator;

FIEP- fundație încastrată elastic de forma prismatică din laborator;

FIECIS- fundație încastrată elastic de forma cilindrică din încercările "in situ" scalată 1:6.

#### 7.1.3.3 Concluzii asupra încercărilor experimentale și a rezultatelor metodelor de calcul (MEF)

Se constată că variația procentuală între analiză cu metoda elementelor finite și încercările de laborator este de sub 50% ceea ce arată faptul că analiză cu metoda elementelor finite este calibrată în spectrul de acceptabilitate.

Se observă comportarea mai bună la încercările statice ale fundației prismatice.

#### 7.1.3.4 Concluzii asupra încercărilor de laborator în regim dinamic (trafic rutier) și rezultatelor metodelor de calcul

- Analizele dinamice de tip time history scot în evidență o comportare mai bună a fundației cilindrice la 4 dintre cele 5 accelerograme.
- Încercările de laborator arată o comportare mai bună a fundațiilor de formă cilindrică. Cea ce arată faptul că fundațiile cilindrice au capacitate de a refracta undele seismice.
- Eliminând variațiile maxime și făcând media aritmetică a celorlalte se observă că variația procentuală între FIEP și FIEC, la acțiunile dinamice este de 30% ceea ce arată că atunci când se proiectează fundații încastrate elastic în teren situat lângă un drum rutier se pretează forma cilindrică.
- Diferențele procentuale dintre metodele folosite și încercările de laborator și cele in-situ arată că analizele au fost efectuate corespunzător și rezultatele sunt de încredere.
- De asemenea s-a arătat faptul că metodele de calcul se ajută reciproc pentru a se calibra cât mai bine
- se observă că influența vibrațiilor acțiunii traficului rutier este la nivelul de +15-20% față de încercările statice. Un procent ce trebuie luat în considerare atunci când se proiectează fundații încastrate elastic în teren în apropierea căilor rutiere.

## 7.2 Contribuții personale ale autorului

### Sinteza documentară

În cadrul capitolelor 2, 3 și 4 se detaliază aspectele teoretice ce au stat la baza celor două studii efectuate:

- caracteristicile generale privind stabilitatea incintelor de fundare și parametri geotehnici privind stabilitatea masivelor de teren;
- principalele metode de calcul a stabilității masivelor de pământ evidențiindu-se metodele clasice(analitice) și metoda elementelor finite;
- aspecte teoretice privind fundațiile încastrate elastic în teren .

### Contribuții teoretice

- Propunerea unei noi formule pentru calcul momentului încovoietor pentru fundațiile încastrate elastic.
- Realizarea unui program de calcul automat pentru fundații încastrate elastic având la baza algoritmul propus de M. Păunescu.
- Realizarea unor spectre de răspuns pentru vibrațiile induse de traficul rutier atât din măsurători din literatura de specialitate cât și experimentele efectuate.
- Realizarea unui program de calcul automat pentru fundații încastrate elastic având la baza relațiile teoretice din literatura de specialitate , normativul P 100/2013 și spectrele realizate pentru calculul fundațiilor încastrate elastic în teren considerând efectul din traficul rutier.

### Contribuții la calculul stabilității ecranului de piloți

- Modelarea cu două program de calcul diferite folosind metoda elementelor finite a ecranului de piloți și verificarea stabilității acestui
- Modelarea ecranului de piloți în vederea aplicarea metodei stări de tensiune (SAM) pentru evaluarea stabilității acestuia.  
Evaluarea stabilității ecranului de piloți cu metodele clasice  
Participarea la stabilirea soluțiilor pentru punerea în siguranța a zonei studiate.  
Evaluarea stabilității masivelor de teren cu diferite metode si programe de

calcul a evidențiat următoarele:

- folosirea mai multor metode duce la un rezultat mai precis;
- folosirea mai multor metode previne riscul unei greșeli majore;
- metoda cea mai apropiată de media tuturor metodelor folosite e cea care folosește atât elemente din metoda elementelor finite cât și din cele clasice. (SAM)

### Contribuții la cercetările experimentale.

Contribuția autorului la desfășurarea programului experimental a presupus o serie de activități:

- proiectarea standului experimental;
- aprovizionarea cu materiale necesare realizării încercărilor experimentale în laborator;



- realizarea modelelor scalate pentru încercările experimentale;
- realizarea analizelor de laborator pentru stabilirea caracteristicilor fizico-mecanice a balastului;
- efectuarea încercărilor experimentale "in situ";
- desfășurarea încercărilor proiectate și programate;
- înregistrarea datelor pe parcursul desfășurării încercărilor proiectate;
- prelucrarea datelor primare cu ajutorul programelor de calcul specializate acestui domeniu;
- reprezentarea tasărilor înregistrate pe terenul de fundare;
- interpretarea rezultatelor și prezentarea concluziilor.

#### Contribuții privind modelarea și calculul automat.

- Modelarea cu elemente finite a modelelor testate în dimensiuni reale ( pentru încercările experimentale realizate "in situ").
- Modelarea cu elemente finite a modelelor de laborator scalate 1:6 atât la acțiuni statice cât și dinamice.

Cercetările experimentale efectuate au pus în evidență următoarele:

- legile de similitudine și proiectarea experimentelor sunt valide deoarece încercările de laborator au avut rezultate apropiate de cele realizate "in situ";
- fundația încastrată elastic prismatică se comporta mai bine la acțiunile statice iar fundația încastrată elastic cilindrică se comportă mai bine la acțiunea dinamică;
- modelarea cu programele de calcul se poate calibra pentru a obține rezultate apropiate de cele experimentale.

Valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală

Diseminarea activității din cadrul programului de doctorat s-a făcut prin 9 lucrări publicate în țara și străinătate, în calitate de autor și coautor:

#### **1. Lucrări științifice publicate în reviste indexate Web of Science-WoS (ISI)**

1. Enache F., Singeorzan B., Miron F., Scarlat C., Improving weak soil bearing capacity using gravel cushion reinforced with geosynthetic materials, Revista Materiale Plastice . Acceptată spre publicare

#### **2. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice (Proceedings) indexate Web of Science-WoS (ISI) Proceedings**

1. Singeorzan, B., Vilceanu, C. -, & Scarlat, C. A. (2012). Verifying the stability of a 28 m high pile - wall from an excavation site using finite element method. Paper presented at the 12th International Multidisciplinary Scientific GeoConference and EXPO - Modern Management of Mine Producing, Geology and Environmental Protection, SGEM 2012, , vol2 pp347-354.

2. Miron, F. -, & Singeorzan, B. (2013). Comparassion case study regarding the behaviour in time of a reinforced concrete foundation mat of a historical building. Paper presented at the International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM, , vol2 pp33-40.

#### **3. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice (Proceedings) indexate BDI (cu specificarea BDI)**

1. Enache F., Singeorzan B., Scarlat C. A., Feier A. I. (2015), Experimental research on the behavior of the foundation cushions reinforced with geosynthetic materials undergoing static vertical loads, în: STEF 92 Technology Ltd. Sofia, Bulgaria, 15th Anniversary International Multidisciplinary Scientific Geoconference & Expo SGEM

2015, Albena, Bulgaria, 880 pag, ISBN 978-619-7105-32-2/ISSN 1314-2704/DOI 10.5593/sgem2015B12, , pag. 321-328 ,

2. Singeorzan B., Enache F., Miron F. C. (2015), Investigation of factors that caused slope failure in a site near mining exploitation, în: STEF 92 Technology Ltd. Sofia, Bulgaria, 15th Anniversary International Multidisciplinary Scientific Geoconference & Expo SGEM 2015, Albena, Bulgaria, 880 pag, ISBN 978-619-7105-32-2/ISSN 1314-2704/DOI 10.5593/sgem2015B12, , pag. 399-406 ,

3. Scarlat C. A., Enache F., Singeorzan B., (2015), Efficient foundation solution for an antiphon and antivibration enclosure made inside of basement of a existeing bilding, în: STEF 92 Technology Ltd. Sofia, Bulgaria, 15th Anniversary International Multidisciplinary Scientific Geoconference & Expo SGEM 2015, Albena, Bulgaria , 880 pag, ISBN 978-619-7105-32-2/ISSN 1314-2704/DOI 10.5593/sgem2015B12, , pag. 285-290

#### **4. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice**

1. B. Sîngeorzan, M. Marin. Soluții de fundare pentru turnuri eoliene. A XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații - Iași, Vol 2 ISSN 1844-850x pp367-372, 20-22 septembrie 2012

2. Felicia Niculescu, Florin Miron, Beniamin Sîngeorzan, Aurelian Gruin .Cercetări privind comportarea pernelor din balast armate cu material geosintetice solicitate în condiții statice și cvasidinamice, ,Revista Română de Geotehnică și Fundații, ISSN 1584-5958, Vol nr 1, 2014 pp51-54

3. Florin Miron, Beniamin Sîngeorzan, Felicia Niculescu ,Comportarea unui radier din beton armat la o clădire istorică cu vechimea de peste 100 de ani, ,Revista Română de Geotehnică și Fundații, ISSN 1584-5958, Vol nr 1, 2014 pp55-58

### **7.3 Direcții de cercetare în viitor**

E necesar studiul și calibrarea metodelor de calcul a fundațiilor încastrate elastic în teren deoarece sunt tot mai des folosite în lucrările de infrastructură. Această calibrare obținută prin studiu a diferite cazuri e benefică pentru viitoarele proiectării. Se recomandă studiul în vederea îmbunătățirii calibrării pentru un consum de material cât mai scăzut.

Se vor testa specimene cât mai aproape dimensiunile reale cele recomandate fiind 1:2

Se vor efectua un număr ridicat de încercări de laborator pentru o plaja cât mai ridicată

Se vor testa fundațiile încastrate elastic în teren și în alte tipuri de teren cum ar fi : argilă și nisip.

Direcțiile de cercetare viitoare privind stabilitatea masivelor de teren se constituie din realizare a cât mai multe studii de caz pentru îmbunătățirea principiilor de calibrare

Efectuare de teste experimentale în laborator asupra unor structuri geotehnice cu risc de pierdere a stabilități.

## Bibliografie

- [ 1 ] Aur.J. Fannin Long-Term Variations of Force and Strain in a Steep Geogrid-Reinforced Soil Slope JN Geosynthetics International VL 8 PG 81 – 96 UL <http://www.icevirtuallibrary.com/content/article/10.1680/gein.8.0187>
- [ 2 ] Bally, R.J., Stănescu, P. - Alunecările și stabilitatea versanților agricoli, Editura Ceres, București, 1977
- [ 3 ] Băncilă , L. Geologie inginerească, voi. II, Editura Tehnică, București , 1981
- [ 4 ] Beleş, A., Mihăilescu, Clemanșa., Mihăilescu, St. - Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, Editura Academiei, București 1958
- [ 5 ] Bergado D.T., G.V. Ramana, H.I. Sia, Varun, Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand, Geotextiles and Geomembranes, Volume 24, Issue 6, December 2006, Pages 371-393
- [ 6 ] Boboc, V., Zarojanu, Gh. H. - Terasamente rutiere, Editura Societății Academice "Matei Teiu Botez", Iași 2005
- [ 7 ] Boldurean A. (2008) – Contribuții privind studiul stabilității masivelor de pământ, Teză de Doctorat, Editura Politehnica, Timișoara
- [ 8 ] Bogdan O. (2005) – Caracteristici ale hazardurilor/riscurilor climatice de pe teritoriul României, Natural and anthropogenic hazards, Mediul Ambient, nr. 5, pp. 26-36. [ 9 ] Botu N, Musat V , Geotehnica, Editura "Societății Academice Matei-Teiu Botez"-Iași
- [ 10 ] Bilă, M. -Baraje din materiale locale, Editura Tehnică, București, 1977
- [ 11 ] Bishop a.w the stability of earth dams , thesis university of London,1952
- [ 12 ] Budhu, M. -Soil mechanics and foundations, John and Sons, Inc. 2000
- [ 13 ] Bei-bei Yang, Yong Chen , The fluid-solid coupling analysis of three-dimensional slope based on abaqus, Applied Mechanics and Materials, Volumes 353 – 356, August 2013, pages 663-668]
- [ 14 ] Caquot A., Kerisel,J.,Tratat de mecanica pământurilor , Editura Tehnică, București , 1968
- [ 15 ] Costet, J., Sanglerat, G. - Cours pratique de mecanique des sols, Dunod, Paris 1969
- [ 16 ] Desai C. S.,M. M. Zaman,J. G. Lightnerh. J. Siriwardane Thin-layer element for interfaces and joints international journal for numerical and analytical methods in geomechanics volume 8,issue 1, pages 19–43,january/february 1984

- [ 17] Delenne, Jean-Yves and El Youssoufi, Moulay Saïd and Cherblanc, Fabien and Bénéat, Jean-Claude, Mechanical behaviour and failure of cohesive granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, John Wiley & Sons, Ltd., 200
- [ 18] Dickens J.M., J.M. Nakagawa, and M.J. Wittbrodt, "A Critique of Mode Acceleration and Modal Truncation Augmentation Methods for Modal Response Analysis" Computers & Structures, Vol 62, No. 6, 1997, pp. 985-998
- [ 19] Dron, A. - Geotehnică pentru hidroameliorații, Editura Ceres, București, 1984
- [ 20] Enache F. Sîngeorzan B. , Miron F., Scarlat C., Improving weak soil bearing capacity using gravel cushion reinforced with geosynthetic materials, Revista Materiale Plastice
- [ 21] Fellenius W. , Calculation of stability of earth dams , Trans 2nd Conf. on Large Dams, Washington 1936
- [ 22] Feyen L., Dankers R., Barredo J.I., Kalas M., B´odis K., Roo A.D. & Lavallo C. (2006) – Flood risk in Europe in a changing climate. EUR22313 EN. Luxembourg: European Commission Joint Research Centre, Institute of Environment and Sustainability
- [ 23] Filliat, G., eds.- La pratique des sols et fondations, Editions du Moniteur, Paris, 1981
- [ 24] Florea M.N. (1979) – Alunecări de teren și taluze, Editura Tehnică, București.
- [ 25] Florea, M.N.- Mecanica rocilor, Editura Tehnică. București, 1983
- [ 26] Fredlung D.G. Krahn J. Comparisons of slope stability methods of analysis, Canadian Geotechnical Journal, 14, pp 429-439
- [ 27] Gonghui Wang, Kyoji Sassa, Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: effects of grain size and fine-particle content, Engineering Geology, Volume 69, Issues 1–2, April 2003, Pages 109-125, ISSN 0013-7952
- [ 28] Gradin, V. - Stabilitatea terasamentelor de cale ferată, voi I, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor , 1963/ 1964
- [ 29] Gens A. , Alonso E. E., Aznalcóllar , Dam failure. part 2: stability conditions and failure mechanism, géotechnique, volume 56, issue 3, 01 may 2006 , pages 185 –201
- [ 30] Griffiths D.V., P.A. Lane , Slope Stability analysis by finite elements, geotechnique 49,387-403, 1999
- [ 31] Herban I.S. (2006) - Contribuții la aplicarea metodelor topografice la studiul și urmărirea deplasărilor construcțiilor și ale terenului, Teză de Doctorat, Editura Politehnica, Timișoara.
- [ 32] Haida V., Marin M., Mirea M. (2004) – Mecanica pământurilor, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara.

- [ 33] Herban I.S. (2008) – Conception and Possible Results for Interdisciplinary Planning of Landslides Areas From Romania, *RevCad – Journal of Geodesy and Cadastre*, pp. 99–104.
- [ 34] Hilber H.M, T.J.R. Hughes, and R.L. Taylor, "Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 5, No. 3, 1977, pp. 283-292
- [ 35] Himawan Supangkat, *On finite element analysis of nonlinear consolidation*, Massachusetts institute of technology, August 1994
- [ 36] Hubbert, M. K. (1956, January 1). Darcy's Law and the Field Equations of the Flow of Underground Fluids. Society of Petroleum Engineers.
- [ 37] Kok Sien Ti ,A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application, <http://ejge.com/2009/Ppr0985/Ppr0985ar.pdf>
- [ 38] Ioan, N.G., Ioan, A.N.- Îndrumător pentru dimensionarea construcțiilor hidrotehnice, Editura Ceres, București, 1983
- [ 39] Idriss I.M., Boulanger R.W. (2010) – Lichefierea pământurilor în timpul cutremurelor, Editura Politehnica, Timișoara
- [ 40] Ian Finn , Finite-Element analysis of seepage trough dams, *Journal of soil mechanics & Foundations div*, vol 93, pages 41-48, august 2004
- [ 41] Ivan B. Gratchev, Kyoji Sassa, Victor I. Osipov, Viatcheslav N. Sokolov, The liquefaction of clayey soils under cyclic loading, *Engineering Geology*, Volume 86, Issue 1, 25 July 2006, Pages 70-84, ISSN 0013-7952, <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.0>
- [ 42] Janbu N. , Stability analysis of slopes with dimensionless parameter, D. Sc. Tehsis, Harvard Soil Mechanics, Serie Nr 46, 1954
- [ 43] Jianhong Zhang, Qianjun Xu, Zuyu Chen, Seepage analysis based on the unified unsaturated soil theory, *Mechanics Research Communications*, Volume 28, Issue 1, January–February 2001, Pages 107-112, ISSN 0093-6413
- [ 44] Lancellotta R. ,*Geotechnical engineering* ,Rotterdam, Brookfield , 1995
- [ 45] Lateș, M., Zaharescu, E. ,*Stabilitatea malurilor și taluzurilor*, Editura Ceres, București , 1977
- [ 46] Lee I.K., Whitw W., Ingles O.G. - *Geotechnical engineering*, Pitman 1983
- [ 47] Lehr,H. Stănescu,E.Andrei,S., Manoliu I . ,*Metode de proiectarea și executarea fundațiilor*, Editura Tehnică, București, 1963
- [ 48] Lungu I., Stanciu A., Boți N. (2002) , *Probleme Speciale de Geotehnică și Fundații*, Editura Junimea, Iași
- [ 49] LI Rucheng,Wang Fuming,Effect of rainfall infiltration on stability of mudstone-soil mixture embankment[J];*Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*;2008-11
- [ 50] Manual de utilizare Plaxis 2D, V8.2

- [ 51] Manual de utilizare TNO DIANA, [www.tnodiana.com](http://www.tnodiana.com)
- [ 52] Manual de utilizare midas gts nx ([www.manual.midasuser.com](http://www.manual.midasuser.com))
- [ 53] Marinescu, C. -Asigurarea stabilității terasamentelor și versanților, voi. I și II, Editura Tehnică, București, 1998
- [ 54] Manea, Sanda - Evaluarea riscului de alunecare a versanților, Editura Conspress, București , 1998
- [ 55] Marin M., Mirea M. (2011) – Sisteme de fundare a construcțiilor, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara.
- [ 56] Marin, M., Păunescu, M. - Model combinat de calcul pentru terenul de fundare. A V-a Conferință națională de geotehnică și fundații, ClujNapoca, septembrie 1983.
- [ 57] Marin M., Pantea P., Sîngeorzan B. Expertiză stabilitate WTC 2011
- [ 58] Marin, M. - Algoritm de calcul privind interacțiunea statică dintre construcție și teren. A VI-a Conferință națională de geotehnică și fundații, Galați, 1987.
- [ 59] Matsui, T. and San, K-C., Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique, Soils and Foundations, vol. 32, no. 1, pp. 59-70. 1992.
- [ 60] Mehmet M. Berilgen, Investigation of stability of slopes under drawdown conditions, Computers and Geotechnics, Volume 34, Issue 2, March 2007, Pages 81-91, ISSN 0266-352X,]
- [ 61] Miron, F. -, & Sîngeorzan, B. (2013). Comparation case study regarding the behaviour in time of a reinforced concrete foundation mat of a historical building. Paper presented at the International Multidisciplinary Scientific GeoConference Surveying Geology and Mining Ecology Management, SGEM, , vol2 pp33-40
- [ 62] Negoită, Al. ,Aplicații ale ingineriei seismice, Editura Tehnică, București 1988
- [ 63]. Newmark M., "A Method of Computation for Structural Dynamics," ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 5, No. EM3, 1959, pp. 67-94
- [ 64] Nicolescu L. , Tehnologia stabilizării pământurilor, Editura Ceres, București, 1975
- [ 65] Niculescu Felicia, Florin Miron, Benjamin Sîngeorzan, Aurelian Gruin .Cercetări privind comportarea pernelor din balast armate cu material geosintetice solicitate în condiții statice și cvasidynamice, ,Revista Română de Geotehnică și Fundații, ISSN 1584-5958, Vol nr 1, 2014 pp51-54
- [ 66] Osama Hunaidl, Cars vibrations in buildins, construction tehnology update no 39, issn 1206-1220, natinaol research council of Canada,Canada, 2000
- [ 67] Păunescu M, Pop V, Geotehnică și Fundații, Editura Didactică și pedagogică, București 1982

- [ 68] Păunescu M, Ștefnică M, Marin M, Soluții și tehnologii moderne de industrializare a fundațiilor pentru stâlpi cu solicitării complexe, Editura Marineasa, isbn 973-631-236-6, 2005
- [ 69] Potyondy, J. G. (1961) Skin friction between various soils and construction materials, *Géotechnique* 11(4), 339-353.
- [ 70] Popa A., Farcaș V. - Geotehnică, Editura U .T. Press, Cluj-Napoca, 2004
- [ 71] Popescu, M. - Stabilitatea taluzurilor și versanților Institutul de Construcții București, 1982
- [ 72] Popovici, N.- Stabilizarea versanților, Un iversitatea Tehnică "Oh. Asachi", Iași, 1994
- [ 73] Raileanu P., V. Musat, E Tibichi, Alunecari de teren studiu si combatere, casa de editura venus , iasi 2001 , isbn973-8174-08-2
- [ 74] Rocha, M. (1957): "The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models," Proc. 4 th ICSMFE, Vol. 1, pp. 183-188.
- [ 75] Sanglera t G., Olivari, G., Cambou, b. - Problemes pratiques de mecaniques des sols et de fondations, Borda, Paris, 1983
- [ 76] Sîngeorzan, B., Vilceanu, C. -, & Scarlat, C. A. (2012). Verifying the stability of a 28 m high pile - wall from an excavation site using finite element method. Paper presented at the 12th International Multidisciplinary Scientific GeoConference and EXPO - Modern Management of Mine Producing, Geology and Environmental Protection, SGEM 2012, , vol2 pp347-354.
- [ 77] Sîngeorzan B., Enache F., Miron F. C. (2015), Investigation of factors that caused slope failure in a site near mining exploitation, în: STEF 92 Technology Ltd. Sofia, Bulgaria, 15th Anniversary International Multidisciplinary Scientific Geoconference & Expo SGEM 2015, Albena, Bulgaria, 880 pag, ISBN 978-619-7105-32-2/ISSN 1314-2704/DOI 10.5593/sgem2015B12, , pag. 399-406
- [ 78] Sîngeorzan B, M. Marin. Soluții de fundare pentru turnuri eoliene. A XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații - Iași, Vol 2 ISSN 1844-850x pp367-372, 20-22 septembrie 2012
- [ 79] Scarlat C. A., Enache F., Sîngeorzan B., (2015), Efficient foundation solution for an antiphon and antivration enclosure made inside of basement of a existeing bilding, în: STEF 92 Technology Ltd. Sofia, Bulgaria, 15th Anniversary International Multidisciplinary Scientific Geoconference & Expo SGEM 2015, Albena, Bulgaria , 880 pag, ISBN 978-619-7105-32-2/ISSN 1314-2704/DOI 10.5593/sgem2015B12, , pag. 285-290
- [ 80] Schweiger H. . Numerical methods in geotehcnical engineering, taylor & Francisc group , london , isbn 0-415-40822-9
- [ 81] Segmental retaining wall global stability, national concrete masonry association, 2010

- [ 82] Sillion, T. - Geologie, geotehnică și fundații vol. I, II, III, Rotaprint, I. P. Iași, 1971 -1973
- [ 83] Stabilité des talus i versants naturelles, LCPC nr. Special 11 I mars 1976
- [ 84] Stanciu A., Lungu I. , Fundații, editura tehnică ,isbn 10 973-31-2291-2,bucuresti 2006
- [ 85] Sultan N., P. Cochonat, M. Canals, A. Cattaneo, B. Dennielou, H. Haflidason, J.S. Laberg, D. Long, J. Mienert, F. Trincardi, R. Urgeles, T.O. Vorren, C. Wilson, Triggering mechanisms of slope instability processes and sediment failures on continental margins: a geotechnical approach, Marine Geology, Volume 213, Issues 1–4, 15 December 2004, Pages 291-321, ISSN 0025-3227
- [ 86] Susumu Iai, Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1-g gravitational field, soils and foundations Vol. 29, No. 1, 105-118, Mar. 1989 Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineer
- [ 87] Taylor D.W. , Stability of earth slopes, Journal of Boston Society of civil Engineering 24, pp197-246,1937
- [ 88] Teodorescu A., Popescu Al., Mecanica rocilor În minerit ,Editura Tehnică, București 1982
- [ 89] Trifunac M. D., Response envelope spectrum and interpretation of strong earthquake ground motion, Bulletin of the Seismological Society of America, 1971, vol 61(2), pg343-356].
- [ 90] Vilceanu Clara – Beatrice, Utilizarea tehnologiilor geodezice moderne pentru monitorizarea, prelucrarea și analiza unor alunecări de teren și construcții din pământ armat, Editura politehnica, ISBN 978-606-554-754-4
- [ 91] Zaruba, Q., Menci, V. ,Alunecările de teren și stabilizarea lor, Editura Tehnică, București, 1974
- [ 92] Zamfirescu, FI.- Stabilitatea taluzurilor. Biblioteca Universității București, 1975
- [ 93] Zamfirescu I, FI., Comșa, R., Matei, . - Rocile argiloase în practica inginerescă, Editura Tehnică, București , 1985
- [ 94] Zienkiewicz O.C., CBE, FRS, R.L. Taylor and J.Z. Zhu ,The Finite Element Method Set,ISBN: 978-0-7506-6431-8,1975
- [ 95] ZHANG Ga ZHANG Jian-min (Institute of Geotechnical Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China); Experimental study on cyclic behavior of interface between soil and structure[J]; Chinese Journal of Geotechnical Engineering; 2004-02
- [ 96] Wei W.B., Y.M. Cheng, L. Li, Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods, Computers and Geotechnics, Volume 36, Issues 1–2, January–March 2009, Pages 70-80, ISSN 0266-352X, <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.03.003>.
- [ 97] Winterkorn, Hans F. and Fang, Hsai-Yang; eds. - Foundation Engineering Hand-book, Van Nostrand Reinhold , New York, 1975



STASURI SI NORMATIVE

- [ 98] NP 123 Normativ privind proiectarea geotehnică a fundațiilor pe piloții
- [ 99] NP 120-13 Normativ privind cerintele de proiectare si execuție a excavatiilor adanci in zone urbane
- [ 100] Eurocod 2 Proiectarea structurilor din beton
- [ 101] SR EN 1997-1:2006 Normativ privind proiectarea lucrărilor de susținere
- [ 102] STAS 39850-81
- [ 103] STAS 1917-73 Normativ pentru protecția contra coroziunii a construcțiilor metalice îngropate
- [ 104] STAS 1913/1-82 Teren de fundare. Determinarea umidității
- [ 105] P100-2013 Cod de proiectare seismică