

CONTRIBUȚII LA STUDIUL FOLOSIRII MATERIALELOR GEOSINTETICE PENTRU REALIZAREA SISTEMELOR DE FUNDARE A CONSTRUCȚIILOR SUPUSE LA SOLICITĂRI STATICE ȘI DINAMICE

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

Ing. Felicia Niculescu – Enache

Conducător științific:
Referenți științifici:

prof.univ.dr.ing. Marin Marin
prof.univ.dr.ing. Mușat Vasile
C.S.I. dr.ing. Maria Ștefănică
conf.univ.dr.ing. Bogdan Ion

Ziua susținerii tezei: 28.04.2014.

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|---|--|
| 1. Automatică | 9. Inginerie Mecanică |
| 2. Chimie | 10. Știința Calculatoarelor |
| 3. Energetică | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 4. Ingineria Chimică | 12. Ingineria sistemelor |
| 5. Inginerie Civilă | 13. Inginerie energetică |
| 6. Inginerie Electrică | 14. Calculatoare și tehnologia informației |
| 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații | 15. Ingineria materialelor |
| 8. Inginerie Industrială | 16. Inginerie și Management |

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, 2014

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./fax 0256 403823
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” din Timișoara.

Mulțumiri deosebite se cuvin conducătorului de doctorat prof.dr.ing. Marin Marin pentru îndrumarea sa competentă pe tot parcursul perioadei de pregătire a prezentei teze de doctorat.

Mulțumesc întregului colectiv de profesori din cadrul Departamentului de Căi de Comunicații Terestre, Fundații și Cadastru pentru sfaturile competenete oferite, care mi-au fost de un real ajutor și mi-au dat tot sprijinul în pregătirea și realizarea activității de cercetare.

De asemenea doresc să exprim mulțumirile mele Domnilor profesori referenți ai tezei de doctorat, respectiv Doamnei Dr. Ing. Maria Ștefănică și Domnilor Dr. Ing. Ion Bogdan și Dr. Ing. Vasile Mușat, care au avut răbdarea și amabilitatea de a recenza teza și aprecia teza și de a recomanda susținerea publică a acesteia.

Doresc să exprim mulțumiri întregului colectiv al INCĐ URBAN INCERC Sucursala Timișoara și în special Domnului ing. Constantin Prăun, pentru sfaturile și suportul logistic oferit.

Mulțumesc întregii familii, prietenilor și colegilor mei care mi-au fost alături cu sfaturi și încurajeri și în special părinților mei, pentru educația primită și ajutorul moral și material.

Nu în ultimul rând doresc să mulțumesc fiicei mele Iulia, care la vârsta de 5 ani a înțeles nu pot să-i dedic întregul timp dorit de ea, dar sper că atunci când va fi mare, va fi mândră de mama sa .

Timișoara, aprilie 2014

Felicia Niculescu-Enache

NICULESCU – ENACHE, FELICIA

Contribuții la studiul folosirii materialelor geosintetice pentru realizarea sistemelor de fundare a construcțiilor supuse la solicitări statice și dinamice

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 120, Editura Politehnica, 2014, 350 pagini, 39 figuri, 27 tabele.

ISSN:1842-581X

ISBN:978-606-554-832-9

Cuvinte cheie: acțiuni dinamice, materiale geosintetice, perne de fundare, pământ armat, îmbunătățirea terenului de fundare
Rezumat,

Extinderea arealului construit determină necesitatea construirii chiar și pe amplasamente cu capacitate portantă scăzută, neluarea măsurilor adecvate de consolidare poate conduce la producerea de daune însemnate, datorită deformațiilor terenului ce cauzează tasarea fundațiilor și introducerea de eforturi în structură, putând duce până la colapsul acesteia. Acțiunile dinamice ce acționează asupra terenurilor și structurilor geotehnice precum cutremure, explozii, funcționarea mașinilor, operațiunile de construcții, activități miniere, trafic, vânt etc. pot modifica uneori radical, atât calitativ cât și cantitativ proprietățile de rezistență și caracteristicile geotehnice ale pământurilor. Armarea cu materiale geosintetice a terenului de fundare cu capacitate portantă inferioară solicitărilor aduse de suprastructură și deformații semnificative, a apărut ca soluție alternativă față de alte modalități de îmbunătățire a terenurilor de fundare. Activitatea de cercetare s-a concretizat prin realizarea unui program experimental în cadrul căruia s-au realizat perne de fundare din materiale granulare (balast) în interiorul cărora s-au dispus armături din materiale geosintetice de natura geogriurilor (biaxiale și triaxiale) și geocelulelor (cu înălțime și alveole mari și cu înălțime și alveole mici) și au fost realizate înregistrări ale deformațiilor terenului (tasărilor) și a vitezelor de vibrație, care ulterior au fost comparate cu varianta nearmată, atât în condiții de laborator cât și în teren natural. Aceste experimente au pus în evidență faptul că metoda de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare prin realizarea de perne de fundare din balast armate cu materiale geosintetice prezintă un triplu efect: de scădere a valorii tasărilor, de reducere a energiei vibrațiilor și economii de materiale.

CUPRINS

1. Introducere	9
1.1. Obiectivul lucrării	9
1.2. Materialele geosintetice și aplicațiile lor	10
1.3. Obiectul și conținutul tezei de doctorat	13
2. Definiție, tipuri, caracteristici fizico-mecanice și domenii de utilizare a materialelor geosintetice	18
2.1. Principalele tipuri de materiale geosintetice – definiție, fabricație, utilizări ...	18
2.1.1. Geotextile	18
2.1.2. Geomembrane	22
2.1.3. Geogrilă	25
2.1.4. Georețele	27
2.1.5. Geocompozite	28
2.2. Funcții	30
2.2.1. Filtrarea	30
2.2.2. Drenarea	31
2.2.3. Etanșarea	31
2.2.4. Funcția de container	32
2.2.5. Protecția	32
2.2.6. Separarea	32
2.2.7. Controlul antierozional	32
2.2.8. Armarea	33
2.3. Avantajele și dezavantajele utilizării materialelor geosintetice.....	34
2.3.1. Avantaje	34
2.3.2. Dezavantaje	34
2.4. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții	34
2.4.1. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări de consolidare a masivelor de pământ	36
2.4.2. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări de drumuri	39
2.4.3. Utilizarea materialelor geosintetice la realizarea platformelor	40
2.4.4. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări de căi ferate	41
2.4.5. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări hidrotehnice	43
2.4.6. Utilizarea materialelor geosintetice la depozitele de deșeuri solide	44
2.4.7. Utilizarea materialelor geosintetice la fundarea construcțiilor	45
3. Concepte și metodologii în proiectarea pământului armat ca teren de fundare	47
3.1. Principiul pământului armat	47
3.1.1. Necesitatea apariției pământului armat	47
3.1.2. Categoriile de terenuri consolidate prin metoda înlocuirii	48
3.2. Alcătuirea și proprietățile materialelor	51
3.2.1. Pământul	52
3.2.2. Materialele geosintetice	52
3.3. Mecanismul de transfer	54
3.3.1. Mecanismul de transfer eforturi pământ-geogrilă	55
3.3.2. Mecanismul de transfer eforturi pământ-geocelulă	59
3.4. Operațiuni tehnologice pentru realizarea de perne de fundare din pământ armat	62
3.5. Metode de calcul a pernelor de fundare nearmate	64

6 Cuprins

3.6. Metode de calcul a pernelor de fundare armate	69
3.6.1. Mecanismele de cedare a pernelor armate	70
3.6.2. Determinarea capacității portante a pernelor armate	71
3.6.2.1. Metoda Binquet și Lee	71
3.6.2.2. Metoda Huang și Tatsuoka	74
3.6.2.3. Metoda Ochiai et al.	76
3.6.2.4. Metoda Huang și Menq's	78
3.6.2.5. Metoda Wayne și al.	79
3.6.2.6. Metoda Michalowski	81
3.6.2.7. Metoda Apoorva Agarwal, Swami Saran, Mukerjee	82
3.7. Influența parametrilor de armare asupra capacității portante a pernei armate	88
3.7.1. Influența parametrilor de armare asupra capacității portante a pernei armate – încărcări statice	88
3.7.1.1. Distanța de la fundație până la primul strat de armare ..	90
3.7.1.2. Distanța dintre straturile de armătură pe direcție verticală	91
3.7.1.3. Lungimea geosinteticului	92
3.7.1.4. Numărul de straturi de armare	92
3.7.1.5. Comparație între analiza numerică și rezultatele experimentale	93
3.7.2. Influența parametrilor de armare asupra capacității portante a pernei armate – încărcări ciclice	95
4. Comportarea terenului de fundare la acțiunea vibrațiilor	100
4.1. Despre acțiunile dinamice asupra terenului de fundare	100
4.2. Propagarea undelor prin medii continue deformabile	104
4.2.1. Generalități	104
4.2.2. Deformații specifice	105
4.2.3. Explicarea legăturii dintre deformații și tensiuni	106
4.2.4. Ecuația generală a undelor longitudinale sau de dilatație	107
4.2.5. Ecuațiile undelor de tensiune	108
4.2.5.1. Unde de compresiune	108
4.2.5.2. Unde de forfecare	109
4.2.5.3. Unde Rayleigh	110
4.3. Rezistența la forfecare a pământului	112
4.4. Rezistența la forfecare a pământului	119
4.4.1. Generalități	119
4.4.2. Rezistența la forfecare a pământului	119
4.4.3. Rezistența la forfecare a pământului în condiții dinamice	121
4.4.3.1. Rezistența la forfecare a pământurilor necoezive în condiții dinamice.....	122
4.4.3.2. Rezistența la forfecare a pământurilor coezive în condiții dinamice.....	128
4.5. Caracteristicile de deformabilitate și de amortizare ale pământurilor solificate dinamic.....	134
4.5.1. Generalități	134
4.5.2. Determinarea parametrilor (G_d , E_d) prin metode de laborator	137
4.5.3. Determinarea parametrilor (G_d , E_d) prin metode de investigare „ in situ”	138
4.5.4. Relații de calcul ale lui G_d pentru pământuri necoezive	142

4.5.5. Relații de calcul ale lui G_d pentru pământuri coezive	145
4.5.6. Determinarea factorului de amortizare la pământurile necoezive ..	145
4.5.7. Determinarea factorului de amortizare la pământurile coezive ...	146
5. Analiza numerică a modelului experimental pentru perne din balast armate cu materiale geosintetice	147
5.1. Descrierea generală a metodei elementelor finite	147
5.2. Modelul numeric	149
5.3. Rezultate	152
5.3.1. Varianta nr.1 – balast nearmat	152
5.3.2. Varianta nr.2 – balast armat cu 2 geogriile	153
5.3.3. Varianta nr.3 – balast armat cu 1 geocelulă	155
5.3.4. Varianta nr.4 – balast armat cu 2 geocelule	157
5.4. Concluzii	161
6. Cercetări experimentale privind comportarea pernelor din balast armate cu materiale geosintetice supuse la acțiuni statice și dinamice	162
6.1. Comportarea pernei de fundare realizată din balast și balast armat supusă la acțiunea solicitărilor statice	162
6.1.1. Amplasament	162
6.1.2. Premisele încercării	162
6.1.3. Materiale folosite	162
6.1.4. Descrierea încercării	164
6.1.5. Echipamente folosite	169
6.1.6. Prezentarea rezultatelor	169
6.1.7. Concluzie	170
6.2. Comportarea pernei de fundare realizată din balast și balast armat supusă la acțiunea solicitărilor statice și dinamice în laborator	171
6.2.1. Amplasament	171
6.2.2. Premisele încercării	171
6.2.3. Materiale folosite	173
6.2.4. Descrierea încercării	177
6.2.4.1 Descrierea încercării cu pernă de balast nearmată	177
6.2.4.2 Descrierea încercării cu pernă de balast armată cu 2 geogriile	177
6.2.4.3 Descrierea încercării cu pernă de balast armată cu 1 geocelulă	178
6.2.4.4 Descrierea încercării cu pernă de balast armată cu 2 geocelule	178
6.2.5. Echipamente folosite	180
6.2.6. Desfășurarea încercării	182
6.2.7. Prezentarea rezultatelor	183
6.2.8. Concluzie	196
6.3. Comportarea pernei de fundare realizată din balast și balast armat supusă la acțiunea solicitărilor statice și dinamice în teren natural	198
6.3.1. Amplasament	198
6.3.2. Premisele încercării	198
6.3.3. Materiale folosite	198
6.3.4. Descrierea încercării	204
6.3.5. Echipamente folosite	207
6.3.6. Metoda de încercare	209
6.3.7. Prezentarea rezultatelor	211
6.3.8. Concluzie	247

8 Cuprins

7. Concluzii, contribuții personale și direcții pentru cercetări viitoare ...	251
7.1. Concluzii finale	251
7.2. Contribuții personale	253
7.3. Valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală	255
7.4. Direcții de cercetare în viitor	257
Bibliografie	258
Listă figuri.....	269
Listă tabele	275
Anexe	277
A1	277
A2	290
A3	334

1. INTRODUCERE

1.1 Obiectivul lucrării

Includerea diferitelor materiale în pământ a fost folosită de mii de ani. Astfel în imperiul Roman această tehnologie a fost folosită la construcția drumurilor pentru stabilizarea acestora [81].

Armarea cu materiale geosintetice a terenului de fundare care prezintă o capacitate portantă inferioară solicitărilor aduse de suprastructură și deformații semnificative, a apărut ca soluție alternativă față de alte modalități de îmbunătățire a terenurilor de fundare. Utilizarea materialelor geosintetice este eficientă pentru a omogeniza condițiile de fundare ale căror caracteristici variază în plan.

Termenul de geosintetice este general și cuprinde întregul domeniu de produse sintetice folosite cu scopul de a rezolva probleme geotehnice. Acesta include produse de mai multe categorii: geotextile, geogriile, georețele, geomembrane, geocompozite, geocelule precum și combinații de materiale enumerate anterior. Majoritatea produselor geosintetice sunt fabricate din polimeri sintetici precum polipropilena, poliesterul, polietilena, poliamida, PVC, etc. Aceste materiale au rezistență mare la degradarea chimică și biologică și pot fi prelucrate ca să atingă exigențele de rezistență, deformație la întindere și să asigure o bună aderență cu pământul armat.[143]

În prezent activitatea de cercetare a pământului armat folosit ca teren de fundare are ca scop precizarea modului de dispunere a elementelor de armare, determinarea metodelor de calcul a pământului armat precum și crearea de proceduri de punere în operă în funcție de tipul și caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor geosintetice în funcție de caracteristicile pământului folosit ca pernă de fundare și tipul de solicitări care se aplică sistemului de fundare.

La nivel mondial s-au realizat teorii de calcul folosind diverse programe specializate de calcul combinând diverse tipuri de terenuri (nisip, argilă, balast) cu diverse tipuri de materiale pentru armare (geogriile, geocelule, geomembrane), care au fost sau nu verificate pe cale experimentală fie în laborator fie în lucrări de construcții.

În comparație cu alte domenii de aplicare a materialelor geosintetice, folosirea materialelor geosintetice pentru armarea terenurilor de fundare a construcțiilor solicitate la acțiuni dinamice nu a cunoscut o amploare la fel de mare precum armarea masivelor de pământ, deoarece comportarea armăturii geosintetice și mecanismul de cedare a structurii armate în urma solicitărilor dinamice nu este pe deplin elucidată.

În România, folosirea materialelor geosintetice la lucrările de construcții, respectiv pentru armarea terenurilor de fundare, este reglementată de următoarele normative în vigoare: NP 075-02 – "Normativ pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții", [143], GP 093-06 – "Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armat cu materiale geosintetice și metalice"[144] și STAS 14475 – Umpluturi armate [146].

Prezenta teză de doctorat se înscrie așadar în preocupările actuale în domeniu, în scopul observării comportamentului terenurilor de fundare armate cu

materiale geosintetice solicitate la forțe statice și dinamice. Pentru realizarea obiectivului propus în cadrul lucrării se va prezenta un amplu program experimental cuprinzând experimente efectuate în condiții de laborator și în teren natural și corelarea rezultatelor cu modelarea numerică.

1.2 Materialele geosintetice și aplicațiile lor

La început materiale din fibre naturale, fabricate sau vegetație, se amestecau cu pământ pentru îmbunătățirea calității drumului, mai ales dacă realizarea drumului se făcea pe terenuri moi, cu capacitatea portantă mică predispuse la deformații. Folosirea acestui sistem de îmbunătățire a pământului s-a folosit și la construcția piramidelor din Egipt pentru stabilizarea pantelor și realizarea zidurilor de sprijin, la templele din Babilon acum circa 3000 de ani.[81][6]

Problema fundamentală în cazul folosirii materialelor vegetale precum lâna, bumbacul, etc., este biodegradarea naturală a materialului de către microorganismele din pământ. După descoperirea materialelor sintetice la mijlocul secolului al 20-lea, materialele au devenit mult mai rezistente în timp.

Primele utilizări ale materialelor geosintetice au fost pentru armarea drumurilor în statul Carolina de Sud în anul 1926, dar polimerii din care erau fabricate geosinteticele au intrat în producția comercială după 30 de ani, începând cu PVC (polivinil clorură) în anul 1933, LDPE (polietilenă de joasă densitate) și PA (poliamidă, nylon) în anul 1939, EPS (poliester expandat) în anul 1950, PET (poliester) în anul 1953 și PP (polipropilenă) și HDPE (polietilenă de înaltă densitate) în anul 1955. Geomembranele au fost folosite la realizarea de canale pentru transportul apei începând cu anul 1950.

În decursul anilor 1950÷1960, a început fabricarea mai multor produse folosite pentru separarea și filtrarea straturilor, respectiv între umpluturi granulare și terenuri de fundare cu capacitate portantă mică. Acele produse, denumite actualmente geosintetice, au fost apoi folosite pentru funcția de armare la proiecte de protecție a coastelor maritime în Olanda și SUA.

În decursul anilor 1960÷1970, în Franța a început fabricarea materialelor geotextile cu ace perforate, neșesute, folosite pentru armarea straturilor suport la autostrăzi și șine de cale ferată. Începând cu anul 1965 a început și utilizarea sinteticului CSPE (clorosulfonat de polietilenă).

Conceptul de pământ armat în accepțiunea sa modernă este datorat inginerului francez Henry Vidal,[60] care a demarat cercetările încă din anii '50 și care a brevetat invenția sa în 1962, folosind procedeul la realizarea unor ziduri de sprijin. Armăturile introduse în pământ, având drept rol preluarea eforturilor de întindere, au fost inițial metalice, sub formă de benzi, materialele geosintetice apărând ceva mai târziu pentru această aplicație. Introducerea geosinteticelor sub formă de armături în pământ a revoluționat conceptul de pământ armat, permițând dezvoltarea de noi produse specifice, ca și de noi tehnologii.

În decursul anilor 1970÷1980, s-au folosit pentru prima dată materiale geosintetice pentru lucrări de filtrare a agregatelor la partea inferioară a barajului de la Valcross, Franța (17 m înălțime) (Giraud 1992) și apoi au fost folosite pentru armarea zidurilor de sprijin, pantelor, etc. Georețelele au fost folosite la lucrări de umpluturi ușoare în Norvegia 1972. În 1977 la Paris a avut loc prima conferință care a adunat laolaltă primii producători și utilizatori de materiale geosintetice. În SUA a început procesul de standardizare de către ASTM (Societatea Americană pentru Testarea Materialelor).

În decursul anilor 1980÷1990, a început folosirea materialelor geosintetice pentru construcția depozitelor de deșeuri cu sistem de etanșare bazat pe rețele de geotextile celulare în Franța în anul 1980 iar prima aplicație a georețelelor a fost în statul Virginia, SUA, în anul 1984. Societatea Internațională de geosintetice (IGS) a fost fondată în anul 1982, publicând primul volum în anul 1984, aceasta organizează câte o conferință la fiecare 4 ani. În anul 1980 Koener și Welsh au scris prima carte despre materialele geosintetice.

Începând cu anul 1990 au fost publicate multe standarde care reglementează folosirea materialelor geosintetice de către ASTM (Societatea Americană pentru Testarea Materialelor) în SUA, ISO (Organizația Internațională de Standardizare) în Elveția, BSI (Institutul de Standardizare Britanic) în Marea Britanie. În anul 1995 a fost publicat pentru prima dată al doilea jurnal internațional intitulat „Geosynthetic International”.

În 1994 a luat ființă Asociația Română a Geosinteticilor (ARG), ulterior devenită parte a Societății Internaționale de Geosintetice (IGS), asociație profesională non-profit care reunește producătorii autohtoni, reprezentanții celor străini, proiectanții, utilizatorii, cercetătorii implicați în acest domeniu și care își propune să se implice activ în promovarea acestor materiale, în activitatea de elaborare de normative, standarde, ghiduri tehnice de aplicare.

Cuvântul „geosintetic” este format din prefixul „geo” care se referă la utilizarea finală, asociată cu creșterea performanțelor la lucrările de inginerie civilă privind pământul și sufixul „sintetic” care face referire la faptul că materialele sunt aproape exclusiv fabricate de către om. Materialele folosite pentru producerea geosinteticilor sunt în primul rând polimeri derivați din produse petroliere, cauciuc, fibre de sticlă, etc. Se folosesc și produse naturale (iută, bumbac, lână, nucă de cocos) dar acestea sunt folosite în lucrări speciale, în aplicații temporare datorită degradării naturale în timp. Aceste produse se numesc „geonaturale” și au o durată de viață mică.

Termenul de geosintetice este general și cuprinde întregul domeniu de produse sintetice folosite cu scopul de a rezolva probleme geotehnice.

Acesta include produse de mai multe categorii: geotextile, geogriile, georețele, geomembrane, geocompozite, geocelule precum și combinații de materiale enumerate anterior. Majoritatea produselor geosintetice sunt fabricate din polimeri sintetici precum polipropilena, poliesterul, polietilena, poliamida, PVC, etc. Aceste materiale au rezistență mare la degradarea chimică și biologică și pot fi prelucrate ca să atingă exigențele de rezistență, deformație la întindere și să asigure o bună aderență cu pământul armat.

Materialele geosintetice se produc într-o gamă largă de forme și materiale, fiecare cu domenii diferite de utilizare.[143], [144], [71], [75].

Au fost identificate circa 150 de aplicații la care pot fi folosite geosinteticele dar ele îndeplinesc 6 funcții principale: filtrarea, drenarea, separarea, armarea, protecția, control antierozional. Folosirea geosinteticilor la lucrările de construcții prezintă numeroase avantaje, unele cu caracter general, altele legate de aplicația specifică pentru care sunt utilizate. [143]

Evoluția materialelor geosintetice pe plan internațional a fost una spectaculoasă, poate cea mai spectaculoasă din domeniul materialelor și tehnologiilor pentru construcții, în doar zece ani reușind să ajungă de la statutul de material specific, minor, la o industrie internațională, la miliarde de metri pătrați puși în operă și la tehnologii adiacente și domenii de aplicare ce nu încetează să se dezvolte și să se extindă [54].

În ultimul timp a creascut cererea de creare de structuri geotehnice la prețuri cât mai mici și cu un impact asupra mediului cât mai scăzut. Unul dintre domeniile în care se folosește pe scară largă pământul armat ca alternativă la soluțiile clasice, cu avantaje din punct de vedere economic și al protecției mediului, este realizarea structurilor de sprijin armate. În urma cercetărilor la nivel de laborator dar și după monitorizarea structurilor de sprijin solicitate la acțiuni severe (seismice) s-a observat că acestea prezintă caracteristici mai bune decât structurile tradiționale solicitate la acțiuni dinamice. Astfel structura este mai ieftină chiar proiectată la solicitări severe, presupune costuri de realizare mai mici, timp mai realizare mai scurt și la final prezintă condiții estetice mai bune.

Cele mai importante aspecte privind impactul asupra mediului a unui zid de sprijin de beton armat, privesc materiile prime, respectiv betonul, fierul dar și costul transportului materiilor, în comparație cu un zid de sprijin armat cu materiale geosintetice la care se folosește pământ aflat pe amplasament, eventual îmbunătățit și geosintetice. Impactul specific asupra schimbării mediului la construcția 1 m de zid de sprijin de 3 m înălțime este de circa 1 tonă de CO₂/m echivalent cu circa 84% față de varianta cu beton armat, pentru o durată de viață de 100 de ani [44]. Relevantă este comportarea unui zid de sprijin realizat în localitatea Tanata, Japonia [100].



Fig.1.1. Vedere înainte de cutremur a) după cutremur Kobe 1995 b) [100]

S-a monitorizat un zid de sprijin în Japonia, construit din blocuri modulare și materiale geosintetice tip geogrid HDPE cu înălțimea de 8 m, din anul 1995 până în anul 2012. În martie 2011 a avut loc cutremurul cu intensitatea de 8.1, epicentrul aflându-se la circa 330 km, seismometrul aflat în apropierea construcției a înregistrat accelerații de 183 cm/s² (NS) și 323 cm/s² (EV). S-au înregistrat deformațiile din momentul construcției (1995) până la momentul cutremurului, la care s-au adăugat deformațiile cauzate de mișcarea seismică, cumulând 200mm la partea superioară, dar considerând că procesul de fisurare se va dezvolta constant, construcția poate fi exploatată încă 100 de ani.[45]

Monitorizarea deformațiilor zidurilor de sprijin se face în Japonia cu un sistem de senzori Mems (Micro Electro Mechanical System), ce folosesc comunicarea wireless către sistemul de recepție. Se înregistrează astfel atât deformațiile provenite de la încărcările statice, dinamice (trafic) diferențe de temperatură sau seismice[76]

În funcție de configurarea terenului și caracteristicile de rezistență și stabilitate, aceste sisteme constructive se combină, astfel un zid de sprijin poate fi construit pe o fundație cu piloți dacă stratul bun de fundare se află la adâncimi considerabile. [39].

Și în țara noastră s-au realizat ziduri de sprijin și taluzuri armate cu geosintetice, respectiv la drumului de centură a localității Arad [90], la armarea terasamentelor aferente podului de la Cutina, jud. Timiș [112], realizarea de ziduri de sprijin pe un versant în cadrul proiectului ansamblului rezidențial Bellevue Residence Brașov [81], realizarea structurii de sprijin pentru consolidarea drumului de acces în Piatra Neamț [24], stabilizarea unui drum amplasat pe un taluz cu pantă accentuată în Prăjești [22] etc.

La realizarea deponeurilor ecologice [96] [94] sau amenajarea unui lac artificial în stațiunea montană Voineasa [98] geosinteticele sunt folosite pentru etanșare [96]. Comportarea bună la solicitări statice și dinamice (trafic, seism, etc.) a zidurilor de sprijin [46] [115] a creat premisa folosirii materialelor geosintetice și pentru armarea pernelor de fundare realizate pe terenuri cu capacitate portantă scăzută.

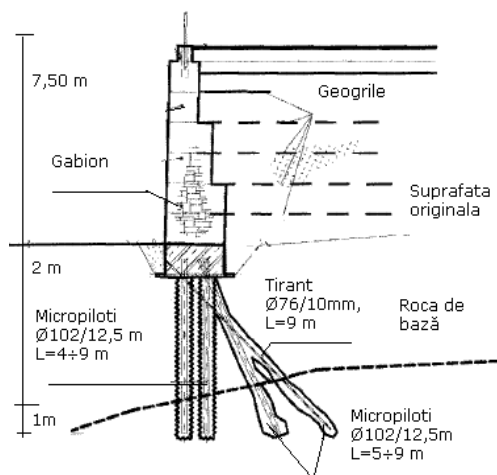


Fig.1.2. Zid de sprijin pe piloți [39]

Fig.1.3. Zid de sprijin armătură-geogrilă [86]

1.3. Obiectul și conținutul tezei de doctorat

Prezenta lucrare de doctorat are ca obiectiv principal studiul posibilității îmbunătățirii terenurilor slabe de fundare prin crearea de perne de balast armate cu materiale geosintetice.

Actualmente domeniul geosinteticele este reglementat în România printr-un normativ în care se descriu aceste materiale, tipurile, funcțiile pe care le pot îndeplini și categoriile de lucrări la care se folosesc, precum și caracteristicile fizico-mecanice și modalitățile de testare ale acestora. Ghidul de proiectare prezintă modul de calcul a pământului armat folosit pentru zidurilor de sprijin și pante armate dar nu prezintă modul de calcul și dispunere a armăturii pentru perne de fundare armate cu materiale geosintetice.

Realizarea pernelor de fundare sunt o alternativă la soluțiile de fundare pe piloți atunci când această soluție este mai avantajoasă din punct de vedere tehnico-

economic, putându-se astfel realizarea de fundații de suprafață după ce în prealabil terenul a fost consolidat. În țara noastră există zone extinse în care există terenuri ce nu pot susține construcții ce transmit încărcări semnificative terenului de fundare. Așa cum este detaliat la cap.3.2.1, fundarea pe terenuri cu capacitate portantă scăzută necesită o atenție sporită în etapa de proiectare datorită deformațiilor terenului încă din perioada realizării, respectiv pe perioada exploatării prin solicitarea la încărcări statice, dar mai ales în cazul solicitărilor dinamice provenite din diverse surse (cap. 4.1) și în special de la solicitări seismice (cap.4.5).

Extinderea arealului construit determină necesitatea construirii chiar și pe amplasamente cu umpluturi aflate în diverse stadii de consolidare [51]. Neluarea măsurilor adecvate de consolidare poate conduce la producerea de daune însemnate, datorită deformațiilor terenului ce cauzează tasarea fundațiilor și introducerea de eforturi în structură, putând duce până la colapsul acesteia. Este importantă evaluarea corectă a parametrilor de rezistență a pământului din amplasament, iar dacă există dubii se poate corela cu o activitate de cercetare experimentală pe amplasament [97]. Mărirea daunelor poate fi amplificată dacă se estimează că construcția va fi solicitată la acțiuni dinamice (funcționarea utilajelor, trafic rutier sau feroviar în apropiere) sau se află într-o zonă cu risc seismic ridicat.

Comportarea terenurilor sub încărcări dinamice poate prezenta aspecte diferite față de comportarea la încărcarea statică, astfel unele terenuri sub încărcări dinamice își sporesc rezistența prin compactare (nisipuri afânate) la altele se produce scăderea rezistenței la forfecare a pământului (nisipuri saturate, sau argile sensibile) aceste aspecte fiind detaliate în capitolul 4.3, având ca efect creșterea deformațiilor [25] [36].

Utilizarea materialelor geosintetice pentru armarea pernelor de fundare solicitate la încărcări statice este un domeniu în care s-au efectuat numeroase cercetări experimentale, în laborator și de urmărire a comportării în timp a lucrărilor la care s-au folosit, chiar dacă comportamentul nu sunt pe deplin elucidat și normele de proiectare nu prevăd suficiente metode de calcul.

Cercetarea pernelor de fundare armate cu privire la comportarea acestora la încărcări dinamice este încă la început, datorită complexității realizării experimentelor în laborator și cu atât mai mult în teren natural datorită costurilor de realizare a experimentelor și modul în care testele la scară redusă pot reflecta fidel comportamentul la scară reală. În literatura de specialitate se găsesc cercetări mai ales în condiții de laborator pe platforme vibrante care simulează încărcările ciclice generate de trafic (rutier sau feroviar) sau chiar de tip seism. Aceste teste însă nu iau în considerare modul de propagare, transmitere, atenuare sau amplificare a vibrațiilor funcție de terenul de pe amplasament.

Dacă în cazul zidurilor de sprijin se găsesc numeroase studii privind urmărirea comportării în timp (mai ales după cutremure) a lucrărilor la care s-au folosit materiale geosintetice, din păcate în literatura de specialitate se găsesc prea puține astfel de studii privind comportarea pernelor de fundare armate, astfel încât concluziile să poată genera teorii de calcul și norme de proiectare precise.

Astfel chiar și normativul din Marea Britanie are doar o anexă cu caracter informativ privind comportarea la acțiuni dinamice. Așadar acest domeniu este în continuare în studiu și cumularea rezultatelor cercetărilor la nivel mondial poate duce în viitor la clarificarea problemelor specificate anterior. Având în vedere faptul că aproape tot teritoriul țării noastre este solicitat la cutremure, expansiunea demografică și extinderea arealului construit pentru activități industriale (ce pot genera varii solicitări dinamice), coroborat cu faptul că pe o mare parte din teritoriul

tării se găsesc terenuri cu capacități portante scăzute (vezi cap. 3.2.1) constituie premisa alegerii acestei teme de studiu.

Pentru realizarea acestuia s-a efectuat un **amplu studiu documentar** cu privire la:

- tipurile de materiale geosintetice folosite pentru armarea terenurilor de fundare și modul în care dispunerea acestora poate determina o creștere a capacității portante a pernei de fundare;

- tipurile de pământuri cu capacitate portantă scăzută care se consolidează prin metoda realizării de perne de fundare armate;

- tipurile de sollicitări dinamice și modul în care acestea determină scăderea capacității portante a terenului (prin scăderea rezistenței la forfecare) și pot mări deformațiile terenului.

După analiza stadiului de cercetare actual și cadrului normativ în vigoare s-a conceput un **program experimental**, structurat în **trei etape**:

- Studiul pernelor de fundare solicitate la încărcări statice;

- Studiul pernelor de fundare solicitate la încărcări statice și dinamice în condiții de laborator (platformă vibrantă cu mișcare pe direcție orizontală);

- Studiul pernelor de fundare solicitate la încărcări statice și dinamice în condiții de teren natural (cu diverse surse de vibrație în regim permanent și șocuri verticale);

În cadrul acestor experimente s-au realizat perne de fundare din materiale granulare (balast) în interiorul cărora s-au dispus armături din materiale geosintetice de natura geogriurilor (biaxiale și triaxiale) și geocelulelor (cu înălțime și alveole mari și cu înălțime și alveole mici) și au fost realizate înregistrări ale deformațiilor terenului (tasărilor) și a vitezelor de vibrație, care ulterior au fost comparate cu varianta nearmată.

Rezultatele obținute pe cale experimentală au fost comparate cu cele rezultate din **calcul analitic** realizat cu programul de calcul TNO Diana.

Lucrarea de față este structurată pe șapte capitole.

Capitolul 1 intitulat „*Introducere*” prezintă scopul și obiectivele lucrării cât și structura acesteia. Se pune în evidență actualitatea, oportunitatea și importanța economico-socială a temei cercetate în cadrul acestei teze de doctorat, prin prezentarea istoricului folosirii materialelor geosintetice în domeniul geotehnicii și evidențierea dezvoltării utilizării lor la tot mai multe categorii de lucrări datorită beneficiilor și funcțiilor pe care le îndeplinesc și necesitatea continuării procesului de cercetare a utilizării acestora pentru realizarea pernelor de fundare armate, datorită insuficienței normelor de proiectare și metodelor de calcul.

Capitolul 2 cu titlul „*Definiție, tipuri, caracteristici fizico-mecanice și domenii de utilizare a materialelor geosintetice*” descrie în mod succint gama materialelor geosintetice, definirea și identificarea acestora. Pentru fiecare tip se prezintă lucrările la care se utilizează și funcțiile pe care le îndeplinesc în cadrul lucrării. Aceste exemplificări sunt însoțite de poze și schițe. Pentru stabilirea calității acestora se precizează pe scurt caracteristicile fizice, mecanice, hidraulice, etc. care trebuie testate cu scopul unei utilizări eficiente. Încercările care se efectuează pentru determinarea caracteristicilor de rezistență sunt precizate în standardele specifice fiecărei categorii. și aferente domeniile de utilizare a acestora și funcțiile pe care le îndeplinesc. La final sunt prezentate avantajele și dezavantajele folosirii acestora.

Capitolul 3 denumit „*Concepte și metodologii în proiectarea pământului armat ca teren de fundare*” în care se enunță principiul pământului armat, care presupune introducerea în teren a materialelor geosintetice cu scopul preluării eforturilor de întindere și necesitatea apariției sale ca metodă de îmbunătățire a terenurilor de fundare cu proprietăți portante scăzute și deformabilitate ridicată.

Se face o succintă prezentare a terenurilor cu capacitate portantă scăzută și o clasificare a metodelor de îmbunătățire a acestora. Ulterior se prezintă materialele ce constituie acest material compozit, respectiv tipurile de pământ și materiale geosintetice care se folosesc precum și mecanismul de conlucrare a acestora detaliat funcție de tipul de geosintetic folosit (geogridurile sau geocelulele).

Se descriu operațiunile tehnologice necesare pentru punerea în operă a pernelor de fundare armate cu materiale geosintetice.

Pentru proiectarea pământului armat, se prezintă metodele de calcul consacrate în literatură precum și modul de dispunere a armăturii, parametrii de calcul și modul în care aceștia pot influența capacitatea portantă a materialului.

Capitolul 4 intitulat „*Comportarea terenului de fundare la acțiunea vibrațiilor*” în care se trece în revistă gama acțiunilor dinamice și parametrii de calcul ai rezistenței pământurilor în condiții statice respectiv dinamice. Se descriu tipurile de unde și fenomenul de propagare a undelor prin medii continue, deformațiile și modul de calcul a tensiunilor ce se dezvoltă în pământ datorită mișcării acestuia.

Se prezintă pe scurt specificul mișcării seismice, modul de transmitere și de amplificare a acesteia funcție de condițiilor geologice din amplasment, punându-se în evidență fenomenul de amplificare al efectelor seismice de la roca de bază la suprafață de către terenurile slabe de fundare, fenomen ce determină daune importante construcțiilor.

În a doua parte se descrie modul de calcul al rezistenței pământurilor în funcție de tipul acestora (coezive și necoezive) și de tipul de solicitare. Se prezintă modul în care parametrii de calcul a rezistenței și caracteristicile de deformabilitate și amortizare a pământului sunt influențate de acțiunea dinamică (acelerația mișcării vibratorii sau ciclice).

Capitolul 5 cu titlul „*Analiza numerică a modelului experimental pentru perne din balast armate cu materiale geosintetice*” este compus din patru subcapitole în care tratează noțiuni cu caracter general despre programul de calcul și se exemplifică cu ajutorul figurilor generate de programul de calcul diagramele de solicitări pentru fiecare variantă a pernei de fundare din balast armată cu materiale geosintetice solicitată la încărcări statice. Rezultatele analizei numerice folosind metoda elementului finit, cu programul TNO Diana, efectuate asupra pernelor de fundare, solicitate la încărcări statice, în diferite variante de armare cu materiale geosintetice au fost comparate cu cele rezultate pentru încercarea pe perna nearmată. În toate variantele, în calcul s-au folosit aceleași caracteristici ale materialelor geosintetice și ale pământului și aceleași dimensiuni geometrice pentru elementul de fundație și pentru perna de balast precum cele prezentate la cap. 6.3, rezultatele obținute pe cale analitică fiind comparate cu cele obținute pe cale experimentală în terenul natural.

Capitolul 6 denumit „*Cercetări experimentale privind comportarea pernelor din balast armate cu materiale geosintetice supuse la acțiuni statice și dinamice*” prezintă programul experimental ce se desfășoară pe parcursul a trei etape:

- primul studiu - comportarea pernei de fundare din balast armată cu materiale geosintetice solicitată la încărcări statice;

- al doilea studiu - comportarea pernei de fundare din balast armată cu materiale geosintetice solicitată la încărcări statice și dinamice (platformă vibrantă) în condiții de laborator;

- al treilea studiu - comportarea pernei de fundare din balast armată cu materiale geosintetice solicitată la încărcări statice și dinamice (vibrare în regim permanent) în condiții de teren natural.

În cadrul fiecărei etape se specifică premisele încercării, materialele și echipamentele folosite, desfășurarea încercării și rezultatele obținute.

Capitolul 7 intitulat „*Concluzii, contribuții personale și direcții pentru cercetări viitoare*” prezintă concluziile și contribuțiile proprii, privind etapele de realizare a tezei ce cuprind: sinteza documentară în cadrul căreia se prezintă gama materialelor geosintetice, lucrările la care se folosesc, avantajele și dezavantajele folosirii lor, principiul și realizarea pământului armat cu detalierea conceptelor și metodele de calcul privind armarea terenului de fundare și diversitatea acțiunilor dinamice ce pot acționa asupra terenurilor de fundare și modul în care rezistența pământului este afectată de acțiunea acestora), modelarea analitică folosind programul de elemente finite TNO Diana și realizarea activităților experimentale, calculul și prezentarea rezultatelor. Se pune în evidență eficiența folosirii materialelor geosintetice pentru armarea pernelor de fundare din material granular solicitate la încărcări statice dar mai ales dinamice, în condiții de laborator și în teren natural, prin scăderea deformațiilor în teren, creșterea modulului de deformare transversală G (creșterea rezistenței pământului armat) și scăderea vitezelor vibrațiilor respectiv scăderea energiei de deformație la perioadă predominantă (mai ales în cazul dispunerii de geogriduri). La final se prezintă diseminarea rezultatelor cercetării precum și propunerea direcțiilor viitoare de cercetare.

2. DEFINIȚIE, TIPURI, CARACTERISTICI FIZICO-MECANICE ȘI DOMENII DE UTILIZARE A MATERIALELOR GEOSINTETICE

Materialele geosintetice sunt produse cu structură plană realizate din materiale polimerice și care sunt utilizate împreună cu pământurile, rocile sau alte materiale în domeniul construcțiilor.

2.1. Principalele tipuri de materiale geosintetice – definire și utilizări

În cele ce urmează sunt prezentate, conform terminologiei IGS (Societatea Internațională de Geosintetice), definițiile, proprietățile și posibilele utilizări ale principalelor tipuri de materiale geosintetice conform normativ NP 075-02 – “Normativ pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții”, [143] și GP 093-06 – “Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armat cu materiale geosintetice și metalice” [144].

2.1.1. Geotextile

Geotextilele sunt țesături permeabile realizate din fibre sau fire textile. Fig. 2.1. Majoritatea sunt realizate din fibre sintetice, dar există și geotextile realizate din fibre naturale (iuta, de exemplu). Polimerii utilizați sunt polipropilena, poliesterul, polietilena și poliamida sub formă de fibre sau fire (monofilament, multifilament etc.). Geotextilele pot fi: țesute, nețesute, tricoturi, consolidate prin interțesere sau termosudare. Sunt utilizate în special pentru funcțiile hidraulice (filtrare, drenare), dar și pentru separare, armare, protecție și containere.

Geotextilele se realizează de obicei din polimeri. Polimerii cel mai frecvent utilizați sunt: polipropilena (PP), poliesteri (PES) și mai rar poliamida (PA) și polietilena (PE). Materia primă este prelucrată sub formă de filamente, fibre și fire, iar pentru geotextilele speciale se utilizează și alte forme cum ar fi benzile tăiate din folii sau benzi extrudate, foliile și elemente profilate din material plastic. În sensul tradițional ele sunt textile doar că materialele naturale precum bumbacul, lâna, iuta, mătase, etc., au fost înlocuite cu materiale sintetice care au rezolvat problema biodegradării în timp.



Fig. 2.1 Materiale geotextile [144]

Aceste materiale au peste 100 de aplicații specifice datorită funcțiilor pe care le îndeplinesc.

I. Cu rol de filtru, geotextilele pot fi utilizate la diferite tipuri de construcții:

- ziduri de sprijin, fig. 2.2;
- drumuri și căi ferate,
- depozite de deșeuri,
- construcții hidrotehnice, puțuri, filtre

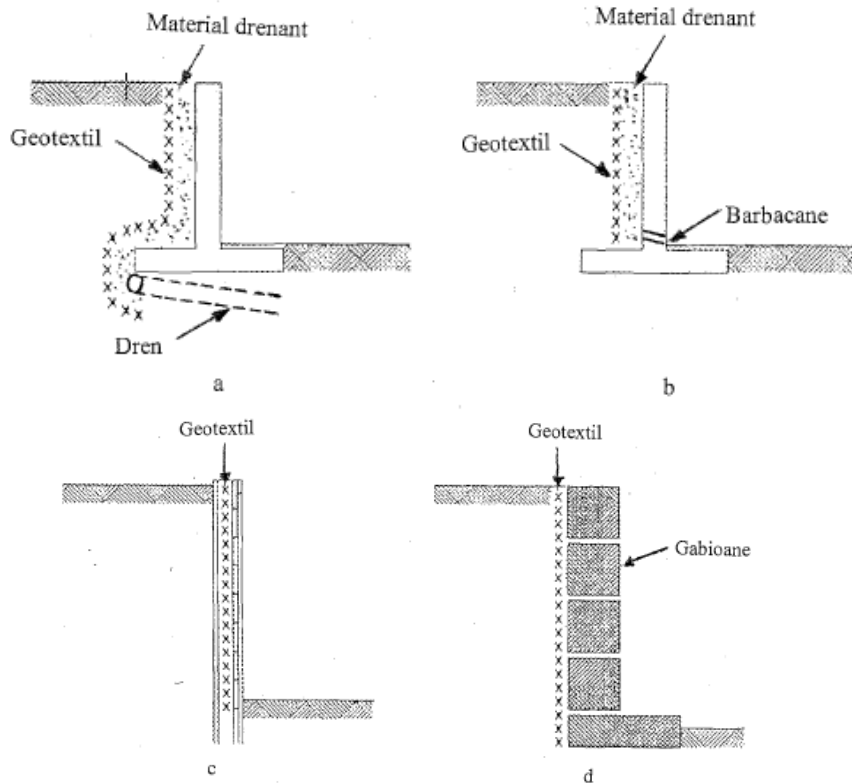


Fig. 2.2 Utilizarea geosinteticelor cu rol filtrant în spatele zidurilor de sprijin [144]
 a) Zid de sprijin cu dren subteran
 b) zid de sprijin cu barbacane
 c) Sprijinire temporară
 d) zid de sprijin din gabioane

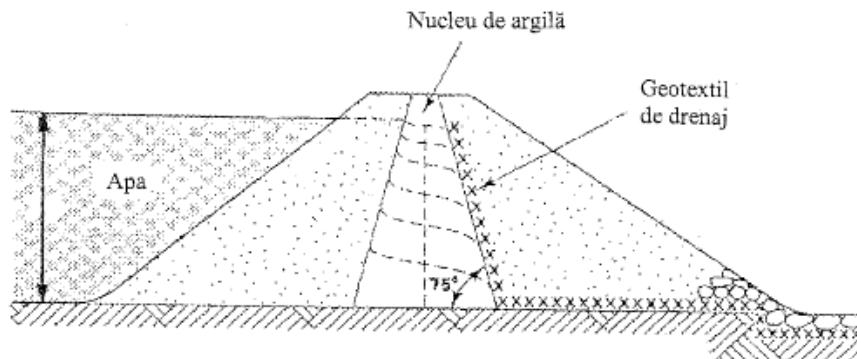


Fig. 2.3 Utilizarea geosinteticelor la diguri din materiale locale, cu rol de drenaj [144]

II. Cu funcție drenantă, geotextilele se utilizează la:

- sistemele de drenaj ale diferitelor construcții (baraje, ziduri de sprijin, drumuri, căi ferate, depozite de deșeuri), fig. 2.3.;
- pentru realizarea de saltele drenante, bariere anticapilare sau drenuri verticale pentru accelerarea consolidării.

III. Cu rol de protecție, geotextilele se folosesc pentru protejarea geomembranelor sau a altor materiale contra perforării statice sau dinamice. Fig. 2.4.

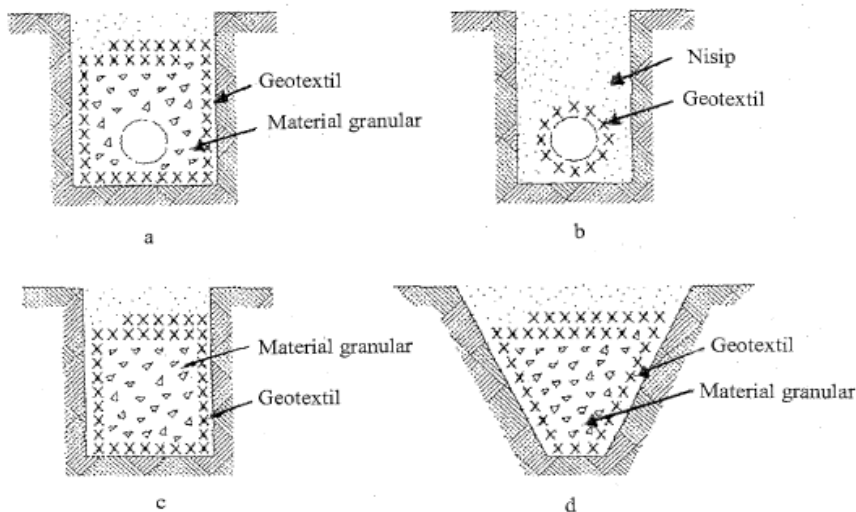


Fig. 2.4 Utilizarea geosinteticelor cu rol filtrant la realizarea de sisteme de drenaj [144]
a) Tub drenant în strat granular învelit în textil;
b) Tub învelit în geotextil în strat de nisip,
c), d) Strat granular învelit în geotextil, fără tub drenant

IV. Ca separator, geotextilele se utilizează:

- între stratul de agregat și teren la fundațiile de drumuri și căi ferate;
- între terenul de fundare și corpul digurilor și rambleelor;
- între deșeurile depozitate și sistemul de etanșare – drenaj, la depozitele de deșeuri;
- între straturile vechi și noi de îmbrăcăminte bituminoasă, la lucrările de reabilitare a drumurilor, pentru a împiedica sau întârzia transmiterea fisurilor din stratul suport în îmbrăcămintea bituminoasă nouă, fig. 2.5.

V. Cu rol de armare, geotextilele de mare rezistență se folosesc, fig. 2.6:

- la drumuri, căi ferate, ramblee sau depozite de deșeuri fondate pe terenuri slabe,
- la realizarea de structuri de sprijin din pământ armat,
- la realizarea de taluzuri abrupte armate,
- la lucrări de reabilitare a pantelor cu potențial de alunecare;
- la armarea îmbrăcăminților bituminoase la drumuri.

Geotextilele antierozionale se utilizează pentru protecția pantelor contra eroziunii de suprafață în diverse aplicații.

Containerele din geotextile sunt elemente discontinue (saci), sau continue, umplute cu material granular, beton sau alte materiale utilizate la:

- consolidarea și protecția malurilor;
- protecția fundațiilor sub apă;
- piloți în terenuri moi;
- diguri, praguri în albie sau protecții de coastă.

Geotextilele realizate din nucă de cocos (fibre de nucă de cocos) sunt o soluție populară pentru controlul eroziunii, stabilizarea de pantă și bioinginerie. Rezistența mecanică a țesăturii acestor materiale poate dura aproximativ 3-5 ani, în funcție de greutatea țesăturii ce se degradează în humus, fapt folositor pentru îmbogățirea solului.

Înainte de utilizare, funcție de specificul lucrării la care vor fi folosite, se alege tipul de geotextil cel mai adecvat, funcție de caracteristicile fizice ale acestuia.



Fig. 2.5 Utilizarea geosinteticelor cu rol de separare

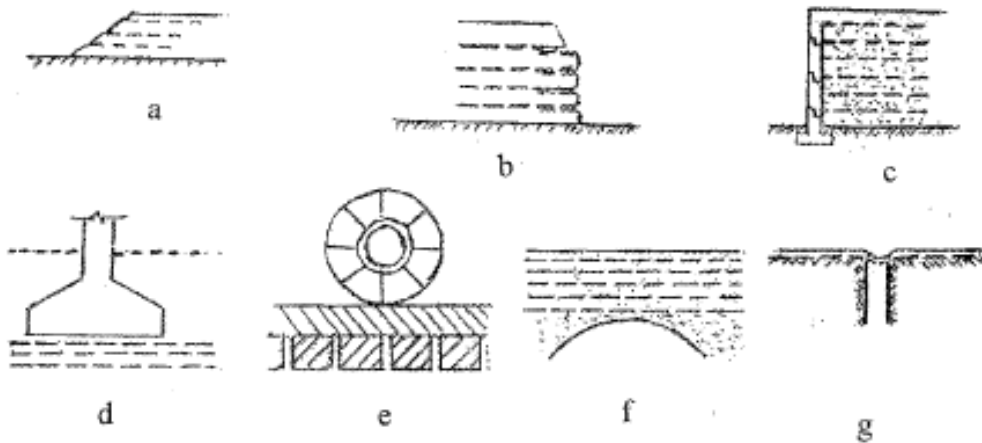


Fig.2.6 Utilizarea geosinteticelor cu rol de armare [144]:

- a) Taluzuri armate; b), c) ziduri de sprijin din pământ armat, d) perne armate sub fundații;
 e) armarea îmbrăcăminților bituminoase, f, g) armare la traversarea unor cavități;

Pentru geotextile, cele mai importate caracteristici fizice sunt: densitatea specifică (relativă, ρ_r), masa unitară (μ_a), grosimea (t), suplețea, porozitatea, procentajul de suprafață liberă, deschiderea echivalentă a porilor (O).

Cele mai importate caracteristici mecanice pentru geotextile, sunt: compresibilitatea, rezistența la întindere, rezistența îmbinărilor, rezistența la

oboseală, rezistența la plesnire (la întindere multiaxială, p_B), rezistența la sfâșiere, rezistența la impact (șoc), rezistența la poansonare statică, rezistența la frecare, rezistența la smulgere, gradul de protecție.

Cele mai importate caracteristici hidraulice pentru geotextile, sunt: permitivitatea (permeabilitatea perpendiculară pe planul geotextilului, ψ), transmisivitatea (permeabilitatea în planul geotextilului, θ), colmatarea.

Cele mai importate caracteristici de durabilitate pentru geotextile sunt: deteriorarea în timpul instalării, rezistența la abraziune, fluj, rezistența la factorii de mediu, rezistența la degradarea biologică.

2.1.2. Geomembrane

Geomembranele sunt produse polimerice plane, subțiri sub formă de folii cu permeabilitate foarte redusă, alcătuite din materiale polimerice. Sunt realizate în general sub formă de folii polimerice continue, dar pot fi obținute și prin impregnarea geotextilelor cu elastomeri sau bitum. Fig. 2.7. Principalii polimeri utilizați sunt policlorura de vinil (PVC) și diferitele tipuri de polietilene, din care cea mai utilizată este polietilena de înaltă densitate (HDPE). Pot fi netede, rugoase (pentru îmbunătățirea stabilității pe pante), cu „crampoane” (pentru impermeabilizarea structurilor din beton), prevăzute cu îmbinări speciale de tipul celor de la palplanșe (pentru realizarea de ecrane verticale), cu strat de acoperire de culoare albă pentru reflectarea radiațiilor solare etc.

Geomembranele se realizează de obicei din polimeri. Principalii polimeri utilizați sunt: policlorura de vinil (PVC), polietilena clorurată (CPE), polietilena clorosulfonată (CSPE), etilena propilena diene terpolimer (EPDM), polietilena de înaltă, medie, joasă sau foarte joasă densitate (HDPE, MDPE, LDPE, VLDPE).

În prezent, datorită bunei sale rezistențe la acțiunea diferiților agenți chimici, cea mai utilizată este polietilena de înaltă densitate (HDPE). Geomembranele din PVC se fabrică într-un strat sau mai multe, prin calandrare, fără inserția unei rețele. Geomembranele din CSPE se produc prin calandrare, în 3-5 straturi de polimeri, între care este introdusă o rețea de ranforsare din fibre de poliester sau nylon. Geomembranele din polietilenă - HDPE, MDPE, LDPE, se produc utilizând fie extrudarea masei plastice prin dispozitive plate, din care ies folii cu grosimi între 0,15-5 mm, late de până la 7,5 m, fie extrudarea prin dispozitive circulare, obținându-se folii de până la 10,5 m lățime.

Geomembranele sunt fabricate cu grosimi mai mari de 0,5 mm și până la 5 mm. Grosimea uzuală pentru geomembranele ce intră în structura sistemelor de etanșare variază între 1 și 3 mm, o grosime mare asigurând o robustețe sporită, dar o flexibilitate redusă.



Fig. 2.7. Geomembrane [144]

Geomembranele au ca principală funcție impermeabilizarea unor construcții sau părți ale acestora, fiind utilizate la:

- rezervoare sau bazine pentru lichide (apă, hidrocarburi, solvenți);
- canale de transport pentru lichide;
- etanșări pe paramente sau în alte zone ale digurilor sau barajelor;
- etanșări la tuneluri sau galerii fig. 2.9;
- etanșări de bază și suprafață la depozite de deșeuri menajere sau industriale fig.2.8;
- ecrane verticale la depozite de deșeuri pentru controlul contaminării laterale a terenului cu diverși poluanți;
- etanșări la drumuri sub îmbrăcăminiți asfaltice;
- etanșări pentru evitarea infiltrațiilor în pământuri argiloase cu umflări și contracții mari, pământuri sensibile la umezire, gelive.

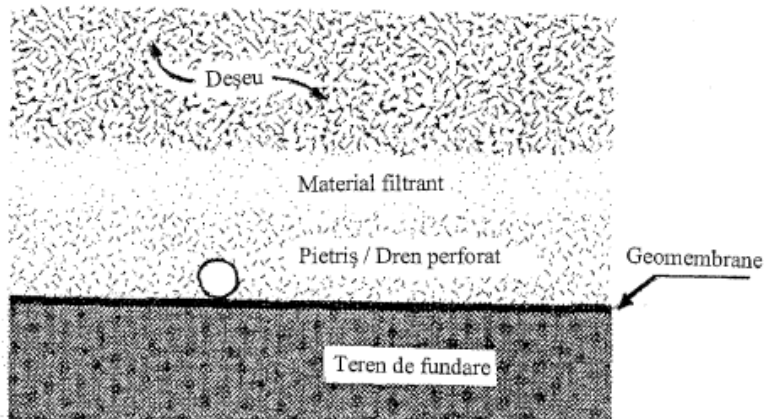


Fig. 2.8. Exemple de etanșare cu geomembrană la depozite de deșeuri solide [144]

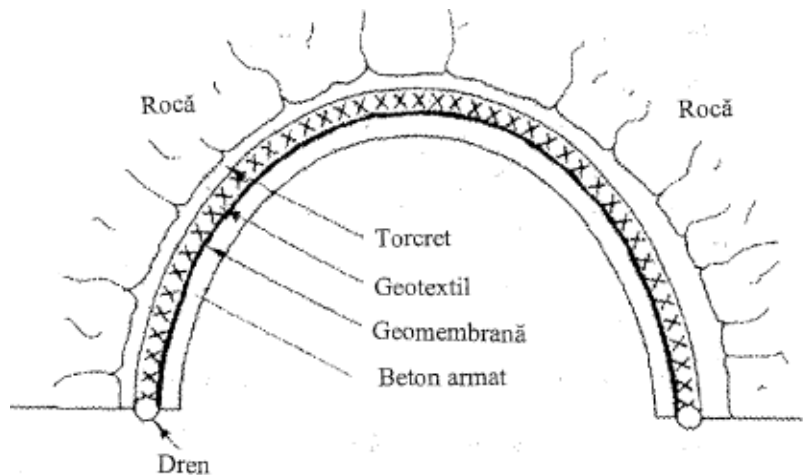


Fig. 2.9. Exemple de etanșare cu geomembrană la tuneluri [144]

Pentru geomembrane cele mai importante caracteristici fizice sunt: grosimea (t), densitatea (ρ) și masa unitară de suprafață (μ_A).

24 Definiție, tipuri, caracteristici fizico-mecanice a materialelor geosintetice - 2

Pentru geomembrane cele mai importate caracteristici mecanice sunt: rezistența la întindere, rezistența la sfâșiere, rezistența și comportarea îmbinărilor, rezistența la impact (șoc), rezistența la poansonare statică, rezistența la forfecare pe interfață.

Pentru geomembrane cele mai importate caracteristici hidraulice sunt: permeabilitatea.

Pentru geomembrane cele mai importate caracteristici de durabilitate sunt: rezistența la degradarea chimică, rezistența la fisurare sub acțiunea factorilor de mediu, rezistența la degradare datorită razelor UV, rezistența la degradare datorită radioactivității, rezistența la degradarea biologică, rezistența la degradarea termică, rezistența la degradarea prin oxidare.

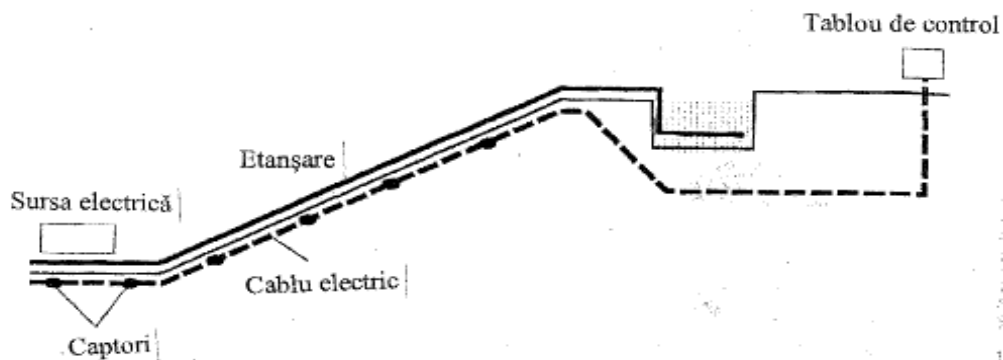


Fig. 2.10. Controlul etanșărilor cu rețele de senzori (captori) [144]

Geomembranele sunt în general de culoare închisă (datorită aditivilor pe bază de negru de fum, care le protejează contra efectelor nocive ale razelor UV), dar există și geomembrane albe, care reduc absorbția de căldură și, respectiv, dilatarea termică, permițând și detectarea mai rapidă a unor eventuale defecte. Recent, au apărut și geomembrane de alte culori, în special pentru aplicații de tipul lagunelor, piscinelor etc.

Pentru realizarea ecranelor de etanșare verticale, panourile de geomembrană sunt prevăzute cu îmbinări asemănătoare celor de la palplanșe. În zona îmbinării este introdusă o garnitură care se umflă în prezența apei și asigură etanșarea. Astfel de ecrane pot fi realizate pe adâncimi de până la 40 m.

Produsele se prezintă sub formă de rulou, cu lățimi de cel mult 10,5 m și lungimi de maximum 150 – 200 m.

Instalarea geomembranelor se face prin derularea produsului, manual sau mecanizat, îmbinările dintre ruloori sau de la colțuri realizându-se prin suprapunere și sudare. Îmbinarea foliilor constituie principala zonă sensibilă a unei etanșări, de aceea trebuie acordată o atenție deosebită acestui aspect. Procedul de îmbinare a geomembranelor depinde de natura produsului, de disponibilitatea unei tehnologii și a aparatului aferente, de fiabilitatea necesară și de condițiile din șantier, fiind în general de două categorii: îmbinare termică prin extrudare sau cu aer cald ori sudură chimică, cu solvent sau adeziv. Pentru verificarea etanșării se poate folosi un sistem cu senzori. Fig. 2.10. Întrucât de calitatea îmbinărilor depinde eficacitatea impermeabilizării, sudurile se testează în șantier. Există și geomembrane care au fața inferioară conductoare. Stratul conductor este încărcat prin inducție, iar fața neconductoare este testată prin baleiaj electric, orice perforație declanșând o scânteie și o alarmă sonoră.

2.1.3. Geogridurile

Geogridurile sunt geosintetice utilizate în general pentru armarea pământului, formate dintr-o rețea deschisă regulată, cu deschideri suficient de mari pentru a permite pătrunderea materialelor granulare cu care vin în contact. Golurile au dimensiuni mult mai mari decât nervurile (1-10 cm). Fig. 2.11., fig. 2.14.

Înglobate în pământ sau orice alt material, geogridurile acționează atât prin frecare rețea-material, pe ambele fețe, cât și prin interacțiunea mecanică cu respectivul material.



Fig. 2.11 Geogridurile [144]

Sunt realizate în general din polietilena (de înaltă densitate) sau polipropilenă, dar și din poliamidă, poliester sau, mai recent, din poliamide aromatice (aramid) sau polivinilalcol. Pot fi: biaxiale (bietirate), monoaxiale (monoetirate), cu noduri integrate (asigură continuitatea în dreptul nodurilor), țesute, lipite etc.

Principala funcție a geogridurilor este cea de armare, fiind utilizate în principal la ranforsarea masivelor de pământ pentru:

- armarea stratului de agregate din fundația drumurilor;
- armarea stratului de balast la căile ferate;
- armarea umpluturilor, rambleelor, digurilor și barajelor;
- armarea îmbrăcăminților asfaltice;
- stabilizarea și reabilitarea pantelor instabile fig. 2.13;
- realizarea de structuri de sprijin (ziduri) din pământ armat,
- gabioane,
- realizarea de saltele geocelulare pentru construcții realizate pe terenuri moi sau umpluturi neomogene, în scopul măririi capacității portante a acestora;
- utilizarea pentru drenarea fundației la drumuri, fig. 2.12.

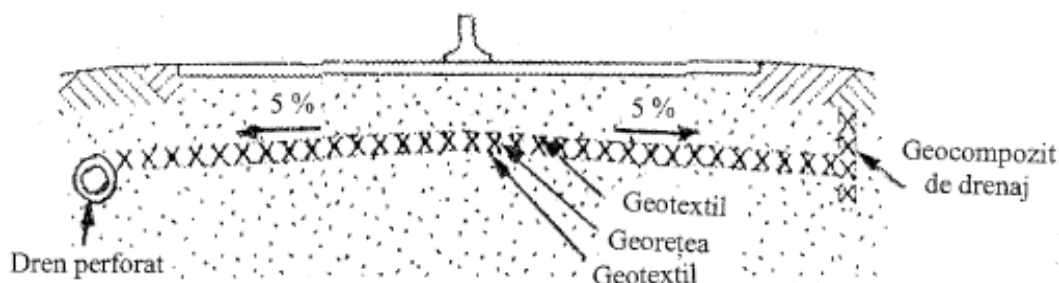


Fig. 2.12 Utilizarea geogridurilor pentru drenarea fundației unui drum [144]

26 Definiție, tipuri, caracteristici fizico-mecanice a materialelor geosintetice - 2

Pentru geogriile cele mai importate caracteristici fizice sunt: densitatea specifică (relativă, ρ_f), masa unitară (μ_a), grosimea (t), suplețea, porozitatea, procentajul de suprafață liberă, deschiderea echivalentă a porilor (O).

Pentru determinarea caracteristicilor geogriilor se utilizează în general aceleași tipuri de încercări ca în cazul geotextilelor.



Fig. 2.13 Utilizarea geogriilor cu rol antierozional [90]



Fig. 2.14 Ambalare și detalii tehnice pentru geogriile [90]

Pentru geogriile cele mai importate caracteristici fizice sunt: tipul structurii, tipul nodurilor, dimensiunea ochiurilor, grosimea (t), masa pe unitatea de suprafață (μ_a), procentul de deschideri, rigiditatea (suplețea).

Pentru geogriile cele mai importate caracteristici mecanice sunt: rezistența la întindere, rezistența la forfecare pe interfețe, rezistența la ancorare (smulgere).

Pentru geogriile cele mai importate caracteristici de durabilitate sunt: fluajul (curgerea lentă), rezistența la degradarea chimică, rezistența la fisurare sub acțiunea factorilor de mediu, rezistența la degradare datorită razelor UV, rezistența la degradare datorită radioactivității, rezistența la degradarea biologică, rezistența la

degradarea termică, rezistența la degradarea prin oxidare, rezistența la degradarea prin hidroliză.

Standardele și metodele de încercare sunt la fel ca pentru celelalte materiale geosintetice.

2.1.4. Georețele

Georețelele sunt produse cu structură plană deschisă, sub forma de rețea, formate din nervuri ce se intersectează sub diverse unghiuri. Fig. 2.15.

Sunt în general realizate din polietilenă și au ca funcție principală drenajul lichidelor și gazelor. Sunt utilizate de regulă împreună cu un geotextil, geomembrană sau alt material care să prevină pătrunderea particulelor de pământ în interiorul rețelei.

Se pot include în această categorie și produsele polimerice utilizate ca protecție antierozională și care se pot prezenta sub diverse forme.



Fig. 2.15 Georețele [144]

Structura georețelelor este asemănătoare cu cea a geogridurilor, dar forma deschiderilor în cazul georețelelor este în general rombică, având unghiuri care variază în general între 60° și 80°. Georețelele au grosimi de cca 5 - 10 mm. Ele pot fi alcătuite din: nervuri solide extrudate, nervuri din polimer spongios extrudate (au grosime mai mare și deci debitul transportat este mai mare), nervuri solide trefilate (au intersecțiile în unghi drept, ceea ce le conferă o rezistență sporită) sau monofilamente sudate termic.

Georețelele sunt realizate în general din polietilenă cu adaos de negru de fum (pentru protecție contra razelor UV) și aditivi (antioxidanți, lubrifianți). Plasele sunt o variantă a georețelelor, ele au goluri mai mari și sunt formate din fire flexibile multifilamentare sau multifilare. Legătura dintre fire se face prin termosudare sau înnodare. Ele au o mare suplețe și flexibilitate, precum și o transmisivitate foarte mare. Georețelele cu rol drenant, sunt utilizate în același mod ca geotextilele.

Cu funcție de drenaj, georețelele se utilizează singure sau în asociație cu alte materiale geosintetice (geotextile de obicei) pentru:

- terenurile de fundare (de exemplu pământuri sensibile la îngheț);
 - la diferite construcții (ziduri de sprijin, depozite de deșeuri, baza rambleelor etc.).
- Se recomandă asocierea cu un geotextil sau o geomembrană pentru a împiedica pătrunderea pământului în deschiderile rețelei.

Cu funcție antierozională, georețelele se utilizează pentru protecția pantelor, cu rol permanent sau temporar, până când se dezvoltă vegetația. Și în acest caz ele se pot asocia cu alte materiale naturale sau geosintetice.

Pentru georețele cele mai importate caracteristici fizice sunt: densitatea polimerului (ρ), grosimea (t), masa pe unitatea de suprafață (μ_A), dimensiunile nervurilor, a unghiurilor dintre acestea, dimensiunea deschiderilor și forma.

Pentru georețele cele mai importate caracteristici mecanice sunt: rezistența la tracțiune (întindere), rezistența la compresiune, rezistența la forfecare internă și pe interfață.

Pentru georețele cele mai importate caracteristici hidraulice sunt: transmisivitatea.

Pentru georețele cele mai importate caracteristici de durabilitate sunt: fluaajul (curgerea lentă), obturarea secțiunii de curgere prin pătrunderea materialelor adiacente, colmatarea cu material argilos, rezistența la degradare datorată factorilor de mediu.

2.1.5. Geocompozite

Geocompozitele sunt combinații de materiale, din care cel puțin un material este geosintetic. Principiul de funcționare al geocompozitelor este îmbinarea proprietăților și funcțiilor materialelor componente, astfel încât să se obțină materiale care să răspundă unor cerințe precise. Fig. 2.16.



Fig. 2.16 Geocompozite [144]

- Principalele tipuri de geocompozite sunt asociații de fig. 2.17, 2.18, 2.19:
- geosintetice - bentonită (geocompozite bentonitice, cu funcție de etanșare);
 - geotextile – georețele (pentru funcții de filtrare, separare și drenaj);
 - geotextile – geomembrane (pentru funcții de drenaj și creștere rezistenței în cazul degradărilor mecanice);
 - geomembrane-geogrilă (pentru funcția de etanșare cu rezistență la frecare sporită);
 - geotextile – geogrilă (pentru funcția de armare);
 - geotextile cu miez drenant din materiale polimerice (pentru funcția de drenaj);
 - geosintetice – pământ (pentru îmbunătățirea capacității portante a pământului);
 - geogrilă, geotextile – bitum, eventual armat cu fibre de sticlă (pentru funcția de armare).

Cu funcție de etanșare, se utilizează geocompozite bentonitice pentru:

- depozite de deșeuri (sub geomembrană, în etanșarea de bază și în cea de suprafață, deasupra geomembranei ca protecție contra degradărilor mecanice, în asocierie cu un strat de argilă compactată pentru etanșarea de bază);
- bazine (de decantare, stocare a lichidelor poluante, rutiere, de agrement): ca etanșare simplă sau component al sistemului dublu de etanșare;
- canale, rigole: ca etanșare simplă;
- rezervoare îngropate: ca etanșare simplă sau combinată în zona din jurul rezervorului; protecția pânzelor freatice și a zonelor de captare;
- tuneluri, bariere verticale de etanșare.

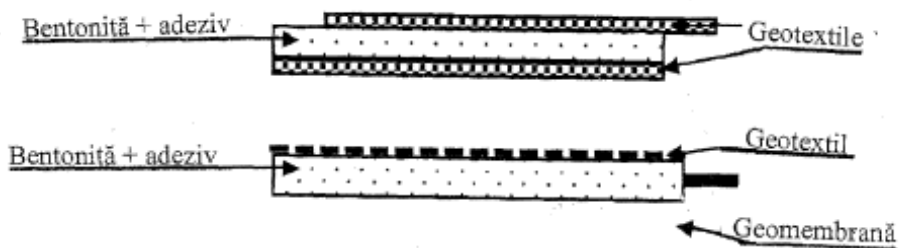


Fig. 2.17 Geocompozit bentonitic lipit [12]



Fig. 2.18 Geocompozit bentonitic interțesut [12]

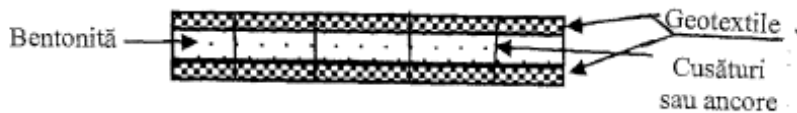


Fig. 2.19 Geocompozit bentonitic cusut [12]

Cu funcție de drenaj, se utilizează geocompozitele formate dintr-un geotextil cu rol filtrant și un miez prin care circulă fluidul. Miezul poate fi constituit din: rețele cu ochiuri (georețele), aglomerat de fibre sau monofilamente, miez cu proeminente (simetrice sau asimetrice), coloane sau miez ondulat. Fig. 2.20.

Miezul poate fi fabricat din polietilena, polipropilena sau poliamida (nylon).

Se pot distinge drenuri – fitil, care sunt:

- drenuri verticale prefabricate utilizate în special pentru accelerarea consolidării terenurilor slabe saturate;
- drenuri plane, folosite pentru situațiile în care curgerea fluidului este plană (în spatele zidurilor de sprijin, sub terenurile de sport, sub etanșările cu geomembrane, ca bariera anticapilară etc.);
- drenarea incintelor pentru excavații adânci (produsele fiind montate ca un „cofraj pierdut” și permițând priza betonului);
- pentru realizarea drenurilor de margine la șosele și autostrăzi;
- pentru utilizări la terase, terenuri de sport, spații de agrement, etc.

Geocompozite cu funcție antierozională se utilizează pentru protecția pantelor contra eroziunii de suprafață în diverse aplicații.

Cu funcție de armare, se utilizează următoarele feluri de geocompozite:

- compozite pe bază de geotextile – realizate din geotextile asociate cu alți polimeri, cu fibre de sticlă sau metal;
- compozite pe bază minerală - formate prin mixarea pământului cu elemente polimerice, respectiv fibre și plase discontinue, fibre continue folosite pentru stabilizarea rambleelor și pantelor, și geocelule tridimensionale umplute cu pământ sau material granular, ce permit utilizarea maximă a capacității portante a terenului de fundare moale și asigură o platformă solidă și stabilă pentru utilajele terasiere;
- compozite pe bază de bitum – confecționate din fibre de sticlă, fixate pe un geotextil interșesut și impregnate sau nu la fabricație cu bitum – pot fi utilizate în lucrări de drumuri și autostrăzi pentru ranforsarea structurilor rutiere, reducând sensibil fâgașele și întârziind apariția fisurilor.

Cu funcție de etanșare, ca bariere pentru lichide sau vapori, există o mare varietate de combinații de materiale naturale și geosintetice.

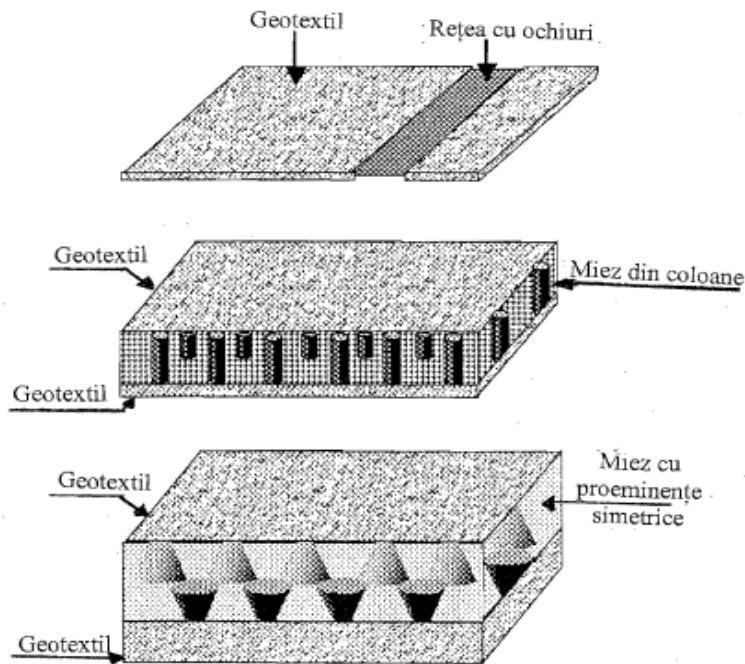


Fig. 2.20 Geocompozit de drenaj [144]

2.2. Funcțiile materialelor geosintetice

2.2.1. Filtrarea

Materialul geosintetic este utilizat în scopul de a permite trecerea fluidelor din masivele de pământ și umpluturi din materiale granulare, prevenind migrarea necontrolată a particulelor solide, evitându-se creșterile excesive ale presiunii din porii pământului (fig.2.21).

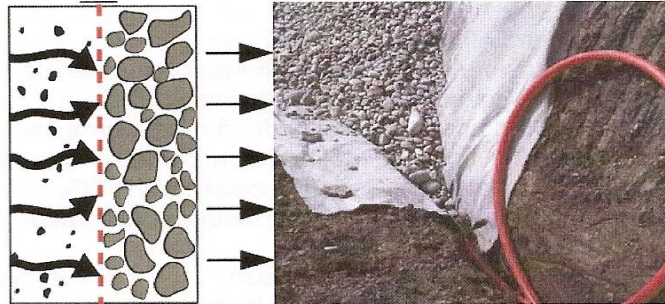


Fig. 2.21 Funcția de filtrare [81]

2.2.2. Drenarea

Geosinteticul este utilizat pentru colectarea și transportul fluidelor din masivele de pământ și umpluturi din materiale granulare (fig. 2.22, fig. 2.23).

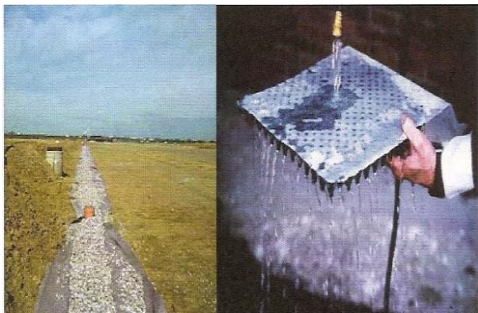


Fig. 2.22 Funcția de drenare [81]

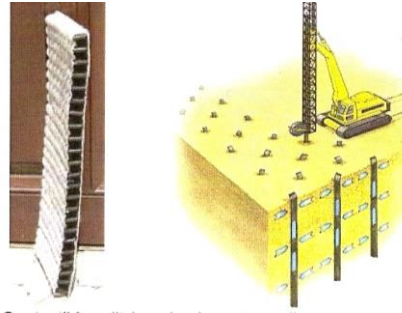


Fig.2.23 Geodren pentru realizarea drenului vertical [81]

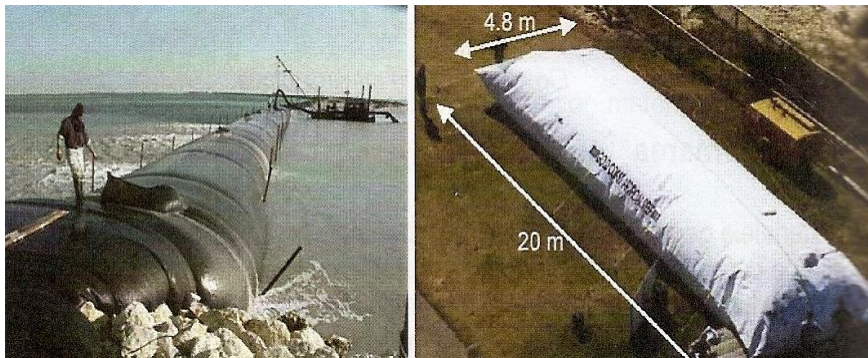


Fig. 2.24 Funcția de etanșare [81]

2.2.3. Etanșarea

Materialul geosintetic este utilizat pentru a preveni migrarea lichidelor sau a gazelor dintr-un mediu în altul (fig. 2.24)

2.2.4. Funcția de container

Materialele geosintetice sunt utilizate pentru realizarea unor elementelor de construcție compactate, umplute cu material granular, beton sau alte materiale, care se prezintă sub formă de elemente discontinue (saci) sau alte elemente continue (fig. 2.25).

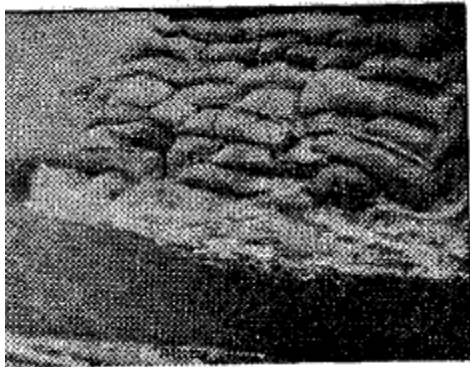


Fig. 2.25 Funcția de container [144]

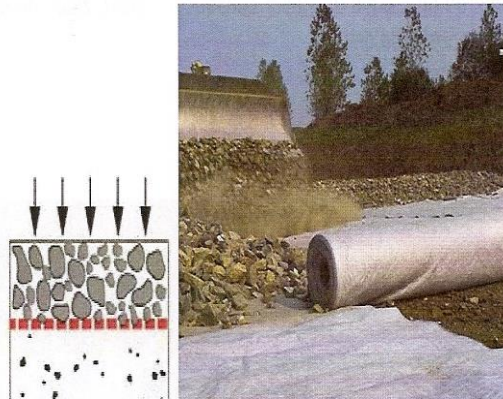


Fig. 2.26 Funcția de protecție [81]

2.2.5. Protecția

Materialul geosintetic este utilizat între două materiale diferite pentru a împiedica amestecul lor, ca exemplu un strat de material granular în contact cu un strat de material fin (fig. 2.26).

2.2.6. Separarea

Materialul geosintetic este utilizat ca strat protector al unui alt strat sintetic sau natural (fig. 2.27).



Fig. 2.27 Funcția de separare [81]

2.2.7. Controlul antierozional

Materialul geosintetic este utilizat pentru a preveni eroziunea de suprafață ca urmare a șiroirii și/sau acțiunii vântului (fig. 2.28).

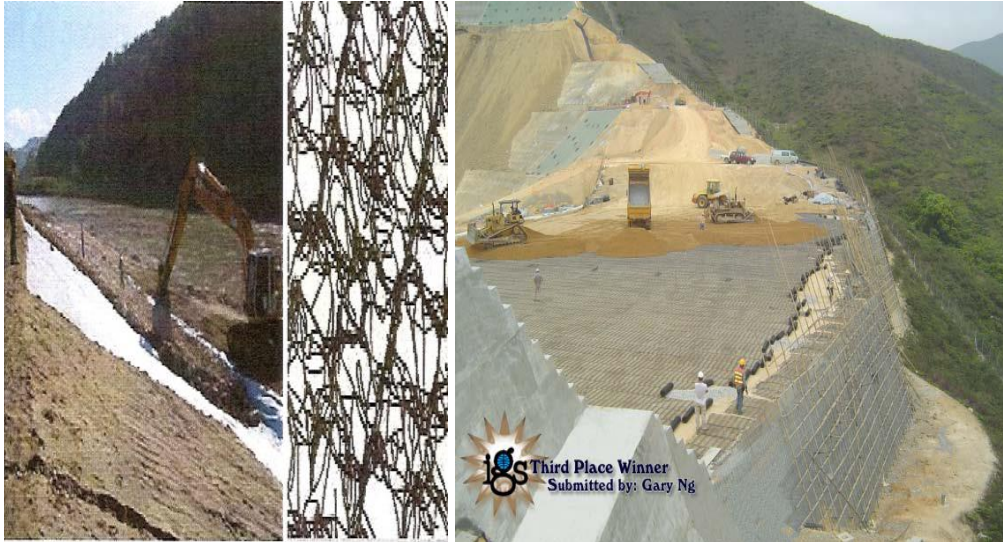


Fig. 2.28 Funcția de protecție erozională [81]

2.2.8. Armarea

Materialele geosintetice sunt utilizate pentru a prelua prin rezistența lor la întindere, eforturile pe care pământul sau alt tip de material nu le poate prelua. (fig. 2.29)



Fig. 2.29 Funcția de armare [81]

2.3. Avantajele și dezavantajele utilizării materialelor geosintetice

2.3.1. Avantaje:

Principalele avantaje legate de comportarea ansamblelor de pământ armat sunt:

- prezența armăturii în pământ ajută la reducerea forțelor de rupere și la creșterea capacității portante a terenurilor;
- proiectarea nu mai trebuie limitată la rezistența de forfecare a pământurilor existente. De exemplu, prin armare pantele taluzurilor pot fi mărite dacă este necesar, iar terenurile de fundație foarte slabe pot fi consolidate;
- armarea conferă rezistență la forfecare oricărui pământ;
- armarea terasamentului obligă ca cedarea prin forfecare să se producă mult mai adânc în terenul de fundație, evitându-se astfel cedarea prin forfecare locală în planurile slabe superficiale;
- diminuarea daunelor produse la solicitarea seismică a construcțiilor;
- sunt ușor de pus în operă;
- asigură scurtarea execuției prin rapiditatea punerii în operă;
- nu sunt sensibile la medii agresive, îndeplinind sarcinile de proiectare fără deteriorarea lor;
- reducerea costurilor în cazul soluțiilor alternative față de cele clasice.

2.3.2. Dezavantaje:

- Dezavantajele folosirii geosinteticelor;
- Nu pot îndeplini decât rolul pentru care au fost concepute;
- Fiind materiale subțiri, la punerea în operă sunt sensibile la contactul cu materiale clasice;
- Îmbătrânirea și implicit fiabilitatea nu este intru totul elucidată;
- Manoperă calificată în domeniu.

2.4. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrările de construcții

În cadrul lucrărilor de îmbunătățire a condițiilor de fundare a unor construcții cu suprafață mare se pot utiliza geogridurile dispuse astfel încât să se creeze un strat rezistent și care asigură distribuția solicitărilor pe teren la nivelul celor admisibile.

Soluția este eficientă în cazul unor construcții la care în timpul exploatarei încărcările înregistrează o variație mare pe întreaga suprafață amenajată. Utilizarea materialelor geosintetice este eficientă pentru a omogeniza condițiile de fundare ale cărui caracteristici variază în plan.

În mod special se recomandă utilizarea membranelor impermeabile la fundația rezervoarelor de produse petroliere în eventualitatea apariției unor scurgeri accidentale din rezervoare.

În tabelul nr. 2.1. sunt prezentate domeniile de aplicare și scopul utilizării pământului armat.

Tab 2.1 Domeniile de aplicare și scopul utilizării pământului armat [10]

Domenii de utilizare	Scopul utilizării	Armarea ca funcție de bază / secundară
Structuri de sprijin	Armarea, reținerea și protecția umpluturilor/pământului pentru asigurarea și creșterea stabilității	Armare
Ramblee	Separarea materialelor din ramblee de straturile moi ale terenului de fundare, pentru a nu avea loc modificări ale comportării pe durata de exploatare Îmbunătățirea stabilității rampelor de acces la poduri, realizate în rambleu, fundat pe terenuri moi sau amenajat cu taluzuri cu panta abruptă	Separare / Armare Armare
Fundații	Îmbunătățirea capacității portante a terenului, reducerea tasării	Armare
Drumuri nepavate	Îmbunătățirea capacității portante, reducerea gradului de formare a făgașelor, fundare poduri pe terenuri moi/ cu goluri erozionale	Armare
Drumuri nepavate și aerodromuri		
Straturi la nivelul bazei	Prevenirea/controlul formării și propagării crăpăturilor	Amortizare / Armare
La nivelul suprafețelor de descărcare	Prevenirea contaminării materialelor terenului de fundare și stratul de bază al drumului La fundarea podurilor pe terenuri moi/ cu goluri erozionale, la îmbunătățirea performanțelor materialelor din straturile de bază și terenul de fundare	Separare / Armare Armare
Căi feroviare	Prevenirea contaminării balastului Ranforsarea sistemelor căii și distribuirea încărcărilor	Separarea / Armare Armare
Pante-taluzuri	Stabilitatea pantelor potențial alunecatoare, cu alunecări	Armare

2.4.1. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări de consolidare a masivelor de pământ

În cadrul lucrărilor de consolidare a masivelor de pământ afectate de fenomene de instabilitate (alunecări de versanți sau taluzuri), geosinteticele sunt folosite în sisteme constructive cu rol stabilizant de tip "pământ armat", ca și la lucrări adiacente pentru drenaj, protecție etc. În această categorie de lucrări intră structurile de sprijin, culeile de poduri, taluzuri, versanți instabili sau potențial instabili.

Pentru lucrările de sprijin se utilizează elemente de fațadă pentru a asigura atât stabilitatea, cât și estetica, formele putând diferi foarte mult, de la panouri prefabricate pe toată înălțimea sau nu, îmbinate între ele prin diferite sisteme, blocuri modulare prefabricate din beton cu forme geometrice variate, gabioane din geogrilă, până la sisteme simple, flexibile, realizate prin simpla întoarcere a armăturilor la fața masivului, [114] sau sisteme modulare [46].

În Fig. 2.30, 2.31, 2.32, 2.33, 2.34, 2.35 și 2.36 sunt prezentate patru variante de realizare de ziduri de sprijin din pământ armat realizate în cadrul lucrărilor de construcție la drumul de centură a localității Arad. [90]

Materialele geosintetice folosite cu funcția de armare se pot prezenta sub formă de benzi, folii sau grile și pot fi geotextile (țesute și cu rezistență la întindere mare), geogrilă (mono sau biaxiale) sau geocompozite de armare. Se folosesc materiale cu deformații mari la rupere care să depășească deformația maximă ce poate apărea în terenul armat.

Structurile de pământ ancorate utilizează mai multe straturi de benzi polimerice flexibile sau bare metalice, care se răsucesc la fața zidului pentru a forma o ancoră. Pentru drenarea masivului din spatele structurii se pot utiliza geotextile, georețele sau geocompozite de drenaj.

Pentru pantele armate se utilizează geosintetice care prin armare să sporească stabilitatea pantei. Materialele geosintetice utilizate la marginile taluzurilor asigură o rezistență laterală sporită în timpul compactării, asigurând și protecție contra eroziunii de suprafață și drenare a pantei. [113]

Materialele utilizate sunt geotextile (în special cele țesute, cu rezistențe mari), geogrilă sau compozite de armare. Pentru armarea pantelor se mai folosesc amestecuri de pământ cu fibre polimerice continue sau discontinue.

Alegerea materialelor geosintetice pentru structuri de sprijin se face astfel încât rezistența la întindere și fluajul din tracțiune să depășească eforturile la care va fi solicitat materialul după punerea în operă. Se va acorda atenție sporită îmbinărilor, iar dacă armăturile au și rol drenant, se pune și condiția permeabilității în plan.

Alegerea materialelor geosintetice pentru pante armate se face astfel încât geosinteticele să aibă rezistența la întindere, caracteristicile de frecare pe interfața material geosintetic - pământ, comportarea la fluaj și durabilitatea, funcție de pH-ul terenului și prezența apelor subterane agresive, astfel încât să depășească solicitările din teren.

Punerea în operă a materialelor geosintetice utilizate la lucrări de pământ armat se face prin derulare sau simplă așternere pe straturile de pământ compactate în prealabil, ținându-se cont să nu se producă deteriorarea materialelor. Îmbinările trebuie realizate astfel încât să aibă rezistențe mecanice și durabilitate maxime față de materialul în secțiune curentă.

Structurile de pământ trebuie supuse unor inspecții periodice pentru a detecta dacă există tasări excesive, deplasări ale elementelor de fațadă, deteriorări ale acestora, probleme de drenaj, etc.



Fig. 2.30. Utilizarea geogrilor pentru realizarea unui zid de sprijin [90]



Fig. 2.31 Detalii de așezare a geogrilor pentru realizarea unui zid de sprijin [90]



Fig. 2.32 Detalii de așezare a geogrilor pentru realizarea unui zid de sprijin [90]

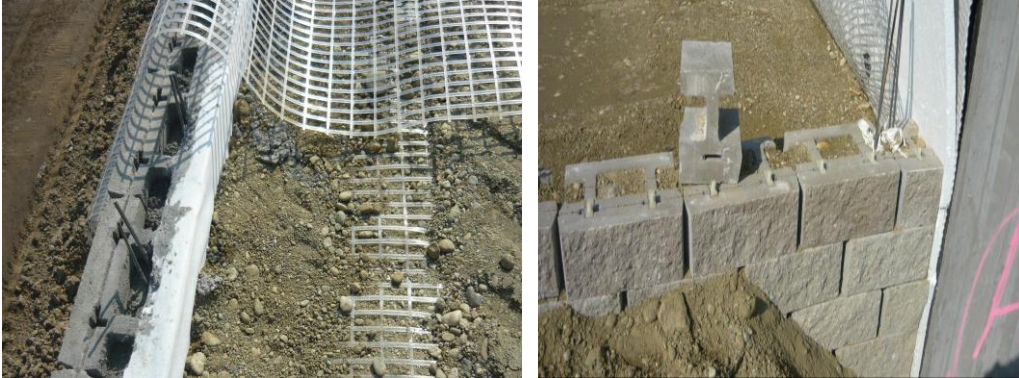


Fig.2.33 Detalii de așezare a geogrilelor și blocheților pentru realizarea unui zid desprijin[90]



Fig. 2.34 Zid de sprijin armat cu geogrile și blocheți [90]



Fig. 2.35 Zid de sprijin realizat cu geogrile [90]



Fig. 2.36 Zid de sprijin realizat cu geogridurile și geotextilele [90]

2.4.2. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări de drumuri

Materialele geosintetice își găsesc multiple aplicații la lucrările rutiere, putând îndeplini roluri multiple: de separare între stratul de agregat și teren, de filtrare și drenaj, de armare, etc. [22]

Utilizarea materialelor geosintetice pentru îmbunătățirea terenului de fundare a drumurilor are următoarele efecte [144], [133]:

- reducerea eforturilor pe fundația drumului;
- prevenirea penetrării agregatului în stratul de pământ de dedesubt; fig. 2.37
- prevenirea migrării particulelor fine în stratul de agregat;
- reducerea adâncimii excavației necesare pentru înlăturarea eventualelor materiale necorespunzătoare din teren;
- reducerea grosimii stratului de agregat necesar;
- sporirea rezistenței patului drumului în timp;
- reducerea tasărilor diferențiate, cu rol determinant în menținerea integrității îmbrăcăminții rutiere;
- reducerea lucrărilor de întreținere;
- prelungirea duratei de viață a drumului.

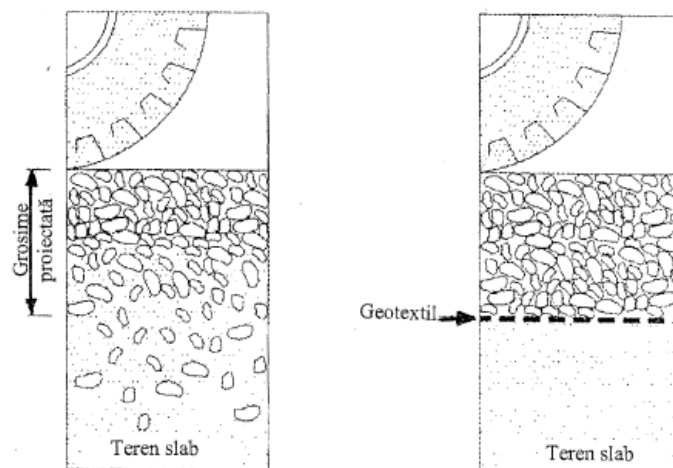


Fig. 2.37 Geotextilul utilizat ca separator la fundațiile drumurilor [144]

Geosinteticele utilizate la lucrările de drumuri pot îndeplini și alte funcții, cum ar fi cea de barieră capilară pentru a reduce efectul ciclurilor de îngheț – dezgheț asupra pământurilor gelive din terenul de fundare sau chiar patul drumului.

Geotextilele (impregnate cu emulsii bituminoase) și geogriile pot fi utilizate și pentru a întârzia propagarea fisurilor îmbrăcăminților rutiere bituminoase, atât pentru lucrări noi, cât și pentru repararea îmbrăcăminților existente. Utilizarea materialelor geosintetice determină în acest caz sporirea duratei de viață a îmbrăcăminților rutiere și scăderea costurilor de întreținere.

Geosinteticele utilizate cu rol de armare pentru îmbrăcămințile bituminoase acționează atât prin absorbirea eforturilor verticale transmise, cât și prin preluarea eforturilor de întindere în plan orizontal, datorită deformabilității geosinteticului în plan vertical și a rezistenței mari și deformabilității reduse în planul său, dând astfel posibilitatea ca straturile bituminoase să fie exploatate în domeniul deformațiilor mici, elastice.

Alegerea materialelor geosintetice pentru realizarea lucrărilor de drumuri se face astfel încât geosinteticele care se folosesc pentru funcția de armare să aibă rezistența la întindere, caracteristicile de frecare pe interfața material geosintetic - pământ, comportarea la fluaj și durabilitatea, astfel încât să depășească solicitările din teren, iar la cele care îndeplinesc și funcția de separare, alături de comportamentul mecanic, trebuie urmărite și cerințe legate de deschiderea porilor și de permitivitate, prin raport cu materialul cu care va veni în contact. La utilizarea geosinteticelor ca strat antifisură, trebuie avută în vedere corelarea rezistenței la întindere cu deformația posibilă.

Punerea în operă a materialelor geosintetice se face prin derulare sau simplă așternere pe terenul compactat și nivelat în prealabil, iar eventualele schimbări de pantă ale profilului vor fi racordate astfel încât materialul geosintetic să poată fi în contact cu terenul.

2.4.3. Utilizarea materialelor geosintetice la realizarea platformelor

Platformele sunt utilizate pentru depozitarea propriu-zisă dar și pentru deplasarea echipamentelor de manipulare și transport, ceea ce duce la atingerea unor valori foarte mari încărcărilor, mai ales în cazul platformelor destinate depozitării containerelor. Fig. 2.38

Pentru o bună exploatare în timp, la alcătuirea structurii de fundare a platformelor trebuie respectată condiția ca eforturile de tracțiune admisibile la baza îmbrăcăminții (pentru sisteme rigide) și eforturile de compresiune admisibile pe terenul de fundare (pentru sistemele nerigide) să nu depășească capacitatea portantă a materialelor folosite la realizarea îmbrăcăminții respectiv a terenului de fundare.

Prin folosirea geogriilor se realizează o încleștare cu materialul granular din fundație, combinată cu rezistența la rupere a geogriilor, se obține o repartizare mai favorabilă a sarcinilor, diminuând tendința de deplasare laterală și verticală a materialului ce formează patul de fundare. Utilizând o fundație armată cu geogriile, grosimea se poate reduce cu 25 – 35 %. Alegerea tipurilor de materiale geosintetice pentru a fi folosite, precum și modul de punere în operă sunt asemănătoare cu cele de la lucrările de drumuri.

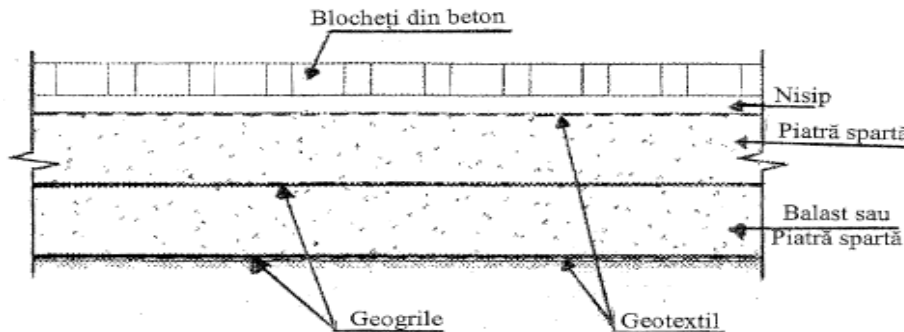


Fig. 2.38 Utilizarea materialelor geosintetice la fundația unei platforme pentru containere [144]

2.4.4. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări de căi ferate

La lucrările aferente realizării sau reabilitării și modernizării căilor ferate, materialele geosintetice sunt utilizate în principal pentru:

- realizarea rambleelor pe terenuri de bază cu capacitate portantă redusă; fig. 2.39;
- lărgirea corpului rambleului, extinderea dimensiunilor platformei căii; fig. 2.40;
- creșterea portanței platformei liniilor existente la noile valori impuse de circulația cu viteze și sarcini pe osie sporite și separația straturilor,
- hidroizolarea platformei și la sistemele de drenaje,
- creșterea stabilității pantelor și protejarea lor contra căderilor de stânci.

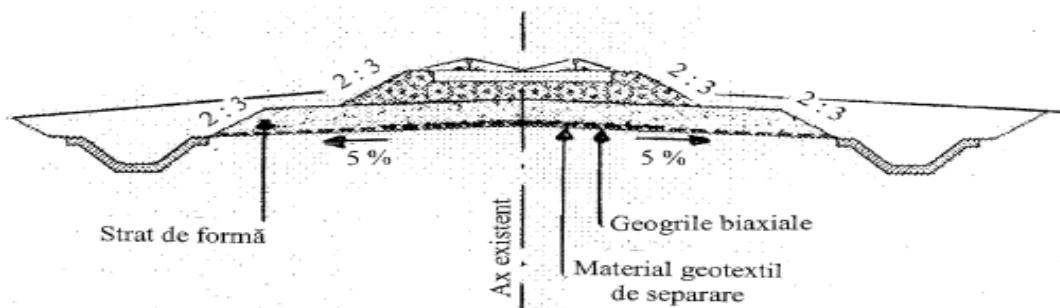


Fig. 2.39 Utilizarea geosinteticelor la fundația unei platforme de cale ferată de debleu [144]

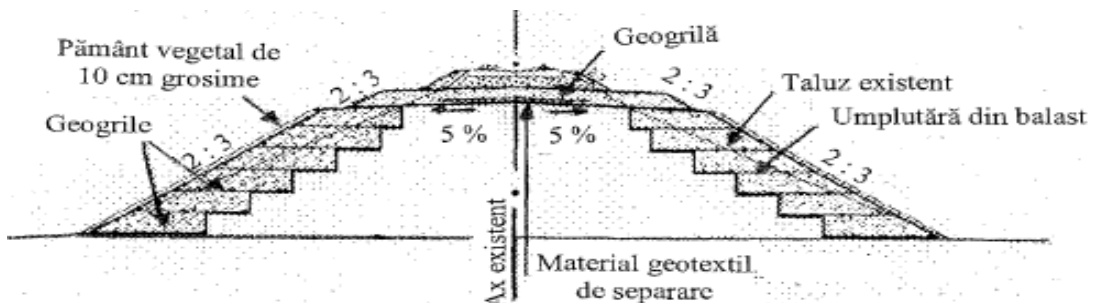


Fig. 2.40 Utilizarea materialelor geosintetice la fundația unei platforme de cale ferată și extinderea dimensiunilor unui rambleu [144]

42 Definiție, tipuri, caracteristici fizico-mecanice a materialelor geosintetice - 2

În cazul realizării unor ramblee de cale ferată cu înălțimi mai mari sau din materiale de umplutură cu proprietăți mecanice mediocre, stabilitatea taluzurilor este asigurată prin utilizarea armăturilor geosintetice.

Geosinteticele utilizate la lucrările de căi ferate pot fi următoarele:

- benzi drenante sau geocompozite pentru realizarea drenurilor fitil, având ca efect accelerarea consolidării [78];
- geotextile neșesute cu funcție de separație și filtrare;
- geotextile șesute cu funcție de armare;
- geogriile monoaxiale și biaxiale cu rol de armare;
- georețele cu funcție mixtă de separare, filtrare și armare;
- saltele geocelulare pentru creșterea capacității portante a terenului de fundare;
- geocelule sau geocompozite de armare.

Aceste materiale se înglobează în straturile portante realizate din materiale granulare (pietriș, nisip, pietriș nisipos, piatră spartă, refolosită din prisma de balastare a căii) dispuse în baza rambleului, a căror grosime se stabilește în funcție de condițiile specifice ale fiecărui amplasament.

Lărgirea corpului rambleului, determinată de schimbarea poziției axei căii liniei de cale ferată în profil transversal sau de creșterea numărului de linii, se realizează prin completarea cu material de umplutură nou. Pentru limitarea suprafețelor de teren ocupate, noile taluzuri se pot realiza cu pante mai abrupte a căror stabilitate este asigurată tot prin utilizarea de materiale geosintetice. La lucrările de lărgire a rambleului, dacă se completează cu materiale necoezive, se folosesc geosintetice cu funcție de armare ca: geotextile neșesute, geogriile monoaxiale sau geocelule, iar în cazul folosirii materialelor coezive, pe lângă geosinteticele cu funcție de armare se folosesc și geosintetice cu rol de separare și filtrare, amplasate la baza rambleului pentru a împiedica colmatarea pernei din materiale necoezive care se interpune la baza rambleului nou.

Pentru creșterea capacității portante a platformei liniilor existente la noile valori impuse de circulația cu viteze și sarcini pe osie sporite, se utilizează geosintetice cu funcție de armare a straturilor portante, dispuse unul peste altul pe mai multe rânduri, sau geotextile neșesute, geogriile biaxiale, geocelule sau geocompozite de armare.

Pe rețeaua de linii de cale ferată existentă sunt numeroase cazurile în care terasamentele au fost executate în condiții precare, din materiale coezive mediocre. Pe durata exploatării liniilor, platforma căii a fost penetrată de piatră spartă din prisma de balastare a suprastructurii, formându-se punji de balast cu forme și dimensiuni variate, neregulate. Infiltrarea și stagnarea apelor meteorice în aceste punji menține pământurile în condiții de umiditate ridicată și agravează starea tehnică a terasamentelor.

Pentru armarea și consolidarea terasamentelor se execută lucrări de creștere a capacității portante a platformei cu materiale geosintetice, dublate de hidroizolarea și drenarea punjilor de balast, folosind geomembrane sau geocompozite bentonitice.

La lucrările de asanare a terasamentelor sau a terenului înconjurător datorită prezenței apei subterane în zona căii ferate, se execută lucrări de diferite

tipuri precum drenuri longitudinale marginale căii, drenuri transversale, de interceptie și descărcare sau drenuri de platformă, pentru care se folosesc geotextile nețesute având caracteristici tehnice coroborate cu parametrii pământurilor care se drenează, iar pentru corpul drenant se pot folosi georețele sau geocompozite de drenaj și geoconduite perforate pentru transportul apei colectate.

Alegerea materialelor geosintetice ce urmează a fi utilizate la aplicații în domeniul căilor ferate se face pe baza unor criterii diferențiate, în funcție de locul și rolul pe care îl îndeplinește geosinteticul în cadrul aplicației și de solicitările specifice lucrării respective. Principalele funcții ale geosinteticelor folosite la aceste lucrări sunt cele de armare, separație și filtrare. Dacă ele sunt incluse în lucrări de combatere a eroziunii sau de drenare, se vor folosi criteriile pentru aceste aplicații.

Materialele geosintetice se pun în operă prin derulare simplă pe suprafețele pregătite în prealabil, acordându-se atenție sporită la îmbinări, suprapunerilor la capete, transversal și longitudinal căii, în funcție de geosintetic, pe baza detaliilor de execuție ale fiecărui amplasament. Dacă se folosesc la lucrări de sporire a capacității portante a platformei căii, s-au dezvoltat tehnologii de execuție mecanizată cu trenuri de lucru specializate care efectuează săpăturile pentru îndepărtarea materialelor coezive și umpluturilor cu materiale necoezive, fără demontarea cadrului șină-traverse, sau cu utilaje grele de cale care execută ciuruirea prismeii căii. Utilajele sunt prevăzute cu dispozitive speciale de fixare a rulourilor de geosintetice, asigurând derularea mecanizată, la poziția prevăzută.

2.4.5. Utilizarea materialelor geosintetice la lucrări hidrotehnice

Materialele geosintetice sunt folosite în cadrul lucrărilor hidrotehnice în principal datorită funcțiilor lor hidraulice și mecanice.

La barajele realizate din materiale locale se utilizează materiale geosintetice atât la corpul lucrărilor cât și la taluzuri pentru asigurarea stabilității taluzurilor, filtrare, drenare verticală și orizontală, separare, etanșare, protecție antierozională și stabilizarea piciorului taluzului în aval.

La lucrările de protecții de mal se utilizează materiale geosintetice pentru funcțiile de drenare, filtrare, protecție și separare, materialul geotextil fiind dispus pe toată suprafața taluzului.

La digurile de dirijare sau maritime, materialele geosintetice se utilizează la piciorul bermei, la alcătuirea saltelei împotriva afuierii sau sub toată baza digului, cu rol de filtrare și separare.

La lucrările de cheiuri, materialele geosintetice se folosesc pentru funcțiile de filtrare și separare, fiind dispuse fie pe taluzul interior al prismului descărcător, în spatele pereților de la palplanșe sau la nivelul inferior al patului.

Pentru protecția antierozională a malurilor apelor curgătoare, la digurile de dirijare, maritime sau epiuri se pot folosi geotextile umplute cu beton sau mortar, etanșe sau permeabile, rigide sau flexibile în funcție de necesitățile locale.

2.4.6. Utilizarea materialelor geosintetice la depozitele de deșuri solide

Materialele geosintetice se utilizează la sistemele de etanșare și drenaj ale depozitelor noi cât și pentru extinderea și reabilitarea unor depozite existente [97] [94].

Sistemul de alcătuire al depozitelor de deșuri controlate ("ecologice") este următorul:

- sistemul de etanșare – drenaj de bază – cu rolul de a asigura o etanșare suficientă față de lixiviantul produs în interiorul masei de deșuri și de a sigura drenarea și colectarea lixiviantului. Acest sistem este realizat deasupra barierei naturale (geologice) existente pe amplasament, care împiedică eventualele pierderi de poluanți și reține anumite substanțe chimice. Barierea naturală trebuie să aibă un grad redus de permeabilitate.

- corpul depozitului – ce este constituit din masa de deșuri depozitate.

- sistemul de etanșare – drenaj de suprafață – ce reprezintă o barieră fizică între exterior și deșeurile depozitate, îndeplinind funcțiile de reducere a infiltrațiilor apelor din precipitații către corpul depozitului, împiedică emanările gazelor toxice produse în interiorul depozitului și colectarea lor și integrarea în peisaj a amplasamentului după închidere.

Sistemele de etanșare – drenaj, în special cele de bază sau de taluz, o dată realizate nu mai sunt vizibile iar reparațiile sunt imposibile, de aceea având în vedere durata de viață a unui depozit de deșuri, atât materialele utilizate cât și structurile din care fac parte trebuie să fie durabile.

Astfel materialele utilizate trebuie să reziste la solicitări mecanice, legate de punerea în operă, masa proprie și tasarea deșeurilor și a terenului de fundare, solicitări chimice legate de atacul lixiviantului asupra structurii, solicitări fizice, respectiv variații de temperatură, umiditate, microorganisme sau raze UV și solicitări hidraulice.

Pentru a face față solicitărilor enunțate mai sus, sistemul de etanșare-drenaj se realizează în sistem multi - barieră, prin asocierea mai multor straturi din materiale diferite grupate în cele două categorii, respectiv:

- straturi de etanșare – materiale geosintetice cu permeabilitate scăzută;

- straturi de drenaj – materiale geosintetice cu permeabilitate și transmisivitate mare, având capacitate mare de evacuare, care asigură reducerea gradientului hidraulic pe etanșare, colectarea și transportul lichidelor.

Pe lângă cele două funcții importante enunțate mai sus, pentru structura multi – barieră materialele folosite mai trebuie să îndeplinească și alte funcții complementare:

- straturi de protecție a stratului de etanșare;

- straturi de filtrare, pentru a evita colmatarea straturilor de drenaj;

- straturi de separare;

- straturi de armare;

- straturi anti-erozionale.

În alcătuirea unui depozit de deșuri se regăsesc toate tipurile de materiale geosintetice.

Pentru funcția de etanșare se folosesc:

- geomembranele – acestea în asociație cu materialele minerale (argilă compactată) sau alte materiale geosintetice cu funcție de etanșare (la bază sau la suprafață)

- geocompozite bentonitice – se folosesc pentru etanșarea la bază (în asociație cu geomembrane sau argilă compactată) și pentru etanșarea de suprafață (singure sau în asociație cu geomembranele sau argila compactată).

Pentru funcția de etanșare se folosesc:

- geotextile;
- georețele;
- geocompozite de drenaj (și cu funcție de filtrare);
- tuburile din materiale geosintetice (geoconduțe).

Pentru funcția de filtrare se folosesc:

- geotextile;
- geocompozite de drenaj.

Pentru funcția de protecție se folosesc:

- geotextile neșesute de grosime mare (pentru protecția etanșărilor realizate cu geomembrane);
- geocompozit bentonitic (dispus deasupra geomembranei cu rol de protecție).

Pentru funcția de separare se folosesc:

- geotextile (pentru separarea deșeurilor de sistemele de etanșare - drenaj);
- geocompozite de drenaj (dacă acesta se folosește pentru drenare, îndeplinește și funcția de separare).

Pentru funcția de armare se folosesc:

- geotextile cu rezistență mare la întindere;
- geogridurile monoaxiale și biaxiale;
- saltele geocelulare din geogridurile sau geotextile;
- geocompozite de armare.

Problema armării apare în situația în care este nevoie a se realiza taluzuri abrupte, structuri anexe de sprijin din pământ armat, îmbunătățirea stabilității etanșărilor minerale subțiri pe pante sau pentru sporirea capacității portante a terenului pe care se construiește depozitul.

Pentru funcția de protecție contra eroziunii se folosesc:

- georețele cu funcție anti-erozională;
- geotextile;
- saltele alveolare din geotextile.

Pentru punerea în operă a materialelor geosintetice la depozitele de deșeuri este necesară realizarea unui proiect care să specifice localizarea îmbinărilor și sensul impus de tehnologia de montaj.

În timpul derulării lucrărilor se va ține cont de condițiile atmosferice și se va evita punerea în operă în condiții climatice nefavorabile (ploaie, zăpadă, vânt violent, temperaturi extreme), iar în timpul operațiunilor de manipulare se vor evita deteriorările.

După instalare, materialele se vor lesta pentru a nu fi antrenate de vânt și se vor acoperi pentru a evita degradările datorate razelor UV și intemperiilor.

2.4.7. Utilizarea materialelor geosintetice la fundarea construcțiilor

Pentru îmbunătățirea condițiilor de fundare a unor construcții cu suprafață mare se pot utiliza geogridurile dispuse astfel încât să se creeze un strat rezistent și care asigură distribuția solicitărilor pe teren la nivelul celor admisibile.

Soluția este eficientă în cazul unor construcții la care în timpul exploatarei încărcările înregistrează o variație mare pe întreaga suprafață amenajată (Fig. 2.41).

Utilizarea materialelor geosintetice este eficientă pentru a omogeniza condițiile de fundare ale cărui caracteristici variază în plan.

În mod special se recomandă utilizarea membranelor impermeabile la fundația rezervoarelor de produse petroliere în eventualitatea apariției unor scurgeri accidentale din rezervoare (Fig. 2.42).

În standardele în vigoare se specifică caracteristicile relevante pentru anumite condiții de utilizare (acestea se referă la rezistența la întindere a îmbinărilor, rezistența la poansonare statică, caracteristica de frecare). Calculul pământului armat în condiții statice este specificat în "Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armat cu material geosintetice și metalice"-indicativ GP 093-06.

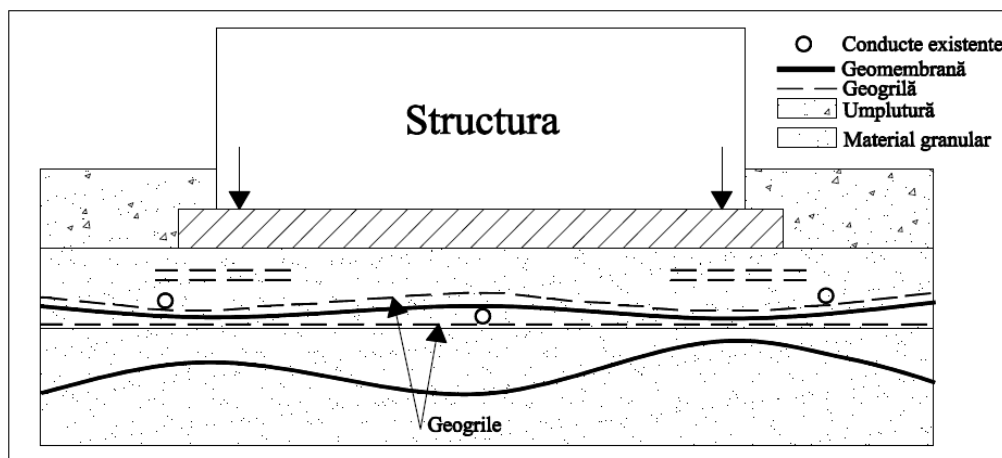
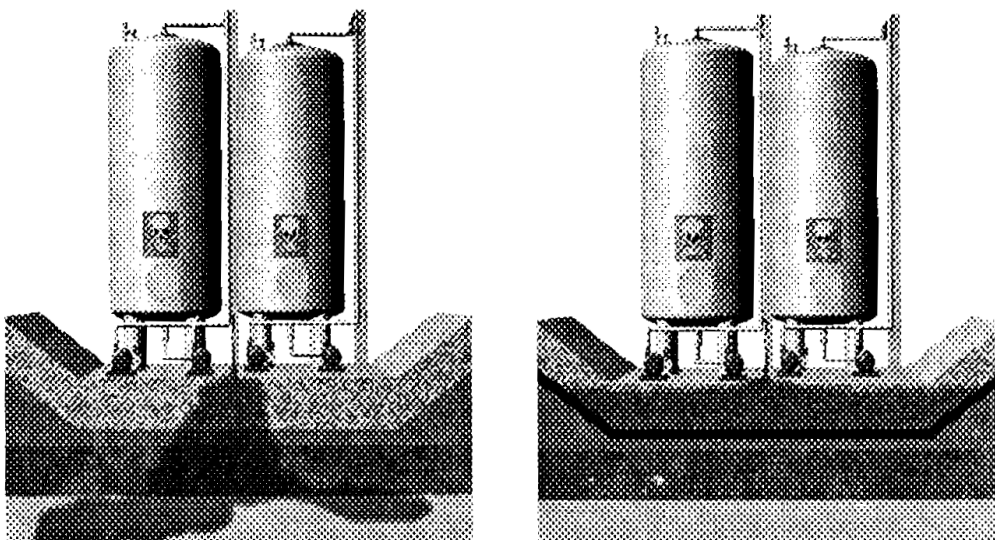


Fig. 2.41 Utilizarea materialelor geosintetice pentru îmbunătățirea condițiilor de fundare ale unei structuri [144]



Fără impermeabilizare Cu impermeabilizare cu geosintetice
Fig. 2.42 Impermeabilizarea fundației rezervoarelor de produse petrol [144]

3. CONCEPTE ȘI METODOLOGII ÎN PROIECTAREA PĂMÂNTULUI ARMAT CA TEREN DE FUNDARE

3.1. Principiul pământului armat

Pământul armat este un material de construcție rezultat din asocierea fizică și conlucrarea structurală a unui material granular necoeziv sau slab coeziv, capabil să suporte acțiuni ce induc solicitări de tipul compresiunii și forfecării, cu un material de armare, capabil să suporte eforturile de întindere [143].

Eforturile de întindere pe care pământul nu le poate prelua sunt transmise armăturilor prin mecanismul de frecare dintre cele două materiale în zonele de contact. Principiul de funcționare este prezentat în figura de mai jos (Fig. 3.1. și 3.2)

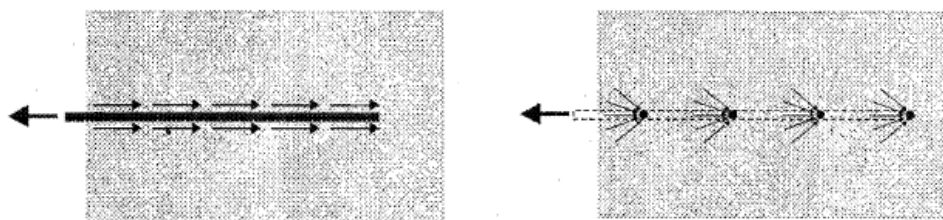


Fig. 3.1 Eforturi de frecare armătură/teren Fig. 3.2 Încleștare în nodurile geogrilei[143]

3.1.1 Necesitatea apariției pământului armat

Amplasamentele destinate construcțiilor ingineresti sunt selectate din condițiile impuse de funcționarea construcțiilor și integrarea acestora în circuitul economico-social al zonei respective. Dar în numeroase cazuri pe amplasament se află pământuri cu comportamente speciale, având fie o capacitate portantă scăzută fie o deformabilitate excesivă astfel condițiile de fundare pe amplasament nu satisfac cerințele de rezistență și stabilitate necesare, fiind necesară o îmbunătățire a terenului de fundare. [68]

Alegerea tehnicilor, tehnologiilor respectiv a materialelor pentru îmbunătățirea terenului de fundare trebuie să țină seama atât de performanțele tehnice ale acestora, de costurile de realizare, cât și de impactul asupra mediului înconjurător.

Îmbunătățirea terenurilor de fundare, presupune studierea amplasamentului și a caracteristicilor construcției propuse, prelevarea de probe din teren și efectuarea de încercări fie în laboratoarele geotehnice, fie in situ. Aceste încercări se efectuează înainte și după realizarea îmbunătățirii terenului pentru a se asigura că tehnicile alese au fost eficiente. Rezultatele obținute după momentul realizării îmbunătățirii, se vor păstra și vor fi considerate ca elemente de comparație în procesul de urmărire a comportării în timp a construcției executate pe amplasamentul respectiv.

Aceste studii stau la baza cercetării continui desfășurate în acest domeniu și permit elaborarea de metode de calcul privind proiectarea viitoare a lucrărilor de îmbunătățirea terenului astfel încât între rezultatele obținute în etapa de calcul cât și cele măsurate pe amplasament să nu fie diferențe semnificative.

Inițial acest material de construcție s-a folosit pentru:

- Ranforsarea terenurilor de fundare cu capacitate portantă redusă, fiind alternativă la alte soluții de îmbunătățire mult mai costisitoare sau la sisteme de fundații de adâncime;
- Sprijinirea masivelor de pământ, fiind alternativă la sprijinirile clasice cu ziduri din beton armat.

Eficiența demonstrată în cadrul folosirii lui la acest gen de lucrări a dus la folosirea lui și la alte tipuri de lucrări prin dezvoltarea teoriilor de calcul, efectuarea de experimente și dezvoltarea și perfecționarea materialelor geosintetice folosite.

3.1.2. Categoriile de terenuri consolidate prin metoda înlocuirii

Terenurile slabe de fundare sunt terenuri cu capacitate portantă redusă și deformabilitate mare, din această categorie fac parte [68] [107]:

- umpluturi dezorganizate și slab consolidate.
- pământuri lichefiabile;
- pământuri sensibile la umezire (PSU);
- pământuri cu umflări și contracții mari (PUCM);
- pământuri turboase saturate cu apă și mâluri;

Pământuri sensibile la umezire (PSU) - numite și pământuri löessoide, (SREN ISO 14688-2/2005) [104] au o structură mixtă rezultată prin depunerea particulelor de dimensiuni reduse ce determină forțe de frecare la contactele dintre granule de dimensiuni mari, rezultând o structură subândesată caracterizată prin porozitate mare (40÷60 %), datorită existenței unor macropori și a unor canale verticale existente în masa pământului.

Aceste pământuri sub acțiunea încărcărilor transmise de fundație sau chiar sub greutatea proprie se tasează suplimentar odată cu creșterea umidității, ca urmare a slăbirii legăturilor coloidale. Aceste pământuri se găsesc pe suprafețe întinse din țara noastră, circa 40.000 km², reprezentând circa 17% în Câmpia Română, Dobrogea, podișul Moldovei, în lungul râurilor Siret, Prut dar și pe suprafețe restrânse în Banat și Crișana [68]. Din studii a rezultat faptul că cutremurele vrâncene cu magnitudinea mai mare de 7,0 afectează o suprafață de cca 100.000 km², aria de expunere corespunde în mare parte cu aria de răspândire a loessurilor și pământurilor löessoide, îmbunătățirea acestora micșorând daunele.[37]

Una din metodele de consolidare a acestui tip de pământ și înlăturarea sensibilității la umezire pe întreaga grosime a pachetului sensibil sau doar pe zona în care se pot produce tasări suplimentare ce depășesc limitele impuse de normativ, este realizarea unei compactări corespunzătoare a pământului de pe amplasament peste care se va realiza o pernă de pământ din umplutură compactată, impermeabilă, astfel încât presiunea netă la talpa fundației să fie de minim $p_n=200\text{kPa}$. Fig. 3.3 [107]

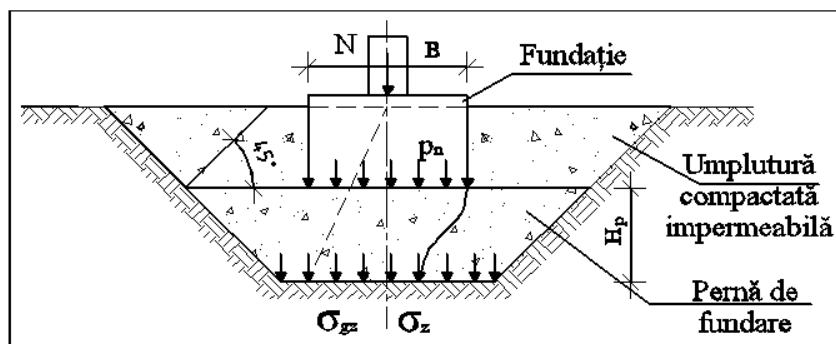


Fig. 3.3. Pernă de pământ pentru consolidarea pământului sensibil la umezire [după 107]

Pământuri cu contractii și umflări mari (pământuri contractile) (PCUM) – numite și pământuri contractile, expansive sau active, (SREN ISO 14688-2/2005) [104] care au proprietatea de a-și modifica sensibil volumul, prin cicluri succesive de umflare-contrație, la suprafața terenului sub formă de fisuri și crăpături, ce se accentuează în perioadele secetoase și se închid în cele ploioase. Ca urmare a variațiilor de umiditate, se pot produce degradări importante ale fundațiilor de mică adâncime, fenomen însoțit de apariția de fisuri sau crăpături în elementele suprastructurii. Aceste pământuri se găsesc în majoritatea zonelor geografice ale României, [68], astfel:

- În zonele subcarpatice și piemontane din Oltenia, Muntenia și izolat în Moldova și Dobrogea;
- În podișul Transilvaniei și în special în zona nordică;
- În zonele colinare dinspre câmpia de vest;
- În zonele de luncă și terase ale unor râuri, mai ales în podișul Moldovenesc.

Pentru prevenirea degradărilor ce pot apare, în funcție de tipul structurilor și raportul dintre mărimea solicitărilor și capacitatea portantă a terenului se pot adopta măsuri constructive privind modul de realizare a fundațiilor, respectiv fundarea la o cotă de fundare, sub zona variațiilor de umiditate, astfel fenomenul de contrație sau umflare nu va afecta fundația, respectiv prin prevederea de centuri la partea superioară a fundațiilor. [107]

Dacă există situații în care măsurile constructive nu sunt suficiente, se adoptă varianta de îmbunătățire a terenului prin compactarea acestuia și realizarea la partea superioară, supusă direct agenților climatici, a unei perne de fundare cu material de regulă granular, cu caracteristici care să ducă pe de o parte, la creșterea capacității portante în cedarea fundării directe, dar și ca intermediar între acțiunea agenților climatici și pământul activ, cu scopul diminuării acțiunii acestora, figura 3.3. La stabilirea dimensiunilor pernei de fundare, se va lua în considerare, că acesta trebuie să depășească în lateral cu circa 50 cm fundațiile construcției, la cota de fundare. Realizarea acestei perne de fundare va determina o scădere a deformațiilor terenului și scăderea posibilității apariției de tasări diferențiate ale construcției.

Pământurile lichifiabile – sunt pământuri nisipoase, afânate și saturate, care sub acțiuni dinamice ciclice sau de natură seismică își pot pierde capacitatea portantă de a prelua sarcini datorită creșterii presiunii din pori.[58]

Acest tip de pământuri se întâlnesc în lunca râurilor cu nivelul apei subterane aproape de suprafață fiind acoperite sau nu de un strat subțire de pământ coeziv.

Din categoria efectelor dăunătoare care se pot produce putem aminti: ejectări de apă și nisip, umflări la suprafață, deformări locale sau tasare generalizată, alunecări în adâncime sau fisurări și alunecări la suprafață [68]. Aceste fenomene pot aduce degradări importante la ramblee dar și la terenurile de fundare.

Pentru prevenirea deformațiilor și limitarea efectelor lichefierii asupra construcțiilor se pot adopta măsuri de creștere a gradului de îndesare sau de creștere a rigidității construcției prin prevederea de centuri de beton armat, sau chiar realizarea unui radier general.

Măsuri de creștere a gradului de îndesare presupun compactări de suprafață sau de adâncime, executarea de drenuri perimetrice, injectări de coloane, dar și prin realizarea unei perne de fundare, prevăzută la partea inferioară cu un pământ îmbunătățit prin blocaj de piatră cu grosimea de 50÷70 cm. Materialul din care se va executa perna de fundare poate fi coeziv sau granular de natura pietrișului, bine compactat și armat cu scopul preluării eforturilor de întindere.

Pământurile turboase saturate cu apă și mături – sunt pământuri cu un conținut bogat de materii organice (5÷60%), de formație recentă, saturate, cu consistență redusă și compresibilitate mare și foarte mare. Aceste depozite sedimentare cu conținut ridicat de materii organice se pot prezenta sub formă de strat continuu sau sub formă de lentile. Acest tip de pământuri se găsesc în luncile râurilor. Datorită faptului că unghiul de frecare a acestor pământuri poate fi chiar nul, nu se recomandă fundarea directă indiferent de grosimea lor și de mărimea tasării calculate. Pentru a realiza sisteme de fundare se vor lua măsuri de reducere a deformațiilor terenului, prin alegerea unei cote de fundare care să depășească stratul necorespunzător, îmbunătățirea terenului de fundare prin compactare și prevederea de măsuri de accelerare a fenomenului de consolidare (coloane drenate de nisip sau balast, coborârea nivelului apei subterane) sau înlocuirea parțială sau totală a stratului necorespunzător și realizarea unei perne de fundare din balast[68]

Pământuri de umplutură – sunt pământuri caracterizate de o compoziție neomogenă, ceea ce duce la compresibilitate neuniformă, atât sub greutate proprie dar mai ales la dispunerea de construcții cu încărcări mari sau la solicitări dinamice de natura seismelor. În funcție de natura materialelor componente, aceste pământuri se tasează natural în intervale de timp diferite, dar se poate realiza și o îndesare suplimentară sub acțiunea vibrațiilor și coborârea nivelului apei subterane. În vederea fundării directe pe aceste terenuri sunt necesare prevederea de soluții constructive suplimentare, prin realizarea de compactări de suprafață, realizarea de fundații cu cotă de fundare care să depășească stratul necorespunzător (piloți, coloane) sau după decopertare se realizează o compactare corespunzătoare și apoi o pernă de fundare cu caracteristici de rezistență și deformabilitate superioare. [68] [107] [51]

În concluzie se poate spune că realizarea de construcții pe terenuri slabe de fundare presupune luarea de măsuri corespunzătoare pentru asigurarea stabilității, rezistenței și exploatării normale a construcțiilor. Alegerea metodelor de creștere a capacității portante și reducerea deformațiilor până la nivelul solicitat de încărcările aduse de construcție trebuie să se facă în mod individual funcție de natura și starea terenului și în urma analizei comparative tehnico-economice a variantei de îmbunătățire. Terenurile slabe de fundare se regăsesc pe suprafețe considerabile în țara noastră, astfel metoda realizării pernelor de fundare este o metodă des întâlnită pentru consolidarea acestora, așa cu am prezentat anterior, datorită raportului cost-

beneficiu ridicat prin comparație cu alte metode, mai ales în ultimul timp datorită introducerii de elemente de armare ceea ce a dus la creșterea eficienței folosirii ei.

În figura 3.4. [112] [104] este prezentată schematic clasificarea metodelor și procedeele de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare, făcută după mai multe criterii (caracterul metodei, tehnologia folosită, felul transformărilor cantitative și calitative care au loc în structura pământurilor supuse îmbunătățirii etc.).

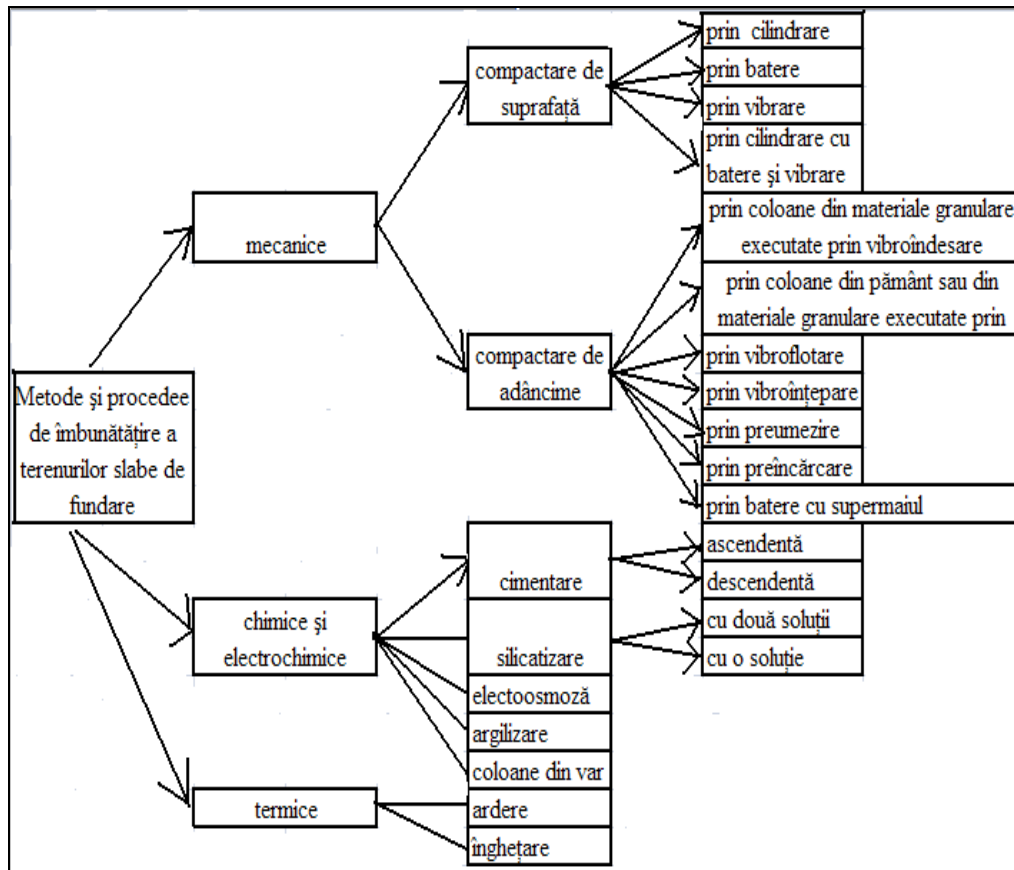


Fig. 3.4. Clasificarea metodelor de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare [112]

3.2. Alcătuirea și proprietățile materialelor

Pământul armat se formează prin asocierea pământului cu armătura. [68] De regulă pentru armare se folosesc materiale geosintetice sub formă de benzi, geomembrane, geocelule sau geogridurile. Pentru armarea umpluturilor de pământ acestea se dispun pe direcție orizontală în unul sau mai multe straturi.

Mergând pe principiul betonului armat unde armătura este dispusă pe direcțiile unde solicitările la întindere depășesc rezistența betonului, la fel și în cazul pământului armat straturile de materiale geosintetice cu rol de armare se dispun după același principiu. Pentru alegerea materialelor geosintetice se va ține seama de solicitările pe termen lung ale viitoarei structuri precum și de caracteristicile pământului în care vor fi incorporate.

Pentru a se obține forțe de frecare cât mai mari, capabile să preia valori cât mai mari ale eforturilor de întindere, pentru umpluturile armate se folosesc pământuri necoezive sau slab coezive cu unghiuri de frecare internă cât mai mari.

3.2.1. Pământul

Tipurile de pământuri care se folosesc pentru realizarea umpluturilor armate sunt [144]:

- Umpluturi din pământ necoeziv – ce trebuie să conțină atât particule fine (minim 15 %) cât și particule cu dimensiunea maximă de 250 mm (nisip);
- Umpluturi din pământ slab coeziv – ce conțin particule fine în proporție mai mare de 15% dar au un indice de plasticitate $I_p \leq 6\%$ (piatră de carieră concasată cu sorturi de la 0...90 mm, piatră și bolovăniș de râu concasate cu sort de la 0...250 mm).

- Umpluturi din pământ coeziv – se folosesc în mai mică măsură doar după analizarea compoziției chimice astfel încât să nu afecteze corodarea sau alterarea materialelor geosintetice dispuse pentru armare.

- Cenuși de termocentrală;
- Steril de mină;

În cazul folosirii pentru umpluturi a pământului coeziv, a cenușilor de termocentrală respectiv a sterilului, se vor face analize chimice deoarece existența în compoziția chimică a unor compuși peste anumite limite stabilite, poate duce la declașarea proceselor de carbonatare sau oxidare a materialelor geosintetice, ducând în timp la scăderea rezistenței acestora și implicit scăderea capacității portante a ansamblului de pământ armat. Proprietățile electrochimice ale terenului sunt influențate de conținutul de substanțe chimice de natura nitratilor, sulfaților sau clorhidraților.

Se recomandă ca materialul să nu conțină materiale organice care pot provoca coroziunea armăturilor sau fragmente de rocă moale (șisturi) care duc la scăderea forțelor de frecare cu armătura.

De asemeni, se va determina pH-ul pământului astfel încât acesta să aibă valori între 3 și 9 în cazul folosirii ca elemente de armare materiale din poliester sau poliolefine și se va determina chimismul apei subterane, dacă se consideră că acesta va fi în contact cu materialele geosintetice.

După dispunerea fiecărui strat de armătură se va face o bună compactare a stratului de umplutură. Compactarea va influența comportarea ansamblului pământ-armătură. Pentru a diminua costurile de execuție la alegerea tipului de pământ folosit se va alege un pământ care să nu necesite pregătiri suplimentare la punerea în operă (uscarea, corectarea granulozității, etc.) și să nu prezinte sensibilitate la umezire și să fie cât mai ușor de compactat.

Dacă din considerente tehnice sau economice materialul disponibil nu prezintă o valoare a coeficientului de frecare necesară atunci prin încercări de laborator se determină tipul și cantitățile de adaosuri de material.

3.2.2. Materialele geosintetice

Cercetările privind comportarea și stabilirea relațiilor de calcul a pământului armat au presupus corelarea studiilor efectuate în laborator pe elemente experimentale coroborate cu urmărirea comportării în timp a lucrărilor unde s-a folosit acest material. În cadrul acestor cercetări s-au folosit diverse tipuri de

pământ armat în varii modalități cu o diversitate de tipuri de materiale geosintetice supuse la încercări statice, respectiv ciclice.

Elementele de armare folosite în cadrul lucrărilor de armare a pământului trebuie să îndeplinească mai multe cerințe [68] [143] [144]:

- să aibă rezistențe la îndindere suficient de mari capabile să preia eforturile de întindere calculate a se produce în interiorul pământului;
- să fie suple și să prezinte la rupere alungiri mari, astfel încât să nu se realizeze o rupere casantă;
- să fie suficient de rezistente la solicitările ce apar în momentul punerii în operă precum și în perioada de exploatare sub acțiunea factorilor mecanici ;
- să aibă o rezistență la acțiunea factorilor de degradare chimici și biologici din interiorul pământului.

Armăturile se pot prezenta sub diferite forme și pot fi realizate din mai multe tipuri de materiale:

- Benzi, folii grile sau geocelule din materiale polimerice (geosintetice);
- Benzi sau grile metalice;
- Ancore de diverse tipuri.

În figura 3.5 sunt prezentate schemele de armare folosind diverse forme de armături.

Din punct de vedere al comportării, armăturile pot fi împărțite în două categorii [144]:

- *Armături relativ inextensibile*, pentru care deformațiile la rupere sunt mai mici decât deformațiile maxime ce pot apare în terenul nearmat, în aceleași condiții de solicitare. Proprietățile acestor armături sunt, de cele mai multe ori, independente de timp și de temperatură, astfel că relația efort-deplasare poate fi determinată cu ajutorul încercărilor pe termen scurt, cu viteză constantă de deformare.

În această categorie intră armăturile metalice.

- *Armături relativ extensibile*, care au deformații la rupere mai mari decât deformațiile maxime ce pot apare în pământul nearmat, în aceleași condiții de solicitare. Proprietățile acestor armături sunt, în general dependente de timp și temperatură, de aceea pentru determinarea lor sunt recomandate încercări pe termen lung (fluaj). În această categorie intră aproape toate armăturile geosintetice

Armăturile din metalice sunt realizate din materiale rezistente la coroziune și se prezintă sub formă de grile, benzi plase sau bare.

Armăturile din materiale geosintetice pot fi realizate din:

- Geotextile;
- Geogriile;
- Geocelule;
- Geocompozite de armare.

Geotextilele sunt țesături permeabile realizate din fibre sau fire textile. Majoritatea sunt realizate din fibre sintetice, dar există și geotextile realizate din fibre naturale (iuta, de exemplu). Polimerii utilizați sunt polipropilena, poliesterul, polietilena și poliamida sub formă de fibre sau fire (monofilament, multifilament etc.). Geotextilele pot fi: țesute, nețesute, tricouri, consolidate prin interțesere sau termosudare. Sunt utilizate în special pentru funcțiile hidraulice (filtrare, drenare), dar și pentru separare, armare, protecție și containere [143] [144].

Geogriilele sunt geosintetice utilizate în general pentru armarea pământului, formate dintr-o rețea deschisă regulată, cu deschideri suficient de mari pentru a

permite pătrunderea materialelor granulare cu care vin în contact. Golurile au dimensiuni mult mai mari decât nervurile (1-10 cm). Înglobate în pământ sau orice alt material, geogriile acționează atât prin frecare rețea-material, pe ambele fețe, cât și prin interacțiunea mecanică cu respectivul material. [142] [143].

Geocelulele sunt structuri tridimensionale polimerice, permeabile, realizate din benzi de geotextile, geogriile sau geomembrane utilizate pentru armarea pământului sau / și control erozional. [142] [143].

Geocompozitele sunt combinații de materiale, din care cel puțin un material este geosintetic. Principiul de funcționare al geocompozitelor este îmbinarea proprietăților și funcțiilor materialelor componente, astfel încât să se obțină materiale care să răspundă unor cerințe precise. Geotextilele folosite cu scop de armare pot fi asociate cu alți polimeri, cu fibre de sticlă sau metal, formând geocompozite. [142] [143].

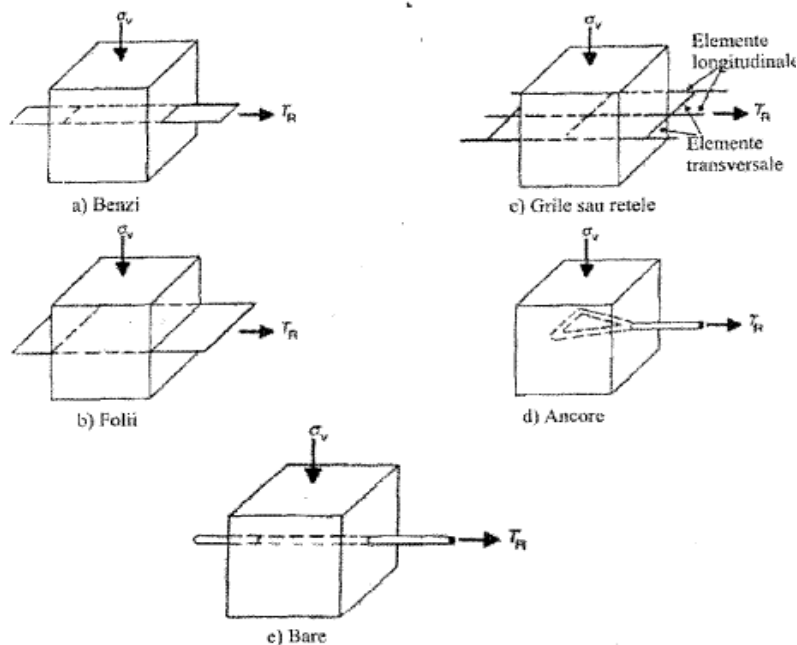


Fig. 3.5 Diverse forme de armături [144].

Structurile ancorate sunt realizate cu armături metalice sau polimerice care au formă de ancoră la capete.

3.3. Mecanismul de transfer

Mecanismul de transfer al eforturilor de la teren la armătură este diferit în funcție de felul și forma armăturilor, sub formă de bandă, folie, grilă sau geocelulă.

Dacă pentru armare se folosește armătură inextensibilă (armătură metalică), dispusă în teren pe direcția de deformație maximă la întindere, crește capacitatea portantă a terenului și se reduc semnificativ deformațiile. Dacă însă se produce ruperea acesteia, atunci masivul de pământ armat se va comporta ca și un masiv nearmat.

Dacă pentru armare se folosește armătură extensibilă (armare cu materiale geosintetice), dispusă în teren pe direcția de deformare maximă la întindere, este posibil să se înregistreze deformății mai mari în teren fără să cedeze armătura.

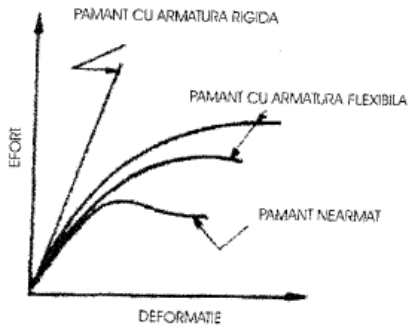


Fig. 3.6 Comportarea comparativă a armăturilor extensibile și inextensibile [144].

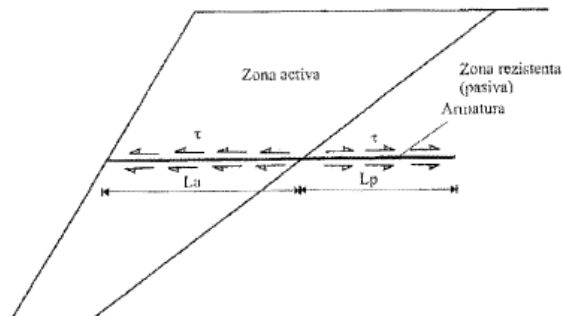


Fig. 3.7 Mecanismul armării în cazul pantelor abrupte [144].

În "Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armat cu materiale geosintetice și metalice" – GP 093-06 [144], este prezentată figura 3.6 și 3.7 pentru a se pune în evidență comportarea comparativă a armăturilor extensibile și cele inextensibile ce se folosesc pentru armarea unei pante abrupte realizată într-un pământ necoeziv.

Panta al cărui unghi de înclinare este mai mare decât unghiul de frecare al pământului are două zone distincte, respectiv zona activă, situată în apropierea fațadei, în care eforturile tangențiale sunt orientate spre exterior în sensul de smulgere al armăturii și o zonă rezistentă în care eforturile tangențiale sunt orientate spre interiorul umpluturii. Fără armătură zona activă ar fi instabilă, dar armăturile flexibile asigură stabilitatea prin transferarea forțelor destabilizatoare din zona activă către zona rezistentă.

3.3.1. Mecanismul de transfer eforturi pământ-geogrilă

Prin mecanismul de armare eforturile de întindere sunt absorbite sau disipate prin armătura flexibilă, care va prelua deformațiile de întindere din zona activă în măsura caracteristicilor de rigiditate ale acesteia. Astfel aceste deformații de întindere sunt transferate de la teren la armătură prin contactul dintre acestea.[143]

Având în vedere faptul că în interiorul masivului armat datorită eforturilor de întindere din zona activă se produc deformații ale armăturii flexibile, în etapa de proiectare se va calcula lungimea necesară a armăturii în zona activă astfel încât să nu se producă cedarea acesteia, astfel rigiditatea axială a acesteia să fie mai mare decât eforturilor din teren. Eforturile de întindere scad ca intensitate din zona activă spre cea rezistentă, descrescând astfel către capătul liber al acesteia. Interacțiunea dintre cele două materiale depinde de caracteristicile terenului, ale armăturii și de modul de dispunere a acesteia care influențează relația dintre ele.

Legătura dintre armătură și pământ va fi [144]:

- De tip *frecare* – pentru pământurile *necoezive*, în funcție de tipul terenului, al armăturii și rugozitatea acesteia, fig. 3.1;
- De tip *aderent* – în cazul pământurilor *coezive*;
- De tip *încleștare* – între particulele de pământ și geogrilă sau geocelulă.

Legătura dintre armătura de tip geogrilă sau geocelulă este controlată de mecanismul intern de forfecare din interiorul pământului la interfața dintre teren și armătură. Forțele de legătură ce se dezvoltă cresc odată cu creșterea rezistenței la forfecare a pământului precum și cu creșterea gradului de rugozitate a armăturii.

Deoarece armăturile flexibile interacționează cu pământul prin preluarea forțelor axiale, dispunerea acestora în pământ trebuie să țină cont de direcția eforturilor ce se dezvoltă în pământul de pe amplasament.

Pentru calculul eforturilor ce se dezvoltă în interiorul unei mase de nisip, considerând materialul nisip ca un mediu omogen și izotrop, se consideră punctul A din interiorul masei de nisip, asupra căruia acționează următoarele tensiuni principale pe direcția orizontală și verticală.

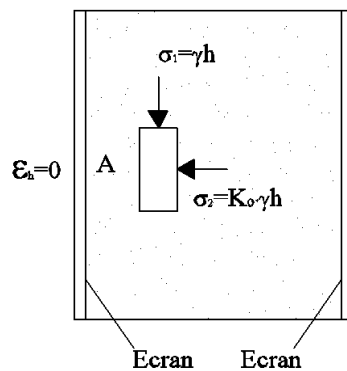


Fig. 3.8 Masă de nisip cu deplasare laterală împiedicată [după 68]

Valorile tensiunilor principale în lipsa deformațiilor orizontale ($\epsilon=0$), fig. 3.8 sunt date de expresiile [68]:

$$\sigma_1 = \gamma h \quad (3.1)$$

$$\sigma_2 = K_0 \gamma h \quad (3.2)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (3.3)$$

Unde: K_0 este coeficientul împingerii în stare de repaus.

Starea de tensiune în punct are expresia grafică dată de cercul lui Mohr, fig. 3.8. Dacă deformația laterală crește progresiv ($\epsilon_H=0$) prin deplasarea ecranelor laterale care împiedică deplasarea laterală, efortul σ_2 scade, iar starea de tensiune din punctul A se modifică în sensul indicat în figura 3.9, până la atingerea stării limită de echilibru.

Eforturile unitare tangențiale egalează rezistența la forfecare a pământului pe un plan ce face un unghi de $45^\circ + \varphi/2$ cu planul efortului unitar principal σ_1 . Atunci când coeficientul împingerii active a pământului, respectiv al masei de nisip K_0 devine $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$, se atinge starea activă de rupere: $\sigma_2 = K_a \gamma h$

Dacă în masa de nisip se dispun armături orizontale, cu rezistență la întindere mare cu scopul armării terenului. Fiecare strat de nisip este fretat la ambele fețe de armături, chiar dacă pământul este liber să se deformeze, acesta nu va putea înregistra deformații mai mari decât cele ale armăturii, dacă frecarea dintre pământ și armătură este suficient de mare iar distanța dintre armături este suficient de mică și astfel armăturile încep să preia eforturile de întindere, deoarece modulul lor de deformație este mult mai mare decât cel al pământului în care sunt incorporate astfel deformațiile laterale totale ale pământului. Fig. 3.10.

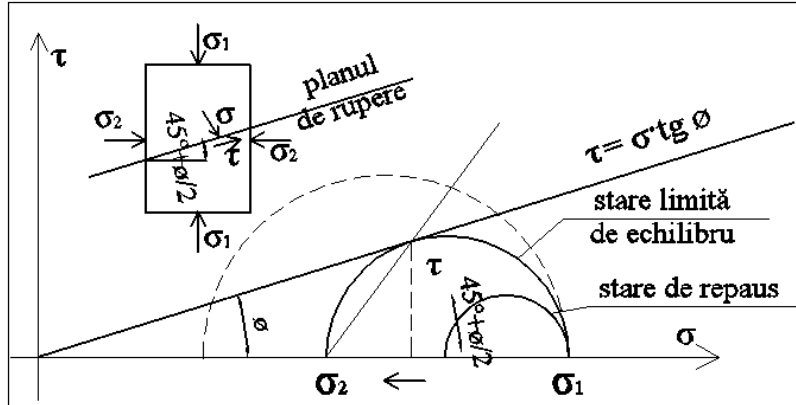


Fig. 3.9 Starea de tensiune în punctul A înainte și după deplasarea ecranelor [după 68]

Dacă marginile laterale ale terenului analizat se deplasează în sens invers, de apropiere a lor, terenul analizat se comprimă. Având în vedere rezistența scăzută la întindere a armăturilor, efectul lor în starea de eforturi în pământ pe această direcție de dispunere, este inexistent. Din aceste considerente, armarea terenului se face pe două direcții astfel încât armăturile să poată prelua eforturi de întindere pe ambele direcții, fiind astfel mai eficientă.

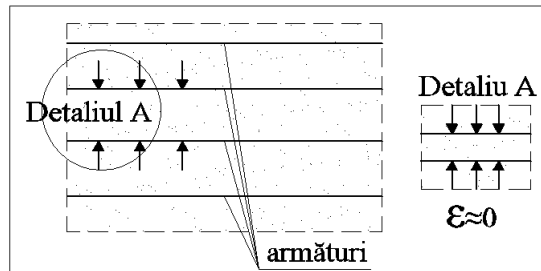


Fig. 3.10 Masiv de nisip cu armături orizontale [după 68]

Pentru a se pune în evidență fenomenul de frecare dintre armătură și pământ, se consideră două particule de nisip în contact cu o armătură (fig. nr. 3.11). Pe suprafața de contact dintre armătură și pământ, la deplasarea particulei sau a armăturii se opune forța de frecare care împreună cu componenta normală determină o reacțiune R, înclinată cu unghiul α față de normală.

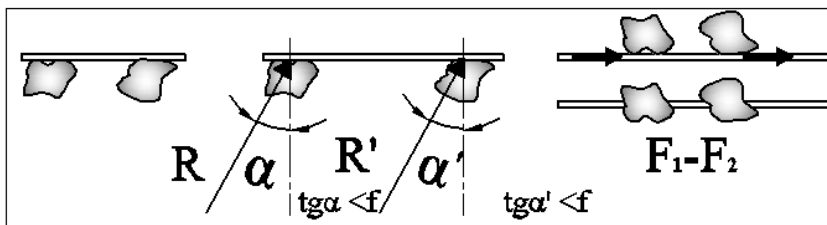


Fig. 3.11 Mobilizarea frecării pământ-armătură [după 68]

Fig. 3.12 Conlucrare pământ-armătură [după 68]

Dacă $\operatorname{tg} a \leq f$ care reprezintă coeficientul de frecare pământ – armătură, atunci are loc o mobilizare a frecării fără alunecare ca și cum particulele de pământ ar fi legate de elementul de armare, astfel deplasările relative sunt nule. Acest fenomen se întâmplă în cazul dispunerii armăturii în cadrul pământului de așa manieră încât transferul eforturilor de întindere să se facă fără să se atingă faza alunecărilor.

Dacă fenomenul de frecare fără alunecare se întâmplă la nivelul fiecărei particule, cu formă și dimensiuni diferite, atunci și eforturile de întindere preluate vor fi diferite în dreptul fiecărei particule, așadar chiar și particulele care nu sunt în contact direct cu armătura vor ceda o parte mai mică din efortul lor prin intermediul celorlalte particule învecinate.

Analizând fig. 3.11 și fig. 3.12, dacă luăm în considerare elementul de volum A și dispunerea de armături orizontale rezultă o diminuare a efortului σ_2 ce acționează asupra elementului A pe direcție orizontală deoarece elementul de armare introduce peia o parte a acestui efort calculat cu formula $\sigma_1 \operatorname{tg} \varnothing$, datorită fenomenului de frecare între particula de nisip și elementul de armare, fenomen explicat anterior.

În concluzie la aceeași valoare a efortului vertical σ_1 prin scăderea valorii efortului orizontal σ_2 elementul A nu se mai află în starea de echilibru la limită ci se poate suplimenta valoarea efortului σ_1 . Astfel la aceeași valoare a efortului vertical σ_1 în condiții de echilibru la limită valoarea efortului orizontal în pământul armat va fi $\sigma_2' = \sigma_2 + \sigma_1 \operatorname{tg} \varnothing$. Deci prin armarea pământului s-a obținut o îmbunătățire a acestuia printr-o creștere a eforturilor de întindere pe orizontală și o creștere a eforturilor de compresiune pe verticală pe care acesta le poate prelua, datorită prezenței armăturii orizontale și miniferstării efectului de frecare, respectiv coeziune. [68]

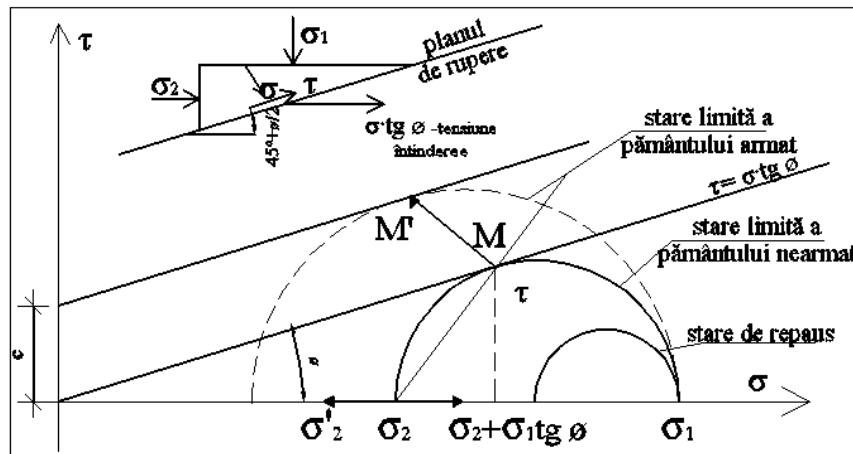


Fig. 3.13 Starea de tensiune în punctul A în masivul armat și nearmat [după 68]

Generalizând această teorie prin dispunerea armăturii orizontale pe două direcții va crește valoarea eforturilor de întindere pe ambele direcții și deci îmbunătățirea stării de eforturi din interiorul pământului armat. Putem concluziona că o pernă de nisip armat pe una sau două direcții va putea suporta eforturi verticale provenite de la sistemul de fundare al construcțiilor mai mari decât în variantă nearmată. Eficiența acestuia crește pe măsura folosirii de elemente de armare cu caracteristici de rezistență axială și rugozitate mai mari, dispuse în mai

multe straturi și cu suprafețe care să asigure o distribuire cât mai bună a eforturilor aduse de sistemul de fundare, figura 3.13. Pentru a crește eficiența conclucrării dintre armătură și elementul de pământ cercetările au permis crearea de materiale geosintetice tot mai performante, care să combine în funcție de specificul lucrării la care se va folosi pământul armat mai multe funcții. Astfel armăturile orizontale care au prezentat cele mai bune rezultate în etapa de cercetare și aplicativă sunt sub formă de geogrilă respectiv geocelule.

3.3.2. Mecanismul de transfer eforturi pământ-geocelulă

Conceptul de confinare laterală a structurilor celulare datează din 1970, atunci când Corpul Inginerilor Armatei Statelor Unite ale Americii a dezvoltat ideea de a prevedea confinarea laterală pentru a îmbunătăți capacitatea portantă a nisipului. La început s-au folosit structuri celulare metalice dar era o metodă costisitoare, ulterior folosindu-se materiale polimerice.[105]

Geocelula este un material geosintetic cu structură tridimensională, folosită cu precădere la baza taluzurilor, realizându-se rapid o platformă de lucru, similară platfeormelor betonate, cu tasări mai uniforme, reducând timpul de construire, eliminând excavarea și înlocuirea materialului, determinând creșterea capacității portante a terenului cu costuri mai mici. [136]

Armarea cu geocelule se folosește mai ales la fundațiile drumurilor a căror rezistență în timp depinde de calitatea balastului, de rezistența acestuia la încărcări de impact și la vibrațiile produse de trafic, efectul de saltea a stratului de geocelulă umplută cu material granular ducând la distribuirea mai uniformă a eforturilor și la reducerea tasărilor de lungă durată. [65]

Utilizarea geocelulelor pentru armarea terenului prezintă avantajul că în urma dispunerii acestora în interiorul pământului, mecanismul de conclucrare prezintă trei aspecte [136] [49]:

- Efectul rezistenței laterale (confinare);
- Efectul de dispersie a eforturilor verticale;
- Efectul de membrană.

În decursul ultimelor două decenii mai multe laboratoare și proiecte de cercetare au fost interesate în investigarea geocelulelor ca și sistem de armare a terasamentelor amplasate pe terenuri slabe:

1. Cowland și Wong (1993) [26] au raportat un studiu de caz a performanței unei saltele de geocelule folosite pentru armarea unui terasament amplasat pe argilă moale.
2. Rajagopal et al. (1999) [111] a studiat influența confinării cu geocelule asupra evoluției rezistenței și rigidității solurilor granulare prin efectuarea mai multor teste de compresiune triaxială.
3. Latha et al. (2006) [64] și Latha și Murthy (2007) [63] au efectuat o serie de teste de compresiune pentru a studia eficiența armării pământului în trei variante (geogrilă plană, fibre dispersate și geocelule) pentru consolidarea și îmbunătățirea rezistenței la forfecare a nisipului. Ei au observat că consolidarea folosind geocelule a fost varianta care a îmbunătățit forța de frecare a solului pe întreg amplasamentul și s-a dovedit a fi mai eficientă în consolidarea solului decât variantele dispunerii de armătură plană;
4. Dash et al. (2001, 2003, 2007) [32] [33] [35] au investigat performanța armării utilizând o saltea de geocelule prin variația mai multor parametrii, cum ar fi dimensiunea celulelor, proprietățile materialului de umplutură și condițiile de solicitare; au concluzionat că eficiența sistemului de armare depinde nu doar de

transmiterea adecvată a încărcărilor către materialul de umplutură (prin intermediul frecării sau prin solidarizare) ci și de rigiditatea armăturii;

5. Zhao et al. (2009) [138] au revizuit straturile de armare cu geocelule de sub terasamente și au concluzionat că folosirea geocelulelor pentru armarea terasamentelor îmbunătățește rezistența terenului prin 3 aspecte: efectul rezistenței laterale, efectul de dispersie a eforturilor verticale și efectul de membrană.

a) Efectul rezistenței laterale (de confinare): – Geocelulele sunt materiale tridimensionale care confinează, rețin și armează diverse materiale în alveolele structurii. Aceste celule împiedică răspândirea laterală a materialelor pe care le conțin și cresc rezistența la forfecare a materialelor de umplutură. Mai mult, rezistența la interfață, care rezultă din interacțiunea dintre geocelule și straturile de teren situate sub și deasupra stratului armat (fig.nr. 3.14), crește confinarea laterală și scade deformarea laterală determinând o creștere a modulului de rezistență a stratului armat și îmbunătățirea distribuției și scăderea valorilor eforturilor verticale.

b) Efectul de dispersie a eforturilor verticale – după cum a fost menționat anterior salteaua de geocelule cu rol de armeană se comportă ca o platformă cu rol imediat de redistribuire a eforturilor verticale pe o suprafață mai mare, fapt ce implică reducerea acestora (Fig. 3.15);

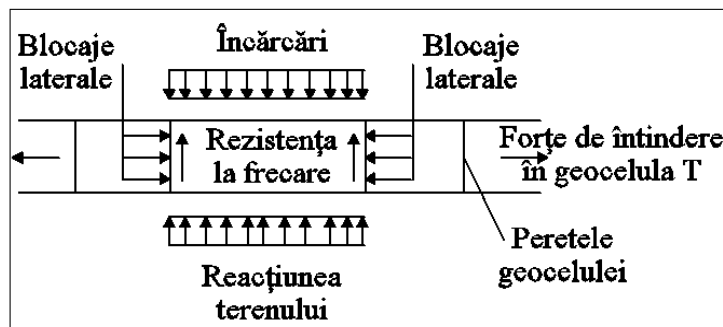


Fig. 3.14. Efectul rezistenței laterale a armării cu geocelule [după 136]

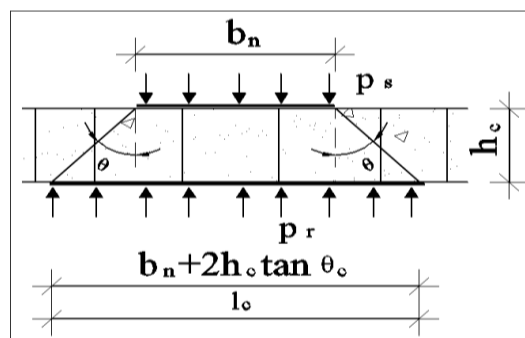


Fig. 3.15. Efectul de redistribuire și implicit de reducere a eforturilor verticale [după 136]

c) Efectul de membrană – pe măsura aplicării încărcării, fundația și terenul de sub fundație se deplasează în jos iar straturile de armare se curbează,

fiind supuse unor eforturi de întindere (Fig. 3.16); Componenta verticală a acestui efort de întindere are efectul pozitiv de reducere a presiunii în stratul slab de fundare; în acest fel deformația verticală a stratului slab este redusă și în același timp capacitatea sa portantă este îmbunătățită implicit. Pe măsură ce adâncimea falțurilor amplifică deformația stratului de armare cu geocelule, armătura asigură în plus acest efort de tensiune.

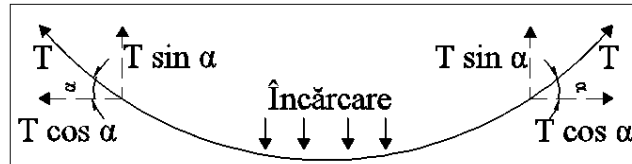


Fig. 3.16 Efectul de membrană a armăturii realizate din geocelule [după 136]

Armătura tensionată trebuie să fie întinsă și rigidă pentru a se evita ruperea prin smulgere sau depășirea rezistenței la întindere.

Calculul capacității portante a terasamentului armat cu geocelule:

În acest studiu capacitatea portantă a fundațiilor armate cu geocelule, notată cu p_{rs} , este estimată cu ajutorul capacității portante a terenului neîmbunătățit, p_s , la care se adaugă incrementul Δp datorat prezenței saltelei de armatură cu geocelule. Valoarea p_s poate fi determinată prin metode empirice sau ecuații.

Relația de calcul pentru determinarea capacității portante a fundației armate cu geocelule [136]:

$$p_{rs} = p_s + \Delta p = p_s + \Delta p_1 + \Delta p_2 = p_s + \frac{2h_c \tan \theta_c}{b_n} p_s + \frac{2T \sin \alpha}{b_n} \quad (3.4)$$

Unde:

P_{sr} – presiunea de încărcare pe suprafața de fundare pentru teren armat cu geocelule

P_s – presiunea de încărcare pe suprafața de fundare pentru teren neîmbunătățit

b_n – suprafața pe care se aplică încărcările uniforme distribuite

p_n – capacitatea portantă a terenului de fundare nearmat

h_c – înălțimea stratului de armare cu geocelule

Φ_c – unghiul de dispersie a geocelulei folosite ca armare

Folosind metoda specificată anterior s-a calculat capacitatea portantă a unui teren moale peste care s-a dispus un strat de armatură cu geocelule umplută cu piatră spartă, rezultatele fiind comparate cu măsurătorile experimentale.

S-au observat următoarele [136]:

- în etapa inițială tasarea este foarte mică, creșterea capacității portante a fost determinată de „dispersia eforturilor verticale”;

- odată cu creșterea presiunii verticale, cresc tasările proporțional cu creșterea capacității portante indusă de „efectul de membrană” a geocelulei, până la momentul la care este depășită rezistența la întindere a materialului geosintetic.

Pokharel S. K. et al (2010) [105] – a efectuat un studiu privind modul în care este influențată creșterea capacității portante funcție, de rezistența materialului (modulul de elasticitate), de forma geometrică și înălțimea celulei, numărul de straturi de armare, de felul materialului de umplutură (nisip sau balast).

S-au observat următoarele:

- Forma circulară este mai eficientă decât cea eliptică;
- Geocelulele realizate din material cu modul de elasticitate mai mare determină o capacitate portantă mai ridicată;
- Disponerea armăturii duce la creșterea capacității portante de 1,5÷2,5 ori;
- Solicitată la încărcări statice, folosirea armăturii este mai eficientă cu nisip necoeziv decât cu balast cu coeziune aparentă;
- Disponerea a două straturi de geocelulele determină creșterea eficienței.

Folosirea geocelulelor pentru creșterea capacității portante a terenurilor slabe de fundare este mai puțin folosită în comparație cu folosirea geogrilelor, deși cercetările au demonstrat eficiența sa.

Zhou Huabao și Wen Xuejun, 2007, [140] de asemenea, au observat după efectuarea de teste de compresiune triaxiale folosind nisip cu geogrile și geocelulele, au observat faptul că geocelulele sunt o variantă superioară de armare decât armarea plană cu geogrile, la armarea unei perne de nisip cu geocelule, coeficientul de legătură dintre cele două materiale, nisip-geocelule a crescut de 3 ori, iar deformațiile au fost reduse cu 44%;

3.4. Operațiuni tehnologice pentru realizarea de perne de fundare din pământ armat

Această modalitate de îmbunătățire a terenului de fundare de pe amplasamentul unei viitoare construcții este ales atunci când respectivul teren de fundare are o capacitate portantă redusă și o compresibilitate ridicată. Este o tehnică ce presupune o îmbunătățire la suprafață a terenului și se realizează prin înlocuirea unui volum de pământ existent cu material suplimentar cu caracteristici superioare astfel încât după dispunerea, compactarea și eventual armarea acestuia, terenul de fundare să fie capabil să preia încărcările provenite în etapa de exploatare a construcției. Fig.3.17.

În literatura de specialitate acest volum de pământ nou introdus se numește *perna de fundare*, rolul acesteia fiind să asigure o mai bună repartizare a sarcinilor, respectiv reducerea tasărilor diferențiate ducând la creșterea capacității portante a terenului de fundare. [107]

Efectul pernei de pământ constă în reducerea semnificativă a tasărilor diferențiate ale construcției și creșterea capacității portante a terenului slab de fundare ce se află pe amplasament la talpa fundației.

Săpătura necesară realizării pernei executată cu pantă 1:1 (pantă înclinată la 45°) pentru a putea fi compactate toate straturile pernei. Pereții se vor executa în trepte astfel încât să se poată efectua compactarea fiecărui strat de pământ din corpul pernei, până la zonele marginale.

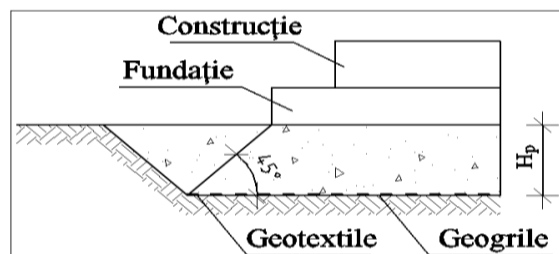


Fig. 3.17 Pernă de balast armată cu geogrile și geotextile [după 107]

Materialele din care se realizează perna de pământ sunt: nisip, pietriș, piatră spartă, pietriș și bolovăniș cu grad de neuniformitate $U \geq 7$. Se recomandă ca materialul de umplutură să se încadreze în domeniul granulometric din figura 3.18. și să respecte recomandările prezentate în capitolul 3.3.1.

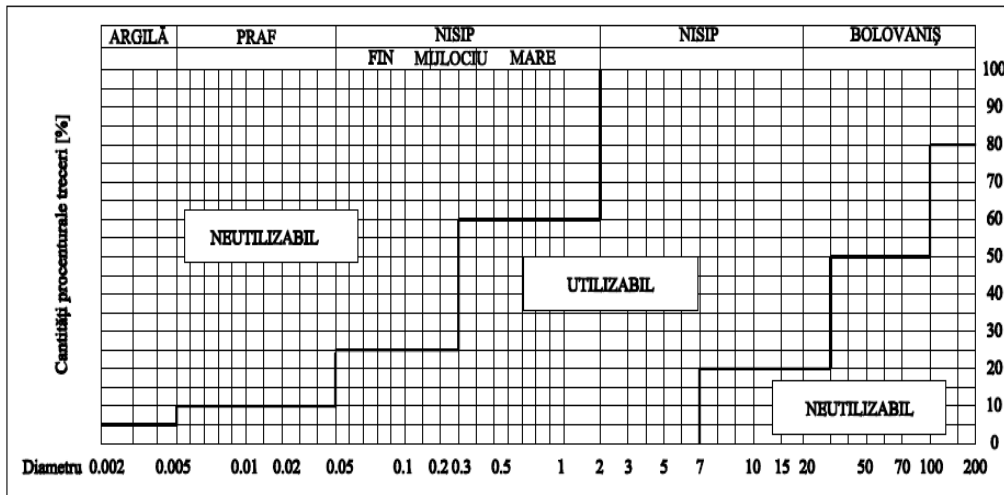


Fig. 3.18 Zona granulometrică a materialelor din pernă [după 107]

La primele aplicații a acestei tehnici terenul adus suplimentar era îmbunătățit doar prin compactare, creșterea capacității portante fiind asigurată de caracteristicile geo-mecanice ale pământului adus respectiv de compactarea acestuia. De-a lungul timpului odată cu dezvoltarea și diversificarea materialelor de construcții, în perna de fundare s-au introdus materiale cu rol de armare a acestora prin creșterea rigidității la încovoiere a materialelor cu rol de armare, care presupune creșterea capacității de forfecare a pernei având ca efect creșterea capacității portante a pernei de fundare.

În etapa de proiectare se stabilește:

- mărimea încărcărilor provenite de la suprastructură;
- sistemul de fundații;
- suprafața, adâncimea, caracteristicile pământului suplimentar;
- modalitățile de compactare;
- caracteristicile materialelor pentru armare.

Pentru realizarea unei perne de pământ armat operațiunile care se fac sunt următoarele [107]:

- Decopertarea pământului existent;
- Așternerea primului strat de umplutură;
- Nivelarea și compactarea umpluturii;
- Așternerea primului strat de armătură;
- Fixarea armăturii pe contur, pentru a preveni deteriorarea și smulgerea;
- Repetarea operațiilor descrise pentru fiecare nou strat de armătură;
- Compactarea umpluturii peste ultimul strat de armătură;
- Realizarea sistemului de fundare a construcției.

Pentru controlul calității compactării se realizează [84]:

- verificarea gradului de compactare la nivelul fiecărui strat și în final pentru întreaga pernă, ca cerință prevăzută de documentația de proiectare și certificată de buletine de calitate a execuției;

- încercări de penetrare dinamică, ca variantă suplimentară de control și siguranță;

Pe parcursul realizării acestor etape la anumite nivele considerate reprezentative se montează repere pentru a se putea urmări comportarea terenului de fundare, eventualele tasări, deformații în plan, modificarea regimului apelor de infiltrație, etc. Luând în considerare toate aceste aspecte se efectuează calculul capacității portante a pernei de fundare pentru atingerea valorii necesare preluării încărcărilor de calcul ce se vor genera la baza sistemului de fundare.

3.5. Metode de calcul a pernelor de fundare nearmate

Etapele de calcul sunt [107]:

- alegerea și stabilirea proprietăților fizice și mecanice ale materialului de umplură;
- calculul înălțimii pernei H_p , prin metoda stratului echivalent.

Înălțimea stratului echivalent al pernei de pământ, figura 3.19 se determină cu relația:

$$H_{ech} = 0,9H_p \alpha \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \quad (3.5)$$

unde:

pentru α se recomandă valoarea 3.

E_1 - este modulul de deformație longitudinală pentru materialul de umplură

E_2 - este modulul de deformație longitudinală pentru terenul natural aflat sub pernă

Valoarea efortului unitar vertical la baza pernei se determină cu relația:

$$\sigma_1 = \alpha_0 \cdot p_{ef} \quad (3.6)$$

în care: $\alpha_0 = f\left(\frac{L}{B}, \frac{H_{ech}}{B}\right)$ se determină cu NP 112-13 [142]

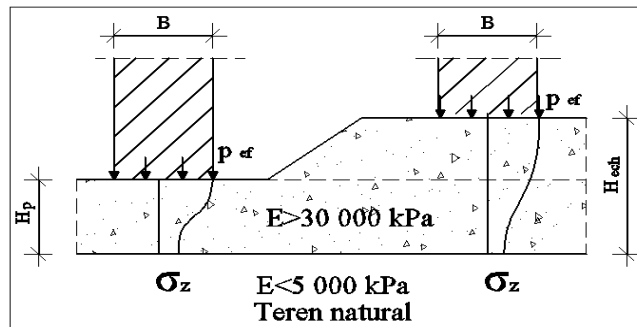


Fig. 3.19 Metoda stratului echivalent [după 107]

Verificarea tensiunilor verticale la talpa pernei impune satisfacerea condiției:

$$\sigma_z + \sigma_{gz} \leq p_{pl, \text{teren natural}} \quad (3.7)$$

unde: $\sigma_{gz} = H_p \gamma_p$

În cazul în care stratul moale apare la adâncime mai mare, figura 3.20, valoarea înălțimii echivalente se determină cu relația:

$$h_e = 0,9 \sum_{i=1}^3 H_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_3}} \quad (3.8)$$

unde: σ_{gz} - este presiunea geologică din greutatea proprie a pernei de pământ,
 σ_z - efortul unitar vertical transmis de fundație la cota z
 $p_{pl, \text{ teren natural}}$ - presiunea acceptată de terenul natural.

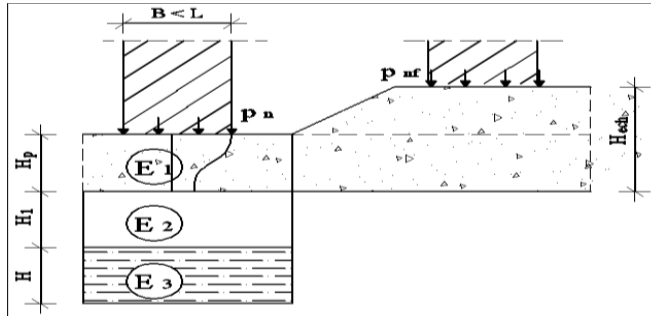


Fig. 3.20 Terenuri stratificate [după 107]

Conform cu recomandările normativului NP 112-13 [142] valoarea presiunii acceptate pe teren este de natura unei presiuni plastice (p_{pl}).

La determinarea presiunii limită a stratului moale se va lua în considerare lățimea B_z a fundației convenționale care se calculează cu relația:

$$B_z = \sqrt{F_z + a^2} - a \quad (3.9)$$

$$\text{în care: } F_z = \frac{p_n \cdot B \cdot L}{\sigma_z} \text{ și } a = \frac{L - B}{2}$$

Prin încercări succesive se determină înălțimea pernei, începând de la o înălțime minimă de 80 cm, până când sunt îndeplinite cele 2 condiții:

- condiția de presiune: $\sigma_1 + \sigma_{gz} \leq p_{pl, \text{ teren natural}}$
- condiția de tasare: $S_{ef} \leq S_{adm}$.

în care:

S_{ef} - se determină prin însumarea tasărilor straturilor elementare ce compun perna de fundare;

S_{adm} - tasarea maximă admisibilă (conform tabel 3.2, 3.3, 3.4, 3.5)

Calculul tasării prin metoda însumării pe straturi elementare presupune următoarele etape:

- calculul efortului unitar net mediu p_{net} pe talpa fundației:

$$p_{net} = p_{ef} - \gamma \cdot D_f \quad (3.10)$$

$$\text{în care } p_{ef} = \frac{Q}{A}$$

unde: Q - suma încărcărilor provenite de la construcție, inclusiv greutatea fundației și a umpluturii de pământ;

A - suprafața în plan a tălpii de fundare

γ - greutatea volumică medie a pământului de deasupra nivelului fundației

Pământul situat sub nivelul tălpii de fundare se împarte în straturi elementare, până la adâncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active, fiecare strat constituit ca pământ omogen, trebuie să aibă o grosime mai mică de 0,4B.

- calculul eforturilor unitare verticale datorate presiunii nete transmise de talpa fundației (calculate pe verticală la centrul fundației la limita de separație a straturilor la partea superioară σ_{zi}^{inf} și inferioară σ_{zi}^{sup} a fiecărui strat)

$$\sigma_z = \alpha_0 \cdot p_{ef} \tag{3.11}$$

Unde: α_0 - coeficient de distribuție a eforturilor verticale, în centrul fundației, pentru presiuni uniforme distribuite pe talpă (dat în tabelul 3.1) în funcție de rapoartele L/B și z/B

L- lungimea fundației dreptunghiulare [m],

B- lățimea fundației dreptunghiulare sau diametrul fundației circulare [m],

z - adâncimea planului de separație al strattului elementar față de nivelul tălpii fundației [m],

p_{net} - efortul unitar net mediu pe talpa fundației [kPa],

Zona activă pe care se calculează tasările se întinde până la adâncimea la care efortul unitar vertical σ_z datorat încărcării fundației este mai mic decât 20% din presiunea geologică σ_{gz} la adâncimea respectivă $\sigma_z < 0.2 \cdot \sigma_{gz}$

$$\sigma_{zi}^{med} = \frac{\sigma_{zi}^{sup} + \sigma_{zi}^{inf}}{2} \tag{3.12}$$

- calculul tasării absolute probabile: $s = 10^2 \cdot \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_i}$ (3.13)

unde: β - coeficient de corecție egal cu 0,8

σ_{zi}^{med} - efortul vertical mediu în stratul elementar i

h_i - grosimea stratului elementar i

E_i - modulul de deformație liniară a stratului elementar i;

n - numărul de straturi elementare în limita zonei active.

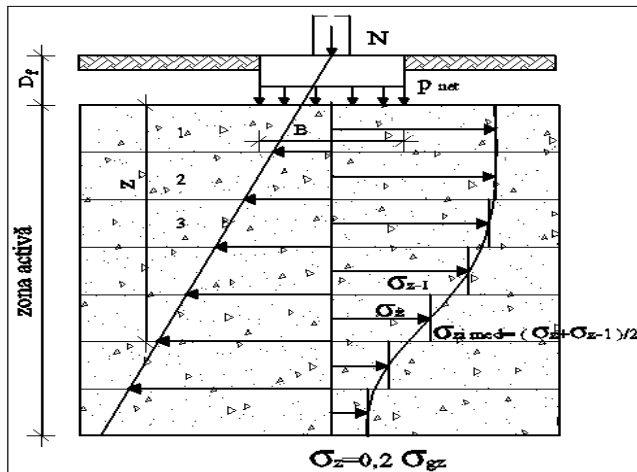


Fig. 3.21 Calculul tasării prin metoda însumării pe straturi [după 107]

Tabelul 3.1 Valorile coeficientului α_0 [după 107]

z/B	Fundații în formă de:				
	cerc	Dreptunghi, cu raportul laturilor L/B			
		1	2	3	>10
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98
0,4	0,76	0,80	0,87	0,88	0,88
0,6	0,55	0,61	0,73	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,53	0,63	0,64
1,0	0,29	0,34	0,48	0,53	0,55
1,2	0,22	0,26	0,39	0,44	0,48
1,4	0,17	0,20	0,32	0,38	0,42
1,6	0,13	0,16	0,27	0,32	0,37
2,0	0,09	0,11	0,19	0,24	0,31
3,0	0,04	0,05	0,10	0,13	0,21
4,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0,16
5,0	0,02	0,02	0,04	0,05	0,13
6,0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,10

Tasarea datorită compresibilității terenului de fundare este cel mai important factor în stabilirea presiunilor acceptabile. După ce sunt satisfăcute condițiile de presiuni se va efectua calculul tasărilor de consolidare. Producerea de tasări se face atât pentru construcții de dimensiuni și încărcări considerabile, dar, în cazul în care terenul de fundare este alcătuit din prafuri și argile moi, compresibile, pot apare tasări importante chiar sub solicitări relativ reduse, figura 3.22. Pentru terenurile de fundare alcătuite din terenuri necoezive cu îndesare mijlocie sau îndesate, tasările se produc simultan cu realizarea construcției, astfel la terminarea lucrărilor se înregistrează tasarea totală, dar care nu trebuie să depășească valorile prezentate în tab. 3.3 și tab. 3.5. Dacă pe perioada de exploatare a construcției, are loc o cedare diferențiată a terenului de fundare în diferite părți ale construcției cu valori mai mari de 3-4 cm în suprastructură, nu se vor genera eforturi suplimentare, dar dacă se depășesc aceste valori ale tasărilor se pot produce daune importante chiar colaps. Tab.3.4

Dacă pe amplasament terenul natural este foarte slab, înaintea realizării pernei se va realiza un strat de blocaj cu grosimea de 70 cm din blocuri de piatră cu scopul de a îmbunătăți zona inferioară a săpăturii (deși acest strat nu se ia în calcul pentru calculul capacității portante pernei de pământ).

În tabelul 3.2 pentru diferite tipuri de pământuri și sisteme de fundare se vor indica valori admisibile ale lui R și s_{max} .

Tabelul 3.3 Tasări admisibile (mm) pentru fundațiile de suprafață [după 107]

Valori admisibile pentru fundații izolate	Burland și alții (1977)	Skempton și MacDonald (1956)	EC7 (1994)
Tasarea totală pentru nisipuri	25	40	50
Tasarea diferențiată pentru nisipuri	20	25	20
Tasarea totală pentru argile	45	65	Valori mari
Tasarea diferențiată pentru argile	25	40	

Tabelul 3.2 Valorile R și S_{max} admisibile [după 107]

Tipul de pământ	Valoarea	Tipul fundației	
		izolată	radier
Argilă	R	22 500	30 000
	S_{max} (mm)	75	100
Nisip	R	1 500	1 800
	S_{max} (mm)	50	60

Tabelul 3.4 Deformațiile admisibile [după 107]

A. Construcții din beton și pereți armați					
Valori admisibile	Skempton și MacDonald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin, Tokar (1957)	Bjerrum (1963)	EC 7 (1994)
Degradări ale structurii și fisuri în pereți	1/150	1/250	1/200	1/150	1/150
	1/300	1/500	1/500	1/500	1/300
B. Pereți nearmați					
Raportul Δ/L	Meyerhof (1956)	Polshin și Tokar (1957)		Burland și Wroth (1975)	
Deformație U	1/2500	L/H < 3 - 1/3500 până la 1/2500 L/H > 5 - 1/2000 până la 1/1500		1/2500-L/H=1 1/1250-L/H=5	
Deformație Π	-	-		1/5000-L/H=1 1/2500-L/H=5	

Tabelul 3.5 Tasări admisibile (mm) pentru radieră [după 107]

Valori admisibile pentru fundații izolate	Terzaghi și Peck (1948)	Skempton și MacDonald (1956)	Burland și alții (1977)	EC7 (1994)
Tasarea totală pentru nisipuri	50	40 - 60	Valori mari	50
Tasarea diferențiată pentru nisipuri				
Tasarea totală pentru argile	-	65 - 100	-	-
Tasarea diferențiată pentru argile				

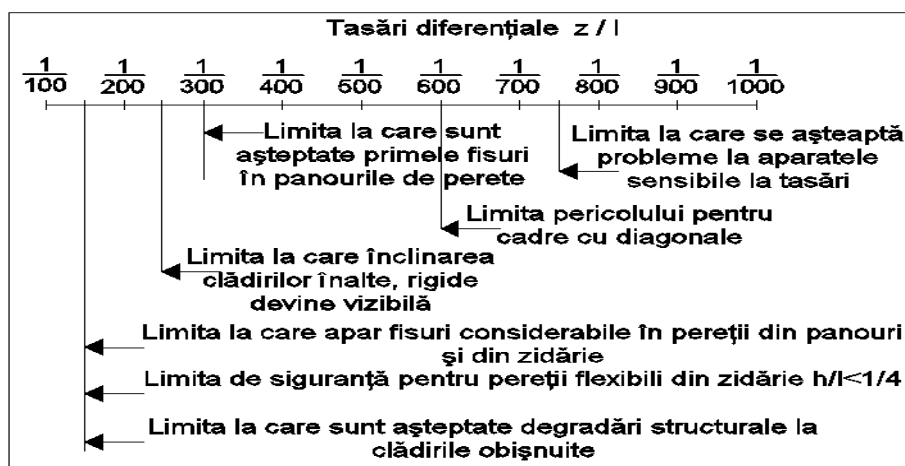


Fig. 3.22 Schema limitelor tasărilor diferențiate și degradările care apar la construcții la atingerea acestora după T. J. Tepper 1991 [după 107]

Unde z – tasarea diferențiată; l – distanța dintre fundațiile învecinate; h – înălțimea.

3.6. Calculul pernei de fundare armate

În prezent în România, normativile care reglementează proiectarea și utilizarea materialelor geosintetice în lucrările de construcții sunt:

- "Normativ pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrări de construcții" indicativ NP 075-02 [143];
- "Ghid privind proiectarea structurilor de pământ cu materiale geosintetice și metalice" indicativ GP 093-06 [144]

Normativul NP 075-02 [143] definește categoriile de materiale geosintetice proprietățile fizico-mecanice și categoriile de lucrări de construcții la care se folosesc. Normativul GP 093-06 [144] principiile și metodele de proiectare și calcul a structurilor de sprijin armate și pantelor armate.

În etapa de proiectare a pernei de balast armată se stabilește:

- marimea încărcărilor provenite de la suprastructură,
- sistemul de fundații;
- suprafața, adâncimea, caracteristicile pământului suplimentar;
- modalitățile de compactare;
- caracteristicile materialelor pentru armare.

Calculul dimensiunilor pernei armate se face prin respectarea cumulativă a 2 condiții [107]:

- înălțimea pernei de fundare se stabilește din calcul astfel încât eforturile generate de încărcările aduse de construcții și din greutatea proprie să nu depășească la baza pernei de fundare, rezistența terenului natural cu capacitate portantă scăzută;

- lățimea pernei de fundare se stabilește la partea inferioară în funcție de prelungirea stratului de armare față de fundația construcției, ulterior săpătura efectuându-se cu panta 1:1 (45°) până la partea superioară.

Stabilirea dimensiunilor la o pernă de fundare realizată din pământ armat spre deosebire de o pernă de fundare din pământ nearmat trebuie să țină cont pe lângă condițiile enumerate anterior și de modul de armare. Astfel modul de armare se stabilește în funcție de tipul armării și modul de dispunere a armăturii.

Modul de dispunere a armăturii presupune precizarea următorilor factori:

- număr de straturi de armare;
- distanța de la baza fundației până la primul rând de armătură;
- distanța pe verticală între 2 rânduri de armătură consecutive;
- lungimea pe care se prelungeste armătura în lateralul fundației.

Prezența armăturii în interiorul pernei de fundare de pământ duce la creșterea capacității portante acestuia astfel încât are loc o scădere a mărimii tasărilor și a eforturilor necesitând pentru aceleași condiții inițiale (teren natural pe amplasament cu capacitate portantă scăzută, eforturi provenite de la construcțiile ce se vor realiza pe amplasament, greutate proprie perna de fundare) rezultând în urma calculelor dimensiuni mai mici pentru perna de fundare.

Diminuarea dimensiunilor pernei de fundare armată față de varianta nearmată, în aceleași condiții inițiale, aduce economii în procesul de realizare a lucrărilor de construcții prin scăderea:

- volumului de săpătură a terenului natural existent pe amplasament, ceea ce implică scăderea cheltuielilor de săpătură, transport, descărcare ;
- volumului materialului folosit pentru umplutură pentru realizarea pernei de fundare, ceea ce implică scăderea cheltuielilor de achiziționare, transport, împrăștiere și compactare;

- impactului asupra mediului, prin cantitatea mai mică de material de umplură extras din cariere și balastiere, respectiv prin cantitatea mai mică de material depozitat.

Deși armarea pernei de fundare presupune cheltuieli de achiziție a materialului pentru armare, aceste cheltuieli sunt mult mai mici față de economia rezultată din scăderea cheltuielilor prezentate mai sus.

În prezent în România cât și pe plan mondial, cercetarea privind dezvoltarea unor metode de calcul este încă în curs. În literatura de specialitate sunt publicate experimente efectuate, concluziile desprinse în urma studierii comportării diferiților factori implicați în modul de armare și metode de calcul dezvoltate de cercetări, dar încă nu există un consens global.

În lucrare, vom expune câteva din teoriile de calcul prezentate în literatura de specialitate, teorii de care se va ține seama în procesul de proiectare a cercetărilor proprii.

3.6.1. Mecanismele de cedare a pernelor armate

Prima etapa în procesul de calcul este studierea ipotezelor de rupere a pernei de fundare. Distribuția tensiunilor sub fundații este detaliată în fig.3.23 de mai jos.[28]

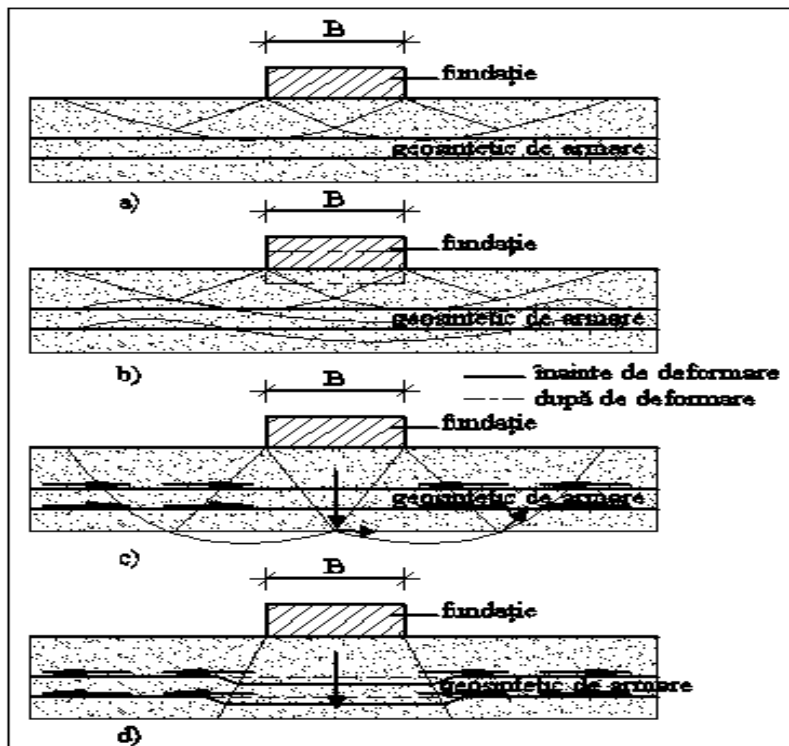


Fig. 3.23 Mecanisme de eforturi dezvoltate în interiorul pernei armate [după 28]
a – efect de strat rigid, b- efect de membrană, c – efect de împiedicare a deformării laterale-confinare, d- rupere prin fluaj

Efectul de strat rigid (Fig. 3.23 a) – Dacă adâncimea primului strat de armătură depășește o anumită valoare, zona armată acționează ca bază rigidă și ruperea are loc deasupra acesteia.

Efectul de membrană (Fig. 3.23 b) – Odată cu creșterea încărcării aplicate, fundația se deplasează în jos datorită tasării terenului, straturile de armătură se deformează și în interiorul elementului de armare se dezvoltă eforturi de întindere și are loc conlucrarea cu pământul prin intermediul forțelor de frecare care se dezvoltă între cele două elemente lucrând ca un tot unitar. Această stare de eforturi se menține până la cedarea elementului de armare prin smulgere sau rupere.

Efectul de confinare – împiedicare a deformării laterale (Fig. 3.23 c) – se manifestă datorită deplasării relative dintre pământ și armătură, la nivelul interfeței prin intermediul forțelor de frecare. În cazul în care elementul de armare este constituit din geogridurile sau geocelulele are loc efectul de împănare, deformarea laterală sau deformația specifică potențială la întindere este diminuată, iar deformația verticală a pământului este mai redusă. Acest mecanism duce la creșterea capacității portante a terenului armat față de varianta nearmată.

Efectul de cedare prin fluaj a stratului de armare (Fig. 3.23 d) – are loc atunci când datorită tasării cauzată de încărcările transmise suprafeței de armare duce la depășirea rezistenței la întindere a elementului peste rezistența mecanică a acestuia păducând ruperea elementului de armare, numită cedare prin creep.

3.6.2. Determinarea capacității portante a pernelor armate

3.6.2.1. Metoda Binquet și Lee (1975a)

Conform metodei Binquet și Lee (1975a) [13] [28] modulul de cedare sunt dependente de configurarea zonei armate și rezistența la întindere a armăturii, fig.3.24.

Forțele de întindere din armături la rupere apar, prin schimbarea direcției și a deformării prin întindere a armăturilor în punctele de intersecție cu suprafețele de rupere din pământ. Astfel se calculează conturul dintre zonele ce se deplasează în sus și în jos, mărginite de liniile AC respectiv A'C' care indică punctele de tensiune tangențială maximă fig. 3.24. Datorită tensiunilor tangențiale, forțele de întindere sunt deplasate în zonele laterale ale pernei de fundare armate.

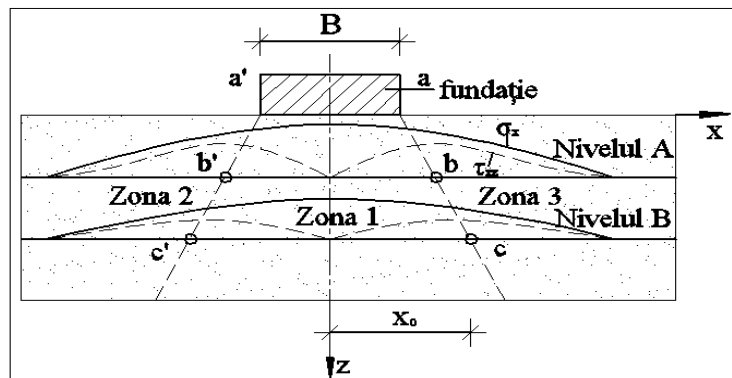


Fig. 3.24 Distribuția eforturilor induse de încărcare [după 28] fundației și mecanismul de rupere

Studiile efectuate pe modele experimentale realizate în condiții de laborator pe modele de fundații izolate cu descărcare pe nisip armat. Prin încercări experimentale s-au evidențiat 3 moduri posibile de producere a rupei. Aceste moduri de rupere sunt în funcție de dispunerea și rezistența elementelor de armare care sunt prezentate în fig.3.25 [28]

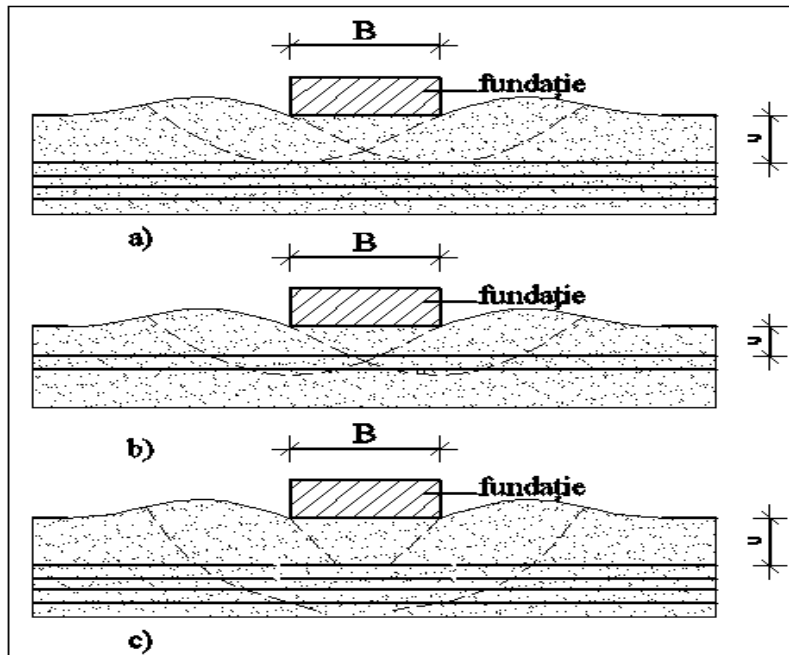


Fig. 3.25 Moduri de rupere identificate prin încercări experimentale [după 28]
 a – forfecare deasupra zonei de armare, b- armături scurte, smulgere,
 c – ruperea armăturilor superioare lungi

Modul 1 de rupere se caracterizează prin aceea că suprafața de rupere este situată deasupra stratului armat, strat cu grosimea u sub fundația cu lățimea B , și corespunde fundațiilor de suprafață rigide.

Acest mod de rupere apare atunci când:

- se crează relația $u/B > 2/3$;
- armarea pernei este foarte bună și crează un corp rigid în care nu se dezvoltă forțe de forfecare.

În urma studiilor efectuate s-a constatat că odată cu reducerea grosimii stratului dintre fundație și suportul rigid al pernei armate, crește capacitatea portantă.

Modul 2 de rupere se caracterizează prin aceea că suprafața de rupere este situată în stratul de pernă armată prin smulgerea armăturii.

Acest mod de rupere apare atunci când:

- se crează relația $u/B < 2/3$;
- numărul elementelor de armare este minim 3.

Modul 3 de rupere se caracterizează prin aceea că suprafața de rupere este situată sub centrul fundației sub forma unei rupei progresive și corespunde fundațiilor de suprafață de lungime mare.

Acest mod de rupere apare atunci când:

- se crează relația $u/B < 2/3$;
- numărul elementelor de armare este mai mare de 4.

Astfel dacă un strat cedează datorită depășirii rezistenței la întindere a straturilor de armătură, atunci sarcina revine stratului următor care nu poate prelua acest spor de sarcină și se va rupe și el, astfel progresiv ruperea va înainta la toate celălalte.

Această metodă pentru calculul unei fundații cu descărcare pe nisip armat, are în vedere mecanismul de cedare prin depășirea rezistenței la smulgere. La baza metodei și s-au admis următoarele ipoteze [28]:

- distribuția eforturilor induse de încărcare este aceeași atât în situația armării cât și nearmării;
- deplasarea prismelor ce formează zonele 1 și 2 sunt după direcția verticală și respectiv laterală;
- limitele de separație (a'-b'-c' și a-b-c) dintre zone corespund locului geometric al punctelor din teren în care eforturile tangențiale τ_{xz} au valori maxime ce pot fi calculate prin teoria elasticității;
- prin deformarea terenului pozițiile modificate corespund situației din fig.3.26

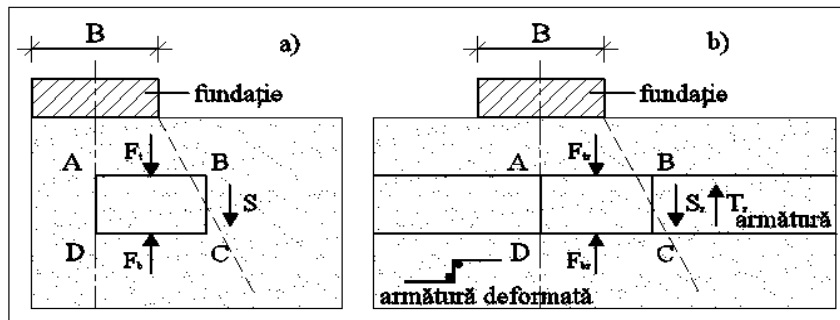


Fig. 3.26 Componente ale forțelor puse în lucru: [după 28]
a - masiv nearmat, b- masiv armat,

Condiția de echilibru a volumului ABCD (fig.3.16), considerat cu sau fără armătură este:

$$\mathbf{F}_t - \mathbf{F}_b - \mathbf{S} = \mathbf{0} \text{ și respectiv } \mathbf{F}_{tr} - \mathbf{F}_{br} - \mathbf{S}_r - \mathbf{T}_r = \mathbf{0}$$

unde

\mathbf{F}_t și \mathbf{F}_{tr} - forța verticală normală pe fața superioară a volumului de pământ considerat nearmat și respectiv armat;

\mathbf{F}_b și \mathbf{F}_{br} - forța verticală normală pe baza volumului de pământ considerat nearmat și respectiv armat;

\mathbf{T}_t - forța ce se dezvoltă în armătură;

Pentru aceeași valoare a tasării se admite că $\mathbf{F}_b = \mathbf{F}_{br}$ rezultă forța de tracțiune la care este solicitat stratul de armare: $\mathbf{T}_t = \mathbf{F}_{tr} - \mathbf{F}_t - \mathbf{S}_r + \mathbf{S}$

Pentru stratul de armare \mathbf{N} așezat la adâncimea z sub suprafața de încărcare, forța de tracțiune \mathbf{T}_t este dată de relația:

$$T_t(z, N) = \frac{1}{N} \left[J\left(\frac{z}{B}\right)B - I\left(\frac{z}{B}\right) \right] \cdot q \left(\frac{q_r}{q_0} - 1 \right) \tag{3.14}$$

$$\text{Unde: } J\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_0^{x_0} \sigma_z\left(\frac{z}{B}\right) dx}{q_r \cdot B} \text{ și } I\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\tau_{xz, \max}\left(\frac{z}{B}\right)}{q_r} \quad (3.15) \text{ și } (3.16)$$

Pentru evaluarea forței de rezistență a armăturii la tracțiune și smulgere, autorii indică următoarea formulă:

$$R_y = \frac{w \cdot N_R \cdot t \cdot f_y}{FS_y} \quad (3.17)$$

$$T_f(z) = 2 \cdot f \cdot (LDR) \left[M\left(\frac{z}{B}\right) \cdot B \cdot q_0 \left(\frac{q_R}{q_0}\right) - \gamma(L_0 - X_0)(z + D) \right] \quad (3.18)$$

Unde:

R_y - forța necesară pentru evitarea ruperii armăturii;

w - lățimea nervurii sau elementului de armare;

N_R - numărul de elemente pe unitatea de lungime a fundației;

t - grosimea nervurii elementului din stratul de armare;

f_y - rezistența la rupere prin tracțiune a unei nervuri sau element de armare;

F_{sy} - coeficient de siguranță cu referire la ruperea armăturii;

$T_f(z)$ - forța necesară pentru smulgerea stratului de armare dispus la adâncimea z ;

f - coeficient interacțiune armătură - pământ,

$$f = \frac{tg \phi_f}{F_{sf}} \quad (3.19)$$

Φ_f - unghi de frecare între armătură și materialul de umplutură al pernei de fundare;

F_{sf} - coeficient de siguranță cu referire la smulgere;

LDR - densitatea de ranforsare pe unitatea de lungime, $LDR = w \cdot N_R$ (3.20)

M - parametru adimensional de forță;

B - lățimea fundației;

q_0 - capacitatea terenului nearmat;

q_R - capacitatea terenului armat;

γ - greutatea volumică a materialului de umplutură;

L_0 - semilungimea stratului de armare;

X_0 - distanța față de centrul fundației la care apare efortul tangențial maxim pe stratul de armare;

z - adâncimea de pozare a stratului de armare în raport cu talpa fundației;

D - adâncimea de fundare.

3.6.2.2. Metoda Huang și Tatsuoka (1988)

Metoda se bazează pe observații la încercări experimentale în condiții de laborator pe fundații izolate pe nisip armat și descrie două modele de cedare [56]:

- cedarea locală a stratului situat sub zona armată (fig.3.27a);

- ruperea locală, prin poansonare (fig.3.27 b).

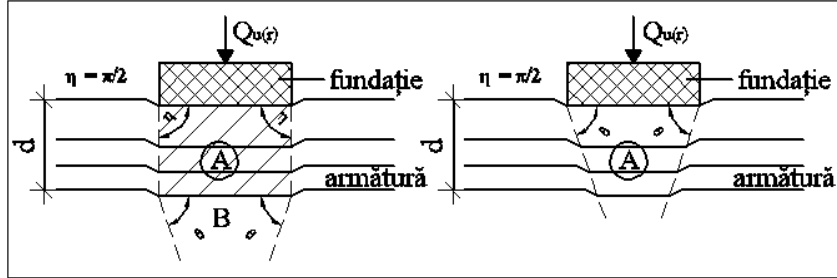


Fig. 3.27 Metodele de rupere acceptate de Huang și Tatsuoka: [după 28]
 a - rupere locală în terenul situat sub zona armată;
 b - rupere locală a zonei armate

Condițiile de cedare generalizată prin cedarea stratului de armătură presupune calculul:

- efortul de întindere în elementul de armare;
- efortul de compresiune în teren (nisip).

Creșterea capacității portante (Δq) pentru o fundație izolată așezată în nisip armat se calculează diferit pentru cele două moduri de cedare, cu relațiile:

- pentru modul de cedare de tip 1 - ruperea elementului de armare:

$$\Delta q = K_p^2 \gamma \left[\frac{2d + b + 2s_2}{2} - \frac{c + s_1}{2} \right] + \frac{2 \left[\sum_{i=1}^N T_{t,i} \cdot \tan \phi \cdot N_i \right]}{B} \quad (3.21)$$

- pentru modul de cedare de tip 2 - cedarea stratului de nisip:

$$\Delta q = K_p \gamma \frac{\left[\sum_{i=1}^N T_{tav,i} \cdot N_i \right]}{d} \quad (3.22)$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Unde:

- B - lățimea fundației;
- ϕ - unghi de frecare internă a nisipului;
- γ_d - greutatea volumică în stare uscată;
- d - adâncimea pe care se extinde zona de armare;
- b - înălțimea prismei B de sub zona ranforsată;
- s_2 - tasarea fundației la rupere în nisipul armat;
- s_1 - tasarea fundației la rupere în nisipul nearmat;
- N - numărul de straturi de armare al zonei;
- $T_{t,i}$ - forța de tracțiune a fiecărui element de armare a stratului de armare i;
- N_i - numărul de elemente de armare pe unitatea de lungime a stratului i;
- $T_{tav,i}$ - forța de tracțiune cu valoare medie în stratul i din prismul A;
- grosimea prismului situat sub fundație a prismei

3.6.2.3. Metoda Ochiai et al. (1990)

Această metodă are la bază teoria de calcul dezvoltată de Prandl-Terzaghi (1943) pentru terenul nearmat, încărcat cu o fundație cu lățimea B , în condiții de echilibru. [95]

Se consideră un teren necoeziv ($c=0$) cu greutate volumică γ , unghiul de frecare internă ϕ pe care se amplasează 2 fundații cu lățimile B și B_1 fig.3.18, în interiorul cărui la adâncimea D față de partea inferioară a fundației B se va dispune un strat de armătură.

Capacitatea portantă a terenului pentru cele două cazuri, fig. 3.18 a și 3.18b se calculează cu următoarele formule:

$$q_0 = \frac{\gamma \cdot B \cdot N_\gamma}{2} \text{ și } q_{01} = \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{\gamma \cdot B_1 \cdot N_\gamma}{2} \quad (3.23) \text{ și } (3.24)$$

Unde: N_γ și N_q - sunt coeficienți de capacitate portantă indicați de Terzaghi (1943);

Considerând că forțele aplicate pentru cele două cazuri sunt echivalente se consideră că: $q_0 B = q_{01} B_1$ (3.25)

Această ecuație se poate exprima: $B = \mu \cdot B_1$ introducând parametrul de echivalare ce va fi notat cu μ . Relația de calcul pentru parametrul μ este:

$$\mu = \sqrt{\left(\frac{N_q \cdot D}{N_\gamma \cdot B}\right)^2 + 1} - \frac{N_q \cdot D}{N_\gamma \cdot B} = f(\phi, D/B) \quad (3.26)$$

Valorile parametrului μ funcție de raportul D/B și unghiul ϕ se stabilesc funcție de graficul prezentat în fig.3.29. Figura fig 3.28 a poate fi înlocuită cu fig. 3.28 b, pentru terenuri de fundare nearmate prin introducerea unui strat de armare cu geogrilă rezultând fig. 3.28 c.

Pentru a lua în considerare efectul introducerii stratului de armare în calcul de capacitate portantă a terenului de fundare armat, fig. 3.28 se consideră echivalentă cu fig. 3.28 d cu fundația cu lățimea B_2 aplicată pe terenul nearmat prin introducerea factorului γD .

Calculul capacității portantă a terenului de fundare armat din fig. 3.28 d prin analogie cu terenul de fundare nearmat, se face cu formula:

$$q_2 = \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{\gamma \cdot B_2 \cdot N_\gamma}{2} \quad (3.27)$$

Unde:

N_γ și N_q - sunt coeficienți de capacitate portantă indicați de Terzaghi (1943)

pentru terenul de fundare nearmat;

B_2 - este lățimea virtuală a fundației izolate inluzând efectul introducerii armăturii în terenul de fundare. Această lățime virtuală se calculează cu formula:

$$B_2 = \lambda \cdot B_1 = \lambda \cdot \mu \cdot B \quad (3.28)$$

Unde: λ - parametrul ce ține seama de efectul introducerii armăturii.

Pentru ca fig 3.28 să poată fi echivalentă cu fig. 3.28 d trebuie să fie satisfăcută

următoarea relație de echilibru: $q_R \cdot B = q_2 \cdot B_2$ (3.29)

Înlocuind în această relație formula de calcul pentru fiecare factor se obține următoarea relație de calcul pentru parametrul q_R .

$$q_R = \mu \cdot \lambda \cdot \left(\frac{2N_q}{N_\gamma} \cdot \frac{D}{B} + \mu \cdot \lambda \right) q_0$$
 (3.30)

Unde:

q_0 - capacitatea portantă a terenului de fundare naramat pe care se descarcă fundația cu lățimea B;

μ - parametrul de echivalare a înălțimii funcție de raportul D/B și unghiul ϕ ;

λ - parametru de eficiență funcție de lungimea relativă a stratului de armare (L/B) și adâncimea relativă la care este amplasat stratul de armătură (D/B), parametru ce este determinat prin încercări experimentale.

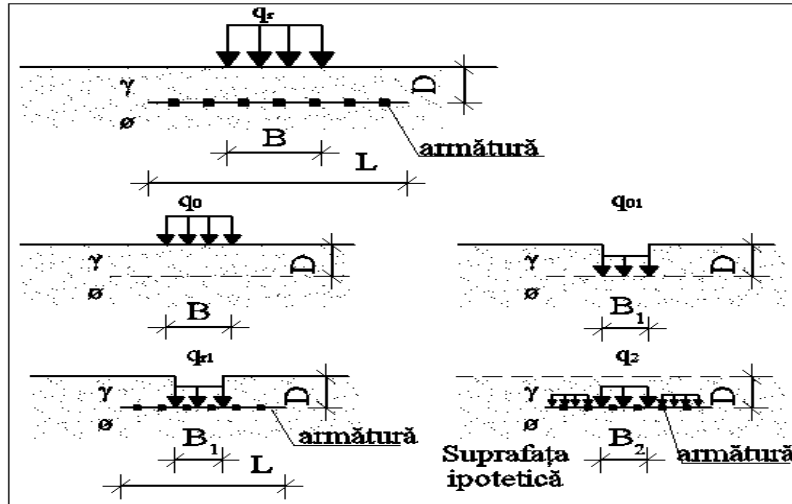


Fig. 3.28 Evidențierea efectului stratului de armare asupra capacității portante a terenului de fundare [după 95]:

- a - strat de armare poziționat la adâncimea D în raport cu talpa fundației,
- b și c - echivalarea lățimii fundației pentru situația descărcării fundației la suprafața terenului și adâncimea D în cazul terenului neramforsat
- e și f - echivalarea lățimii fundației în cazul terenului ramforsat

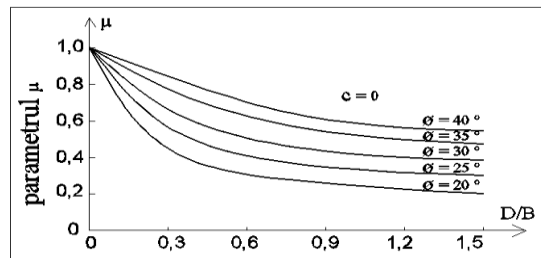


Fig. 3.29 Relația între μ și D/B [după 95]:

Pentru a valida rezultatele stabilite pe cale teoretică autorii au realizat teste experimentale și au stabilit nomograme de calcul pentru parametrul λ funcție de raportul D/B . fig.3.30a. Valoarea parametrului λ s-a stabilit considerând că stratul de armare s-a dispus la adâncimea D care să asigure un efect maxim al armării. Se poate astfel calcula adâncimea optimă la care se va dispune stratul de armare pentru a obține o valoare maximă a capacității portante a terenului de fundare.

Relația dintre raportul de armare q_R/q_0 și λ funcție de raportul D/B este exprimată cu nomograma din fig. 3.30b. Cu aceste nomograme se poate calcula capacitatea terenului de fundare armat q_R funcție de presiunea ultimă q_0 pe care o poate suporta terenul de fundare nearmat încărcat cu fundația de lățime B .

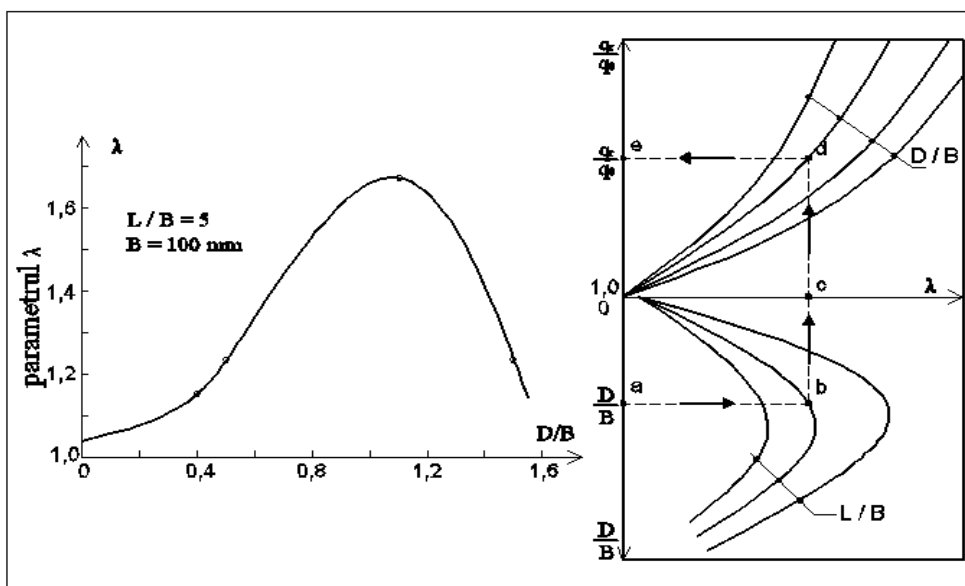


Fig. 3.30 Nomograme de evaluare a efectului armăturii asupra capacității portante întocmite pe baza de încercări experimentale: [după 95]:
a – dependența dintre factorul de eficiență și adâncimea relativă de poziționare a stratului de armătură; b- determinarea coeficientului de capacitate portantă

3.6.2.4. Metoda Huang și Menq's (1997)

Plecând de la mecanismele de rupere propuse de Schlosser et al. (1983) prezentate în figura 3.31 această metodă admite calculul capacității portante a terenului de fundare cu zone armate, luând în considerare adâncimea totală a zonei armate (notată cu d) și lățimea pe care se extinde zona de armare (notată cu $B+\Delta B$). [57]

Calculul capacității portante a terenului se face pentru două variante:

- pentru terenul de fundare nearmat:

$$q_{u(D_f=0)} = \eta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.31)$$

- pentru terenul de fundare armat:

$$q_{u(R)} = \eta \cdot \gamma \cdot (B + \Delta B) \cdot N_\gamma + \gamma \cdot d \cdot N_q \quad (3.32)$$

unde $q_{u(D_f=0)}$ - capacitatea portantă ultimă pentru terenul de fundare nearmat;
 $q_{u(R)}$ - capacitatea portantă ultimă pentru terenul de fundare armat;
 B - lățimea fundației;
 γ - greutatea volumică în stare uscată;
 d - adâncimea zonei armate;
 N_y și N_q - factori de capacitate portantă;
 D_f - adâncimea de fundare;
 η - coeficient ce depinde de forma fundației;
 ΔB - creșterea suprafeței de fundare datorită introducerii elementelor de armare;
 α - unghiul de distribuție a efortului;
 $\Delta B = (2 \times d) \tan \alpha$

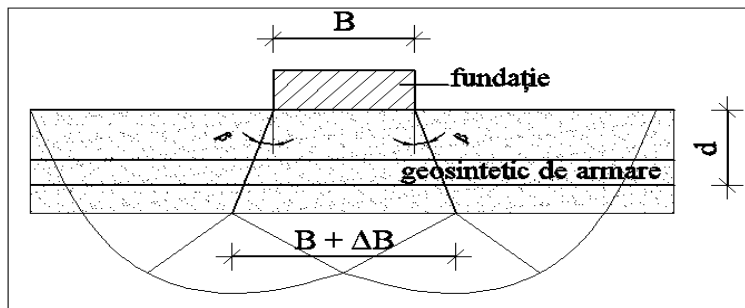


Fig. 3.31 Model de rupere [28]

Bazându-se pe date experimentale obținute din diferite cercetări, autorii au obținut prin analiza de regresie următoarele ecuații pentru a calcula unghiul de distribuție a efortului α .

$$\tan \alpha = 0,680 - 2,071h/B + 0,743CR + 0,03l/B + 0,076N$$

Unde: h - distanța pe verticală între straturile de armare;

l - lungimea stratului de armare;

N - numărul total de straturi de armare;

CR - coeficientul de acoperire (suprafața armăturii / suprafața terenului acoperit de armătură);

3.6.2.5. Metoda Wayne și al. (1998)

Metoda a fost dezvoltată după un studiu efectuat pe modele și la scară naturală și consideră 4 posibilități de cedare a zonei armate a terenului de fundare fig. 3.32 în funcție de configurarea armării și de condițiile din teren. [130]

Cele patru moduri de cedare se pot produce datorită următoarelor cauze:

- dispunerea primului strat de armătură la o distanță prea mare de partea inferioară a fundației (u) cedarea se va realiza în limitele zonei de acoperire a sistemului armat, fig. 3.32 a. Acest mod de cedare poate fi preîntâmpinat prin dispunerea primului strat de armare cât mai aproape de fundație ;

- dispunerea straturilor de armare la distanțe pe verticală prea mari (h), cedarea producându-se datorită faptului că suprafețele de rupere ar putea să se dezvolte prin materialul de umplură dintre straturile de armare, fig. 3.32 b. Acest mod de cedare poate fi preîntâmpinat prin dispunerea mai apropiată a straturilor de armare;

- cedarea terenului care se află în lateralul și sub zona armată, fig. 3.32 c, datorită realizării unui strat de armare cu lungime insuficientă și prea puternică, astfel volumul pernei armate se comportă ca o fundație adâncă rigidă și grosimea zonei armate se comportă ca o fundație de adâncime înglobată. Acest mod de cedare poate fi preîntâmpinat prin calcularea capacității portante folosind formula prezentată de Vesic (1973) ;

- cedarea zonei armate prin poansonare, fig. 3.32 d, care se produce în terenurile de fundare armate cu un sistem de armare adecvat; Pentru acest mod de cedare, configurarea considerată a fi "adecvată" se consideră ca un sistem cu 2 straturi în care terenul rigid, armat, este situat pe un teren moale de fundare, cu scopul îmbunătățirii acestuia.

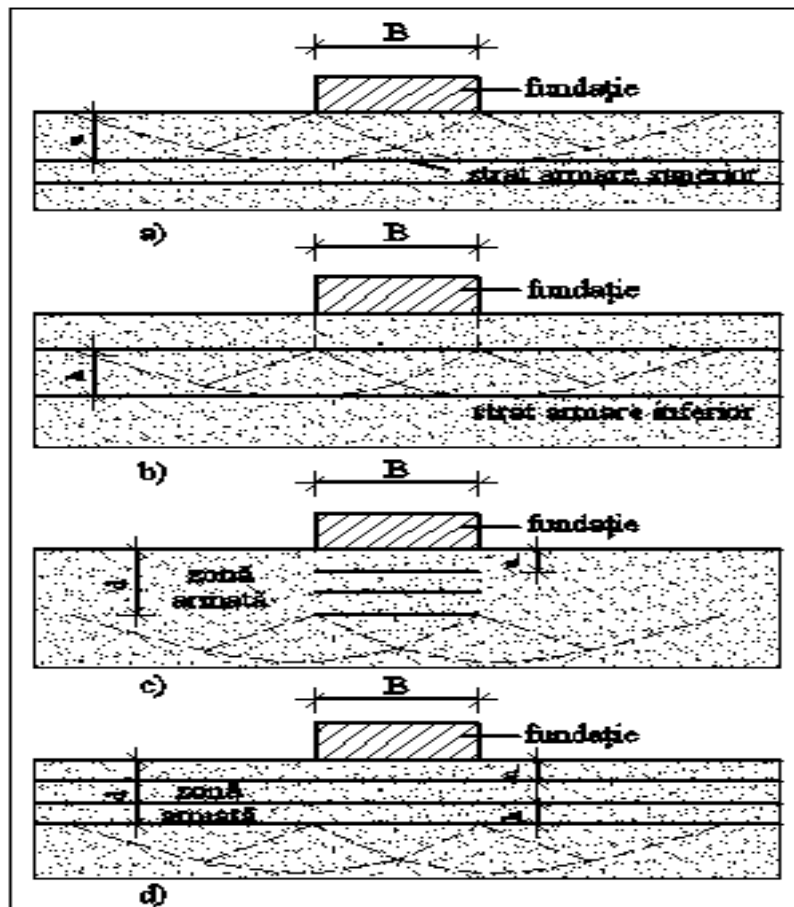


Fig. 3.32 Mecanisme de rupere [28]

Formula prezentată de Mezerhof și Hanna a fost modificată prin includerea contribuției armăturii pentru creșterea capacității portante astfel:

$$q_{u(R)} = q_b + 2c_i(B+L) \frac{d}{BL} + \gamma_i H^2 \left[1 + 2 \frac{D_f}{d} \right] K_s(B+L) \frac{\tan \phi_i}{BL} + 2(B+L) \frac{T}{BL} - \gamma_i d \quad (3.33)$$

Unde:

q_b - capacitatea portantă a terenului situat sub zona armată;
 c_t - coeziunea stratului superior;
 γ_t - greutatea volumică în stare uscată a stratului superior;
 d - grosimea stratului superior (zona armată sub fundație);
 B și L - dimensiunile în plan ale fundației (lățime și lungime);
 D_f - adâncimea de fundare;
 Φ_t - unghiul de frecare pentru stratul superior;
 K_s - coeficient de forfecare prin poansonarea stratului superior (funcție de unghiul de frecare și capacității portante ultime a suprafeței de fundare a stratelor superior și inferior);
 T - forța opusă de armătură ca urmare a tendinței de deformare (de rezistență la tracțiune sau smulgere).

3.6.2.6. Metoda Michalowski (2004)

Această metodă de analiză a stabilității terenurilor de fundare armate se bazează pe teoria elasticității și admite că mecanismul de cedare a zonei armate se poate produce datorită a două posibilități, figura 3.33 [76]:

- eforturile dezvoltate în elementul de armare depășesc rezistența la smulgere;
- eforturile dezvoltate în elementul de armare depășesc rezistența la tracțiune;

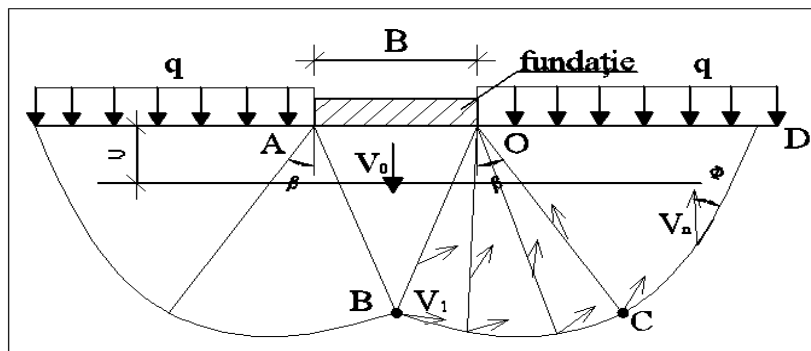


Fig. 3.33 Mecanisme de cedare a terenului [28]

Rezultatele numerice obținute de autor au demonstrat că amplasarea zonei armate între punctele B și C așa cum se arată în figură, va determina cea mai mare valoare a capacității portante a terenului de fundare armat.

Aplicând supozițiile principiului în analiză, pentru calculul capacității portante a terenului de fundare armat în straturi orizontale, amplasat sub o fundație izolată, autorul a sugerat următoarele formule:

- pentru ruperea elementului de armătură prin depășirea rezistenței la tracțiune:

$$p = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + k_t \cdot M_r' \quad (3.34)$$

$$\text{Unde: } k_t = \frac{T_t}{h} \text{ și } M_r' = (1 + \sin \Phi) \cdot e^{(\pi/2 + \phi) \tan \phi}; \quad (3.35)$$

T_t - rezistența la tracțiune a stratului de armare
 h - distanța pe verticală între straturile de armare

- pentru ruperea elementului de armătură prin depășirea rezistenței la smulgere:
- pentru un singur strat de armare:

$$p = \frac{1}{1 - \mu \frac{u}{B} \cdot M_p} [c \cdot (N_c + f_c \cdot M_c) + q(N_q + \mu \cdot M'_q) + \gamma \cdot B(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \cdot \frac{d}{B} \cdot M_\gamma)] \quad (3.36)$$

Unde:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi \quad (3.37)$$

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg \phi} \quad (3.38)$$

$$N_\gamma = tg \phi \cdot e^{0.66 + 5.1 tg \phi} \quad (3.39)$$

μ - coeficient de frecare la nivelul de interfață dintre armătură - pământ de umplutură;

u - adâncimea la care se situează stratul de armare față de partea inferioară a fundației;

c și ϕ - parametrii rezistenței la forfecare ai pământului;

γ - greutatea volumică în stare uscată a stratului de pământ;

q - suprasarcina provenită din suprastructură și infrastructură ce acționează asupra terenului la partea inferioară a fundației;

f_c - raportul între coeziunea la nivelul interfeței armătură-pământ și coeziunea pământului;

M_c, M_q, M_γ , și M_p - coeficienți de capacitate portantă în funcție de modul de armare, care se calculează cu relațiile date în tabelul nr.3.6.

Tabelul 3.6 Coeficienți de capacitate portantă în funcție de modul de armare [28]

Număr de straturi	$M_c = M_q = M_\gamma$	M_p
1 strat	$1,6 (1 + 8,5 \tan^{1,3} \phi)$	$1,5 - 1,25 \times 10^{-2} \phi$
2 straturi	$1,1 (1 + 10,6 \tan^{1,3} \phi)$	$4075 - 6,25 \times 10^{-2} \phi$
3 straturi	$0,9 (1 + 10,6 \tan^{1,3} \phi)$	$0,5 - 6,25 \times 10^{-2} \phi$

- pentru mai multe straturi de armare:

$$p = \frac{1}{1 - \mu \cdot M_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} [c \cdot (N_c + n \cdot f_c \cdot M_c) + q(N_q + n \cdot \mu \cdot M'_q) + \gamma \cdot B(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \cdot M_\gamma \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B})] \quad (3.40)$$

Unde n - numărul de straturi de armare;

h - distanța pe verticală între straturile de armare

d_i - adâncimea la care se situează stratul de armare i față de partea inferioară a fundației; $d_i = u + (i-1)h$

3.6.2.7. Metoda Apoorva Agarwal, Swami Saran, Mukerjee (2012)

Această metodă presupune analiza seismică a comportamentului terenului de fundare armat. Spre deosebire de metodele prezentate anterior, această abordare presupune luarea în considerare și a încărcărilor dinamice generate de mișcarea seismică. Deși comportarea terenurilor armate solicitate în condiții statice

și încărcări ciclice verticale a fost amplu studiată atât prin analize numerice cât și prin încercări experimentale în literatura de specialitate se găsesc mai puține studii privind comportarea la acțiunea seismică. [6]

Acțiunea seismică deși este o acțiune cu caracter temporar și accidental, funcție de intensitatea cu care se manifestă și condițiile din amplasament, poate provoca daune substanțiale.

Folosind formulele prezentate de autori se poate calcula capacitatea portantă a terenului de fundare armat cunoscând comportamentul seismic al amplasamentului.

Analiza se bazează pe următoarele ipoteze simplificatoare:

1. Zona centrală a terenului se deplasează în jos în raport cu zonele laterale. Linia de demarcație dintre zonele de mișcare în jos și lateral reprezintă linia cu tensiuni de forfecare maxime la fiecare adâncime z .
2. În planul de separare a mișcărilor în jos și lateral, legăturile se presupune că se reprezintă ca două curbe cu unghi drept în jurul a două zone de frecare și T_D este forța de tracțiune care acționează vertical. (Fig. 3.34).
3. Coeficientul de frecare dintre elementul de armare și teren se consideră că variază în funcție de adâncime și se exprimă cu formula:

$$f_e = m \cdot f \quad (3.41)$$

Unde: m - coeficient de mobilizare calculat cu următoarele formule:

$$m = \left[\left(1 - \frac{z}{B} \right) 0,7 + 0,3 \right] \text{ pentru } z/B < 1,0 \quad (3.42a)$$

$$m = \left[\left(2 - \frac{z}{B} \right) 0,3 \right] \text{ pentru } z/B > 1,0 \quad (3.42b)$$

4. Pentru un număr de N_R de straturi de armare prevazute în terenul de fundare, forța de frecare ce se dezvoltă în funcție de $m_1: m_2: \dots : m_N$ astfel încât, $m_1 + m_2 + \dots + m_N = 1$ și mecanismul de cedare se consideră că va apare în diferite variante de smulgere sau rupere la diferite niveluri.
5. Forțele evaluate în cadrul analizei iau în considerare aceeași lungime a fundației și aceeași tasare a fundației atât pentru terenul armat cât și pentru terenul nearmat.
6. Se consideră că distribuția tensiunilor în interiorul masei de sol are un comportament elastic.
7. Atât pentru terenul armat cât și pentru terenul nearmat, pentru calculul forțelor se va aplica principiul suprapunerii.

Dezvoltarea forței de frecare T_D

Pentru a calcula forțele ce se dezvoltă în straturi datorită aplicării încărcărilor pe fundație, se presupune că în planul de separare a deplasărilor în jos și laterale se dezvoltă valorile maxime ale efortului din elementul de armare notate cu $\tau_{xz \max}$ la adâncimea z , valoare ce rezultă din încărcările pe verticală $(\tau_{xz \max})_{ver}$ și încărcările pe orizontală $(\tau_{xz \max})_{oriz}$. Fig.3.34 arată planurile de separare ac și $a'c'$ pentru valori ale coeficientului $\alpha_h=0,0$ și $\alpha_h=0,2$.

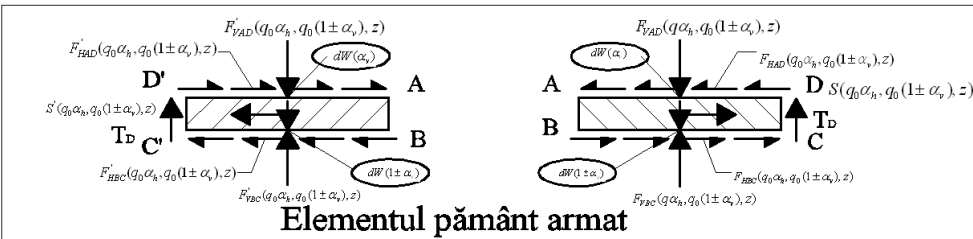
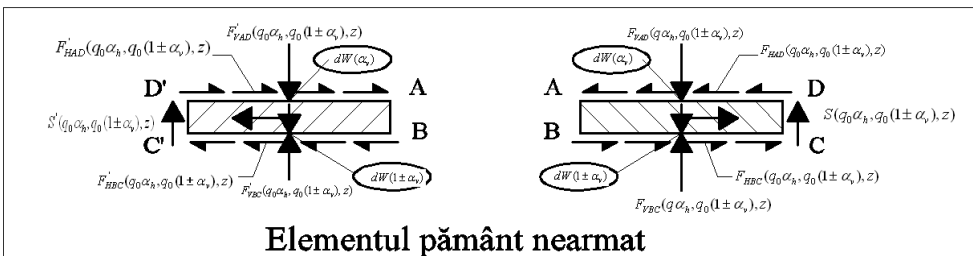
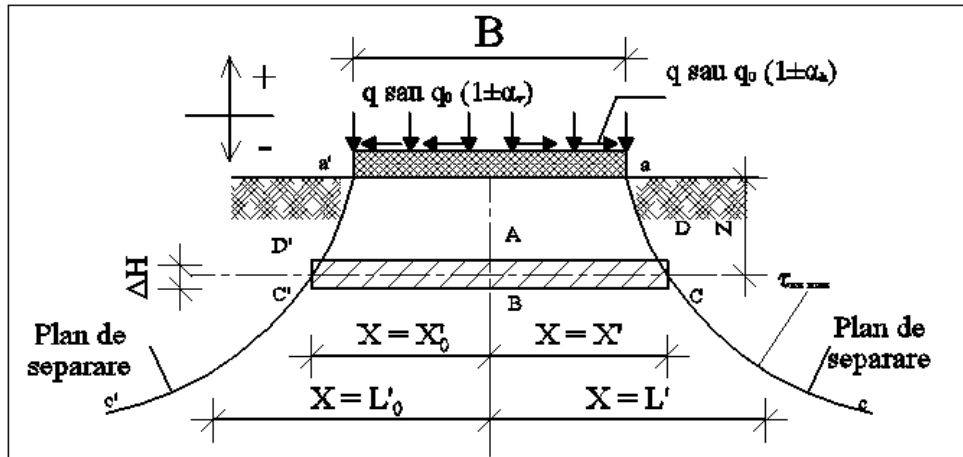


Fig.3.34 Forțe de calcul pe elementul de suprafață în zona de rupere a pernei armate [după 6]

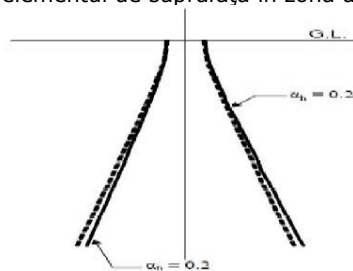


Fig.3.35 Metoda grafică de calcul pentru $\alpha_h=0.0$ și $\alpha_h = 0.20$ [6]

Considerând elementele Având ABCD și ABC'D 'la adâncimea z, fig. 3.34, care reprezintă volumul de pământ situată între două straturi adiacente de armare.

Forțele care acționează asupra elementelor sunt prezentate în figura 3.34 pentru cele două situații de teren nearmat și armat.

Pentru cazul terenului nearmat:

- pe direcție normală: $F_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z)$, $F'_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z)$,

$F_{VBC}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z)$, $F'_{VBC}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z)$

- pe direcție verticală: $S(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z)$, $S'(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z)$,

Aceste forțe sunt cauzate de tensiunile normale și de forfecare la adâncimea z , datorită încărcărilor pe verticală și orizontală provenite de la încărcarea pe fundație.

Pentru cazul terenului armat:

Acționează un set de forțe similar la care se adaugă forța dezvoltată în elementul de armare T_D .

Considerând că aceste forțe sunt în echilibru pe verticală $\Sigma V=0$, se vor scrie următoarele ecuații:

- pentru terenul nearmat:

$$\begin{aligned} & F_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) + F'_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - F_{VBC}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - \\ & F'_{VBC}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - S(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - S'(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) + \\ & + dW(1\pm\alpha_v) = 0 \end{aligned} \quad (3.43)$$

- pentru terenul armat cu un singur strat de armare așezat la adâncimea z :

$$\begin{aligned} & F_{VAD}(q\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) + F'_{VAD}(q\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - F_{VBC}(q\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - T_D - \\ & F'_{VBC}(q\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - S(q\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - S'(q\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - T_D + \\ & + dW(1\pm\alpha_v) = 0 \end{aligned} \quad (3.44)$$

Această metodă consideră că forțele luate în analiză sunt evaluate pentru aceeași dimensiune a fundației B , pentru aceeași tasare Δ atât pentru terenul armat cât și nearmat așadar F_{VBC} F'_{VBC} trebuie să aibă aceeași valoare pentru ambele cazuri de teren, așadar trebuie introdus un spor de încărcare $(q - q_0)$ care să țină cont de introducerea armării la nivelul C'C.

$$\begin{aligned} & F_{VBC}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - F'_{VBC}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = F_{VBC}(q\alpha_{h,q}, q(1\pm\alpha_v), z) - \\ & F'_{VBC}(q\alpha_{h,q}, q(1\pm\alpha_v), z) \end{aligned} \quad (3.45)$$

Combinând cele trei formule exprimate anterior se obține următoarea ecuație:

$$\begin{aligned} & F_{VAD}(q\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) + F'_{VAD}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) - F_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - \\ & F'_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = S(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) + S'(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) - \\ & S(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) - S'(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) + 2 T_D \end{aligned} \quad (3.46)$$

Pentru terenul armat valoarea eforturilor se determină cu următoarele relații:

$$F_{VAD}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = \int_0^{X_0} \sigma_z(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), x, z) dx \quad (3.47)$$

$$F'_{VAD}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = \int_0^{X_0} \sigma'_z(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), x, z) dx \quad (3.48)$$

$$S(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = \tau_{xz}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), X_0, z) \Delta H \quad (3.49)$$

$$S'(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = \tau'_{xz}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), X'_0, z)\Delta H \quad (3.50)$$

Unde:

X_0 și X'_0 reprezintă valori ale lui X pentru valori ale efortului τ_{xz} este maxim.

În mod similar în cazul terenului nearmat valoarea eforturilor se determină cu următoarele relații:

$$F_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = \int_0^{X_0} \sigma_z(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), x, z) dx \quad (3.51)$$

$$F'_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = \int_0^{X'_0} \sigma'_z(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), x, z) dx \quad (3.52)$$

$$S(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = \tau_{xz}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), X_0, z)\Delta H \quad (3.53)$$

$$S'(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = \tau'_{xz}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), X'_0, z)\Delta H \quad (3.54)$$

Ecuțiile 3.47 și 3.54 pot fi scrise sub următoarea formă:

$$F_{VAD}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = J_z qB \text{ unde } J_z = \frac{\int_0^{X_0} \sigma_z(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), x, z) dx}{qB} \quad (3.55)(3.56)$$

$$F'_{VAD}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = J'_z qB \text{ unde } J'_z = \frac{\int_0^{X'_0} \sigma'_z(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), x, z) dx}{qB} \quad (3.57)(3.58)$$

$$S(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = I_z q\Delta H \text{ unde } I_z = \frac{\tau_{xz \max}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), X_0, z)\Delta H}{q} \quad (3.59)(3.60)$$

$$S'(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), z) = I'_z q\Delta H \text{ unde } I'_z = \frac{\tau'_{xz \max}(q\alpha_h, q(1\pm\alpha_v), X'_0, z)\Delta H}{q} \quad (3.61)(3.62)$$

Similar pentru terenul nearmat:

$$F_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = J_z q_0 B \text{ unde } J_z = \frac{\int_0^{X_0} \sigma_z(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), x, z) dx}{q_0 B} \quad (3.63)(3.64)$$

$$F'_{VAD}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = J'_z q_0 B \text{ unde } J'_z = \frac{\int_0^{X'_0} \sigma'_z(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), x, z) dx}{q_0 B} \quad (3.65)(3.66)$$

$$S(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), z) = I_z q_0 \Delta H \text{ unde } I_z = \frac{\tau_{xz \max}(q_0\alpha_h, q_0(1\pm\alpha_v), X_0, z)\Delta H}{q_0} \quad (3.67)(3.68)$$

$$S(q_0 \alpha_h, q_0 (1 \pm \alpha_v), z) = I_z q_0 \Delta H \text{ unde } I'_z = \frac{\tau'_{z \max}(q_0 \alpha_h, q_0 (1 \pm \alpha_v), X_0, z) \Delta H}{q_0} \quad (3.69)(3.70)$$

Valorile pentru raportul X_0/B corespunzătoare pentru valorile z/B se găsesc în fig.3.36.

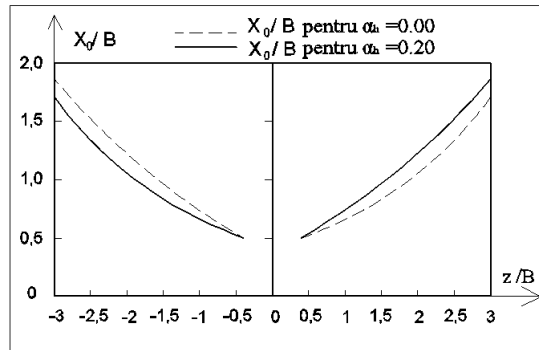


Fig.3.36. Metodă grafică pentru calcul X_0/B corespunzătoare pentru valorile z/B pentru o fundație izolată amplasă în teren armat pentru $\alpha_h=0.0$ și $\alpha_v=0.20$ [după 6]

Valorile pentru J_z și I_z se pot calcula la diferite adâncimi utilizând ecuațiile Boussinesq pentru tensiunile normale. Substituind ecuațiile 3.56, 3.58, 3.60, 3.62, 3.64, 3.66, 3.68 și 3.70 în ecuația 3.47.

$$2T_D = [(J_z + J'_z)B - (I_z + I'_z)\Delta H](q - q_0) \quad (3.71)$$

Dacă în formulă se înlocuiește raportul de presiune p_r , relația devine:

$$2T_D = [(J_z + J'_z)B - (I_z + I'_z)\Delta H]q_0(p_r - 1) \quad (3.72)$$

Analiza seismică este dată de cei 2 factori J_z și I_z . Figura de mai jos prezintă valorile acestor parametri pentru $\alpha_h=0,0$ și $\alpha_v=0,2$.

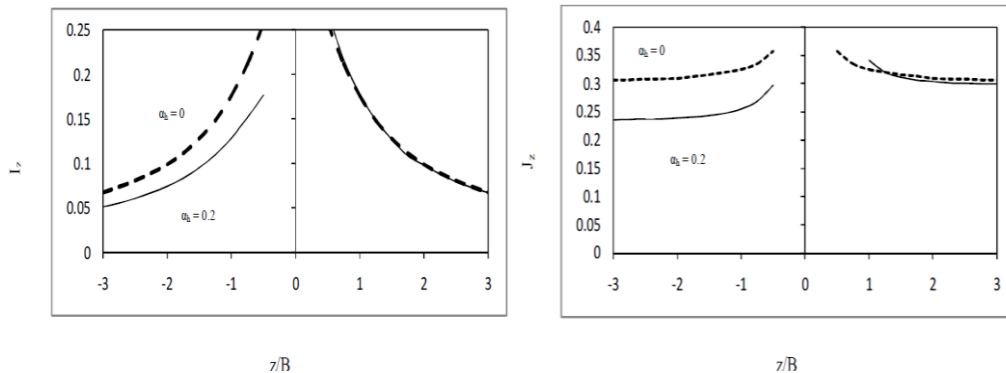


Fig.3.37. Metodă grafică pentru calcul coeficienților adimensionali J_z și I_z [după 6]

Această metodă prezintă modul de calcul al eforturilor ce se dezvoltă în terenul armat și nearmat în condițiile în care creșterea coeficientului seismic orizontal determină în plan tensiuni de forfecare maxime.

3.7. Influența parametrilor de armare asupra capacității portante a pernei armate

3.7.1. Influența parametrilor de armare asupra capacității portante a pernei armate – încărcări statice

Utilizarea, modul de calcul și de realizare a pământului armat a făcut și face în continuare obiectul multor cercetări deoarece nu este încă stabilită o relație de calcul și o metodologie de realizare unanim recunoscută și care să ia în considerare toți parametrii implicați.

Toate lucrările de cercetare indică faptul că utilizarea armăturii determină o creștere semnificativă a capacității portante și reduce mărimea tasărilor pământului de fundare.

Parametrii studiați sunt următorii [73]:

- B** – lungimea fundației pătrate;
- D** – diametrul fundației circulare;
- N** - Numărul de straturi de armare;
- u** - Distanța de la fundație până la primul strat de armare;
- h** - Distanța dintre straturile de armătură pe direcție verticală;
- b** - Lungimea geosinteticului;
- d** - Adâncimea totală de armare;
- D_f** - Cota de fundare a fundației.
- BCR_r** – Capacitatea portantă a pământului armat;
- BCR_u** – Capacitatea portantă a pământului nearmat;
- Felul și caracteristicile fizico-mecanice ale pământului ;
- Felul și caracteristicile fizico-mecanice ale armăturii;

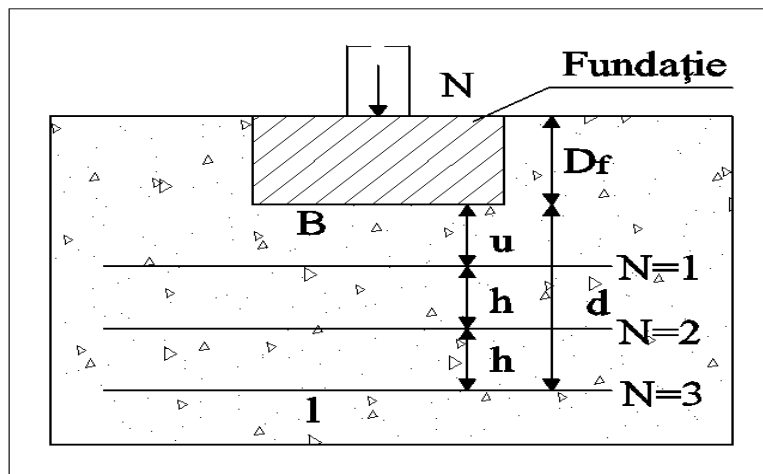


Fig.3.38. Reprezentare parametrii de armare a terenului de fundare armat cu materiale geosintetice [după 73]

Vom prezenta câteva cercetări reprezentative pentru domeniul terenurilor de fundare armate cu materiale geosintetice acționate de solicitări statice și dinamice. Semnificația parametrilor de armare și influența acestora asupra capacității portante și tasării pământului armat

Tabel nr. 3.7 Rezultatele cercetării privind parametrii optimi de armare cu geogrilile [după 28]

Autor	An	Tip geo-sintetic	Tip pamânt	Formă fundație	Parametrii optimi de armare			
					u/B	b/B	h/B	N
Binquet și Lee	1975	benzi folie aluminium	Nisip		0,3			
Akinmusuru și Akinbolade	1981	Benzi textile	Nisip	Pătrată	0,5÷1			3
Guido et al.	1985	Geotextil	Nisip	Pătrată	0,5	2,5		3
Guido et al.	1986	Geotextil	Nisip	Pătrată		2,5		
Singh	1988	Geogrilă	Nisip	Pătrată			0,15÷0,25	
Omar et al.	1993	Geogrilă	Nisip	Pătrată	1	4,5	0,33	3
Shin et al.	1993	Geogrilă	Argilă		0,4			
Yetimoglu et al.	1994	Geogrilă	Nisip	Pătrată	0,25	4,5	0,2	
Das et al.	1994		Nisip	Continuă	0,3	8		
			Argilă	Continuă	0,3	5		
Ismail și Raymond	1995	Geogrilă și FEM	Nisip	Continuă	0,31			2
Adams și Collin	1997	Geogrilă	Nisip		0,48		0,25÷1,5	3
Hataf și Bazir	2000	Cauciucuri uzate	Nisip	Pătrată	0,31 5		0,46	
Shin et al.	2002	Geogrilă	Nisip				0,2	
Boushehrian și Hataf	2003	Geogrilă	Nisip	Circulară	0,47		0,2	3
Boushehrian și Hataf	2003	Geogrilă și FEM	Nisip	Circulară	0,56		0,33	3
Patra, Das și Atlar	2005	Geogrilă	Nisip	Continuă	0,35	5	0,25	
Chang și Cascante	2006	Geogrilă și FEM	Nisip	Pătrată	0,3÷0,5			
Hataf și Baziar	2007		Nisip	Pătrată			0,46	
Chen	2007	Geogrilă	Nisip				0,33	
Mosallanezhad et al.	2008	Geogrilă cu ancore	Nisip	Pătrată				
Alamshahi și Hataf	2009	Geogrilă și FEM	Nisip	Continuă	0,75		0,75	3
Basudhar et al.	2009	Geotextil	Nisip	Continuă	0,6			
Latha et al.	2009						0,5	
Mosallanezhad și Hataf	2010	Geogrilă cu ancore și FEM	Nisip	Pătrată	0,25	1,5	0,25	
Ghazavi și Mirzaeifar	2010	Geogrilă	Nisip	Pătrată	0,3	3	0,3	
El Sawwaf și Nazir	2010	Geogrilă	Nisip	Continuă	0,3	5	0,6	3
El Sawwaf și Nazir	2011	Geogrilă	Nisip	Continuă			0,5	3
Zidan	2012	Geogrilă și FEM	Nisip	Circulară	0,19		0,2	4
Mahboubi și Kezghobadi	2012	Geogrilă și FEM	Nisip	Continuă	0,33	5	0,33	5

3.7.1.1. Distanța de la fundație până la primul strat de armare (u)

Efectul distanței la care se amplasează primul strat de armare față de fundație a fost studiat de mai mulți cercetători și el este stabilit în strânsă corelație cu lungimea fundației (B). În tabel sunt prezentate rezultate ale cercetării privind raportul optim de dispunere și se observă astfel că valorile se găsesc în intervalul $0,25 \div 1$.

În figura 3.39 este prezentată corelația dintre variația parametrului u și capacitatea portantă BCRr a pământului armat pentru fundație pătrată [84].

În figura 3.40 este prezentată corelația dintre variația parametrului u și tasarea înregistrată de pământul armat pentru fundație circulară [141]. Se observă că introducerea armăturii determină o creștere a capacității portante și o scădere a tasării în aceleași condiții de solicitare.

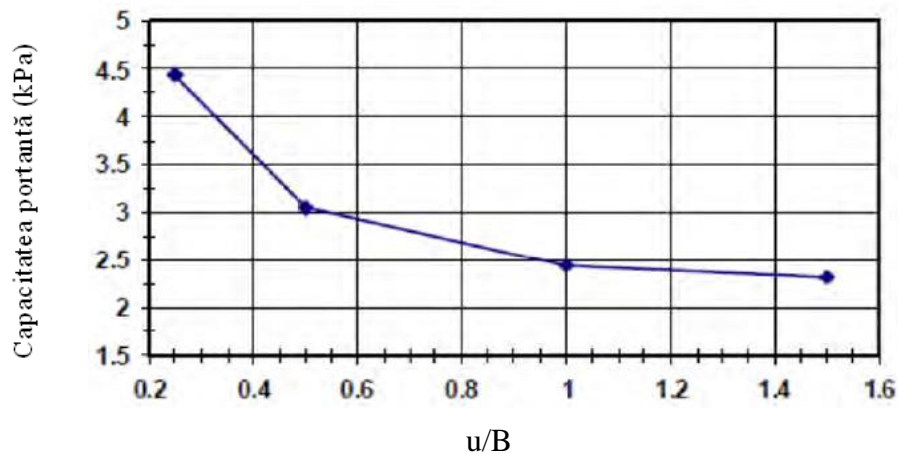


Fig.3.39. Variația capacității portante în funcție de adâncimea de dispunere pentru un nisip armat ($N=5$, $h/B=0,25$, $b/B=5$, fundație pătrată) [84].

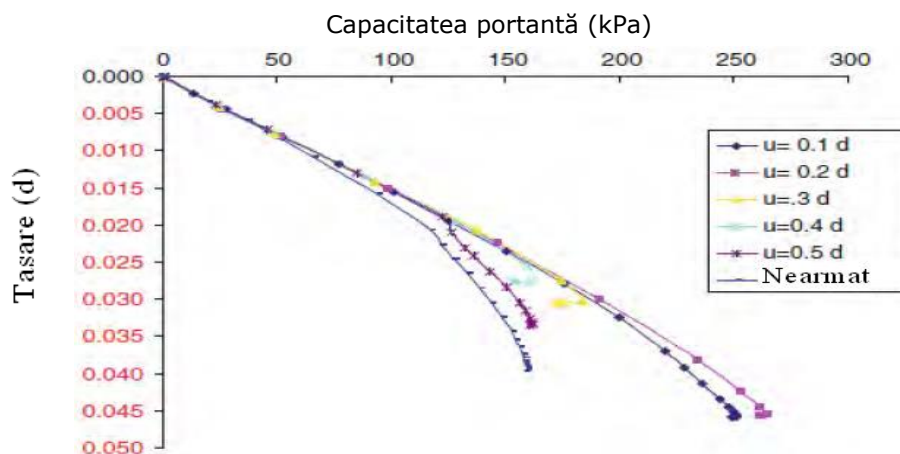


Figura 3.40. Variația tasării în funcție de adâncimea de dispunere pentru un nisip armat ($N=2$, $h/B=0,3$, fundație circulară) [141].

3.7.1.2. Distanța dintre straturile de armătură pe direcție verticală

În tabelul 3.7 sunt prezentate rezultate ale cercetării privind raportul optim de dispunere, se observă astfel că valorile se găsesc în intervalul $0,2 \div 0,75$. Așadar capacitatea portantă a pământului armat crește odată cu scăderea distanței pe direcție verticală între straturi de armare dar creșterea acestei distanțe peste valoarea de $0,75B$ determină o scădere a eficienței dispunerii armăturii [141]. În figura 3.41 este prezentată corelația dintre variația parametrului h și capacitatea portantă BCRr a pământului armat pentru fundație circulară [141]. În figura 3.42 este prezentată corelația dintre variația parametrului h și tasarea înregistrată de pământul armat pentru fundație circulară [141].

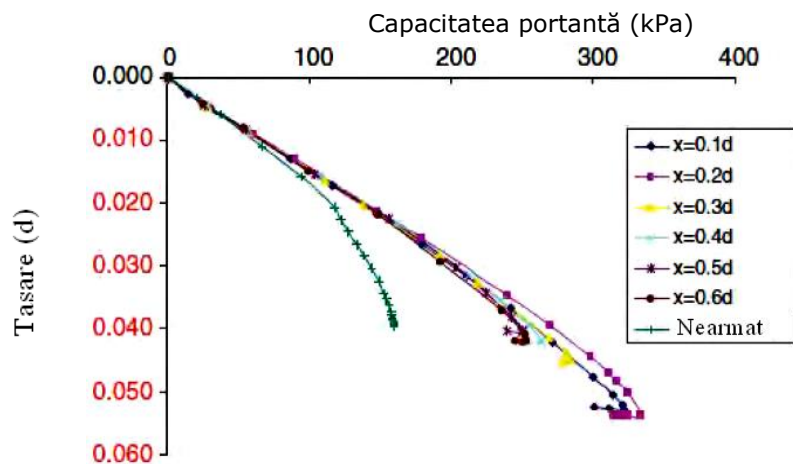


Figura 3.41 Variația capacității portante în funcție de distanța pe verticală între straturile de armare, de numărul de straturi și adâncimea de dispunere a primului strat, fundație circulară) [141].

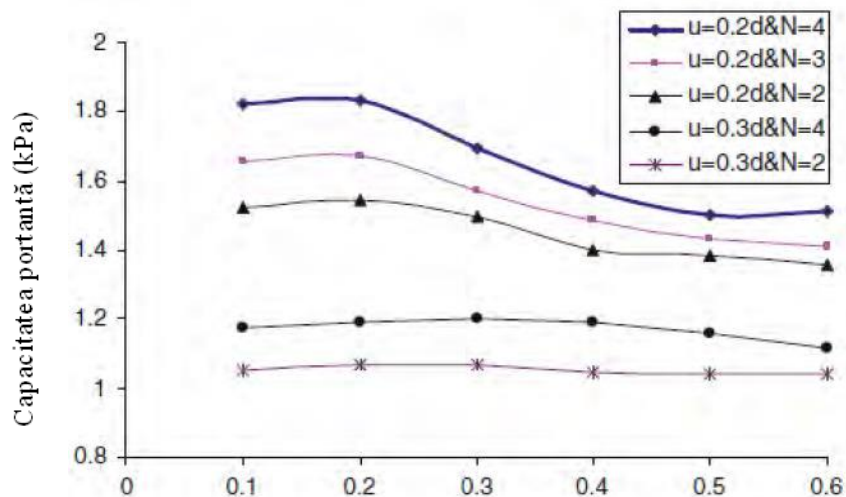


Figura 3.42 Variația tasării în funcție de distanța pe verticală între straturile de armare pentru un nisip armat ($N=4$, $u/B=0,2$, fundație circulară) [141].

3.7.1.3. Lungimea geosinteticului (b)

Capacitatea portantă a pământului armat crește în funcție de creșterea lungimii armăturii dar studiile experimentale au arătat că dincolo de valori ale raportului $b/B=5$, creșterea lungimii nu mai este însoțită de creșterea valorii capacității portante.

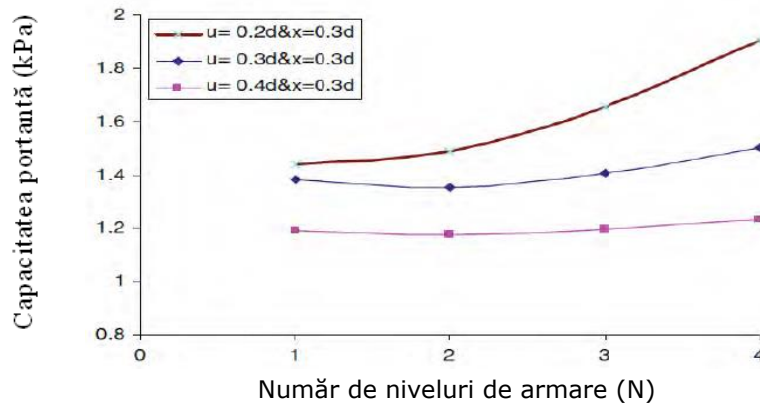


Figura 3.43 Variația capacității portante în funcție de lungimea stratului de armătură ($u/B=0,3$ $h/B=0,6$, fundație continuă) [42].

3.7.1.4. Numărul de straturi de armare (N)

În tabel sunt prezentate rezultate ale cercetării privind raportul optim de dispunere, se observă astfel că valorile se găsesc în intervalul $3 \div 4$.

În figura 3.44 este prezentată corelația dintre variația parametrului N, încărcarea aplicată și capacitatea portantă BCRr a pământului armat pentru o fundație continuă [42]

În figura 3.45 este prezentată corelația dintre variația parametrului N și capacitatea portantă BCRr a pământului armat pentru o fundație continuă ([42].

Se observă că, capacitatea portantă a pământului armat crește în funcție de creșterea numărului de straturi de armare, dar dispunerea unui număr de straturi mai mare de 3 duce la creșteri ale capacității portante nesemnificative.

În figura 3.46 este prezentată corelația dintre variația parametrului N și capacitatea portantă BCRr a pământului armat pentru o fundație circulară în funcție de amplasarea primului strat de armare și distanța pe verticală între straturi [141]. Se observă că capacitatea portantă crește în funcție de numărul de straturi în special pentru valori mici ale parametrilor u și h , adică dispunerea cât mai apropiată a armăturilor.

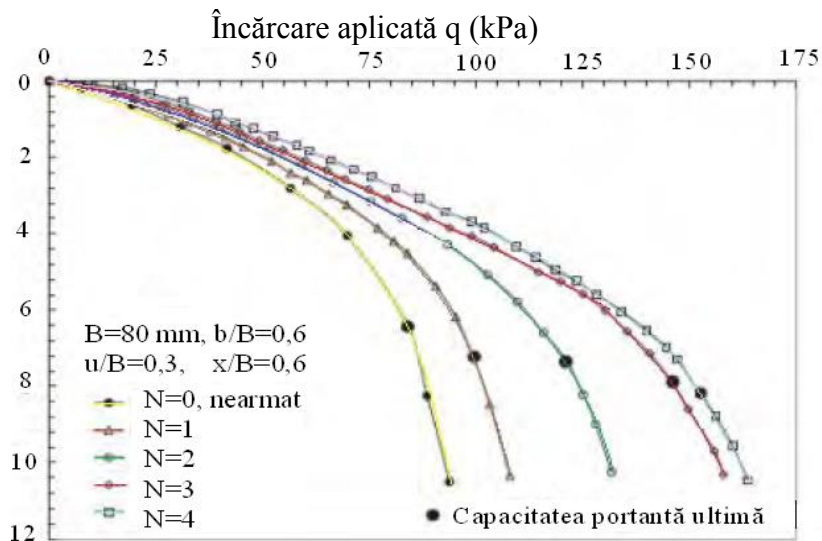
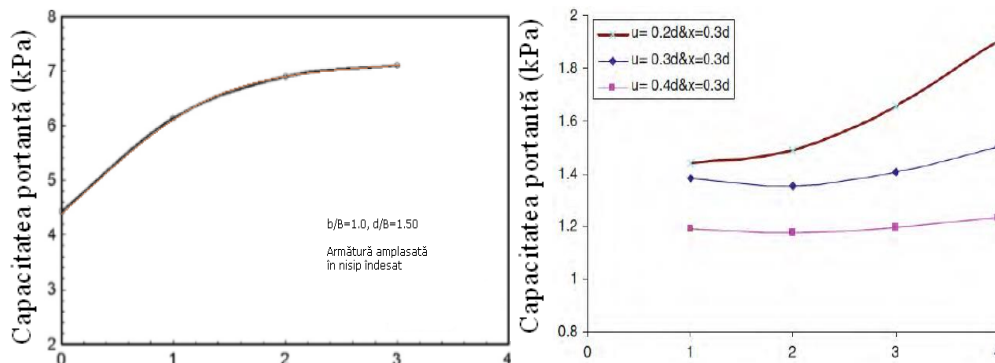


Figura 3.44 Variația încărcării aplicate și a capacității portante, în funcție de s/B pentru mai multe straturi de armare ($b/B=5$, $u/B=0,3$, $h/B=0,60$, fundație continuă) [42]



Număr de niveluri de armare (N)
 Figura 3.45 Variația capacității portante, în funcție de numărul de straturi de armare ($b/B=1$, $d/B=1,5$, fundație continuă) [42]

Număr de niveluri de armare (N)
 Figura 3.46 Variația capacității portante, în funcție de numărul de straturi de armare, distanța primului strat și distanța între straturi pe verticală, fundație circulară [141].

3.7.1.5. Comparație între analiza numerică și rezultatele experimentale

În figura 3.47 sunt reprezentate curbele de încărcare - deplasare pentru unele cazuri în care s-a realizat în paralel atât studiu experimental cât și analiza numerică cu programul de calcul Plaxis pentru o fundație circulară amplasată pe teren armat. Valorile obținute în urma analizei numerice de capacitate portantă au fost mai mari decât cele obținute în cazul testelor experimentale. Acest lucru poate fi din cauză că parametrii de sol cum ar fi unghiul de frecare, coeziunea și modulul de elasticitate au fost folosiți în analiză diferă de cazul real experimental. În figura 3.48 sunt reprezentate curbele de variație a capacității portante în funcție de

variația un numărului de straturi de armare (N) la o fundație circulară. Se observă mici diferențe între rezultatele de la analiza numerică și cea experimentală. [15]

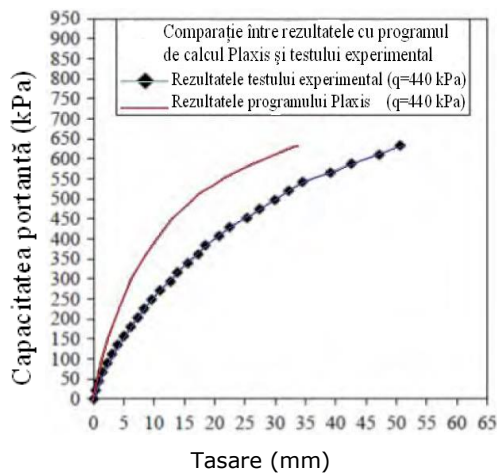


Figura 3.47 Comparare între curbele încărcare-deplasare obținute experimental și numeric pentru o fundație circulară [15]

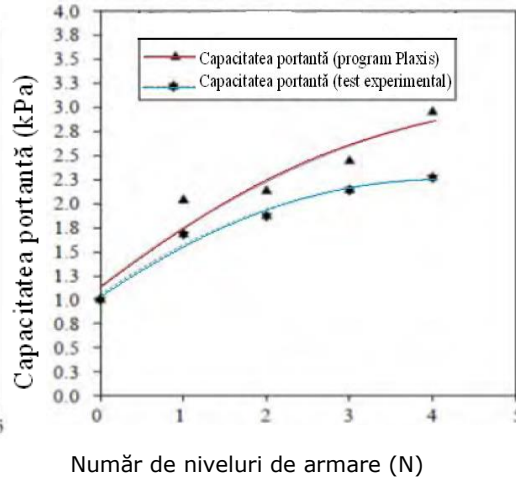


Figura 3.48 Comparare între curbele de variație a capacității portante în funcție de variația numărului de straturi de armare (N) pentru o fundație circulară [15]

Concluzie

Rezultatele studiilor experimentale obținute în cadrul cercetărilor anterioare la nisip armat cu geogriile se pot concluziona după cum urmează :

- 1 . Prezența geogrii în teren face ca relația dintre tasări și încărcarea aplicată pe teren armat să fie aproape liniară până la atingerea stadiului de cedare;
- 2 . Când o fundație de formă pătrată sau circulară este supusă la încărcări statice, capacitatea portantă a terenului de fundare armat crește odată cu creșterea numărului de straturi de armare (N) și scade mărimea tasărilor.
3. Menținând numărul de straturi de armare constant, se înregistrează o modificare semnificativă a capacității portante odată cu modificarea distanței dintre straturile de armare până la valoarea $0,2B$.
4. Distanța până la primul strat de armare influențează mărimea capacității portante dacă este mai mică decât $0,5B$.
5. Capacitatea portantă crește și scad tasările odată cu creșterea rezistenței mecanice la întindere a geogrii.
6. Valorile capacității portante a nisipului armat obținute din calcul numeric sunt mai mari decât cele experimentale.

Tabel 3.8 Parametrii optimi de armare a nisipului cu materiale geosintetice [28]

	Guido et al. (1986)	Khing et al. (1993)	Omar et al. (1993b)		Yetimoglu et al. (1994)	Das et al. (1996)	Guido et al. (1986)	Binquet și Lee (1975a)
Formă	Pătrat	Continu	Continu	Pătrat	Dreptunghi	Continu	Pătrat	Continu
Tip armare	Geogrilă						textil	Folie aluminiu
$(u/B)_{opt}$	-	-	-	-	0,25-0,3	0,3	-	0,3
$(h/B)_{opt}$	-	-	-	-	0,2-0,4	-	-	-
$(d/B)_{opt}$	1	2,25	2	1,4	1,5	2	1	2
$(b/B)_{opt}$	2	6	8	4,5	4,5	8	3	-

3.7.2. Influența parametrilor de armare asupra capacității portante a pernei armate – încărcări ciclice

Terenul de fundare este supus încărcărilor dinamice provenite din diverse cauze precum încărcări din trafic, vibrații de mașini, vânt, cutremure (vezi cap.1.3).

Aceste încărcări se adaugă încărcărilor permanente, statice, provenite din încărcările gravitaționale ale structurii și fundațiilor. În general încărcările dinamice au în general valori mai mici decât cele statice, dar aplicarea lor îndeledungată (număr mare de cicluri de încărcare) determină schimbări importante ale parametrilor rezistenței la forfecare a terenului. Aceasta constituie premisa cercetării rezistenței pământului armat cu materiale geosintetice supus atât la solicitări statice cât și dinamice.

Pământul armat cu materiale geosintetice, s-a folosit în ultimul timp la multe lucrări precum construcția de drumuri, taluzuri de căi ferate, îmbunătățirea terenurilor slabe de fundare, datorită avantajelor folosirii acestuia din punct de vedere tehnic și economic. Acest tip de lucrări sunt supuse frecvent încărcărilor dinamice și cunoașterea modului în care aceste solicitări influențează rezistența terenului pe o perioadă îndelungată este foarte importantă.

Încercări experimentale ce au ca obiect stabilirea modului de calcul și disponere a armăturii sub formă de **geocelule**:

1. Moghaddas Tafreshi S. N., Dawson A. R., 2012 [79] au realizat un studiu experimental privind modul de comportare a nisipului armat cu geocelule solicitat la încărcări statice verticale și încărcări dinamice verticale, realizate de un actuator cu amplitudini și frecvențe diferite (până la 10 Hz). Testele au pus în evidență potențialele beneficii ale armării din punct de vedere al scăderii tasărilor în comparație cu varianta nearmată. Autorii au formulat următoarele concluzii:

- capacitatea portantă maximă se obține în cazul disponerii geocelulei la adâncimea de $0,1 B$ ($u=0,1 B$, unde B -lățimea fundației);
- la o valoare fixă a amplitudinii încărcării ciclice, creșterea lungimii armăturii determină scăderea tasărilor ($b \geq 3,2 B$);
- la toate testele o mare parte din valoarea tasării totale (circa 30÷60%) se înregistrează după primele 10 cicluri;
- folosirea geocelulelor determină scăderea deformațiilor plastice determinate de încărcările ciclice comparativ cu varianta încărcărilor similare statice, având valori mai mari atunci când rata de încărcare ciclică este mai mare. Se deduce că rezistența mare la încărcări a materialului sintetic al geocelulei, preia încărcările protejând pământul și scade astfel valoarea tasărilor plastice.
- deformațiile terenului de fundare armat cu geocelule determină eforturi de confinare laterală a nisipului în interiorul celulelor, înregistrându-se rezistențe mai mari după apariția deformațiilor plastice;
- pentru încercările la scară naturală, se recomandă folosirea de geocelule confecționate din material mai rezistent decât cel folosit în cadrul încercărilor experimentale, pentru a se păstra proporțiile eficienței.

2. Vinod J. S., Indraratna B., Moghaddam A., (2011) [128], au realizat un studiu experimental cu nisip armat cu geocelule solicitat la încărcări statice verticale și ciclice verticale cu frecvența cuprinsă în domeniul $0,01 \div 30$ Hz și diverse variante de amplitudini raportate la încărcarea statică. Au studiat influența lungimii geosinteticului, a numărului de cicluri și a frecvenței. Concluziile sunt următoarele:

- creșterea lungimii geosinteticului duce la scăderea tasărilor, pentru $b=3B$ (unde b - lungimea geosinteticului, B - lungimea fundației), capacitatea portantă ultimă este de 4 ori față de varianta nearmată, fig. 3.49;

- la frecvența constantă de 10 Hz și 100000 cicluri aplicate, pentru diferite valori ale raportului încărcare dinamică (q_d) / încărcare ultimă (q_u), se observă faptul că tasarea scade odată cu scăderea valorii încărcării dinamice, fig. 3.50;
- menținând parametrii de armare constanți, se observă că tasarea crește odată cu creșterea frecvenței, fig. 3.51.

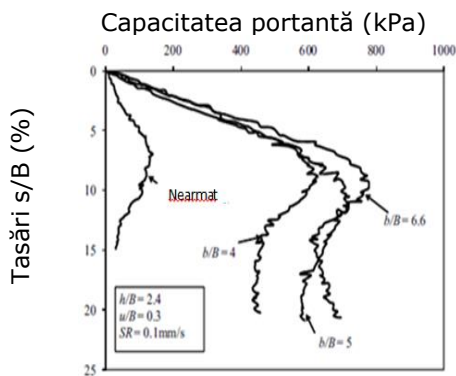


Fig. 3.49 Efect extindere geocelulă [128]

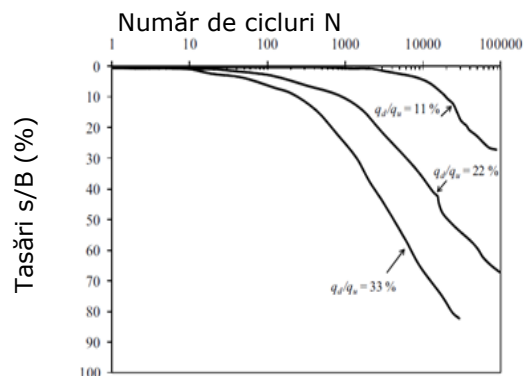


Fig. 3.50 Efect număr cicluri de încărcare [128]

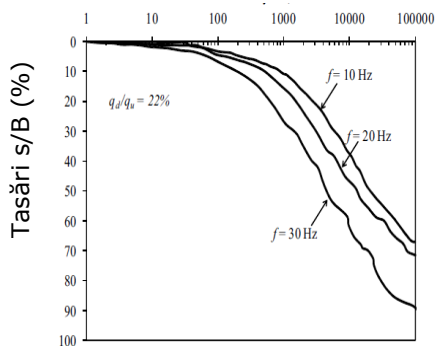


Fig. 3.51 Efect frecvență [128]

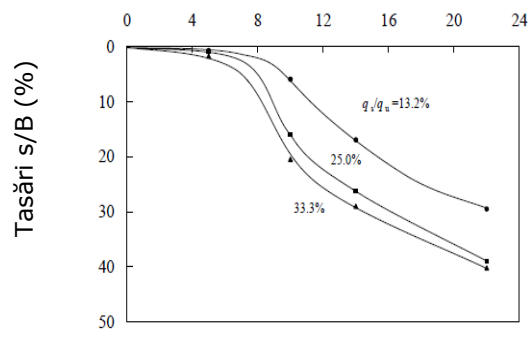


Fig. 3.52 Variația $s_{d(u)}/B$ cu q_d/q_u și q_s/q_u [110]

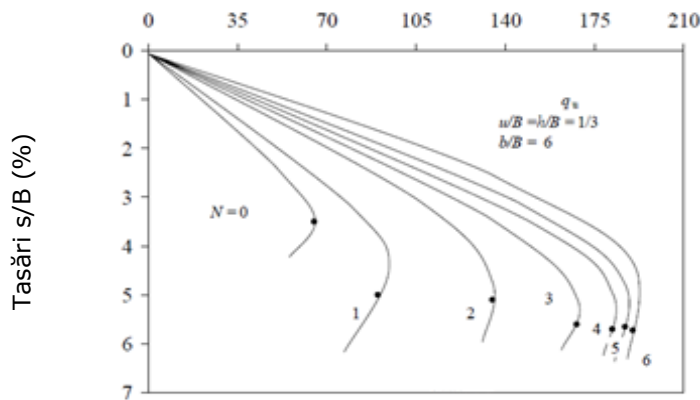


Fig. 3.53 Variația capacității portante în funcție de numărul straturi de armare [110]

Încercări experimentale ce au ca obiect stabilirea modului de calcul și dispunere a armăturii sub formă de **geogriile**:

1. Nicola Moraci și Giuseppe Cardile, 2012 [83] au realizat un studiu experimental cu scopul de a pune în evidență modul în care deformațiile sunt influențate de frecvență și amplitudine. În cadrul testelor s-a folosit nisip mediu uniform, armat cu geogriile monoaxiale și o grilă țesută din PET cu rezistența maximă la întindere similară celor anterioare, supuse la încărcări statice și 30 cicluri, sinusoidale cu frecvența fixă de 0,1 și 0,05 Hz, și amplitudinea de 15%÷45% din încărcarea statică. Autorii au formulat următoarele concluzii:

- pentru intervalul studiat (0,05 ÷ 0,10 Hz) influența încărcărilor ciclice aplicate au fost neglijabile;
- pe parcursul aplicării încărcărilor ciclice, o mare parte a deformațiilor a apărut în primele 10-15 cicluri, mai ales în zona centrală a geosintetului;
- cedarea s-a produs la o valoare mare a efortului de confinare (50 kPa) și la o amplitudine mare a încărcării ciclice;
- tasările cresc odată cu creșterea amplitudinii și cu creșterea eforturilor de confinare;
- geogriile extrudate prezintă o rigiditate mai mare decât geogriile țesute.

2. Asakereh A., Moghaddas Tafreshi S. N., Ghazavi M., 2011, [9] realizează un scurt rezumat a încercărilor pentru studiul la încărcările ciclice și subliniază că acest domeniu nu este suficient cercetat. Studiul lor are ca scop stabilirea comportării la încărcări statice și până la 6000 de cicluri aplicate vertical nisipului armat cu unul până la 4 straturi de geogriile. Au studiat influența numărului de straturi de armare și amplitudinea încărcărilor ciclice. Câteva dintre concluzii sunt asemănătoare cu cele expuse la precedentele teste. Alte concluzii sunt următoarele:

- Mărimea tasărilor scade cu creșterea numărului de straturi de armare;
- Tasarea maximă a fundației depinde de numărul de cicluri, de amplitudinea încărcărilor repetate, astfel creșterea amplitudinii determină creșterea tasărilor;
- la aceeași valoare a încărcărilor statice, sub efectul încărcărilor dinamice tasarea maximă $S_{\max \text{ dinamic}} \approx 3,5 S_{\max \text{ static}}$.

3. Puri V. K., Kumar S., Das B. M., Prakash S., Yeo B. [110] care au realizat un studiu experimental cu nisip armat cu geogriile biaxiale solicitat la încărcări statice verticale și ciclice cu frecvența de 1 Hz. Concluziile sunt următoarele:

- Mărimea tasărilor crește odată cu creșterea încărcării dinamice la același număr de cicluri, fig. 3.52;

- Menținând încărcarea dinamică constantă și numărul de cicluri, tasările cresc odată cu creșterea încărcării statice fig. 3.53.

4. Verma A. K., Kumar S. A. R., Rao A. [127] – au realizat o serie de experimente cu încărcări statice și dinamice (unde pulsatorii la diferite frecvențe $0,2 \div 1$ Hz și amplitudine de 2 mm) folosind nisip și geogriile. Au studiat efectul numărului de straturi de armare, spațierea pe verticală și efectul frecvenței. Concluziile sunt următoarele:

- capacitatea portantă crește odată cu creșterea numărului de straturi;
- capacitatea portantă nu pare a fi influențată în mare măsură de nivelul frecvenței;
- dispunerea armăturii determină un caracter elastic deformațiilor terenului, putând fi folosite ca izolator la fundațiile de mașini și rezistă la efectele seismice sau a altor tipuri de încărcări dinamice.

Încercări experimentale ce au ca obiect stabilirea modului de calcul și dispunere a armăturii sub formă de **geotextile**:

1. Moghaddas Tafreshi S. N. și Dawson A. R. (2012), [80] au realizat un studiu experimental privind modul de comportare a nisipului armat cu geotextile nețesute solicitat la încărcări statice verticale și încărcări dinamice verticale sinusoidale cu frecvența de 1 Hz (1 ciclu / sec). au studiat efectul amplitudinii încărcării ciclice și a numărului de straturi de armare. Concluziile sunt următoarele:

- pe parcursul aplicării încărcărilor ciclice, o mare parte a deformațiilor a apărut în primele 10-20 cicluri;
- pentru o valoare constantă a amplitudinii, mărimea tasărilor scade odată cu creșterea numărului de straturi de armare;
- la același număr de straturi de armare creșterea amplitudinii determină creșterea tasărilor.

Interfața exprimă legătura, conlucrarea, care se crează între materialul geosintetic și pământ, fiind un parametru ce poate influența eficiența dispunerii armării. Este un domeniu mai puțin studiat.

1. Zhang G., Zhang J., (2009), [137], prezintă un rezumat al studiilor făcute pe tema interfeței dintre teren și armătură, astfel în urma studiilor de la numeroare teste de laborator pe prototipuri și analize numerice s-a observat că în urma solicitărilor monotone și ciclice interfața teren-structură are un efect semnificativ prin prisma răspunsului mecanic ce se dezvoltă între cele două elemente. S-au dezvoltat mai multe modele constitutive: modelul Mohr-Coulomb, modelul rigid-plastic propus de Brandt, modelul neliniar elasto-perfect plastic al lui Luan și Wu, precum și alte modele elasto-plastice propuse de diverși autori citați în lucrare. Autorii propun în urma studiilor proprii un nou model bazat pe analiza microscopică a mecanismului de deformare a terenului și analiza macroscopică a relațiilor de legătură dintre eforturi și tensiuni. Rezultatele analizelor numerice pot fi mult influențate de modelul ales al interfeței, respectiv al modului de conlucrare dintre cele două elemente.

2. Zhang Junfeng, Zou Weilie, Zhuang Yanfeng, Wen Jiahua, Xiequn Wang, (2012), [139], au realizat o serie de teste cu scopul de a observa modul în care modul de compactare, umiditatea, tipul de geogriile și rata de încărcare pot influența eficiența armării. Concluziile sunt următoarele:

- în aceleași condiții de încărcare interfața rezistenței la forfecare este astfel geogrilă triaxială > geogrilă biaxială > geogrilă monoaxială;

- la un grad de compactare de 86% și 92 %, coeziunea dintre interfața teren geogrilă este mai mică decât coeziunea interioră a terenului;
- interfața dintre argilă și geogrilă este influențată de conținutul de apă;
- creșterea ratei de încărcare de la 1mm/sec la 2 mm/sec determină o ușoară creșterea conlucrării.

3. Anirban D., Zimmie T. F., (1997) [5] au realizat o serie de teste folosind masă vibrantă pentru studierea comportării unghiului de frecare dinamic la interfața geosinteticului, rezultatele fiind utile pentru proiectarea depunerilor ecologice supuse la acțiuni seismice. Rezultatele testelor pentru 4 tipuri de geosintetice arată că unghiul de frecare dinamic se modifică funcție de numărul de cicluri de încărcare, crescând pe parcursul acțiunilor seismice. Din motive de siguranță, în calculul conlucrării, interfeței, se va lua în considerare cea mai mică valoare.

4. COMPORTAREA TERENULUI DE FUNDARE LA ACȚIUNI DINAMICE

4.1. Acțiunile dinamice asupra terenului de fundare

Asupra pământurilor din terenul de fundare al construcțiilor sau a celor din corpul unor lucrări din pământ (baraje din pământ, diguri, terasamente pentru căi de comunicație terestre., etc) acționează de multe ori și încărcări dinamice, alături de cele statice. Proiectarea construcțiilor și lucrărilor edilitare sau de căi de comunicații terestre fără a lua în considerare și acțiunea încărcărilor dinamice poate avea repercursiuni grave asupra rezistenței și exploatării normale a structurilor și stabilității masivelor de pământ. În literatura de specialitate se citează mai multe exemple de alunecări de teren produse în urma cutremurelor sau altor surse de vibrații și trepidații care au cauzat deplasarea terenului de fundare.

Sub efectul acțiunilor dinamice asupra terenului de fundare alcătuit din pământuri necoezive, au loc tasări suplimentare, de cele mai multe ori diferențiate, care pot modifica esențial starea de eforturi în structura de rezistență a construcțiilor, conducând uneori la pierderea stabilității generale și scoaterea din exploatare a acestora. De asemeni vibrațiile provocate de mașini sau de trafic, devin din ce în ce mai intense și pot influența negativ modul de comportare a terenului de fundare fiind transmise apoi cladirilor de locuit, având pe de o parte influență asupra elementelor structurale dar și o influență fiziologică și psihologică asupra oamenilor ce locuiesc timp îndelungat în astfel de locuințe.

Necesitatea perfecționării continue a metodelor de calcul și de proiectare a fundațiilor de mașini, a construcțiilor situate în zone seismice, a unor construcții hidrotehnice supuse la sarcini dinamice în stadiul de exploatare, precum și executarea unor lucrări de excavații prin tehnica exploziilor, a constituit punctul de pornire a studiilor și cercetărilor privind modul de comportare a pământurilor supuse la acțiuni dinamice, atât ca teren de fundare, cât și ca material de construcție.

Primele studii din acest nou domeniu respectiv cel al dinamicii pământurilor le constituie, studiile teoretice și experimentale asupra fundațiilor de mașini, respectiv determinarea caracteristicilor terenurilor de fundare și a parametrilor care depind de acestea, în cazul solicitărilor dinamice transmise de fundațiile de mașini.

Aceste studii și cercetări s-au concretizat în conturarea și dezvoltarea unor modele de calcul elaborate de autori ca Pavliuk-Rausch, Filonemko-Borodici, Voight, Maxwell, Pointning-Tomson, Reissner-Sehter, Rahmatulin, etc. folosite și astăzi în practica proiectării și dimensionării fundațiilor de mașini. Aceste teorii de calcul se bazează pe stabilirea și introducerea în calcule a unor parametri și caracteristici referitoare la comportarea terenului de fundare solicitat dinamic (caracteristici de rezistență, de deformabilitate, disipative, amortizoare) [50].

Acțiunile dinamice ce acționează asupra terenurilor și structurilor geotehnice pot fi provocate de mai multe surse, cum ar fi cutremure, explozii, funcționarea mașinilor, operațiunile de construcții, activități miniere, trafic, vânt, acțiunea valurilor, etc. și pot modifica uneori radical, atât calitativ cât și cantitativ proprietățile de rezistență și caracteristicile geotehnice ale pământurilor. Aceste modificări pot conduce în unele situații la schimbarea esențială a condițiilor de rezistență și de stabilitate ale maselor de pământ, producând efecte negative asupra construcțiilor și daune importante. Indiferent de proveniența lor acestea produc procese vibratorii cărora le sunt asociate mărimile cinematice fundamentale: deplasări, viteze și accelerații, care se transmit de la terenul de fundare către suprastructură, astfel, structurile, care posedă proprietăți inerțiale (mase concentrate sau distribuite) și elastice (flexibilitate sau rigiditate) sunt capabile să efectueze sub acțiunea cauzelor exterioare cu caracter dinamic, mișcări relative (numite oscilații) în timp, în jurul poziției de echilibru, după anumite legi de variație.

Sub acțiunea acestor solicitări, structurile au un răspuns dinamic, sub formă de eforturi, deformații și tensiuni cu mărimi variabile pe parcursul acțiunii dinamice și chiar după încetarea acțiunii acesteia.

Există o mare diversitate de acțiuni dinamice asupra terenului de fundare care, deosebindu-se prin diagramele amplitudine-timp caracteristice, conduc la răspunsuri diferite ale terenului de fundare, fiind posibilă sau nu asimilarea comportării lor neliniare, printr-un model liniar-elastic. De asemenea o influență mare o are și durata de aplicare a încărcării care poate provoca deformații ale terenului.

Încărcările dinamice care pot acționa asupra terenului de fundare pot fi clasificate în funcție de natura producerii acestora în două categorii, respectiv cauze naturale și cauze provocate. [11] [48] [59] [67] [82] [103] [101]. În tabelul 4.1. după V. Perlea [3] sunt reprezentate, în mod aproximativ, domeniile de frecvență ale vibrațiilor induse în teren de diferite acțiuni dinamice. Pentru crearea teoriilor și metodelor de calcul la acțiuni dinamice, în funcție de tipul și natura solicitării s-au creat asocieri între modul de acțiune și tipul de reprezentare.

Solicitările armonice (periodice simple) – pot fi reprezentate prin funcții trigonometrice sinusoidale sau cvasisinusoidale în timp. Amploarea solicitării este caracterizată de amplitudinea A , iar caracterul ciclic de perioada T , pulsația ω sau frecvența f . Solicitarea armonică a terenului poate fi reprezentată de valuri, de acțiunea cilindrilor vibratorii compactori, de mașini rotative, etc., fig.4.1a.

Solicitări periodice – reprezentate printr-o repetare identică după un interval minim de timp T (perioada). Aceste solicitări pot fi studiate prin analiză armonică (Fourier). Aceste solicitări periodice pot fi generate de utilaje vibratoare care lucrează cu mai multe frecvențe diferite (de exemplu vibroînfigătoare) sau alte acțiuni controlate, figura 4.1.b.

Solicitări aleatoare – reprezentate (oarecare, nedeterministe sau random) a căror diagramă caracteristică nu se repetă în timp niciodată identic. Aceste solicitări sunt tipice pentru solicitările provenite de la cutremurele de pământ sau încărcările de la vehiculele grele. Mărimile care le generează nu pot fi definite la un moment dat decât pe baze probabilistice, figura 4.1.c.

Solicitări tranzitorii – sunt de tip aleatoriu și se caracterizează prin aceea că după încetarea acțiunii unui impuls, vibrațiile își reduc amplitudinea până când sistemul solicitat revine la situația de echilibru anterioară producerii impulsului, fig. 4.1.d. Aceste solicitări sunt urmare a șocurilor sau a aplicării unor forțe pentru o perioadă scurtă de timp provenită din căderi de pietre, impactul proiectilelor, cilindrii compactori, fig. 4.1.f, explozii fig. 4.1.g, baterea piloților, compactarea supergrea figura 1.1.h, sau unor mișcări de tip seismic.

Tabelul 4.1. Clasificarea solicitărilor dinamice funcție de cauzele care le produc [3]

Nr. crt.	Tipul cauzei	Natura solicitării	Efecturl datorat de:
1	Cauze naturale	Cutremure de pământ Activitatea vulcanică Vibrații	Acțiunii ciclice seismice Erupții vulcanice Rafale de vânt Valuri de apă Explozii
2	Cauze provocate	Vibrații de mașini	Mașini grele cu piese mobile neechilibrate (motoare, generatoare, turbogeneratoare) Agregate ce dezvoltă șocuri (ciocane de forjat, concasare)
		Vibrații din trafic	Vehicule grele autocamioane grele, utilaje mecanice, etc.
		Forțe de impact	Acțiunea podurilor rulante
		Vibrații provocate de compactarea terenurilor slabe de fundare	Înfigerea piloților prefabricați Înfigerea palplanselor Compactarea de suprafață prin batere sau vibrare Compactarea de adâncime prin batere și vibrare (coloane, ploturi din materiale granulare, vibroîndesare, vibroflotare, baterea cu maiul greu, etc.)

Domeniile de frecvență ale mișcărilor induse în teren de diverse solicitări dinamice sunt diferite, astfel valurile acționează în domeniul frecvențelor joase, cutremurele în domeniul de frecvențe medii (0,5...10 Hz) iar mașinile, utilajele și exploziile în domeniul frecvențelor înalte. În figura nr.4.1. sunt schematizate câteva tipuri caracteristice de solicitări, figurate în mod aproximativ cu domeniile de frecvență ale mișcărilor induse în teren.

Acțiunile dinamice naturale sau provocate, se transmit prin terenul de fundare și ajung în contact cu infrastructura construcțiilor, căreia îi cedează o parte din energia transportată sub formă de vibrații, energie ce ajunge în structura construcției.[101] Solicitățile dinamice în funcție de intensitatea lor au acțiune

defavorabilă asupra omului, a activității ce se desfășoară în clădiri (instalații, aparate) sau chiar asupra structurii, provocându-i daune.

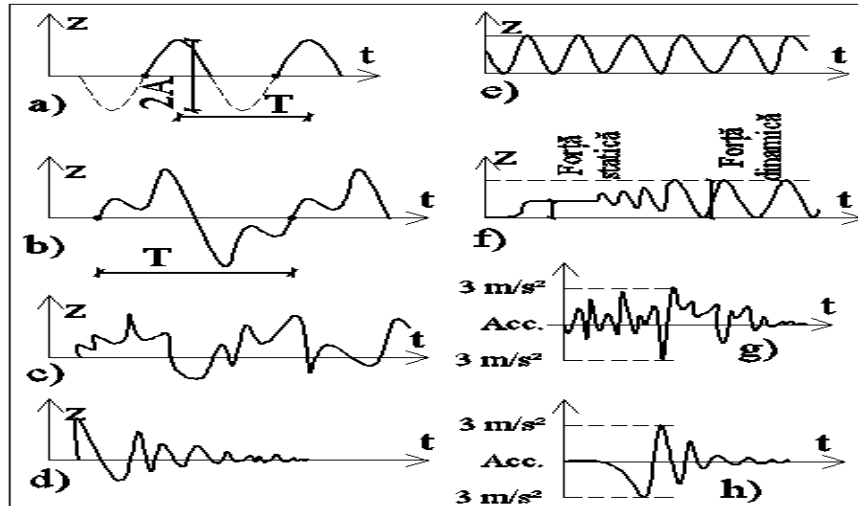


Fig. 4.1. - Forme de mișcare ce pot conduce la sollicitarea ciclică a terenului
a-Mișcare armonică; b- mișcare periodică; c-mișcare aleatoare; d-mișcare tranzitorie; e-valuri;
f-acțiunea cilindrilor compactori; g-accelerogramă a mișcării pământului generată de o explozie, h- accelerograma (componentă orizontală) înregistrată la distanța de 7,5 m distanță de punctul de impact al unui mai supergreu (masa 10 tone cădere de la 10 m), [după 103]

Efectul vibrațiilor asupra construcțiilor se poate clasifica, în funcție de intensitatea vibrației [4] [18] [59] precum este prezentat în tabelul nr. 4.2.

Viteza vibrațiilor, caracterizând în special energia cinetică transportată de sistemul de unde seismice, afectează construcțiile precum este prezentat în tab.4.3.

Tabelul 4.2. Efectul vibrațiilor asupra construcțiilor [19]

Intensitatea vibrației [vibrar]	Clasa trepidațiilor	Efectul asupra construcției
10...20	Trepidații ușoare	Nu prezintă pericol
20...30	Trepidații mijlocii	Nu prezintă pericol
30...40	Trepidații puternice	Deteriorări ușoare, fisuri în pereții de zidărie
40...50	Trepidații grele	Fisuri în zidurile principale
50...60	Trepidații foarte grele	Distrușgerea clădirilor

Tabelul 4.3. Viteza vibrației și efectul asupra construcțiilor [19]

Intensitatea seismică [MSK]	Viteza oscilației pământului [cm/s]	Efectul asupra construcțiilor
1	0,2	Nu se simte
2	0,2...0,4	Se simte în clădiri la etajele superioare
3	0,4...0,8	Se simte în interiorul clădirilor
4	0,8...1,5	Se simte în interiorul și în exteriorul clădirilor, de puțini oameni
5	1,5...3,0	Se simte în interiorul și în exteriorul clădirilor, de mulți oameni
6	3,0...6,0	Avarii ușoare la clădiri slabe
7	6,0...12	Avarii ușoare la clădiri rezistente, avarii considerabile la clădiri slabe
8	12...24	Avarii ușoare la clădiri proiectate antisismic, avarii grave la clădiri obișnuite
9	24...28	Avarii considerabile la toate clădirile
10...12	28...48	Majoritatea clădirilor sunt complet distruse

4.2. Propagarea undelor prin medii continue deformabile

4.2.1. Generalități

Studiul comportării terenurilor de fundare la acțiunea încărcărilor dinamice presupune studiul a două efecte importante:

- Modul de propagare a undelor de vibrații în terenul de fundare și transmitere a acestora la construcții;
- Deformațiile elastice și plastice ale terenurilor de fundare;

Fenomenul de propagare a undelor provenite generate de diverse acțiuni dinamice este influențat de variația intensității undelor în funcție de proprietățile fizico-mecanice și dinamice ale mediului de propagare, datorită caracteristicilor de deformabilitate locală a terenului din amplasament prin fenomenul de filtrare dinamică, focalizare sau amplificare a undelor. Studiul propagării undelor prin analiza răspunsului terenului cu metode numerice este foarte important în ingineria geotehnică deoarece permite determinarea proprietăților terenului, respectiv modulul de elasticitate, modulul de forfecare, interpretarea investigațiilor geofizice.

Pentru studiu se consideră un mediu de propagare perfect elastic, omogen, izotrop, continuu și uniform [31].

Eforturile de compresiune ce acționează pe plan dealungul direcțiilor x , y și z sunt notate cu σ_x , σ_y și σ_z , iar eforturile tangențiale în plan sunt τ_{xy} , τ_{yx} , τ_{yz} , τ_{zy} , τ_{xz} și τ_{zx} , fig. 4.2. În starea de echilibru tensiunile tangențiale din plan sunt egale astfel:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \quad \tau_{yz} = \tau_{zy} \quad \text{și} \quad \tau_{xz} = \tau_{zx}.$$

În condiții de tensiune deplasările pe axele x , y și z se notează cu u , v și w .

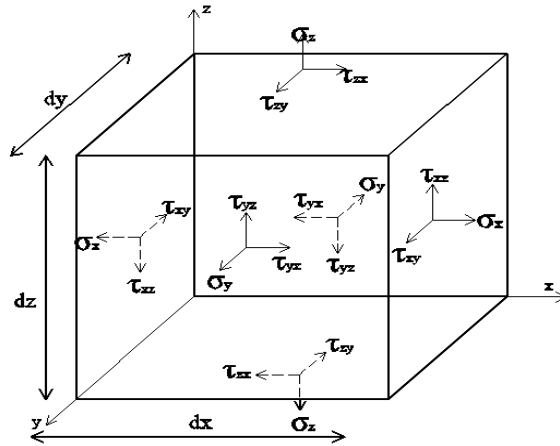


Fig. 4.2 Componenta tensiunilor normale și tangențiale într-un mediu elastic [după 31]

4.2.2. Deformații specifice

În figura 4.3 sunt prezentate deformațiile specifice produse de mișcarea punctului M. Deformațiile specifice se exprimă astfel:

- Componentele deformațiilor specifice liniare pe direcțiile x, y și z:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}, \quad (4.1) \quad (4.2) \quad (4.3)$$

- componentele deformațiilor specifice unghiulare pe direcțiile x, y și z:

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}, \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}, \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}, \quad (4.4) \quad (4.5) \quad (4.6)$$

- componentele de rotație în jurul axelor x, y și z:

$$\omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right), \quad \omega_y = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right), \quad \omega_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right), \quad (4.7) \quad (4.8) \quad (4.9)$$

Unde: $\varepsilon_x, \varepsilon_y,$ și ε_z – componentele deformațiilor specifice liniare pe direcțiile x, y și z
 $\gamma_{xy}, \gamma_{yz},$ și γ_{zx} – componentele deformațiilor specifice unghiulare pe direcțiile x, y și z
 $\omega_x, \omega_y,$ și ω_z – componentele de rotație în jurul axelor x, y și z

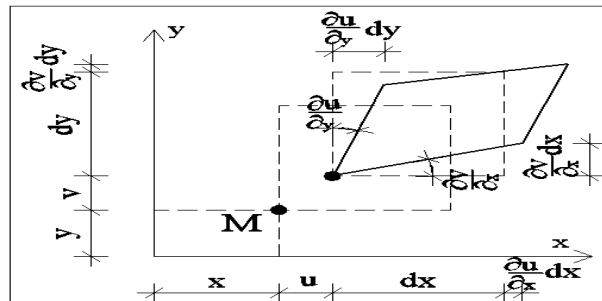


Fig. 4.3 Deformațiile specifice produse de mișcarea punctului M [după 59]

4.2.3. Exprimarea legăturii dintre deformații și tensiuni

Pentru un material izotrop exprimarea legăturii dintre tensiuni și deformații se face prin intermediul constantelor Young-Poisson astfel [31]:

- între tensiunile normale și componentele deformațiilor specifice liniare se pot scrie următoarele relații [31]:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (4.12)$$

- între tensiunile tangențiale și componentele deformațiilor specifice unghiulare se pot scrie următoarele relații:

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} \quad (4.13)$$

$$\tau_{yz} = G\gamma_{yz} \quad (4.14)$$

$$\tau_{zx} = G\gamma_{zx} \quad (4.15)$$

Unde:

E - este modulul de deformație longitudinală a materialului sau modulul lui Young;

G - este modulul de deformație transversal (de forfecare) al materialului;

ν - coeficientul de deformare laterală sau coeficientul lui Poisson.

Între cele două module există următoarea relație [59]:
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.16)$$

Indiferent de sistemul de referință Oxzy suma tensiunilor respectiv a deformațiilor este constantă [59]:
$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \text{constant}$$

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \text{constant}$$

Ecuțiile (4.1) ÷ (4.16) se pot rezolva exprimând tensiunile și deformații prin introducerea constantei lui Lamé astfel:

$$\sigma_x = \lambda\varepsilon_v + 2G\varepsilon_x \quad (4.17)$$

$$\sigma_y = \lambda\varepsilon_v + 2G\varepsilon_y \quad (4.18)$$

$$\sigma_z = \lambda\varepsilon_v + 2G\varepsilon_z \quad (4.19)$$

Unde: λ - este constanta lui Lamé;

ε_v - dilatația cubică sau deformația specifică volumetrică;

θ - invariantul tensiunilor.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (4.20)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (4.21)$$

Din ecuația (4.16) și (4.20) rezultă:
$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)} \quad (4.22)$$

4.2.4. Ecuația generală a undelor longitudinale (de dilatație)

Considerând propagarea undelor longitudinale printr-un element tip bară, fig. 4.4, de secțiune A, al cărui material este caracterizat de E și γ tensiunea între cele două secțiuni a și b crește de la σ la $\sigma + (\partial\sigma/\partial x)\Delta x$. [31].

Respectând legea lui Newton: Σ forțelor = masa x accelerația

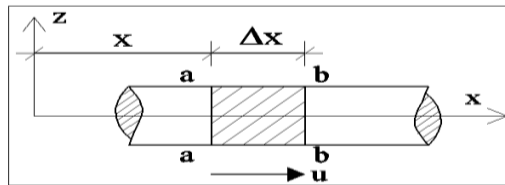


Fig. 4.4 Propagarea undelor longitudinale elastice [după 31]

- pe direcția x -
$$-\sigma A + \left(\sigma + \frac{\partial\sigma}{\partial x} \Delta x\right) A = \frac{(A\Delta x\gamma)}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4.23)$$

Unde: $A\Delta x\gamma$ - greutatea materialului pe lungimea Δx ;

g - accelerația gravitațională;

u - deplasarea pe direcția x;

t - timpul;

$\rho = \gamma/g$ - densitatea materialului.

Considerând că tensiunea este uniformă pe întreaga suprafață secționată și suprafața rămâne plană pe durata mișcării, ecuația (4.23) poate fi scrisă:

$$\frac{\partial\sigma}{\partial x} = \rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) \quad \text{Unde: } \sigma = (\partial u / \partial x) E \quad (4.24) \quad (4.25)$$

Înlocuind ecuația (4.25) în (4.24) putem scrie:

$$\left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = \left(\frac{E}{\rho} \right) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad \text{sau} \quad \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) = v_c^2 \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad \text{unde } v_c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4.26)$$

Și de asemeni $v_c = \Delta t / \Delta x$ - viteza de propagare a undelor longitudinale.

Soluția ecuației (4.26) este sub forma: $u = f(v_c t + x) + g(v_c t - x)$

Unde:

$f(v_c t + x)$ - reprezintă deplasarea în sens pozitiv și $g(v_c t - x)$ - în sens negativ

4.2.5. Ecuațiile mișcării într-un mediu elastic

4.2.5.1. Unde de compresie

În figura 4.5 sunt prezentate tensiunile ce acționează pe un element cu dimensiunile dx , dy și dz , într-un mediu elastic. Vom scrie ecuațiile diferențiale ale mișcării ca sumă a forțelor ce acționează pe direcțiile x , y și z , fig. 4.6 [31].

- pe direcția x - cu deplasarea u :
$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = \rho \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) \quad (4.27)$$

- pe direcția y - cu deplasarea v :
$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = \rho \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) \quad (4.28)$$

- pe direcția z - cu deplasarea w :
$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \rho \left(\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right) \quad (4.29)$$

Deoarece $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ și $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ și substituind în relația (4.27) relațiile (4.13), (4.14)

și (4.15) și apoi (4.4) și (4.6), ținând cont că:
$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial x} \quad (4.30)$$

și
$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} = \nabla^2 \quad (4.31)$$

Rezultă:
$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \epsilon_v}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (4.32)$$

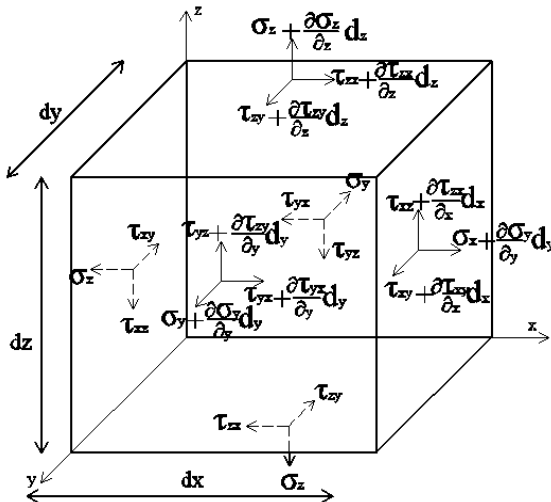


Fig. 4.5 Derivarea ecuației de mișcare într-un mediu elastic [după 31]

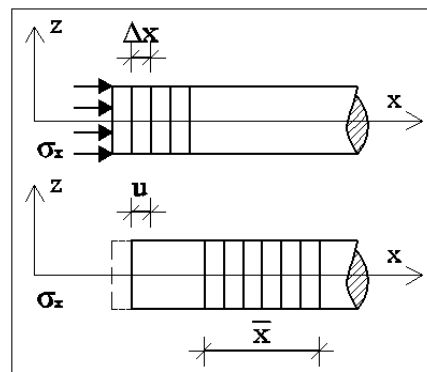


Fig. 4.6 Viteza particulelor și undelor de propagare [după 31]

În mod similar se transformă ecuațiile (4.28) și (4.29) rezultă:

- pe direcția y:
$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_y}{\partial y} + G \nabla^2 v \tag{4.33}$$

- pe direcția z:
$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial z} + G \nabla^2 w \tag{4.34}$$

Generalizând ecuațiile mișcărilor de pe fiecare direcție la mișcarea volumică a elementului, rezultă:

$$\rho \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial t^2} = (\lambda + G)(\nabla^2 \varepsilon_v) + G(\nabla^2 \varepsilon_v) = (\lambda + 2G)(\nabla^2 \varepsilon_v) \tag{4.35}$$

Rezult
$$\frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} (\nabla^2 \varepsilon_v) = v_p^2 \nabla^2 \varepsilon_v \text{ unde } v_p = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} \tag{4.36}$$

În ecuația (4.36), fig.4.7, v_p reprezintă viteza undelor de dilatație, primare P sau undelor de compresiune. Comparând relația de calcul a undelor longitudinale (4.79) v_c cu relația undelor de compresiune (4.36), se observă faptul că viteza undelor de compresiune este mai mare decât a undelor v_c .

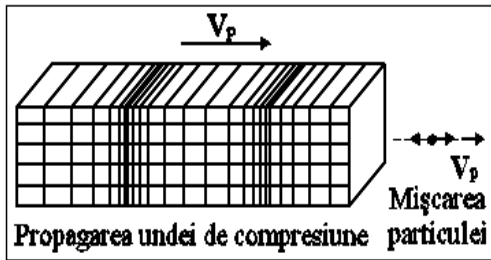


Fig. 4.7 Unde de compresiune [după 2]

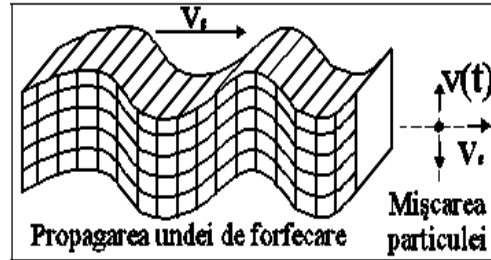


Fig. 4.8 Unde de forfecare [după 2]

4.2.5.2. Unde de forfecare

Diferențiind ecuația (4.30) cu z și ecuația (4.31) cu y și apoi rezultatele se substituie, vom obține:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = G \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \tag{4.37}$$

În relația (4.37) vom înlocui relația (4.7):
$$\omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right)$$

Vom obține:
$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \omega_x = G \nabla^2 \omega_x \text{ unde: } v_s = \sqrt{G / \rho} \tag{4.38}$$

În mod similar se prelucrează ecuațiile pentru direcțiile y și z. Ecuația (4.38) reprezintă ecuația undelor distorsionale, viteza de propagare a undelor secundare S

sau de forfecare, figura 4.8, are aceeași formă ca relația de calcul a undelor longitudinale (4.26) v_c .

4.2.5.3. Unde Rayleigh

Mișcarea acestui tip de unde se face sub formă de plan vertical, așa cum este prezentat în figura 4.10 și în raport cu adâncimea fig.4.9. Astfel considerând că planul x-y se mișcă într-un mediu elastic dealungul axei pozitive a lui z, acesta va avea deplasări pe axele x și z notate cu u și w și ϕ și ψ două funcții potențiale:

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \text{ și } w = \frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (4.39), (4.40)$$

Pentru determinarea vitezei de deplasare a frontului de unde se va lua în considerare deformațiile de dilatare ε_v și rotația planului x-z:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial z} \right) + (0) + \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial z} \right) =$$

$$= \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \nabla^2 \phi \quad \text{și} \quad 2\omega_y = \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = \nabla^2 \psi \quad (4.41) (4.42)$$

Se consideră mișcarea sinusoidală a undei în direcția pozitivă a axei x, ϕ și ψ se exprimă astfel: $\phi = F(z) \exp[i(\omega t - fx)]$ (4.43)

$$\text{și } \psi = G(z) \exp[i(\omega t - fx)]. \quad (4.44)$$

Unde F(z) și G(z) reprezintă funcții dependente de adâncime. Prin transformări succesive: Lungimea de unda = $v_r / (\omega / 2\pi)$ (4.45)

Înlocuind $f = 2\pi / \text{lungimea de undă}$ rezultă: $f = \omega / v_r$

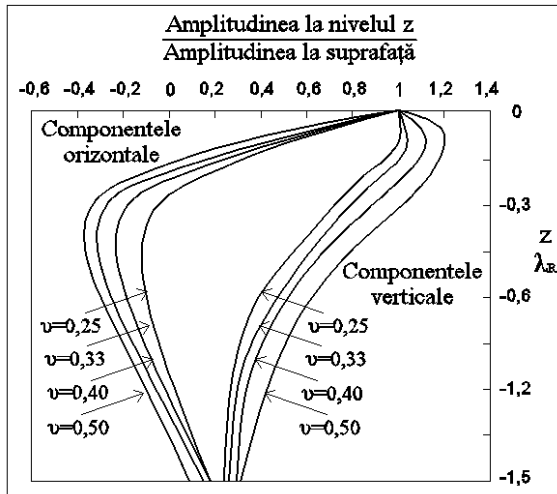


Fig. 4.9 Variația pe orizontală și verticală a componentelor undelor cu adâncimea [după 2]

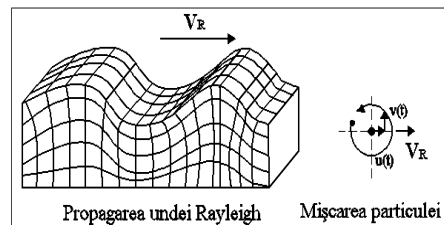


Fig.4.10 Propagarea undelor Rayleigh [după 2]

Coefficientul lui Poisson

Așadar într-un mediu elastic infinit se propagă două tipuri de unde care circulă cu viteze diferite, ale căror formule de calcul sunt:

$$- \text{ undele de compresiune: } v_p = \sqrt{(\lambda + 2G) / \rho}; \quad (4.36)$$

$$- \text{ undele de forfecare: } v_s = \sqrt{G / \rho} \quad (4.38)$$

$$\text{Putem scrie } \frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \text{ și } G = E / 2(1+\nu) \quad (4.46) \quad (4.47)$$

În figura 4.11 este reprezentat modul de variație a raportului undelor în funcție de coeficientul lui Poisson notat cu ν . Se observă că pentru orice valoare a lui ν raportul celor 2 viteze este supraunitar. În tabelul nr. 4.4 sunt prezentate valorile vitezelor de propagare a undelor primare, secundare și Rayleigh în funcție de tipul terenului din amplasament.

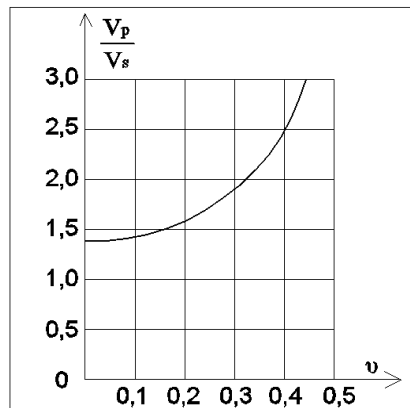


Fig. 4.11 Variația lui v_p/v_s în funcție de ν [după 31]

Tabel 4.4. Viteze de propagare a undelor prin teren [123]

Clasa	Clasificarea terenului din amplasament	Viteze de propagare [m/sec]		
		v_p	v_s	v_R
I	FORMAȚIUNI ALUVIONARE DEGRADATE	200 ...	150 ...	100 ...
	Fragmente sedimentare moi Nisip afânat / necompactat Argile umede / mături Umpluturi cu îndesare medie Pământuri vegetale Zone complet saturate	500	350	250
II	DEPOZITE SEDIMENTARE	450 ...	250 ...	200 ...
	Pământuri argiloase sau loessoide de consistență redusă	800	450	400

	Nisipuri cu saturație mare Marme moi / Argile nisipoase			
III	ROCI DEZAGREGATE Nisipuri uscate necimentate Nisipuri mijlocii fine sau prăfoase Pietrișuri neconsolidate Argile compacte / Marne consistente	750 ... 1500	450 ... 750	350 ... 650
IV	ROCI METAMORFICE / SEDIMENTARE Nisipuri și pietrișuri îndesate Argile tari / foarte compacte Depozite aluvionare consolidate Grohotișuri compacte	1250 ... 2100	550 ... 1000	450 ... 800
V	ȘISTURI CRISTALINE ȘI ROCI ERUPTIVE Roci și tufuri vulcanice Conglomerate puternic cimentate Gresii compacte Calcare / gipsuri	1600 ... 3150	850 ... 1550	700 ... 1350
VI	ROCI STÂNCOASE COMPACTE Roci bazaltice, Roci granitice Andezit / Gresii dure Șisturi cristaline și calcare foarte compacte	2600 ... 5500	1350 ... 3300	1100 ... 3000

4.3. Specificul mișcării seismice și influența condițiilor geologice

Mișcarea seismică are un caracter oscilant și se caracterizează printr-o mișcare violentă și haotică a straturilor de pământ fiind cea mai importantă din categoria acțiunilor dinamice, prin consecințele sale dezastruoase asupra oamenilor și bunurilor materiale. Datorită exploziei demografice și expansiunii industriale în zonele afectate de mișcări seismice, consecințele defavorabile produse de cutremure devin tot mai mari deși seismicitatea zonelor actuale nu se modifică.

Țara noastră face parte din sistemul seismotectonic al Europei situându-se la intersecția marilor plăci tectonice, la est placa europeană, la vest subplaca intra-alpină și la sud subplaca moesică. Cele două surse principale de cutremure sunt în zona Vrancea (cutremure inter-placă, fiind zona de confluență a celor trei plăci amintite anterior) și zona Banat (cutremure intra-placă).[59] Cutremurul vrâncean subcrustal din 26 octombrie 1802 (după documentele colectate de C. Radu, $M=7,5$ după Radu și $M=7,7$ după Mârza) a fost unul dintre cutremurele cele mai puternice resimțite la București și de asemenea pe o suprafață mare până la Petersburg, insula Ithaca și Valea Dunării. Cutremurul a durat aproape 2 minute la București fiind răsturnate toate turnurile bisericilor și puternice avarii ale construcțiilor chiar și la Craiova, Iași, Brașov, Sibiu, Timișoara, etc, fiind resimțit în Polonia la Varșovia, în Bulgaria la Vidin sau Turcia la Constantinopol, aria fiind estimată la 2 milioane de kilometri pătrați. [121]

Mișcarea terenului în timpul seismului și distrugerile asociate acestuia sunt puternic influențate de condițiile locale de amplasament. Comportarea terenurilor sub acțiuni dinamice poate fi diferită față de cele statice, astfel unele terenuri sub încărcări ciclice își sporesc rezistența prin compactare (nisipuri afânate) iar altele își pot micșora rezistența (nisipuri saturate).

Modul de evaluare a acțiunii seismice trebuie să țină seama de cele trei componente implicate, printr-o diversitate de influențe astfel:

- Cutremurul (seismul) influențează prin mecanismul de focar, intensitatea mișcării (magnitudine, accelerații maxime), distanța față de amplasament, durată, caracteristicile geomorfice ale mediului de propagare, compoziția spectrală;

- Terenul participă prin caracteristicile geotehnice și geologice locale privind vitezele de propagare ale undelor, perioadele predominante și proprietățile de amplificare, focalizare, filtrare dinamică și de radiație;

- Structura intervine prin tipul sistemului structural, caracteristicile de inerție respectiv de disipare, nivelul de ductilitate, calitatea materialelor și tehnologiile de execuție, vârsta construcției.

Datorită multitudinii de fenomene pe care le pot genera mediul de propagare, terenul din amplasament și influența pe care o au asupra comportării infra și suprastructurii în caz de seism, în activitatea de proiectare trebuie să se țină seama de următoarele aspecte [59]:

- Influența mediului de propagare dintre sursă și amplasament care depinde de distanța de epicentru, de caracteristicile geologice și geofizice, care influențează prin componente cu perioadă scurtă (pentru distanțe reduse și medii pentru medii de propagare compacte și consolidate) sau lungi (pentru distanțe mari și medii pentru medii de propagare mai afânate sau slab consolidate);

- Influența caracteristicilor fizico-mecanice și dinamice ale pachetului de straturi superficiale, adică topologia suprafeței libere, stratigrafia, grosimea stratului superficial și caracteristicile sale prin prisma vitezelor de propagare a undelor seismice și a rezistențelor de forfecare, reflexia, refracția, dispersia sau radiația undelor de la nivelul rocii de bază către suprafața terenului, etc. Rezultă astfel importanța pe care o au perioadele predominante ale mediului în corelație cu perioadele predominante ale construcțiilor precum și fenomenele de amplificare seismică, focalizare și filtrare dinamică a undelor în funcție de categoria de teren;

- Influența condițiilor locale de deformabilitate a terenului, care pot determina efecte negative asupra rezistenței și stabilității construcțiilor datorită fenomenelor de echilibru care pot surveni la straturile superficiale și pot produce: rupturi în scoarță însoțite de prăbușiri sau procese de falieri, alunecări de teren, tasări produse de fenomenul de compactare al depozitelor granulare sau lichefierea nisipurilor saturate, formarea de cratere prin refulare, etc;

- Influența interacțiunii dinamice dintre teren și structură, prin prisma variației răspunsului seismic ca urmare a cuplajului elastic și celor trei fenomene:

- influența tipului de pământ asupra proprietăților de amortizare a structurilor, a mișcărilor și forțelor induse în structură în timpul seismului;

- influența prezenței construcției asupra terenului;

- influența construcțiilor asupra deformațiilor permanente ale terenului de fundare;

- Influența infrastructurii prin soluțiile constructive adoptate pentru fundații, corelând tipul de structură, caracteristicile seismice din amplasament și natura terenului, respectiv acordarea proprietăților dinamice ale structurii (T) mișcarea terenului (spectru de accelerații), contribuind la creșterea protecției antiseismice.

Energia eliberată brusc de focar în momentul producerii unui dezechilibru tectonic (cutremur inter sau intra-placă) se propagă în toate direcțiile sub forma unor unde elastice, denumite unde seismice de adâncime (de tip longitudinal sau primare, P și de tip transversal sau de forfecare, secundare S) și unde superficiale (de tip Rayleigh și Love) detaliate la cap.4.2., fig.4.12. Aceste unde nu se propagă în mod uniform pe toate direcțiile și în toate categoriile de teren, astfel într-un depozit

coeziv sau necoeziv, afânat sau consolidat, saturat sau uscat, intensitatea lor poate suferi modificări importante cu consecințe directe asupra comportării terenurilor și construcțiilor. Spre exemplu viteza de propagare a undelor primare P pentru depozite sedimentare-aluvionare este $v_p=0,5...2,0$ km/s iar pentru roci compacte (granit, bazalt) $v_p \geq 4,0$ km/s, (vezi tabel cap.4.3)

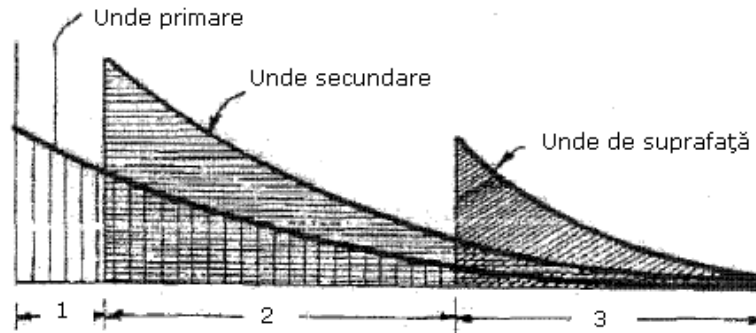


Fig. 4.12 Fenomenul de filtrare al undelor seismice [102]

Pentru studiul caracteristicilor terenului de fundare, evaluarea răspunsului terenului într-un amplasament se folosesc [36]:

- spectre de amplitudine (spectre Fourier), adică reprezentarea grafică a relațiilor

amplitudini - frecvențe corespunzătoare înregistrărilor seismice;

- spectre de răspuns, adică valorile maxime ale răspunsului exprimat prin deplasări,

viteze și accelerații relative.

Spectrul Fourier al amplitudinii, înregistrat într-un punct situat în stratul geologic superficial prezintă conținutul de frecvență a mișcării și amplitudinile corespunzătoare componentelor dominante (compoziția spectrală). Mișcarea reală tranzitorie a terenului, înregistrată cu aparatură adecvată, se substituie printr-un număr infinit de componente sinusoidale cu frecvențe și faze diferite și se pune astfel în evidență variația amplitudinilor fiecărei componente armonice simple în funcție de frecvență sau perioadă. Mișcarea reală (inițială) se obține prin superpoziția tuturor componentelor sinusoidale.

Spectrele de răspuns dependente de amplasament pentru condițiile seismice din România sunt obținute din baza de date cuprinzând peste 100 de înregistrări biaxiale și triaxiale din 4 cutremure vrâncene semnificative (1977, 1986 și 1990-2 evenimente). Pentru studiul fenomenelor de amplificare a mișcării seismice datorită condițiilor geologice din amplasament, se folosește spectrul Fourier al accelerațiilor.

Spectrul Fourier al vitezelor pune în evidență energia de deformare conținută de mișcarea seismică. Compararea efectelor seismice datorate influenței condițiilor locale poate fi pusă în evidență prin compararea spectrelor Fourier de la roca de bază și de la suprafața terenului, fig 4.13. Acest lucru se realizează prin înregistrări simultane în foraj și la suprafață în timpul unui cutremur, punându-se în evidență fenomenul de amplificare al efectelor seismice de la roca de bază la suprafață și caracterizează efectele distructive de suprafață a cutremurelor puternice. În spectrul de răspuns, condițiile geologice ale terenului se iau în considerare prin perioada de colț T_C , ce se află la granița idealizată dintre domeniul

de ordonate maxime în spectrul de accelerații absolute și domeniul de ordonate maxime în spectrul de viteze absolute. [69]

$$f_c = \frac{1}{T_c} = \frac{1}{2\pi} \frac{SA_{\max}}{SV_{\max}} \quad (4.48)$$

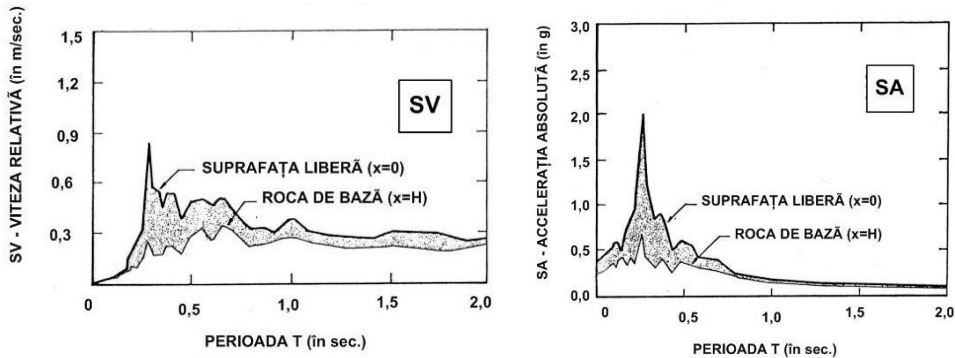


Fig. 4.13 Spectre seismice de răspuns, rocii de bază - suprafața liberă a terenului [123]:
a - Spectrele vitezelor relative SV; b - Spectrele accelerațiilor absolute SA

Terenurile cele mai sensibile la deformări cu caracter permanent sunt cele cu un pronunțat caracter neomogen, slab consolidate și cu consistență redusă, precum depozitele aluvionare (nisipuri fine, pietrișuri mărunte), afânate, saturate, caracterizate de densitate aparentă și rezistență la forfecare redusă. În timpul cutremurelor violente deformațiile care se produc în teren, chiar de ordinul fracțiunilor de centimetru pot duce la fenomene de instabilitate a structurilor și acumularea de tensiuni suplimentare în suprastructură, iar în cazul structurilor zvelte pot favoriza oscilațiile, producând sollicitări ale terenurilor dincolo de comportarea elastică a acestora.

În general durata semnificativă a unei mișcări seismice crește cu cât magnitudinea este mai ridicată și scade odată cu distanța, dar dacă terenul din straturile superficiale este mai slab (depozite sedimentare, aluvionare) aceasta poate să crească, întrucât energia corespunzătoare perioadelor scurte se disipează iar energia componentelor cu perioade lungi devine predominantă, având în vedere și rolul de filtru dinamic pe care îl are mediul superficial de propagare.

Amplificarea undelor se manifestă pe anumite perioade caracteristice definindu-se perioada proprie a terenului, ca fiind direct proporțională cu grosimea stratului și invers proporțională cu viteza undelor transversale (4.102).

Pe lângă fenomenul de transmisibilitate și amplificare a undelor se manifestă și fenomenul de amortizare internă a terenului. Considerând că variația deplasării seismice la nivelul rocii de bază are un caracter armonic și luând în considerare vâscozitatea mediului, variația amplificării în funcție de frecvența sursei armonice este prezentată în figura 4.14.

Raportul frecvențelor de rezonanță ale mediului este invers proporțional cu raportul amplificărilor maxime, deoarece $A_i f_i = \text{constant}$. Se observă sensibilitatea dinamică a mediului la frecvențe de rezonanță joase (perioade predominante lungi) și se explică de ce efectele seismice de suprafață sunt violente, așa cum s-a întâmplat la cutremurul din 1977 în București, unde se găsește un teren moale aluvionar (pietrișuri, etc) cu perioada fundamentală predominantă pe majoritatea amplasamentelor a fost $T_0 > 0,9$ secunde, deoarece formațiunile superficiale

(necimentate) cu grosimi de zeci de metri nu filtrază undele seismice, fiind ca "transparente" pentru undele cu perioade mari.

Capacitatea de disipare a mediilor este relativ ridicată. Astfel în funcție de proprietățile fizico - mecanice, fracțiunea din amortizarea critică variază în intervalul valorilor $\xi = 0,05 \dots 0,25$. [59]

Perioadele predominante ale depozitului geologic superficial se calculează cu

$$\text{expresia [59]: } T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = \frac{1}{2i-1} \frac{4H}{v_s} \quad (4.49)$$

Perioada predominantă fundamentală va fi [59]: $T_1 = T_0 = 4H/v_s$

Următoarele se calculează astfel: $T_2 = 4H/3v_s$, $T_3 = 4H/5v_s$, etc. deci $T_1/T_2 = 3$, $T_1/T_3 = 5$.

Așadar la aceeași adâncime H , terenul va avea perioada predominantă mai mică dacă are consistență mai mare și grad de compactare mai ridicat.

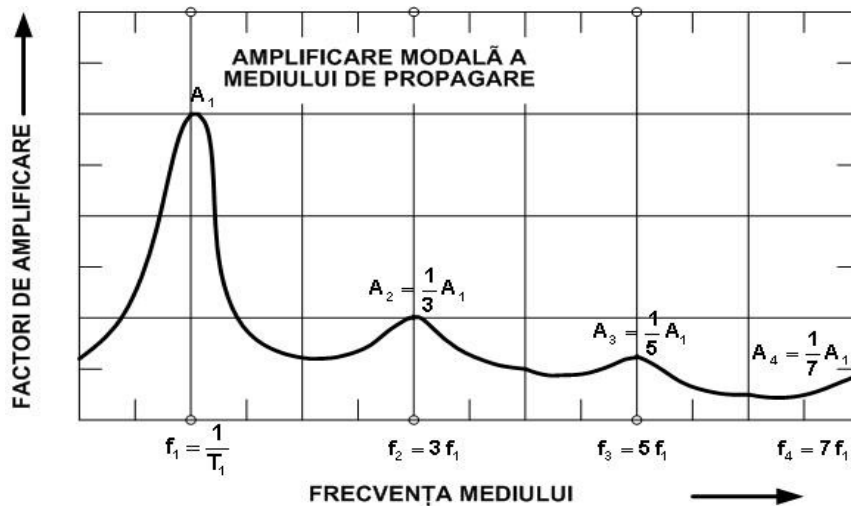


Fig. 4.14 Factori de amplificare modală în funcție de frecvențele de rezonanță terenului [59]

Tabelul 4.5. Perioade predominante funcție de caracteristici strat geologic superficial [59]

Nr. crt.	Teren EC 8	Denumire strat geologic superficial	Perioada [s]
1	A	Straturi consistente, consolidate (roci stâncoase bazalt, granit)	<0,3
2	B	Depozite aluvionare, consolidate, compacte, de grosime mică	0,3...0,5
3	C	Depozite aluvionare, consolidate, compacte, de grosime mare	0,3...0,7
4	D	Depozite aluvionare-sedimentare, slab consolidate, compactare medie și grosime intermediară	0,5...1,0
5	E	Depozite aluvionare-sedimentare, slab consolidate, compactate cu grosime mare	0,8...1,6
6	S1, S2	Depozite sedimentare moi, saturate, umpluturi afânate de grosime medie sau mare	1,5...3,5

În tabelul 4.5 sunt prezentate valori orientative ale perioadelor predominante conform Ifrim [59]. Eurocodul EC 8, are ca scop evidențierea detaliată a rolului

acțiunilor seismice pentru proiectarea structurală și geotehnică. Tipul de teren de pe amplasament este luat în considerare în spectrul de proiectare prin perioada de colț T_c [135]. Luând în considerare ecuația (4.102), întrucât în depozitele sedimentare și aluvionare vitezele de propagare ale undelor seismice secundare (de forfecare) sunt mai reduse, ca urmare a scăderii modului de elasticitate transversală, perioadele predominante rezultă mai ridicate. S-a observat o accentuarea a distrugerilor provocate la clădiri în cazul amplasării în șesuri aluvionare. [121]

Aceasta deoarece componente intensive cu perioade fundamentale predominante mari au condus la avarii importante a unor structuri zvelte, datorită fenomenului de rezonanță tranzitorie sau de amplificarea seismică, aceste construcții având perioada proprie în vecinătatea celei cutremurului. Dar, indiferent de perioadele predominante, condițiile geologice locale ale amplasamentelor au un rol primordial cu privire la efectele seismice la suprafața terenului, deoarece terenurile de genul umpluturilor, terenurilor saturate sau depozitelor sedimentare afânate și neconsolidate, contribuie la majorarea efectelor seismice de 2÷5 ori, față de cele consolidate și compactate. Studiile efectuate de Idriss și colab. indică o dependență între amplitudinea mișcării seismice și amplificarea accelerației maxime a terenului (PGA) de către straturile de teren moale.

Astfel, amplificarea este maximă (între 1.5 și 4.0 s) pentru amplitudini mici ale accelerației maxime la roca de baza (0.05 - 0.1 g) și tinde să scadă odată cu creșterea intensității cutremurului (factori în jur de 1.0 pentru $PGA_{roca} = 0.4$ g). Acest efect este atribuit răspunsului nelinier al stratului de teren moale la intensități ridicate ale mișcării seismice. Influența tipului de teren asupra formei spectrului de răspuns al accelerației este prezentată în Fig. 4.15, conform unor studii statistice efectuate de către Seed și colab. [116] [59] pe un set de 104 accelerograme înregistrate în SUA, Japonia și Turcia.

Se observă o amplificarea considerabilă a ordonatelor spectrale în domeniul perioadelor medii și lungi (> 1.0 sec) în cazul terenurilor slabe, mult mai mari decât amplificarea accelerației maxime a terenului. În cele mai multe cazuri amplificarea maximă a răspunsului are loc la perioade apropiate de perioada predominantă de vibrație a stratului de teren moale. Parametri care guvernează amplificarea/deamplificarea mișcării terenului sunt: grosimea, modulul de elasticitate, amortizarea și viteza undelor de forfecare a stratului de teren moale, impedanța teren/rocă, stratificarea și proprietățile stratului de teren de la interfața dintre terenul moale și roca de bază. [59]

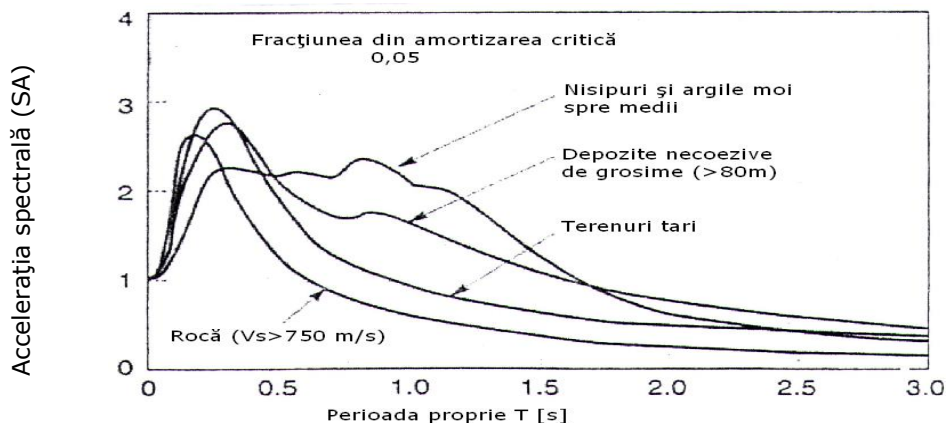


Fig. 4.15 Spectre normalizate ale accelerației pentru diferite tipuri de teren [după 116]

Perioadele predominante se determină experimental, fie din înregistrări la cutremure mari sau microseisme, fie la seisme artificiale, precum explozii sau șocuri puternice.

Înregistrările se prelucrează, spectrele vitezelor relative neamortizate SV_0 redau cel mai bine imaginea perioadelor sau frecvențelor dominante, astfel dacă valoarea maximă a vitezelor relative se produce la sfârșitul cutremurului, spectrul de răspuns (neamortizat) al vitezelor relative SV_0 este identic cu spectrul amplitudinilor accelerațiilor cutremurului. De asemenea spectrul de viteze reflectă energia de deformație indusă în structură, prezentând astfel severitatea cutremurului.

Aceste aspecte sunt foarte importante deoarece la proiectarea unei construcții (a suprastructurii și infrastructurii) trebuie realizată acordarea proprietăților dinamice structurale (perioadă și amortizare) cu compoziția spectrală a mișcării terenului (spectrul accelerațiilor absolute), cu scopul protecției față de efectele seismice majore.

În funcție de tipul structurii acestea se clasifică în [59]:

- structuri rigide (cu regim de înălțime scăzut) – $T_1 \leq 0,6$ s;
- structuri semirigide (cu regim de înălțime mediu) – $0,6 \text{ s} \leq T_1 \leq 1,4$ s;
- structuri flexibile (cu regim de înălțime înalt) – $T_1 \geq 1,4$ s;

Acestea sunt valori ale perioadei inițiale, în decursul exploatarei construcției, și producerea diverselor avarii valorile perioadei se modifică.

De asemenea, în situația în care o structură este amplasată pe un teren de fundație deformabil, datorită cuplajului elastic dintre teren și structură (interacțiunea teren-structură), perioada fundamentală de vibrație se va majora datorită flexibilității ansamblului. Datorită efectului de interacțiune, mișcarea indusă de către un cutremur într-un amplasament pe care se află o construcție diferă de mișcarea în câmp liber (ale cărei caracteristici au fost prezentate anterior).

Pentru asigurarea nivelului de protecție antiseismică a construcțiilor amplasate pe terenuri slabe, trebuie luate în considerare următoarele aspecte [36]:

- evitarea pământurilor susceptibile la lichiefiere;
- îmbunătățirea caracteristicilor terenului prin compactare sau înlocuirea terenului de fundare.

Avariile la construcții datorate terenului de fundare pot fi:

- degradări provocate de tasarea neuniformă (ducând la inclinarea sau răsturnarea construcției) care produc fisuri și avarii în suprastructură;
- degradări provocate de tasarea terenului care determină avarierea parțială a construcției și dislocări doar pe o zonă limitată.

Prin prisma celor prezentate se pot **concluziona** următoarele:

- în terenurile tari, daunele sunt datorate forțelor de energie (V_s mare rezultă energie mare);
- în terenurile slabe, daunele sunt provocate de deformațiile inegale.
- structurile rigide simt mișcarea seismică la nivelul soclului și se avariază dacă au dimensiuni mari în plan;
- structurile elastice intră în oscilație la primele unde primare și își continuă oscilația chiar și după încetarea cutremurului avariindu-se datorită forțelor de inerție

4.4. Rezistența la forfecare a pământului

4.4.1. Generalități

Încărcările exterioare ce acționează asupra pământului precum și greutatea proprie determină dezvoltarea în interiorul său de tensiuni normale și tensiuni tangențiale. Tensiunile normale σ produc apropierea particulelor iar tensiunile tangențiale τ produc depărtarea acestora. Creșterea valorii tensiunilor tangențiale peste valoarea rezistenței de forfecare a pământului τ_f determină deplasarea particulelor unele față de altele, apărând puncte de cedare, surplusul de tensiuni fiind distribuit punctelor vecine, producându-se o cedare (o rupere) progresivă a acestuia prin crearea unei suprafețe de rupere sau alunecare.

Așadar rezistența pământului reprezintă de fapt rezistența la forfecare, fiind egală ca valoare cu mărimea tensiunilor tangențiale care produc ruperea. Dimensionarea optimă a lucrărilor de pământ, analiza stabilității taluzurilor, a versanților și terenurilor de fundare presupune proiectarea astfel încât să nu fie depășită rezistența la forfecare a terenurilor.

4.4.2. Rezistența la forfecare a pământului în condiții statice

Pentru a evidenția modelul mecanic pentru rezistența la forfecare a **pământurilor necoezive** se consideră o masă de nisip asupra căreia acționează greutatea proprie G și forța orizontală H a cărei intensitate crește până la producerea lunecării, reprezentată de forța de frecare T , figura 4.16.[117]

$$\text{Forța de frecare } T = N \cdot \mu, \quad (4.50)$$

Unde: $\mu = \operatorname{tg} \phi$ - reprezintă coeficientul de frecare și ϕ - unghiul de frecare

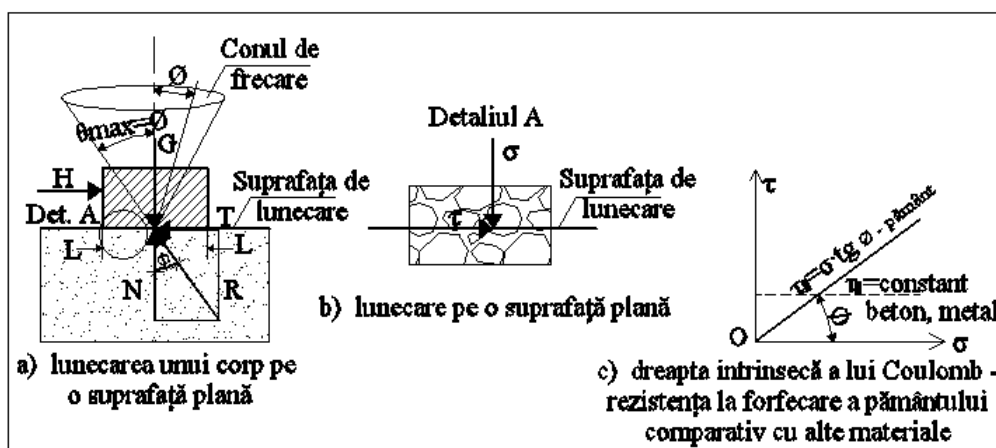


Fig. 4.16 Modelul mecanic pentru rezistența la forfecare a pământurilor afânate [după 117]

În condiții de alunecare la limită forțele se egalează astfel: $H=T$ și $N=G$ pe suprafața de rezemare A , relația (4.50) devine: $H = G \cdot \operatorname{tg} \phi$ (4.51)

Considerând o distribuție uniformă a tensiunilor normale σ și tangențiale τ pe suprafața de rezemare A , putem scrie: $\sigma = G/A$ și $\tau = H/A$ și obținem [86] [117]:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.52)$$

Relația (4.52) descrie rezistența la forfecare a pământurilor necoezive și este numită *legea lui Coulomb*. Această relație reprezintă ecuația dreptei prezentată în figura 4.36c, numită dreapta intrinsecă sau dreapta lui Coulomb.

Pentru pământurile coezive rezistența la forfecare se exprimă tot printr-o dreaptă care însă nu mai trece prin originea axelor ci pornește de la punctul ce reprezintă valoarea coeziunii pământului respectiv [86] [117], fiind prezentată în figura 4.17.

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad \text{respectiv} \quad \tau_f = c_0 + c_a + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.53)$$

Unde c - reprezintă coeziunea unui pământ coeziv constantă în raport cu presiunea;

c_0 - reprezintă coeziunea de cimentare a unui pământ coeziv cimentat;

c_a - reprezintă coeziunea aparentă unui pământ coeziv pentru o anumită umiditate ce determină prin apa capilară apariția unei tensiuni superficiale;

În figura 4.18 este prezentată expresia grafică a criteriului de rupere (plasticitate) prin similitudine cu teoria Mohr, ce indică existența a trei stări în care se poate găsi pământul într-un punct curent M al semispațiului [117]:

- cercul lui Mohr aflat sub dreapta intrinsecă - tensiunile $\sigma_1^a \div \sigma_3^a$ mențin pământul în starea de echilibru nefiind depășită rezistența la forfecare ($\tau_{\text{solicitare}} < \tau_f$) în niciun punct M aflat în interiorul cercului;

- cercul lui Mohr este tangent la dreapta intrinsecă - tensiunile $\sigma_1^b \div \sigma_3^b$ induc în punctul M o stare limită de tensiune ($\tau_{\text{solicitare}} = \tau_f$);

- cercul lui Mohr intersectează dreapta intrinsecă - fiind depășită rezistența la forfecare ($\tau_{\text{solicitare}} > \tau_f$) în consecință se produce alunecarea, respectiv cedarea sau ruperea.

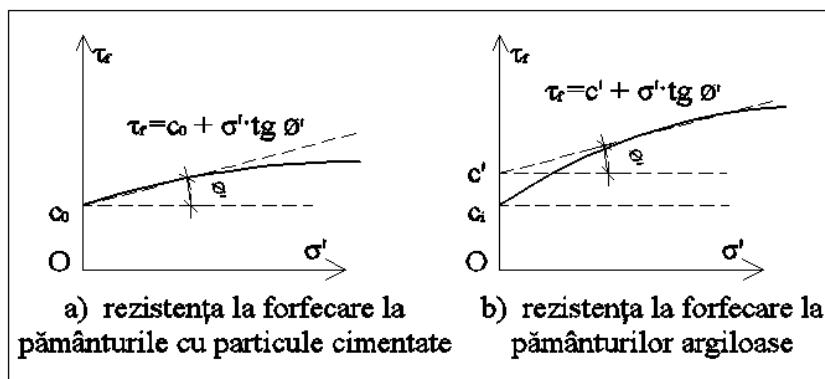


Fig. 4.17 Rezistența la forfecare la pământuri cimentate și argile [după 117]

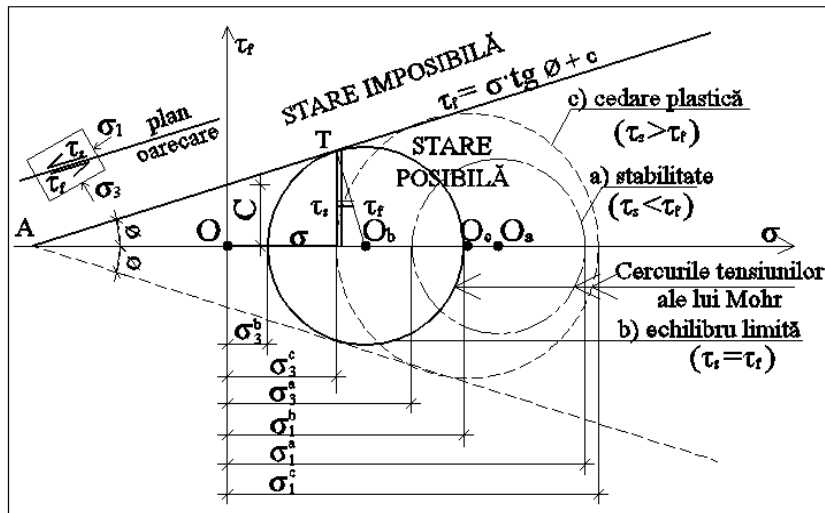


Fig. 4.18 Criteriul Mohr-Coulomb. Stadiile de lucru ale pământului [după 117]

4.4.3. Rezistența la forfecare a pământului în condiții dinamice

Acțiunile dinamice pot modifica uneori radical, atât calitativ cât și cantitativ proprietățile de rezistență și caracteristicile geotehnice ale pământurilor. Aceste modificări pot conduce în unele situații la schimbarea esențială a condițiilor de rezistență și de stabilitate ale maselor de pământ, fapt care de cele mai multe ori are efecte negative asupra construcțiilor.

Denumirea generică de „pământuri” acoperă o gamă largă de materiale, apărute în decursul timpului ca rezultat al procedeeleor de degradare a rocilor. Clasificările din standarde cuprind zeci de grupe și subgrupe, dar din punct de vedere al proprietăților mecanice se disting două mari grupe, respectiv nisipurile și argilele, materiale care deși au proprietăți mecanice comune, necesită utilizarea unor modele mecanice diferite.

În mod obișnuit, nisipurile au proprietăți reologice reduse și de aceea poate fi folosit un model elastic neliniar, iar argilele, care au proprietăți reologice semnificative, pot fi modelate cu un model vâsco-elastic neliniar. Între aceste două grupe există o varietate de pământuri astfel că o delimitare precisă a tipului de comportare nu poate fi făcut. În plus un același pământ poate avea comportări diferite funcție de umiditate, grad de îndesare sau mod de încărcare.

Factorii care influențează modulul de elasticitate transversal, sau modulul de forfecare, [19] sunt: $G = f(\bar{\sigma}_0, e, H, S, \tau_0, C, A, f, t, \theta, T)$

Unde $\bar{\sigma}_0$ - este efortul unitar normal octaedric în sol;

e - indicele porilor;

H - coeficient ce arată influența istoriei solicitărilor statice și dinamice;

- S – gradul de saturație;
 τ_0 - efortul unitar tangențial octaedric;
 C- caracteristicile granulometrice ale solului;
 A – amplitudinea deformațiilor;
 f – frecvența vibrațiilor;
 t – efecte secundare, în funcție de mărimea și variația în timp a solicitărilor;
 θ - structura morfologică a solului;
 T – temperatura.

4.4.3.1. Rezistența la forfecare a pământurilor necoezive în condiții dinamice

a) Influența tensiunii principale medii efective asupra rezistenței la forfecare dinamică

În condiții statice rezistența este dependentă de mărimea efortului unitar normal σ , așa cum este prezentat în fig. 4.16, dar în prezența vibrațiilor numeroase cercetări experimentale au arătat că rezistența la forfecare scade în funcție de tipul terenului cât și de regimul de solicitare dinamic, iar altele crește, fig. 4.19. [50]

Relația de calcul a rezistenței la forfecare a pământului este în funcție de efortul unitar normal și unghiul de frecare interioară astfel:

$$\tau_d = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi_d + \tau_0 = \mu_d \cdot \sigma + \tau_0 \quad (4.54)$$

- Unde: τ_d – rezistența la forfecare dinamică
 σ - efortul unitar normal;
 ϕ_d – unghiul frecării interioare pentru condiții dinamice;
 μ_d – coeficientul frecării interioare pentru condiții dinamice;
 τ_0 – rezistența inițială de forfecare datorată unor forțe de coeziune aparentă.

În figura 4.19 este prezentată relația efortul de compresiune σ și cel de forfecare τ_d în condiții de solicitare dinamică la frecvența $f=46$ Hz și amplitudinea $A=0,30$ mm.

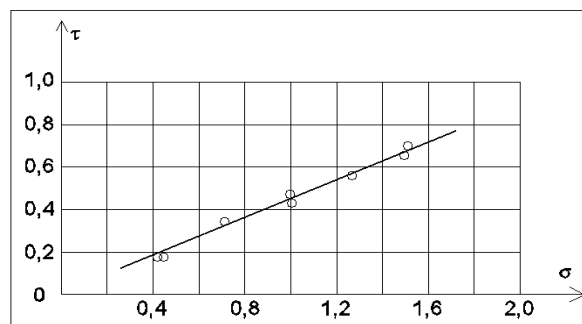


Fig. 4.19 Variația rezistenței la forfecare dinamic în funcție de efortul σ [după 50]
 Tabelul 4.6 Valoarea lui G_d în funcție de σ la nisipuri [după 120]

Nr. crt.	Felul materialului	Valoarea lui G_d (%) în funcție de σ				
		$\sigma=0.25$ daN/cm ²	$\sigma=0.50$ daN/cm ²	$\sigma=1.00$ daN/cm ²	$\sigma=2.00$ daN/cm ²	$\sigma=3.00$ daN/cm ²
1	Nisip uscat	100%	165%	210%	-	-
2	Nisip de îndesare medie	100%	135%	169%	247%	-
3	Nisip îndesat	100%	150%	225%	307%	470%

Conform încercărilor experimentale de laborator prezentate în tabel 4.6 s-au desprins următoarele concluzii:

- valorile modulului de forfecare G_d , cresc odată cu creșterea efortului σ ;
- pentru deformații mari, valorile lui G_d cresc proporțional cu creșterea lui σ , dar pentru deformații mici, creșterea este aproximativ egală cu $\sqrt{\sigma}$.

Se observă astfel diferența între variațiile modulului G_d pentru fundații de mașini (deformații mici) și pentru acțiuni seismice (deformații mari).

Încercările efectuate de Whitman și Healy (1963) [31] pe nisip standard Ottawa, în condiții de laborator, triaxiale, dinamice, pentru diferite valori ale presiunii de confinare $\bar{\sigma}_3$ și diferite rate de încărcare.

Efortul de compresiune maxim $\Delta\sigma_{\max}$ determinat este: $\Delta\sigma_{\max} = \bar{\sigma}_{1(f)} - \bar{\sigma}_3$ (4.55)

Unde $\bar{\sigma}_3$ - efortul principal efectiv minim;

$\bar{\sigma}_{1(f)}$ - efortul principal efectiv maxim la rupere.

Experimetele au arătat faptul că valoarea maximă a efortului $\Delta\sigma_{\max}$ scade direct proporțional cu creșterea încărcării până la valoarea minimă după care crește. Unghiul de frecare pentru nisip uscat se determină cu relația:

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{\bar{\sigma}_{1(f)} - \bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_{1(f)} + \bar{\sigma}_3} \right) \quad (4.56)$$

Luând în considerare relația (4.109) și conform cercetărilor lui Whitman (1963) [31], se va calcula valoarea minimă a unghiului de frecare dinamic în funcție de cel static, valoare indicată și de Vesic (1973): $\phi_{\text{dinamic}} \cong \phi - 2^\circ$ (4.57)

b) Influența lunecării specifice la forfecare asupra rezistenței la forfecare dinamică

Lunecarea specifică la forfecare este un factor cu mare influență asupra valorii rezistenței la forfecare dinamică, fiind una din cauzele pentru care modulii tangenți sau cei secanți determinați cu aparatură de laborator (aparat de forfecare directă) au valori mai mici decât cei determinați prin alte procedee (geofizice sau coloană rezonantă), datorită domeniului de măsură diferit, respectiv 10^{-1} (la forfecarea directă) și $10^{-5} \dots 10^{-6}$ (metode geofizice), tabel 4.7.

Tabelul 4.7 Valoarea lui G_d în funcție de γ la nisipuri [după 120]

Nr. crt.	Felul materialului	Valoarea lui G_d (%) în funcție de γ					
		$\gamma=10^{-6}$	$\gamma=10^{-5}$	$\gamma=10^{-4}$	$\gamma=10^{-3}$	$\gamma=10^{-2}$	$\gamma=10^{-1}$
1	Nisip uscat	-	-	100%	31%	-	-
2	Nisip de îndesare medie	-	100%	75%	34%	8%	-
3	Nisip îndesat	-	-	100%	92%	64%	26%

Conform încercărilor experimentale de laborator prezentate în tabel 4.7, valorile modulului de deformație transversal dinamic G_d , scad sensibil odată cu creșterea lui γ de la 10^{-5} până la 10^{-2} , funcție de natura nisipului astfel:

- pentru nisipul uscat, valoarea lui G_d a scăzut cu 3 ori;
- pentru nisipul de îndesare medie, valoarea lui G_d a scăzut cu peste 12 ori;
- pentru nisipul îndesat, valoarea lui G_d a scăzut cu peste 4 ori;

c) Influența amplitudinilor și frecvențelor vibrațiilor asupra rezistenței la forfecare dinamică

Vibrațiile determină o scădere a rezistenței la forfecare a pământurilor prin scăderea valorii parametrilor acestora. [50].

În cadrul testelor efectuate pe un nisip supus la o încărcare normală și o forță pulsatorie dată, se constată o scădere a unghiului de frecare interioară ϕ_d , odată cu creșterea amplitudinii vibrațiilor (pentru viteză unghilară ω -constantă) așa cum este prezentată în figura 4.20a, precum și micșorarea acestuia cu creșterea frecvenței circulare (pentru amplitudine A -constantă), așa cum este prezentată în figura 4.20 b.

Pentru exprimarea acestei relații $\text{tg}\phi_d=f(A, \omega)$, s-a introdus noțiunea de *acelerație relativă*, $\eta = A \cdot \omega^2 / g$ ce se reprezintă printr-o curba ca în figura 4.41.

$$\text{tg}\phi_d = (\text{tg}\phi_{st} - \text{tg}\phi_{lim}) \cdot e^{-\beta\eta} + \text{tg}\phi_{lim} \quad (4.58)$$

Unde $\text{tg}\phi_{st}$ – reprezintă unghiul de frecare determinat în condiții statice;

$\text{tg}\phi_d$ – reprezintă unghiul de frecare dinamic corespunzător unei accelerații relative η ;

$\text{tg}\phi_{lim}$ – reprezintă valoarea limită a unghiului de frecare interioară, constantă în raport cu η ;

β - coeficient determinat experimental ($\beta \approx 0,23$);

e - baza logaritmului natural (2,7).

Variația unghiului de frecare interioară la accelerație constantă și frecvență variabilă este prezentată și în figura 4.11, unde se observă o scădere a valorii lui ϕ_d după care urmează din nou creșterea acestuia. Valoarea frecvenței pentru care valoarea unghiului de frecare este minimă se numește frecvență critică f_{cr} . Această valoare este diferită de la un nisip la altul în funcție de compoziția granulometrică a acestuia.

Cunoșterea valorii frecvenței critice la un anumit nisip este importantă pentru stabilirea parametrilor utilajelor vibratoare folosite pentru executarea unor lucrări geotehnice (înfingerea în pământ a piloților, vibroîndesare, etc.).

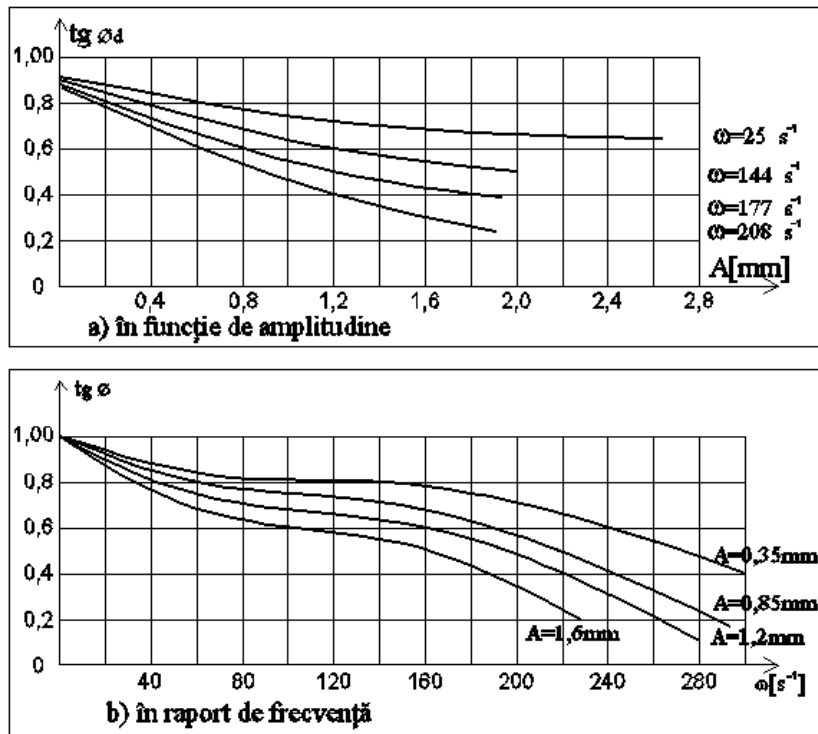


Fig.4.20 Variația unghiului de frecare interioară cu amplitudinea (a), frecvența (b), [după 117]

S-au realizat cercetări [40], figura 4.22, care au pus în evidență existența a trei domenii distincte privind modul de micșorare a rezistenței la forfecare funcție de mărimea accelerației astfel:

- domeniul $a < 0,25g$, scăderea valorii rezistenței la forfecare dinamică față de valoarea în condiții statice este relativ redusă, fără importanță practică;
- domeniul $0,25g < a < 0,8g$, scăderea valorii rezistenței la forfecare dinamică față de valoarea în condiții statice este accentuată funcție de valoarea efortului unitar normal σ și natura pământului dar nu depășește 10...25%;
- domeniul $a > 0,8g$, scăderea valorii rezistenței la forfecare dinamică față de valoarea în condiții statice este accentuată până la 50%, atingând valori minime (τ_{\min}) pentru valori ale accelerației de 6...7 g.

Datele experimentale obținute pentru diverse valori ale efortului unitar normal σ , au fost prelucrate și s-a stabilit o relație de calcul a rezistenței la forfecare în regim dinamic în funcție de valoarea minimă stabilită după depășirea pragului critic:

$$\tau_d = \tau_{d\min} + (\tau_s - \tau_{d\min})^{-\beta(\eta - \eta_{cr})} \quad (4.59)$$

Stabilirea „pragului critic al accelerației relative” (η_{cr}) este important deoarece este punctul la care apar schimbări în structura internă a pământului. Astfel la vibrații intense (cu accelerații apropiate sau mai mari decât accelerația gravitațională) starea structurală a nisipului este distrusă și au loc deplasări reciproce intense a fragmentelor, astfel că materialul capătă aspectul unui mediu vâcos, fig.4.22.

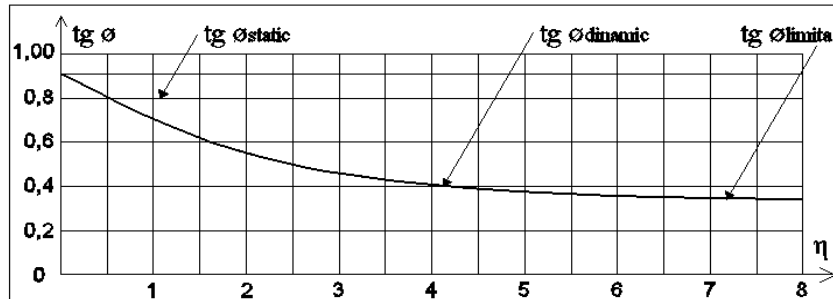


Fig. 4.21 Influența accelerației relative asupra unghiului de frecare interioară [după 117]

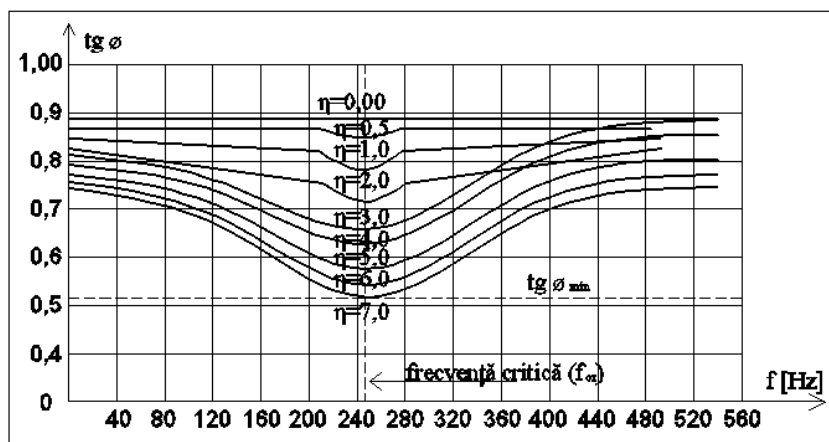


Fig. 4.22 Frecvența critică pentru nisipuri [după 117]

d) Influența umidității asupra rezistenței la forfecare dinamică

În cadrul încercărilor experimentale realizate cu nisipuri supuse la încercări de vibrații [113], figura 4.23a, s-a observat că la umidități de 5-10% rezistența la forfecare este aproximativ egală cu cea a nisipului uscat, însă la o umiditate de peste 15% odată cu creșterea umidității scade unghiul de frecare internă. Mai ales la nisipurile afânate, efectul combinat al apei și vibrațiilor duce la o scădere drastică a valorii unghiului de frecare, nisipul căpătând comportamentul unui lichid vâscos.

Relația de determinare a coeficientului de vibrovâscozitate (ν) este [117]:

$$\nu \cdot \eta^k = b \text{ și } \frac{1}{\nu} = \frac{c}{g} \cdot (a - a_0) \quad (4.60)$$

Unde: k , b și c – sunt coeficienți determinați experimental;

a – accelerația mișcării vibratorii;

a_0 – accelerația mișcării vibratorii la valoarea minimă la care se declanșează starea vâscoasă;

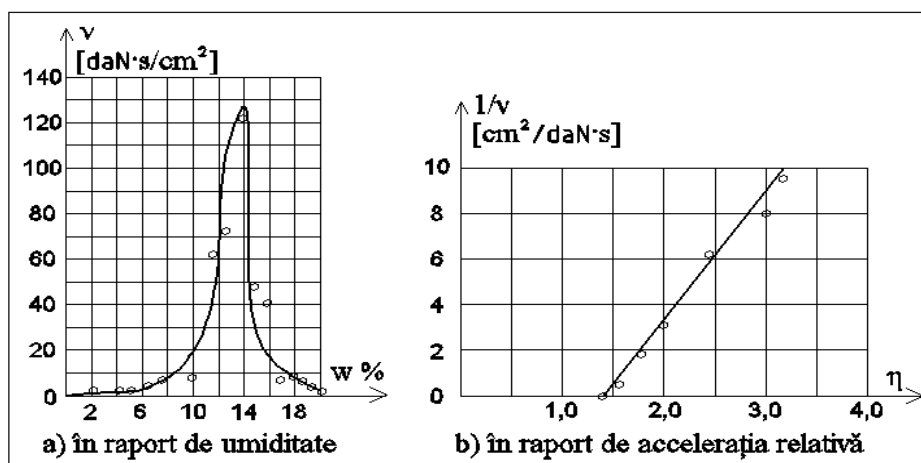


Fig. 4.23 Variația coeficientului de vibroîndesare în raport cu umiditatea w (a) și accelerația relativă η (b) [după 117]

e) Influența indicelui porilor asupra rezistenței la forfecare dinamică

Tabelul 4.8 Valoarea lui G_d în funcție de e la nisipuri [după 120]

Nr crt	Felul materialului	Valoarea lui G_d (%) în funcție de e					
		$e=0.3$ %	$e=0.6$ %	$e=0.8$ %	$e=0.9$ %	$e=1.3$ %	$e=1.9$ %
1	Nisip uscat	100%	50%	-	29%	13%	-
2	Nisip de îndesare medie	-	100%	75%	42%	-	-
3	Nisip îndesat	-	100%	-	63%	-	-

Conform încercărilor experimentale prezentate în tabelul 4.8, valorile modului de forfecare G_d , scad odată cu creșterea indicelui porilor e , această descreștere fiind cu atât mai mare cu cât valoarea lui γ este mai mică, dar o valoare a indicelui porilor $e > 2$ are o influență redusă.

În figura 4.24b este prezentată influența pe care o are presiunea din celulă σ_0 asupra vitezei de propagare a undelor de forfecare în materiale granulare cu granule rotunde, liniile au fost trasate prin date experimentale pentru diferite presiuni în celula aparatului triaxial. În figura 4.24a este prezentată influența pe care o are indicele porilor e asupra vitezei de propagare a undelor de forfecare în materiale granulare, dreptele trasate cu linie continuă la care s-au adăugat cu linie punctată dreptele de la rezultatele experimentale pe materiale granulare cu granule colțuroase, prezentând variația modului de forfecare G în funcție de parametrii e și σ_0 .

Valoarea modului de forfecare a fost calculat cu relația $G = \rho \cdot V_s^2$.

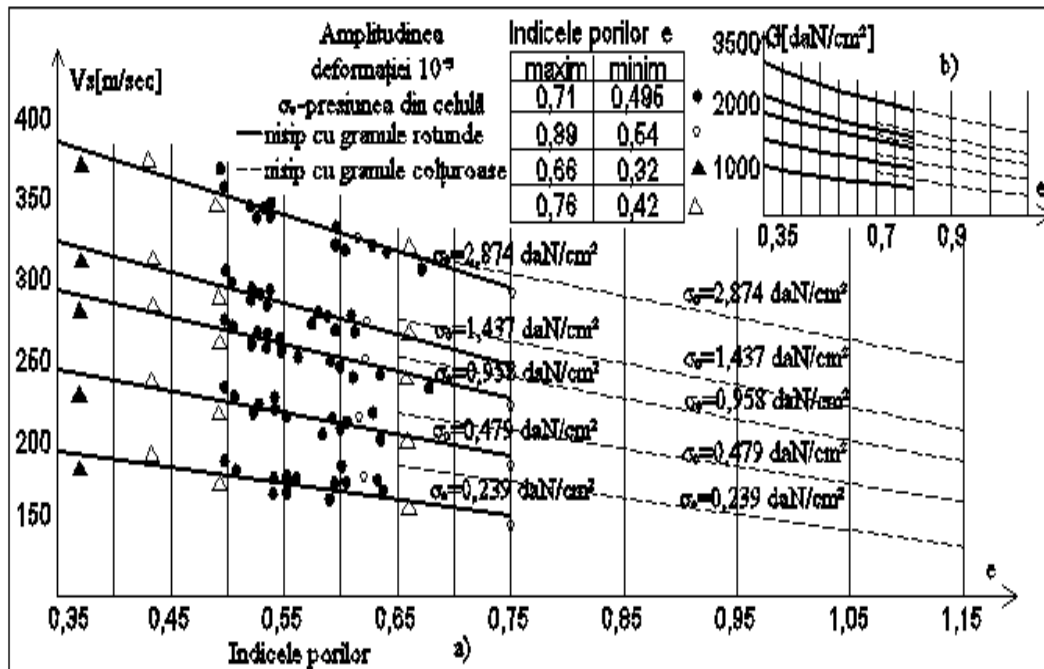


Fig. 4.24 Variația propagării vitezelor de forfecare V_s în funcție de e și σ_0 în materiale granulare cu granule rotunde și granule colțuroase [după 59]

f) Influența numărului de cicluri de încărcare asupra rezistenței la forfecare dinamică

În urma încercărilor experimentale s-a observat că valorile rezistenței la forfecare dinamică sunt diferite pentru primul ciclu respectiv al 10-lea și al 100-lea, chiar dacă efortul de compresiune a avut aceeași valoare. Efectul istoriei încărcărilor se observă mai ales la al 10-lea respectiv 100-lea ciclu, astfel valoarea lui G_d crește odată cu numărul de cicluri de încărcare. [120]

4.4.3.2. Rezistența la forfecare a pământurilor coezive în condiții dinamice

a) Influența tensiunii principale, medii, efective asupra rezistenței la forfecare dinamică

Rezistența la forfecare a pământurilor argiloase se calculează conform legii lui Coulomb astfel [50]:
$$\tau = \sigma \cdot \text{tg} \phi + c_c + c_p + c_w \quad (4.61)$$

Unde: τ - rezistența la forfecare statică;
 σ - efortul unitar normal;
 ϕ - unghiul de frecare interioară;

- c_c – coeziunea specifică secundară (de cimentare);
- c_p – coeziunea specifică primară (datorată forțelor intermoleculare);
- c_w – coeziunea specifică aparentă (datorată capilarității);

Parametrii rezistenței de forfecare, unghiul de frecare interioară și coeziunea specifică, determinați prin metode de laborator cunoscute, reprezintă valori convenționale, care oglindesc mai mult modificările care au loc în structura probelor de pământ în timpul încercărilor de forfecare. Dar teoria clasică Coulomb-Mohr nu ține seama de toți factorii care influențează rezistența la forfecare a pământurilor argiloase, unul dintre acești factori fiind timpul, în funcție de care proprietățile de rezistență și stabilitate a pământurilor argiloase pot varia foarte mult.

Luând în considerare legăturile care se pot stabili între particulele de pământ, de tip solid-solid sau solid-lichid-solid, respectiv la pământurile cu coeziune de cimentare apar legături solid-liant-solid, este evident că prezența fiecărui tip de legătură contribuie la sporirea rezistenței la forfecare a pământurilor. Proporția în care rezistența la forfecare este influențată de fiecare formă de legătură între particule, depinde de forma de legătură, de compoziția granulometrică, de compoziția mineralogică, de natura liantului precum și de starea de umiditate și consolidare. Cu toate progresele înregistrate în domeniul geotehnicii, metodele de cercetare și încercare nu pot stabili cantitativ influența legăturilor specificate anterior asupra rezistenței la forfecare, așadar se acceptă în continuare convenționalitatea parametrilor c și ϕ atât pentru condiții statice cât și dinamice.

În urma cercetărilor efectuate cu scopul determinării influenței pe care o au acțiunile dinamice sub formă de vibrații sau cicluri pulsatorii, asupra rezistenței la forfecare, s-a concluzionat că sub influența vibrațiilor, particulele solide efectuează mișcări oscilatorii dezvoltând forțe de inerție care, în punctele de contact, fac să apară în mod alternant eforturi de compresiune și de întindere. Aceste eforturi sunt preluate de rezistența peliculelor de apă legate fizic și numai după învingerea acestei rezistențe, particulele solide pot oscila liber, producând fenomene apropiate ca natură de cele corespunzătoare nisipurilor. [50]

Rezistența legăturilor este slăbită datorită faptului că sub influența vibrațiilor o parte din apa legată fizic poate deveni liberă. [40] Ca urmare a slăbirii sau distrugerii legăturilor se produc două fenomene: reducerea coeziunii și micșorarea frecării interne, datorită rolului de lubrifianț între particule pe care îl joacă apa liberă, spre deosebire de nisipuri, unde rolul preponderent este jucat de presiunea de agitație. Analizând dependența rezistenței la forfecarea dinamică a pământurilor argiloase în funcție de parametrii vibrațiilor (acelerație, frecvență, amplitudine), s-a observat o asemănare cu comportamentul nisipurilor dar există totuși deosebiri atât de ordin calitativ cât și de ordin cantitativ. Asemănarea constă în faptul că scăderea rezistenței la forfecare la argile solicitate în regim dinamic respectă aceeași lege de variație ca și la nisipuri, dar valoarea „pragului critic al accelerației relative” η_{cr} este la un nivel mai ridicat.

Acest lucru se explică ținând cont de relația (4.61), atunci când efortul unitar normal ($\sigma=0$) se anulează datorită scăderii legăturilor dintre particule, așa cum am menționat anterior, se menține coeziunea ($c \neq 0$). După depășirea

„acelației critice” rezistența la forfecare scade odată cu creșterea acelației vibrațiilor dar se stabilizează la o mărime minimă, pentru o anumită valoare limită a acelațiilor vibrațiilor η_{lim} . S-a constatat că cele două valori: „acelația critică” η_{cr} și „acelația limită” η_{lim} sunt în funcție de mărimea umidității, astfel cu cât umiditatea este mai mare cu atât valorile se reduc, fig. 4.25.[50]

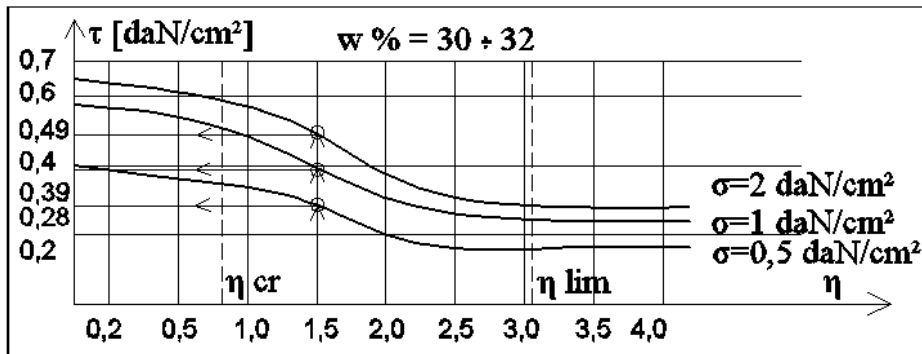


Fig. 4.25 Variația $\tau_d = \varphi(\eta)$ pentru argilă grasă cu umiditate $w \approx 0,5w_L$ [după 50]

Tabelul 4.9 Valoarea lui G_d în funcție de σ la argile [după 120]

Nr. crt.	Felul materialului	Valoarea lui G_d (%) în funcție de σ		
		$\sigma = 1.77 \text{ daN/cm}^2$	$\sigma = 3.00 \text{ daN/cm}^2$	$\sigma = 4.25 \text{ daN/cm}^2$
1	Argilă pastă	100%	164%	206%

Conform încercărilor experimentale de laborator prezentate în tabelul 4.9, s-a observat că valorile modului de forfecare G_d , cresc odată cu creșterea efortului σ .

b) Influența lunecării specifice la forfecare asupra rezistenței la forfecare dinamică

Ca și în cazul nisipului, lunecarea specifică la forfecare este un factor cu mare influență asupra valorii rezistenței la forfecare dinamică.

Valorile încercărilor efectuate pentru argilă sunt prezentate în tabel 4.10.

Tabelul 4.10 Valoarea lui G_d în funcție de γ la argile [după 120]

Nr. crt.	Felul materialului	Valoarea lui G_d (%) în funcție de γ			
		$\gamma = 10^{-4}$	$\gamma = 10^{-3}$	$\gamma = 10^{-2}$	$\gamma = 10^{-1}$
1	Argilă pastă	100%	78%	40%	17%

Conform încercărilor experimentale de laborator prezentate în tabelul 4.10, valorile modului de forfecare G_d , scad sensibil odată cu creșterea lui γ de la 10^{-4} până la 10^{-1} , astfel pentru argila pastă valoarea lui G_d a scăzut cu 6 ori.

c) Influența amplitudinilor și frecvențelor vibrațiilor asupra rezistenței la forfecare dinamică

În cursul cercetărilor experimentale efectuate [113] pentru studierea rezistenței la forfecare în regim dinamic sub influența vibrațiilor s-a constatat :

- menținând amplitudinea constantă, rezistența scade odată cu creșterea frecvenței ω fig.4.26a
- menținând frecvența ω constantă, rezistența scade odată cu creșterea amplitudinii fig.4.26b

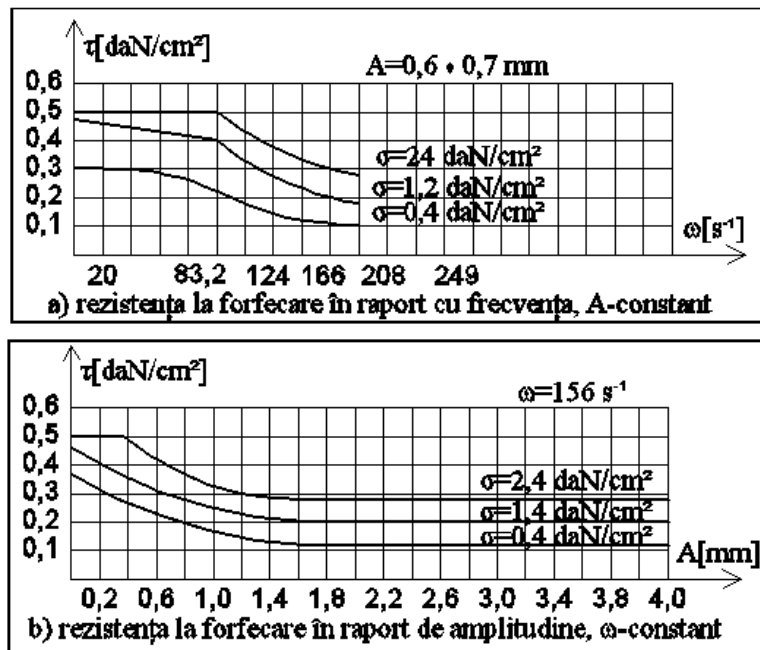


Fig. 4.26 Variația rezistenței la forfecare a unei argile grase în funcție de presiune normală σ și frecvență ω (a), amplitudine A , (b) [după 117]

În figura nr. 4.26 se observă că vibrații de intensitate foarte redusă sunt suficiente pentru slăbirea și distrugerea legăturilor structurale dintre particule, creșterea amplitudinii determină scăderea accentuată a rezistenței până la atingerea unei valori minime, aproape independentă de mărimea amplitudinii (acelerației).

d) Influența umidității asupra rezistenței la forfecare dinamică

S-a constatat că pentru o anumită valoare a efortului unitar σ , caracterul dependenței dintre rezistența la forfecare dinamică și accelerația vibrațiilor, se modifică mult în funcție de starea de umiditate a argilei. Astfel cu cât valoarea umidității este mai ridicată cu atât curbele de variație a lui τ_d sunt distincte așa cum

este prezentat în figura 4.27 pentru diverse valori ale efortului unitar normal σ . Dar curbele tind să se apropie și chiar suprapune la valori mari ale accelerațiilor vibrațiilor. Rezistența la forfecare scade datorită tensiunilor alternative compresiune-întindere ce au loc în structura argilei datorită alternanței ciclurilor mișcării vibratorii, alternanță ce solicită apa internă prin micșorarea apei absorbite în favoarea apei libere, al cărui volum crește și acționează ca lubrifianț ce determină micșorarea coeziunii și a unghiului de frecare internă. [117]

Pentru a pune în evidență influența umidității asupra rezistenței de forfecare se vor reprezenta dreptele intrinsece, prin legea lui Coulomb, în figura 4.27 a, b, c la umidități constante și accelerații variabile astfel:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi_d + c_d \quad (4.114)$$

Unde: ϕ_d și c_d – parametrii dreptei intrinseci în regim dinamic, dependenți de accelerația mișcării;

Analizând evoluția dreptelor intrinseci prezentate în figura 4.27 se observă:

- la accelerații mici, dreptele intrinseci se apropie mult de dreapta corespunzătoare forfecării în regim static ($a=0$, respectiv $\eta=0$);
- la accelerații mari, dreptele intrinseci sunt translatate în jos, prin micșorarea coeziunii și rotite în sensul scăderii înclinării prin micșorarea unghiului ϕ ;
- la valori ale umidității mari, influența vibrațiilor asupra unghiului de frecare internă este mai mare;
- cele mai mari reduceri le înregistrează coeziunea, putând să scadă și cu circa 50% din valoarea corespunzătoare solicitării statice.

Una din aplicațiile practice a acestor studii este utilizarea argilelor montmorillonitice ca noroaie betonitice pentru sprijinirea pereților săpăturilor, deoarece sub efectul vibrațiilor structura acestora se poate distruge complet, anulând rezistența la forfecare și transformarea acesteia în gel în teren (fenomen numit tixotropie).

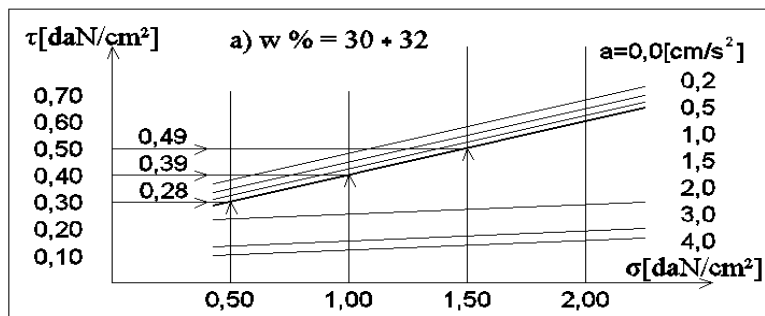
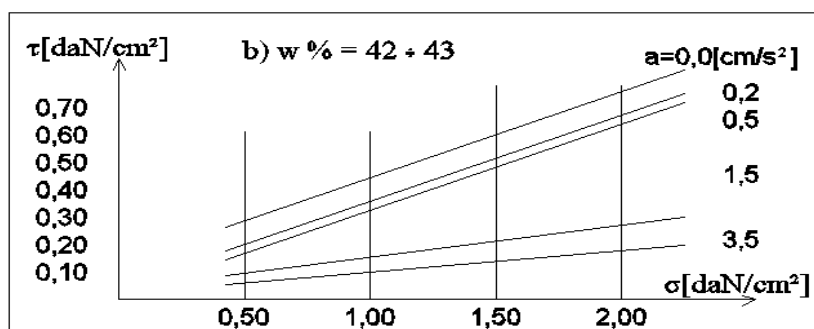
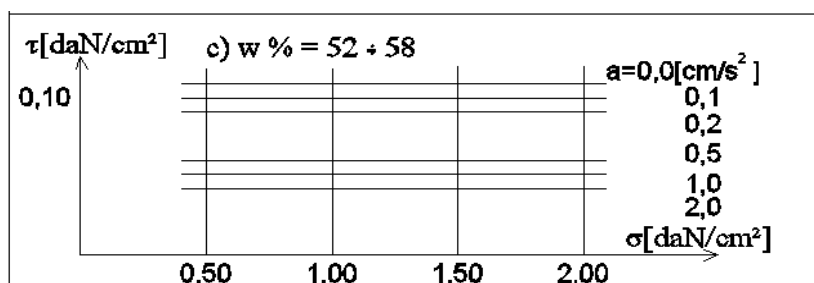


Fig.4.27a Dreptele intrinsece - pământuri coezive det. în regim dinamic $w=30\div 32\%$ [după117]

Fig.4.27b Dreptele intrinseci- pământuri coezive det. în regim dinamic $w=42\div 43\%$ [după117]Fig.4.27c Dreptele intrinseci- pământuri coezive det. în regim dinamic $w=52\div 58\%$ [după 117]

e) Influența indicelui porilor asupra rezistenței la forfecare dinamică

Tabelul 4.11 Valoarea lui G_d în funcție de e la argile[după 120]

Nr. crt.	Felul materialului	Valoarea lui G_d (%) în funcție de e					
		$e=0.3$ %	$e=0.6$ %	$e=0.8$ %	$e=0.9$ %	$e=1.3$ %	$e=1.9$ %
1	Argile diferite (prafuri)	-	100%	-	63%	-	15.4

Conform încercărilor experimentale de laborator prezentate în tabelul 4.11, valorile modului de forfecare G_d , scad odată cu creșterea indicilor porilor e , această descreștere fiind cu atât mai mare cu cât valoarea lui γ este mai mică, dar o valoare a indicelui porilor $e>2$ are o influență redusă.

f) Influența numărului de cicluri de încărcare asupra rezistenței la forfecare dinamică

În urma încercărilor experimentale s-a observat că valorile rezistenței la forfecare dinamică sunt diferite pentru primul ciclu respectiv al 10-lea și al 100-lea, chiar dacă efortul de compresiune a avut aceeași valoare. Efectul istoriei încărcărilor se observă mai ales la al 10-lea respectiv 100-lea ciclu, astfel valoarea lui G_d scade cu numărul de cicluri de încărcare. [120]

4.5. Caracteristicile de deformabilitate și de amortizare ale pământurilor solificate dinamic

4.5.1. Generalități

Sub acțiunea încărcărilor transmise de fundațiile construcțiilor la care se pot adăuga pentru diferite perioade de timp încărcări generate de acțiuni dinamice, pământurile din care este alcătuit terenul de fundare se deformează. Mărimea acestor deformații este în funcție de intensitatea și durata încărcării, de forma fundației dar mai ales de natura terenului de fundare. Depășirea nivelului de deformare peste un anumit nivel, considerat prag critic, poate duce la producerea unor daune importante sau chiar pierderea stabilității construcțiilor.

În etapa de proiectare pentru determinarea capacității portante a terenului de fundare, în special pentru construcții la care se estimează că pe durata de exploatare a acestora vor fi solificate inclusiv la acțiuni dinamice, este foarte important să se țină seama de parametrii dinamici ai terenului cu valori diferite (de regulă inferioare) față de aceiași parametrii în condiții statice. Comportamentul la acțiuni dinamice al terenului de fundare este descris prin intermediul următorilor parametrii [50] [119]:

- E_d - modulul de deformație liniară dinamic (deformație longitudinală);
- G_d - modulul de forfecare dinamic (deformație transversală);
- ν - coeficientul de deformare laterală (coeficientul lui Poisson);
- ξ_d - gradul de amortizare (raportul de amortizare);
- D - fracțiunea din amortizarea critică

În tabelul 4.12 s-au prezentat metodele pentru determinarea acestor parametrii.

În figura 4.28 sunt schematizate eforturile la care este solicitat un punct arbitrar M din interiorul terenului de fundare. Se disting astfel 3 etape reprezentative:

- Teren liber - după încheierea consolidării naturale asupra punctului acționează tensiunea verticală, figura 4.28 a: $\sigma_1(t) = \gamma \cdot z'$ (4.62)

- Teren cu construcție - la starea de tensiuni inițială se adaugă tensiunile provenite din încărcările statice, figura 4.28 b: $\sigma_1(t) = \gamma \cdot z$ și $\sigma_2 = \sigma_3 = K_0 \cdot \sigma_1$ (4.63)

- Teren cu construcție solicitat dinamic (seismic) - mișcarea seismică determină apariția undelor primare de compresiune P, care determină deplasarea pe verticală a rocii de bază cu efecte de ciclu alternant de eforturi de compresiune și decompresiune a terenului ($\Delta\sigma_1^*$) și deformații specifice ($\Delta\varepsilon_1^*$) - la starea de tensiuni provenite din încărcare gravitațională și încărcările statice, se adaugă sporul de tensiuni induse de solicitarea dinamică, figura 4.48 c: $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = \sigma_1(1 + 2 \cdot K_0)/3$ (4.64)

Relația dintre eforturi și deformații în aceste condiții este [74],[126]:

$$\Delta\sigma_1^* = E_{dinamic} \cdot \Delta\varepsilon_1^* \quad (4.65)$$

Tabelul 4.12 Metodele pentru determinarea parametrilor dinamici în funcție de mărimea deformației specifice (γ/ε). [după 117]

Mărimea deformației specifice (γ/ε) (cm/cm)		10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Comportamentul pământului		Elastic			Elasto-plastic		Cedere (rupere)
Parametrii dinamici care se determină		Modulul de deformație transversală (G_d) Modulul de deformație longitudinală (E_d) Coeficientul lui Poisson dinamic (ν_d) Frațiunea de amortizare critică D				Unghiul de frecare internă (ϕ_d) Coeziune (c_d)	
Metode de laborator	Metoda propagării undelor						
	Metoda coloanei rezonante						
	Metoda încărcărilor ciclice						
Metode de teren	Metode seismice						
	Metoda vibrațiilor pe teren cu vibrator						
	Metoda încărcărilor ciclice cu placa						
Fenomene care se produc în pământ și efectele acestora		Propagarea undelor Vibrații ale fundațiilor de mașini			Fisuri Crăpături Tasări diferențiate		Alunecări de teren Compactări Lichefierii

În cazul solicitării dinamice ciclul de alternanță a eforturilor poate fi schematizat precum în figura 4.29 a, b, c. [117] [125] Corelațiile grafice prezentate în figura 4.29 între tensiunea activă și deformațiile specifice, stau la baza ecuațiilor de definire a stării plane de tensiuni respectiv deformații care descriu comportamentul pământurilor solicitate la acțiuni dinamice. Valorile parametrilor (G_d , E_d și ξ) folosiți pentru exprimarea ecuațiilor constitutive, ce descriu comportamentul pământurilor, depind de mărimea deformațiilor astfel, figura 4.29:

- Pentru γ (ε) $< 10^{-3}$ % valorile parametrilor (G_d , E_d și D) sunt constante iar pământul are un comportament elastic;

- Pentru 10^{-3} % $< \gamma$ (ε) $< 10^{-1}$ % valorile parametrilor (G_d , E_d și D) scad semnificativ odată cu creșterea deformațiilor iar pământul are un comportament elasto-plastic (neliniar);

- Pentru γ sau $\varepsilon > 10^{-1}$ % valorile parametrilor (G_d , E_d și D) scad semnificativ odată cu creșterea deformațiilor pe măsură ce pământul se apropie de starea critică (cedare);

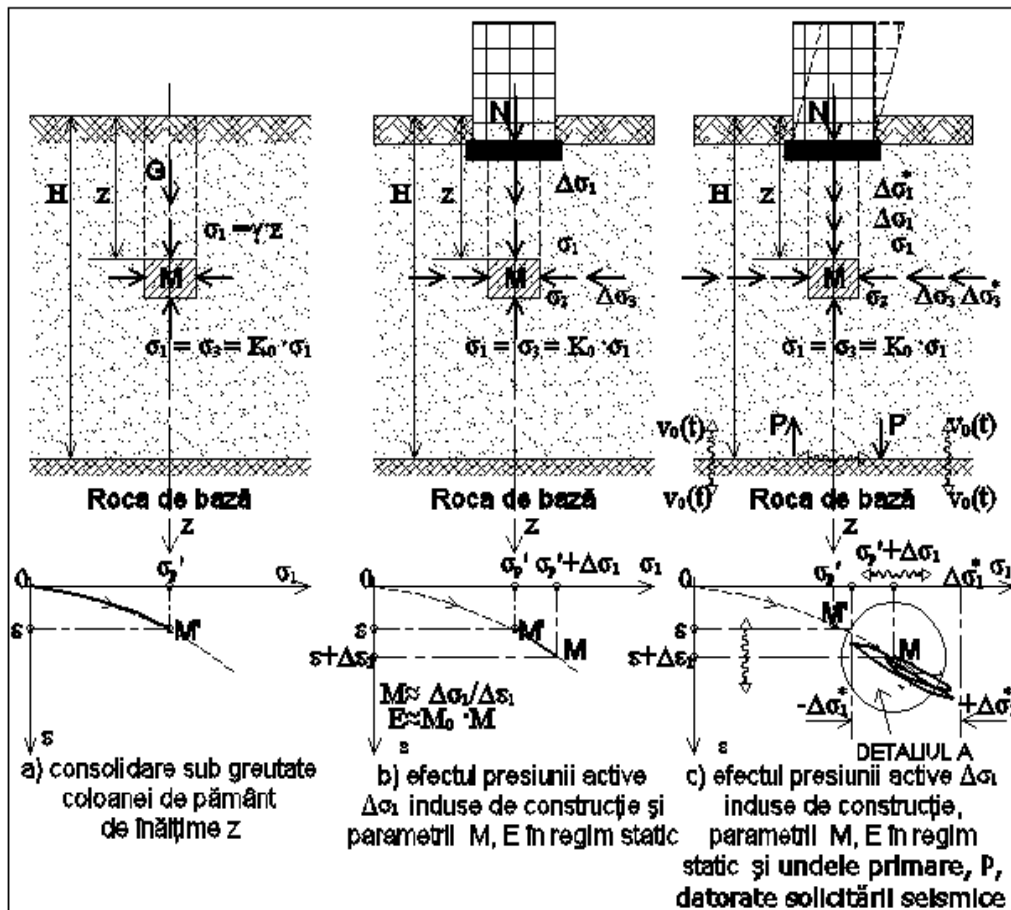


Fig. 4.28 Reprezentare modulilor de deformăție la solicitări statice/dinamice [după 117]

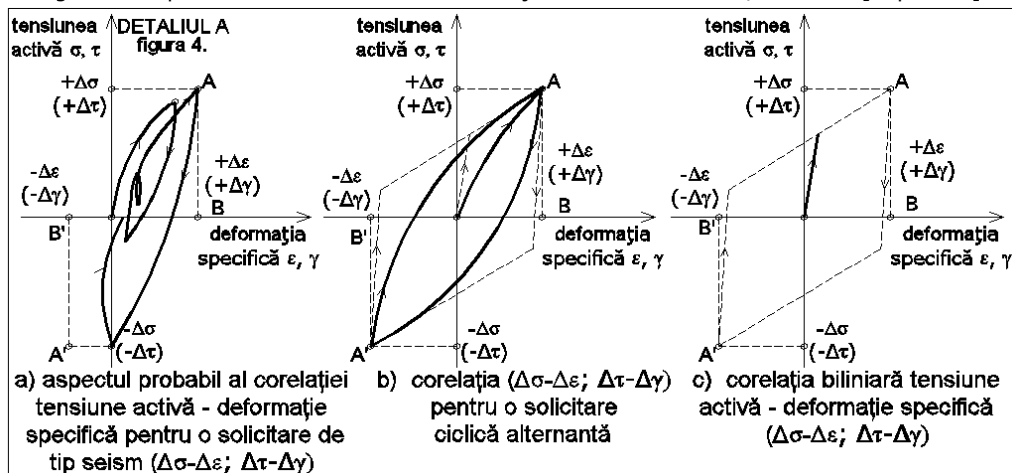


Fig. 4.29 Reprezentare corelație tensiune activă – deformație specifică pentru solicitări dinamice (seismice) (realitate probabilă – modele posibile), [după 117]

Determinarea valorii parametrilor se face fie prin încercări de laborator și în teren natural prin diverse metode, specificate în tabelul 4.12 sau prin relații empirice existente în literatură pentru stabilirea parametrilor de forfecare și deformație.[106] [119]

4.5.2. Determinarea parametrilor (G_d , E_d , D) prin metode de laborator

Scopul încercărilor de laborator este de a studia comportamentul fizico-mecanic al pământurilor în condiții similare celor existente în teren. [118]

Încercarea triaxială - pentru domeniul de deformații mai mari de 10^{-3} , conform tabel 4.12, stabilirea valorii parametrilor (G_d , E_d și D) prin încercări de laborator, se face cu aparate triaxiale, cu care se estimează comportarea în regim dinamic (seismic), prin impunerea unui nivel al deformațiilor ($\Delta\varepsilon$) și măsurarea tensiunilor corespunzătoare ($\pm\Delta\sigma$), prin prelucrarea datelor obținute în ciclurile alternative de încărcare-descărcare (numite bucle histerezis), figura 4.29 b. Aria unei bucle histerezis are semnificația energiei disipate în cadrul unui ciclu de deformare a probei, iar cota parte din aria buclei histerezis corespunzătoare unui centimetru cub din proba de pământ este denumită amortizare.

- Modulul de deformație liniară pentru bucla de histerezis ($\Delta\sigma$ - $\Delta\varepsilon$):

$$E_{\max} = E_0 = tg \alpha \quad (4.66)$$

- Modulul de deformație secant: $E_{\text{sec}} = tg \alpha_1 = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$ (4.67)

- Factorul de amortizare longitudinală (ξ_v/D) (Jacobsen, 1930):

$$\xi_v = \frac{(\Delta\sigma - \Delta\gamma)}{4 \cdot \pi \cdot (\text{Aria OAB})} \quad (4.70)$$

- Modulul de forfecare dinamic maxim pentru bucla de histerezis ($\Delta\tau$ - $\Delta\gamma$):

$$G_{\max} = G_0 = tg \alpha \quad (4.71)$$

- Modulul de forfecare dinamic secant: $G_{\text{sec}} = tg \alpha_1 = \Delta\tau / \Delta\gamma$ (4.72)

- Factorul de amortizare transversală (ξ_t/D): $\xi_t = \frac{(\Delta\tau - \Delta\gamma)}{4 \cdot \pi \cdot (\text{Aria OAB})}$ (4.73)

- Deformația unitară de referință: $\gamma = \tau_{\max} / G_0$ (4.74)

- Frațiunea maximă de amortizare critică D_{\max} pentru $G=0$.

Valorile acestor parametri, pentru același pământ, sunt dependente [74], [126] de numărul de cicluri de încărcare-descărcare, de tensiunea efectivă medie σ_m , de gradul de saturație S_r , de indicele porilor e și de amplitudinea deformațiilor.

Coloana rezonantă - pentru domeniul de deformații mici de circa $10^{-2} \dots 10^{-6}$, conform tabel 4.12, stabilirea valorii parametrilor (G_d , E_d și D) prin încercări de laborator, se face cu coloana rezonantă, de tip Hardin sau Drnevich, cu care se estimează comportarea în regim dinamic (seismic), prin supunerea probei de pământ la vibrații longitudinale și transversale, permițând efectuarea unor încercări

atât de torsiune (pentru determinarea lui G_d și ξ_t) cât și de compresiune alternantă (pentru determinarea lui E_d și ξ_v).

Amplitudinile sunt impuse dar se poate crește frecvența până la obținerea frecvenței de rezonanță (f_s). Prin repetarea încercării cu $\Delta\gamma$ variabil, se obțin curbele de variație a modurilor E_d și G_d și a rapoartelor de amortizare ξ_v și ξ_t . În figura 4.30 este prezentată variația modului de forfecare G și a raportului de amortizare torsională.[74]

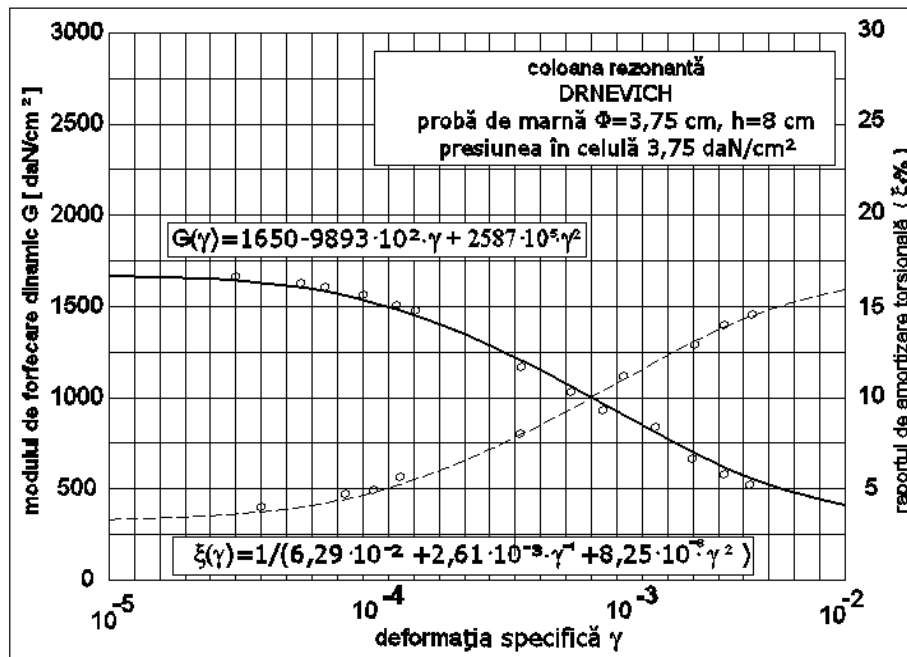


Fig. 4.30 Variația modului de forfecare și a raportului de amortizare torsională în funcție de nivelul de deformație γ , la încercări cu coloană rezonantă [după 117]

4.5.3. Determinarea parametrilor (G_d , E_d) prin metode de investigare „in situ”

Pentru domeniul de deformații mici de circa $10^{-2} \dots 10^{-6}$, stabilirea parametrilor dinamici ai pământurilor se face prin următoarele metode de investigare „in situ” [74]

- Vibrarea unor blocuri sau plăci
- Teste de unde Rayleigh sau de vibrație în regim permanent;
- Teste de propagare a undelor
- Teste de încărcare ciclică a plăcilor
- Tehnici geofizice (procedeele crosshole, downhole, etc.).

Vibrarea unor blocuri sau plăci – este o metodă care folosește blocuri din beton armat cu dimensiuni de 1,5 m x 0,75 m x 0,7 m (înălțime), dar care pot să varieze în funcție de condițiile de teren și de tipul vibratorului folosit. Blocul de beton se amplasează la adâncimea de fundare a construcției și este excitat la vibrații verticale sau orizontale. [74] [109]

$$\text{Forța dinamică dată de masa excentrică este: } F = m_r \cdot e \cdot \omega^2, \quad (4.75)$$

Unde: m - este masa excentrică;
 e - este excentricitatea;
 ω - este frecvența circulară.

Testul de vibrație verticală a blocului - în acest caz valoarea coeficientului de compresiune elastică uniformă, C_u , care este definit ca raportul dintre intensitatea tensiunii și tasarea elastică pentru o bază de arie dată, poate fi determinat, considerând sistemul teren-structură ca un sistem cu un grad de libertate [74]:

$$C_u = \frac{4\pi^2 m \cdot f_{nv}^2}{A} \quad (4.76)$$

Unde: m - este masa blocului și a echipamentului montat pe el;
 f_{nv} - este frecvența proprie, observată la vibrațiile verticale [Hz];
 A - este aria de contact a blocului cu terenul.

Folosind această valoare se determină valorile [74]:

$$\text{- modulului de elasticitate longitudinal } E: E = \frac{(1-\nu^2)C_u A^{0.5}}{K} \quad (4.77)$$

$$\text{- transversal } G: G = \frac{E_d}{2(1+\nu)} \quad (4.47)$$

Unde: ν - este coeficientul Poisson;
 K - este o constantă în funcție de dimensiunile blocului;
 γ - este densitatea terenului.

Dacă asupra blocului se aplică o excitație orizontală, are loc o cuplare a celor două forme de vibrație (balansare și glisare), iar frecvența proprie a vibrațiilor ω_n se determină în funcție de frecvența proprie a celor două forme cuplate, respectiv frecvența proprie limită la glisare și cea la balansare. Funcție de valoarea frecvenței proprii ω_n se determină coeficientul de forfecare elastică uniformă C_f respectiv coeficientul de compresiune elastică neuniformă C_c . Ulterior se determină valorile modulilor de deformație E_d și G_d .

Teste de unde Rayleigh sau de vibrație în regim permanent – este cunoscută ca testul modulului de forfecare și constă în excitarea bazei la vibrații verticale, la o frecvență cunoscută. Cunoscând distanța între puncte d și diferențele de fază dintre sosirea undelor Rayleigh între cele două puncte Φ_p se poate determina lungimea de undă și viteza undelor Rayleigh cu formulele [74] [109] [17]:

$$L_R = 360d / \Phi_p \text{ și } V_R = f L_R \quad (4.78)$$

Cunoscând valoarea vitezelor undelor Rayleigh care este aproape aceeași pentru un coeficient Poisson cuprins între 0,25 și 0,50 (pentru $\nu=0,50$, $V_R=0,955V_s$ și pentru $\nu=0,25$, $V_R=0,919V_s$) se determină valoarea lui G și ulterior a lui E [74]:

$$G = \rho V_s^2 \cong \rho V_R^2 \quad (4.79)$$

Teste de propagare a undelor - pentru studiul propagării undelor, acestea sunt generate fie prin explozii fie prin impact. Cunoscând distanțele se pot calcula mărimile vitezelor undelor primare și secundare V_p și V_s calculând ulterior valoarea modului E_d și apoi G_d . [74]

$$E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \rho V_p^2 \quad (4.80)$$

Dacă măsurătorile s-au efectuat în câmp liber și s-a determinat valoarea V_s atunci pentru determinarea modului G_d se poate folosi formula: $G = \rho V_s^2$ (4.38)

Teste de încărcare ciclică a plăcilor - în cadrul acestei metode se aplică de la început o încărcare statică și se măsoară tasarea totală, după înlăturarea încărcării măsurându-se deformația remanentă. Ulterior sarcina este mărită în trepte și procesul se repetă. Se calculează valoarea C_u ca raport între intensitatea sarcinii și tasarea recuperată (revenirea elastică) la o treaptă de încărcare. [74]

Tehnici geofizice - în cazul acestor experimente se realizează măsurători prin „transparentă” între foraje (teste crosshole), măsurători în foraje (teste downhole) și măsurători de refracție seismică de suprafață. [74]

a) *Testele crosshole* - presupun determinarea vitezei undelor secundare V_s între două foraje prin măsurători cu geofoni. Într-un foraj se amplasează sursa iar în cel de al doilea se amplasează receptorul la aceeași adâncime respectiv la adâncimi diferite. Pentru înregistrarea vitezelor de propagare a undelor primare V_p pentru generarea undelor se folosesc detonatori.

b) *Testele downhole* - presupun măsurarea vitezelor de propagare a undelor primare V_p și secundare V_s între două foraje prin măsurători cu geofoni. Undele sunt generate cu suprafața pământului sub formă de șoc prin lovirea cu ciocanul a unei plăci de oțel și înregistrarea vitezei undelor cu geofoni amplasați la 1,5 m adâncime în teren și apoi mutați la alte adâncimi în teren..

Măsurătorile de refracție seismică de suprafață - pentru efectuarea acestor experiențe se folosesc explozibili, înregistrările efectuându-se la distanțe mai mari de circa 73 m lungime, iar geofonii sunt amplasați la 1,5 m adâncime. Interpretarea rezultatelor este destul de dificilă și este important de stabilit stratificația terenului și caracteristicile straturilor intermediare.

Deformațiile induse în teren prin diferite metode de experimentare sunt destul de diferite. Din tabelul 4.13 se observă diferențe foarte mari pentru datele obținute prin metodele „in situ”. Pentru a alege o valoare rațională a acestora

trebuie să se ia în considerare cei mai importanți parametri care le influențează: presiunea medie, amplitudinea deformației și indicele porilor.

Tabelul 4.13 Valorile modului de forfecare dinamică „in situ” [după 74]

Amplamente	Tip test	Dimensiunea modelului	G, daN/cm ² „in situ”	G, pentru o presiune medie 1daN/cm ²	Nivelul deformației asociate
1	Vibrații verticale forțate	1,50m x 0,75m x 0,70m	382,4 502,6 466,5	1055,0 1478,1 1288,0	1,5·10 ⁻⁴ 1,2·10 ⁻⁴ 1,26·10 ⁻⁴
	Testul Rayleigh	1,50m x 0,75m x 0,70m	347,0 616,0 460,0	892,0 1586,0 1183,0	2,8·10 ⁻⁶ 5,6·10 ⁻⁶ 1,2·10 ⁻⁵
	Placă încărcată ciclic	Placă 30,5c x 30,5cm	1672,0 338,1 2928,5	1613,0 553,0 3146,0	3,1·10 ⁻³ 3,9·10 ⁻³ 1,3·10 ⁻³
2	Vibrații verticale forțate	1,50m x 0,75m x 0,70m	162,6 141,2 122,9	448,4 390,0 122,9	1,1·10 ⁻⁴ 2,2·10 ⁻⁴ 3,0·10 ⁻⁴
	Vibrații orizontale forțate	1,50m x 0,75m x 0,70m	146,5 135,0 125,0	404,0 371,5 344,3	3,6·10 ⁻⁴ 7,7·10 ⁻⁴ 9,8·10 ⁻⁴
	Testul Rayleigh	1,50mx0,75mx0,7	312,0	867,3	3,0·10 ⁻⁵
	Placă încărcată ciclic	Placă 30,5c x 30,5cm	198,3	166,0	3,9·10 ⁻²

Mai ales în cazul testelor „in situ” prin propagarea undelor, deformațiile de forfecare, induse în teren, nu sunt precis cunoscute, amplitudinile deformațiilor de forfecare sunt mici de ordinul 10⁻⁶ m, în funcție de amplitudinea vibrației sau a tasării, care la rândul lor depind de forțele aplicate și de suprafața fundației și caracteristicile pământului.

La experiențe diferite se generează presiuni medii și deformații diferite și deoarece acești parametri sunt foarte importanți influențând valorile modului de forfecare G, astfel se explică cauza diferenței dintre valorile parametrilor dinamici ai pământurilor determinate prin metode „in situ” prin diferite metode sau comparând cu valorile obținute în experimente de laborator. Pentru a găsi valorile corespunzătoare este bine să se țină seama de câteva recomandări [74]:

- Experiențele cu vibrații libere vor induce deformații mai mici decât cele produse de vibrații forțate la rezonanță;
- Experiențele cu vibrații libere vor induce deformații mai mari decât cele produse în cazul experiențelor de propagare a undei;

- În cazul experiențelor cu vibrarea unui bloc de beton, presiunea medie efectivă care corespunde valorii lui G poate fi luată ca presiunea efectivă la adâncimea egală cu jumătatea lățimii fundației, sub blocul de beton, din cauza efectului combinat al suprapunerii sarcinilor statice pe teren cu cel al supraîncărcării.

- La testele de vibrație în mod permanent (pentru determinare unde Rayleigh) presiunea efectivă pentru determinarea lui G, se poate considera la o adâncime $LR/4$;

- La testele de încărcare ciclică presiunea medie va fi cea corespunzătoare unei adâncimi egale cu jumătate din lățimea plăcii ca și în cazul vibrațiilor forțate ale unui bloc;

- La experiențele folosind propagarea undelor, adâncimea medie, la care viteza măsurată a undei ne dă o valoare reprezentativă, variază între $L/8$ până la $L/10$, unde L este distanța dintre punctul de generare a undelor și cel de observație.

Analizându-se pe cale experimentală principalii factori ce influențează comportamentul pământurilor la acțiuni seismice, prin prisma variațiilor numerice ale modului de forfecare dinamic, s-a stabilit că principalele influențe sunt determinate de [74], [43], [126]:

1. Pentru pământuri necoezive:
 - Forma și dimensiunile granulelor;
 - Starea de îndesare inițială (indicele porilor și gradul de îndesare);
 - Presiunea efectivă medie ($\bar{\sigma}_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$);
2. Pentru pământuri coezive:
 - Efectul sarcinilor anterioare suportate de masivul de pământ;
 - Umiditatea pământurilor (gradul de saturație);
 - Proprietățile tixotropice ale pământurilor.

Pe baza încercărilor experimentale diverși cercetători au stabilit formule de calcul a modului de forfecare dinamic G_d , ulterior se va calcula valoarea modului de deformație longitudinal E_d pe baza relației de calcul dintre cei doi moduli.

4.5.4.1. Relații de calcul ale lui G_d pentru pământuri necoezive

Hardin și Richard [50], pe baza încercărilor efectuate în coloane rezonante cu amplitudini ale lunecărilor specifice $\gamma=10^{-5}$, au propus relații de calcul între modulul de forfecare maxim (modul tangent), starea de tensiune și porozitatea pământului:

- Pentru nisipuri cu granule rotunjite ($0,35 < e < 0,85$)

$$G_{d\max} = 218 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_m)^{0.5} \quad [\text{MPa}] \quad (4.81a)$$

- Pentru nisipuri cu granule colțuroase ($0,60 < e < 1,30$)

$$G_{d\max} = 102 \frac{(2.97 - e)}{1 + e} (\bar{\sigma}_m)^{0.5} \quad [\text{MPa}] \quad (4.81b)$$

Unde: e – este indicele porilor

$\bar{\sigma}_m$ - este presiunea efectivă medie $\bar{\sigma}_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3$ [Mpa]

Iawasaki și Tatsouka [117], pe baza încercărilor efectuate cu amplitudini ale lunecărilor specifice $\gamma = 10^{-6} \div 10^{-4}$, au propus relații de calcul între modulul de forfecare maxim (modul tangent), starea de tensiune și porozitatea pământului:

- Pentru $\gamma = 10^{-6}$ $G_d = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_m)^{0.4}$ [daN/cm²] (4.82)

- Pentru $\gamma = 10^{-5}$ $G_d = 850 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_m)^{0.44}$ [daN/cm²] (4.83)

- Pentru $\gamma = 10^{-4}$ $G_d = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_m)^{0.5}$ [daN/cm²] (4.84)

Seed și Idriss [50] au propus pentru modulul secant următoarea relație de calcul:

$$G(\gamma) = 6,93 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot (I_D; \gamma) \cdot (\bar{\sigma}_m)^{0.5} \quad [\text{MPa}] \quad (4.85)$$

Unde: $G(\gamma)$ - este modulul de forfecare dinamic (modul secant);

I_D - este gradul de îndesare;

$\bar{\sigma}_m$ - este starea de tensiune;

K_1 - este un coeficient dependent de mărimea granulelor de nisip astfel:

$K_1 = 0,65$ - nisipuri fine, $K_1 = 1,00$ - nisipuri medii, $K_1 = 2,00$ - pietriș

K_2 - este un coeficient dependent de gradul de îndesare, de densitatea relativă și se lunecarea specifică γ , figura 4.31;

Seed și Idriss [50] au prezentat variația raportului dintre modulul secant (G) și cel tangent ($G_{d,max}$), sub formă de curbă în funcție de amplitudinea deformației de lunecare γ , figura 4.32.

Prin utilizarea acestui grafic se pot estima valorile modulului secant pentru un nivel de deformație dat, în funcție de modulul de forfecare dinamic tangent $G_{d,max}$, determinat printr-o încercare în coloana rezonantă, folosind și relațiile 4.134 ÷ 4.138.

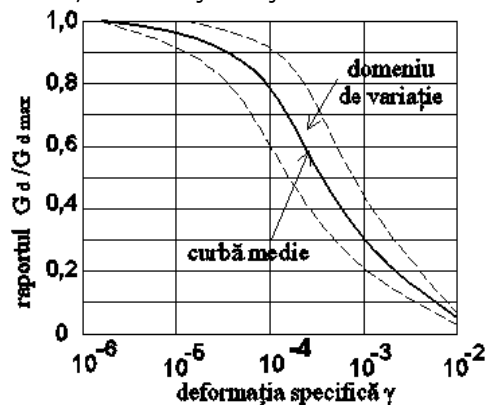
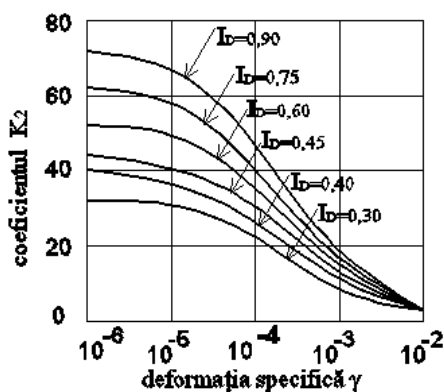


Fig. 4.31 Variația coeficientului K_2 cu gradul de îndesare și de lunecarea [după 50] Fig. 4.32 Influența amplitudinii deformației specifice γ asupra raportului $G_d / G_{d \max}$ [50]

4.5.4.2. Relații de calcul ale lui G_d pentru pământuri coezive

Hardin și Drnevich, au exprimat modulul de forfecare pentru pământuri coezive printr-o relație similară cu relațiile 4.118, pentru domeniul deformațiilor mici [117]:

$$G_{d\max} = 102 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_m)^{0.5} \cdot S^p \quad [\text{MPa}] \quad (4.86)$$

Unde: S – reprezintă coeficientul de supraconsolidare ($S = \sigma'_p / (\gamma_p \cdot z)$);

γ_p - reprezintă greutatea volumică a pământului;

p - indice ce depinde de indicele de plasticitate a pământului, figura 4.33;

Prin utilizarea graficului din figura 4.34, se pot estima valorile modulului secant pentru un nivel dat al deformației specifice de lunecare, în funcție de modulul de forfecare dinamic tangent G_{\max} și folosind și relația 4.139.

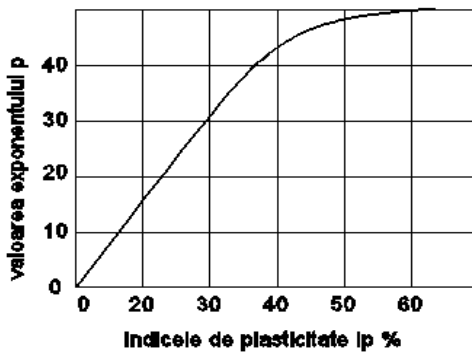


Fig. 4.33 Valoarea exponentului p în funcție de indicele de plasticitate [după 50]

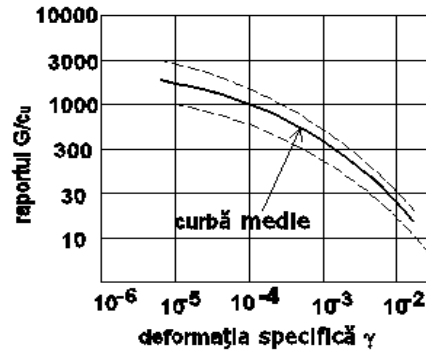
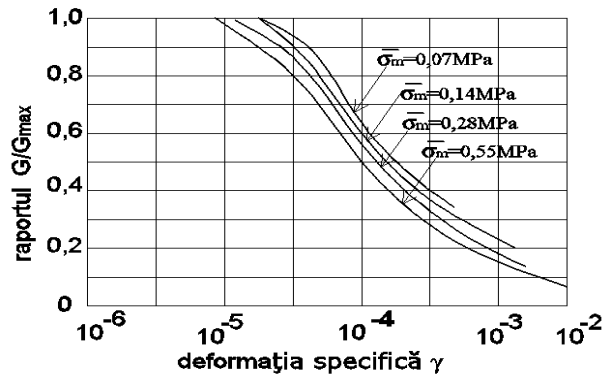


Fig. 4.34 Variația raportului G/G_{\max} , în funcție de deformația specifică γ [după 117]

Valoarea modulului de forfecare dinamic $G_d(\gamma)$ pentru un nivel de forfecare și deformația de referință γ_r se obține cu relația:

$$G_d(\gamma) = G_{\max} / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad [\text{MPa}] \quad (4.87)$$

Pentru domeniul deformațiilor mari, se poate elimina influența anumitor factori asupra modulului de forfecare, astfel valoarea acestuia se poate stabili cu ajutorul graficului prezentat în figura 4.34, în funcție de coeziunea pământului în stare nedrenată c_u , stabilită printr-o încercare clasică de forfecare.

Fig. 4.35 Variația raportului G/G_{\max} în funcție de deformația specifică γ și efortul σ [după 50]

4.5.5. Determinarea factorului de amortizare

4.5.5.1. Determinarea factorului de amortizare la pământurile necoezive

Amortizarea internă, exprimată prin intermediul factorului (raportului) de amortizare (ξ , D), la pământurile necoezive este dependentă de starea de tensiune și starea de umiditate. Hardin [50] a indicat pentru pământurile necoezive pentru domeniul deformațiilor mici ($\gamma = 10^{-6} \div 10^{-4}$) și intervalul de variație a tensiunii $\bar{\sigma}_m = 0,025 \div 0,15$ Mpa, relația de calcul:

$$\xi_t = 0,031 \cdot \gamma^{0,2} \cdot (\bar{\sigma}_m)^{0,5} \quad (4.88)$$

Unde:

γ - reprezintă deformația specifică

$\bar{\sigma}_m$ - tensiunea medie, exprimată în [Mpa].

Dar Schnabel [50] a analizat influența tensiunii $\bar{\sigma}_m$ asupra raportului de amortizare și a concluzionat că în relația (4.141) exponentul tensiunii trebuie să fie 0,2 pentru presiuni mici și 0,4 pentru presiuni mari sau ca valoare acoperitoare pentru majoritatea cazurilor practice se poate considera valoarea 0,33. Seed și Idris [50] în urma experimentelor efectuate au stabilit o metodă grafică, prezentată în figura 4.35, de determinare a amortizării în funcție de $\bar{\sigma}_m$, pentru valori ale tensiunii $\bar{\sigma}_m = 0,1$ Mpa, iar pentru alte valori $\bar{\sigma}_m \neq 0,1$ Mpa, cu valorile lui n indicate de Schnabel și ξ_{t_0} din figura 4.36, cu relația: $\xi_t = \xi_{t_0} \cdot (\bar{\sigma}_m / 0,1)^{-n}$ (4.89)

Umiditatea este al doilea factor ce influențează valorile raportului de amortizare, astfel s-au constatat variații de ordinul $1 \div 1,6$, de la starea uscată la starea saturată a pământurilor necoezive.

4.5.5.2. Determinarea factorului de amortizare la pământurile coezive

Amortizarea internă, exprimată prin intermediul factorului (raportului) de amortizare (ξ , D), la pământurile coezive este mai dificil de analizat, dar în literatura de specialitate este indicat un grafic de calcul a acesteia, figurile 4.36 și 4.37, prin analogie cu modul de calcul la pământurile necoezive, chiar dacă creșterea nivelului de deformație este mai puțin accentuată la pământurile coezive față de cele necoezive.

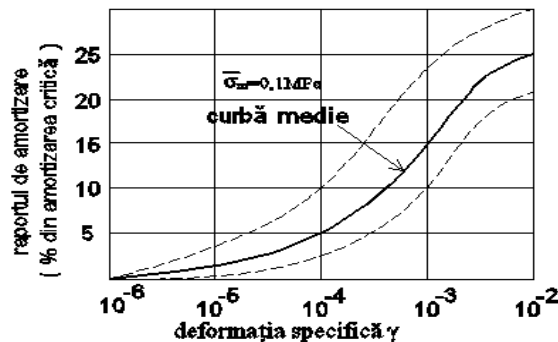


Fig. 4.36 Raportul de amortizare a pământurilor necoezive în funcție de γ [după 50]

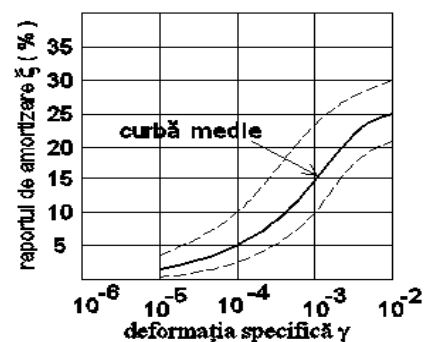


Fig. 4.37 Raportul de amortizare a pământurilor coezive în funcție de γ [după 50]

Concluzie

În general valorile modurilor dinamice de forfecare obținute în laborator sunt mai mici decât cei determinați prin metode geofizice „in situ”. Marcuson și Curro [74] au găsit că modulul Young determinat în coloane rezonante, este întotdeauna mai mare decât cel obținut prin măsurători geofizice, explicând că acest fapt se datorește faptului că în cadrul testelor pe coloane rezonante măsurătorile se efectuează perpendicular pe planele de stratificație, iar „in situ” prin „transparentă” între foraje sau refracție seismică de suprafață, se obțin vitezele undelor primare pentru trasee de deplasare paralele la planele de stratificație, iar la cele în foraje downhole se obțin viteze de unde primare perpendiculare la planele de stratificație.

Diferența valorilor în funcție de modul de măsurare este explicabilă prin anizotropia transversală a pământului și de aceea valorile obținute în laborator sunt mai mari decât „in situ”, un alt factor de influență fiind gradul de umiditate, probele din laborator pot avea un grad de umiditate diferit de gradul de umiditate al straturilor din terenul natural.

În concluzie, din cele prezentate, rezultă că principalele caracteristici folosite în studiul comportamentului pământurilor solicitate dinamic (E_d , G_d , ξ_v , ξ_t) nu sunt niște mărimi constante fiind influențate de natura și starea terenului, de domeniul de deformație respectiv de nivelul de încărcare, de aceea valorile acestor indicatori trebuie determinate experimental, utilizându-se ulterior relații de calcul specificate în literatura de specialitate pentru determinarea celorlalte mărimi interdependente.

5. ANALIZA NUMERICĂ A MODELULUI EXPERIMENTAL PENTRU PERNE DIN BALAST ARMATE CU MATERIALE GEOSINTETICE

5.1. Descrierea generală a metodei elementelor finite

TNO Diana este un program de elemente finite multifuncțional (tridimensional și neliniar), conține biblioteci ample de materiale, de elemente și proceduri bazate pe tehnici avansate de baze de date. După cutremurul de la Kobe, mulți ingineri japonezi au folosit acest program de calcul pentru problemele de calcul dinamic. Programul poate rezolva probleme de inginerie civilă, mecanice, biomecanice, fiind folositor pentru proiectarea în domeniul betonului și terenului. Aplicațiile standard de lucru includ: fisurarea și cedarea betonului, excavații, tuneluri, materiale compozite, materiale plastice, curgerea apei subterane, interacțiunea fluid-structură, comportamentul materialelor în funcție de temperatură, analiză de stabilitate și flambaj, etc. Pentru calcul se pot folosi o mare varietate de elemente precum: grinzi (drepte sau curbe), membrane, elemente plane, plăci, pereți, suprafețe, elemente de interfață (GAP). Toate aceste elemente pot fi combinate într-un anumit model de elemente finite. De asemeni se pot utiliza elemente speciale pentru a modela armătura din beton precum: bare, grile, armătură pretensionată și se ia în calcul fenomenul de lunecare și fisurare lentă a betonului pretensionat. De asemeni se pot realiza diferite tipuri de analize dinamice, fiind foarte importante pentru analizele din domeniul ingineriei seismice.

În domeniul geotehnic, TNO Diana permite efectuarea analizelor în element finit a următoarelor probleme [149]:

- Proiectarea drumurilor;
- Proiectarea fundațiilor continue sau circulare fundate pe nisip sau aluviuni;
- Lucrări de excavații 2D sau 3D;
- Terasamente armate cu materiale geosintetice;
- Terasamente realizate pe teren moale;
- Analize de forfecare și de lichefiere a terenurilor;
- Analize de consolidare a terenurilor;
- Calcul coloane de balast și piloți.

Sistemul de analiză este integrate, dispunând de o interfață grafică ce permite descrierea modelului în 2D sau 3D, procedurile de analiză sunt complet automatizate și dezvoltate pe baza unor procedee numerice avansate cum ar fi:

- Generator automat al rețelei de discretizare;
- Impunerea condițiilor de contur;
- Crearea modelului;
- Generare de încărcări concentrate, distribuite, gravitaționale sau dinamice;
- Creare de elemente finite;
- Stabilire de elemente de interfață;
- Relații constitutive neliniare Mohr-Coulomb, Von Mises, Cam Clay;

Metoda elementelor finite (MEF) în cadrul analizei statice sau dinamice neliniară, generează sisteme de ecuații neliniare, pentru rezolvarea cărora se recurge la

liniarizarea prin metoda secantelor sau tangentelor. Se definește astfel matricea caracteristică elementelor finite, în formularea deplasărilor bazându-se pe principiul deplasărilor virtuale și considerarea unei funcții de deplasări, de obicei sub formă polinomială, cu ajutorul căreia se pot exprima deplasările oricărui punct din interiorul elementului în raport cu deplasările nodurilor de la capetele sau vârfurile elementului finit. Cunoscându-se câmpul de deplasări, pe baza studiului geometric se poate determina starea de deformație specifică și de efort unitar din element.

Calculul neliniar implică rezolvarea a două aspecte importante:

- a) Determinarea ecuațiilor ce caracterizează comportarea neliniară a structurilor din punct de vedere fizic și geometric, ce presupune:
 - stabilirea relațiilor neliniare între deformații și deplasări;
 - adoptarea unui model pe baza căruia se deduc relațiile constitutive;
 - aplicarea principiului deplasărilor virtuale pentru determinarea ecuațiilor de echilibru static.
- b) Rezolvarea ecuațiilor neliniare prin metoda elementului finit.

Principiul metodei elementelor finite aplicat în studiul analizei stării de tensiune și deformație a terenului, constă în separarea structurii prin linii imaginare, rezultând un anumit număr de elemente finite. Discretizarea domeniului în astfel de elemente este cunoscută în literatură ca generare a rețelei de discretizare (mesh generation) și presupune împărțirea domeniului în elemente prin definirea coordonatelor nodurilor și conectivității dintre elementele generate. Eficiența modelului analizat este definită de eficiența procedeelelor de generare a elementelor finite, această etapă fiind una din cele mai importante faze ale analizei numerice. Creșterea fineței rețelei determină un timp de calcul mai îndelungat dar o exactitate mai mare a rezultatelor. Elementele finite sunt suprapuse și se interconectează în punctele nodale situate la capetele lor, deplasările acestor puncte se consideră a fi parametrii necunoscuți. În interiorul elementului finit deplasarea punctelor este în funcție de deplasările nodurilor de interconexiune. Funcțiile de deplasări astfel stabilite servesc la deducerea stării de eforturi unitare în diverse secțiuni și fibre din interiorul elementului finit.[81]

Rezolvarea sistemului de ecuații neliniare implică aplicarea următoarelor proceduri:

- Crearea tipului de element finit și asocierea gradelor de libertate în funcție de natura problemei studiate și de gradul de aproximare dorit;
- Definirea funcțiilor de deplasări pe baza cărora se stabilesc deplasările în interiorul elementului finit;
- Exprimarea ecuațiilor de echilibru în funcție de deplasările gradelor de libertate asociate elementului finit;
- Aplicarea procedeelelor incrementale – iterative pentru rezolvarea sistemelor de ecuații neliniare rezultate.

Principalele etape ale programului analitic [149]:

1. Definirea geometriei și generarea automată a rețelei. Se folosesc bibliotecile cu elemente și materiale și se declară caracteristicile geometrice, dimensiunile și parametrii de rezistență a materialelor. Modelul este prezentat grafic odată cu generarea automată a rețelei de discretizare. Generarea rețelei se face în mod automat de către program, generând elemente triunghiulare cu trei sau șase noduri. Aceste elemente sunt perfecționate automat în punctele de interes: margini, zone de încărcări, condiții de contur, etc. Ulterior se descriu condițiile de contur, se specifică astfel așa-numita „grindă rigidă” constituită din multi-punctele constrânse să se deplasează în mod unitar pe verticală cu aceeași valoare astfel încât banda (suprafața de fundare) să rămână dreaptă și orizontală.

Pentru rapiditatea rezolvării sistemelor de ecuații respectiv pentru căutarea și identificarea zonelor de interes, programul numerotează automat nodurile rețelei de discretizare. Se setează zonele de interes colorate pentru a se pune în evidență cedarea acestora. (culoarea verde pentru elementele în siguranță, culoarea galben pentru zonele instabile și roșu pentru zonele de cedare). Pe timpul analizei viitoare se va acorda atenție oricărui avertisment cu privire la elementele de formă.

2. Stabilirea încărcărilor. Pe modelul declarat anterior se vor lua în considerare încărcările gravitaționale la care se adaugă încărcări statice (distribuite sau concentrate) și eventual dinamice.

3. Stabilirea proprietăților elementelor. Elementelor stabilite grafic li se atribuie proprietăți fizico-mecanice caracteristice. De exemplu pentru teren: modulul de deformație longitudinală Young, E , coeficientul lui Poisson, ν , densitatea ρ , coeziunea, c , unghiul de frecare interioară ϕ , fig. 5.1 și fig. 5.2.

4. Stabilirea interacțiunii. Interațiunea terenului cu elementele structurale se poate face considerând modele complexe, în care elementele plane (suprafața fundației) interacționează cu elemente de tip bară (elementul geogrilă), simulând interacțiunea terenului cu materialele geosintetice (geogrilă, geotextile, geocelule), fig. 5.3.

5. Stabilirea tipului de analiză. În funcție de specificul modelului de calcul, programul permite alegerea unui anumit tip de analiză, din cele consacrate pentru domeniul respectiv de studiu (Mohr-Coulomb, Von Mises, Cam-Clay). Modelele, procedurile de calcul prestabilite țin seama de literatura de specialitate și de normativele în vigoare.

6. Execuția etapizată. Programul permite crearea și analiza unor modele complexe cum sunt cele ce presupun monitorizarea stării de tensiune și deformație în cazul unor lucrări etapizate cum ar fi: calculul eforturilor și stărilor de deformație pentru fundații la diverse etape intermediare de încărcare, etapele de execuție a excavațiilor, etc.

7. Afișarea rezultatelor. Programul permite prezentarea rezultatelor sub formă de tensiuni sau deformații (deplasări). Afișarea deformațiilor nu se face la scară, ci este amplificată cu scopul de a le face vizibile. Se prezintă atât deformațiile elastice cât și cele plastice (Von Mises). De asemenea se poate face o mărire a zonei analizate. Se poate alege de asemenea varianta desfășurării analizei la starea limită ultimă și prezentarea deformațiilor aferente. Se poate afișa conturul limită a deformațiilor plastice (Von Mises) sau sub formă de diagrame încărcare-deformare. În funcție de rezultate se poate opta pentru îmbunătățirea analizei, rescriind datele de început. Se pot stabili diferite „filtre” pentru rezultatele prezentate. Astfel se precizează programului să ia în considerare doar seturi selectate de elemente pentru anumite materiale sau suprafețe sau se pot preciza valori de prag, astfel că se vor prezenta doar valorile de sub/peste nivelul de prag.

5.2. Modelul numeric

În cadrul acestei analize numerice s-a luat în considerare experimentul descris la cap. 6.3. Se va realiza un model care va cuprinde perna de balast cu dimensiuni de 1,35 x 1,35 x 0,90 m și terenul natural înconjurător (praf argilos).

Se va realiza câte un model de calcul în următoarele variante:

- pernă de materiale granulare nearmată;
- pernă din materiale granulare armată cu 2 geogrilă;
- pernă din materiale granulare armată cu 1 geocelulă;
- pernă din materiale granulare armată cu 2 geocelule;

Disponerea armării cu materiale geosintetice, raportată la lungimea fundației notată în continuare $B=0,45\text{m}$, fig. 6.57, astfel:

- distanța între straturi pe verticală 15 cm reprezentând 0,22 B;
- distanța între talpa fundației și primul strat de armatura 15 cm reprezentând 0,33B;
- prelungirea laterală față de fundație 45 cm reprezentând 1B.

Analiza numerică va realiza calculul comportării pernei de balast solicitată la încărcările statice verticale (fără solicitări dinamice).

Analiza s-a realizat în 4 etape corespunzătoare unei încărcări de calcul pe suprafața de fundare de 2 daN/cm^2 , 3 daN/cm^2 , 4 daN/cm^2 , 5 daN/cm^2 .

În fig. 5.1 sunt prezentate caracteristici de rezistență pentru materialul granular, balast. Valorile acestor parametri au fost stabilite prin încercările de laborator anexate (determinarea densității de masă) iar coeficientul lui Poisson ν , coeziunea și unghiul de frecare interioară au fost luați din literatură [59] [50].

În fig. 5.2 sunt prezentate caracteristici de rezistență pentru terenul natural constituit, conform studiului geotehnic anexat din praf argilos. Valorile acestor parametri au fost stabilite prin încercările de laborator anexate din sondajul prezentat în anexă, din tabelul 6.18 și din literatură [50]. Caracteristicile de rezistență a balastului, argilei și materialelor geosintetice sunt prezentate în detaliu la cap.6.3. În fig.5.3 sunt definiți parametrii interfeței (conlucrării) între balast și armătură. În continuare vom prezenta datele introduse pentru realizarea analizei numerice.

The screenshot shows the 'Create/Modify Material' dialog box for a material named 'balast'. The 'Isotropic' tab is selected. The ID is 2. The 'Structural' section includes: Elastic Modulus (80000000 N/m²), Mass Density (2100.00408 N/m³/g), Poisson's Ratio (0.277), Shear Modulus (31323414.3 N/m²), and Expansion Coeff. (1e-005). The 'Constitutive Model' is set to 'Mohr Coulomb'. The 'Nonlinear Parameters' section includes: Cohesion (10 N/m²), Friction Angle (32 [Deg]), and Dilatancy Angle (0 [Deg]).

Fig. 5.1 – Caracteristici balast

The screenshot shows the 'Create/Modify Material' dialog box for a material named 'argila'. The 'Isotropic' tab is selected. The ID is 3. The 'Structural' section includes: Elastic Modulus (265000000 N/m²), Mass Density (1800.00408 N/m³/g), Poisson's Ratio (0.36176772), Shear Modulus (97300000 N/m²), and Expansion Coeff. (1e-005). The 'Constitutive Model' is set to 'Mohr Coulomb'. The 'Nonlinear Parameters' section includes: Cohesion (30000 N/m²), Friction Angle (16 [Deg]), and Dilatancy Angle (0 [Deg]).

Fig. 5.2 – Caracteristici teren natural (praf argilos)

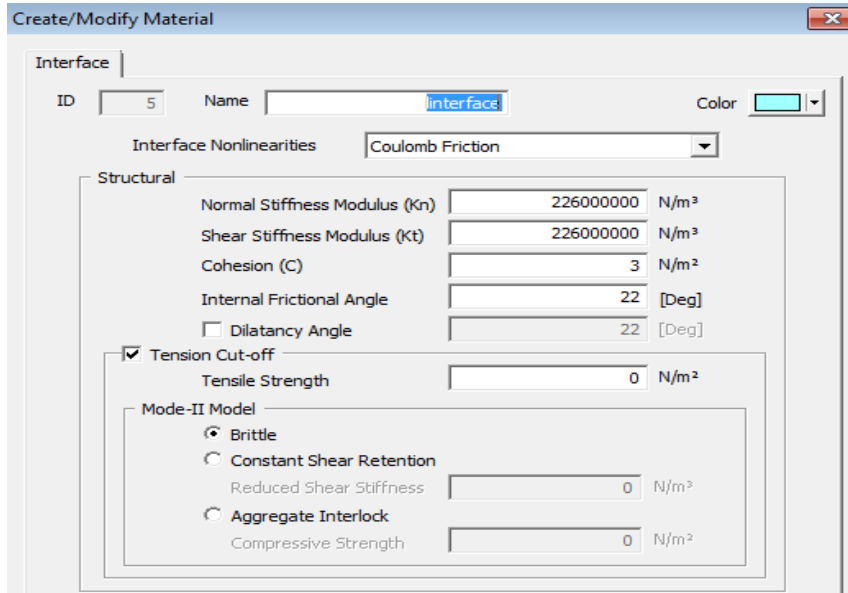


Fig. 5.3 - Interfață (parametrii conlucrării) balast - armătură

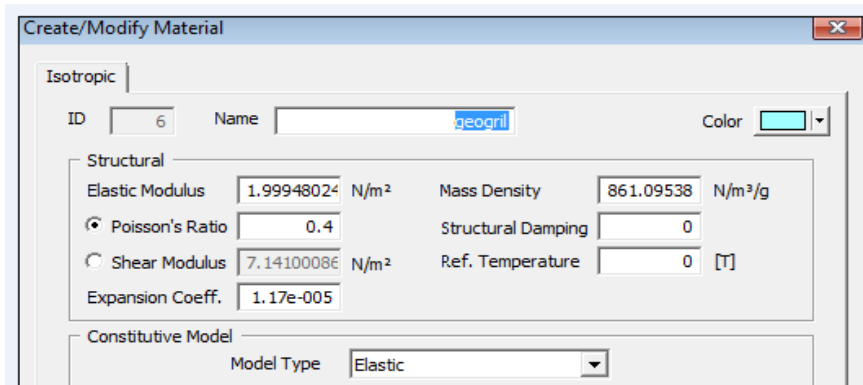


Fig. 5.4 - Caracteristici geogrilă

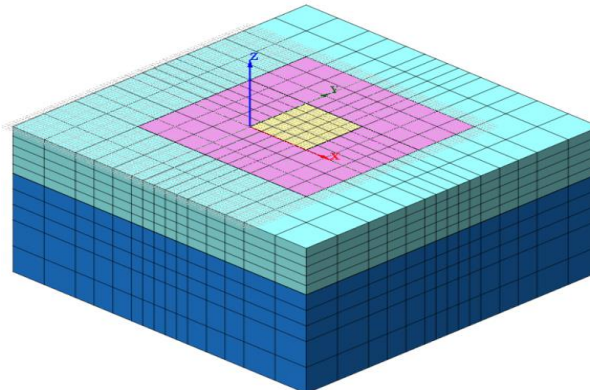
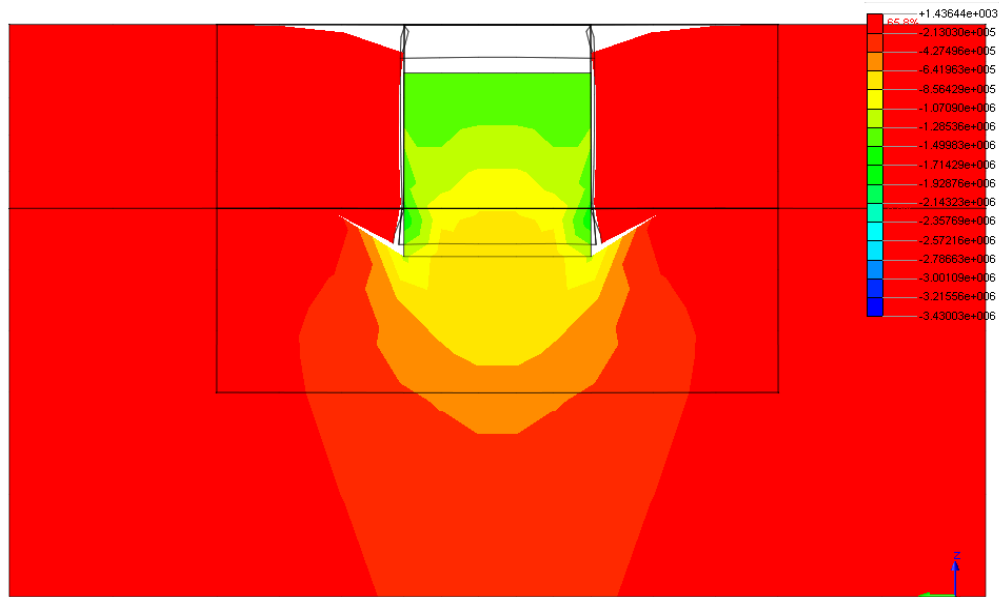


Fig. 5.5 - Modelul geometric

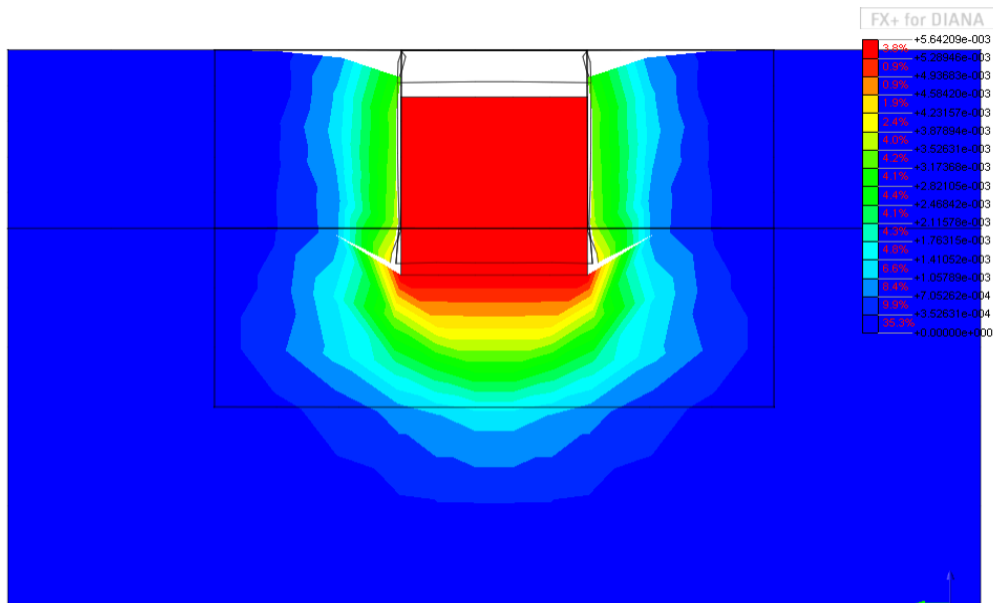
5.3. Rezultate

5.3.1. Varianta nr.1 – balast nearmat



[UNIT] N , m
[DATA] Structural Nonlinear , Principal Stress S3 Nodes(V) , Load Step 4(7)

Fig. 5.6 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast nearmată



[UNIT] N , m
[DATA] Structural Nonlinear , TDXYZ(V) , Load Step 4(7)

Fig. 5.7 Tasare secțiune centrală - perna de balast nearmată

5.3.2. Varianta nr.2 – balast armat cu 2 rânduri de geogriile

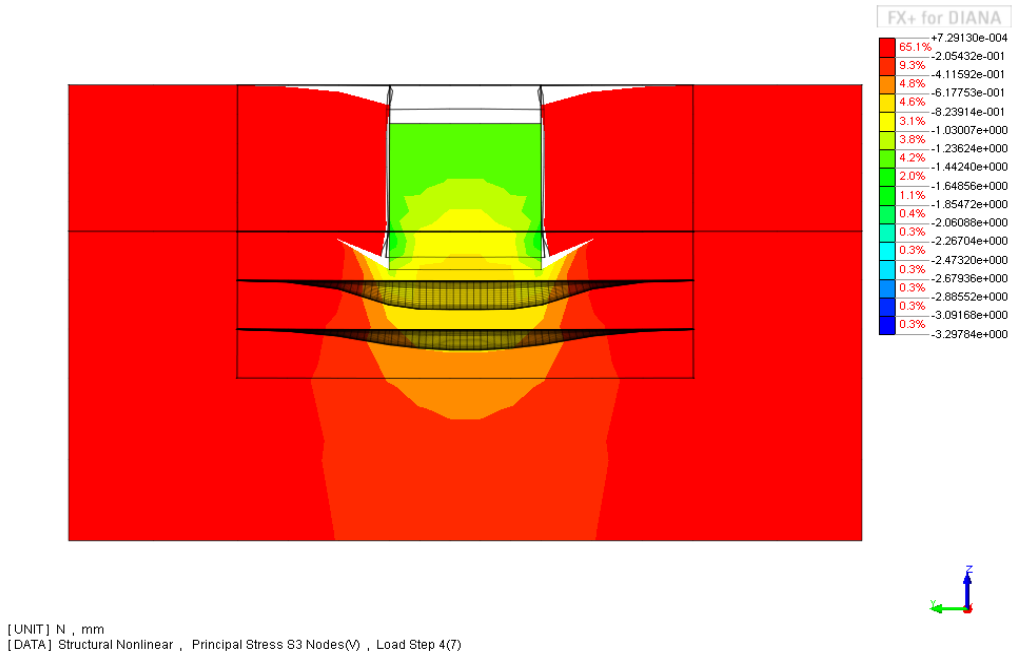


Fig. 5.8 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast armată cu 2 geogriile

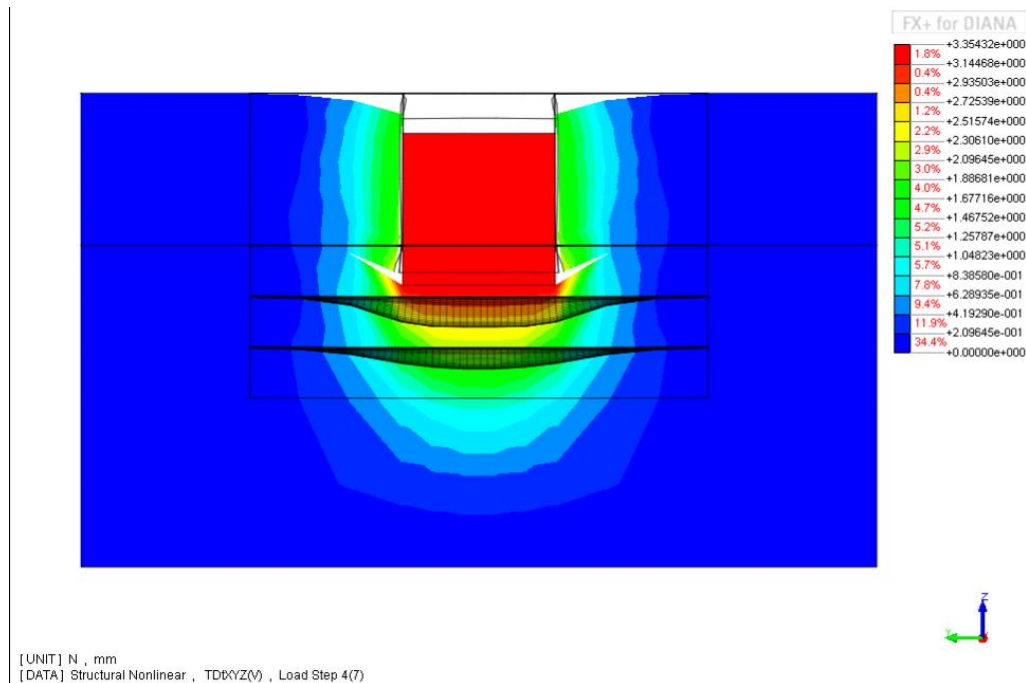


Fig. 5.9 Tasare secțiune centrală - perna de balast armată cu 2 geogriile

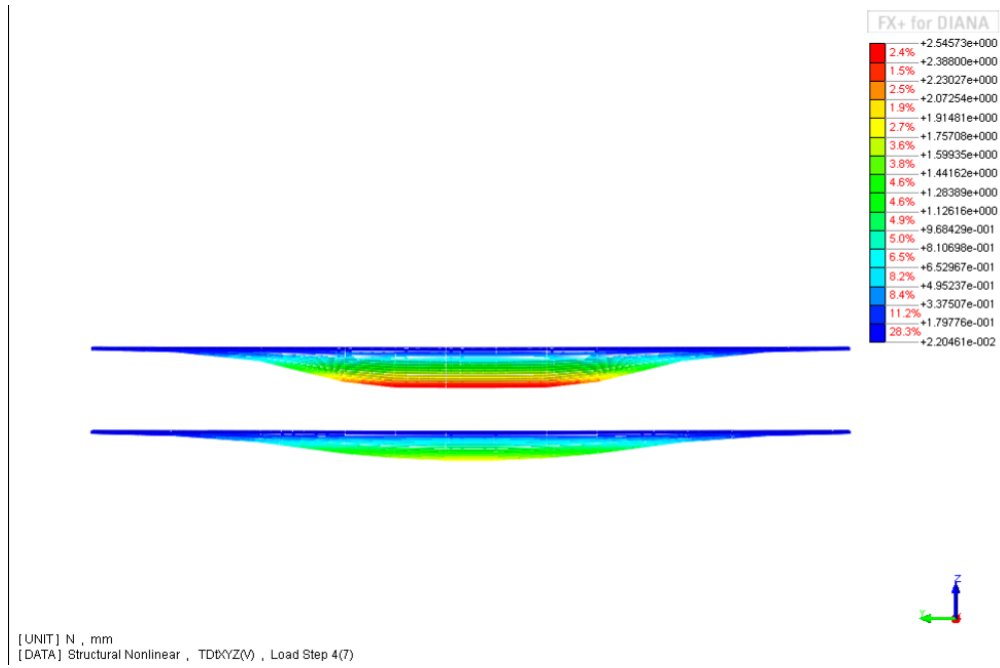


Fig. 5.10 Deformații geogridle - perna de balast armată cu 2 geogridle

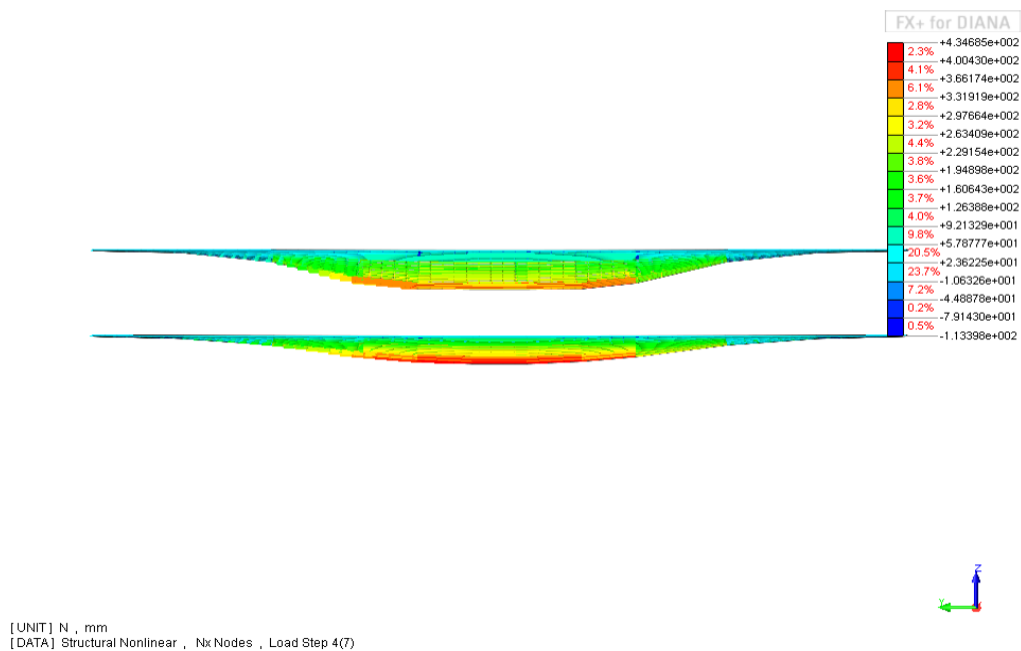


Fig. 5.11 Forță axială în geogridle - perna de balast armată cu 2 geogridle

5.3.3. Varianta nr.3 – balast armat cu 1 rând de geocelule

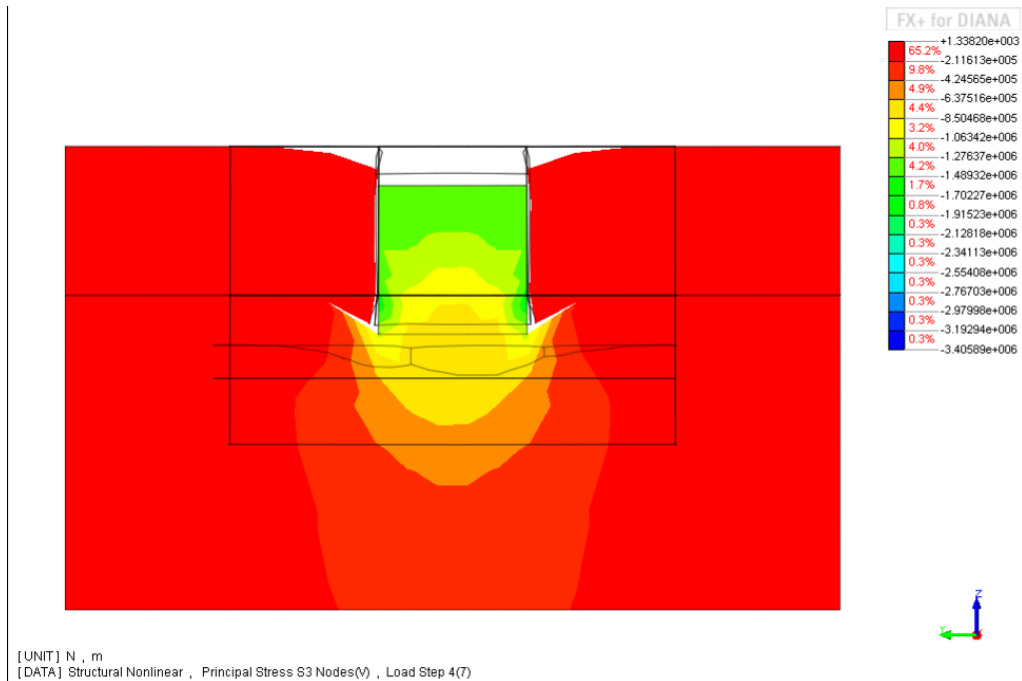


Fig. 5.12 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast armată cu rând de geocelule

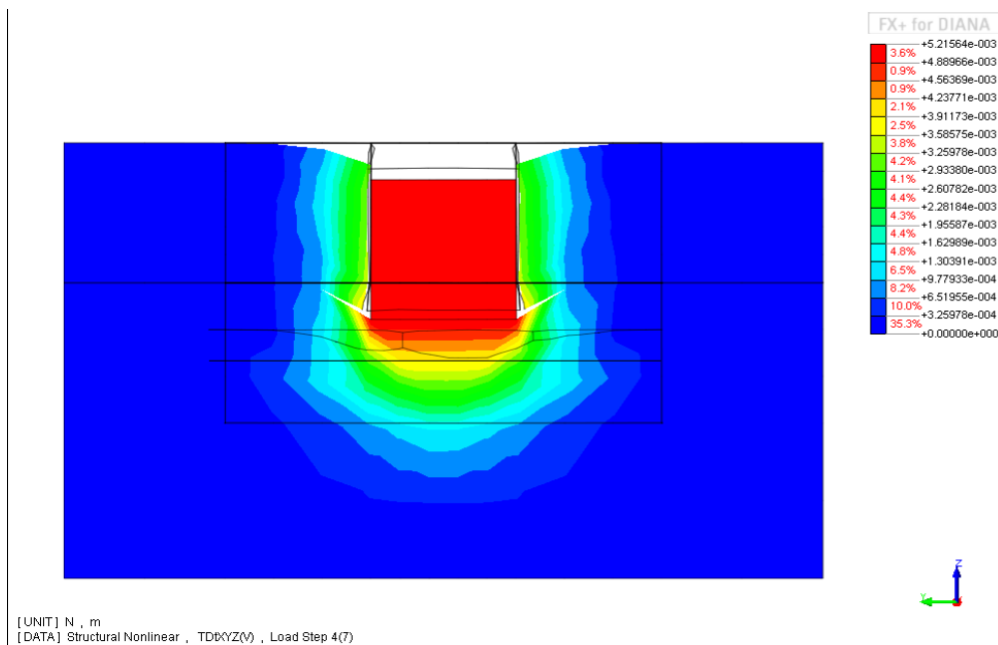


Fig. 5.13 Tasare secțiune centrală – compresiune în perna de balast armată cu rând de geocelule

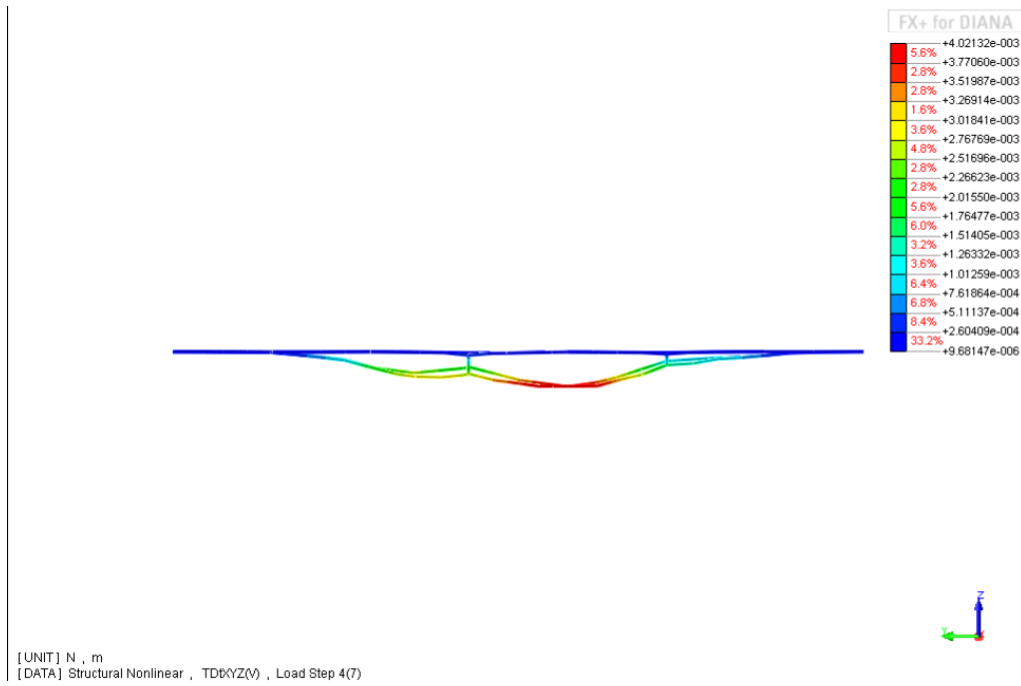


Fig. 5.14 Deformații geogrilă - perna de balast armată cu rând de geocelule

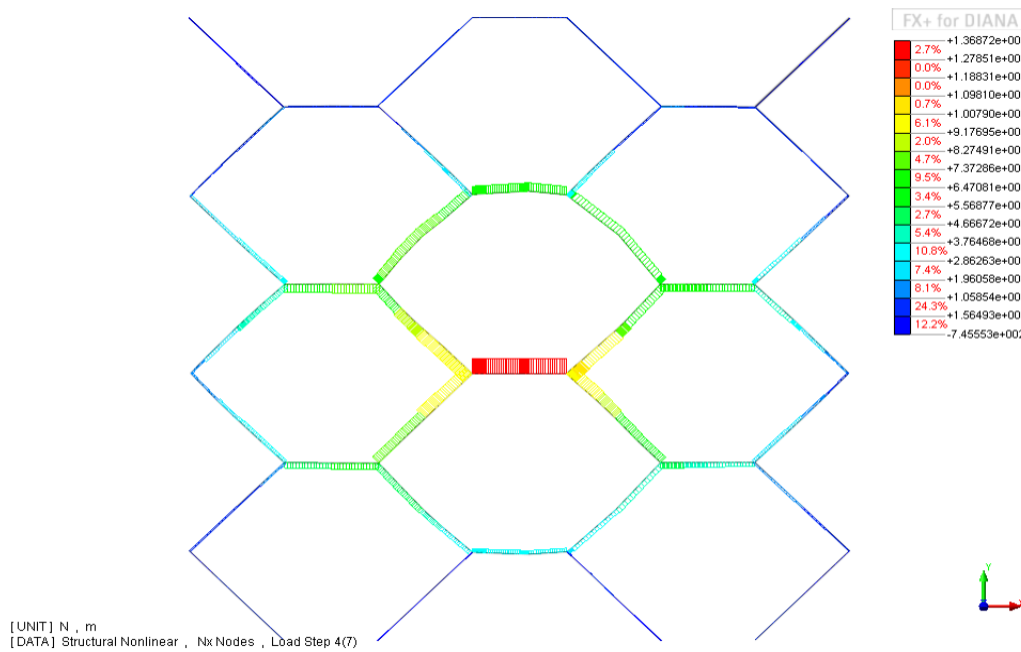


Fig. 5.15 Forță axială - perna de balast armată cu rând de geocelule

5.3.4. Varianta nr.4 – balast armat cu 2 rânduri de geocelule

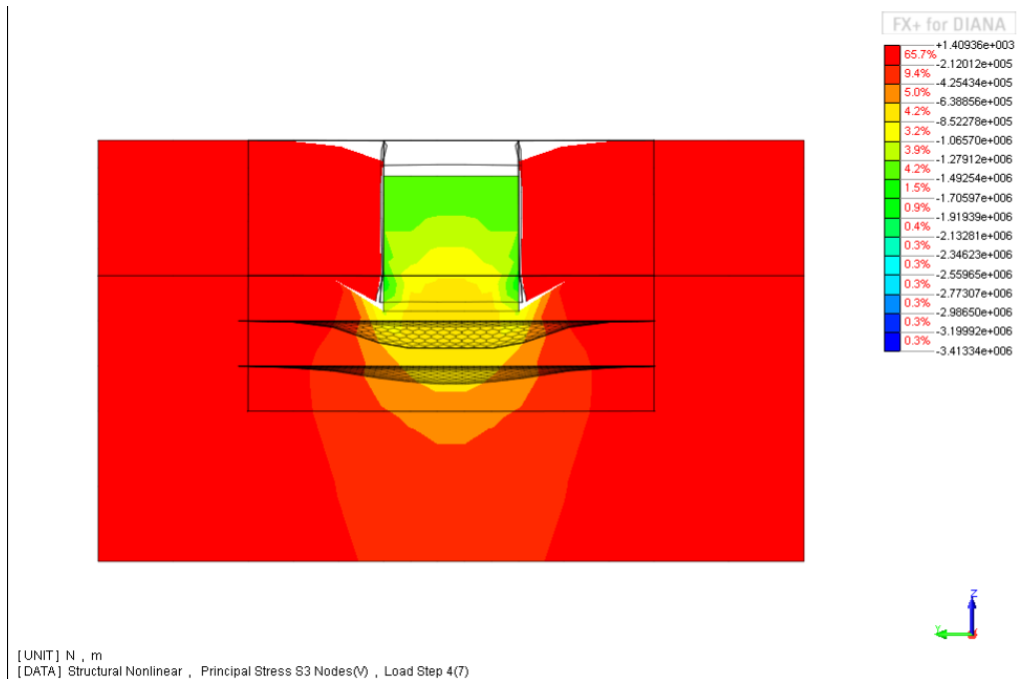


Fig. 5.16 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast armată cu 2 rânduri de geocelule

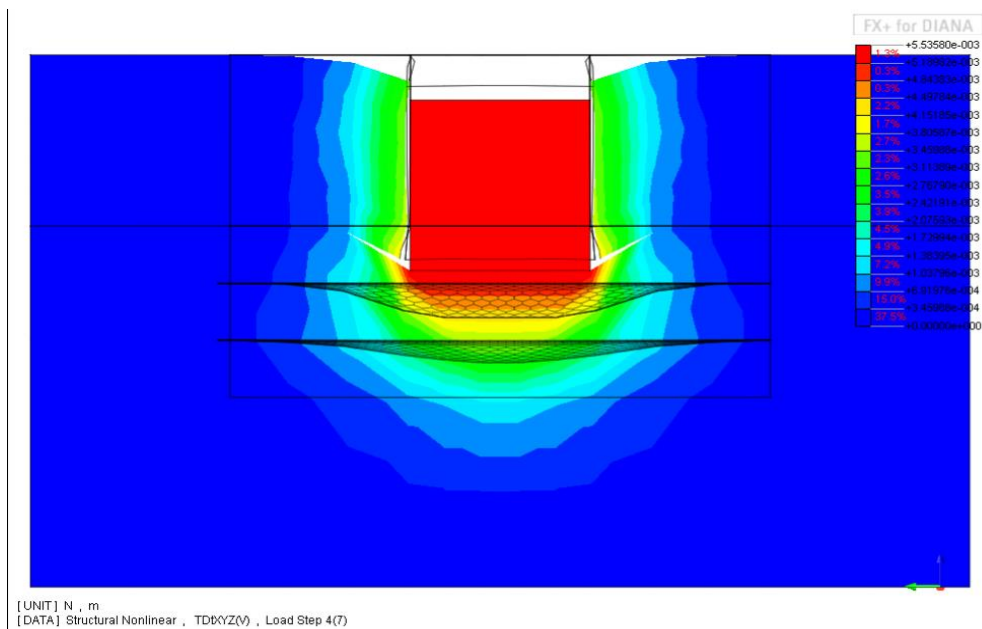


Fig. 5.17 Tasare secțiune centrală – compresiune în perna de balast armată cu 2 rânduri de geocelule

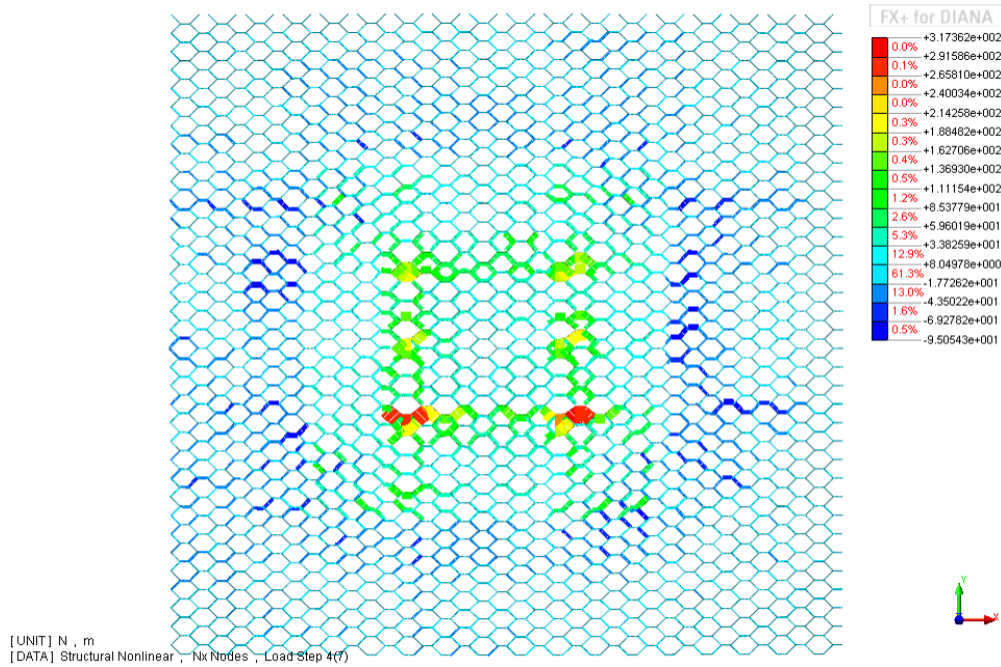


Fig. 5.18 Forță axială în elementele materialului geocelular dispus pe rândul superior

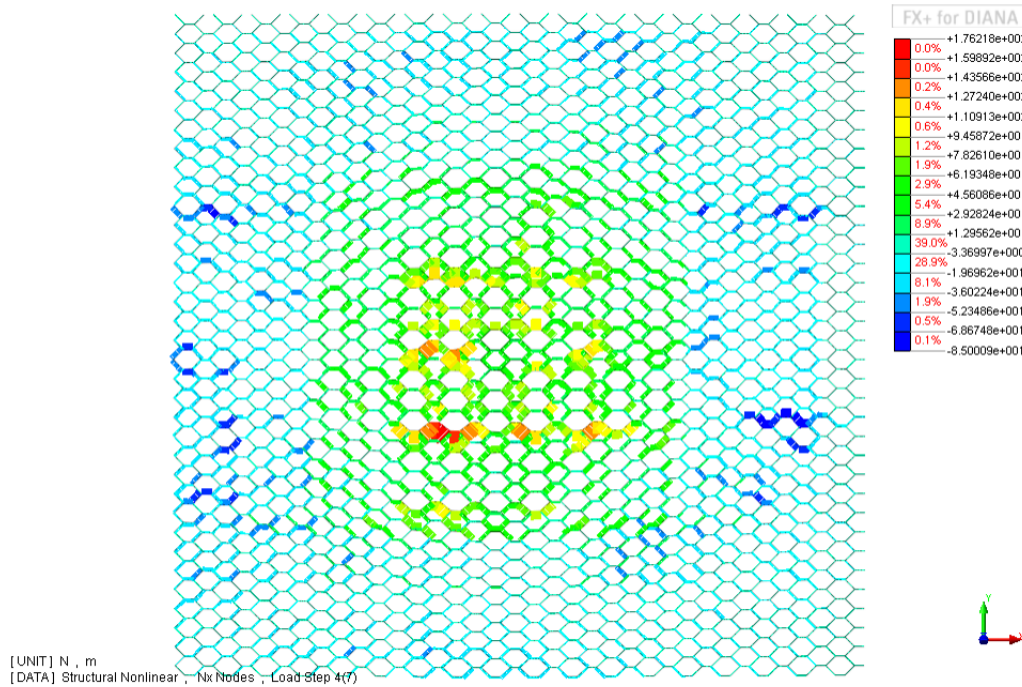


Fig. 5.19 Forță axială elementele materialului geocelular dispus pe rândul inferior

Tab. 5.1. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast nearmată

Variantă armare	Etapă încărcare pe suprafață [daN/cm ²]			
	2	3	4	5
PERNA NEARMATA				
tasare perna balast [mm]	0.119	0.45	0.85	1.76
principal stres s3 perna balast [N/mm ²]	-0.10	-0.25	-0.42	0.64
tasarea maxima [mm]	0.64	1.80	3.41	5.64

Tab. 5.2. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast armată cu 2 geogriile

Variantă armare	Etapă încărcare pe suprafață [daN/cm ²]			
	2	3	4	5
PERNA CU 2 GEOGRILE				
tasare geogrilă superioară [mm]	0.34	1.12	1,82	2.54
tasare geogrilă inferioară [mm]	0.15	0.73	1.18	1.91
forta axiala geogrilă superioară [N]	0.63	1.44	2.76	4.34
forta axiala geogrilă inferioară [N]	0.58	1.35	2.71	4.34
tasare perna balast [mm]	0.10	0.34	0.78	1.46
principal stres s3 perna balast [N/mm ²]	-0.11	-0.25	-0.39	-0.64
tasarea maxima [mm]	0.32	1.44	2.23	3.35

Tab. 5.3. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast armată cu 1 geocelulă

Variantă armare	Etapă încărcare pe suprafață [daN/cm ²]			
	2	3	4	5
PERNA CU 1 GEOCELULA				
tasare geocelula [mm]	0.45	1.2	2.5	4.02
forta axiala geocelula [N]	0.44	5110	9012	1369
tasare perna balast [mm]	0.15	0.503	1.17	1.63
principal stres s3 perna balast [N/mm ²]	-0.10	-0.23	-0.55	-0.64
tasarea maxima [mm]	0.59	1.61	3.14	5.21

Tab. 5.4. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast armată cu 2 geocelule

Variantă armare	Etapă încărcare pe suprafață [daN/cm ²]			
	2	3	4	5
PERNA CU 2 GEOCELULE				
tasare geocelulă superioară [mm]	0.51	1.50	2.90	3.58
tasare geocelulă inferioară [mm]	0.27	0.85	1.87	2.25
forta axiala geocelulă superioară [N]	0.47	1.28	2.56	3.17
forta axiala geocelulă inferioară [N]	0.24	0.81	1.27	1.76
tasare perna balast [mm]	0.18	0.32	0.83	1.73
principal stres s3 perna balast [N/mm ²]	-0.10	-0.24	-0.42	-0.63
tasarea maxima [mm]	0.63	1.17	3.32	5.53

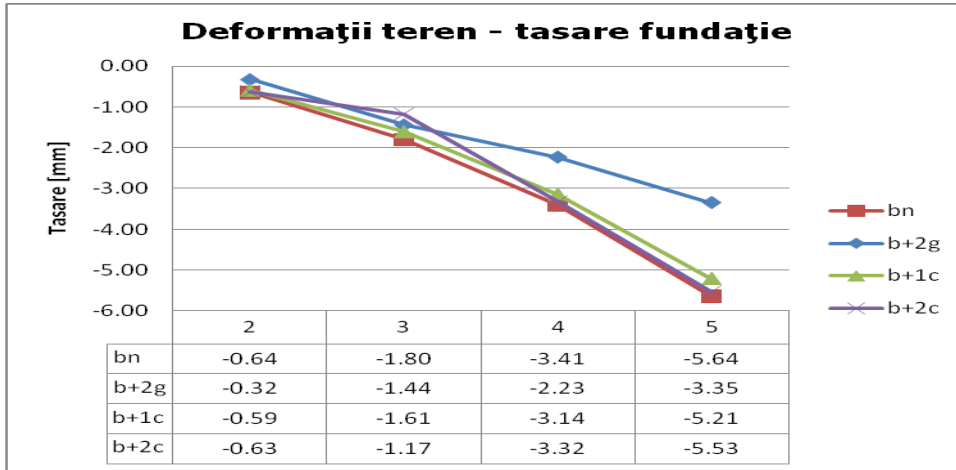


Fig. 5.20 Deformații maxime tasare fundație în perna de balast – rezultate calcul numeric

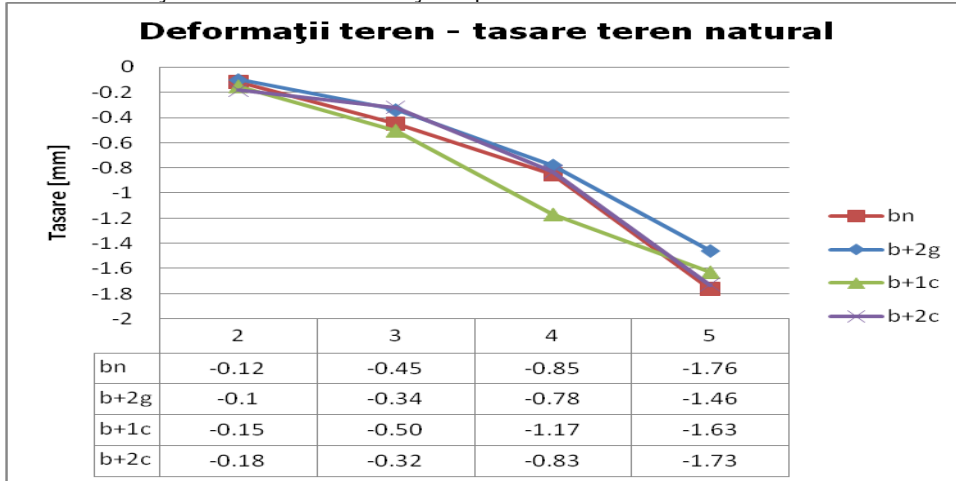


Fig. 5.21 Deformații maxime tasare teren natural (praf argilos) – rezultate calcul numeric

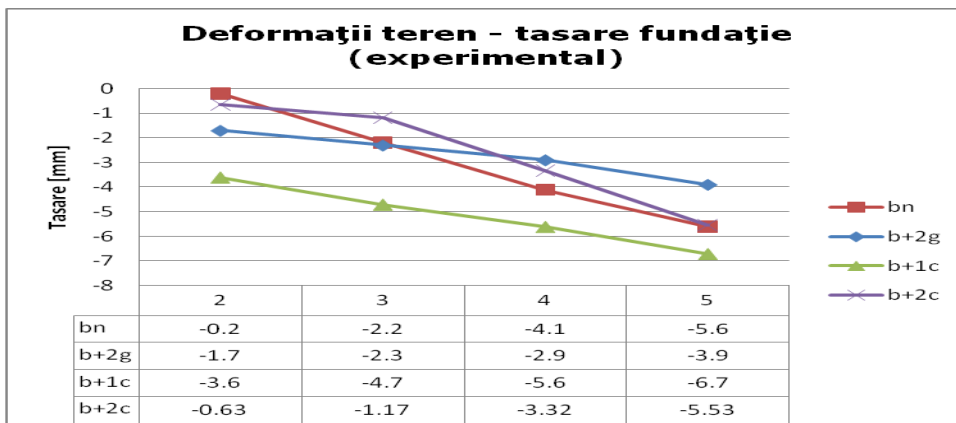


Fig. 5.22 Deformații maxime tasare fundație în perna de balast – rezultate experimentale

5.4. Concluzii

Tab. 5.5 Tabel centralizator eforturi și tasări la partea superioară (sub fundație)

VARIANTĂ ARMARE	Tensiune [N/m ²]	Tasare [mm]
Balast nearmat	$6,42 \cdot 10^5$	5,64
Balast cu 2 geogriile	$6,18 \cdot 10^5$	3,35
Balast cu 1 geocelulă	$6,39 \cdot 10^5$	5,21
Balast cu 2 geocelule	$6,37 \cdot 10^5$	5,53

Tab. 5.6 Tabel centralizator eforturi și tasări la partea inferioară (la baza pernei de balast)

VARIANTĂ ARMARE	Tensiune [N/m ²]	Tasare [mm]
Balast nearmat	$4,27 \cdot 10^5$	1,76
Balast cu 2 geogriile	$4,11 \cdot 10^5$	1,46
Balast cu 1 geocelulă	$4,24 \cdot 10^5$	1,63
Balast cu 2 geocelule	$4,25 \cdot 10^5$	1,73

Rezultatele analizei numerice folosind metoda elementului finit, cu programul TNO Diana, efectuate asupra pernelor de fundare, solicitate la încărcări statice, în diferite variante de armare cu materiale geosintetice au fost comparate cu cele rezultate pentru încercarea pe perna nearmată. În toate variantele, în calcul s-au folosit aceleași caracteristici ale materialelor (balast și argilă), preluate din încercările de laborator sau din literatură. Caracteristicile materialelor geosintetice și parametrii de armare, sunt cei prezentați la capitolul 6.3. Prin acest calcul numeric s-a urmărit evidențierea următoarelor aspecte:

- evoluția deformațiilor în teren (atât la nivelul suprafeței de fundare cât și la baza pernei de fundare la contactul cu materialul slab de fundare);
- sporul de capacitate portantă prin dispunere de armătură sub formă de materiale geosintetice (geogriile și geocelule), față de cazul pernei nearmate.

În reprezentările grafice din fig.5.20÷5.22 și tabelele 4.5 și 4.6, comparând cele 3 variante de armare se observă că valorile deformațiilor înregistrate și capacității portante calculate sunt sensibil apropiate între ele dar depărtate ca valoare față de varianta nearmată.

Cea mai bună comportare, o prezintă varianta de dispunere a 2 rânduri de geogriile, folosirea acestora ducând la:

- reducerea cu **20%** (**1,44 mm** față de **1,80 mm**) a deformațiilor maxime la solicitările statice la nivelul suprafeței de contact dintre fundație și pernă și reducerea cu **24%** (**0,34 mm** față de **0,45 mm**) a deformațiilor maxime la solicitările statice și menținerea constantă a valorilor eforturilor unitare, la nivelul terenului natural (la baza pernei de fundare) **la solicitarea de 3 daN/cm²**;

- reducerea cu **40%** (**3,35 mm** față de **5,64 mm**) a deformațiilor maxime la solicitările statice la nivelul suprafeței de contact dintre fundație și pernă și reducerea cu **17%** (**1,46 mm** față de **1,76 mm**) a deformațiilor maxime la solicitările statice și scăderea eforturilor unitare cu **4%**, (**6,18 kN/m²** față de **6,42 kN/m²**), la nivelul terenului natural (la baza pernei de fundare) **la o solicitare de 5 daN/cm²**.

Rezultatele prezentate au evidențiat clar faptul că introducerea armăturii în perna de balast duce în toate cazurile la scăderea substanțială a deformațiilor terenului de fundare, la o distribuție mai uniformă a eforturilor în zona activă și la reducerea propagării eforturilor în perna de material granular, rezultând o diminuare a deformațiilor la toate nivelele de dispunere a armăturii precum și la zona de contact cu terenul cu capacitate portantă scăzută.

6. CERCETĂRI EXPERIMENTALE PRIVIND MODUL DE COMPORTARE A PERNEI DE BALAST ARMATĂ ȘI NEARMATĂ SUPUSĂ LA ACȚIUNI STATICE ȘI DINAMICE

6.1. Comportarea pernei de fundare realizată din balast și balast armat supusă la acțiunea solicitărilor statice

6.1.1. Amplasament

Încercările s-au efectuat pe amplasamentul Facultății de Construcții din cadrul Universității Politehnica din Timișoara. Pe amplasamentul unde s-au desfășurat încercările terenul este constituit din argilă prafosă- nisipoasă consistentă. [91].

6.1.2. Premisele încercării

Pe amplasamentul cercetat s-a realizat un sistem de fundare alcătuit din 4 fundații izolate din beton armat. Sub fiecare dintre cele 4 fundații s-a optat pentru o variantă diferită de armare astfel:

- Balast nearmat (ca varianta de comparație) – fundația F1;
- Balast armat cu 1 strat de geogrilă – fundația F3;
- Balast armat cu 2 straturi de geogrilă – fundația F2;
- Balast armat cu 1 strat de geocelulă – fundația F4;

Dupa studierea literaturii de specialitate privind cea mai buna si eficientă variantă de armare [1], [10], [16], [27],[34], [47], [53], [61], [62], [66], [70], [89], [99], [129], [134] s-a optat pentru dispunerea armăturii cu geosintetic, raportata la lungimea fundației notată în continuare B, astfel:

- distanța între straturi pe verticală 25 cm reprezentând 0,8 B;
- distanța între talpa fundației și primul strat de armătură 20 cm reprezintă 0,67 B;
- prelungirea laterală față de fundație 30 cm reprezentând 1B.

Prezentul studiu dorește să pună în evidență comportarea terenului de fundare armat în mod diferențiat sub fiecare dintre fundații.

6.1.3. Materiale folosite

Pentru realizarea sistemului de fundare s-au folosit 4 blocuri de fundare din beton armat marca C16/20 cu dimensiuni nominale de 30x30x30 cm

Materialul de umplutură ales este balast cu următoarele caracteristici fig. 6.2:

- densitate în stare uscată $\rho_{d \max}^{\max}=2.19 \text{ g/cm}^3$;
- umiditate optimă de compactare $w'_{\text{opt}}=4.1 \%$

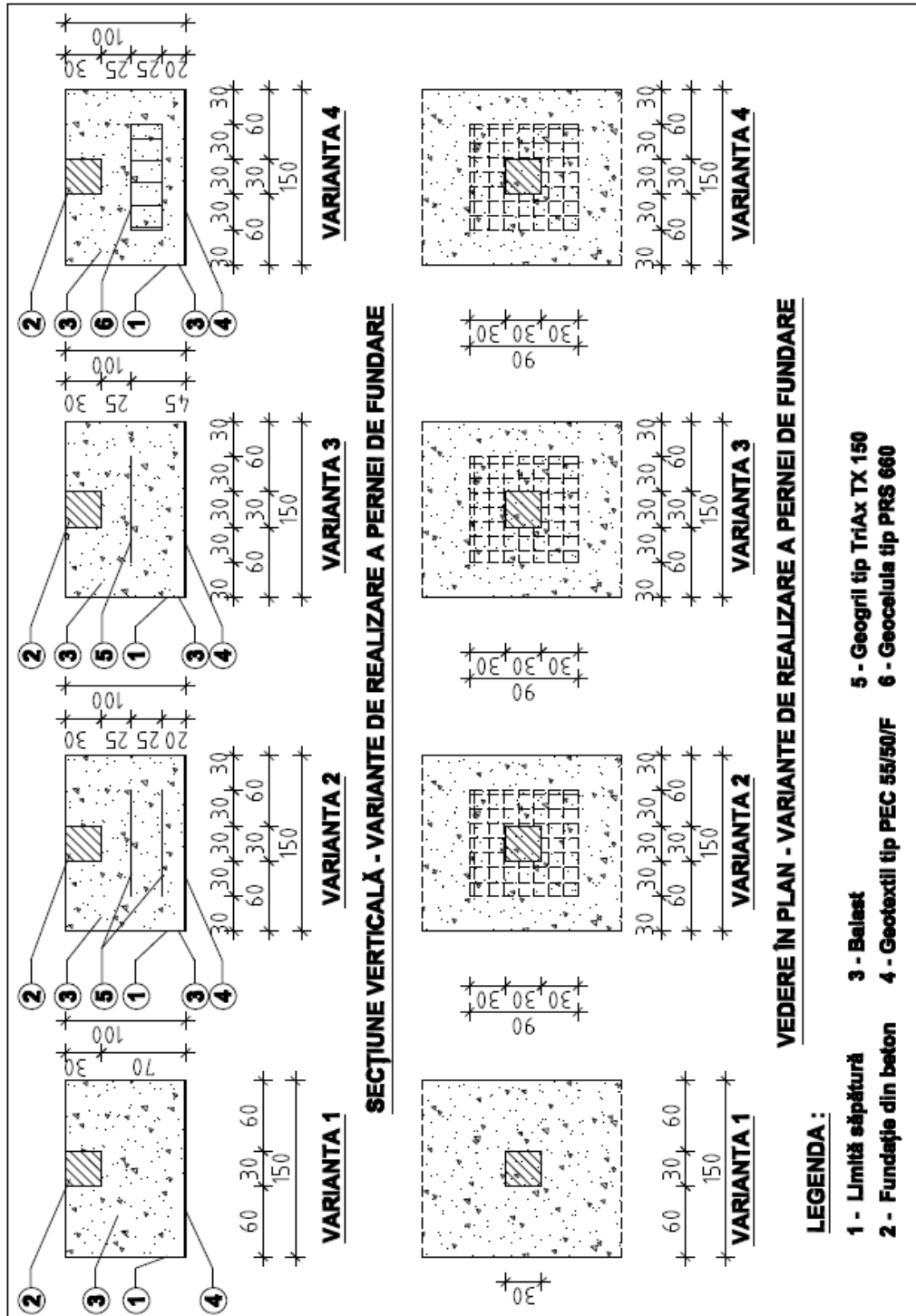


Fig. 6.1 Variantele de dispunere a armăturii din materiale geosintetice – încercări statice

Materialele geosintetice folosite sunt următoarele:

1. Geotextil tip PEC 55/50/F produs de Polyfelt Geosynthetics (cu rol de separare între terenul natural de pe amplasament și balast) cu următoarele caracteristici tehnice [147]:
 - Tip de produs – Geocompozit nețesut legat mecanic cu filament continuu / fibre PET de înaltă rezistență;
 - Direcția de armare – biaxială;
 - Rezistența maximă la tracțiune long. / transv. – 58 / 53 kN/m
 - Alungirea la rupere long./transv. – 12 / 11.5 %;
 - Permeabilitatea normală pe plan – 55 mm/s;
 - Grosimea – 2.6 mm.
2. Geogrilă de tip TriAx TX 150 produs de Tensar Internațional Limited (cu rol de armare) cu următoarele caracteristici tehnice [149]:
 - Tip de produs – geogrilă din foaie de polipropilenă perforată;
 - Direcția de armare – triaxială;
 - Dimensiuni ochiuri – 40mm (longitudinal) și 40 mm (diagonal);
 - Modul secant radial mediu – 390 kN/m
3. Geocelule tip PRS 660, produs de IRIDEX GROUP PLASTIC cu rol de armare) cu următoarele caracteristici tehnice [148]:
 - Tip de produs – geocelulă cu structură celulară realizată din aliaje polimerice;
 - Direcția de armare – triaxială;
 - Dimensiuni celule (la deschiderea recomandată) – 500mm x 420 mm;
 - Modul secant – 480 kN/m
 - Alungirea la rupere – > 600 %;

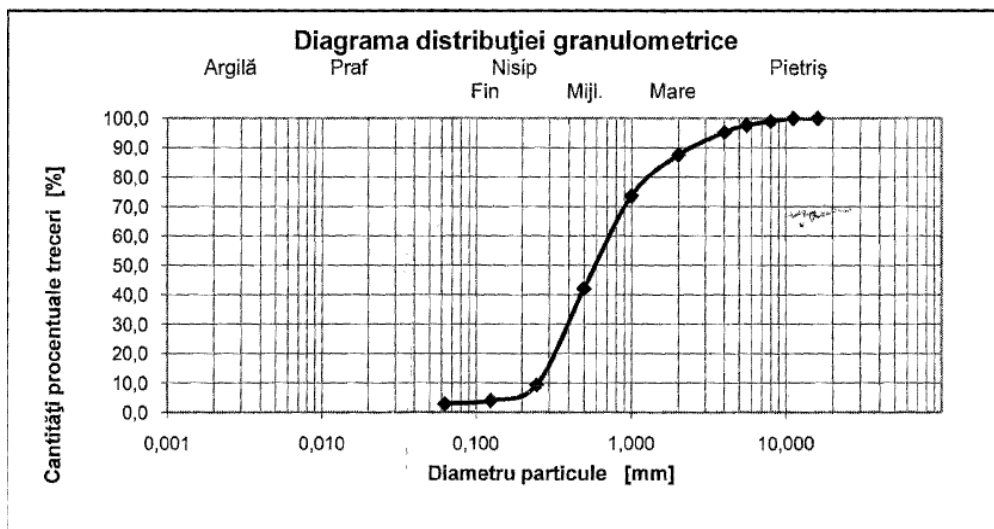


Fig. 6.2 Granulometrie material umplutură (balast)

6.1.4. Descrierea încercării

Dimensiunile pernei de balast s-au stabilit ținând seama de următoarele:

- Distanța dintre fundații pe direcție transversală să fie de 0,50 m fig. 6.3 și pe direcție longitudinală să fie de 1,40 m fig. 6.4, pentru a nu se influența

comportamentul terenului pentru fiecare variantă de fundare, [47], iar distanța între fundație și marginea săpăturii să fie de 0,30m pe ambele direcții fig. 6.5, rezultând lungimea pe direcție longitudinală de 2,60 m și pe direcție transversală de 1,70 m;

- Adâncimea s-a stabilit prin însumarea grosimii tuturor straturilor, respectiv adâncimea blocurilor de beton 0,30m primul strat până la dispunerea armăturii de 0,25m, al doilea strat până la dispunerea armăturii 0,25m și stratul până la dispunerea stratului de geosintetic de separare 0,20 m rezultând o adâncime de 1,00 m de la cota terenului natural fig. 6.6.



Fig. 6.3 Distanța între fundații – direcție transversală



Fig. 6.4 Distanța - între fundații direcție longitudinală



Fig. 6.5 Distanța laterală fundație-săpătură



Fig. 6.6 Adâncime săpătură

Perna de balast s-a efectuat respectând următoarele etape [146] [107]:

- Realizarea săpăturii terenului natural până la cota de fundare -1,00 m față de cota terenului natural, fig. 6.6 ;
- Dispunerea stratului de geosintetic de separare tip PEC 55/50/F, fig.6.7 ;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 20 cm, până la cota de fundare -0,80 m;
- Dispunerea primului strat de armatură tip geogrilă TriAx TX 150 cu dimensiunea de 0,90 x 0,90 m sub fundația F2, fig. 6.8;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 25 cm, până la cota de fundare -0.55 m;

- Dispunerea primului strat de armatură sub fundația F3 respectiv celui de al doilea strat de armatură pentru fundația F2 tip geogrilă TriAx TX 150 cu dimensiunea de 0,90 x 0,90 m și a geocelulei pentru fundația F4, fig. 6.9;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 25 cm, până la cota de fundare -0,30 m față de cota terenului natural;
- Așezarea celor 4 fundații, fig. 6.10 și completarea cu balast compactat.



Fig. 6.7 Dispunere geosintetic de separare

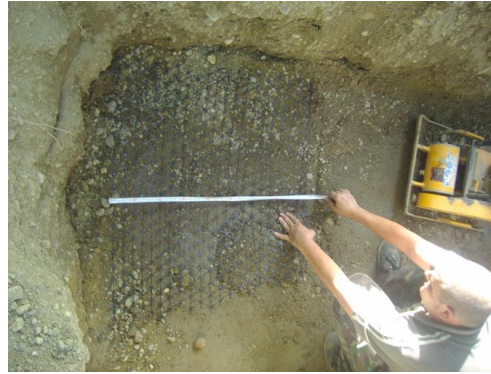


Fig. 6.8 Dispunere prima geogrilă cota -0,80 m



Fig. 6.9 Dispunere mat. geosintetice cota -0,55 m



Fig. 6.10 Dispunere fundații cota -0,30 m



Fig. 6.11 Verificare planeitate



Fig. 6.12 Verificare grad de compactare

Fiecare strat de balast a fost udat până la atingerea umidității optime de compactare și s-au efectuat verificări cu placa dinamică în vederea stabilirii gradului de compactare fig. 6.12.

Tab. 6.1 Măsurători ale gradului de compactare pentru fiecare strat de balast

Adâncime	Tasare medie	Evd	Grad de compactare (%)	Adâncime	Tasare medie	Evd	Grad de compactare (%)
Strat cota - 1.00 m	0.58	38.8	97.9	Strat cota - 0.80 m	0.57	39.47	97.9
	0.56	40.18	98		0.54	41.66	98.2
	0.6	37.5	97.5		0.59	38.13	97.7
	0.62	36.3	97.2		0.53	42.45	98.4
Strat cota - 0.55 m	0.55	40.91	98.1	Strat cota - 0.30 m	0.63	35.71	97.1
	0.58	38.79	97.9		0.58	38.79	97.9
	0.61	36.88	97.4		0.59	38.13	97.8
	0.57	39.47	98		0.6	37.5	97.5

Standul de încercare a fost constituit din 2 cadre legate între ele cu un planșeu metalic rigid cu dimensiuni în plan de 3,00 x 3,00 m. Pe acest planșeu s-a dispus lest cu greutatea totală de 14.000 kg, respectiv 1.400 daN, compus din plăci de beton și metal fig.6.13 .

Pentru repartizarea încărcării pe fundații s-au folosit 2 grinzi longitudinale cu secțiune 2I22 sudate cu lungimea de 2,70m și 1 grindă transversală cu secțiune 2I22 sudate cu lungimea de 2 m pe care s-a dispus cricul. Grinzile longitudinale s-au rezemat pe fundațiile de beton prin intermediul unei plăcuțe metalice cu orificiu central, în care s-a dispus un element metalic rotund cu scopul preluării eventualelor rotiri fig. 6.13.

Pentru stabilirea încărcărilor de calcul s-a urmărit atingerea pe talpa de fundare a unor presiuni care se pot dezvolta în mod normal în terenul de fundare. Conform standardului în vigoare în România NP 112-2013 [142], și STAS 3300/2-85 [145] calculul de capacitate portantă a terenului de fundare se face după metoda presiunilor convenționale de calcul, funcție de valoarea presiunii convenționale de calcul a pământului corectată funcție de adâncimea de fundare și lățimea fundației.

Presiunea conventională de calcul necorectată pentru pietriș cu nisip (balast) $p_{conv}=550 \text{ kPa}=5.5 \text{ daN/cm}^2$ (conform NP 112-13) [142].

Presiunea conventională de calcul corectată pentru o fundație cu lățimea de 30 cm și adâncimea de fundare 30 cm, $p_{conv}=278 \text{ kPa}= 2.78 \text{ daN/cm}^2$.

Pentru studiul comportării terenului încărcarea fundațiilor s-a făcut în trepte începând cu 1 daN/cm^2 până la 4 daN/cm^2 . Nu s-a putut merge până la valoarea de $5,5 \text{ daN/cm}^2$ datorită posibilităților tehnice de dispunere a lestului pentru încărcarea standului experimental. La calculul încărcării s-a luat în considerare și greutatea proprie a blocului de beton și a greutății grinzilor de metal folosite pentru realizarea standului de încercare.

Astfel asupra fiecărei fundații acționează o încărcare permanentă de 182daN

Pompa de presiune cu ajutorul căreia s-a realizat încărcarea, este dotată cu manometru cu domeniu de citire în bari. Calculul încărcării aferente fiecărei etape este prezentată în tabelul 6.2. După realizarea încărcării în fiecare etapă după intervalul de consumare a tasărilor de circa 5 minute s-au efectuat măsurători topografice pe fiecare fundație, precum și față de un punct de reper fix existent pe platformă, cu scopul stabilirii deformațiilor din teren. După atingerea treptei de

încărcare finală s-a procedat la descărcarea fundațiilor cu salt la fiecare 2 trepte de încărcare și s-a mai efectuat o citire finală în vederea stabilirii deformațiilor remanente. Valorile înregistrate în fiecare etapă de încărcare și valorile deformațiilor (tasărilor) calculate în fiecare etapă de încărcare sunt prezentate în tabelul nr.6.3.



Fig. 6.13 Realizare stend încercare

Tab. 6.2 Calcul trepte de încărcare

Presiune de calcul (daN/cm ²)	Treapta de încărcare (daN)	Presiune (bari)
1	5218	27
1.5	7018	42
2	8818	56
2.5	10618	70
3	12418	85
3.5	12418	100
4	14218	114



Fig. 6.14 Manometru



Fig. 6.15 – Amplasare miră topografică



Fig. 6.16 – Nivelă digitală

6.1.5. Echipamente folosite

Pe parcursul experimentului, sistemul de fundații a fost supus la încărcări statice ce au fost aplicate fundațiilor prin intermediul grinzilor metalice longitudinale și transversală, cu ajutorul unui piston racordat la o pompă hidraulică cu ulei, fig. 6.13. Valoarea presiunii exprimate în bari a fost citită cu manometrul atașat pe furtun, fig. 6.14.

Măsurătorile topografice au fost realizate cu nivela digitală electronică SPRINTER 100/100M/200/200M fig. 6.16 și mira topografică fig. 6.15.

6.1.6. Prezentarea rezultatelor

Tabelul 6.3 Înregistrări topografice - Valori deformații (tasări) calculate

Valoarea citită topografic						Tasare - (mm)				
	R1	R2	R3	R4	Rc		R1	R2	R3	R4
T0	0.9454	0.9714	0.9520	0.9685	0.9450	1	-0.7	-0.2	-0.8	0
1	0.9461	0.9716	0.9528	0.9685	0.9450	2	-0.3	-0.5	-0.4	-0.3
2	0.9464	0.9721	0.9532	0.9688	0.9450	3	-1.5	-1.4	-0.9	-1.1
3	0.9479	0.9735	0.9541	0.9699	0.9450	4	-1.7	-0.4	-1.6	-0.8
4	0.9496	0.9739	0.9557	0.9707	0.9450	5	-1.9	-1.3	-1.3	-1.8
5	0.9515	0.9752	0.9570	0.9725	0.9450	6	-2.6	-1.4	-2.2	-1.9
6	0.9541	0.9766	0.9592	0.9744	0.9450	7	-1.7	-1.3	-1.6	-1.7
7	0.9558	0.9779	0.9608	0.9761	0.9450	*	-10.4	-6.5	-8.8	-7.6
							8.5	5	7.1	6.2
D	0.9539	0.9764	0.9591	0.9747	0.9450	**	-1.9	-1.5	-1.7	-1.4

Legendă: * - deformația (tasarea) totală; ** - deformația (tasarea) remanentă

6.1.7. Concluzii

Studiind valoarea tasărilor (deformațiile) măsurate pe modele de fundare, pentru variantele: balast nearmat, balast armat cu 1 rând de geogrilă, balast armat cu 2 rânduri de geogrilă și balast armat cu un rând de geocelule, prezentate în tabelul 6.3., în urma aplicării încărcărilor statice se observă:

- La prima treaptă de încărcare se înregistrează tasări doar la varianta nearmată respectiv la cele două variante armate cu geogrilă;

- Valorile tasărilor cresc progresiv de la o etapă la alta de încărcare la toate variantele de armare;

- Analizând valorile totale ale tasărilor pentru variantele prezentate se observă faptul că valoarea maximă se înregistrează pentru varianta cu balast nearmat, urmată de varianta cu 1 rând de armare cu geogrilă și apoi de cea cu un rând de geocelule.

- Cea mai bună comportare o prezintă varianta de armare cu 2 rânduri de geogrilă.

- Din punct de vedere al tasărilor remanente după descărcarea sistemului, se observă menținerea aceluiași comportament ca cel în cazul tasării totale.

Adâncimea pernei de balast se va calcula astfel încât valoarea deformațiilor și eforturilor din perna de balast, la baza acesteia, să nu depășească capacitatea portantă a terenului slab de fundare de pe amplasament. Astfel deformațiile și eforturile transmise de suprastructură prin intermediul sistemului de fundare, se vor consuma în interiorul pernei de balast cu proprietăți portante superioare terenului de fundare de pe amplasament.

6.2. Comportarea pernei de fundare realizată din balast și balast armat supusă la acțiunea solicitărilor statice și dinamice în laborator

6.2.1 Amplasament

Încercările s-au efectuat în laboratorul de încercări al Facultății de Construcții din cadrul Universității Politehnica din Timișoara.

6.2.2 Premisele încercării

Testele s-au desfășurat într-o cutie metalică cu dimensiunea de 1,50 m (lungime), 1,00 m (lățime) și 1,00 m (înălțime) cu un perete din Plaxiglas cu dimensiunea de 1,00 m (lungime) și 0,60 m (lățime).

Cuva metalică a fost amplasată pe o suprafață metalică, care acționată de un motor electric și programată de panoul de comandă poate realiza mișcări pe orizontală cu o frecvență de la 1÷8 Hz/secundă.

S-au efectuat o serie de 4 teste, variantele de armare fiind prezentate în figura 6.17:

- Balast nearmat (ca variata de comparatie) – fundatia T1;
- Balast armat cu 2 strat de geogrilă – fundatia T2;
- Balast armat cu 1 strat de geocelula mare – fundatia T3;
- Balast armat cu 1 strat de geocelula mică – fundatia T4;

După studierea literaturii de specialitate privind cea mai bună și eficientă variantă de armare [1], [10], [16], [27],[34], [53] [61], [62], [66], [70], [99], [129], [132], [134] s-a optat pentru dispunerea materialelor geosintetice, (raportate la lungimea fundației notată în continuare cu B (0,3 m)), astfel:

- distanța între straturi pe verticală 15 cm reprezentând 0,5 B;
- distanța între talpa fundației și primul strat de armătură 15 cm reprezentând 0,5B;
- prelungirea laterală față de fundație 30 cm reprezentând 1B;
- distanța până la stratul de nisip 15 cm reprezentând 0,5 B.

Prezentul studiu are ca scop punerea în evidență a comportamentului terenului de fundare armat în mod diferențiat sub fiecare dintre fundații.

Conform [8] în tabelul de mai jos este prezentat numărul echivalent de cicluri de încărcare în condiții de laborator, care să simuleze fenomenele naturale și artificiale.

Tabelul 6.4 Numărul echivalent de cicluri de încărcare în laborator [8]

Număr de cicluri	Fenomen	Durata încărcării	Efectul
1	Cădere bolovan	$10^{-3} \div 10^{-2}$ secunde	Impuls, șoc
10 ÷ 20 cu diferite amplitudini	Seism (perioada fiecărui impuls între 0,1÷3 sec.)	0,02 ÷ 1 secundă	
100 ÷ 1000	Vibrocompactare, înfigere piloți	Frecvență 10÷60 Hz	
$10^4 \div 10^5$	Fundații de mașini (compresoare, generatoare electrice)	Frecvență 10÷60 Hz	
Foarte multe	Parcaje, valuri de apă, infrastructură drum	0,1 – câteva secunde	Rezistența la oboseală

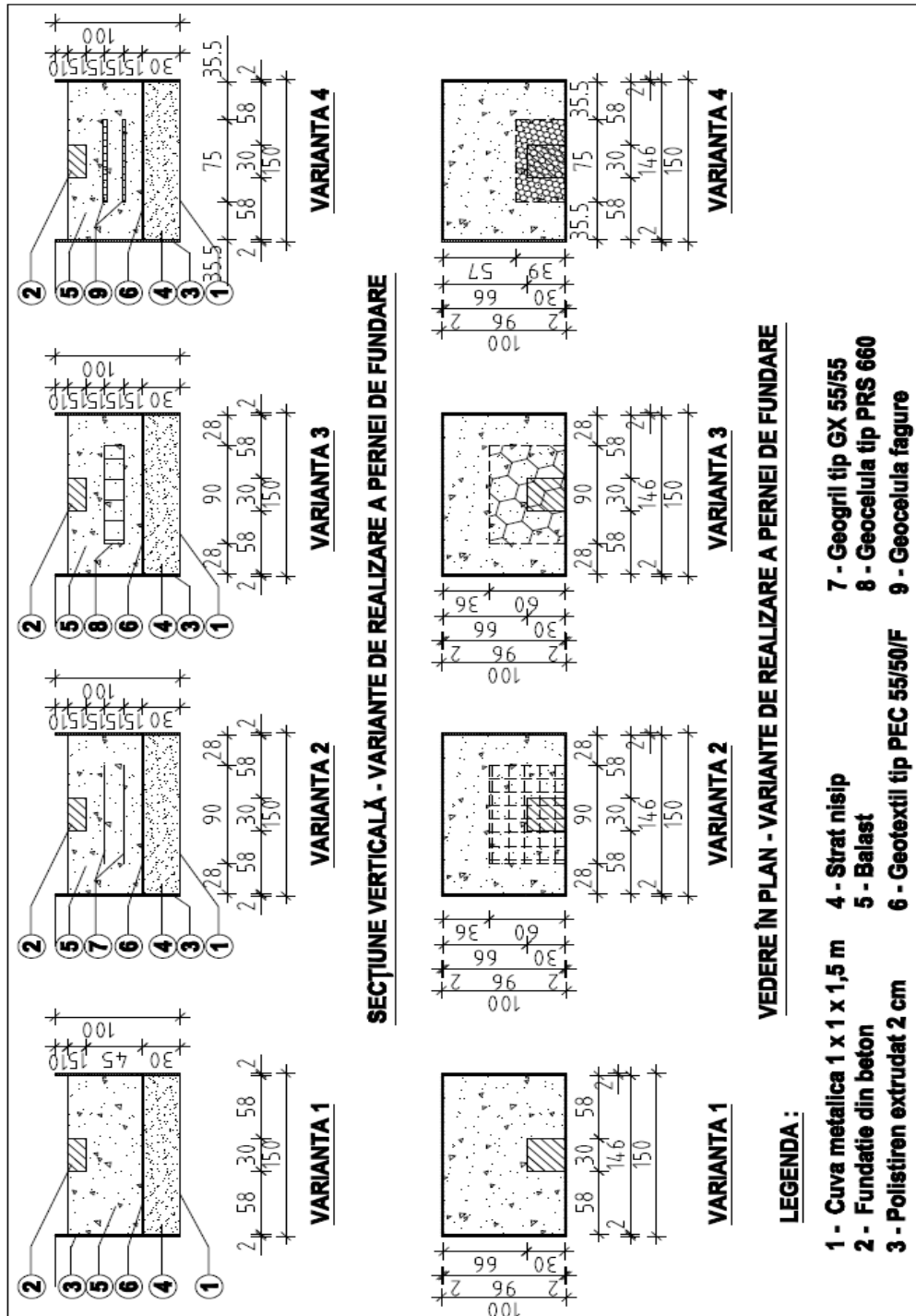
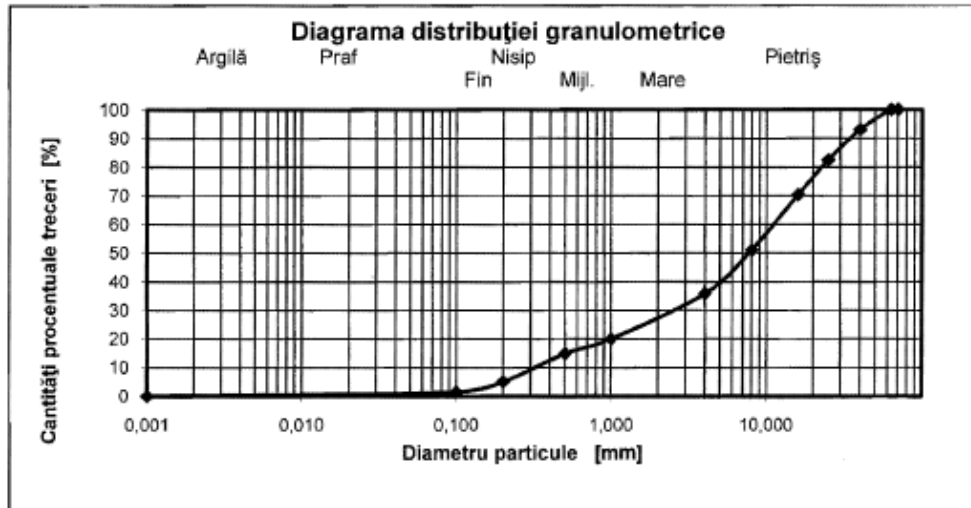


Fig. 6.17 Variantele de dispunere a armăturii din materiale geosintetice – încercări statice și dinamice în condiții de laborator

6.2.3 Materiale folosite

Materialul de umplură ales este balast cu următoarele caracteristici:

- densitate în stare uscată $\rho_{d \max} = 2.26 \text{ g/cm}^3$; figura 6.19
- umiditate optimă de compactare $w'_{\text{opt}} = 5.4 \%$ figura 6.19



Denumire material: **Balast concasat 0-25**

Fig. 6.18 Rezultatele analizei granulometrice – balastului analizat

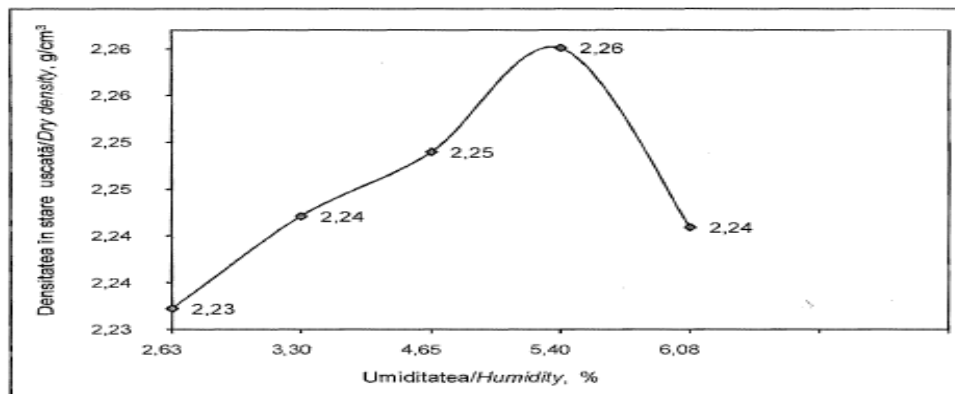


Fig. 6.19 Curba Proctor a balastului analizat

Materialul de sub perna de balast ales este nisip mare și mijlociu cu următoarele caracteristici:

- densitate în stare uscată $\rho_{d \max} = 1.84 \text{ g/cm}^3$, figura 6.20;
- umiditate optimă de compactare $w'_{\text{opt}} = 7.5 \%$, figura 6.21;

Au fost realizate patru încercări, curba Proctor fiind construită cu valorile medii ale rezultatelor acestora. Determinarea umidității optime de compactare prin încercarea Proctor s-a realizat conform SR EN 13286-2:2011. Compactarea materialului în stand s-a făcut la fiecare strat de 10 cm, după fiecare tasare a stratului s-au realizat încercări cu placa dinamică, pentru stabilirea gradului de

compactare, fig.6.32. Valorile stabilite pe straturi s-au respectat la toate variantele de realizare a testului. Fundația de beton are dimensiuni în plan de 0,3 m x 0,3 m și 0,15 m (înălțime), fig. 6.22.

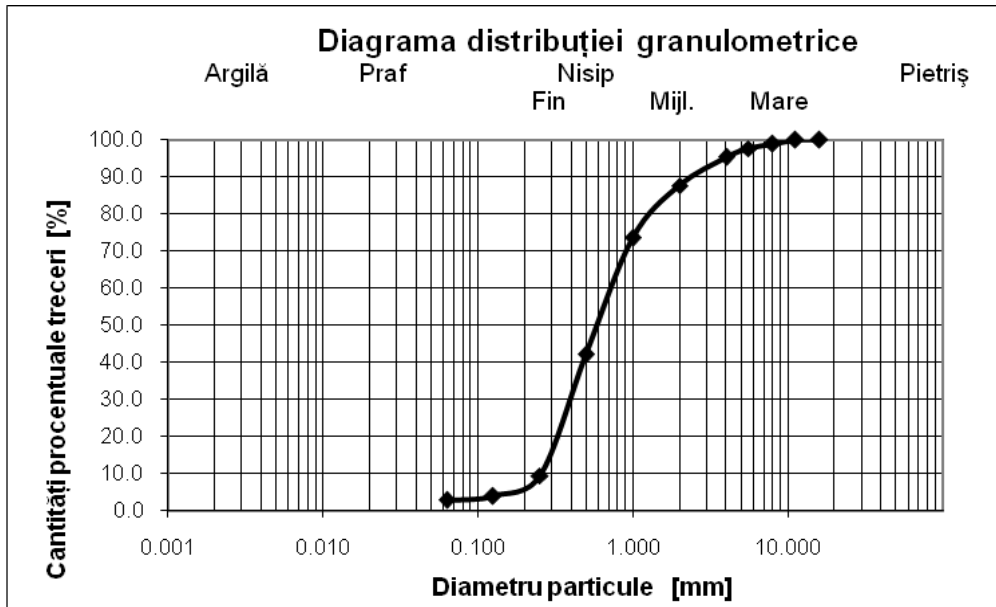


Fig. 6.20 Rezultatele analizei granulometrice nisipului analizat

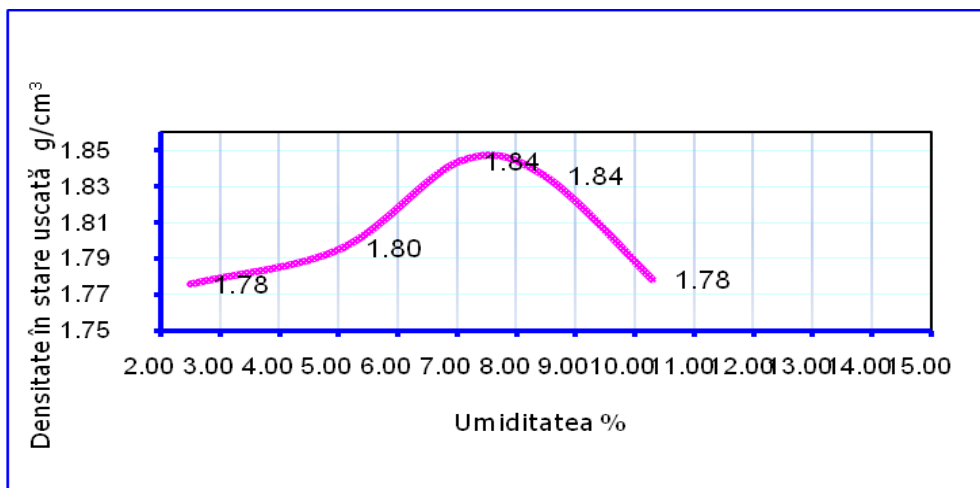


Fig. 6.21 Curba Proctor a nisipului (stratul de bază) analizat

În interiorul cuvei metalice pe toată suprafața pereților, a fost așezat polistiren extrudat tip Fibroster XPS – EN13164 – T1 – DS(TH)-CS(10/Y)200, produs de Fibrotermica Hungary Kft, fig. 6.24, cu următoarele caracteristici tehnice:

- Rezistența la transfer termic – 0,645 m² K/W;
- Rezistența la compresiune 200 daN/cm².

Materialele geosintetice folosite sunt următoarele:

1. Geocompozit tip Rock PEC 55/50/F produs de TenCate Geosynthetics (cu rol de separare între nisip și balast) fabricat dintr-un material geosintetic neșesut armat cu fibre de poliester de înaltă densitate (fig. 6.23.), ale cărui caracteristici tehnice sunt prezentate în tabelul 6.5.;

2. Geogrilă de tip Miragrid GX 55/55 produs de TenCate Geosynthetics (cu rol de armare) destinată stabilizării pământurilor necoezive și aplicațiilor de ranforsare. Este realizată din fibre de poliester de înaltă rezistență, acoperite cu o îmbrăcăminte polimerică, așa cum se poate observa în figura 6.25. și ale cărui caracteristici tehnice sunt date în tabelul 6.6.;

3. Geocelule tip PRS 660, produs de IRIDEX GROUP PLASTIC cu rol de armare) destinată stabilizării pământurilor necoezive și aplicațiilor de ranforsare. Are structura celulară realizată din aliaje polimerice de înaltă rezistență, Neoweb, cu suprafață rugoasă și cu pereții perforați, așa cum se poate observa în figura 6.26. și ale cărui caracteristici tehnice sunt date în tabelul 6.7.;

4. Geocelule tip fagure – produs folosit pentru pavaje, cu structura celulară realizată din material plastic, cu suprafața lisă. Forma celulei este de tip hexagon, cu latura de 20 mm și înălțimea de 30 mm, fig. 6.27.

Tabelul 6.5. Caracteristicile geocompozitului **TenCate Rock PEC 55/50** [147]

Caracteristicile tehnice	Norma de încercare	Valoare
Rezistența la întindere longitudinală/transversală (valoare minimă)	ENISO 10319	55/50 kN/m
Elongația pe ambele direcții	ENISO 10319	10/10%
Permeabilitate	ENISO 11058	55 l/m ² s
Transmisivitate la încărcare de 20 kPa	ENISO 12958	20 *10 ⁻⁷ m ² /s
Deschiderea porilor O ₉₀	ENISO 12956	95 μm
Dimensiunea rolei și greutatea	-	5,3 x 100 m, 222 kg

Tabelul 6.6. Caracteristicile geogrilei **TenCate Miragrid GX 55/55** [147]

Caracteristicile tehnice	Norma de încercare	Valoare
Rezistența la întindere longitudinală/transversală (valoare minimă)	ENISO 10319	55/55 kN/m
Elongația la încărcare maximă	ENISO 10319	10,5/10 %
Rezistența la întindere la 2%	ENISO 10319	10 kN/m
Rezistența la întindere la 5%	ENISO 10319	17 kN/m
Deschiderea ochiurilor long./trans.	-	20/35 mm
Dimensiunea rolei și greutatea	-	5,2 x 100 m, 244 kg

Tabelul 6.7. Caracteristicile geocelulei PRS 660

Caracteristicile tehnice	Norma de încercare	Valoare
Modulul secant 2%	ENISO 10319	650 kN/m
Modulul secant 5%	ENISO 10319	400 kN/m
Rezistența la tracțiune la 2%	ENISO 10319	13 kN/m
Rezistența la tracțiune la 5%	ENISO 10319	20 kN/m
Deschiderea ochiurilor long./trans.	-	500/420/150 mm
Rezistența la oboseală	ASTM D 671	>2x10 ⁷ cicluri 150kPa, >1x10 ⁷ cicluri 300kPa,



Fig. 6.22 Fundație de beton

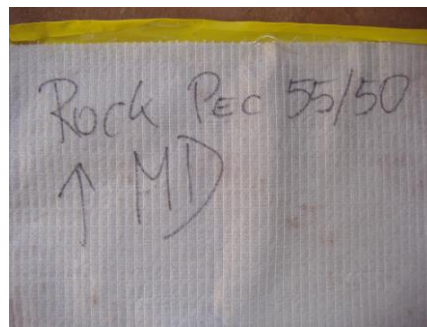


Fig. 6.23 Geotextil tip PEC 55/50/F



Fig. 6.24 Detaliu așezare polistiren extrudat

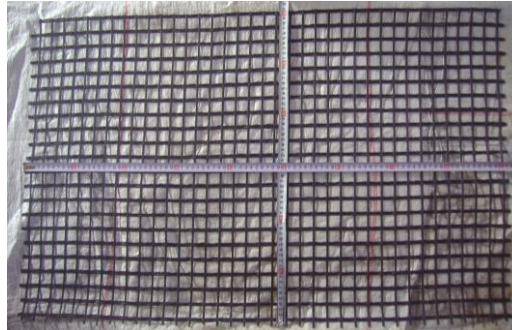


Fig. 6.25 Geogrilă tip GX 55/55

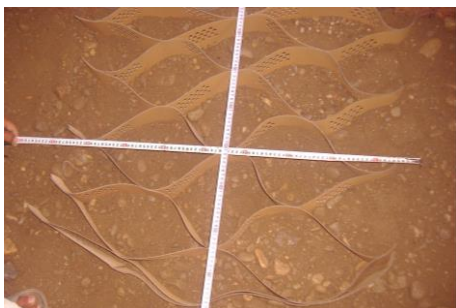


Fig. 6.26 Geocelulă cu înălțime și alveole mari tip PRS 660

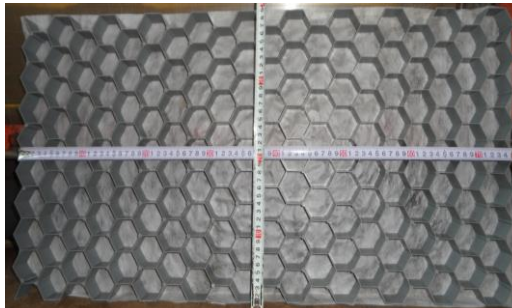


Fig. 6.27 Geocelulă cu înălțime și alveole mici tip „fagure”

6.2.4.1 Descrierea încercării cu pernă de balast nearmată - T1

Etapele realizării pernei de balast nearmate [146] [107]:

- Dispunerea stratului de fundare cu capacitate portantă scăzută constituit din nisip cu grosimea de 0,2 m, Fig. 6.29;
- Dispunerea materialului geosintetic pentru separare tip PEC 55/50/F, Fig.6.30;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m, Fig.6.31;
- Dispunerea primului strat de marcaj;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Dispunerea celui de al doilea strat de marcaj;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Așezarea fundației de beton, Fig.6.22;
- Completarea cu balast compactat până la partea superioară a fundației.
- Așezarea sistemului hidraulic de încărcare;



Fig. 6.28 Vedere frontală a cuvei pentru încercări – evidențierea deformației maxime

6.2.4.2 Descrierea încercării cu pernă de balast armată cu 2 geogrilă - T2

Etapele realizării pernei de balast armate cu 2 geogrilă:

- Dispunerea stratului din nisip cu grosimea de 0,2 m, Fig. 6.29;
- Dispunerea materialului geosintetic pentru separare tip PEC 55/50/F, Fig.6.30;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Dispunerea primului material geosintetic tip geogrilă GX 55/55 cu dimensiunea de 0,60 x 0,90 m, fig.6.25;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;

- Dispunerea celui de al doilea material geosintetic tip geogrilă GX 55/55 cu dimensiunea de 0,60 x 0,90 m;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Așezarea fundației de beton, Fig.6.22;
- Completarea cu balast compactat până la partea superioară a fundației.
- Așezarea sistemului hidraulic de încărcare;

6.2.4.3 Descrierea încercării cu pernă de balast armată cu 1 geocelulă -T3

Etapele realizării pernei de balast armate cu 1 geocelulă, tip PRS 660:

- Dispunerea stratului din nisip cu grosimea de 0,2 m, Fig. 6.29;
- Dispunerea materialului geosintetic pentru separare tip PEC 55/50/F, Fig.6.30;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Dispunerea materialului geosintetic tip geocelulă tip PRS 660 cu dimensiunea de 0,60 x 0,90 m x 0,15 m, Fig. 6.26;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Așezarea fundației de beton, Fig.6.22;
- Completarea cu balast compactat până la partea superioară a fundației.
- Așezarea sistemului hidraulic de încărcare;

6.2.4.4 Descrierea încercării cu pernă de balast armată cu 2 geocelule - T4

Etapele realizării pernei de balast armate cu 2 geocelule „fagure”:

- Dispunerea stratului din nisip cu grosimea de 0,2 m, Fig. 6.29;
- Dispunerea materialului geosintetic pentru separare tip PEC 55/50/F, Fig.6.30;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Dispunerea primului material geosintetic tip geocelulă fagure cu dimensiunea de 0,60 x 0,90 m x 0,03 m, Fig.6.27;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Dispunerea celui de al doilea material geosintetic tip geocelulă fagure cu dimensiunea de 0,60 x 0,90 m x 0,03 m;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 0,15 m;
- Așezarea fundației de beton, Fig.6.22;
- Completarea cu balast compactat până la partea superioară a fundației.
- Așezarea sistemului hidraulic de încărcare;



Fig. 6.29 - Strat de nisip



Fig. 6.30 - Așezare geotextil Rock Pec 50/55

Fiecare strat de balast a fost udat până la atingerea umidității optime de compactare 5,4 % (conform încercare Proctor anexată). După fiecare strat compactat s-au efectuat verificări cu placa dinamică în vederea stabilirii gradului de compactare figure 6.32. Datorită flexibilității platformei metalice pe care este așezată cuva metalică la primele straturi valoarea tasărilor înregistrează valori mai mari.

Pentru menținerea constantă a datelor, posibilitatea analizei și comparației datelor obținute la fiecare variantă de încercare s-a păstrat același set de valori la fiecare strat. Valorile gradului de compactare sunt prezentate în tabelele 6.8 ÷ 6.11.



Fig. 6.31 Compactare teren



Fig. 6.32 Verificare grad de compactare

Tabelul 6.8 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T1 (balast nearmat)

Adâncime	Tasare medie	Evd	Adancime	Tasare medie	Evd
Strat cota - 0,45 m	1,53	14,7	Strat cota - 0,15 m	1,15	19,6
	1,52	14,8		0,84	26,8
	2,18	10,3		1,12	20,0
Strat cota - 0,30 m	1,22	18,5	Strat cota - 0.00 m	0,72	31,2
	1,1	20,4		0,70	31,9
	1,32	17,1		0,75	29,8

Tabelul 6.9 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T2 (balast + 2 rânduri geogriile)

Adâncime	Tasare medie	Evd	Adâncime	Tasare medie	Evd
Strat cota - 0,45 m	2,05	11	Strat cota - 0,15 m	0,83	27,3
	1,69	13,3		0,73	31
	1,87	12,0		0,91	24,6
Strat cota - 0,30 m	1,27	17,7	Strat cota - 0.00 m	0,74	30,5
	1,22	18,4		0,71	31,5
	1,01	22,4		0,73	30,8

Tabelul 6.10 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T3 (balast + 1 rând geocelule)

Adâncime	Tasare medie	Evd	Adâncime	Tasare medie	Evd
Strat cota - 0,45 m	1,84	12,2	Strat cota - 0,15 m	0,82	27,5
	1,79	12,6		0,82	27,5
	1,64	13,7		0,84	26,8
Strat cota - 0,30 m	1,52	14,8	Strat cota - 0,00 m	0,71	31,4
	1,42	15,8		0,70	31,8
	1,05	21,5		0,71	31,7

Tabelul 6.11 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T4 (balast + 2 rânduri geocelule)

Adâncime	Tasare medie	Evd	Adâncime	Tasare medie	Evd
Strat cota - 0,45 m	1,78	12,6	Strat cota - 0,15 m	0,80	28,2
	2,04	11,0		0,94	24,0
	1,92	11,7		0,83	27,3
Strat cota - 0,30 m	1,06	21,2	Strat cota - 0,00 m	0,71	31,6
	1,09	20,8		0,70	32,0
	0,86	26,1		0,73	30,8

6.2.5 Echipamente folosite

Standul de încercare a fost constituit din 1 cadru realizat din profile metalice dispus cu scopul de a fi contragreutate la cricul hidraulic.

Fundația este prevăzută la partea superioară cu o placă metalică pentru o distribuție uniformă a încărcărilor. Pentru preluarea eventualelor rotiri ale sistemului de încărcare între fundație și cricul hidraulic s-au dispus 2 plăcuțe metalice cu rol intermediar. Cricul hidraulic a fost așezat pe plăcuțele metalice la partea inferioară și cadrul metalic la partea superioară fig.6.34. Cricul a fost conectat la pompa de presiune dotată cu manometru cu domeniu de citire în bari și la stația de achiziții de date prin intermediul unui senzor de presiune, fig.6.35.

Încărcările dinamice au fost realizate cu platforma vibrantă prezentată în figura 6.33, capabilă să execute deplasări pe direcție orizontală, fiind acționată de un motor a cărei mișcare este controlată de un tablou de comandă, fig.6.36, 6.37.



Fig. 6.33 Ansamblu sistem de încărcare: Cuvă – Platformă – Tablou de comandă

Sistemul de măsurare

Deplasările fundației de beton au fost monitorizate cu 2 comparatoare cu ceas cu precizia de măsurare de 0,1 mm, fig.6.33 . Deplasările materialelor geosintetice (geotextil, geogriile și geocelule) au fost monitorizate prin peretele de plexiglas cu dimensiunea de 1,00 m (lungime) și 0,60 m (lățime) al cuvei prin măsurarea cu hârtie milimetrică și subler digital.

Încărcarea sistemului a fost controlată prin senzorul de presiune și datele afișate de stația de achiziții electronică tip Almemo 5690-2 Ahlborn.



Figura 6.34 Detaliu sistem de încărcare: plăcuțe cu rol – cric – comparatoare



Figura 6.35 Pompă hidraulică cu manometru și senzor de presiune



Figura 6.36 Panou de comandă - solicitare dinamică tip 1



Figura 6.37 Panou de comandă - solicitare dinamică tip 2

Stabilirea treptelor de încărcare

Pe parcursul experimentului sistemul de fundații a fost supus la încărcări statice și dinamice. Încărcările statice au fost aplicate fundației prin intermediul cricului hidraulic cu ajutorul unui piston racordat la o pompă hidraulică cu ulei. fig. 6.35. Treptele de încărcare se stabilesc funcție de presiunea care se dorește să se exercite pe suprafața de fundare din care se scade greutatea proprie a fundației, a plăcuțelor de încărcare și a cricului hidraulic (circa 50 kg).

Valorile înregistrate în fiecare etapă de încărcare sunt prezentate în tabelul nr.6.12.

Tabelul 6.12 Calcul treptelor de încărcare

Presiune (daN/cm ²)	Încărcare (daN)	Presiune (bari)
0,5	400	3,20
1,0	850	6,80
1,5	1300	10,40
2,0	1750	14,00
2,5	2200	17,60
3,0	2650	21,20
3,5	3100	24,80
4,0	3550	28,40



Fig. 6.38 Stația de achiziție date Almemo

6.2.6 Desfășurarea încercării

Pentru studiul comportării terenului, încărcarea fundațiilor s-a făcut în trepte începând cu 0,5 daN/cm² până la 4 daN/cm². După realizarea încărcării în fiecare etapă după intervalul de consumare a tasărilor de circa 5 minute s-au efectuat citirile pe comparatoare până la citirea a trei valori consecutive identice.

După atingerea treptei de încărcare finale statice la presiunea de 4 daN/cm² și consumarea deformațiilor aferente s-a realizat solicitarea dinamică a sistemului pe o durată de 20 secunde astfel:

- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 4 Hz – 5 secunde;
- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 3 Hz – 5 secunde;

- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 2 Hz – 5 secunde;
- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 1 Hz – 5 secunde;

După stabilizarea deformațiilor s-a procedat la descărcarea fundațiilor cu citirea valorilor deformațiilor terenului în vederea stabilirii deformațiilor remanente.

Ulterior s-a procedat la creșterea încărcării în trepte de 0,5 daN/cm², până la încărcarea totală de 4 daN/cm² și citirea valorilor deformațiilor terenului la cel de al doilea ciclu de încărcare.

După consumarea deformațiilor aferente s-a realizat solicitarea dinamică a sistemului pe o durată de 20 secunde astfel:

- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 7 Hz – 5 secunde;
- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 5 Hz – 5 secunde;
- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 3 Hz – 5 secunde;
- Mișcare pe orizontală cu frecvența de 1 Hz – 5 secunde;

După stabilizarea deformațiilor s-a procedat la descărcarea fundațiilor.

6.2.7. Prezentarea rezultatelor

În fig.6.39 ÷ 6.46, sunt prezentate valorile tasărilor înregistrate pentru primul ciclu de încărcare statică la fiecare treaptă de încărcare, respectiv valorile înregistrate după fiecare sollicitare dinamică, pentru fiecare test la următoarele adâncimi:

- la partea inferioară a fundației de beton;
- la adâncimea de 15 față de partea inferioară a fundației de beton;
- la adâncimea de 30 față de partea inferioară a fundației de beton;
- la adâncimea de 45 față de partea inferioară a fundației de beton;

În fig. 6.47 ÷ 6.50 sunt reprezentate în mod centralizat deformațiile maxime, înregistrate după a doua sollicitare dinamică, la fiecare nivel de calcul pentru cele 4 teste.

În fig. 6.51 ÷ 6.54 sunt prezentate diagramele ciclurilor de încărcare – descărcare, calculul capacității portante, aferente unei tasări de 5 mm și valoarea corespunzătoare a modulului de deformație E, calculată cu relația (6.1).

$$E = \frac{\omega \cdot p_l \cdot d}{s_l} (1 - \nu^2) \quad (6.1)$$

Unde: ν - coeficientul lui Poisson (0,35 pentru pietriș);
 ω - coeficient adimensional (0,88 pentru fundație pătrată);
 p - presiunea aferentă unei tasări $s=5$ mm (diferită în funcție de armare);
 d - latura fundației (0,30 m).

În tabelul 6.13 sunt centralizate valorile deformației maxime statice după primul ciclu de încărcare (S), respectiv după fiecare sollicitare dinamică (D1 și D2).

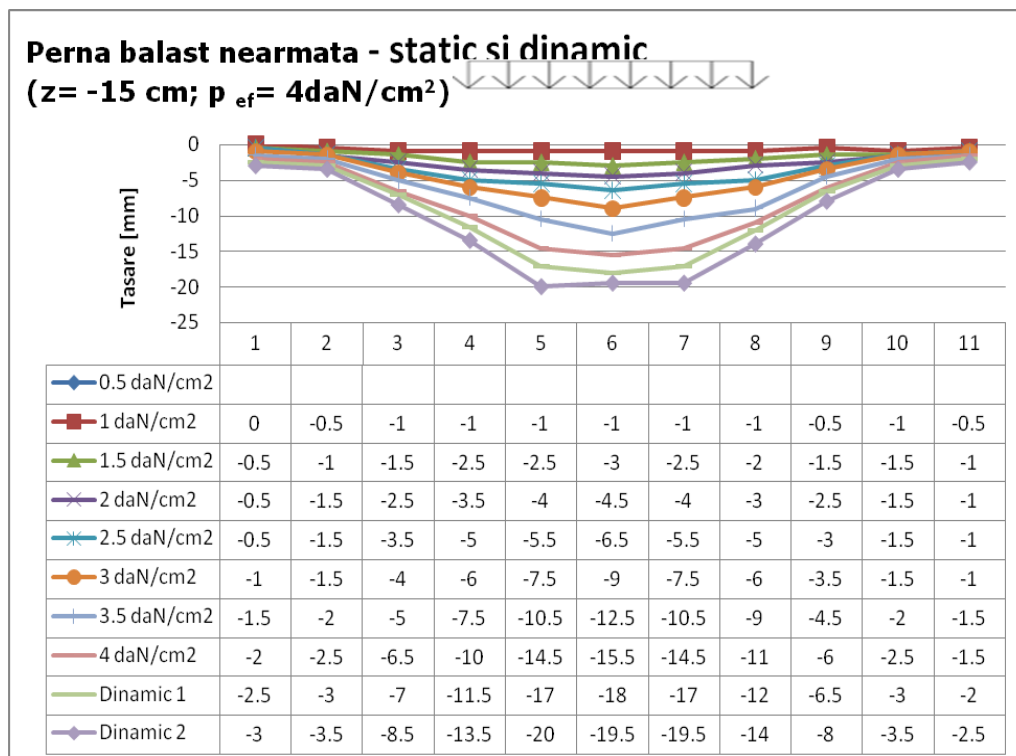
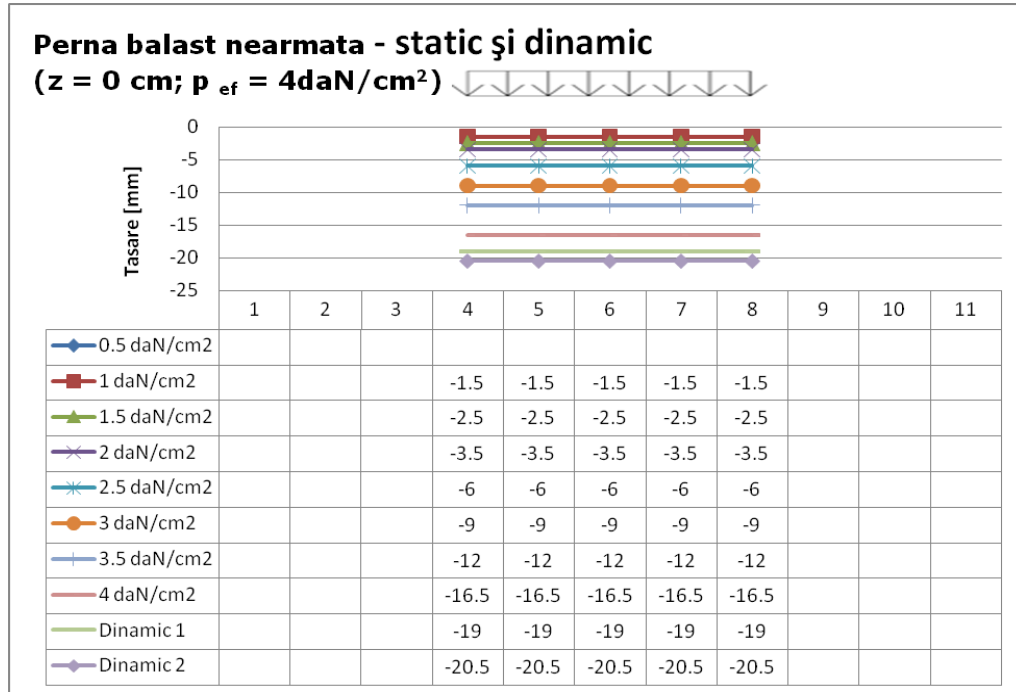


Fig. 6.39 Deformații teren sub fundație a) și la adâncimea de 15 cm b) – balast nearmat

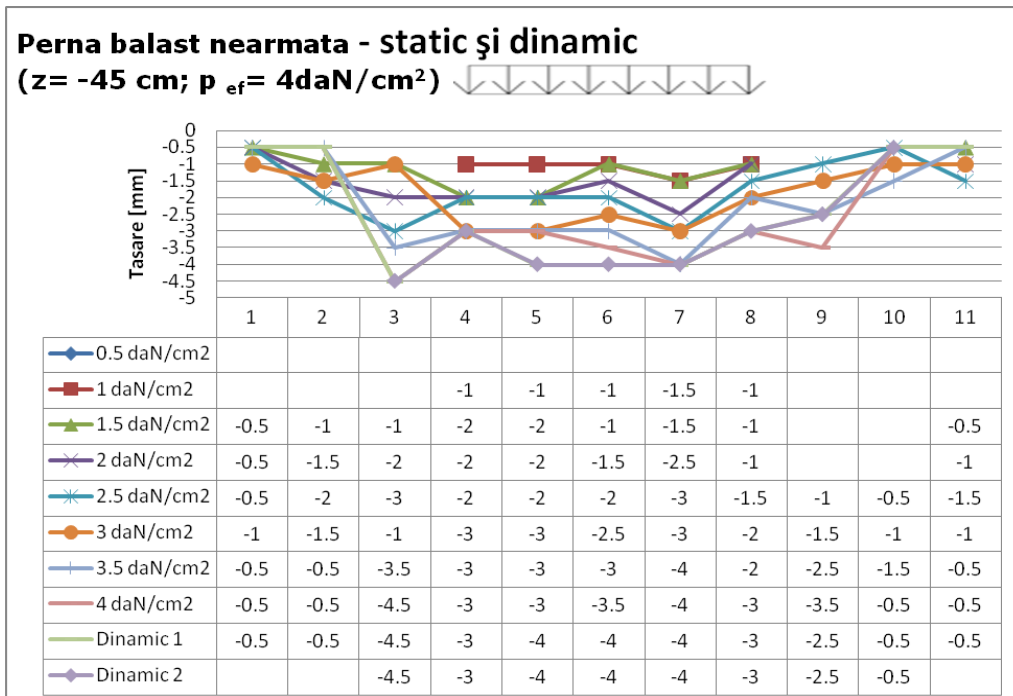
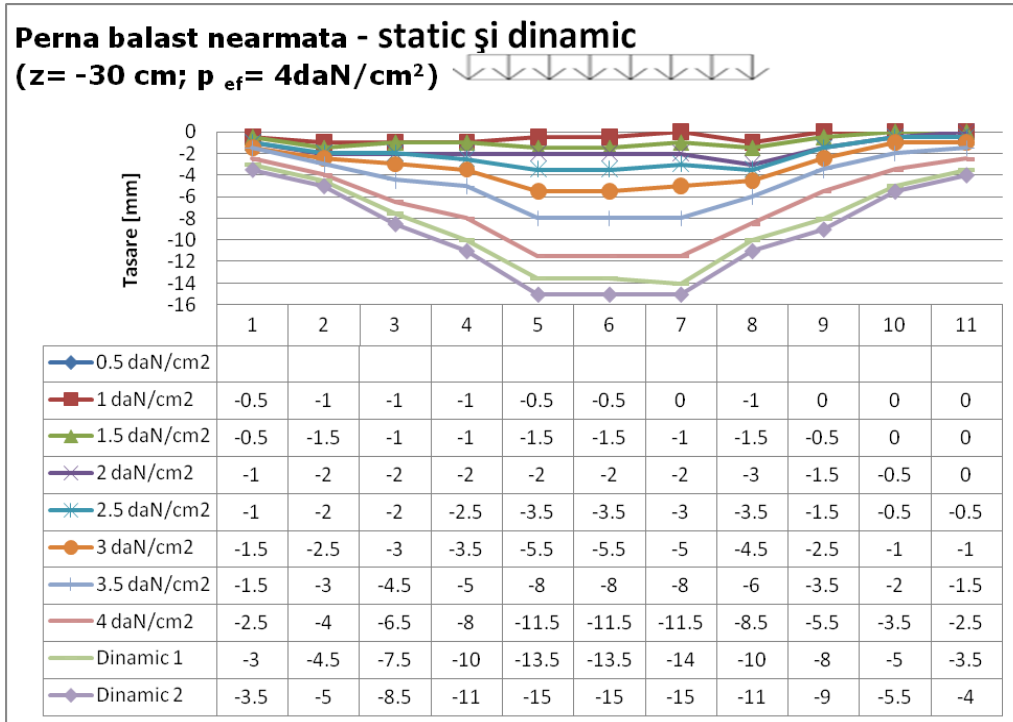


Fig. 6.40 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast nearmat

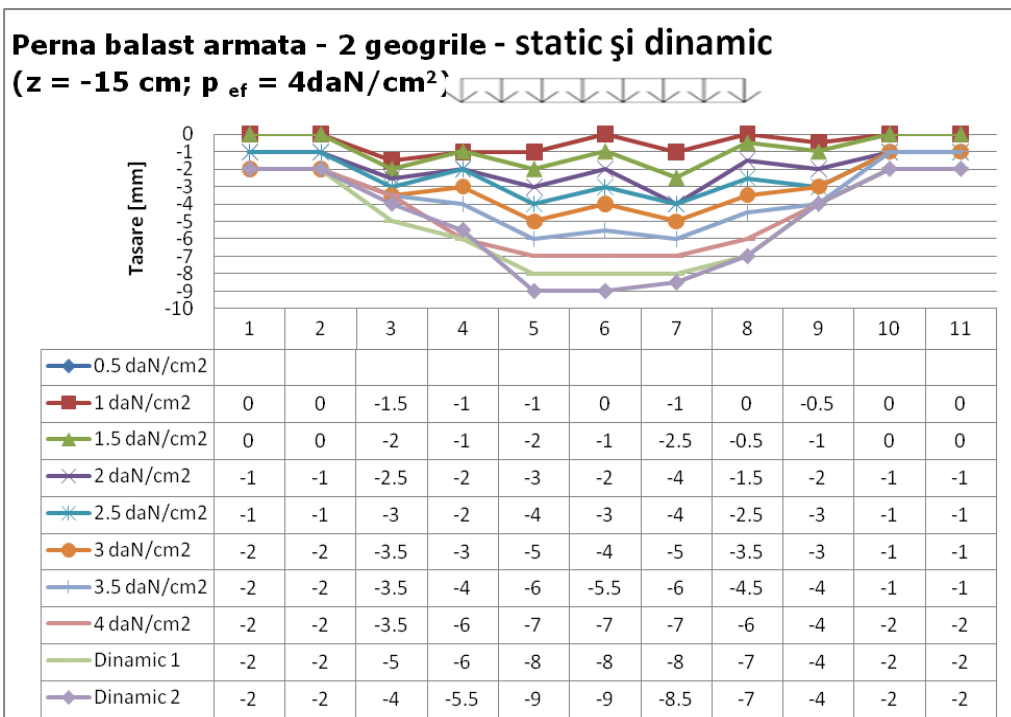
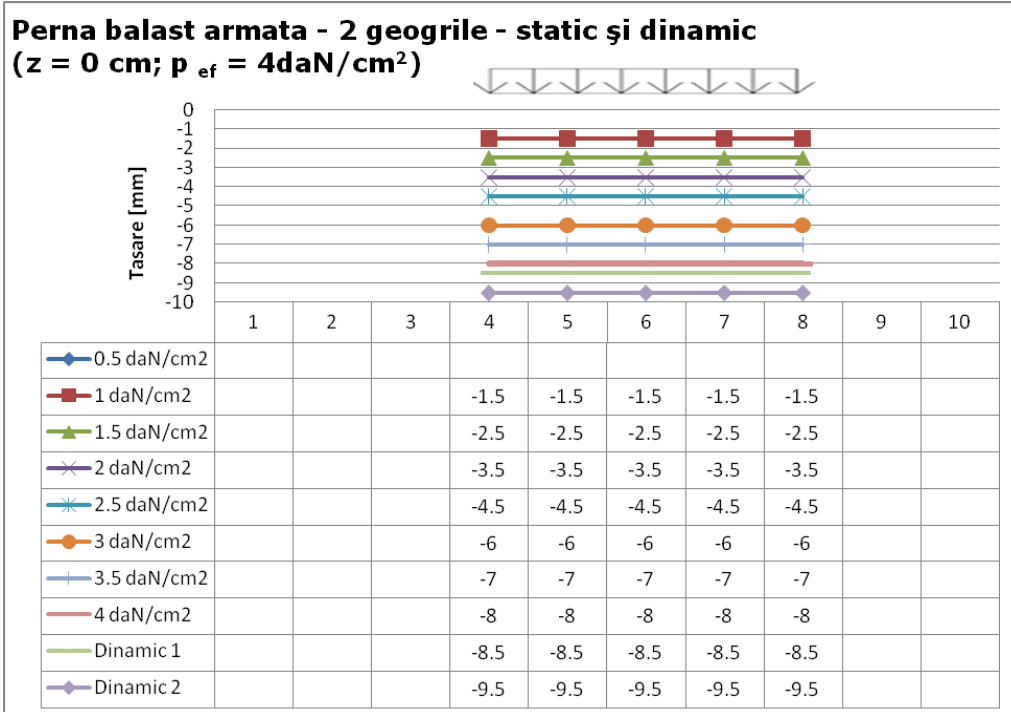


Fig. 6.41 Deformații teren sub fundație a) și la adâncimea de 15 cm b)– balast cu 2 geogriile

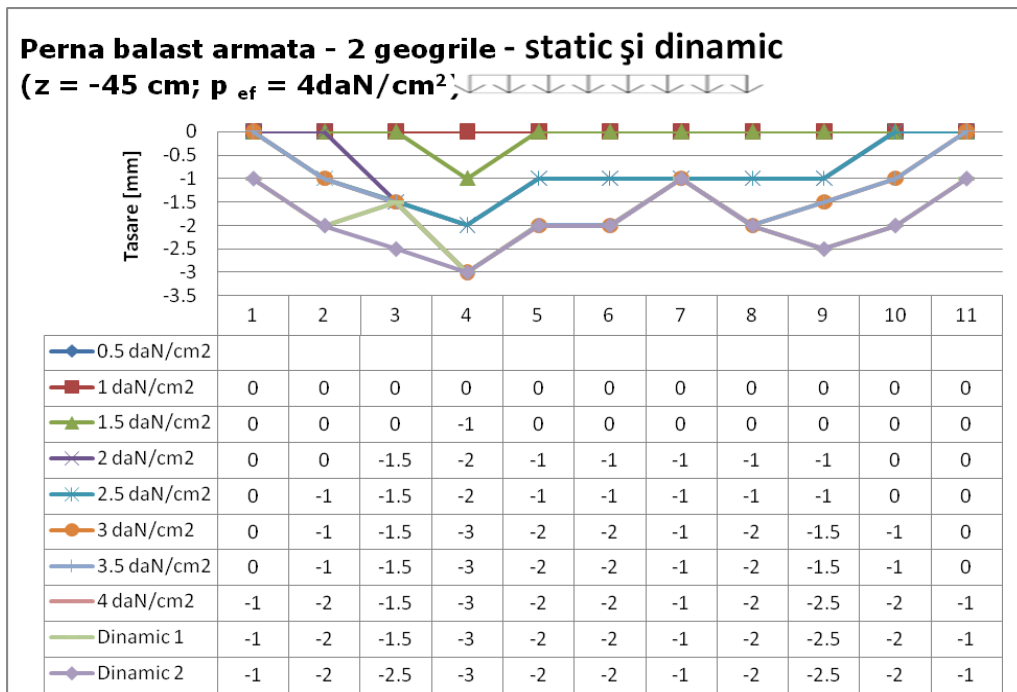
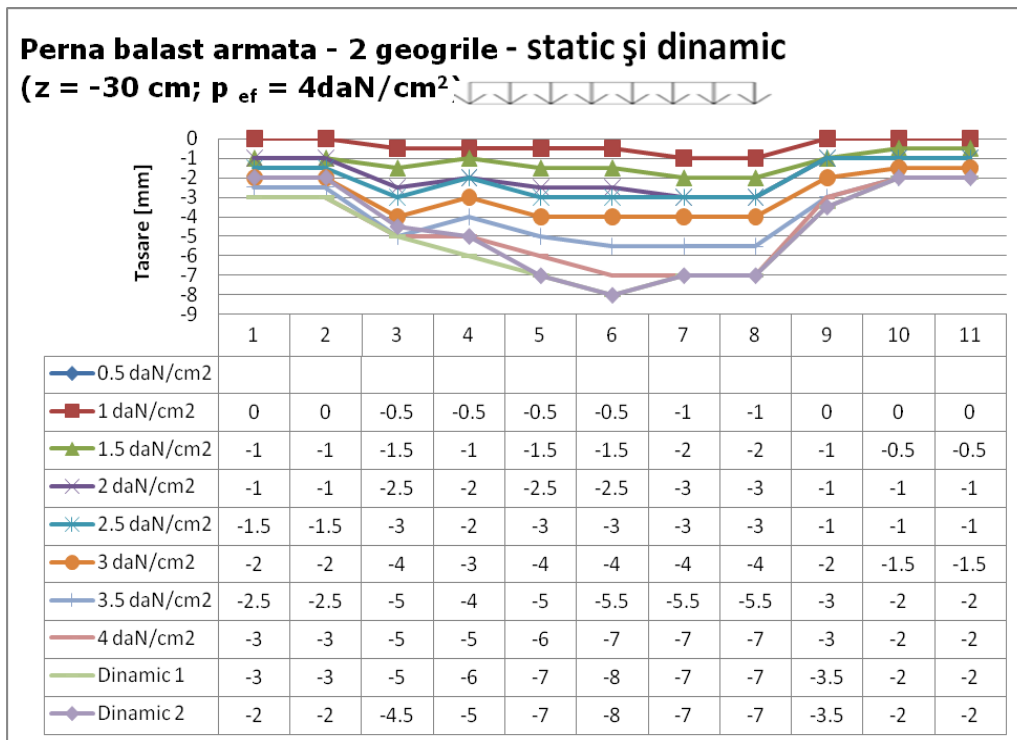


Fig. 6.42 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast cu 2 geogriile

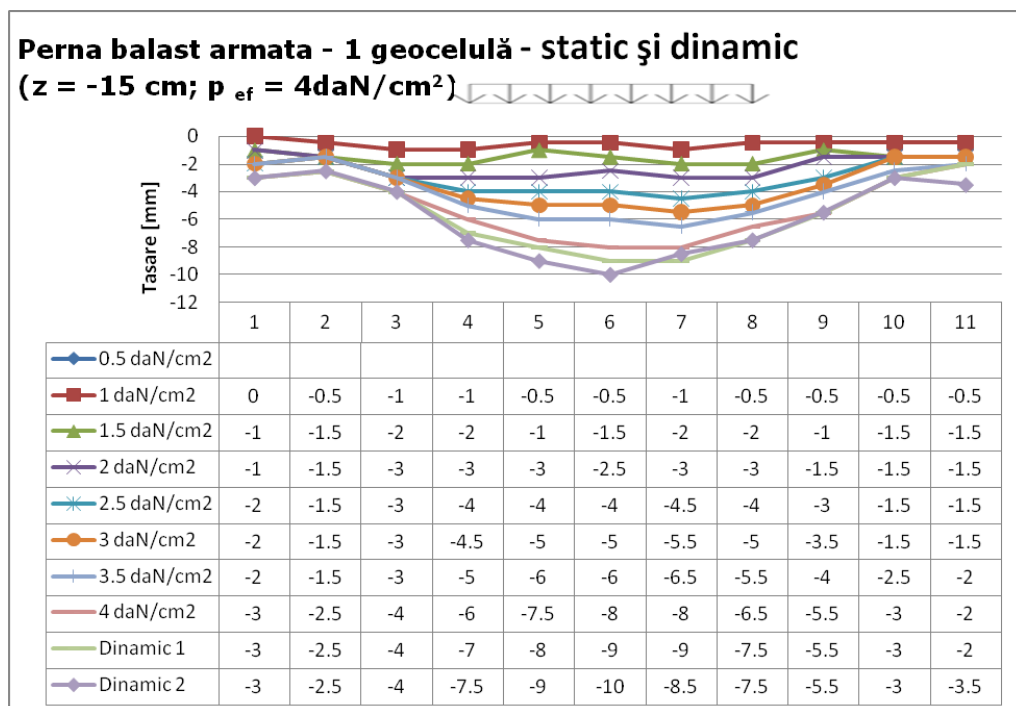
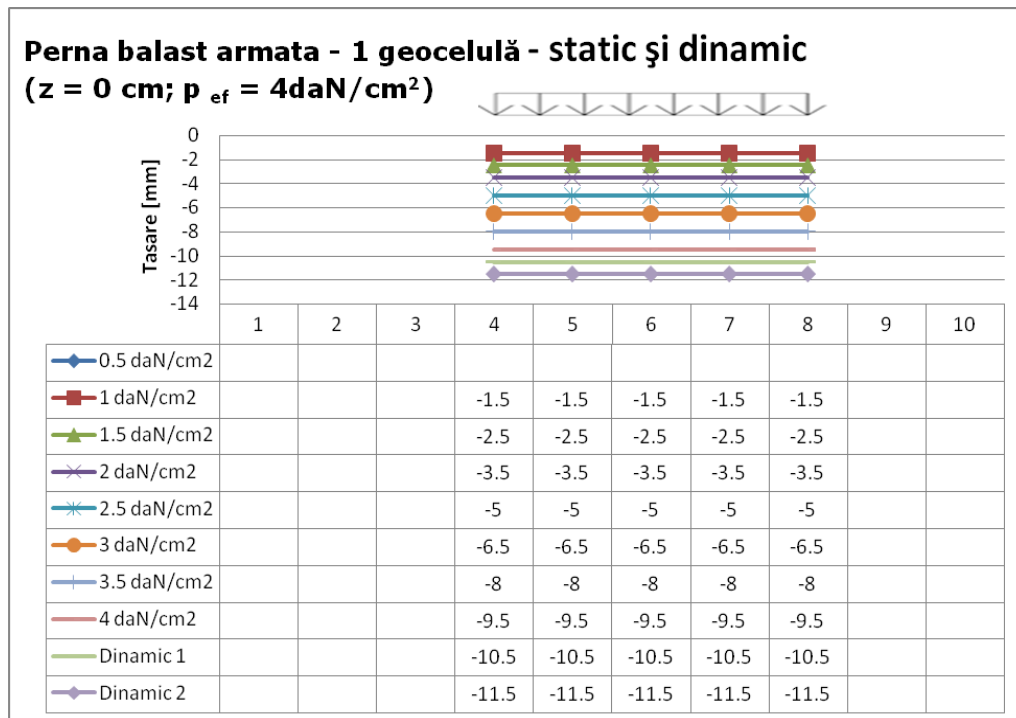


Fig. 6.43 Deformații teren sub fundație a) și adâncimea de 15 cm b) - balast cu 1 geocelulă

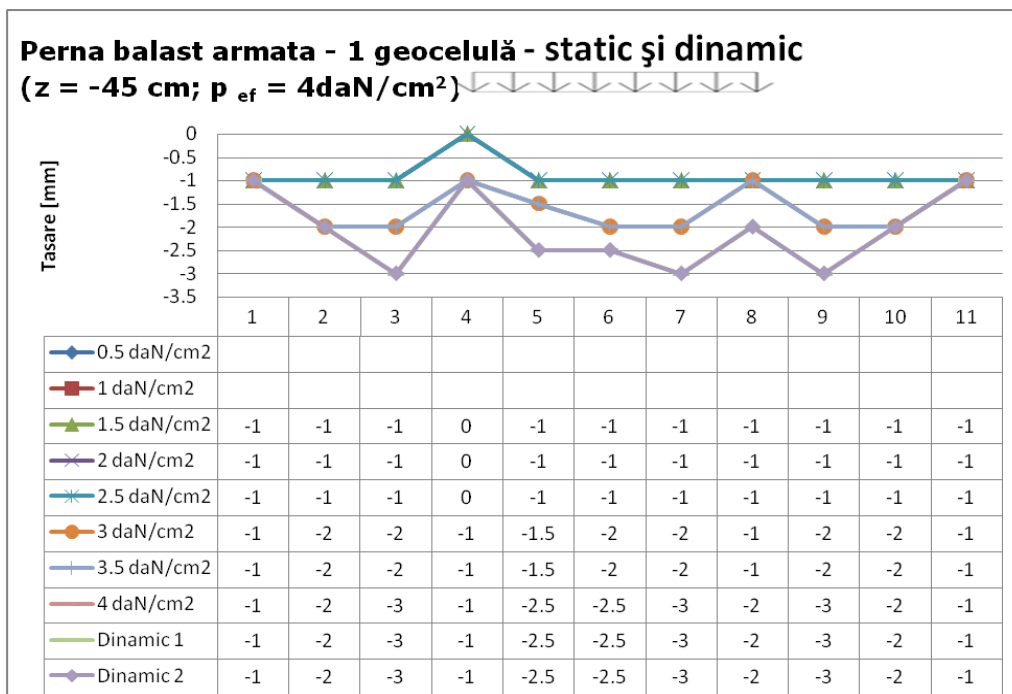
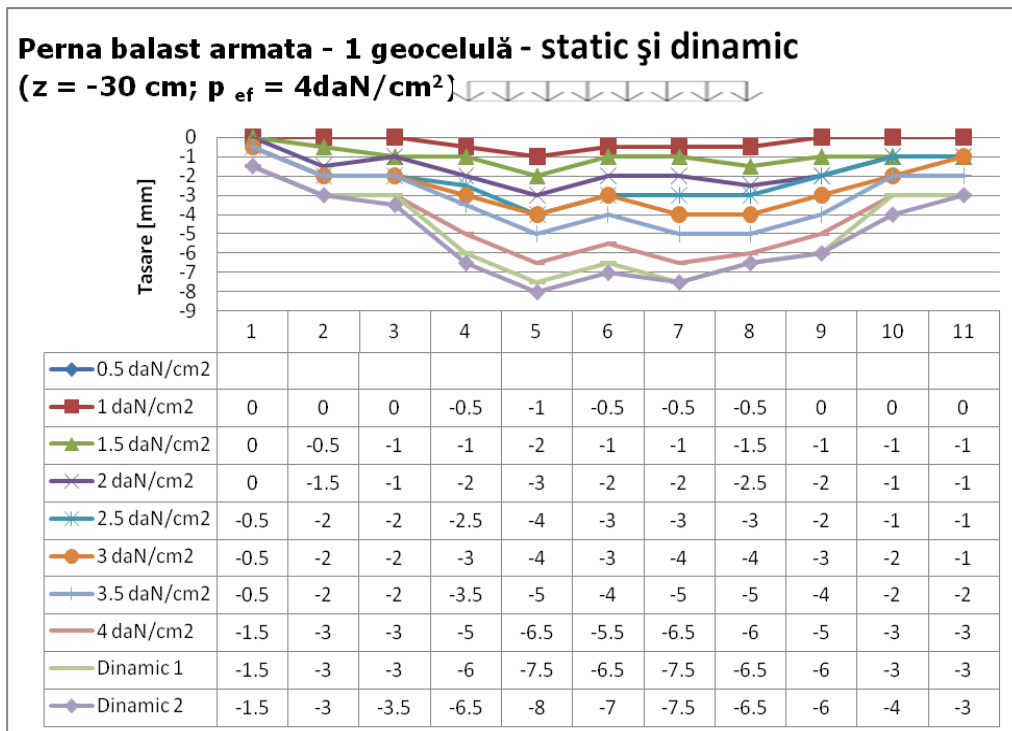


Fig. 6.44 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast cu 1 geocelulă

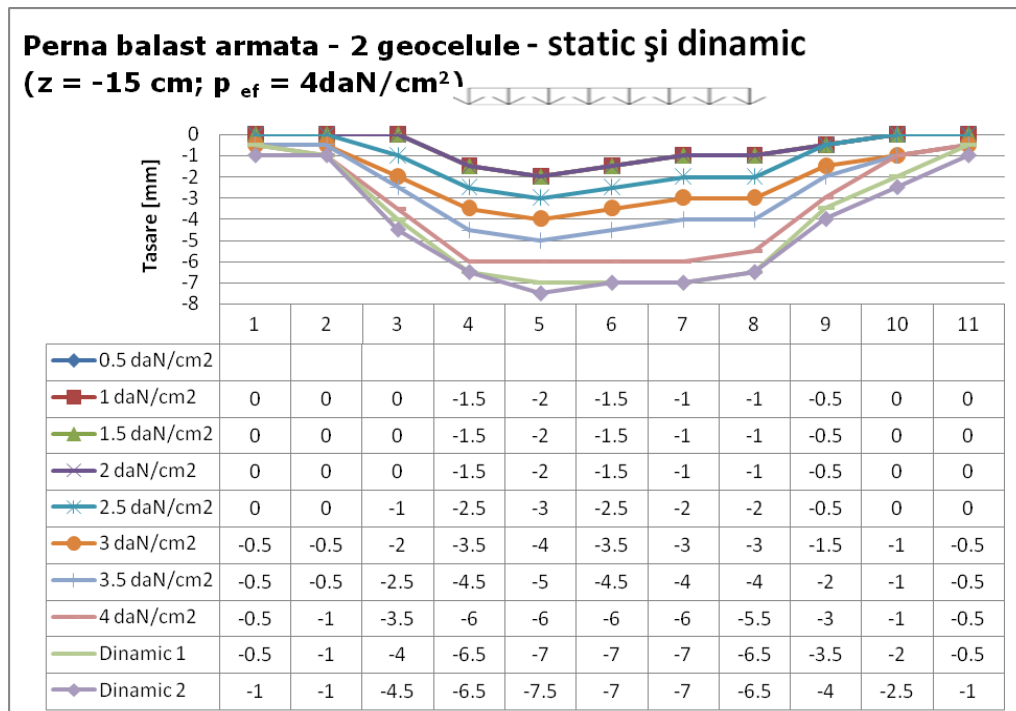
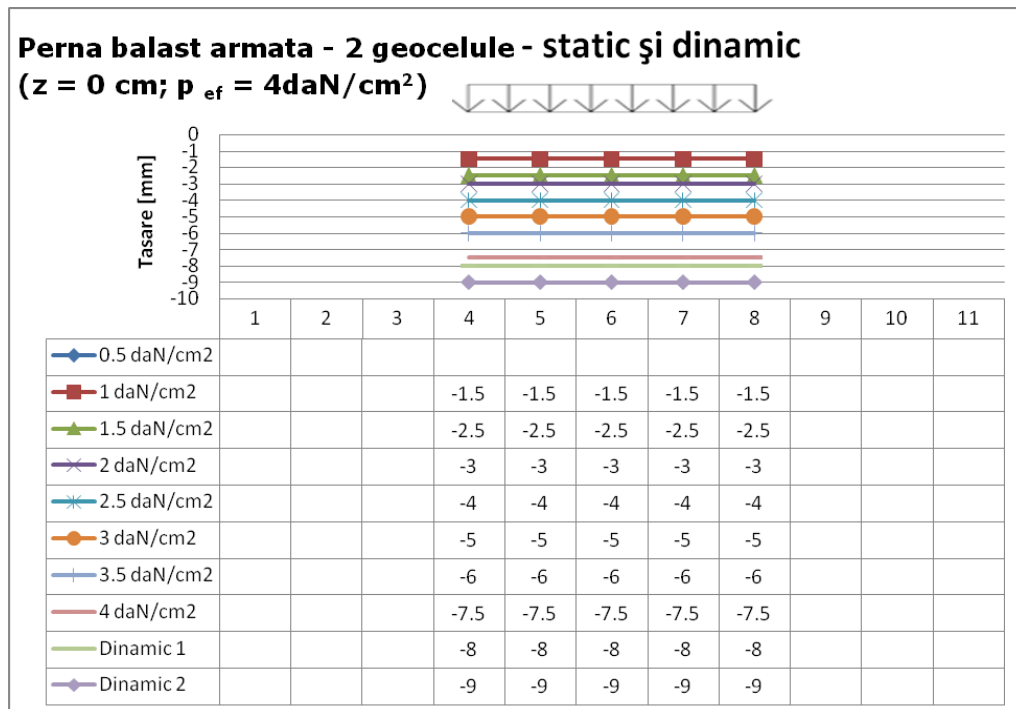


Fig. 6.45 Deformații teren sub fundație a) și adâncimea de 15 cm b) - balast cu 2 geocelule

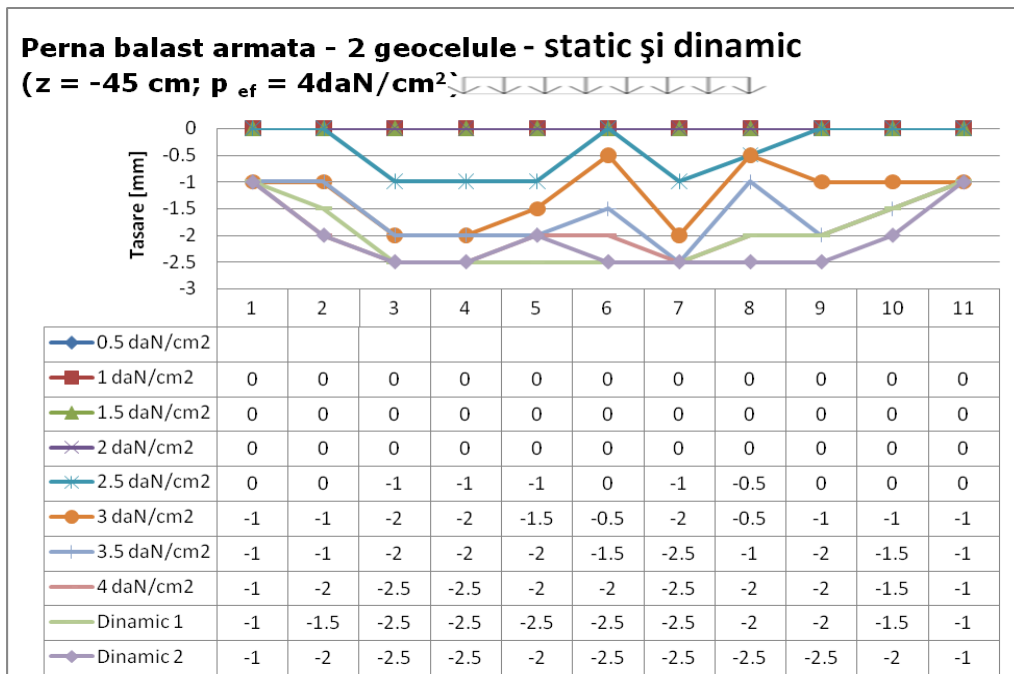
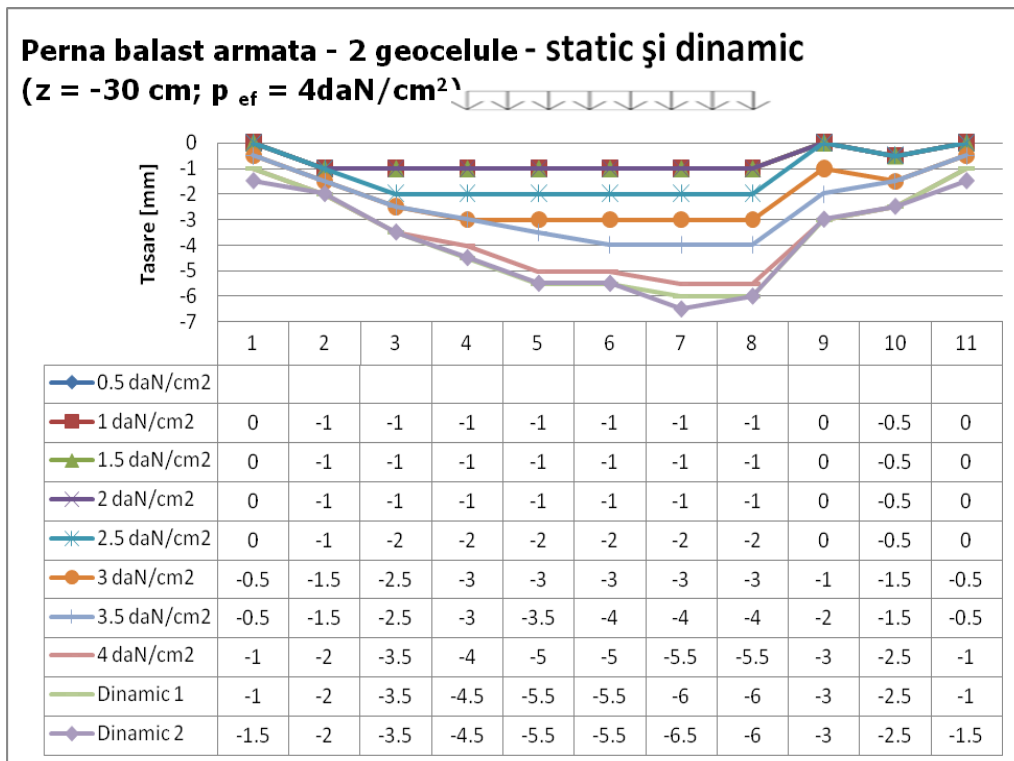


Fig. 6.46 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast cu 2 geocelule

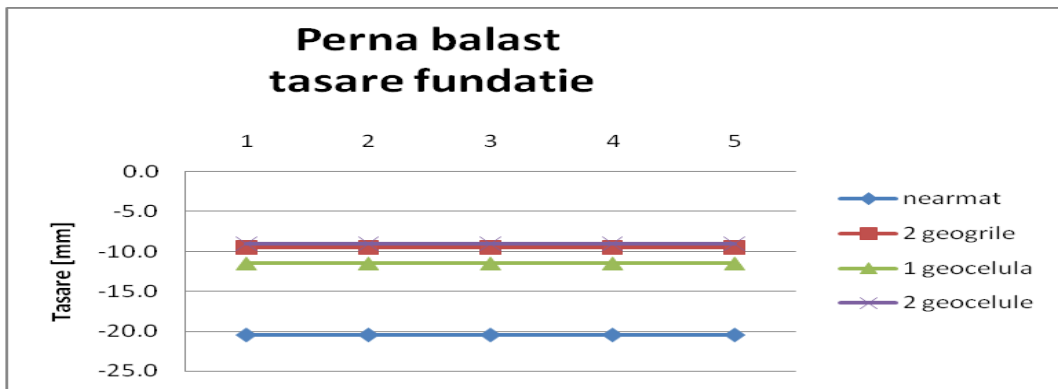


Fig. 6.47 Prezentare deformații teren sub fundație - în cele 4 variante

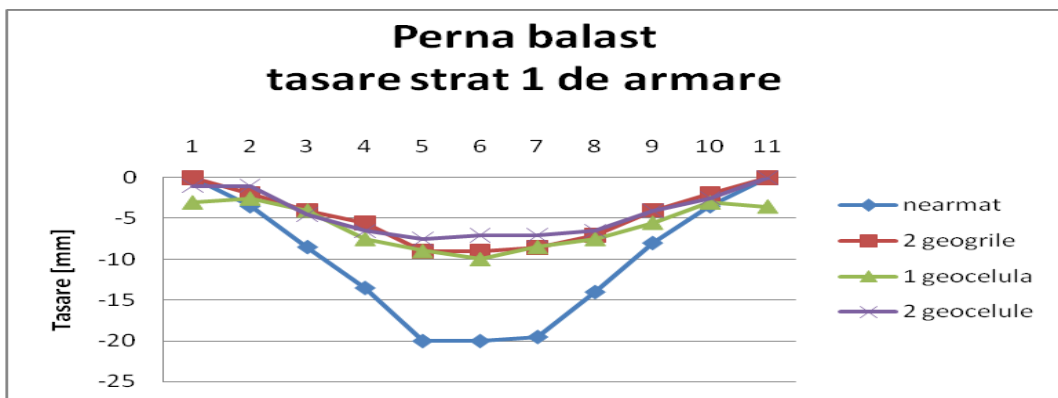


Fig. 6.48 Prezentare deformații teren la adâncimea de 15 cm - în cele 4 variante

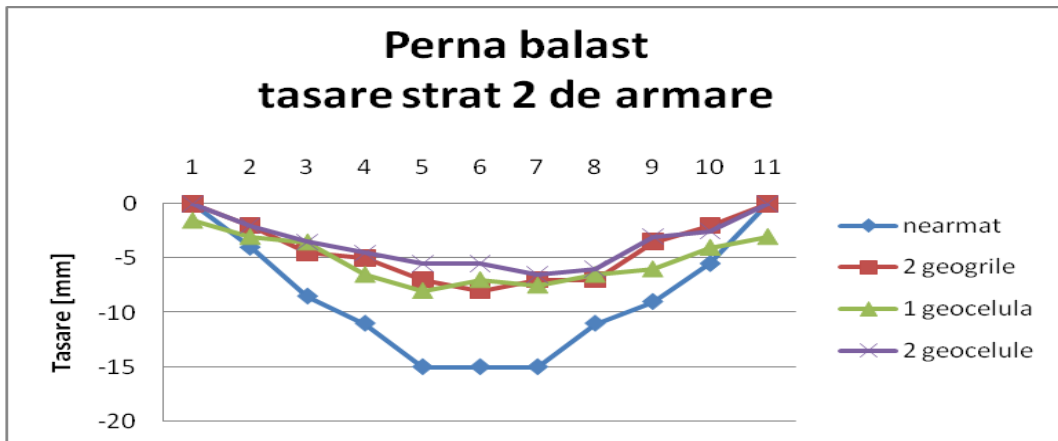


Fig. 6.49 Prezentare deformații teren la adâncimea de 30 cm - în cele 4 variante

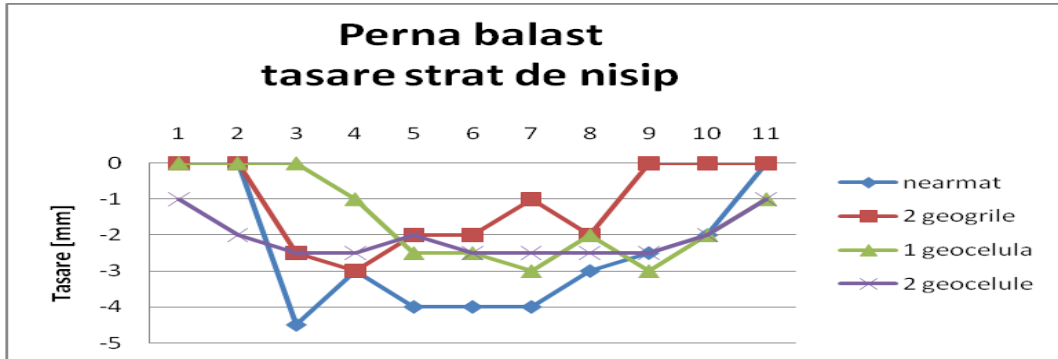


Fig. 6.50 Prezentare deformații teren la adâncimea de 45 cm – în cele 4 variante

În figurile 6.51÷6.54 se vor prezenta rezultatele încercărilor experimentale sub formă de curbe cu următoarele semnificații:

- Curba 1 – curba de încărcare statică;
- Curba 2 – curba de descărcare statică după vibrație;
- Curba 3 – curba de reîncărcare statică;

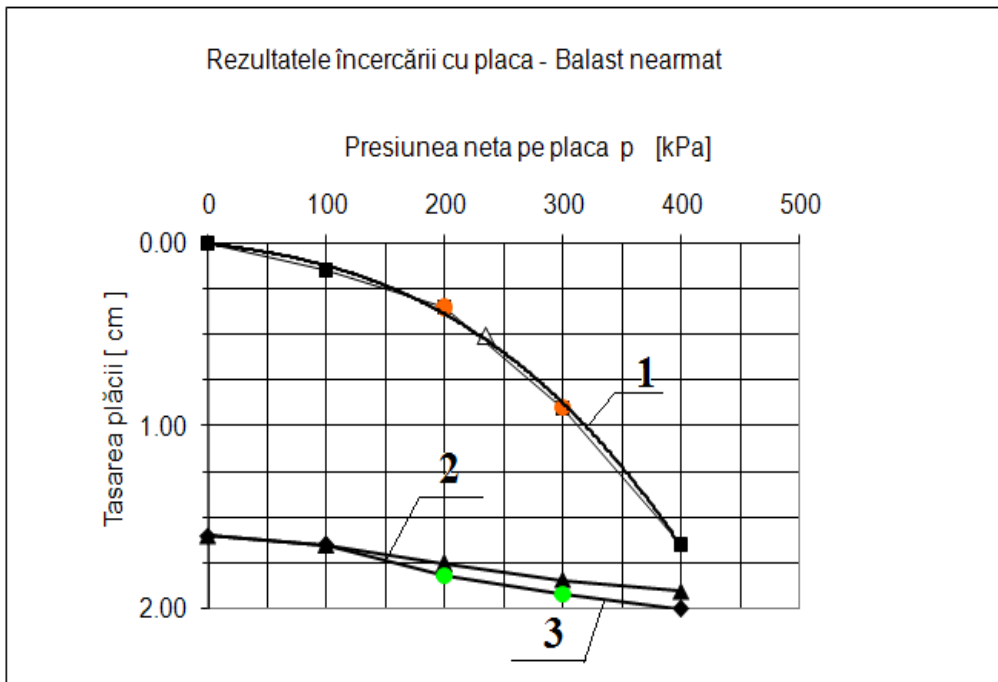


Fig. 6.51 Diagramă încărcare- deformații – balast nearmat

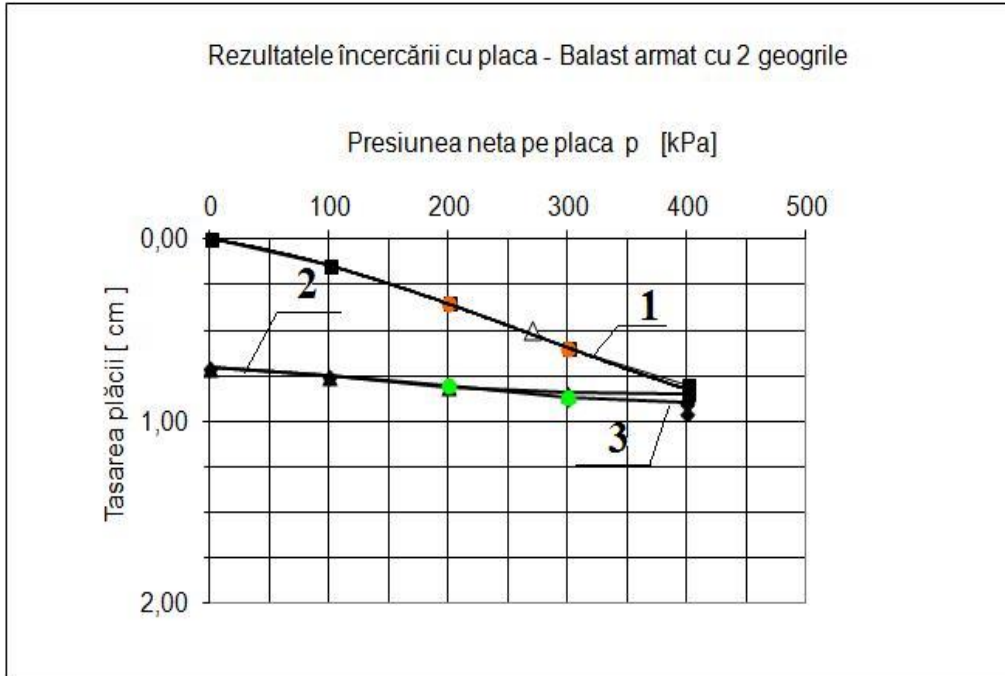


Fig. 6.52 Diagramă încărcare- deformații – balast cu 2 geogriile

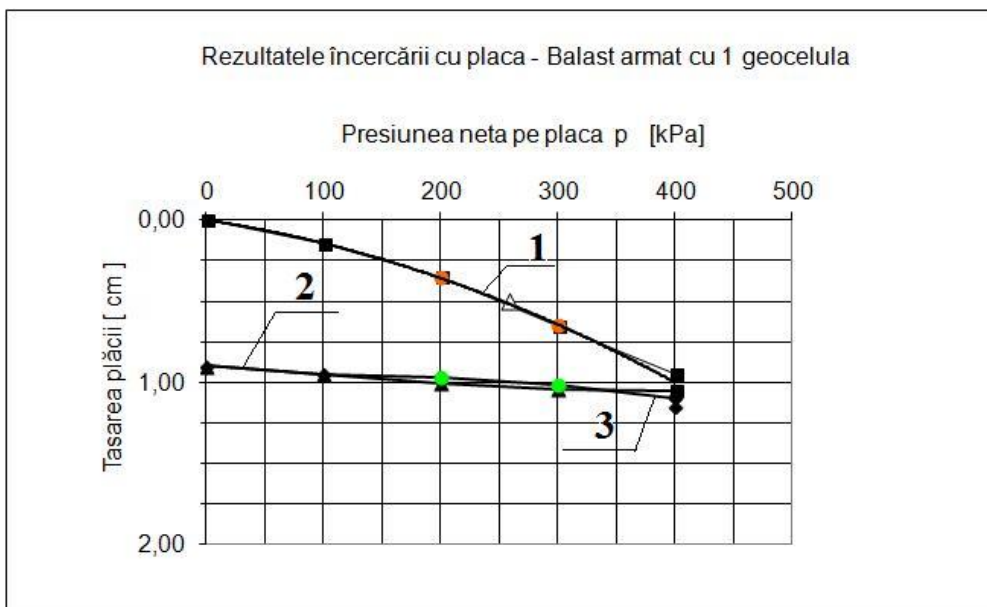


Fig. 6.53 Diagramă încărcare- deformații – balast cu 1 geocelulă

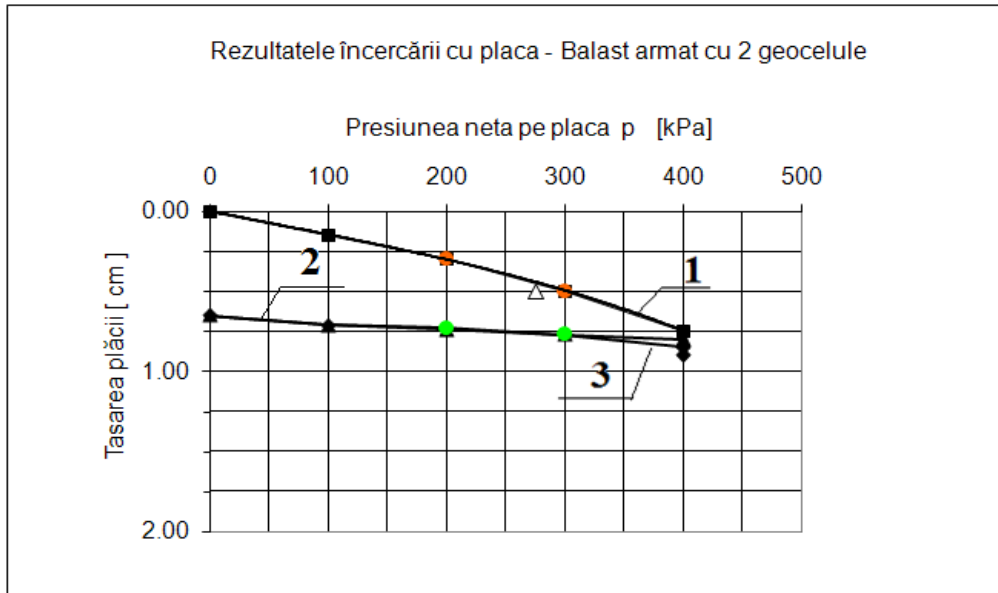


Fig. 6.54 Diagramă încărcare- deformații – balast cu 2 geocelule

Tabelul 6.13 Centralizator deformații (tasări) teren la nivelele de calcul

Varianta armare	Tasare nivel z=0 cm				Nivel z= -15 cm			
	Tasare			(*)	Tasare			(*)
	S	D 1	D 2		S	D 1	D 2	
Balast nearmat	16.5	19.0	20.5	-	15.5	18.0	19.5	-
balast cu 2 geogriile	8.0	8.5	9.5	-53.7	7.0	8.0	9.0	-53.8
Balast cu 1 geocelulă	9.5	10.5	11.5	-43.9	8.0	9.0	10.0	-48.7
Balast cu 2 geocelule	7.5	8.0	9.0	-56.1	6.0	7.0	7.5	-61.5
Varianta armare	Nivel z= -30 cm				Nivel z= -45 cm			
	Tasare			(*)	Tasare			(*)
	S	D 1	D 2		S	D 1	D 2	
Balast nearmat	11.5	13.5	15.0	-	3.5	4.0	4.0	-
balast cu 2 geogriile	6.5	7.5	8.0	-46.7	2.0	2.0	2.0	-50.0
Balast cu 1 geocelulă	6.5	7.5	8.0	-46.7	3.0	3.0	3.0	-25.0
Balast cu 2 geocelule	5.5	6.0	6.5	-56.7	2.0	2.5	2.5	-37.5

6.2.8. Concluzie

Rezultatele încercărilor experimentale efectuate asupra pernelor de fundare, solicitate la încărcări statice și dinamice în condiții de laborator (pe platformă vibrantă) cu următoarele variante de armare: balast nearmat, balast armat cu 2 rânduri de geogrilă, balast armat cu 1 rând de geocelule și balast armat cu 2 rânduri de geocelule, au fost comparate cu cele rezultate pentru încercarea pe perna nearmată. În toate variantele, la realizarea pernelor de fundare în condiții de laborator, s-a folosit același material de umplură, respectiv balast, iar la partea inferioară a modelului s-a dispus nisip mare și mijlociu, cu rol de teren de fundare cu capacitate portantă scăzută. Pentru aceste materiale au fost în prealabil stabilite prin încercarea proctor, umiditatea optimă de compactare (w_{opt}) și densitatea în stare uscată maximă ($\rho_{d\ max}$). Prin încercările experimentale efectuate s-a urmărit evidențierea scăderii deformațiilor în teren și sporul de capacitate portantă prin dispunere de armătură sub formă de materiale geosintetice (Rock PEC 55/50, Miragrid GX 55/55, Geocelule PRS 660, fagure), față de cazul pernei nearmate.

Rezultatele prezentate în tabelul 6.14, au evidențiat clar faptul că introducerea armăturii în perna de balast duce în toate cazurile la scăderea substanțială a deformațiilor terenului de fundare la partea inferioară a fundației dar și la uniformizarea eforturilor în teren rezultând o diminuare a deformațiilor în teren la toate nivelele de dispunere a armăturilor precum și la zona de contact cu terenul cu capacitate portantă scăzută (nisip).

Adâncimea pernei de fundare armată va fi calculată astfel încât mărimea eforturilor și deformațiilor la partea inferioară în contact cu terenul natural trebuie să nu depășească capacitatea portantă a acestuia. Astfel deformațiile și eforturile transmise de suprastructură prin intermediul sistemului de fundare se vor consuma în interiorul pernei de balast cu proprietati portante superioare terenului de fundare de pe amplasament. Scăderea tasărilor datorită prezenței armăturii duce la realizarea de perne de fundare cu dimensiuni mai mici decât varianta nearmate cu efecte benefice din punct de vedere ale costurilor, timpului de realizare și impactului asupra mediului.

În reprezentările grafice din fig.6.47÷6.50 și tabelele 6.13 și 6.14, comparând cele 3 variante de armare se observă că valorile deformațiilor înregistrate și capacității portante calculate sunt sensibil apropiate între ele dar depărtate ca valoare față de varianta nearmată. Dar cea mai bună comportare, o prezintă varianta de dispunere a 2 rânduri de geocelule, ducând la scăderea cu 56% (**9 mm** față de **20,5 mm**) a deformațiilor la solicitările statice cumulate cu dinamice, la creșterea capacității portante terenului cu 17%, la o tasare de referință de 5 mm (**275 kN/m²** față de **235 kN/m²**) și la creșterea modulului de deformație a pernei din balast cu 17%, la o tasare de referință de 5 mm (**127 413 kN/m²** față de **108 880 kN/m²**).

Tabelul 6.14 Centralizator rezultate încercare în laborator

Rezultatele încercărilor experimentale efectuate pe perne din balast armat cu materiale geosintetice									
Varianța armare	Tasare totală (static)	Redu- cere	Tasare totală (dinamic)	Reducere tasare	Capacitate portantă R_d	Spor de capacitate portantă	Modul de deformație E	Redu- cere	
	[cm]	[%]	[cm]	[%]	[kN/m ²]	[%]	[kN/m ²]	[%]	
Pernă de balast nearmat	16,5	-	20,5	-	235	-	108880	-	
Pernă de balast armată cu 2 geogriile Miragrid GX 55/55	8,0	51,5	9,5	53,7	270	14,9	125096	14,9	
Pernă de balast armată cu 1 geocelulă PRS 660	9,5	42,4	11,5	43,9	258	9,8	119536	9,8	
Pernă de balast armată cu 2 geocelule	7,5	54,5	9,0	56,1	275	17,0	127413	17,0	

6.3. Comportarea pernei de fundare realizată din balast și balast armat supusă la acțiunea solicitărilor dinamice în teren natural

6.3.1 Amplasament

Încercările s-au efectuat pe amplasamentul Facultății de Construcții din cadrul Universității Politehnice din Timișoara. Pe amplasamentul unde s-au desfășurat încercările, terenul este constituit din praf argilos [93].

6.3.2 Premisele încercării

Pentru studiu s-a realizat un sistem de fundare constituit din 2 blocuri de beton cu dimensiuni în plan de 0,45 x 0,45 m și înălțimea de 0,45 m, peste care s-a dispus o grindă metalică și un dispozitiv de încărcare. Prezentul studiu dorește să pună în evidență comportarea terenului de fundare armat în mod diferențiat sub fiecare dintre fundații.

Sistemul de fundare a fost constituit dintr-o pereche de fundații:

- 1 fundație a fost amplasată în teren natural (praf argilos);
- 1 fundație a fost amplasată într-o pernă de balast cu 3 variante de armare.

Perna de balast s-a realizat în următoarele variante:

- pernă de materiale granulare nearmată;
- pernă din materiale granulare armată cu 1 geocompozit + 2 geogrilă;
- pernă din materiale granulare armată cu 1 geocompozit + 1 geocelulă;
- pernă din materiale granulare armată cu 1 geocompozit + 2 geocelule;

După studierea literaturii de specialitate privind cea mai bună și eficientă variantă de dispunere a armării [1], [16], [27], [34], [47], [53], [61], [62], [66], [70], [89], [99], [129], [134] s-a optat pentru dispunerea armării cu materiale geosintetice, raportată la lungimea fundației notată în continuare B=0,45m, astfel:

- distanța între straturi pe verticală 15 cm reprezentând 0,22 B;
- distanța între talpa fundației și primul strat de armatură 15 cm reprezentând 0,33B
- prelungirea laterală față de fundație 45 cm reprezentând 1B.

6.3.3 Materiale folosite

Pentru realizarea sistemului de fundare s-au folosit 2 blocuri de fundare din beton armat marca C16/20 cu dimensiuni nominale de 45x45x45 cm.

Materialul de umplură ales este **balast** (pietriș cu nisip) cu următoarele caracteristici:

- densitate în stare uscată $\rho_{d \max}^{\max}=2.26 \text{ g/cm}^3$, figura 6.60;
- umiditate optimă de compactare $w'_{\text{opt}}=5.4 \%$, figura 6.60.
- coeficientul lui Poisson ales [59] $\nu = 0,28$

În cadrul laboratorului Departamentului de Căi de Comunicații Terestre, Fundații și Cadastru, au fost determinate următoarele caracteristici:

a) analiza granulometrică s-a realizat conform cerințelor descrise în SR EN 933-2:2012, iar rezultatele cataloghează proba încercată ca fiind un **balast**.

b) determinarea umidității optime de compactare prin încercarea Proctor s-a realizat conform SR EN 13286-2:2011. Cilindrul de încercare are un diametru de 10 cm, iar compactarea materialului în stend s-a făcut în trei straturi, cu 25 de lovituri

pe fiecare strat. Au fost realizate patru încercări, curba proctor fiind construită cu valorile medii ale rezultatelor acestora, figura 6.60.



Fig. 6.55 Vedere din față stand de încercare



Fig. 6.56 Vedere din laterală stand

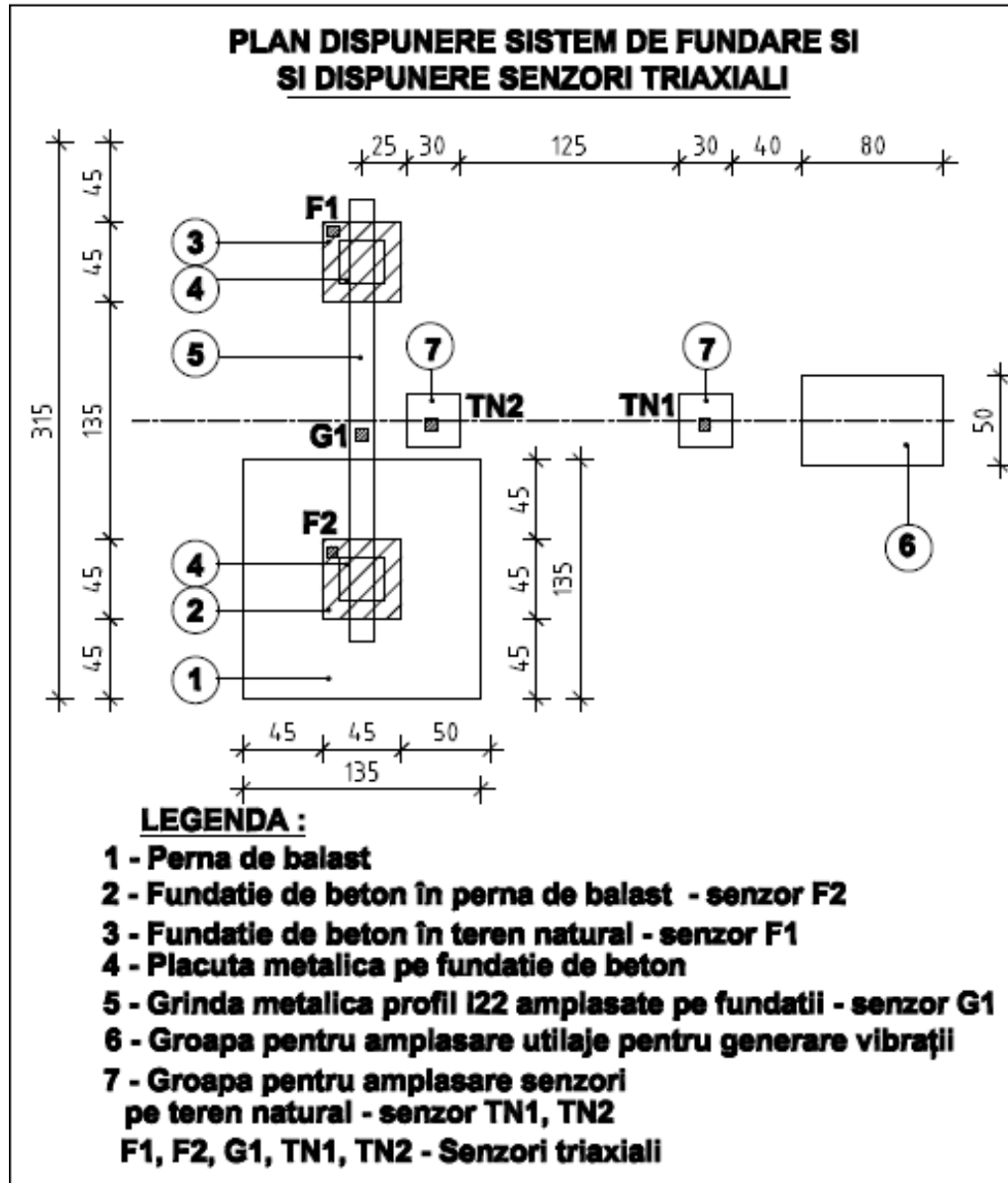


Fig. 6.57 – Plan dispunere sistem de fundare și dispunere senzori triaxiali

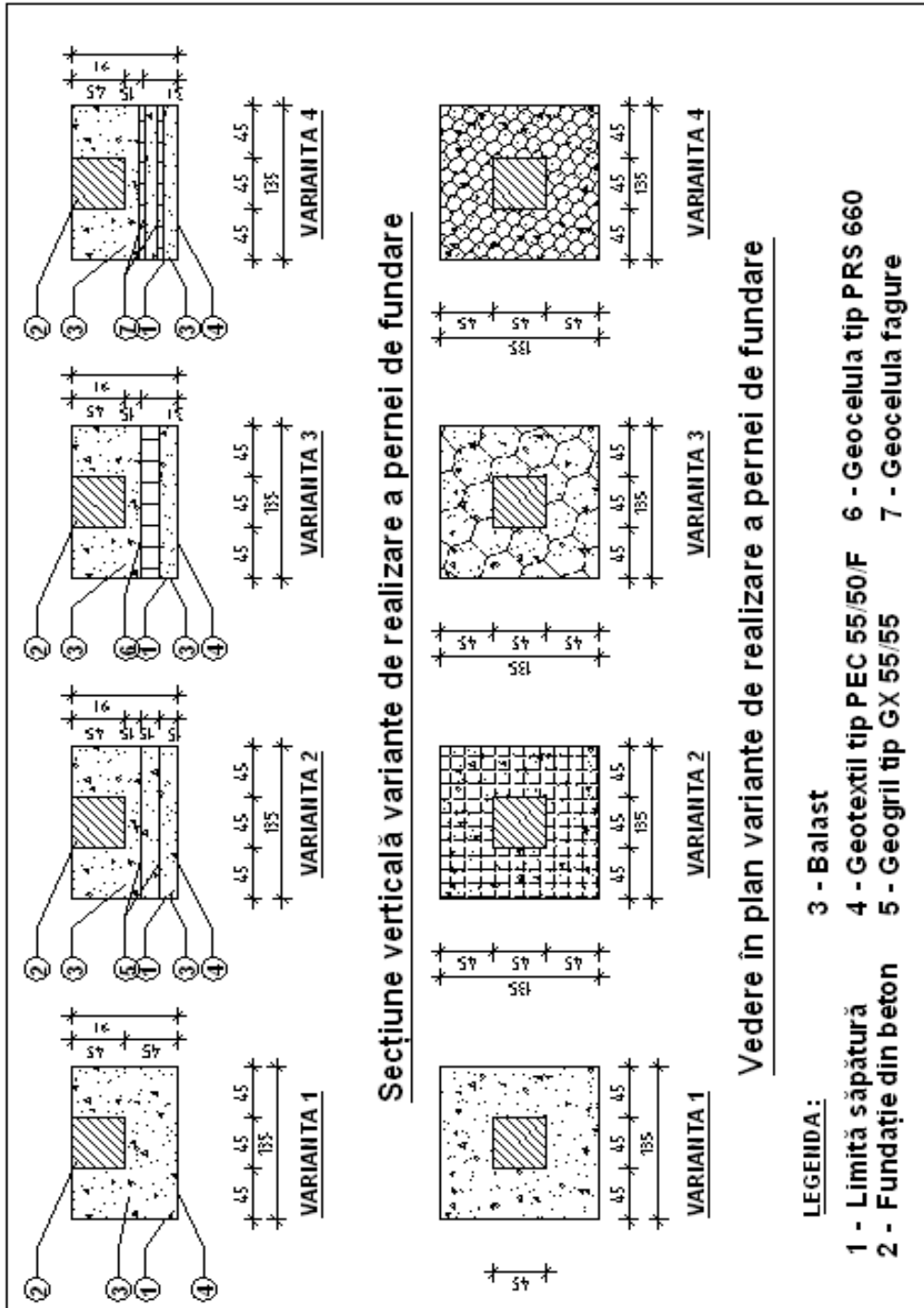


Fig. 6.58 Variantele de dispunere a armăturii din materiale geosintetice – încercări statice și dinamice în condiții de teren natural

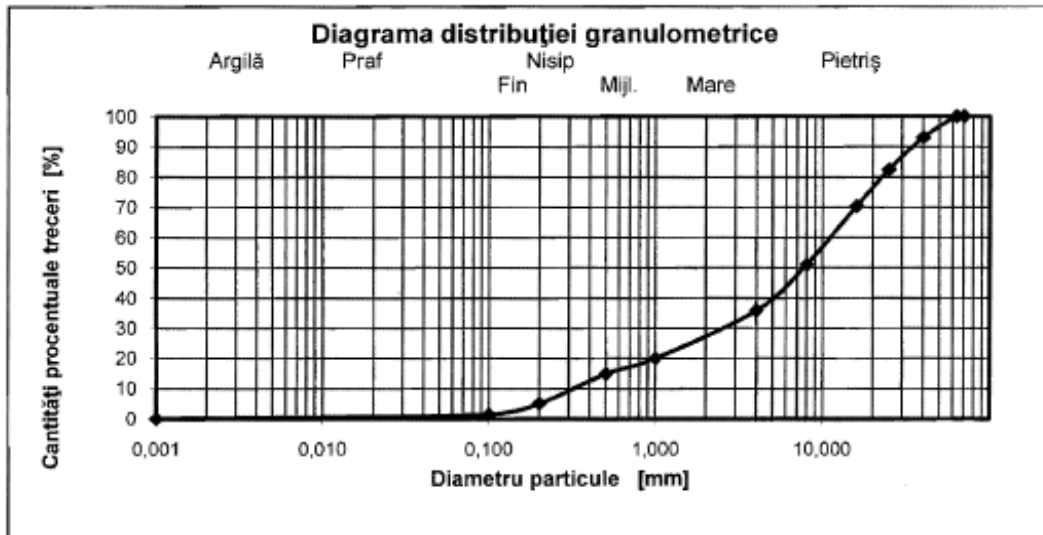


Fig. 6.59 Rezultatele analizei granulometrice balast

Terenul natural aflat la cota de fundare de -0.90 m este de tipul **praf argilos**, conform analize teren colectat la cota -0.80 m, buletinele de analiză sunt anexate, având următoarele caracteristici:

- limita de plasticitate superioară/ inferioară : $w_L=51,0 \%$ / $w_p=13,8 \%$;
- indicele de plasticitate / consistență: $I_p=37,2 \%$ / $I_c=1,09 \%$;
- umiditate: $w=10,5 \%$;
- densitate în stare uscată $\rho_d=1.90 \text{ g/cm}^3$, anexa;
- coeficientul lui Poisson calculat conform date anexă:

$$v = (E/2G)-1 = 62,8/2*22,9 - 1 = 0,37$$

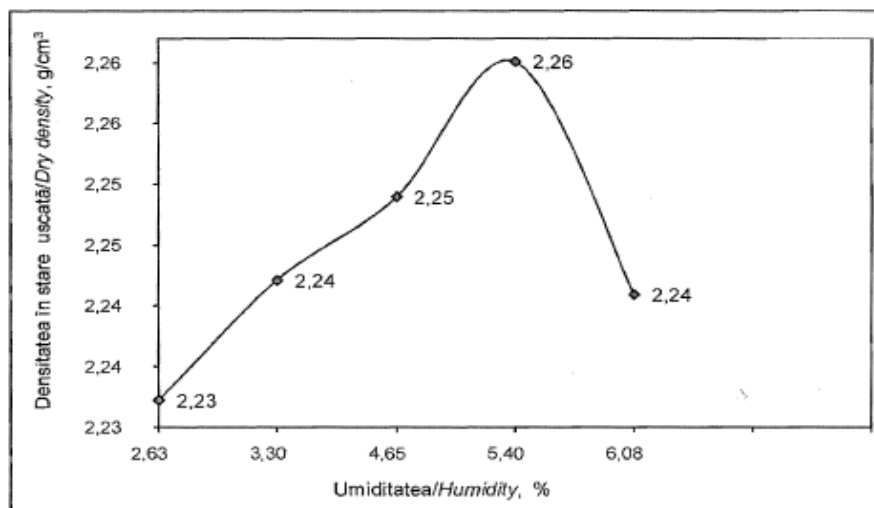


Fig. 6.60 Curba Proctor a balastului analizat

Materialele geosintetice folosite sunt următoarele:

1. Geocompozit tip Rock PEC 55/50/F produs de TenCate Geosynthetics (cu rol de separare între terenul natural de pe amplasament și balast) fabricat dintr-un material geosintetic nețesut armat cu fibre de poliester de înaltă densitate (fig. 6.61.), ale cărui caracteristici tehnice sunt prezentate în tabelul 6.14.;

2. Geogrilă de tip Miragrid GX 55/55 produs de TenCate Geosynthetics (cu rol de armare) destinată stabilizării pământurilor necoezive și aplicațiilor de ranforsare. Este realizată din fibre de poliester de înaltă rezistență, acoperite cu o îmbrăcămintă polimerică, așa cum se poate observa în fig. 6.62. și ale cărui caracteristici tehnice sunt în tabelul 6.15.;

3. Geocelule tip PRS 660, produs de IRIDEX GROUP PLASTIC cu rol de armare) - destinată stabilizării pământurilor necoezive și aplicațiilor de ranforsare. Are structura celulară realizată din aliaje polimerice de înaltă rezistență, Neoweb, cu suprafață rugoasă și cu pereții perforați, așa cum se poate observa în fig. 6.63. și ale cărui caracteristici tehnice sunt date în tabelul 6.16.;

4. Geocelule tip "fagure"(produs cu rol de armare) – folosite pentru pavaje, cu structura celulară realizată din material plastic, cu suprafața lisă. Forma celelei este de tip hexagon, cu latura de 20 mm și înălțimea de 30 mm, fig. 6.64.

Tabel. 6.15 Caracteristicile geocompozitului **TenCate Rock PEC 55/50** [147]

Caracteristicile tehnice	Norma de încercare	Valoare
Rezistența la întindere longitudinală/transversală (valoare minimă)	ENISO 10319	55/50 kN/m
Elongația pe ambele direcții	ENISO 10319	10/10%
Permeabilitate	ENISO 11058	55 l/m ² s
Transmisivitate la încărcare de 20 kPa	ENISO 12958	20 *10 ⁻⁷ m ² /s
Deschiderea porilor O ₉₀	ENISO 12956	95 μm
Dimensiunea rolei și greutatea	-	5,3 x 100 m, 222 kg

Tabel 6.16. Caracteristicile geogrilei **TenCate Miragrid GX 55/55** [147]

Caracteristicile tehnice	Norma de încercare	Valoare
Rezistența la întindere longitudinală/transversală (valoare minimă)	ENISO 10319	55/55 kN/m
Elongația la încărcare maximă	ENISO 10319	10,5/10 %
Rezistența la întindere la 2%	ENISO 10319	10 kN/m
Rezistența la întindere la 5%	ENISO 10319	17 kN/m
Deschiderea ochiurilor long./trans.	-	20/35 mm
Dimensiunea rolei și greutatea	-	5,2 x 100 m, 244 kg

Tabel 6.17. Caracteristicile geocelulei **PRS 660** [148]

Caracteristicile tehnice	Norma de încercare	Valoare
Modulul secant 2%	ENISO 10319	650 kN/m
Modulul secant 5%	ENISO 10319	400 kN/m
Rezistența la tracțiune la 2%	ENISO 10319	13 kN/m
Rezistența la tracțiune la 5%	ENISO 10319	20 kN/m
Deschiderea ochiurilor long./trans.	-	500/420/150 mm
Rezistența la oboseală	ASTM D 671	>2x10 ⁷ cicluri 150kPa, >1x10 ⁷ cicluri 300kPa,



Fig. 6.61 Geocompozit Rock PEC 55/50/F

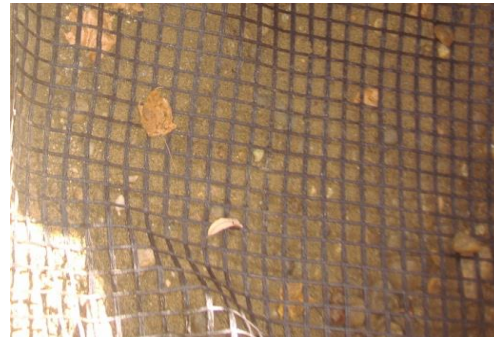


Fig. 6.62 Geogrilă - Miragrid GX 55/55



Fig. 6.63 Geocelulă cu înălțime și alveole mari tip PRS 660



Fig. 6.64 Geocelule cu înălțime și alveole mici tip "fagure"

6.3.4 Descrierea încercării

În data de 24 martie 2013 s-au realizat cele 2 blocuri de beton. Astfel la data realizării încercării 23 octombrie 2013 betonul avea o vârstă mai mare de 28 de zile, atingând astfel rezistența recomandată.

Turnarea s-a realizat în cofraje de lemn iar la partea inferioară a blocului s-a dispus o rețea de armatură cu diametru de $\varnothing 8/20/20$ de care au fost ancorate 2 bare de armatură cu diametru de $\varnothing 10$ îndoite astfel încât să permită manevrarea

blocurilor de beton pe parcursul derulării încercării. Betonul a fost turnat și vibrat pentru a preîntâmpina eventualele segregări. La partea superioară a betonului s-a dispus o placă metalică ancorată în beton cu rol de suprafață netedă de sprijin a grinzilor metalice care să permita aplicarea încărcărilor pe sistemul de fundare.

Planeitatea placuței de beton s-a verificat cu nivela. După turnarea betonului în cofraje, acestea au fost lasate până la atingerea vârstei de consolidare a betonului de 28 de zile în interiorul halei, în condiții de temperatură și umiditate.

Încercările s-au efectuat în perioada 22 ÷ 26 octombrie 2013 pe amplasamentul Facultății de Construcții din Timișoara.

Programul experimental s-a desfășurat pe parcursul următoarelor etape:

A) Varianta cu balast nearmat:

- Etapa 1 – înregistrarea vibrațiilor provenite din mediul ambiant (trafic);
- Etapa 2 - înregistrarea vibrațiilor provocate de penetrometrul dinamic greu;
- Etapa 3 - înregistrarea vibrațiilor provocate de compactor;
- Etapa 4 - înregistrarea vibrațiilor provocate de placa vibrantă;

B) Varianta cu balast armat cu 2 geogrilă:

- Etapa 5 –înregistrarea vibrațiilor provenite din mediul ambiant (trafic);
- Etapa 6 - înregistrarea vibrațiilor provocate de penetrometrul dinamic greu;
- Etapa 7 - înregistrarea vibrațiilor provocate de compactor;
- Etapa 8 - înregistrarea vibrațiilor provocate de placa vibrantă;

C) Varianta cu balast armat cu 1 geocelulă PRS:

- Etapa 9 – înregistrarea vibrațiilor provenite din mediul ambiant (trafic);
- Etapa 10 - înregistrarea vibrațiilor provocate de penetrometrul dinamic greu;
- Etapa 11 - înregistrarea vibrațiilor provocate de compactor;
- Etapa 12 - înregistrarea vibrațiilor provocate de placa vibrantă;

D) Varianta cu balast armat cu 2 geocelule "façure":

- Etapa 13 –înregistrarea vibrațiilor provenite din mediul ambiant (trafic);
- Etapa 15 –înregistrarea vibrațiilor provocate de compactor;
- Etapa 16 –înregistrarea vibrațiilor provocate de placa vibrantă;
- Etapa 17 –înregistrarea vibrațiilor provenite din mediul ambiant (trafic);

Dimensiunilor pernei de balast s-au stabilit ținând seama de următoarele:

- Distanța dintre fundații pe direcție longitudinală să fie de 1.35 m (corespunzător unei dimensiuni de 3B) Fig.6.57 pentru a nu se influența comportamentul terenului pentru fiecare variantă de fundare, [47] iar distanța între fundație și marginea săpăturii să fie de 0,45m pe ambele direcții Fig.6.57, 6.67, rezultând o lungime pe direcție longitudinală de 3,15 m;

- Adâncimea s-a stabilit prin însumarea grosimii tuturor straturilor, respectiv adâncimea blocurilor de beton 0,45 m, primul strat până la dispunerea armăturii de 0,15 m, al doilea strat până la dispunerea armăturii 0,15m și stratul până la dispunerea materialului geosintetic de separare 0,15 m rezultând o adâncime de 0,90 m de la cota terenului, Fig.6.56.

Realizarea pernei de balast s-a efectuat respectând următoarele etape [146,107]

- Realizarea săpăturii până la cota de fundare -0.90 m față de cota terenului natural, fig.6.65;
- Dispunerea materialului geosintetic pentru separare tip PEC 55/50/F, fig.6.65;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 15 cm, până la cota de fundare -0,75 m față de cota terenului natural;
- Dispunerea primului material geosintetic de tip geogrilă GX 55/55 sub fundații;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 15 cm, până la cota de fundare -0,60 m față de cota terenului natural;

- Dispunera celui de al doilea material geosintetic tip geogrila GX 55/55 sub fundații;
- Realizarea unui strat de balast compactat cu grosimea de 15 cm, până la cota de fundare -0,45 m față de cota terenului natural;
- Așezarea fundației, fig.6.67;
- Completarea cu balast compactat până la partea superioară a betonului;
- Fiecare strat de balast a fost udat până la atingerea umidității optime de compactare calculată anterior.
- După fiecare strat s-au efectuat verificări cu placa dinamică în vederea stabilirii gradului de compactare, fig.6.66.



Fig.6.65 Dispunere geotextil tip PEC 55/50/F



Fig. 6.66 Verificarea grad de compactare



Fig. 6.67 – Așezare fundație în balast



Fig. 6.68 – Așezare fundație în argilă

Standul de încercare a fost constituit din 2 cadre legate între ele cu un planșeu metalic rigid cu dimensiuni în plan de 3.00 x 3.00 m. Pe acest planșeu s-a dispus lest cu greutatea totală de 25.000 kg, respectiv 2.500 daN, compus din plăci de beton și metal. Pentru repartizarea încărcării pe fundații s-au folosit 2 grinzi longitudinale cu secțiune 2I22 sudate cu lungimea de 2.70m pe care s-a dispus cricul hidraulic. Grinzile longitudinale au rezemat pe fundațiile de beton prin intermediul unei plăcuțe metalice cu orificiu central în care s-a dispus un element metalic rotund cu scopul preluării eventualelor rotiri.

Pentru stabilirea încărcărilor de calcul s-a urmărit atingerea pe talpa de fundare a unor presiuni care se pot dezvolta în mod normal în terenul de fundare. Conform standardului în vigoare în România NP 112-2013, presiunea convențională de calcul necorectată pentru pietriș cu nisip (balast) $p_{conv}=550 \text{ kPa}=5.5 \text{ daN/cm}^2$.

Pentru studiul comportării terenului încărcarea fundațiilor s-a făcut în trepte începând cu 1 daN/cm^2 până la 5 daN/cm^2 , tabelul 6.18. La calculul încărcării s-a luat în considerare și greutatea proprie a blocului de beton și a greutateii grinzilor de metal folosite pentru realizarea standului de încercare, circa 500 daN pe fiecare fundație.

Pompa de presiune cu ajutorul căreia s-a realizat încărcarea este dotată cu manometru cu domeniu de citire în bari și este conectată la o stație de achiziție de date, care afișează valoarea încărcării aplicate cu pompa hidraulică.

Fiecare test a început cu aplicarea asupra sistemului de fundare a încărcărilor statice și s-a citit cu nivela electronică valoarea tasării la fiecare etapă de încărcare. După atingerea treptei de încărcare finală s-a procedat la descărcarea fundațiilor și s-a efectuat o citire topografică cu nivela în vederea stabilirii deformațiilor remanente. După solicitarea sistemului de fundare la acțiuni de vibrații s-a mai realizat o încărcare statică la fiecare etapă citindu-se valoarea tasărilor cu scopul comparării cu cele inițiale.

Tabelul 6.18 Calcul treptelor de încărcare

Presiune (daN/cm ²)	Încărcare (daN)	Presiune (bari)
1	3550	28,40
2	7600	60,80
3	11650	93,20
4	15700	125,60
4,5	17725	141,80
5	19750	158,00

6.3.5 Echipamente folosite

Sistemul de încărcare în regim static al fundațiilor, fig.6.71, este alcătuit din următoarele elemente:

- Grindă metalică 2I22, amplasată pe cele două fundații;
- Cric hidraulic dispus pe grinda metalică;
- Lest de 25 tone, drept contragreutate pentru cricul hidraulic;
- Pompă hidraulică manuală, fig.6.70;
- Stație de achiziții date cu afișaj electronic conectată la pompa hidraulică și senzorul de presiune, fig.6.69.

Încărcările dinamice au fost realizate cu:

- penetrometru dinamic greu dispus în partea frontală a standului, fig.6.74 ;
- compactor dinamic amplasat în groapa realizată în partea frontală a standului, la adâncimea de 80 cm, fig.6.72;
- placa vibrantă amplasată în groapa realizată în partea frontală a standului, la adâncimea de 80 cm, fig.6.73;

Amplasarea gropii de generare a vibrațiilor este prezentată în fig.6.57

Înregistrarea datelor

Înregistrarea vitezei mișcării vibratorii s-a realizat cu un ansamblu format din 5 senzori triaxiali, poziționați conform fig.6.57 și fig. 6.71 și o stație de achiziție de date conform fig. 6.69. Senzorii triaxiali au efectuat înregistrarea vitezei undei de vibrație cu precizie de $10^{-6} \div 10^{-9} \text{ m/s}$. Măsurătorile topografice s-au efectuat cu nivela digitală electronică Leica Sprinter 150M, Precizie 0,7 mm, fig. 6.75.



Fig. 6.69 Stație de achiziție date



Fig. 6.70 Pompa hidraulică



Fig. 6.71 Vedere sistem de aplicare încărcări statice și amplasare senzori triaxiali



Fig. 6.75 Nivelă digitală



Fig. 6.76 Stație achiziție date senzori



Fig. 6.77 Senzor triaxial



Fig. 6.72 Compactor



Fig. 6.73 Placă vibrantă



Fig. 6.74 Penetrometru dinamic greu

6.3.6 Metoda de încercare

Scopul acestui studiu este punerea în evidență a îmbunătățirii comportamentului pernelor de fundare armate cu materiale geosintetice solicitate la acțiuni combinate static și dinamic. Pentru realizarea acestuia s-au folosit următoarele metode de experimentare „in situ” :

- Metoda de vibrare în regim permanent (sau testul modulului de forfecare) [74] [2], pentru generarea undelor Rayleigh s-a folosit un compactor (ce realizează o mișcare continuă pe direcție verticală) și o placă vibrantă (ce realizează o mișcare continuă pe direcție orizontală).

- Metoda de propagare a undelor, pentru generarea undelor prin impact s-a folosit un penetrometru dinamic greu (căderea unei greutate de 50 kg de la 1,00 m înălțime pe o placă metalică determină generarea undelor principale, P, în teren).

1. Metoda de vibrare în regim permanent (cap. 4.4.3)[74]. O sursă de oscilație verticală, transmite într-un mediu omogen, izotrop și semi-spațiu elastic, cu un coeficient de deformație laterală Poisson, un input total de energie compus din trei unde elastice astfel: 67% unde Rayleigh, 26% unde secundare S (de forfecare) și 7% unde primare P (de compresiune), conform Miller și Pursey, 1954 [2], figura 6.78. Mai departe aceste unde se propagă departe de sursă și se răspândesc în teren, astfel energia transmisă de fiecare undă descrește odată cu distanța față de sursă. Această descreștere a energiei respectiv a amplitudinii se datorează

fenomenului de amortizare. Fig.6.79 [102] Față de undele de forfecare, cele Rayleigh se atenuează mai lent. Ținând cont de faptul că undele Rayleigh reprezintă 67% din energia generată de sursa și de faptul că acestea descresc puțin odată cu distanța având de obicei o amplitudine orizontală mai mare decât cea verticală și o traiectorie în formă de elipsă (datorită proprietăților terenului diferite de ipotezele teoretice ideale), putem considera că utilizând cele două utilaje pentru generarea undelor (compactator și placa vibrantă), vitezele măsurate în cadrul experimentului reprezintă vitezele undelor Rayleigh. Măsurând viteza de propagarea acestor unde se calculează modulul de forfecare transversal G_d , cu formula (6.2) [74] unde relația între cele două viteze este calculată cu relația (6.3)[2]:

$$G_d = \rho V_s^2 \cong \rho V_R^2 \quad \text{unde } V_R = \frac{0.862 + 1.14 \cdot \nu}{1 + \nu} V_s \quad (6.2) (6.3)$$

Pentru balastul analizat, $\nu=0.28 \Rightarrow V_R=0.923 V_s$.

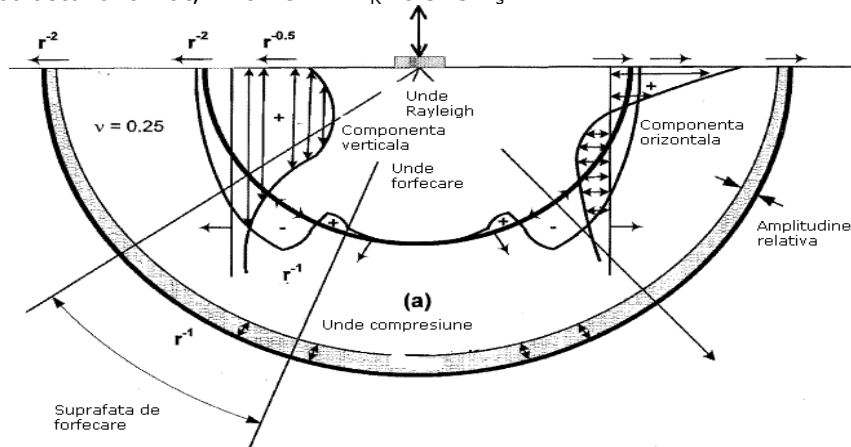


Fig. 6.78 Deplasarea undelor într-un mediu omogen, izotrop și semi-spațiu elastic [după 2]

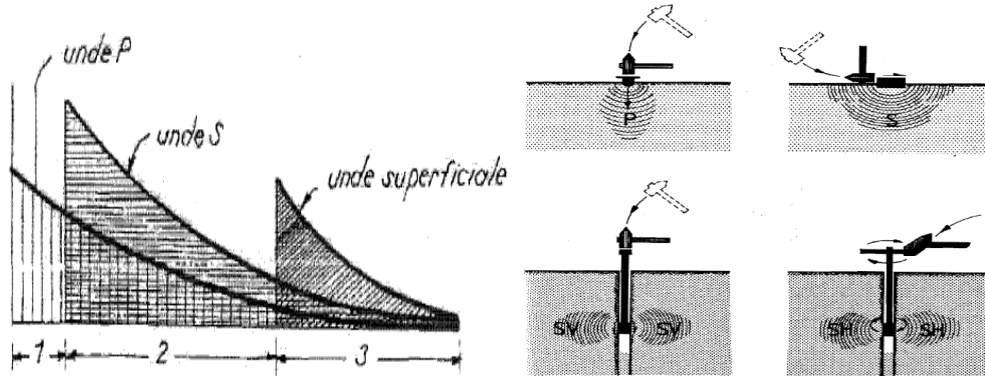


Fig. 6.79 Fenomenul de filtrare a undelor [102] Fig. 6.80 Generare mișcare vibratorie [14]

Așadar se urmărește modul în care dispunerea armăturii cu materiale geosintetice determină o creștere a modulului de forfecare.

2. Metoda de propagare a undelor în funcție de modul de generare a imputului (impulsului, șocului) în teren se transmit și se măsoară unde primare P sau unde secundare S, vezi fig. 6.80, 6.81 și 6.82. În cazul prezentului experiment penetrometrul generează unde de compresie P.



Fig. 6.81 Generarea undelor primare P [23]



Fig. 6.82 Generarea undelor secundare S [23]

În cadrul acestei metode se măsoară viteza undelor de compresie, V_p și se calculează valoarea modului de deformație longitudinal E_d și ulterior G_d cu formulele:

$$E_d = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \rho V_p^2 \quad \text{și} \quad G_d = \frac{E_d}{2(1+\nu)} \quad (6.4) \quad (6.5)$$

În anul 2007, la circa 10 m de locul de desfășurarea a experimentului s-a realizat o activitate de investigare a terenului în vederea amplasării unui foraj dotat cu un senzor seismic de adâncime anplasat la cota -30.00 m de la suprafața terenului. În tabelul nr.6.19 sunt prezentate valorile măsurate și calculate ale caracteristicilor de rezistență a terenului din amplasament. Datele calculate în prezentul experiment au fost corelate și verificate cu cele prezentate în tabelul 6.19.

Tabelul 6.19 Investigarea terenului din amplasament prin sondaj și metoda downhole [122]

Strat	Grosime [m]	Dens. g/cm ³	V _p [m/s]	V _s [m/s]	D [%]	E _d [Mpa]	G _d [Mpa]	T depozit [s]
Praf argilos	2	1.90	540	205	0.367	62.8	22.9	0.343
Argilă	6	1.96	985	305	0.462	265	87.3	
Nisip și pietriș	8	2.04	1100	320	0.462	501	171	
Agilă vârtoasă	5	2.14	1320	343	0.463	641	219	
Nisip argilos prăfos	7	2.03	1600	374	0.473	775	263	

6.3.7 Prezentarea rezultatelor

Încărcările statice aplicate sistemului de fundare au fost vizualizate în timpul efectuării încercării cu ajutorul stației de achiziții de date astfel încât în fiecare etapă a încercării au fost aplicate aceleași valori. Cu nivela electronică s-au înregistrat tasările fundațiilor (deformațiile terenului), față de un punct fix luat ca reper.

După prelucrarea acestor date se va calcula **deformația terenului și moduli de deformație ai terenului (E_d și G_d)**.

Încărcările dinamice au fost generate de: un penetrometru dinamic greu, un compactor și o placă vibrantă. Sensorii ce măsoară viteza vibrațiilor pe cele 3 direcții (x, y, z) au fost amplasați conform fig. 6.57, respectiv pe terenul natural (TN1 și TN2), pe fundații (F1 și F2) și pe grinda de încărcare (G1).

Pentru studiul caracteristicilor terenului de fundare, evaluarea răspunsului terenului într-un amplasament șsau folosit:

- spectre de amplitudine (spectre Fourier), care redau reprezentarea grafică a relațiilor amplitudini-frecvențe;
- spectre de răspuns, care redau valorile maxime ale răspunsului exprimat prin viteze.

Înregistrările realizate cu senzorii de vibrații au fost prelucrate cu **programul de calcul Wave**, care afișează valorile vitezelor la intervalul de 0,01 secunde, pe fiecare direcție, x, y și z, și **programul de calcul Spectram** care prelucrează aceste date cu serii Fourier și le afișează din domeniul timp în domeniul frecvență sub formă de spectre Fourier de viteze, de unde se pot citi valorile vitezelor la perioada predominantă a mișcării.

Prezentarea rezultatelor vitezelor înregistrate se va face astfel:

- Prezentarea sub formă de tabel a valorilor vitezelor maxime înregistrate pe cele două fundații și apoi la momentul de timp respectiv se prezintă valorile înregistrate de fiecare senzor pe fiecare element – pentru a fi observate valorile înregistrate pe elemente pe traseul undelei respective – ANEXA 1;

- Prezentarea sub formă de grafic a valorilor vitezelor maxime ale vibrațiilor, înregistrate pe fundația amplasată în perna de balast la fiecare treaptă de încărcare, pe fiecare axă, funcție de sursa ce generează vibrația.

- Prezentarea înregistrărilor primare din program a valorilor vitezelor de vibrație pe suprafața celor 2 fundații (senzor F1 și F2) – ANEXA 2.

- Prezentarea sub formă de grafic a valorilor vitezelor vibrațiilor la perioada predominantă a mișcării, înregistrate pe fundația amplasată în balast la fiecare treaptă de încărcare, pe fiecare axă, funcție de sursa (utilajul) ce generează vibrația.

Valorile înregistrate de senzorul amplasat în apropierea sursei de generare a vibrațiilor, TN1, fig.6.57, variază de la o etapă la alta, deși poziția acestuia a fost fixă pe toată durata experimentului. Pentru a putea realiza comparații cu scopul stabilirii eficienței unei variante de armare a pernei de balast față de varianta nearmată, s-au calculat valori procentuale, folosind aceleași formule de calcul pentru fiecare etapă.

Pentru a studia scăderea valorii vitezelor vibrațiilor înregistrate pe fundația amplasată în perna de balast armată în funcție de modul de armare s-au folosit următoarele formule de calcul, notate simbolic cu (*) pentru a ușura scrierea în tabel – ANEXA 3:

- Diferența procentuală între valoarea vitezelor înregistrate pe fundațiile amplasate în **perna de balast și praf argilos**:

$$(*) = (V_{\text{balast}} - V_{\text{argilă}}) \times 100 / V_{\text{balast}} (\%)$$

- Diferența procentuală între valoarea vitezelor înregistrate pe fundațiile amplasate în perna de **balast armată față și cea nearmată**:

$$(**) = (V_{\text{balast nearmat}} - V_{\text{balast armat}}) (\%)$$

- Diferența procentuală între valoarea vitezei înregistrate pe fundația amplasată în **și praf argilos și cea din terenul natural neîncărcat** de lângă sistemul de fundare:

$$(***) = (V_{\text{argilă}} - V_{\text{teren}}) \times 100 / V_{\text{teren}} (\%)$$

- Diferența procentuală între valoarea vitezei înregistrate pe fundația amplasată în **perna de balast armată și nearmată și cea din terenul natural neîncărcat** de lângă sistemul de fundare:

$$(\text{****}) = (V_{\text{balast}} - V_{\text{teren}}) \times 100 / V_{\text{teren}} (\%)$$

- Diferența procentuală între valoarea vitezei înregistrate pe **grinda metalică așezată pe fundații și cea din terenul natural** de lângă sistemul de fundare:

$$(\text{*****}) = (V_{\text{grindă}} - V_{\text{teren}}) \times 100 / V_{\text{teren}} (\%)$$

- Ponderea procentuală a valorii vitezei înregistrate **terenul natural de lângă sistemul de fundare** din cea din **terenul natural de lângă sursa** de producere a vibrațiilor (cât ajunge la stand față de inițial):

$$(\text{*****}) = V_{\text{teren}} \times 100 / V_{\text{teren sursă}} (\%)$$

Rezultatele deformațiilor terenului

Tabelul 6.20 Deformații teren (balast și praf argilos) – varianta 1 – balast nearmat

BALAST NEARMAT

Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	R Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	0.8251	0.8372	0.7281	9.9030	9.8909	-	-
1	0.8248	0.8371	0.7281	9.9033	9.8910	0.3	0.1
2	0.8253	0.8380	0.7281	9.9028	9.8901	-0.2	-0.8
3	0.8273	0.8407	0.7281	9.9008	9.8874	-2.2	-3.5
4	0.8292	0.8430	0.7281	9.8989	9.8851	-4.1	-5.8
4.5	0.8298	0.8437	0.7281	9.8983	9.8844	-4.7	-6.5
5	0.8307	0.8449	0.7281	9.8974	9.8832	-5.6	-7.7
0	0.8291	0.8425	0.7281	9.8990	9.8856	-4.0	-5.3

10 m

BALAST NEARMAT - DUPA VIBRAȚII

Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	Reper Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	0.8101	0.8115	0.7131	9.9030	9.9016	-	-
1	0.8103	0.8117	0.7131	9.9028	9.9014	-0.2	-0.2
2	0.8110	0.8122	0.7131	9.9021	9.9009	-0.9	-0.7
3	0.8112	0.8127	0.7131	9.9019	9.9004	-1.1	-1.2
4	0.8116	0.8136	0.7131	9.9015	9.8995	-1.5	-2.1
4.5	0.8118	0.8143	0.7131	9.9013	9.8988	-1.7	-2.8
5	0.8123	0.8149	0.7131	9.9008	9.8982	-2.2	-3.4
0	0.8116	0.8125	0.7131	9.9015	9.9006	-1.5	-1.0

10 m

Tabelul 6.21 Deformații teren (balast și praf argilos) – varianta 2 – balast armat cu 2 geogriile

BALAST ARMAT CU 2 GEOGRILE							
Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	Reper Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	0.8570	0.8980	0.7820	9.9250	9.8840	-	-
1	0.8575	0.8982	0.7820	9.9245	9.8838	-0.5	-0.2
2	0.8585	0.8984	0.7818	9.9233	9.8834	-1.7	-0.6
3	0.8591	0.8990	0.7818	9.9227	9.8828	-2.3	-1.2
4	0.8597	0.8995	0.7818	9.9221	9.8823	-2.9	-1.7
4.5	0.8601	0.9002	0.7817	9.9216	9.8815	-3.4	-2.5
5	0.8608	0.9011	0.7819	9.9211	9.8808	-3.9	-3.2
0	0.9125	0.9527	0.8353	9.9228	9.8826	-2.2	-1.4

10 m

BALAST ARMAT CU 2 GEOGRILE - DUPA VIBRATII							
Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	Reper Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	0.7445	0.7449	0.6812	9.9367	9.9363	-	-
1	0.7447	0.7451	0.6812	9.9365	9.9361	-0.2	-0.2
2	0.7450	0.7453	0.6812	9.9362	9.9359	-0.5	-0.4
3	0.7453	0.7456	0.6812	9.9359	9.9356	-0.8	-0.7
4	0.7458	0.7460	0.6813	9.9355	9.9353	-1.2	-1.0
4.5	0.7458	0.7463	0.6812	9.9354	9.9349	-1.3	-1.4
5	0.7462	0.7465	0.6812	9.9350	9.9347	-1.7	-1.6
0	0.7450	0.7457	0.6814	9.9364	9.9357	-0.3	-0.6

10 m

Tabelul 6.22 Deformații teren (balast și praf argilos) – varianta 3 – balast armat cu 1 geocelulă

BALAST ARMAT CU 1 GEOCELULA PRS – cu înălțime și alveole mari							
Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	Reper Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	0.9976	0.9978	0.8811	9.8835	9.8833	-	-
1	0.9993	0.9980	0.8811	9.8818	9.8831	-1.7	-0.2
2	1.0012	0.9986	0.8811	9.8799	9.8825	-3.6	-0.8
3	1.0023	0.9990	0.8811	9.8788	9.8821	-4.7	-1.2
4	1.0032	0.9996	0.8811	9.8779	9.8815	-5.6	-1.8
4.5	1.0036	0.9998	0.8811	9.8775	9.8813	-6.0	-2.0
5	1.0043	1.0001	0.8811	9.8768	9.8810	-6.7	-2.3
0	1.0023	0.9982	0.8811	9.8788	9.8829	-4.7	-0.4

10 m

BALAST ARMAT CU 1 GEOCELULA - DUPA VIBRATII

Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	Reper Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	1.0034	0.9993	0.8811	9.8777	9.8818	-	-
1	1.0036	0.9988	0.8811	9.8775	9.8823	-0.2	0.5
2	1.0045	0.9993	0.8811	9.8766	9.8818	-1.1	0.0
3	1.0045	0.9998	0.8811	9.8766	9.8813	-1.1	-0.5
4	1.0052	1.0001	0.8811	9.8759	9.8810	-1.8	-0.8
4.5	1.0051	1.0004	0.8811	9.8760	9.8807	-1.7	-1.1
5	1.0053	1.0005	0.8811	9.8758	9.8806	-1.9	-1.2
0	1.0034	0.9985	0.8811	9.8777	9.8826	0.0	0.8

10 m

Tabelul 6.23 Deformații teren (balast și praf argilos) – varianta 3 – balast armat cu 2 geocelule

BALAST ARMAT CU 2 GEOCELULE „FAGURE” – cu înălțime și alveole mici

Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	Reper Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	0.9380	0.9239	0.8064	9.8684	9.8825	-	-
1	0.9383	0.9238	0.8063	9.8680	9.8825	-0.4	0.0
2	0.9392	0.9242	0.8063	9.8671	9.8821	-1.3	-0.4
3	0.9401	0.9243	0.8062	9.8661	9.8819	-2.3	-0.6
4	0.9411	0.9243	0.8062	9.8651	9.8819	-3.3	-0.6
4.5	0.9412	0.9246	0.8062	9.8650	9.8816	-3.4	-0.9
5	0.9419	0.9246	0.8062	9.8643	9.8816	-4.1	-0.9
0	0.9403	0.9240	0.8062	9.8659	9.8822	-2.5	-0.3

10 m

BALAST ARMAT CU 2 GEOCELULE - DUPA VIBRATII

Încărcări [dan/cm ²]	Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	Reper Control [m]	Cote reperi		Tasare	Tasare
				Reper 1 [m]	Reper 2 [m]	f. balast [mm]	f. argila [m]
0	0.9403	0.9239	0.8064	9.8661	9.8825	-	-
1	0.9405	0.9237	0.8064	9.8659	9.8827	-0.2	0.2
2	0.9412	0.9240	0.8064	9.8652	9.8824	-0.9	-0.1
3	0.9417	0.9242	0.8064	9.8647	9.8822	-1.4	-0.3
4	0.9416	0.9244	0.8064	9.8648	9.8820	-1.3	-0.5
4.5	0.9420	0.9246	0.8064	9.8644	9.8818	-1.7	-0.7
5	0.9423	0.9246	0.8064	9.8641	9.8818	-2.0	-0.7
0	0.9405	0.9236	0.8064	9.8659	9.8828	-0.2	0.3

10 m

Tabelul 6.24 Tabel centralizator - deformații teren (balast și praf argilos)

	B. nearmat	B. + 2 geogriile	B. + 1 geocelulă	B. + 2 geocelule
Static	-5,6 cm	-3,9 cm	-6,7 cm	-4,1 cm
Remanent	-4,0 cm	-2,2 cm	-4,7 cm	-2,5 cm
După vibrații	-2,2 cm	-1,7 cm	-1,9 cm	-2,0 cm
Remanent	-1,5 cm	-0,3 cm	0,0 cm	-0,2 cm

Concluzii

În cadrul testului in situ pe fundația așezată pe pernă din balast armat cu 2 geogriile, deformațiile aferente încărcărilor statice maxime (la etapa cu presiunea pe suprafața de fundare de 5 daN/cm^2) și dinamice au cele mai mici valori în comparație cu valorile înregistrate la varianta de pernă nearmată, respectiv armată cu unul sau două rânduri de geocelule. În cazul folosirii geocelulelor nu s-a putut realiza o compactare corespunzătoare a materialelor granulare din interiorul celulelor. În cazul pernelor nearmate cu materiale geosintetice deformațiile remanente sunt mai mari decât la pernele armate. Pernele armate apropiindu-se de o comportare elastică.

În reprezentările grafice din fig.6.83, fig 6.84 și tabelul 6.24, comparând cele 3 variante de armare se observă că valorile deformațiilor înregistrate sunt sensibil apropiate între ele dar depărtate ca valoare față de varianta nearmată.

Cea mai bună comportare, o prezintă varianta de dispunere a 2 geogriile, ducând la:

- scăderea deformațiilor maxime la solicitările statice la nivelul suprafeței de fundare înainte de vibrații cu:

- **29% (2,90 mm față de 4,10 mm) la o solicitare de 4 daN/cm^2 ;**

- **30% (3,90 mm față de 5,60 mm) la o solicitare de 5 daN/cm^2 .**

- scăderea deformațiilor maxime la solicitările statice la nivelul suprafeței de fundare după vibrații cu:

- **20% (1,20 mm față de 1,50 mm) la o solicitare de 4 daN/cm^2 ;**

- **23% (1,70 mm față de 2,20 mm) la o solicitare de 5 daN/cm^2 .**

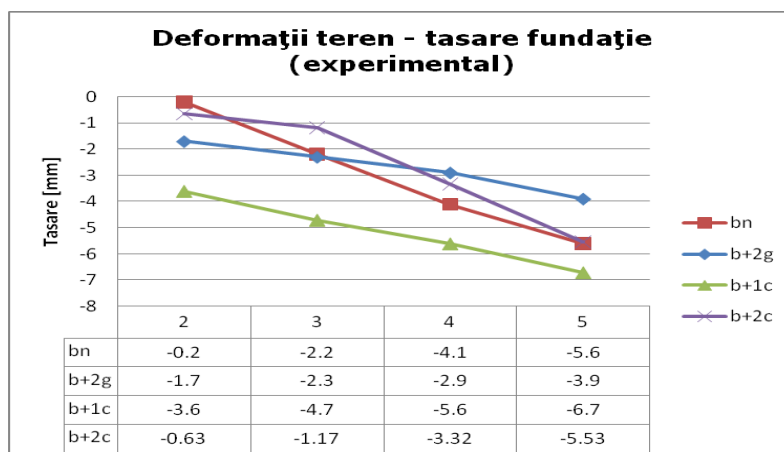


Fig. 6.83 Centralizare deformații maxime la încărcări statice – înainte de vibrații

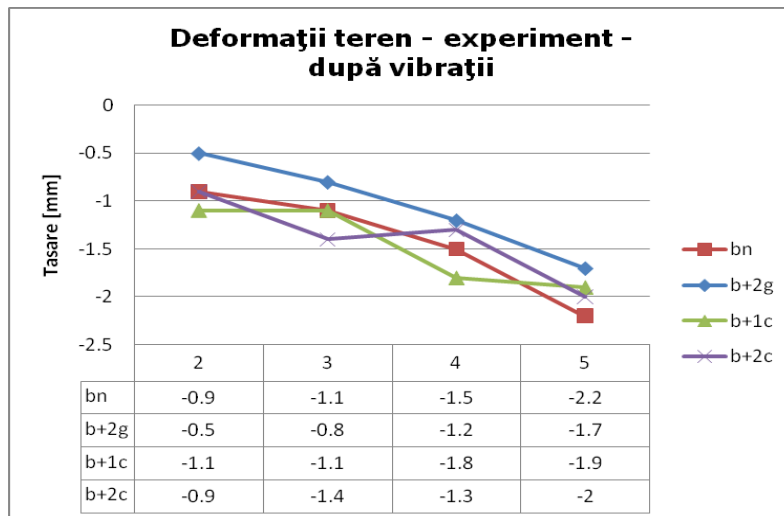


Fig. 6.84 Centralizare deformații maxime la încărcări statice – după vibrații

Analizând rezultatele prezentate mai sus se poate spune că pernele din balast armate cu 2 geogrilă, prezintă o comportare foarte bună atât la încărcări statice cât și la solicitări dinamice, manifestată prin deformații maxime mult mai mari decât la perna nearmată.

Sursa de vibrații – Compactor

Compactorul este un utilaj care desfășoară o mișcare pe direcție verticală sub formă de bătăi repetate pe direcție verticală.

Se vor prezenta grafic valorile vitezelor maxime, fig. nr. 6.87, 6.89, 6.91 și valorile la perioada predominantă pentru $T=0,06$ s, fig. 6.88, 6.90, 6.92.

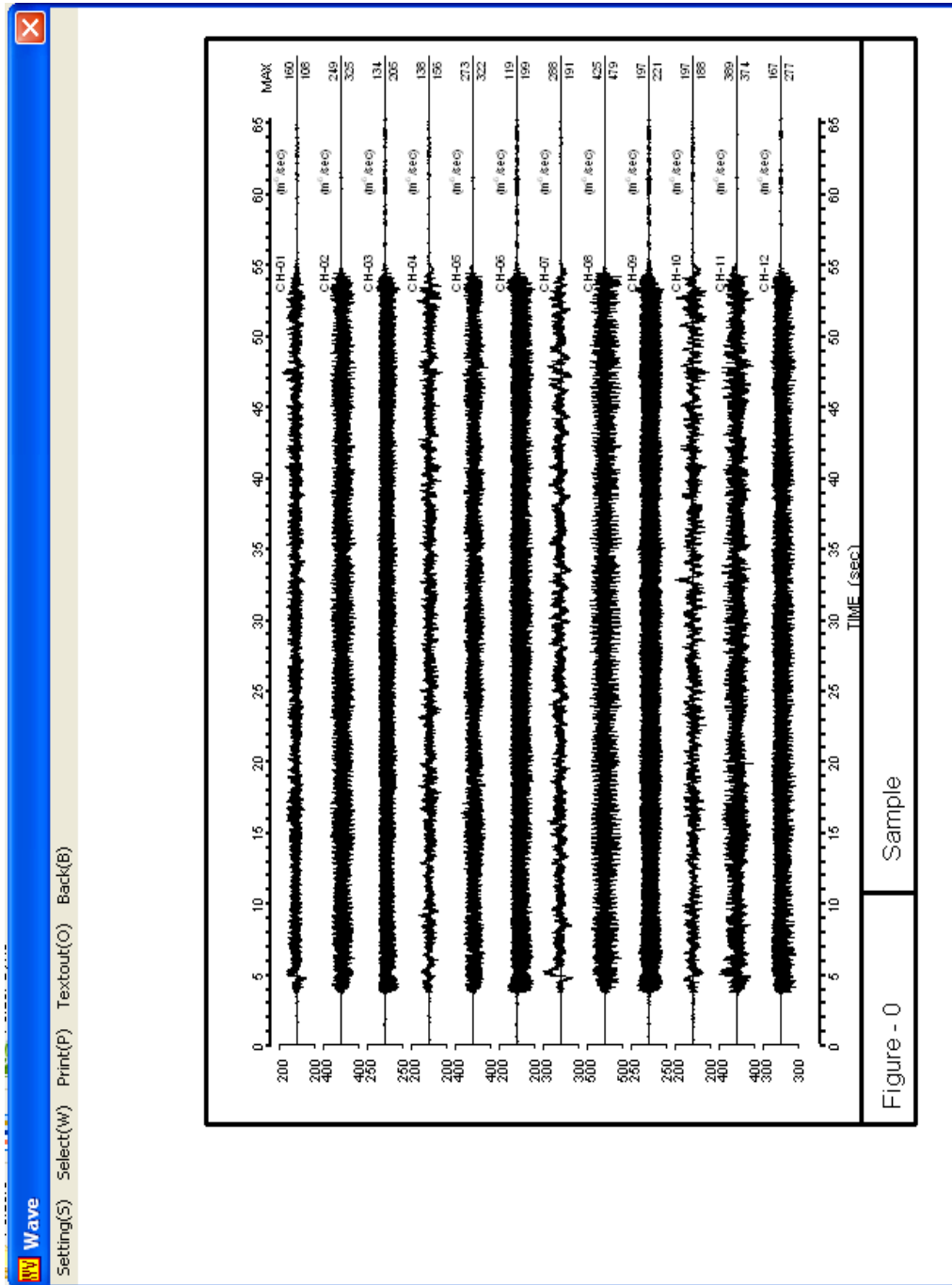


Fig. 6.85 Sursa compactor – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – înregistrarea vitezelor maxime ale vibrațiilor

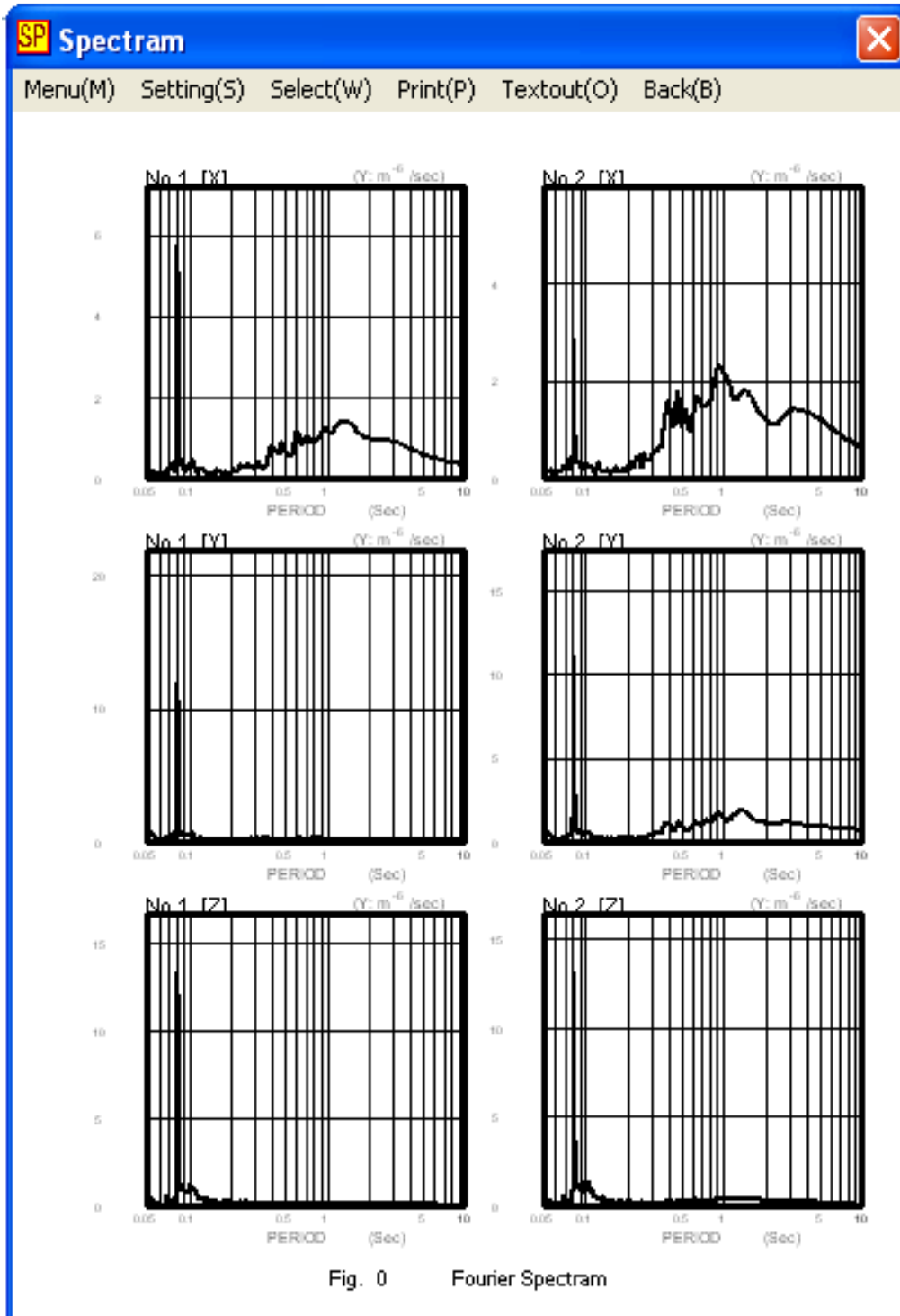


Fig. 6.86 Sursa compactor – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – Spectru Fourier

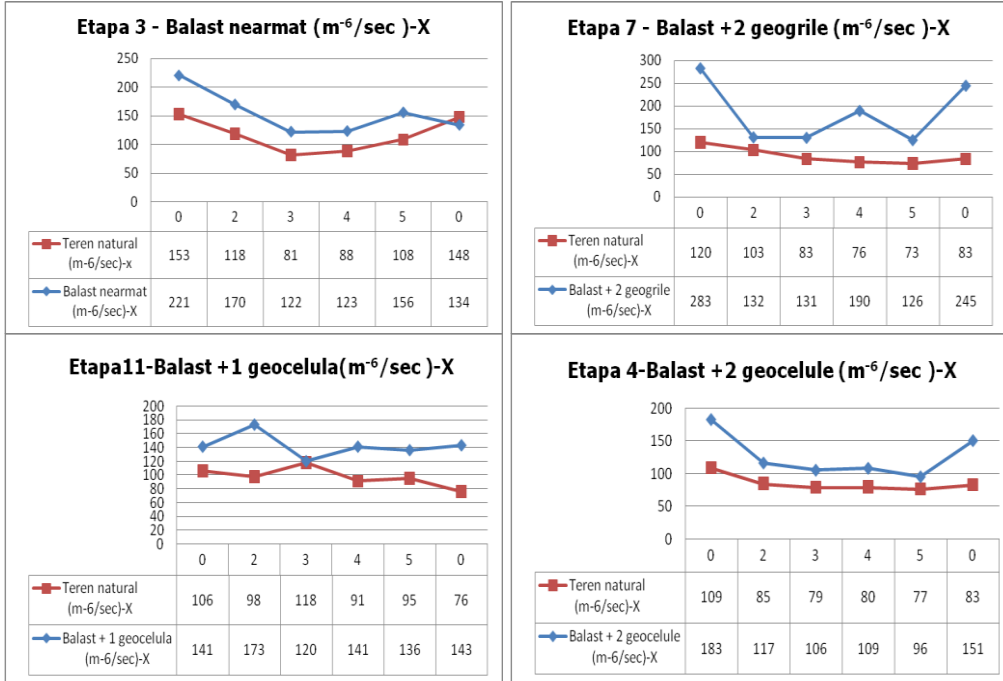


Fig. 6.87 Sursa compactor – viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației - X

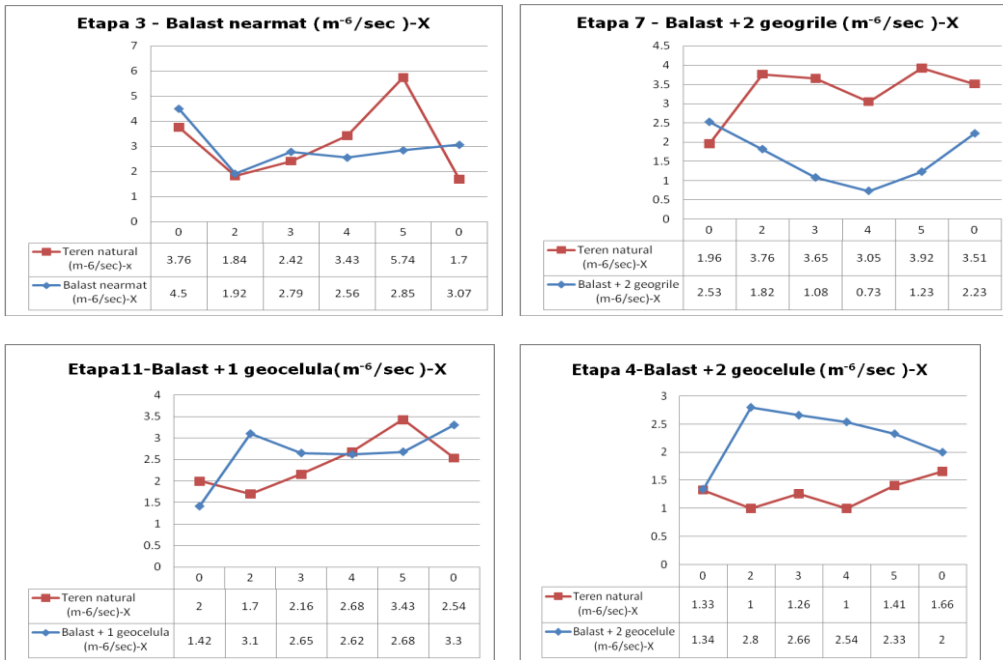


Fig. 6.88 Sursa compactor – viteze înregistrate la perioada predominantă din Spectre Fourier-X

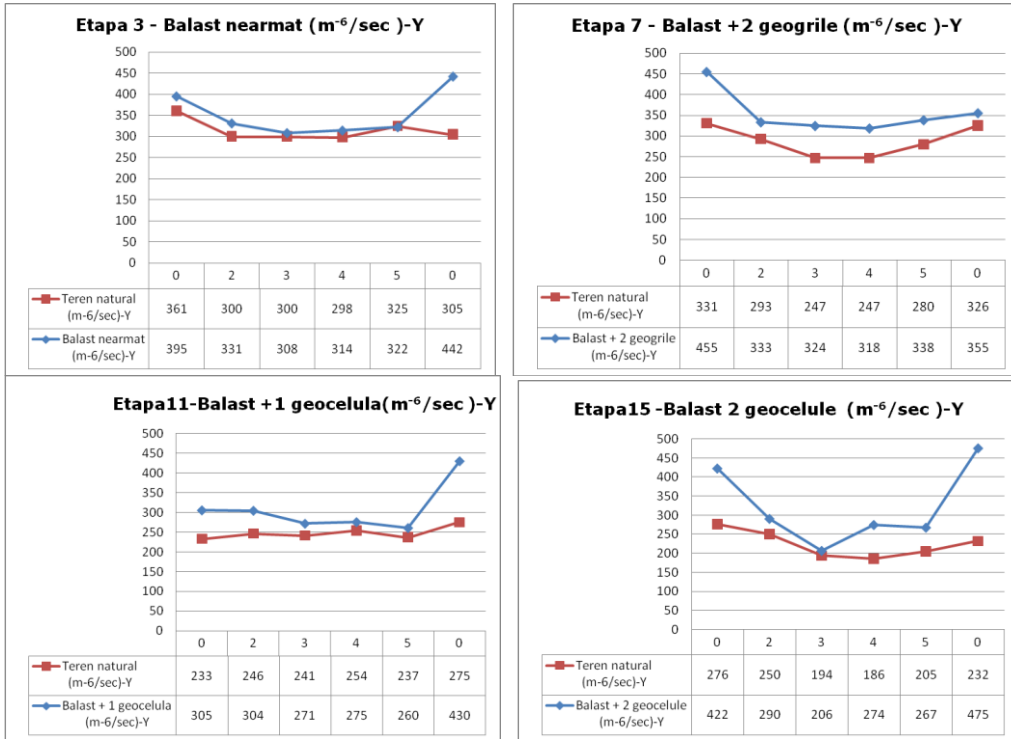


Fig. 6.89 Sursa compactor – viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației - Y

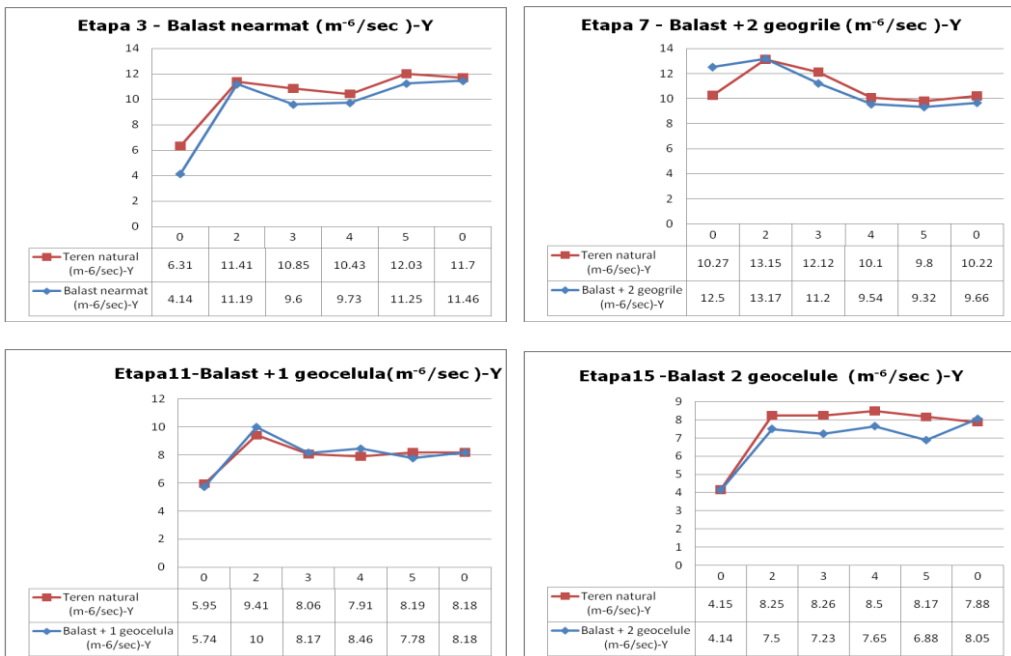


Fig. 6.90 Sursa compactor-viteze înregistrate la perioada predominantă din Spectre FourierY

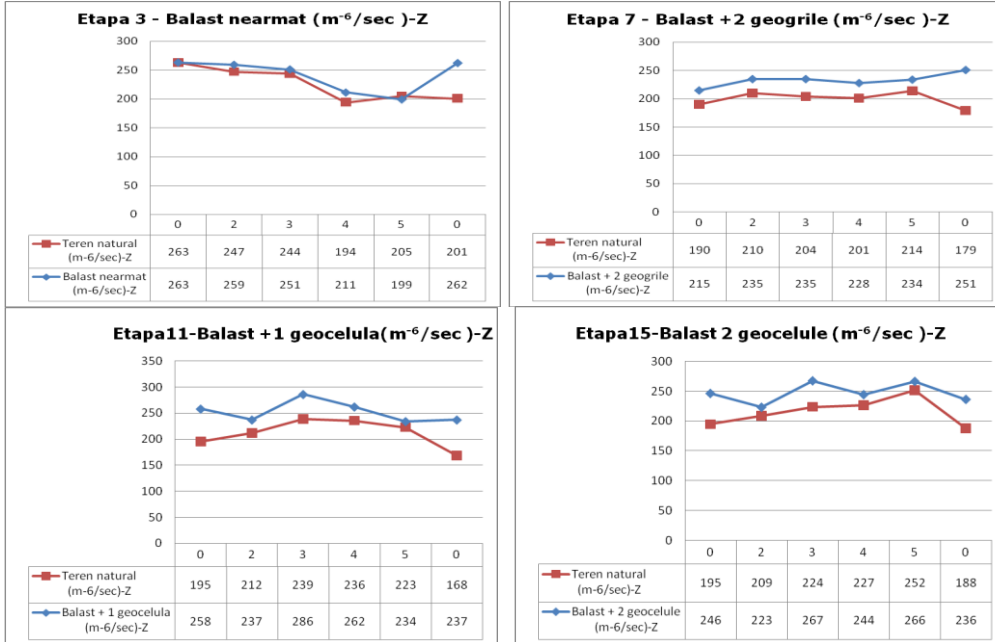


Fig. 6.91 Sursa compactor – viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației – Z

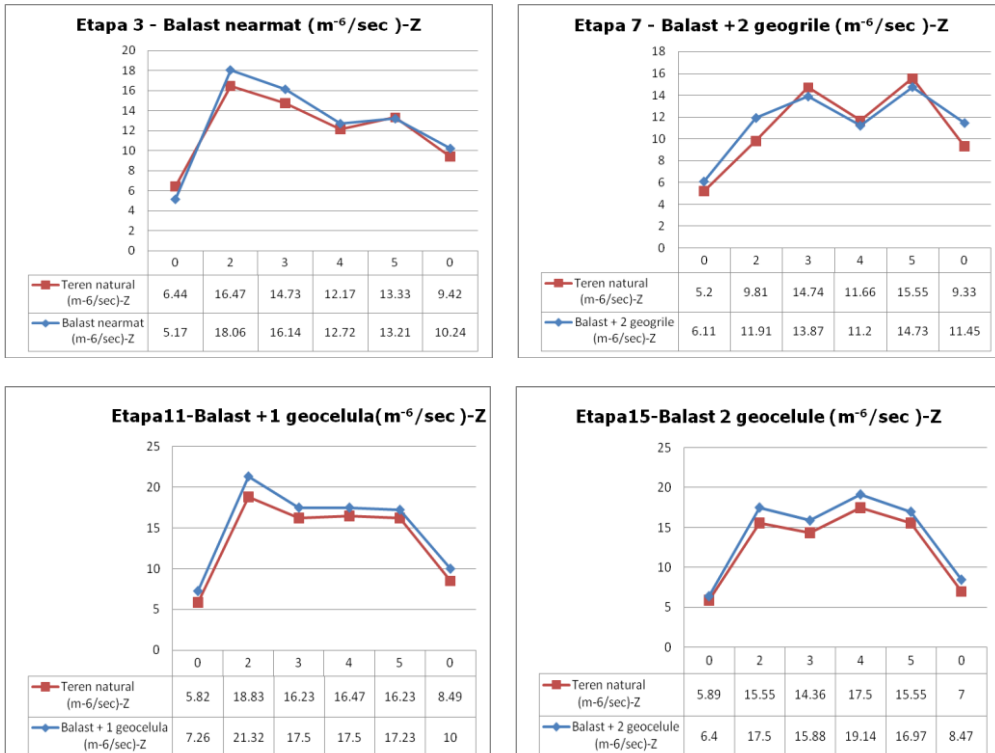


Fig. 6.92 Sursa compactor–viteze înregistrate la perioada predominantă din Spectre Fourier – Z

În figura nr.6.78 este prezentat înregistrarea vibrațiilor astfel:

- pe suprafața superioară a blocului de beton amplasat în perna de balast, senzor F2, canal nr.01-x, 02-y, 03-z),
- pe suprafața superioară a blocului de beton amplasat în teren praf argilos, senzor F1, canal nr.04-x, 05-y, 06-z;
- în camp liber senzor TN2, canal 07-x, 08-y, 09-z;
- pe grinda metalică senzor G1, canal 10-x, 11-y, 12-z.

În figura nr.6.79 este prezentată mișcarea celor 2 blocuri de beton (fundațiile) sub formă de spectrul Fourier de viteze.

Prezentarea tabelară și grafică - centralizare valori maxime viteze

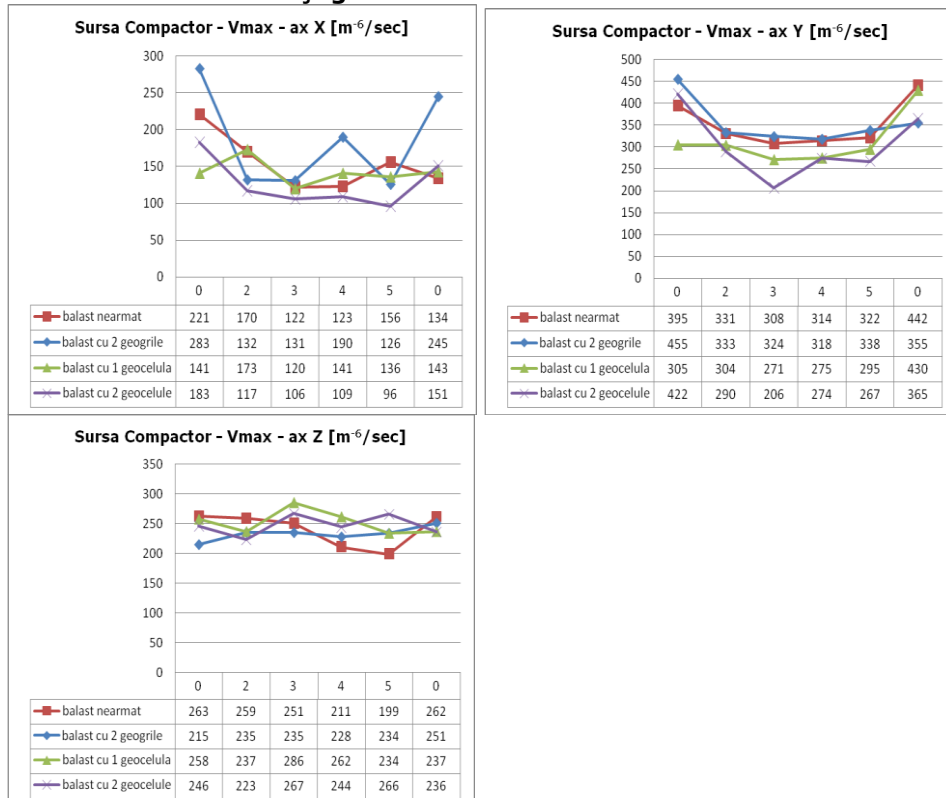


Fig. 6.93 Valori maxime în balast a) pe axa X, b) pe axa Y, c) pe axa Z,

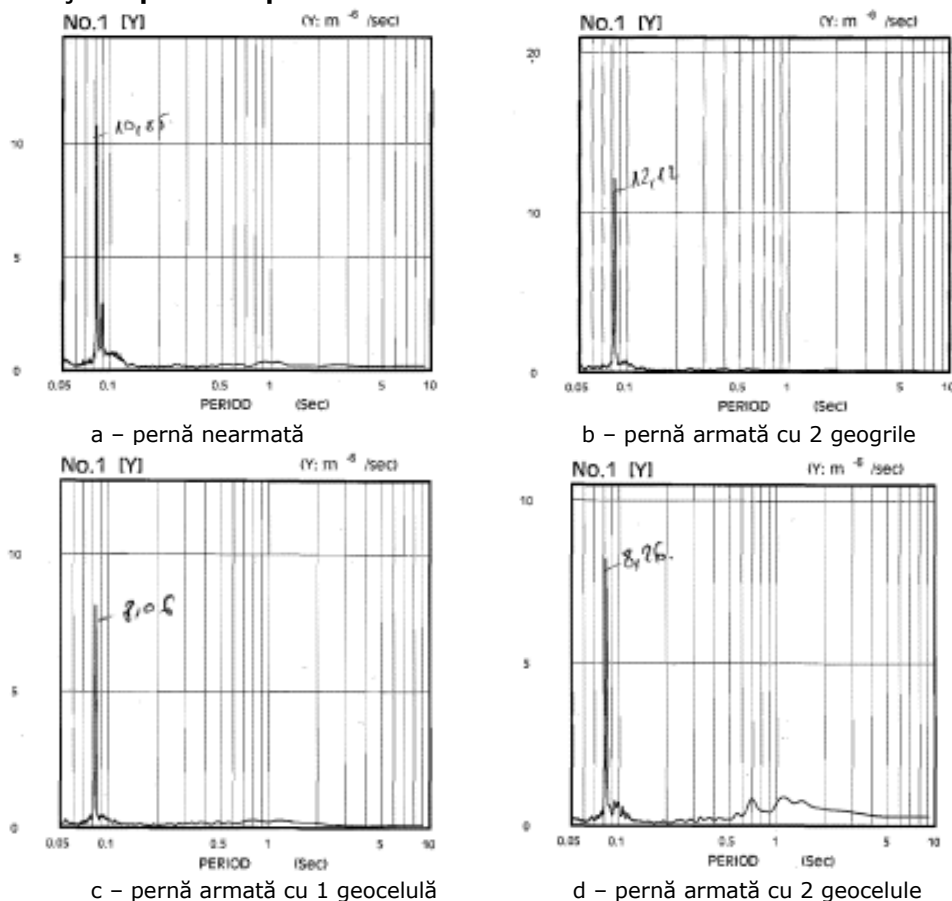
Concluzii

Axa orizontală principală y:

- Inițial ($p=0 \text{ daN/cm}^2$) valoarea vitezelor este mare datorită vibrării libere.
- Creșterea presiunii verticale determină scăderea vitezei până la un punct de minim aferent ($p=3 \text{ daN/cm}^2$); $p=2 \text{ daN/cm}^2 - V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c} > V_{b+2c}$
- pentru $p=4 \text{ daN/cm}^2$ balastul începe să conlucreze cu geocelulele;
- pentru $p=5 \text{ daN/cm}^2$ balastul începe să conlucreze cu geogriile și geocelula PRS, dar scade capacitatea portantă celor 2 geocelule „fagure”;
- $V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c} > V_{b+2c}$, se menține același trend
- Final ($p=0 \text{ daN/cm}^2$) valoarea vitezelor este mare decât pentru $p=5 \text{ daN/cm}^2$ datorită vibrării libere și este mai mare decât inițial datorită consolidării terenului.

Axa verticală z:

- Inițial ($p=0 \text{ daN/cm}^2$) valoarea vitezelor este mare datorită vibrații libere.
- Creșterea presiunii verticale determină creșterea vitezei până la un punct de maxim aferent ($p=3 \text{ daN/cm}^2$); $p=2 \text{ daN/cm}^2 - V_{bn} > V_{b+1c} \geq V_{b+2g} > V_{b+2c}$
- pentru $p=4 \text{ daN/cm}^2$ scade viteza pentru toate variantele;
- pentru $p=5 \text{ daN/cm}^2$ balastul începe să conlucreze cu geogriile și geocelulele „fagure”; - $V_{b+2c} > V_{b+1c} = V_{b+2g} > V_{bn}$, crește viteza la variantele armate.
- Final ($p=0 \text{ daN/cm}^2$) valoarea vitezelor este mare decât pentru $p=5 \text{ daN/cm}^2$
- pe ambele axe se remarcă caracterul constant al variantei de armare a pernei cu 2 geogriile.

Prezentarea tabelară a diferențelor procentuale a valorilor vitezelor de vibrație la perioada predominantăFig. 6.94 Valori viteze la perioada predominantă Spectru Fourier – ax Y – 3 daN/cm^2

Figurile prezentate mai sus se regăsesc în anexă A2. În anexa A3 sunt prezentate sub formă tabelară, rezultatele afișate în anexa A2, și sunt calculate valorile procentuale conform ecuații stabilite la acest capitol 6.3. la prezentarea rezultatelor.

Rezultatele calculelor notate cu (*)÷(*****) sunt centralizate în tabelele de mai jos.

Tabelul 6.25 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – praf argilos (*)

Etapa	Ax	Presiune statica [daN/cm ²]							
		0	1	2	3	4	4.5	5	0
		Diferența procentuala (*) %							
Balast	x	20	-36	4	15	-25	-56	-50	81
	y	-34	8	-2	-12	-7	-3	-6	-2
	z	-20	2	10	10	5	1	-1	9
Balast cu 2 grile	x	29	-54	-52	-70	-76	-68	-69	-36
	y	22	6	0	-8	-6	-5	1	-5
	z	18	35	21	-6	-4	-3	-5	23
Balast cu 1 celula	x	-29	54	82	23	-2	-4	-22	30
	y	-4	-14	6	1	7	-3	-5	0
	z	25	15	13	8	6	4	6	18
Balast cu 2 celule	x	1	118	180	111	154	116	65	20
	y	0	-13	-9	-12	-10	-17	-16	2
	z	9	11	13	11	9	12	9	21

Tabelul 6.26 Comportare fundații **BALAST armat/nearmat (F2) – PRAF ARGILOS (F1)** (centralizare tab. 6.25):

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p ≥ 4	25 ÷ 56	p ≥ 0	2 ÷ 12	-	-
2	p ≥ 1	52 ÷ 76	p ≥ 3	5 ÷ 6	p ≥ 3	3 ÷ 6
3	p ≥ 4	2 ÷ 4	p ≥ 0	1 ÷ 14	-	-
4	-	-	p ≥ 1	9 ÷ 12	-	-

Tabelul 6.27 Comportare fundații pe **BALAST NEARMAT – BALAST ARMAT-F2 (**)**

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
2	P ≥ 1	18 ÷ 86	P = 1, 4, 5	2	P ≥ 3	4 ÷ 15
3	-	-	P = 1,	22	P = 3	2
4	-	-	P ≥ 0	11 ÷ 23	P = 1,	22

Tabelul 6.28 Comparația mod de comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – PRAF ARGILOS (F1)(***)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	-	-	p ≥ 1	12 ÷ 26	-	-
2	-	-	p ≥ 3	1 ÷ 6	P = 2	32 ÷ 52
3	-	-	p ≥ 0	13 ÷ 25	-	-
4	p > 1	21 ÷ 54	p ≥ 0	11 ÷ 17	-	-

Tabelul 6.29 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – BALAST (F2)(****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	P = 1, 4, 5, 5	11 ÷ 32	p ≥ 0	12 ÷ 27	-	-
2	p ≥ 1	7 ÷ 53	p ≥ 3	6 ÷ 9	P = 1, 2	17 ÷ 35
3	p = 5	12	p ≥ 0	11 ÷ 28	-	-
4	P = 2	4	p ≥ 0	8 ÷ 27	-	-

Tabelul 6.30 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – GRINDĂ (G1)** (*****):

Axe	X		Y		Z	
	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	-	-	$p \geq 1$	41÷89	-	-
2	-	-	$p \geq 3$	53÷82	-	-
3	-	-	$p \geq 1$	14÷75	-	-
4	-	-	$p \geq 4$	24÷71	-	-

Concluzie pentru sursa de vibrație „compactator”

Comparând valoarea nominală a vitezelor înregistrate în varianta de balast nearmat respectiv în variantele cu armătură, respectiv cele înregistrate în terenul natural, praf argilos (care ar trebui să aibă aceleași valori, fiind același material), putem considera că aceste variații se datorează modului de funcționare a surselor de vibrație. De aceea pentru a face comparații ne vom referi la variațiile valorilor procentuale. Tabelele prezentate mai sus sunt centralizarea datelor prezentate în anexa 2a.

- față de praful argilos, deși valorile nominale maxime în balast cu/fără armare sunt mai mari, la perioada predominantă, aceste valori sunt mai mici, pe direcție orizontală y și pe direcție verticală pentru varianta cu 2 geogriile, fig. 6.90, 6.92 și tab. 6.26;

- față de varianta de balast nearmat, conform tab.6.27, dispunerea armăturii cu 2 geogriile determină scăderi față de pe toate direcțiile, ceea ce arată o creștere a amortizării mișcării datorată armăturii;

- față de terenul natural, conform tab.6.28, 6.29 (înregistrările sensorului TN2, fig. nr.6.57), se observă scăderi procentuale mai mari la balast decât la praful argilos, pentru toate variantele, pe axele orizontale x și y, ceea ce arată o creștere a amortizării mișcării în balast (frecare internă a particulelor mai mare) față de praful argilos.

- față de terenul natural, conform tab.6.30 (înregistrările sensorului TN1, fig. 6.57), scăderea vitezelor pe fundații determină o scădere a vitezei vibrațiilor grinzii metalice (suprastructură), față de senzorul TN2 în camp liber.

Corelând cele exprimate mai sus, se apreciază că varianta de armare cu 2 geogriile, determină cea mai mare amortizare a fenomenului de vibrații.

Sursa de vibrații – Placă vibrantă

Placa vibrantă realizează o mișcare puternică pe direcție orizontală și determină mișcarea sistemului de fundare cu 1 perioadă principală $T=0,06s$ dar analizând spectrul Fourier se observă încă două perioade secundare $T=0,10 s$ și $T=0,20 s$ la care valoarea vitezelor înregistrată este mai mică decât la cea principală, conform cap.4.3, fig. 4.14. Pentru a efectua un studiu cât mai detaliat în cele ce urmează vom studia modul de propagare a mișcării la toate cele 3 perioade. Se vor prezenta grafic valorile vitezelor maxime, fig. nr. 6.97, 6.99, 6.101 și valorile la perioada predominantă pentru $T=0,06 s$, 6.98, 6.100, 6.102. În fig. 6.95 sunt reprezentată mișcarea (valori maxime), iar în fig. 6.96, spectrele Fourier pentru vibrațiile înregistrate pe suprafața celor 2 fundații.

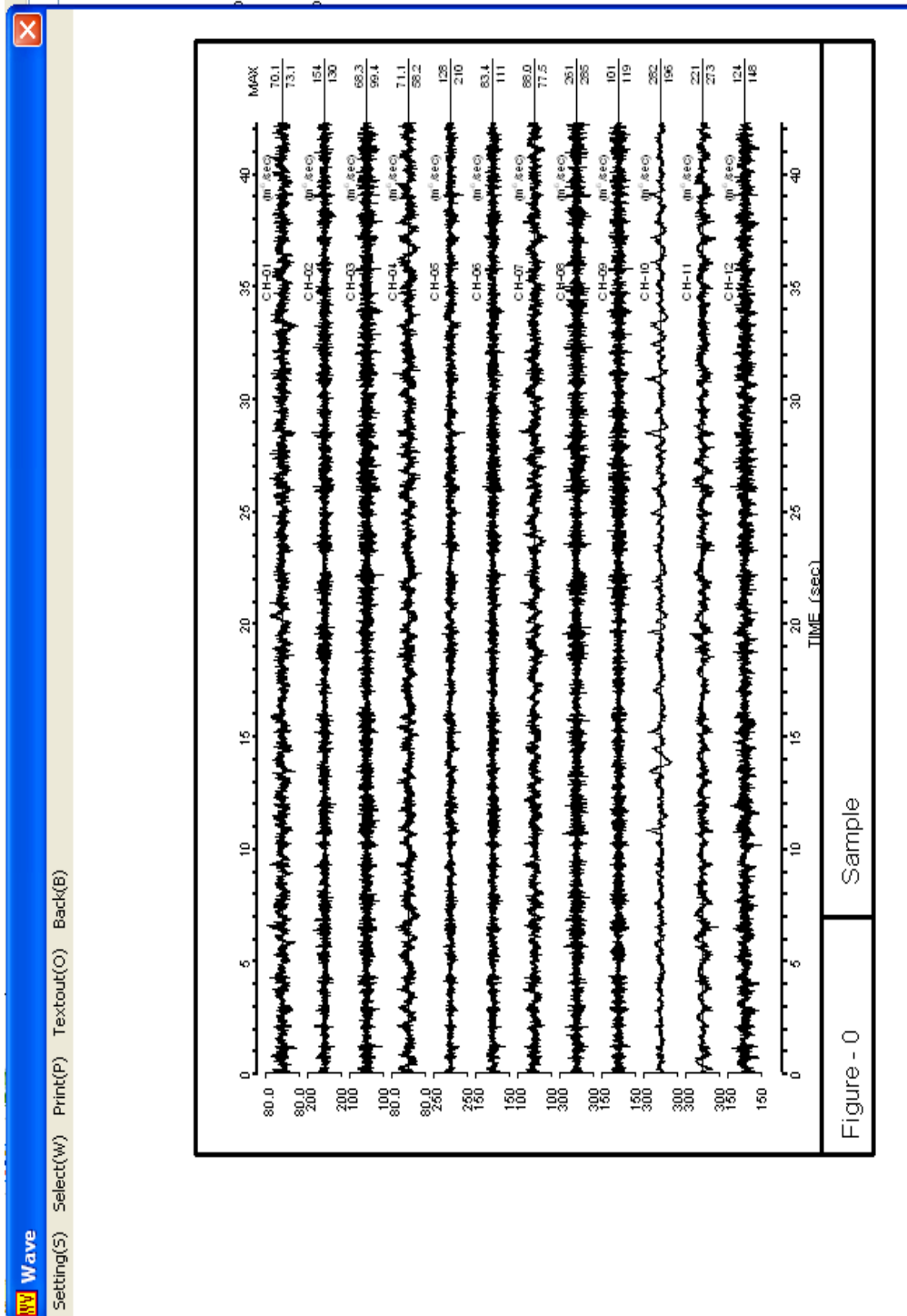


Fig. 6.95 Sursa placă vibrantă – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – înregistrare vibrații

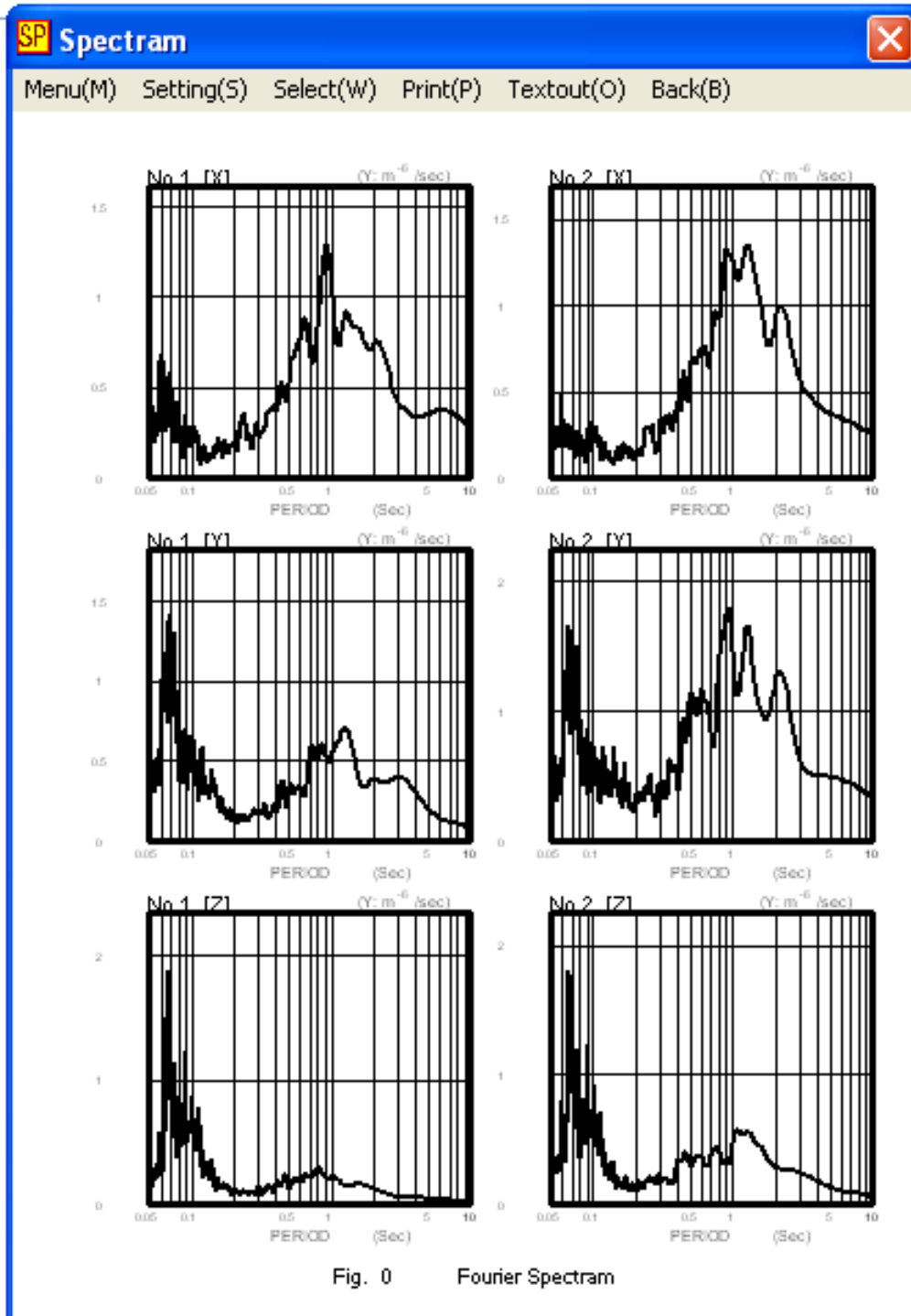


Fig. 6.96 Sursa placă vibrantă – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – Spectru Fourier

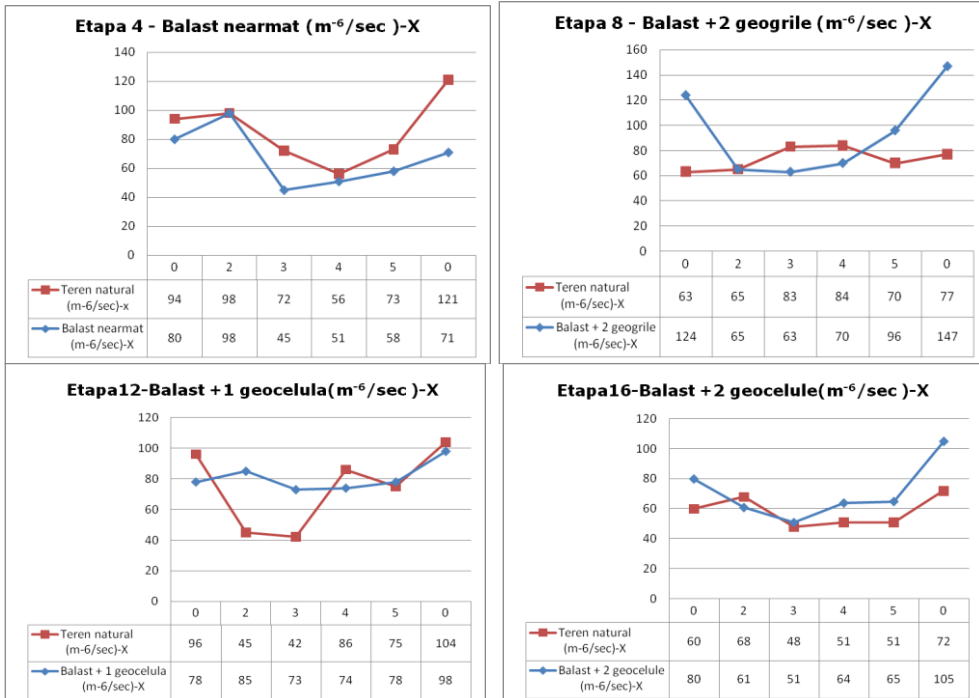


Fig. 6.97 Sursa placă vibrantă-viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației-X

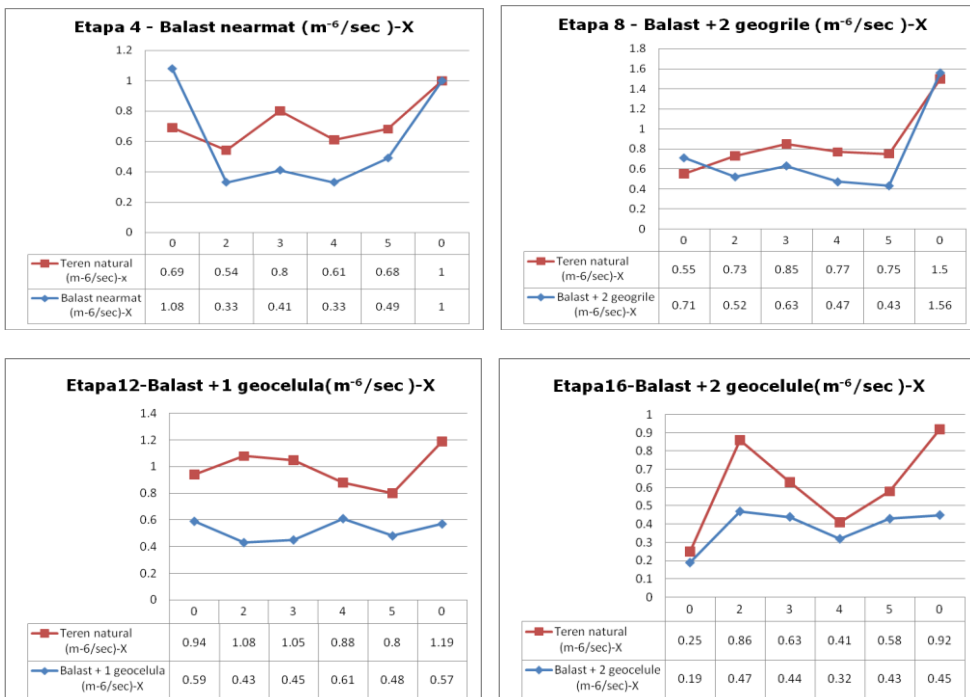


Fig. 6.98 Sursa placă - viteze înregistrate la perioada predominantă din Spectre Fourier-X

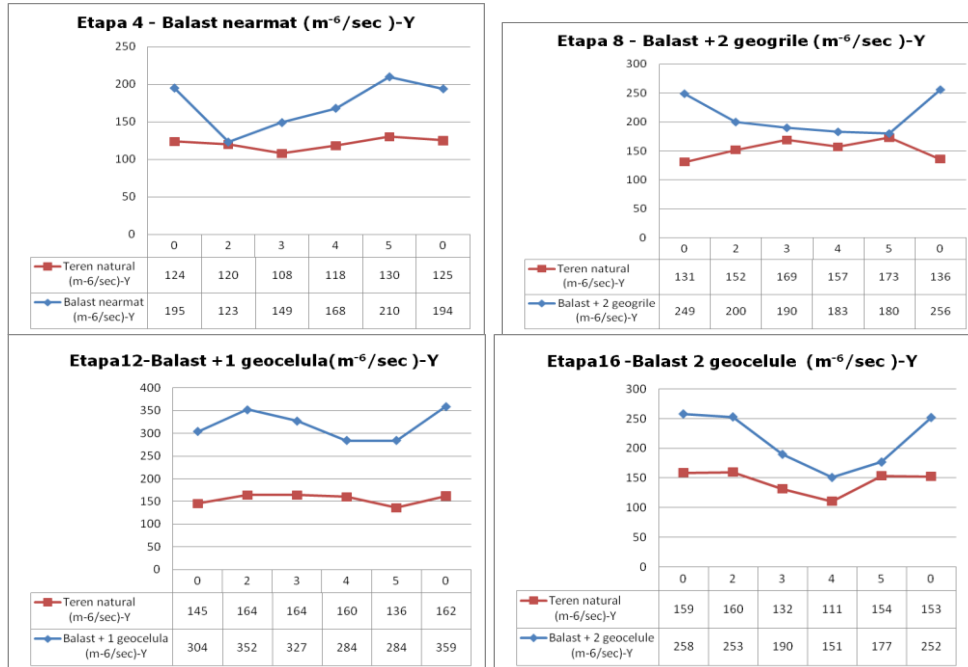


Fig. 6.99 Sursa placă vibrantă-viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației-Y

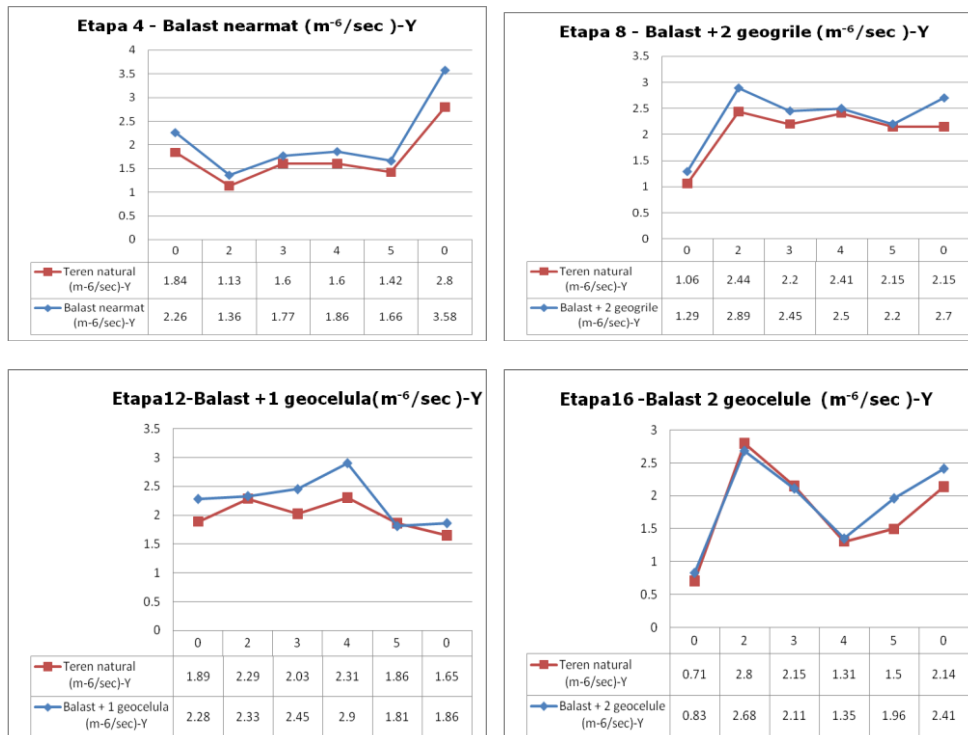


Fig. 6.100 Sursa placă - viteze înregistrate la perioada predominantă din Spectre Fourier-Y

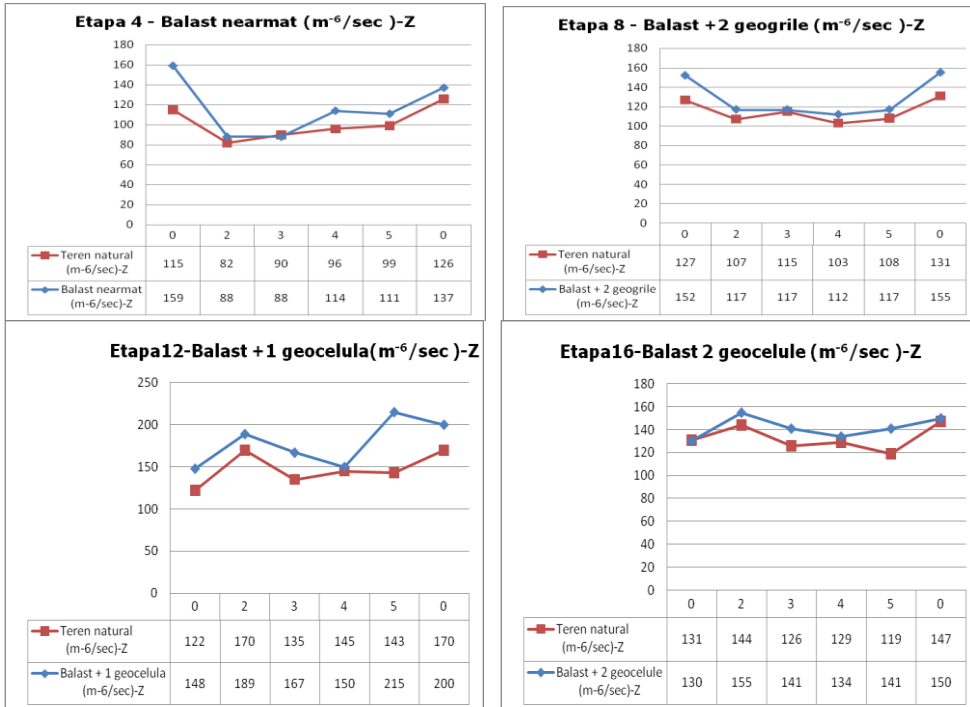


Fig.6.101 Sursa plăcă vibrantă – viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației-Z

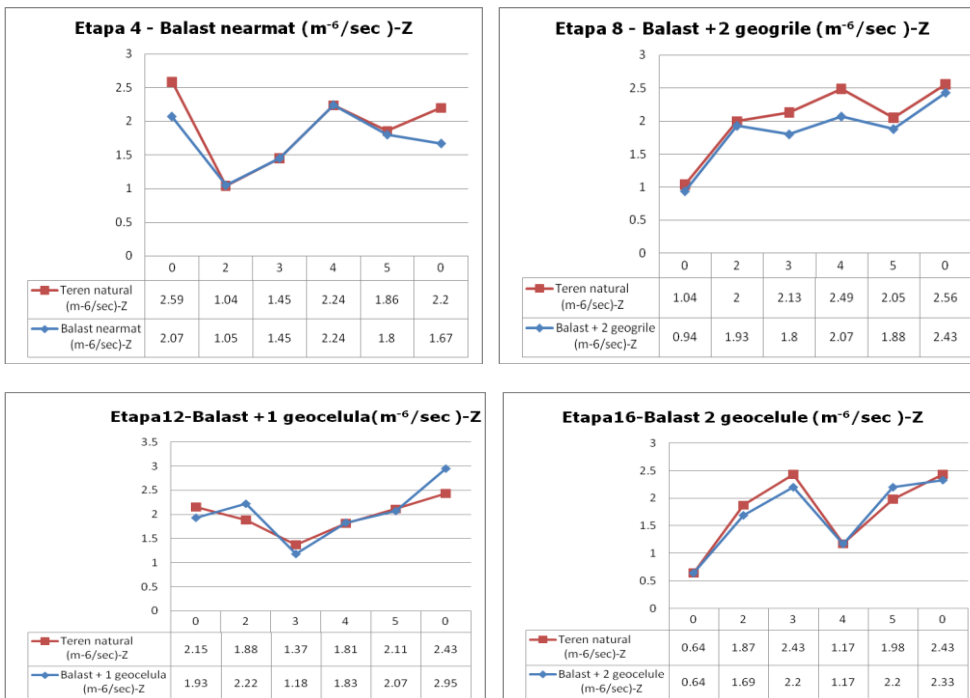


Fig. 6.102 Sursa plăcă – viteze înregistrate la perioada predominantă din Spectre Fourier-Z

Prezentarea tabelară și grafică - centralizare valori maxime viteze

Fig. 6.103 Valori maxime în balast a) pe axa X, b) pe axa Y, c) pe axa Z,

Concluzii**Axa orizontală principală y:**

- Inițial ($p=0$ daN/cm²) valoarea vitezelor este mare datorită vibrației libere.
- Creșterea presiunii verticale determină scăderea vitezei până la un punct de minim aferent ($p=4$ daN/cm²); $p=2$ daN/cm² - $V_{b+1c} > V_{b+2c} > V_{b+2g} > V_{bn}$
- pentru $p=5$ daN/cm² balastul începe să conlucreze cu armătura la toate variantele;
 - $V_{b+1c} > V_{bn} > V_{b+2g} > V_{b+2c}$, crește viteza la varianta nearmată;
- varianta nearmată are un trend ascendent pe toată durata creșterii presiunii;
- Final ($p=0$ daN/cm²) valoarea vitezelor este mare decât pentru $p=5$ daN/cm² datorită vibrației libere și este mai mare decât inițial datorită creșterii gradului de compactare a terenului.

Axa verticală z:

- Inițial ($p=0$ daN/cm²) valoarea vitezelor este mare datorită vibrației libere.
- Creșterea presiunii verticale determină creșterea vitezei până la un punct de minim aferent ($p=4$ daN/cm²); $p=2$ daN/cm² - $V_{b+1c} > V_{b+2c} \geq V_{b+2g} > V_{bn}$;
- pentru $p=5$ daN/cm² balastul începe să conlucreze cu cu armătura la toate variantele; - $V_{b+1c} > V_{b+2c} = V_{b+2g} > V_{bn}$, se menține același trend.
- Final ($p=0$ daN/cm²) valoarea vitezelor este mare decât pentru $p=5$ daN/cm².
- pentru ambele axe, viteza finală ($p=0$ daN/cm²) este mai mare decât viteza inițială pentru variantele armate, datorită compactării și conlucrării armăturii, dar mai mică (Z) sau egală (Y) pentru nearmat datorită scăderii rezistenței la forfecare datorită vibrațiilor, se remarcă caracterul constant al variantei de armare a pernei cu 2 geogridile.

Prezentarea tabelară a diferențelor procentuale a valorilor vitezelor de vibrație la perioada predominantă - Pentru T=0,06 secunde

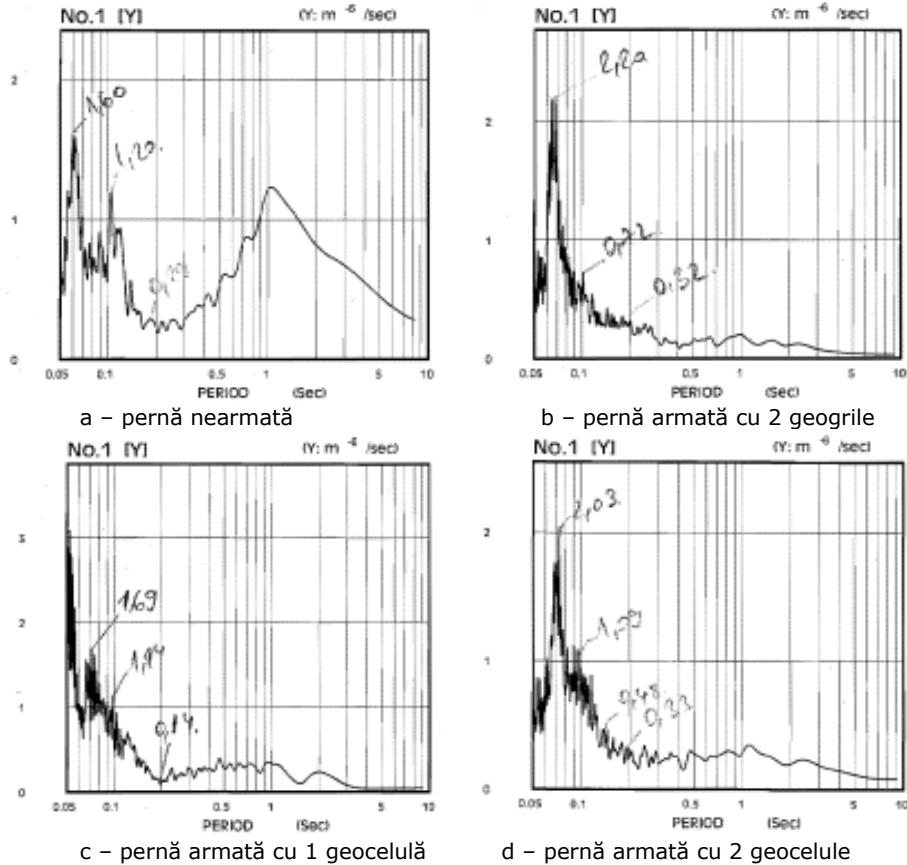


Fig. 6.104 Valori viteze la perioada predominantă Spectru Fourier – ax Y – 3 daN/cm²

Tabelul 6.31 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – praf argilos (*)

Etapa	Ax	Presiune statica [daN/cm ²]							
		0	1	2	3	4	4.5	5	0
		Diferenta procentuala (*) %							
Balast	x	57	-23	-39	-49	-46	-53	-28	0
	y	23	28	20	11	16	10	17	28
	z	-20	17	1	0	0	-6	-3	-24
Balast cu 2 grile	x	29	-42	-29	-26	-39	-32	-43	4
	y	22	38	18	11	4	6	2	26
	z	-10	-15	-4	-15	-17	-15	-8	-5
Balast cu 1 celula	x	-37	-46	-60	-57	-31	-46	-40	-52
	y	21	7	2	21	26	21	-3	13
	z	-10	-10	18	-14	1	-5	-2	21
Balast cu 2 celule	x	-24	-34	-45	-30	-22	-19	-26	-51
	y	17	-5	-4	-2	3	3	31	13
	z	0	-12	-10	-9	0	3	11	-4

Figurile prezentate mai sus se regăsesc în anexă A2. În anexa A3 sunt prezentate sub formă tabelară, rezultatele afișate în anexa A2 și sunt calculate valorile procentuale conform ecuațiilor stabilite la acest capitol 6.3. la prezentarea rezultatelor.

Rezultatele calculelor notate cu (*)÷(*****) sunt centralizate în tabelul 6.31.

Tabel 6.32 Comportare fundații pe **BALAST armat/nearmat (F2) – PRAF ARGIOLOS (F1)** (centralizare tab. 6.31)(*):

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	$p \geq 1$	23÷53	-	-	$P \geq 4,5$	3÷6
2	$p \geq 1$	26÷43	-	-	$P \geq 0$	4÷17
3	$p \geq 0$	31÷60	$P = 5$	3	$P \geq 0$	5÷14
4	$p \geq 0$	19÷45	$P = 1,2, 3$	5, 4, 2	$P = 1,2,3$	9÷12

Tabel 6.33 Comportare fundații pe **BALAST NEARMAT – BALAST ARMAT (**)(F2)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
2	$P = 1, 5$	19, 15	$p \geq 0$	2÷15	$p \geq 1$	4÷17
3	$p \geq 0$	8÷60	$p \geq 0$	19÷21	$P = 1, 3$	27, 14
4	$p \geq 1$	11÷55	$P = 2, 3$	2, 3	$P = 2$	5

Tabel 6.34 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – PRAF ARGIOLOS (F1)(***)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	$p \geq 0$	2÷25	$p \geq 0$	2÷18	$P = 1,2,3$	24÷37
2	$p \geq 2$	8÷17	-	-	$p \geq 0$	4÷33
3	-	-	$p \geq 3$	14÷18	$p \geq 0$	29÷49
4	$p \geq 1$	7÷15	-	-	$p \geq 0$	11÷69

Tabel 6.35 Comparația mod de comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – BALAST (F2)(****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	$p \geq 0$	28÷65	-	-	$P = 1,2,3$	23÷35
2	$p \geq 1$	17÷49	-	-	$p \geq 0$	22÷43
3	$p \geq 0$	6÷39	-	-	$p \geq 0$	29÷56
4	$p \geq 0$	25÷40	-	-	$p \geq 0$	32÷72

Tabel 6.36 Comparația mod de comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – GRINDĂ (G1) (*****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	$p \geq 1$	3÷36	-	-	-	-
2	$p \geq 2$	9÷30	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-
4	$p \geq 2$	1÷26	-	-	$p \geq 0$	4÷29

Pentru T=0,10 secunde

Tabel 6.37 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – praf argilos (*)

Etapa	Ax	Presiune statica [daN/cm ²]							
		0	1	2	3	4	4.5	5	0
		Diferenta procentuala (*) %							
Balast	x	-10	-23	-4	3	-12		7	5
	y	23	15	3	-7	20		9	39
	z	14	6	8	1	-4		4	-1
Balast cu 2 grile	x	-9	-10	-3	-7	-9	-10	20	-13
	y	-14	25	4	14	7	12	11	30
	z	15	14	-3	-13	0	4	-1	19
Balast cu 1 celula	x	4	-4	23	32	-3	0	-16	5
	y	41	28	0	20	21	16	14	41
	z	5	8	9	12	3	6	3	21
Balast cu 2 celule	x	0	9	-16	-22	-5		6	7
	y	15	4	14	-8	9	16	9	20
	z	-3	13	5	0	-5	23	4	5

Tabel 6.38 Comportare fundații pe **BALAST armat/nearmat (F2)– PRAF ARGIOLOS (F1)** (centralizare tab. 6.38)(*):

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	P=1,2, 4	4÷23	P=3	7	P=4	4
2	p≥0	3÷10	-	-	P=2, 3, 5	3, 13,1
3	P=1,4, 5	3÷16	-	-	-	-
4	P=2,3,4	5÷22	P=3	8	P=4	5

Tabel 6.39 Comportare fundații pe **BALAST NEARMAT – BALAST ARMAT (**)(F2)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
2	P=3, 4.5	17, 17	P=4, 5	13, 4	p≥2	7÷14
3	p≥4	3÷23	-	-	-	-
4	p≥0	5÷18	P=1, 3	6, 28	P=4	9

Tabel 6.40 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – PRAF ARGIOLOS (F1)(***)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥0	22÷42	p≥0	19÷47	p≥1	5÷9
2	p≥0	36÷55	p≥0	29÷47	-	-
3	p≥0	10÷54	p≥3	24÷40	p≥4	1÷7
4	p≥0	20÷36	p≥0	24÷40	p≥1	1÷7

Tabel 6.41 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – BALAST (F2)(****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥0	25÷41	p≥0	19÷36	P≥4	6
2	p≥0	21÷49	p≥0	25÷35	P=4	5
3	p≥0	16÷56	p≥0	13÷20	p≥4	1÷2
4	p≥0	16÷38	p≥0	13÷27	p≥1	1÷2

Tabel 6.42 Comparația mod de comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – GRINDĂ (G1) (****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥0	21÷42	p≥3	10÷39	-	-
2	p≥2	14÷35	p≥3	17÷54	-	-
3	p≥0	17÷25	p≥3	14÷15	-	-
4	p≥0	14÷26	p≥0	3÷15	-	-

Pentru T=0,20 secunde

Tabel 6.43 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – praf argilos (*)

Etapa	Ax	Presiune statica [daN/cm ²]							
		0	1	2	3	4	4.5	5	0
		Diferenta procentuala (*) %							
Balast	x	-3	-9	15	37	8	-6	-21	-52
	y	-55	18	6	10	112	68	144	-5
	z	-17	-6	-10	-17	0	6	-17	0
Balast cu 2 grile	x	0	-8	-44	-35	-19	38	15	-24
	y	14	5	12	-3	7	6	13	22
	z	-17	0	-29	16	60	21	13	-9
Balast cu 1 celula	x	-37	-30	-8	154	22	100	-17	17
	y	103	209	176	233	134	232	315	61
	z	47	68	141	173	100	147	260	63
Balast cu 2 celule	x	0	-15	-23	-9	-12	73	22	-10
	y	-6	93	80	47	33	28	58	42
	z	-7	-13	0	-6	-21	-7	8	32

Tabel 6.44 Comportare fundații pe **BALAST armat/nearmat (F2)– PRAF ARGIOLOS (F1)** (centralizare tab. 6.43)(*):

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	P=1,4,5,5	9,6,21	-	-	p≥1	6÷17
2	P=1÷4	8÷44	P=3	3	P=2,	29
3	P=1,2,5	30,8,17	-	-	-	-
4	P=1÷4	9÷23	-	-	p≥0	6÷21

Tabel 6.45 Comportare fundații pe **BALAST NEARMAT – BALAST ARMAT (**)(F2)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
2	P=2,3, 4	59,72,27	p≥1	13÷131	P=2	19
3	P=1,2	22, 23	-	-	-	-
4	P=1, 5	15, 14	-	-	P≥0	19÷81

Concluzie pentru sursa de vibrație „placă vibrantă”

Ca și în cazul analizei mișcării generată de compactor, pentru a face comparații ne vom referi la variațiile valorilor procentuale. Tabele prezentate mai sus sunt centralizarea datelor prezentate în anexa 2b.

- față de praful argilos, se înregistrează valori mai mici, pe direcția orizontală x și pe direcție verticală z, pentru toate perioadele și toate variantele cu/fără armătură, fig. 6.98, 6.100, 6.102 și tab. 6.32, 6.38, 6.44;

- față de varianta de balast nearmat, conform tab.6.33, 6.39, 6.45, dispunerea armăturii determină scăderi semnificative pe toate direcțiile la toate variantele la perioada predominantă T=0,06 secunde, dar varianta cu 2 geogriile (nr.2) determină scăderi pe toate direcțiile la toate perioadele, ceea ce arată o creștere a amortizării mișcării, datorată armăturii sub formă de grile;

- față de terenul natural neîncărcat, conform tab.6.34, 6.35, 6.40, 6.41, (înregistrările senzorului TN2, fig.6.58), se observă scăderi procentuale mai mari la balast decât la praful argilos, pentru toate variantele, pe axele x și z (la perioada T=0,06 sec) și pe toate direcțiile, cu procente considerabile (la perioada T=0,10 sec) ceea ce arată o creștere a amortizării mișcării în balast (frecare internă a particulelor mai mare) față de argilă.

- față de terenul natural neîncărcat, conform tab.6.36, 6.42 (înregistrările senzorului TN1, fig. 6.58), scăderea vitezelor pe fundații determină o scădere a vitezei vibrațiilor grinzii metalice (suprastructură), față de senzorul TN2 în camp liber, doar pe x (la perioada T=0,06 sec), pe x și z (la perioada T=0,10 sec) .

Analizând tabelele de mai sus, se apreciază că varianta de armare cu 2 geogriile, determină cea mai mare amortizare a fenomenului de vibrații (luând în considerare scăderea pe axe și valorile procentuale pentru toate perioadele).

Sursa de vibrații – Penetrometru dinamic ușor

Penetrometrul realizează o mișcare puternică pe direcție verticală, sub formă de șocuri (căderea greutatei de 50 kg de la 1,00 m) și determină mișcarea sistemului de fundare cu 1 perioadă principală T=0,06s dar analizând spectrul Fourier se observă că încă două perioade secundare T=0,10 s și T=0,20 s la care valoarea vitezelor înregistrată este mai mică. Pentru a efectua un studiu cât mai detaliat în cele ce urmează vom studia modul de propagare a mișcării la toate cele 3 perioade. Se vor prezenta grafic valorile vitezelor maxime, fig. nr. 6.107, 6.109, 6.111 și valorile la perioada predominantă pentru T=0,06 s, 6.108, 6.110, 6.112. În fig. 6.105 sunt reprezentată mișcarea (valori maxime), iar în fig 6.106, spectrele Fourier pentru vibrațiile înregistrate pe suprafața celor 2 fundații..

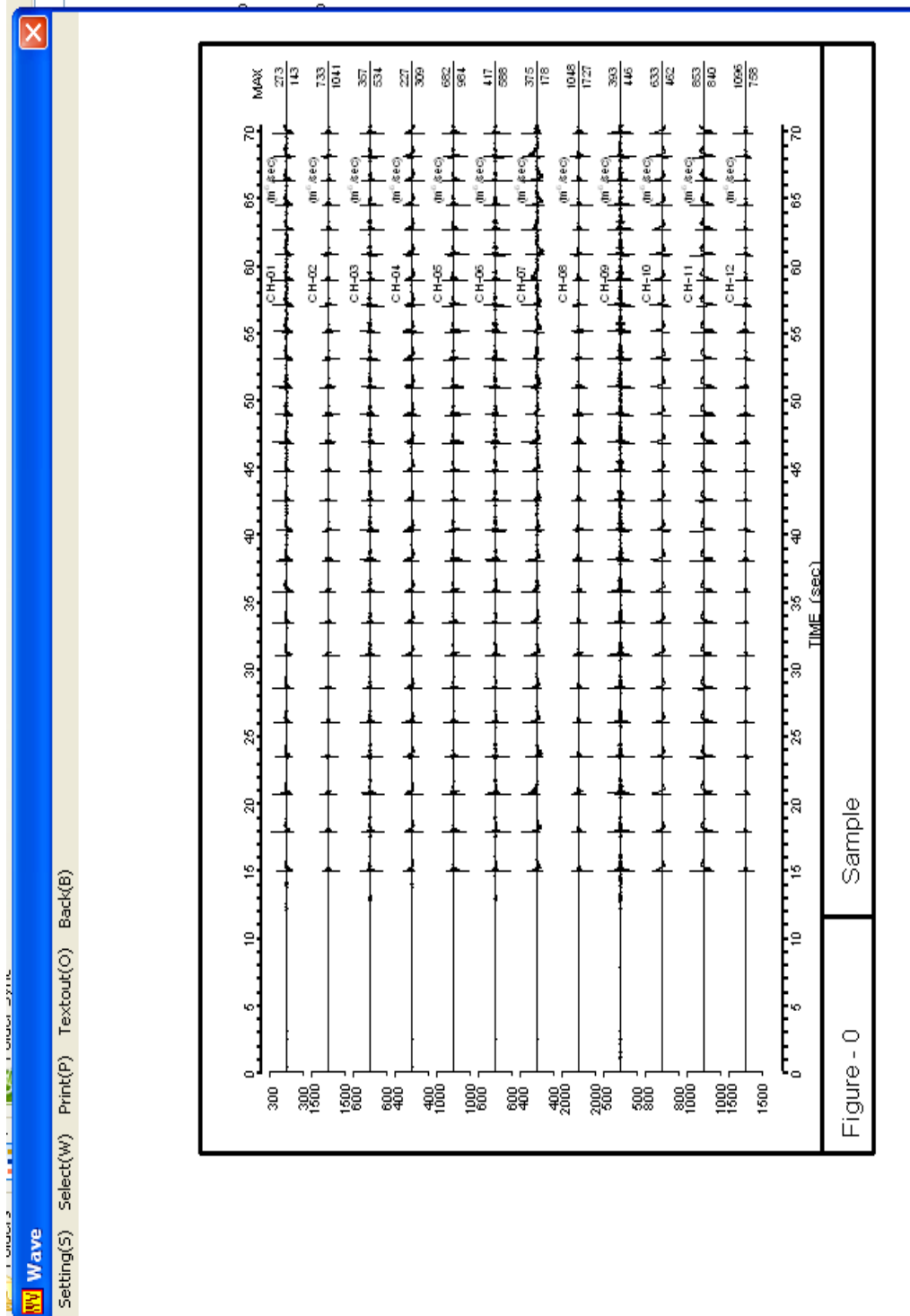


Fig. 6.105 Sursa penetrometru – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – înregistrare

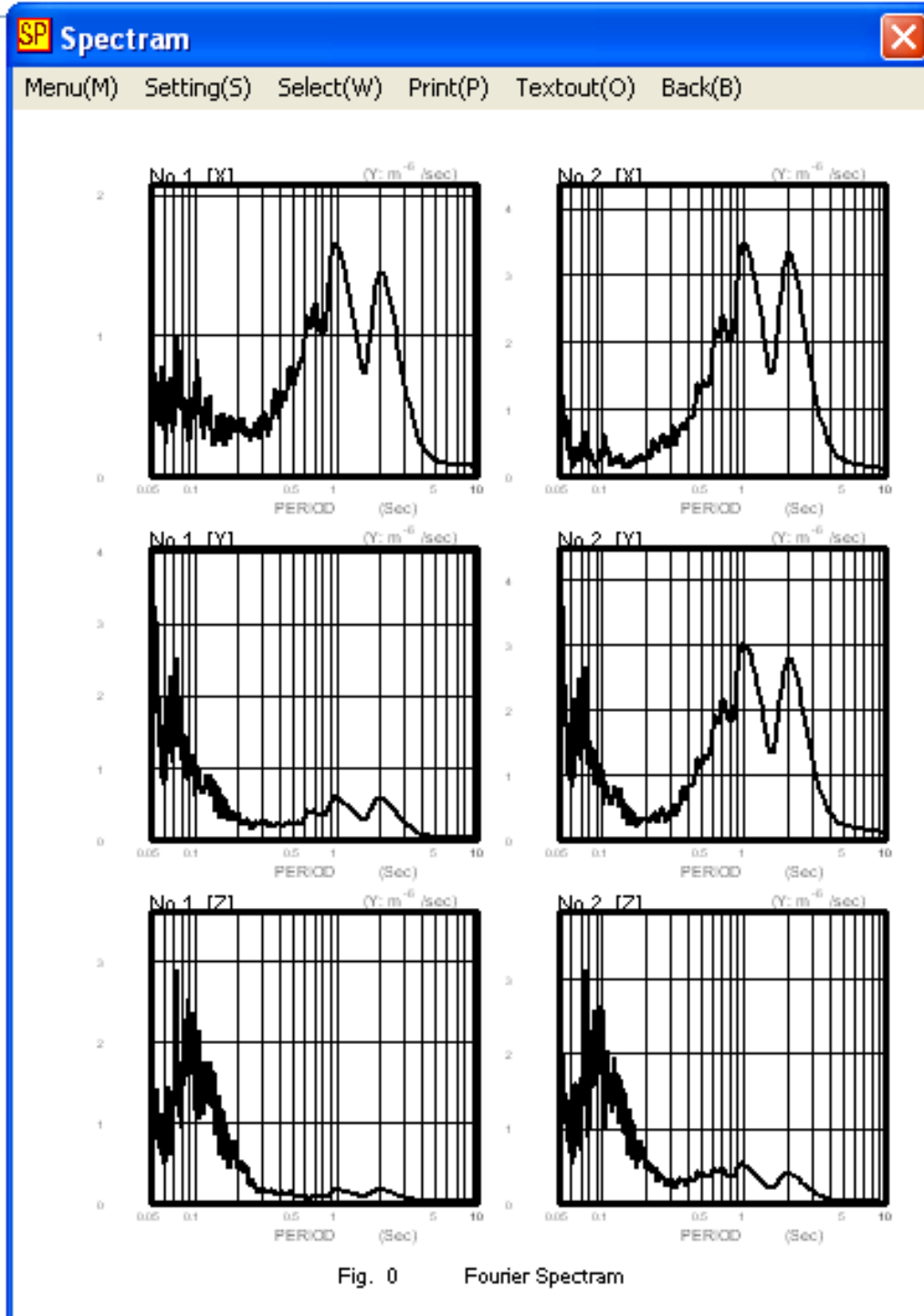


Fig. 6.106 Sursa penetrometru – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – Spectrul Fourier

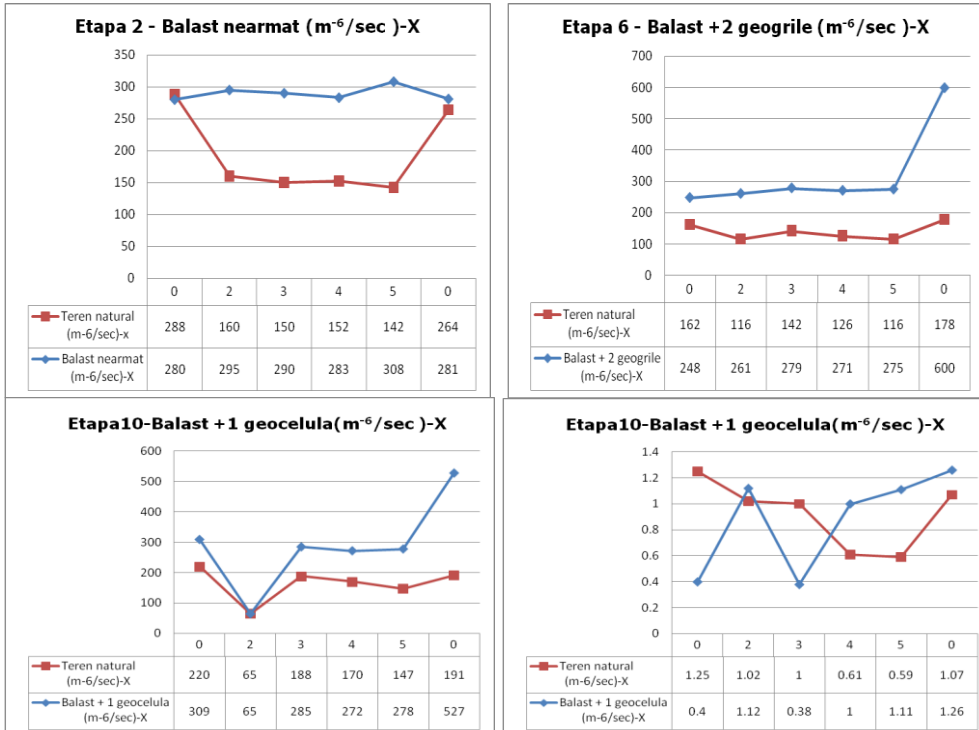


Fig. 6.107 Sursa penetrometru-viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației-X

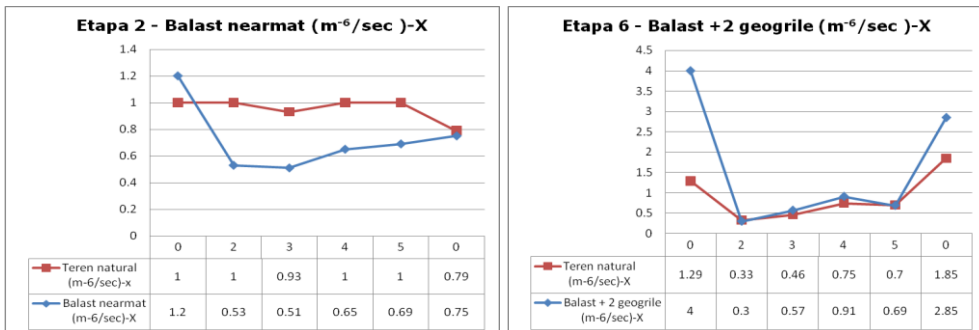
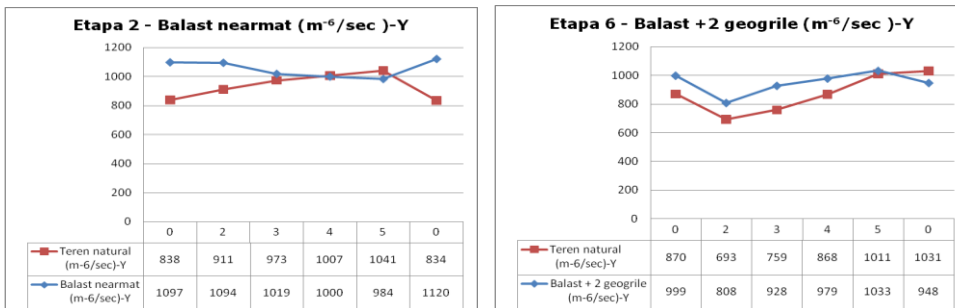


Fig. 6.108 Sursa penetrometru-viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre Fourier-X



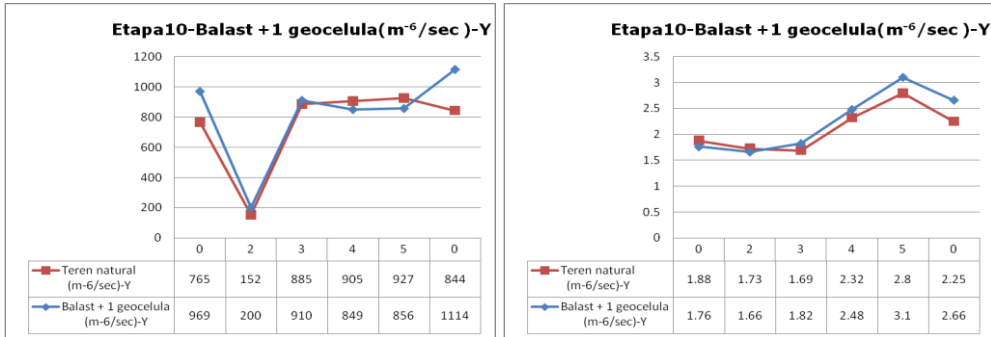


Fig. 6.109 Sursa penetrometru-viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației-Y

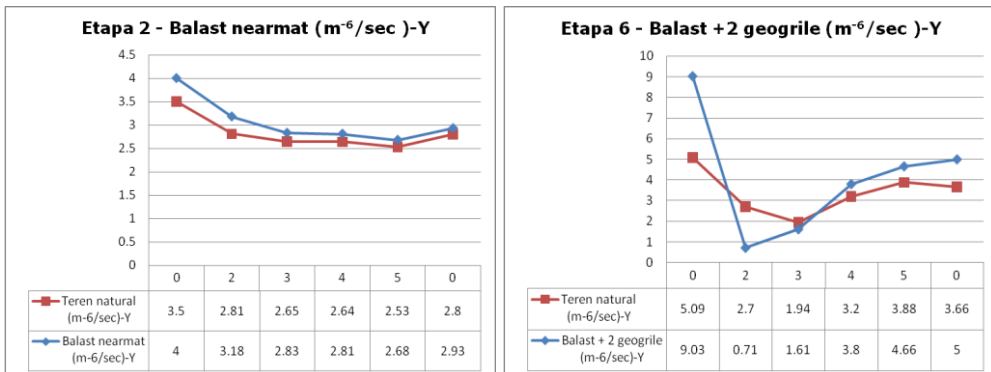


Fig. 6.110 Sursa penetrometru-viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre Fourier-Y

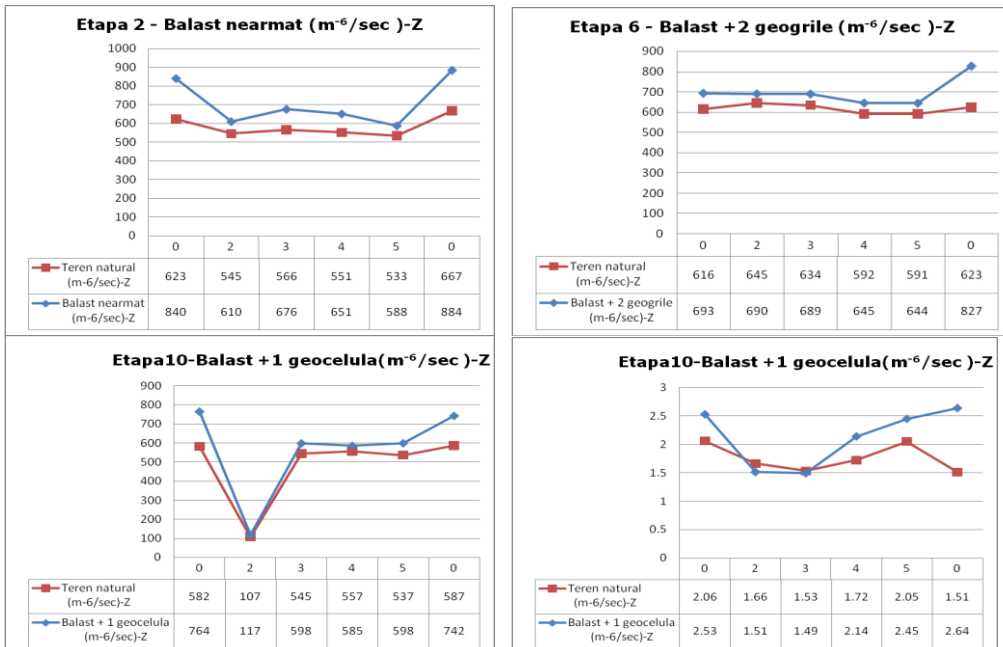


Fig. 6.111 Sursa penetrometru- viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației-Z

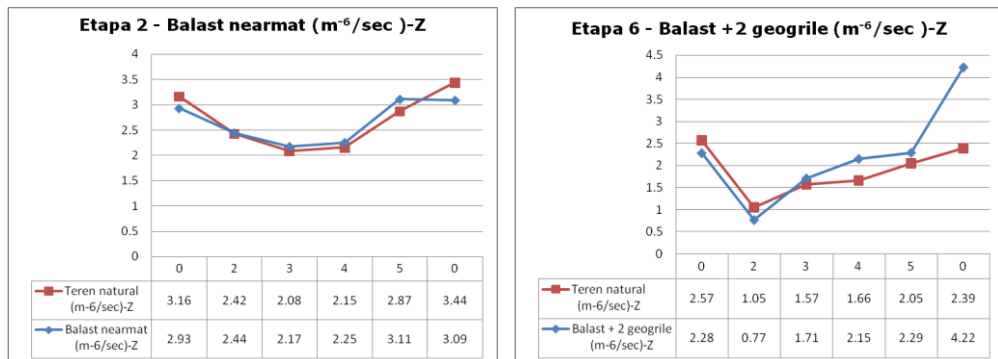


Fig. 6.112 Sursa penetrometru-viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre Fourier-Z

Prezentarea tabelară și grafică centralizare valori maxime viteze

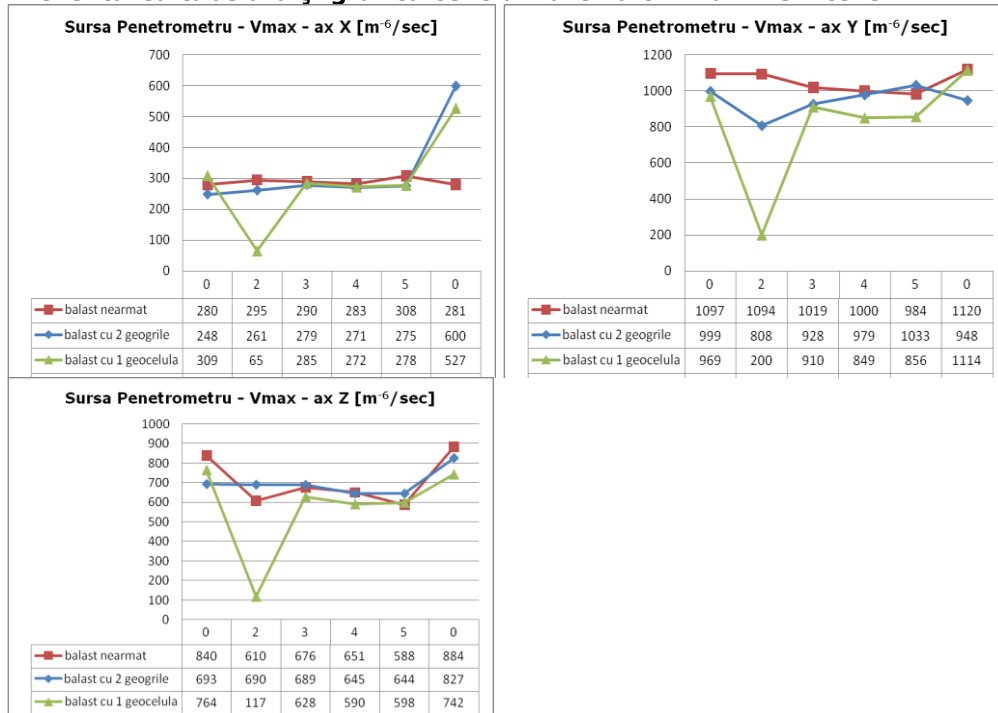


Fig. 6.113 Valori maxime în balast a) pe axa X, b) pe axa Y, c) pe axa Z,

Concluzii

Axa orizontală principală y:

- Inițial (p=0 daN/cm²) valoarea vitezelor este mare datorită vibrații libere.
- Creșterea presiunii verticale determină scăderea vitezei până la un punct de minim aferent (p=2 daN/cm²) pentru geogriile; p=2 daN/cm² - V_{bn} > V_{b+2g} > V_{b+1c}
- pentru p=3 daN/cm² balastul începe să conlucreze cu geogriile,
- pentru p=5 daN/cm² balastul începe să conlucreze cu geocelula cu înălțime și alveole mari,
- V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c}, crește viteza la geogriile datorită armării;

- Final ($p=0 \text{ daN/cm}^2$) valoarea vitezelor este mare decât pentru $p=5 \text{ daN/cm}^2$ datorită vibrații libere și este mai mare decât inițial datorită consolidării terenului, cu excepția variantei cu geogrilă;

Axa verticală z:

- Inițial ($p=0 \text{ daN/cm}^2$) valoarea vitezelor este mare datorită vibrații libere.
- Creșterea presiunii verticale determină creșterea vitezei până la un punct de maxim aferent ($p=2 \text{ daN/cm}^2$); $p=2 \text{ daN/cm}^2 - V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c}$
- pentru $p=5 \text{ daN/cm}^2$ balastul începe să conlucreze cu geogrilă și geocelula cu înălțime și alveole mari;
 - $V_{b+2g} > V_{b+1c} > V_{bn}$, crește viteza la variantele armate.
- Final ($p=0 \text{ daN/cm}^2$) valoarea vitezelor este mai mare decât pentru $p=5 \text{ daN/cm}^2$, și este mai mare decât inițial datorită consolidării terenului, cu excepția variantei cu 1 geocelulă cu înălțime și alveole mari;
- pe ambele axe pe toată durata încercării, se remarcă tendința de scădere viteza în balastul nearmat ceea ce arată o scădere a rezistenței de forfecare datorită vibrației și creșterea continuă (Y), respectiv fluctuații mici (Z) la variantă armată cu geogrilă datorită conlucrării armăturii.

Prezentarea tabelară a diferențelor procentuale a valorilor vitezelor de vibrație la perioada predominantă T=0,06 secunde

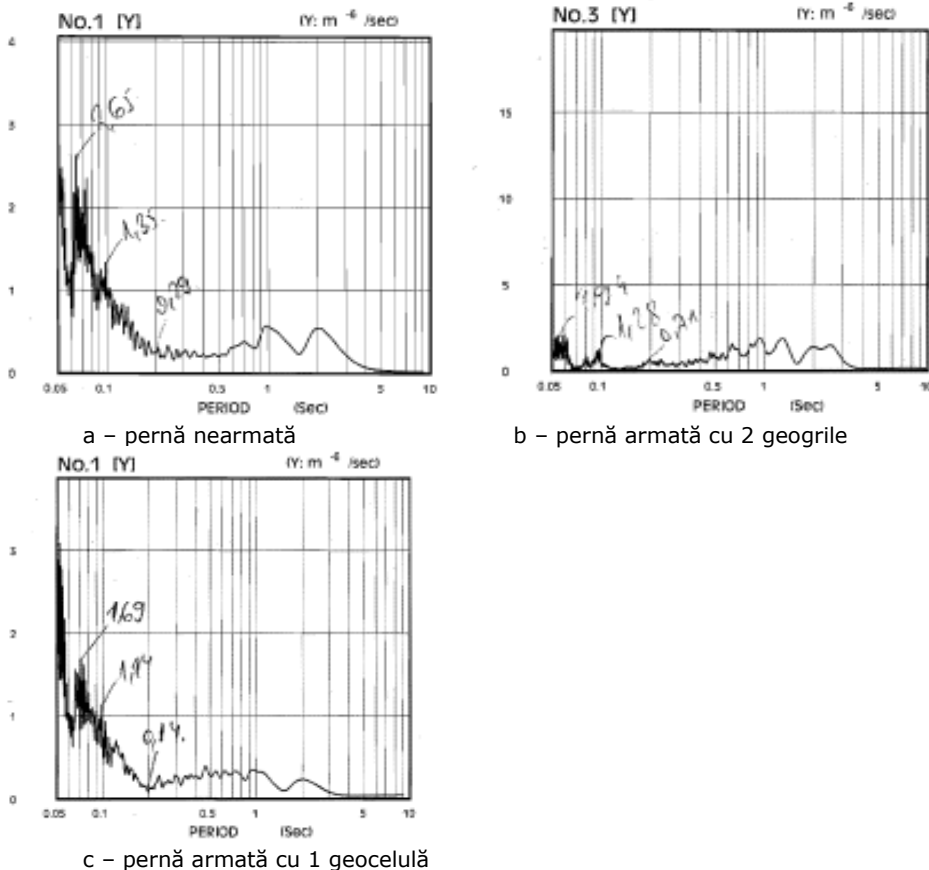


Fig. 6.114 Valori viteze la perioada predominantă Spectru Fourier – ax Y – 3 daN/cm²

Tabelul 6.46 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – praf argilos (*)

Etapa	Ax	Presiune statica [daN/cm ²]							
		0	1	2	3	4	4.5	5	0
		Diferenta procentuala (*) %							
Balast	x	20	-31	0	-45	-35	-18	-31	-5
	y	14	9	13	7	6	6	6	5
	z	-7	1	1	4	5	3	8	-10
Balast cu 2 grile	x	210	-24	-9	24	21	29	-1	54
	y	77	43	-74	-17	19	19	20	37
	z	-11	-7	-27	9	30	22	12	77
Balast cu 1 celula	x	-68	-62	10	-62	64	73	88	18
	y	-6	-8	-4	8	7	10	11	18
	z	23	15	-9	-3	24	21	20	75

Tabelul 6.47 Comportare fundații pe **BALAST armat/nearmat (F2) – PRAF ARGILOS (F1)** (centralizare tab.6.46)(*):

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p>1	18÷45	-	-	-	-
2	P=2, 5	24, 9	P=2, 3	89, 17	P=1, 2	7, 27
3	P=1, 3	62, 62	P=1, 2	8, 4	P=2, 3	9, 3

Tabelul 6.48 Comportare fundații pe **BALAST NEARMAT – BALAST ARMAT (**)(F2)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
2	P=2	9	P=2, 3	102, 24	P=1, 2	8, 27
3	P=1, 3	31,17	P=1, 2	17, 17	P=2, 3	10, 7

Tabelul 6.49 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – PRAF ARGILOS (F1)(***)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥0	48÷67	p≥0	16÷22	P=3, 4	3, 8
2	p≥0	7÷51	p≥3	7÷28	p≥0	11÷52
3	p≥4	30÷31	p≥0	19÷31	p≥0	14÷37

Tabelul 6.50 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – BALAST (F2)(****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥3	66÷76	p≥1	10÷17	-	-
2	P=1,2,3	31÷39	P=2,3,4	32÷59	p≥0	24÷48
3	P=1, 3	54, 57	p≥0	10÷36	p≥0	18÷37

Tabelul 6.51 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – GRINDĂ (G1) (*****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥0	11÷28	-	-	-	-
2	p≥3	1÷17	-	-	p≥2	18÷45
3	p≥4	9÷13	P=2, 3	10, 12	-	-

T=0,10 secunde

Tabelul 6.52 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – praf argilos (*)

Etapa	Ax	Presiune statica [daN/cm ²]							
		0	1	2	3	4	4.5	5	0
		Diferenta procentuala (*) %							
Balast	x	-22	-15	-25	-34	-45	-40	-28	17
	y	6	-1	7	-3	1	-4	-6	2
	z	5	-3	5	13	8	12	13	3
Balast cu 2 grile	x	-22	-27	7	4	-25	-23	-29	-1
	y	6	-2	-54	-43	-9	-12	-5	17
	z	18	6	-48	-59	7	7	6	12
Balast cu 1 celula	x	-34	-3	-11	-40	-30	-29	-12	-3
	y	-17	3	0	-30	-33	-29	-34	-1
	z	9	3	9	3	4	5	5	5

Tabelul 6.53 Comportare fundații pe **BALAST armat/nearmat (F2)– PRAF ARGHILOS (F1)** (centralizare tab. 6.52)(*):

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p>0	15÷45	p>1	1÷6	-	-
2	p>1	23÷29	p>1	2÷54	P=2, 3	48, 59
3	p>0	3÷40	p>0	29÷34	-	-

Tabelul 6.54 Comportare fundații pe **BALAST NEARMAT – BALAST ARMAT (**)(F2)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
2	P=1, 5	12, 1	p>0	1÷40	p>2	7÷53
3	P=3	6	p>0	24÷34	p>3	4÷11

Tabelul 6.55 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – PRAF ARGHILOS (F1)(***)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥0	35÷60	p≥0	16÷22	-	-
2	p≥0	4÷21	-	-	-	-
3	p≥2	4÷27	p≥1	2÷13	-	-

Tabelul 6.56 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – BALAST (F2)(****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥0	45÷73	p≥0	16÷25	-	-
2	p≥1	15÷34	p≥2	6÷44	P=2, 3	47, 60
3	p≥2	17÷42	p≥1	10÷39	-	-

Tabelul 6.57 Comportare fundații pe **TEREN NATURAL (TN2) – GRINDĂ (G1) (****)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	p≥2	14÷40	P=2	13	-	-
2	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-

T=0,20 secunde

Tabelul 6.58 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – praf argilos (*)

Etapa	Ax	Presiune statica [daN/cm ²]							
		0	1	2	3	4	4.5	5	0
		Diferenta procentuala (*) %							
Balast	x	96	61	-11	16	0	-7	0	43
	y	-14	7	55	17	-6	-3	-8	-4
	z	12	-13	-14	5	6	7	8	12
Balast cu 2 grile	x	29	75	120	59	26	2	-8	227
	y	-2	-15	102	65	0	-18	-7	0
	z	-2	-5	0	0	18	29	38	8
Balast cu 1 celula	x	37	63	107	14	129	96	79	219
	y	-12	35	276	407	143	276	115	44
	z	-26	-4	-14	-13	-6	-8	-1	18

Tabelul 6.59 Comportare fundații pe **BALAST armat/nearmat (F2)– PRAF ARGILOS (F1)** (centralizare tab. 6.58) (*):

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
1	P=2,4,5	11, 7	p≥4	3÷8	P=1, 2	13, 14
2	P=5	8	P=1,4,5,5	15,18,7	P=1	5
3	-	-	-	-	p≥0	1÷14

Tabelul 6.60 Comportare fundații pe **BALAST NEARMAT – BALAST ARMAT (**)(F2)**:

Axe	X		Y		Z	
Etapa	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%	p [daN/cm ²]	%
2	P=5	8	P=4.5	15	P=3	5
3	P=3	2	-	-	p≥3	9÷17

Concluzie pentru sursa de vibrație „penetrometru”

Ca și în cazul analizei mișcării generată de compactor, pentru a face comparații ne vom referi la variațiile valorilor procentuale. Tabelele prezentate mai sus sunt centralizarea datelor prezentate în anexa 2c.

- față de praful argilos, se înregistrează valori mai mici, pe direcția orizontală x, y și z, doar la variantele armate (la perioada predominantă $T=0,06$ sec), pe axele oriz x și y (la perioada $T=0,10$ sec) și pe axele oriz y și z (la perioada $T=0,20$ sec), fig. 6.108, 6.110, 6.112 și tab. 6.47, 6.54, 6.59;

- față de varianta de balast nearmat, conform tab.6.48, 6.54, 6.60, dispunerea armăturii determină scăderi mici doar la presiuni de maxim 3 daN/cm^2 , (la perioada $T=0,06$ s), scăderi semnificative pe axele y și z (la perioada $T=0,10$ s) și nesemnificative la $T=0,20$ s, varianta cu 2 geogriile (nr.2) determină cele mai mari procente de scădere, ceea ce arată o creștere a amortizării mișcării datorată armăturii sub formă de grile;

- față de terenul natural neîncărcat, conform tab.6.49, 6.50, 6.55, 6.56, (înregistrările senzorului TN2, fig. 6.57), se observă scăderi procentuale mai mari la balast decât la argilă, pentru toate variantele, pe toate axele (la perioadele $T=0,06$ sec și $T=0,10$ sec) ceea ce arată o creștere a amortizării mișcării în balast (frecare internă a particulelor mai mare) față de argilă.

- față de terenul natural neîncărcat, conform tab.6.49, 6.55 (înregistrările senzorului TN1, fig. 6.58), scăderea vitezelor pe fundații determină o scădere a vitezei vibrațiilor grinzii metalice (suprastructură), față de senzorul TN2 în camp liber, doar pe x (la perioada $T=0,06$ sec) și neglijabile la perioada $T=0,10$ sec.

Analizând tabelele de mai sus, se apreciază că varianta de armare cu 2 geogriile, determină cea mai mare amortizare a fenomenului de vibrații (luând în considerare scăderea pe axe și valorile procentuale pentru toate perioadele).

6.3.8. Concluzii

În funcție de sursa de generare a vibrațiilor, în pământ se formează unde care se transmit în mod diferit (fig.6.80, 6.81 și fig. 6.82) [14] [23]. În cadrul testelor efectuate folosind ca sursă de generare a vibrațiilor penetrometrul dinamic greu (cu mișcare sub formă de șoc pe direcție verticală) generează preponderent unde primare P iar sursa compactor și placa vibrantă generează unde Rayleigh. Acest lucru este confirmat în urma comparației cu valorile vitezelor înregistrate în cadrul investigației cu metoda downhole, tabelul 6.19. În anexa 1 este prezentat un tabel centralizator în care pentru fiecare undă ce determină o vibrație cu viteză maximă la suprafața blocului de beton (fie la fundația pe perna din balast fie la fundația pe terenul natural, praf argilos) sunt prezentate valorile înregistrate de toți cei 5 senzori, la momentul respectiv de timp.

6.3.8.1. Concluzie pentru cazul vitezelor maxime

Se pot trage următoarele concluzii:

- indiferent de sursa de vibrație, pe ambele direcții, valoarea vitezelor pentru $p=0 \text{ daN/cm}^2$ (fundații neîncărcate static) inițial și final este mai mare decât cele înregistrate după aplicarea încărcării verticale, ceea ce confirmă cele afirmate în cap. 1.5, respectiv înregistrările în teren, în câmp liber, sunt diferite de cele pe care se află amplasate construcții;

- valoarea vitezelor la final $p=0$ daN/cm² este mai mare, în majoritatea cazurilor, datorită creșterii gradului de compactare (a densității terenului de fundare) după aplicarea presiunilor verticale;
- pentru toate variantele, aplicarea presiunii verticale concomitent cu vibrațiile, indiferent de tipul sursei, determină o scădere a valorii vitezelor (scăderea rezistenței la forfecare, vezi cap.4.3.3, 4.4.3);
- conlucrarea cu armătura din teren, determină o creștere a valorilor, după treapta de $p \geq 4$ daN/cm², în funcție de tipul, forma și caracteristicile materialului armăturii, dar valorile vitezelor înregistrate la presiunea statică de 2 sunt mai mari decât la 5 daN/cm², pentru toate variantele de armare.
- pentru etapa de încărcare statică 5 daN/cm², valoarea vitezei scade (în cazul testelor realizate cu sursa de vibrații compactor), probabil datorită micșorării conlucrării geocelulele tip „fagure” cu alveole și înălțime mică, având în vedere realizarea acestora dintr-un material mai rigid (cu rigiditate scăzută la întindere);
- indiferent de sursa de vibrare valorile vitezelor în balastul nearmat sunt minime pe direcția verticală (Z) și mai mici întotdeauna decât pentru varianta cu armătură formată din 2 geogriile
- în funcție de tipul sursei de generare a vibrațiilor, comportamentul pernei de balast armată cu geocelule se modifică, în raport cu celelalte variante (nearmată sau armată cu 2 geogriile);
- **așadar în etapa de proiectare în funcție de mărimea încărcărilor statice verticale și de tipul de solicitări dinamice preponderente, se va alege tipul de armătură adecvat;**
- **dacă sursele de solicitare dinamice pe timpul exploatării construcției sunt diverse și regimul de încărcare statică fluctuant (de exemplu, hale de producție sau platforme de circulație), recomandăm folosirea armării cu geogriile, deoarece este varianta care prezintă un comportament uniform, valorile vitezelor variază cu circa $3 \div 20$ m/sec, respectiv $2 \div 10\%$, pentru sursele de vibrații în regim permanent (placă și compactor) și cresc odată cu creșterea presiunii statice pentru sursa cu șocuri verticale penetrometru.**

Tabelul 6.61 Comparații ale valorilor vitezelor înregistrate în funcție de modalitatea de armare și sursa de producere a vibrațiilor

	Sursa	Presiune vert. [daN/cm ²]	Comparație viteze
Axa Y	Verticală - Compactor	P=3	$V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c} > V_{b+2c}$
		P=5	$V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c} > V_{b+2c}$
	Șoc vert. - Penetrometru	P=3	$V_{bn} > V_{b+2g} > V_{b+1c}$
		P=5	$V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c}$
	Orizontală - Placă	P=3	$V_{b+1c} > V_{b+2c} > V_{b+2g} > V_{bn}$
		P=5	$V_{b+1c} > V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+2c}$
Axa Z	Verticală - Compactor	P=3	$V_{b+1c} > V_{b+2c} > V_{bn} > V_{b+2g}$
		P=5	$V_{b+2c} > V_{b+2g} = V_{b+1c} > V_{bn}$
	Șoc vert. - Penetrometru	P=3	$V_{b+2g} > V_{bn} > V_{b+1c}$
		P=5	$V_{b+2g} > V_{b+1c} > V_{bn}$
	Orizontală - Placă	P=3	$V_{b+1c} > V_{b+2c} \geq V_{b+2g} > V_{bn}$
		P=5	$V_{b+1c} > V_{b+2c} = V_{b+2g} > V_{bn}$

Tabelul 6.62 Prezentarea valorilor calculate pentru modulele de deformație transversală G_d

Sursa - compactor - Viteze maxime - axa Y							
		Efort - încărcare [daN/cm ²]					
		0	2	3	4	5	0
Etapa							
V max (m/s)	3	395	331	308	314	322	442
	7	455	333	324	318	338	355
	11	305	304	271	275	260	430
	15	422	290	206	274	267	475
G_d (MPa)	3	300	211	183	190	200	376
	7	399	214	202	195	220	243
	11	179	178	141	146	130	356
	15	343	162	82	145	137	434

Tabelul 6.63 Prezentarea valorilor calculate pentru modulele de deformație transversală G_d

Sursa - Placă vibrată - Viteze maxime - axa Y							
		Efort - încărcare [daN/cm ²]					
		0	2	3	4	5	0
Etapa							
V max (m/s)	4	195	123	149	168	210	194
	8	249	200	190	183	180	256
	12	304	352	327	284	284	359
	16	258	253	190	151	177	252
G_d (MPa)	4	73	29	43	54	85	72
	8	119	77	70	64	62	126
	12	178	239	206	155	155	248
	16	128	123	70	44	60	122

Analizând tabelele 6.62 și 6.63, se observă că cele mai apropiate valori ale vitezelor și ale modulului de deformație transversal, pentru toate variantele cu/fără armătură, comparativ cu tabelul 6.19 unde sunt prezentați parametrii G, E și D ai terenului din amplasament în cadrul investigației cu metoda downhole, sunt cele obținute cu sursa de vibrație compactor.

Așadar pentru evaluarea eficienței dispunerii armării în pernele de fundare vom lua în considerare doar această sursa.

Valoarea modulului de deformație transversal s-a calculat cu formula (6.2) ținând seama de relația dintre valoarea vitezelor undelor secundare și cele Rayleigh (6.3) și de valoarea coeficientului Poisson pentru balastul utilizat, $\nu=0.28$, respectiv $V_R=0.923 V_s$.

Analizând valorile prezentate în tabelul 6.62, se observă că:

- în variantele de dispunere a 2 geogridurilor pentru armarea pernei de balast, valoarea modulului de deformație transversal **G_d**, **a crescut** cu **11 %** în cazul solicitării statice de **3 daN/cm²** și **5 daN/cm²**, respectiv cu **3 %** în cazul solicitării statice de **4 daN/cm²**, față de varianta de pernă de balast nearmat.

- în variantele de dispunere a unui strat de geocelule cu alveole și înălțime mare pentru armarea pernei de balast, valoarea modulului de deformație transversal **G_d**, **a scăzut** cu **23 %** în cazul solicitării statice de **3 daN/cm²** și **4 daN/cm²**, respectiv cu **35 %** în cazul solicitării statice de **5 daN/cm²**, față de varianta de pernă de balast nearmat.

- în variantele de dispunere a două straturi de geocelule cu alveole și înălțime mică pentru armarea pernei de balast, valoarea modulului de deformație transversal

G_d , a scăzut cu **55 %** în cazul solicitării statice de **3 daN/cm²** respectiv cu **24 %** la **4 daN/cm²** și cu **31 %** în cazul solicitării statice de **5 daN/cm²**, față de varianta de pernă de balast nearmat.

Acest fenomen poate fi explicat prin faptul că dispunerea de armătură sub formă de **geogrilă** prezintă **avantajul** realizării unei bune compactări la fel ca cea în cazul pernei nearmate și oferă avantajul încheștării materialelor granulare, fenomen detaliat în cadrul capitolului 4, astfel încât datorită forțelor de frecare, mișcarea materialelor granulare este încetinită și astfel vibrația este amortizată, materialul conlucrează ca un totunitar ducând la creșterea modulului de deformație transversal, respectiv la creșterea rezistenței la forfecare a materialului. Dispunerea de armătură sub formă de **geocelule**, prezintă **dezavantajul** posibilității reduse de compactare a materialului granular din interiorul celulelor materialelor geosintetice (geocelule). Materialul granular cu un grad de compactare mai redus decât la celelalte variante înregistrează deformații (tasări) mai mari față de varianta cu geogrilă.

6.3.8.2. Concluzie privind vitezele calculate pentru perioada predominantă

Indiferent de modul de solicitare dinamică, verticală sau orizontală și de sursa de producere a vibrațiilor, valorile vitezelor măsurate pe suprafața fundațiilor amplasate pe perne de balast armate cu materiale geosintetice (în special geogrilă), sunt mai mici decât cele măsurate pe fundațiile amplasate pe terenul natural (praf argilos). Viteza undelor de vibrație în perna de balast fiind mai mică decât în terenul natural, energia transmisă se micșorează.

Pernele de fundare armate cu materiale geosintetice (în special geogrilă) contribuie la diminuarea energiei transmise de terenul natural la suprastructura construcției, datorită „efectului de filtru”, manifestat prin reducerea vitezei vibrațiilor față de terenul natural, conform relației 6.6.

$$E_S = \frac{m \cdot V^2}{2} \quad (6.6)$$

Unde E_S este energia maximă de deformație și m este masa sistemului cu un grad de libertate dinamică.

Acest fenomen se explică prin faptul că prin dispunerea elementelor de armare, mecanismul de transmitere a eforturilor, prezentat în cadrul capitolului 3, determină o creștere a rezistenței la forfecare a materialului compozit format din pământ și armătură și a fenomenului de amortizare a vibrațiilor. În cazul construcțiilor fondate pe perne din balast armate cu materiale geosintetice (în special geogrilă) energia transmisă din teren la suprastructură este mai mică decât în cazul fundării pe teren natural, scădere a energiei introdusă în suprastructură determină o scădere a eforturilor și deformațiilor, respectiv avariilor produse atât în cazul solicitărilor dinamice de mică anvergură, trafic, utilaje cât și de mare anvergură respectiv seism.

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 „Politehnica” din Timișoara, privind studiul terenurilor de fundare supuse la acțiuni statice și dinamice (diverse surse de vibrații). În lucrare s-a dorit evidențierea efectului pozitiv al dispunerii de armături, materiale geosintetice (geotextile, geogriile, geocelule) asupra comportării pernelor din materiale granulare, supuse la solicitări statice și dinamice.

Având în vedere considerentele menționate, studiile teoretice și experimentale efectuate asupra pernelor de fundare armate cu diverse materialelor geosintetice, au fost comparate cu cele privind comportarea terenului natural la solicitări dinamice.

În primele capitole s-a prezentat un studiu din literatura de specialitate privind modul de solicitare a terenului de fundare și implicit al construcțiilor la diverse acțiuni dinamice. În funcție de specificul acțiunii, sub formă de șoc, vibrații, cutremure, etc., și de condițiile geotehnice locale ale amplasamentului, terenul respectiv sistemul de fundare, poate amplifica sau amortiza aceste solicitări, care la rândul său, în funcție de caracteristicile de rezistență și stabilitate, suportă defomații și transmite mai departe aceste eforturi către suprastructură. În etapa de proiectare a unei construcții trebuie avute în vedere atât solicitările statice (gravitaționale) generate de încărcările proprii și de exploatare, dar și de aceste solicitări dinamice care pot produce deteriorări care pun în pericol posibilitatea funcționării și exploatării construcției.

În capitolul 4 s-a descris succint felul în care analiza înregistrărilor cutremurelor a evidențiat modul și ordinul de mărime în care existența pe amplasament a terenurilor cu capacități portante scăzute (dificile de fundare) poate amplifica mărimea solicitărilor. Acest lucru este important de prevenit deoarece multe din aglomerările urbane s-au dezvoltat în apropierea cursurilor de apă pe amplasamente cu astfel de caracteristici. Executarea unei construcții pe un astfel de amplasament este cu atât mai greu de realizat cu cât este de dimensiuni mai mari, transmitând terenului de fundare eforturi considerabile ce pot provoca defomații ale acestuia chiar imediat după construire (nisipuri afânate, mълuri, umpluturi neconsolidate, etc.) și cu atât mai mult în cazul unui cutremur.

Am descris pe scurt în capitolul 3 metodele de îmbunătățire a caracteristicilor de rezistență și stabilitate a acestor terenuri. Din aceste considerente am ales ca studiu pentru această activitate de cercetare metoda realizării pernelor de fundare din materiale granulare, ca modalitate de îmbunătățire a terenurilor cu capacități portante scăzute ținând cont de acțiunile dinamice de natura vibrațiilor provenite de la diverse surse și de faptul că pe o mare parte a teritoriului se găsesc pământuri din categoria „terenuri dificile de fundare”.

În practica de proiectare din țara noastră și nu numai, această metodă de îmbunătățire a terenului slab de pe un amplasament este una curentă. În ultimul timp domeniul utilizării materialelor geosintetice în domeniul geotehnic s-a dezvoltat

considerabil. Studiul comportării lucrărilor la care au fost folosite materialele geosintetice după solicitări curente și chiar după cutremure a arătat efectul pozitiv al folosirii acestora. În literatura de specialitate se găsesc numeroase studii experimentale și de laborator privind modul în care folosirea lor duce la creșterea parametrilor de rezistență a terenului de fundare dar și studii privind urmărirea comportării în timp a lucrărilor la care s-au folosit.

Cu toate acestea în țara noastră, nu există normative elaborate, care să aibă ca obiect specificarea tipului de materiale geosintetice, a modului de armare, a modului de calcul și de punere în operă, cu scopul armării terenurilor de fundare atât pentru reducerea deformațiilor în teren cât și pentru reducerea efectelor acțiunilor dinamice pentru construcții civile. Așadar acest domeniu este în continuare în studiu și cumulara rezultatelor cercetărilor la nivel mondial poate duce în viitor la clarificarea problemelor specificate anterior.

Aceste considerente au stat la baza activității de cercetare efectuate în cadrul acestui program experimental.

7.1.1. Concluzii asupra programului experimental

Programul experimental a fost conceput în trei etape:

- Studiul pernelor de fundare solicitate la încărcări statice;
- Studiul pernelor de fundare solicitate la încărcări statice și dinamice în condiții de laborator (platformă vibrantă cu mișcare pe direcție orizontală);
- Studiul pernelor de fundare solicitate la încărcări statice și dinamice în condiții de teren natural (cu diverse surse de vibrație);

În cadrul acestor experimente s-au realizat perne de fundare din materiale granulare (balast) în interiorul cărora s-au dispus armături din materiale geosintetice de natura geogrilelor (biaxiale și triaxiale) și geocelulelor (cu înălțime și alveole mari și cu înălțime și alveole mici) și au fost realizate înregistrări ale deformațiilor terenului (tasărilor) și a vitezelor de vibrație, care ulterior au fost comparate cu varianta nearmată.

7.1.1.1. Concluzii asupra studiului pernelor de fundare solicitate la încărcări statice

În cadrul încercării pernelor de fundare armate cu materiale geosintetice solicitate în condiții statice - cea mai bună comportare o prezintă varianta de armare cu **2 rânduri de geogrile triaxiale**, valoarea maximă a **tasărilor**, respectiv a deformațiilor remanente, se înregistrează pentru varianta cu balast nearmat (10,4 mm), urmată de varianta cu 1 strat de armare cu geogrila (8,8 mm) și apoi de cea cu geocelulă (7,6 mm) și **scade cu 38%** în cazul armării cu **2 geogrile** (6,5 mm) ;

7.1.1.2. Concluzii asupra studiului pernelor de fundare solicitate la încărcări statice și dinamice în condiții de laborator

În cadrul încercării pernelor de fundare armate cu materiale geosintetice solicitate în condiții statice și dinamice pe platforma vibrantă, rezultatele prezentate în tabelele 6.13 și 6.14, și diagramele 6.47 ÷ 6.54, au evidențiat clar faptul că introducerea armăturii în perna de balast duce în toate

cazurile la scăderea substanțială a deformațiilor terenului de fundare dar și la scăderea deformațiilor în teren la toate nivelele de dispunere a armăturii precum și la zona de contact cu terenul cu capacitate portantă scăzută, comparând cele 3 variante de armare se observă că valorile deformațiilor înregistrate și capacitățile portante determinate sunt sensibil apropiate între ele dar depărtate ca valoare față de varianta nearmată. Dar **cea mai bună comportare**, o prezintă varianta de dispunere a **2 rânduri de geocelule cu alveole și înălțime mică**, ducând la **scăderea cu 56% (9 mm față de 20,5 mm)** a deformațiilor la solicitările statice cumulate cu dinamice, la **creșterea capacității portante terenului cu 17%**, la o tasare de referință de 5 mm (**275 kN/m² față de 235 kN/m²**) și la **creșterea modului de deformație a terenului G cu 17%**, la o tasare de referință de 5 mm (**127 413 kN/m² față de 108 880 kN/m²**).

7.1.1.3. Concluzii asupra studiului pernelor de fundare solicitate la încărcări statice și dinamice în condiții de teren natural

În cadrul încercării pernelor de fundare armate cu materiale geosintetice solicitate în condiții statice și dinamice în teren natural, rezultatele prezentate în tabelul 6.62, se observă că **cea mai bună comportare** o prezintă **variante de dispunere a 2 geogrilă biaxiale** pentru armarea pernei de balast, **valoarea modului de deformație transversal G_d , a crescut cu 11 %** în cazul solicitării statice de **3 daN/cm² și 5 daN/cm²**, respectiv **cu 3 %** în cazul solicitării statice de **4 daN/cm²**, față de varianta de pernă de balast nearmat (în cazul sursei de vibrație compactor). Dacă sursele de solicitare dinamice pe timpul exploatarei construcției sunt diverse și regimul de încărcare statică fluctuant (de exemplu, hale de producție sau platforme de circulație), recomandăm folosirea armării cu **geogrilă**, deoarece este **variante care prezintă un comportament uniform**, valorile **vitezelor variază** cu circa **3÷20 m/sec**, respectiv **2÷10%**, pentru sursele de vibrații în regim permanent (placă și compactor) și **cresc odată cu creșterea presiunii statice pentru sursa cu șocuri verticale** (penetrometru).

Acest fenomen poate fi explicat prin faptul că dispunerea de armătură sub formă de **geogrilă** prezintă **avantajul** realizării unei bune compactări la fel ca cea în cazul pernei nearmate și oferă avantajul încheștării materialelor granulare, fenomen detaliat în cadrul capitolului 4, astfel încât datorită forțelor de frecare, mișcarea materialelor granulare este încetinită și astfel vibrația este amortizată, materialul conlucrează ca un totunitar ducând la creșterea modului de deformație transversal, respectiv la creșterea rezistenței la forfecare a materialului.

Pernele armate modifică starea de tensiuni și deformații, permițând o distribuție mai uniformă a încărcărilor provenite de la fundații (construcții) și o comportare de ansamblu mai eficientă din punct de vedere tehnico-economic.

7.2. Contribuții personale ale autorului

7.2.1. Sinteza documentară

În cadrul capitolelor 2, 3 și 4 se detaliază experiența în domeniu, în funcție de care au fost desprinse aspecte luate în studiu și valorificate în finalul tezei prin contribuții personale. Au fost prezentate:

- gama materialelor geosintetice, funcțiile pe care le îndeplinesc, avantajele și dezavantajele folosirii acestora, lucrările de construcții la care se folosesc;
- principiul și realizarea pământului armat, detalierea conceptelor și metodele de calcul privind armarea terenului de fundare;
- diversitatea acțiunilor dinamice ce pot acționa asupra terenurilor de fundare și modul în care rezistența pământului este afectată de acțiunea acestora.

7.2.2. Modelarea analitică a pernei de balast armată cu materiale geosintetice.

Contribuția originală o constituie elementele de modelare matematică a interacțiunii dintre teren și materialele geosintetice (geogridurile, geocelulele), care au stat la baza cercetărilor experimentale. Rezultatele obținute prin calcul numeric cu metoda elementelor finite, cu programul de calcul TNO Diana, prezentate în capitolul 5, au fost comparate cu cele obținute în cadrul experimentului în teren natural, prezentate în subcapitolul 6.3, valorile fiind apropiate. Aceasta constituie validarea analizei numerice, modelarea putând sta pe viitor la baza activității de proiectare a sistemelor de fundare.

7.2.3. Cercetările experimentale.

Contribuția autoarei la desfășurarea programului experimental **în condiții statice și dinamice de teren natural** a presupus o serie de activități:

- proiectarea standului experimental;
- aprovizionarea cu materiale necesare realizării pernelor de fundare armate, respectiv balast și materiale geosintetice;
- realizarea analizelor de laborator pentru stabilirea caracteristicilor fizico-mecanice a balastului;
- cercetări geotehnice în teren: 1 foraj F1 conduse în terenul de fundare până la adâncimea de -3,00m și o penetrare dinamică grea PDG 1, conduse până la adâncimi de 6,00m de la nivelul terenului natural;
- analize de laborator pentru identificarea stratificației terenului de fundare din amplasament;
- realizarea pe teren a standului experimental;
- desfășurarea încercărilor proiectate și programate;
- înregistrarea datelor pe parcursul desfășurării încercărilor proiectate;
- prelucrarea datelor primare cu ajutorul programelor de calcul specializate acestui domeniu;
- realizarea de calcule privind modul de scădere a valorii vitezelor de mișcare a sistemului de fundare în funcție de tipul terenului de fundare (pernă de balast sau teren natural);
- reprezentarea tasărilor înregistrate pe terenul de fundare în variante diferite de armare și compararea cu varianta de pernă de balast nearmată;
- interpretarea rezultatelor și prezentarea concluziilor.

Contribuția autoarei la desfășurarea programului experimental **în condiții statice și dinamice de laborator** a presupus o serie de activități:

- proiectarea standului experimental;
- aprovizionarea cu materiale necesare realizării pernelor de fundare armate, respectiv balast și materiale geosintetice;

7.3 -Valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală255

- realizarea analizelor de laborator pentru stabilirea caracteristicilor fizico-mecanice a balastului;
- pregătirea în interiorul laboratorului a standului proiectat, prin adaptarea unor echipamente existente la specificul activității de cercetare;
- desfășurarea încercărilor proiectate și programate;
- înregistrarea datelor pe parcursul desfășurării încercărilor proiectate;
- reprezentarea datelor obținute prin crearea unor diagrame de prezentare a deformațiilor în funcție de varianta de armare, de nivelul de încărcarea statică și solicitare dinamică;
- interpretarea rezultatelor și prezentarea concluziilor.

Teza se finalizează cu cercetări teoretice și experimentale care au ca scop determinarea efectelor dispunerii armării din materiale geosintetice în pernele de fundare din balast, asupra răspunsului sistemului de fundare în condiții statice și dinamice.

Cercetările experimentale efectuate au pus în evidență faptul că metoda de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare prin realizarea de perne de fundare din balast armate cu materiale geosintetice prezintă un **triplu efect**:

- **Efectul de scădere a valorii tasărilor** înregistrate în urma solicitărilor statice și dinamice, față de varianta nearmată, astfel încât mărimea deformației maxime acceptate de terenul de pe amplasament se înregistrează la adâncimi mai mici ale pernei de fundare armată, cu efecte favorabile din punct de vedere al costului de realizare și timpului de execuție.

- **Efectul de reducere a energiei vibrațiilor** produse de surse precum utilaje, trafic, șocuri sau chiar seism. Scăderea energiei induse în structură duce la scăderea mărimii daunelor produse asupra construcțiilor.

- **Economii de materiale** (balast, transport, forță de muncă) prin reducerea grosimii pernelor de fundare.

7.3. Valorificarea rezultatelor obținute pe parcursul programului de cercetare doctorală

Diseminarea activității din cadrul programului de doctorat s-a făcut prin 12 lucrări publicate în țară și străinătate, în calitate de autor și coautor:

1. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice (Proceedings) indexate ISI Proceedings

1. Miron Florin-Cătălin, Niculescu-Enache Felicia, "Groundwater drainage system for a residential area", Proceedings: 12th International Multidisciplinary Scientific GeoConference SGEM 2012, ISSN 1314-2704, DOI:10.5593/sgem2012, pp. 127-134 – *în curs de indexare*.

2. Felicia Niculescu Enache, Scarlat Carla Amalia, Tirtea Alina Maria, Gruin Aurelian, "Foundation solutions for buildings located in seismic zones, using geosynthetic reinforced granular materials cushions", Proceedings of 13th International Multidisciplinary Scientific GeoConference SGEM 2013, ISSN 1314-2704, DOI:10.5593/sgem2013, pp. 149-156 – *în curs de indexare*.

2. Lucrări științifice publicate în reviste de specialitate indexate BDI

3. Felicia Niculescu Enache, "Folosirea pământului armat la fundații pe terenuri slabe", Revistă: Urbanism, Arhitectură, Construcții, Editura INCĐ "URBAN-INCERC", București, ISSN 2069-0509, vol. 2, pp. 53 – 56, **BDI**, [Academic Journals Database](#), [Ulrich's Periodicals Directory](#), [Index Copernicus International](#),

4. Felicia Niculescu Enache, "The behaviour of foundation soil with and without geosynthetic reinforcement", Revistă: **Construcții**, Editura INCĐ "URBAN-INCERC", București, ISSN 1221-2709, vol 1/2013, pp. 61-69, BDI [Academic Journals Database](#), [Electronic Journals Library](#), [Google Scholar](#), [IndexCopernicusTM](#), [Intute](#), [Israel Institute of Technology - Technion](#), [Munich Personal RePEc Archive](#), [National Library of Australia](#), [OPACPlus](#), [Open J-Gate](#), [ProQuest/Illustrata](#), [ResearchGATE](#), [Structurae](#), [TIB/UB Hannover](#), [UlrichswebTM](#), [Universia](#), [VUBIS](#), [WorldCat®](#), [WorldWideScience.org](#), [CNCSIS B+](#).

3. Lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice

5. Marin Marin, Niculescu Enache Felicia, „Folosirea materialelor geosintetice pentru realizarea sistemelor de fundare în zone seismice”, Revistă: Zilele Academice Timișorene, Ediția a XII-a, Infrastructuri Eficiente pentru Transporturile Terestre, Timișoara, România, 26 – 27 mai 2011, Ed. Solness, ISSN 2247-3807, pp.275–280.

6. Niculescu Enache Felicia, "Folosirea materialelor geosintetice pentru realizarea sistemelor de fundare amplasate pe terenuri dificile de fundare", *Lucrările Conferinței: A XII-a Conferința Națională de Geotehnică și Fundații, Volumul 1*, ISSN 1844-850x, pp. 51 – 58, Editura Politehniun.

7. Niculescu Enache Felicia, "The use of geosynthetic materials for foundation systems", *Proceedings: Workshop-ul nr. 2 Interdisciplinaritatea și Managementul Cercetării în Studiile Doctorale*, 7-8.06.2012, Universitatea din Oradea.

8. Niculescu Enache Felicia, "Folosirea materialelor geosintetice pentru realizarea sistemelor de fundare amplasate pe terenuri dificile de fundare", Revistă: *Revista Construcțiilor*, ISSN 1841-1290, nr.66161, martie 2013, pp. 44-48, Ed. Romprint.

4. Lucrări științifice prezentate în volumele unor manifestări științifice

10. Niculescu Enache F., (2012), *Folosirea materialelor geosintetice pentru realizarea de ziduri de sprijin și stabilizarea taluzurilor*, A IV-a Conferință Națională de cercetare în economia construcțiilor, arhitectură, urbanism și dezvoltare teritorială "Abordări multi-, inter- și trans- disciplinare în urbanism, arhitectură și construcții", Bucuresti, 19 octombrie 2012

11. Niculescu Enache F., (2013), *The behaviour of foundation soil made up of ballast and geogrid-reinforced ballast to dynamic vibration loads*, *Provocări pentru România în cadrul Strategiei Orizont 2020, programul cadru al Uniunii Europene pentru cercetare-dezvoltare în perioada 2014-2020*, Cea de-a șasea ediție a conferinței de cercetare în construcții, economia construcțiilor, arhitectură, urbanism și dezvoltare teritorială, 19 octombrie 2013

12. Niculescu Enache F. (2013), *Soluții de îmbunătățirea a terenurilor de fundare și protecție seismică a sistemelor de fundare prin crearea de perne de balast armate cu materiale geosintetice*, *Expoziția Internațională Specializată, INFOINVENT*, Ediția a XIII-a, Chișineu, Moldova, 2013 – medalie de bronz

7.4. Direcții de cercetare în viitor

Activitatea de cercetare viitoare în domeniul studiului eficienței utilizării materialelor geosintetice pentru armarea terenurilor de fundare cu scopul scăderii mărimii deformațiilor terenului (tasări) respectiv pentru diminuarea efectelor vibrațiilor transmise către suprastructură, ca propunere personală, sugerez continuarea și completarea acesteia, față de ceea ce am prezentat pe parcursul acestei lucrări, prin realizarea de teste experimentale pe fundații reale pe perne de fundare executate din diverse materiale de umplutură ce fac parte din categoria terenurilor dificile de fundare, respectiv löess, nisip, teren argilos, teren sensibil la umezire. Astfel în funcție de tipul de pământ se va indica tipul de material geosintetic adecvat pentru realizarea armării, din gama prezentată pe larg în capitolul nr.2, precum și prescripții speciale de punere în operă, particularizate (mai ales pentru pământurilor din categoria celor sensibile la umezire, mălurilor sau celor lichifiabile). Totodată se va încerca corelarea datelor obținute pe cale experimentală cu cele obținute din analiza numerică cu scopul îmbunătățirii metodelor de calcul actuale, prezentate în capitolul 3.

Modelele experimentale vor fi solicitate la încărcări statice cumulate cu anumite categorii de solicitări dinamice (de exemplu: solicitări din trafic, solicitări de la mașini unelte, solicitări ciclice de drumuri, etc.) astfel în funcție de specificul lucrării de construcție se vor indica tipurile de materialele geosintetice care se vor folosi, modul de calcul și de punere în operă (parametrii de armare).

La modelele experimentale testate în condiții de laborator se va încerca simularea cât mai fidelă privind comportarea la un cutremur.

Bibliografie

- [1] Alamshahi S., Hataf N., *Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor*, Geotextiles and Geomembranes 27 :217–226, 2009
- [2] Alzawi A. *Vibration Isolation Using In-filled Geofom Trench Barriers*, The University of Western Ontario London, Ontario, Canada teză de doctorat, 2011
- [3] Alexandrescu I. *Contribuții la studiul acțiunii solicitărilor dinamice asupra fundațiilor și a terenului de fundare*, teză doctorat, Timișoara, 2007
- [4] Amza G., Barb D., Constantinescu F., *Sisteme ultraacustice*, Editura Tehnică, București, 1988
- [5] Anirban D., Zimmie T. F., *Dynamic shear behaviour of geosynthetic interfaces*, Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, vol.3, 1737-1740,1997
- [6] Apoorva A., Swami S., Mukerjee S., *Seismic analysis of strip footing on reinforced soil bed*, ISET golden jubilee symposium, Indian Society of Earthquake Technology, 2012
- [7] Arion C., Calarașu Elena, Neagu C., Tamura M., *Geotechnical in situ investigation used for seismic design of buildins*, International Symposium on Seismic Risk Reduction, ISSRR 2007, 107-120, București 2007
- [8] Arion C., Neagu C., *Estimarea proproietăților dinamice ale pământurilor/terenurilor de fundare în domeniul deformațiilor mici*, A 3-a Conferință Națională de Inginerie Seismică, Vol. II, 85-92, București 2005
- [9] Asakereh A., Moghaddas S. N., Ghazavi M., *Strip footing behavior on reinforced sand with void subjected to repeated loading*, International Journal of civil Engineering, vol.10, 139-152,2012
- [10] Axinte R., *Studii asupra folosirii pământului armat în lucrări de construcții*, Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi“, teză doctorat, Iași 2010.
- [11] Barkan D. D., *Dynamics of Bases and Foundation*, Mc Graw-Hill Book Co., New York, 1962
- [12] Batali L., *Geocompozite bentonitice*, Editura Conspress, 1999
- [13] Binqet, J., and Lee, K.L., *Bearing capacity tests on reinforced earth slabs*, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, 1241-1255, 1975a.

- [14] Borm G. W., *Methods from exploration seismology: reflection, refraction and borehole prospecting*, Proceeding of DMSR77, vol,3, Karlsruhe, 1977
- [15] Boushehrian, J. *Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand*, Geotextiles and Geomembranes, 21 (4), 241–256. 2003
- [16] Boushehrian A. et al., *Modeling of the cyclic behavior of shallow foundations resting on geomesh and grid-anchor reinforced sand*, Geotextiles and Geomembranes 29:242-248, 2010
- [17] Bowles J. E. *Foundation analysis and design*, McGraw-Hill Book Co – Singapore, 1996
- [18] Bratu P. P., *Izolarea și amortizarea vibrațiilor la utilajele de construcții*, Editura Tehnică, București, 1982
- [19] Buzdugan G. *Izolarea antivibratorie a mașinilor*, Editura Academiei București, 1980
- [20] Buzdugan G. Fetcu L., Radeș M., *Vibrații mecanice*, Editur D. P. București 1982
- [21] Buzdugan G. Mihăilescu Elena, Radeș M., *Măsurarea vibrațiilor*, Editura Academiei, București 1979
- [22] Carastoian D., Donciu Oana, Boțu N., *Stabilizarea unui drum amplasat pe un taluz cu pantă armată*, a X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 485-490, București, 2004
- [23] Călărășu E. A., Arion C., *Evaluarea condițiilor locale de teren prin metode de prospectare in situ pe amplasamentul stației seismice UTCB Tei*, A 3-a Conferință Națională de Inginerie Seismică, vol II, 3-13, București 2005
- [24] Chirilă R., Grigore Daniela, Antonescu A., *Structură de sprijin din pământ armat cu geogridurile pentru consolidarea drumului de acces la pârtia de schi și telegondola din Piatra Neamț*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1013-1022, Iași 2012
- [25] Ciortan R., Tsitsas G., Corboveanu I., *Vibrații ale terenului induse de compactarea dinamică intensivă*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 525-532, Iași 2012
- [26] Cowland J. W., Wong S. C. K., *Performnce of a road embankment on soft clay supported on a geocell cushion foundation*, Geotextiles and Geomebranes12, 1993
- [27] Cicek E., Yetimoglu T. Guler E. (2012), *Effect of reinforcement type on the settlement of a strip footing under static loads*, 5th European Geosynthetics Congress, Valencia 2012, pp 109-113.

- [28] Chen Q. *An experimental studz on characteristics and behavior of reinforced soil foundation*, Doctoral Dissertation, Louisiana State University, 2007
- [29] Crawford F. S. Jr., *Unde, curs de fizică*, Berkeley, Editura D. P. București 1983
- [30] Darabont A., Iorga I., Ciodaru M., *Măsurarea zgomotului și vibrațiilor în tehnică*, Editura Tehnică, București 1983
- [31] Das M. Braja, Ramana G.V. *Principles of soil dynamics*, Stamford, USA, 2011
- [32] Dash S. K., Krishnaswamy N. R., Rajagopal K., *Bearing capacity of strip footings supported on geocell reinforced sand*, Geotextiles and Geomembranes 19, 235-256, 2001
- [33] Dash S. K., Sireesh S., Sitharam T. G., *Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay*, Geotextiles and Geomembranes 21, 197- 219, 2003
- [34] Dash S. K. et al, *Performance of different geosynthetic reinforcement materials in sand foundations*, Geosynthetics International 11(1):35-42, 2004
- [35] Dash S. K., Rajagopal K., Krishnaswamy N. R., *Behavior of geocell reinforced sand beds under strip loading*, Canadian Geotechnical Journal 44, 905-916, 2007
- [36] Dobrescu Cornelia F., Ștefănică Maria, Călărășu Elena A., *Cercetări privind corelarea parametrilor caracteristici ai terenului de fundare în cazul clădirilor instrumentate seismic cu rezultatele procesării înregistrărilor seismice*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 533-539, Iași 2012
- [37] Dobrescu Cornelia F., Siminea Ioana, *Reducerea riscului seismic al construcțiilor fundate pe loessuri și pământuri loessoide prin evaluarea, în laborator, a parametrilor dinamici de rezistență și deformație*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 177-183, Iași 2012
- [38] Dorobanțu S., Jercan S., Păucă Carmen, Romanescu C., Răcănel I., Șovărel Elena, *Drumuri, calcul și proiectare*, Editura Tehnică, București 1980
- [39] Drusa M., Lamich, D., et al., *Design limits of reinforced soil structures in difficult geological conditions*, 13-th, International Multidisciplinary Scientific Geoconference, SGEM 2013, 71-78, Bulgaria, 2013
- [40] Ermolaev N. N. Senin N., N., *Soprotivlenie grunta sdvigu pri kolebaniah „Osnov. Fundamentî i mehanika gruntov”*, nr.1/1968, Moskva
- [41] El Sawwaf, M., & Nazir, A. K. *Behavior of repeatedly loaded rectangular footings resting on reinforced sand*, Alexandria Engineering Journal, 49(4), 349–356, 2010

- [42] El Sawwaf, M., & Nazir, A. K. *Cyclic settlement behavior of strip footings resting on reinforced layered sand slope*, Journal of Advanced Research, 3(4), 315–324, 2011
- [43] Filliat, G. *La pratique des sols et fondations*, editions du Moniteur Paris, 1981
- [44] Fraser I. et al, *Comparative life cycle assessment of geosynthetics versus conventional construction materials, a study of behalf of the soil retaining wall*, EUROGEO 5 Conference, 5:218-222, 2012
- [45] Fujita T., Zabu M., Kohashi H, et al, *Seismic performance of a geogrid-reinforced wall monitores since 1995 in the 2011 Great East Japan earthquake*, 5-th European Geosynthetics Congress, Valencia 2012
- [46] Gavrilă F., Moldovan D. V., *Blocuri modulare prefabricate din beton vibropresat pentru fațada zidurilor de sprijin din pământ armat – blocheți*, Revista Română de Geotehnică și Fundații, nr.1/2013
- [47] Ghazavi M., Lavasan A., *Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics*, Geotextiles and Geomembranes 26: 404–415, 2008.
- [48] Gafițeanu M., Focșa V., Merticaru V., Biborosch L., *Vibrații și zgomote*, Editura Junimea, Iași 1980
- [49] Gouves R., Reiffsteck P., Vignon J. F., *Study of confinement effect in geocells*, I-th European Geosynthetics Conference Eurogeo, 455-458, Balkema 1996
- [50] Haida V., Marin M., Mirea M., (2004), *Mecanica pământurilor*, Orizonturi Universitare, Timișoara, pp. 287-312.
- [51] Hanganu E., Andrei S., Barariu A., Georgescu E., Costică E., *Realizarea unui teren bun de fundare pe umpluturi*, a X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 507-512, București, 2004
- [52] Harris C. M., Crede E. C., *Șocuri și vibrații*, Editura Tehnică, București 1979
- [53] Hataf N., Boushehrian A. H., Ghahramani A., *Experimetal and numerical behavior of shallow foundations on sand reinforced with geogrid and grid anchor under cyclic loading*, Civil Engineering, vol.17, no.1, pp.1-10, 2010
- [54] Holtz R. D., *Geosynthetics for soil reinforcement*, <https://ceprofs.civil.tamu.edu/briaud/buchanan%20web/lectures/ninth%20buchanan%20lecture.pdf>
- [55] Huabao Zhou, Xuejun Wen, *Model studies on geogrid – or geocell-reinforced sand cushion on soft soil*, Geotextiles and Geomembranes 26 :231–238, 2008
- [56] Huang, C.C., and Tatsuoka, F., *Bearing capacity reinforced horizontal sandy ground*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, pp. 51-82, 1990.

- [57] Huang, C.C., and Menq, F.Y., *Deep-footing and wide-slab effects in reinforced sandy ground*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 30-36, 1997
- [58] Idriss I. M., Boulanger R. W., *Lichefierea pământurilor în timpul cutremurelor*, Editura Politehnica Timișoara, 2010
- [59] Ifrim M., *Dinamica structurilor și inginerie seismică*, Editura D.P.București, 1984
- [60] Kellner Lia, Găzdaru A., Feodorov V., *Geosinteticele în construcții*, vol.I, Editura Inedit, București, 1994
- [61] Kleveko V. I., *Research of the clay soil reinforced bases work*, EUROGEO 5 Conference, 5:317-321, 2012
- [62] Kolay P. K., Kumar S., Tiwari D., *Improvement of Bearing Capacity of Shallow Foundation on Geogrid Reinforced Silty Clay and Sand*, Journal of Construction Engineering: 1-10, 2013
- [63] Latha G.M., Murthy V.S., *Effect of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand*, Geotextiles and Geomembranes 25: 23–32, 2007.
- [64] Latha G. M., Rajagopal K., Krishnaswamy N. R., *Experimental and theoretical investigation on geocell-supported embankments*, International Journal of Geomechanics 6, 2006
- [65] Leshchinsky B., Ling H. I., *Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement*, Geotextiles and Geomembranes Journal, vol.36, pp 33-43, 2013
- [66] Ling Zhang, Minghua Zhao, Caijun Shi, Heng Zhao, *Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering*, Geotextiles and Geomembranes Journal, vol28, pp 475-482, 2010
- [67] Lorentz H., *Grundbau – Dynamic*, Berlin, Gottingen, Heidelberg, Springer-Verlag, 1960
- [68] Lungu I., Stanciu A, Boți N., *Probleme speciale de geotehnică și fundații*, Editura Junimea, Iași, 2002
- [69] Lungu D., Mazzolani F., Savidis S., *Calculul structurilor în zone seismice*, Editura Procontrol Electronics, Szeged, Ungaria, pp. 44-57, 1997
- [70] Mahboubi A.R., Keyghobadi M. H., *Numerical modeling of bearing capacity of a strip foundation on geogrid reinforced sand*, EUROGEO 5 Conference, 5:395-402, 2012
- [71] Manea S., Batali L., Găzdaru A., Feodorov V., *Geosinteticele în construcții*, Editura Academiei Române, 1999

- [72] Marin M., Niculescu Enache F. *Folosirea materialelor geosintetice pentru realizarea sistemelor de fundare în zone seismice*, Zilele Academice Timișene, ediția a XII-a, Infrastructuri eficiente pentru transporturi terestre 275-280, 2011
- [73] Marto A., Oghabi M., Eisazadeh A. (2013), *The effect of Geogrid Reinforcement on Bearing Capacity properties of Soil Under Static Load; A Review*, The Electronic Journal of Geotechnical Engineering 18, Bund. J: 1881-1898.
- [74] Mărmureanu G., Bălan F, Cornea I., Oncescu M., *Introducerea în mecanica fenomenelor seismice și inginerie seismică*, București, 1987
- [75] McGOWN A., *The behaviour of geosynthetic reinforced soil systems in various geotechnical applications*, Second European Geosynthetics Conference 1:3-23, 2000
- [76] Michalowski R. L., *Limit Loads on Reinforced Foundation Soils*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 381-390, 2004
- [77] Minakata Nao, Nishizama S., Zano T., Tezuka H., Aoki K., *Study on application of mems sensor network to monitoring method of retaining wall behavior*, 13-th, International Multidisciplinary Scientific Geoconference, SGEM 2013, 443- 449, Bulgaria, 2013
- [78] Miron F. C., Niculescu-Enache F. *Groundwater drainage system for a residential area*, 12th International Multidisciplinary Scientific Geoconference SGEM 2012, 127-134, Albena, Bulgaria 2012
- [79] Moghaddas Tafreshi S. N., Dawson A.R., *A comparison of static and cyclic loading responses of foundations on geocell-reinforced sand*, Geotextiles and Geomembranes 32 :55–68, 2012
- [80] Moghaddas Tafreshi S. N., Dawson A.R., *Laboratory tests of footing supported on geotextile reinforced sand under repeated loading*, 15WCEE, Lisabona 2012
- [81] Moldovan D. V., *Contribuții privind utilizarea materialelor geosintetice în masivele de pământ*, teză doctorat, Universitatea Tehnică din Cluj-Napoca, 2010
- [82] Moraru S., *Seismele și acțiunea lor asupra construcțiilor*, Editura Tehnică, București 1984
- [83] Moraci N., Cardile G. (2012), *Deformative behaviour of different geogrids embedded in a granular soil under monotonic and cyclic pullout loads*, Geotextiles and Geomembranes 32(2012): 104-110.
- [84] Mosallanezhad, M., & Hataf, N. *Numerical Analysis of Granular Soils Bearing Capacity , Reinforced with Innovative Grid-Anchor System*, 555(1), 1–8, 2010

- [85] Mușat V., Răileanu P., Mușat C. C., *Controlul calității execuției pernei din pământ prin penetrare dinamică, corelații cu gradul de îndesare*, a X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 337- 340, București, 2004
- [86] Mușat V., Chirilă R., Grigore Daniela, *Aspecte privind mobilizarea rezistenței la forfecare*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1003-1011, Iași 2012
- [87] Niculescu-Enache F., *Folosirea pământului armat la fundații pe terenuri slabe*, Urbanism, Arhitectură, Construcții, vol. 2, nr. 2, 2011,
- [88] Niculescu Enache F. *The use of geosynthetic materials for foundation systems*, Workshop-ul nr.2 Interdisciplinaritatea și managementul cercetării în studiile doctorale Oradea 7 - 8 iunie 2012
- [89] Niculescu Enache F., *Folosirea materialelor geosintetice pentru realizarea sistemelor de fundare amplasate pe terenuri dificile de fundare*, A XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 51-58, Iași, 2012
- [90] Niculescu Enache F. *Folosirea materialelor geosintetice pentru realizarea de ziduri de sprijin și stabilizarea taluzurilor*, A IV-a Conferință Națională de Cercetare în Economia Construcțiilor, Arhitectură, Urbanism și Dezvoltare teritorială “Abordări multi-, inter- și trans- disciplinare în urbanism, arhitectură și construcții”, Bucuresti, 19 octombrie 2012
- [91] Niculescu-Enache F., Scarlat C. A., Tirtea A. M., Gruin A., *Foundation solution for buildings located in seismic zones, using geosynthetics reinforced granular materials cushions 149-156*, 13th International Multidisciplinary Scientific Geoconference SGEM 2013, Albena, Bulgaria 2013
- [92] Niculescu-Enache F., *The behaviour of foundation soil with and without geosynthetic reinforcement*, Revista Constructii, nr.66161, Editura INCD Urban Incerc București, nr.1/2013
- [93] Niculescu-Enache f., *The behaviour of foundation soil made up of ballast and geogrid- reinforced ballast cushions to dynamic vibration loads*, Expoziția Internațională Infoinvent, Chișineu, 2013
- [94] Neven M., Kavazanjian E., *Seismic Response of a Composite Landfill Cover*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(4): 448–455, 2006
- [95] Ochiai H., Hazashi S., Yang J., Otani J., Umezaki T., *Bearing Capacity of geogrid rein- forced foundation soils*, Tenth Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei, 1990
- [96] Olinic E., *Materiale geosintetice utilizate la etanșarea depozitelor de deșeuri*, a X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 529-538, București, 2004

- [97] Olinic E., Manea sanda, Burlacu C., *Fundarea obiectelor tehnologice din stația de epurare a localității Tulcea pe teren îmbunătățit*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 481-487, Iași 2012
- [98] Pascu C., *Amenajarea lacului artificial "Mioarele" de pe domeniul schiabil Voineasa*, Revista Română de Geotehnică și Fundații, nr.2/2013
- [99] Patra, C. R., Das, B. M., & Atalar, C. *Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand*, Geotextiles and Geomembranes, 23(5), 454–462. 2005
- [100] Palmeira E., Tatsuoka F., Buthurst R., Steveson P., Zornberg J, *Advances in geosynthetic materials and applications for soil reinforcement and environmental protection works*, Electronic Journal of Geotechnical engineering, 2008
- [101] Pantea P., *Contribuții la studiul și elaborarea unor noi soluții de protecție prin ecranare antivibratorie a construcțiilor*, Universitatea Politehnică Timișoara, teză de doctorat, 1997
- [102] Ștefănică M. Călărășu E. A., *Estimarea parametrilor terenului-factori determinanți în răspunsul construcțiilor la acțiuni seismice*, A 3-a Conferință Națională de Inginerie Seismică, Vol. II, 243-244, București 2005
- [103] Perlea V., Perlea M., *Stabilitatea dinamică a terenurilor nisipoase*, Editura Tehnică, București, 1984
- [104] Pohrib Dana Mădălina, *Impactul indus de comportamentul specific al unor depozite sedimentare asupra fundării construcțiilor*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 1099-1106, Iași 2012
- [105] Pokharel S. K. et al., *Investigation of factors influencing behavior of single geocell-reinforced bases under static loading*, Geotextiles and Geomembranes, nr. 28 pp. 570– 578, 2010
- [106] Popa A., Ilieș Nicoleta, Farcaș V., *Aspecte geotehnice la dimensionarea structurilor*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 129-136, Iași 2012
- [107] Popa A., Ilieș N. M. (2013), *Fundații*, Editura Casa Cărții de Știință, Cluj-Napoca, pp. 413-415.
- [108] Popescu I. M., *Fizică*, vol. I, Editura D. P. București 1982
- [109] Puri V., Das B. (1993), *Dynamic Response of Block Foundations*, 3th International Conference on case Histories in Geotechnical Engineering, 1549-1553, 1993
- [110] Puri V. K., Kumar S., Das B. M., Prakash S., Yeo B. *Settlement of reinforced subgrades under dynamic loading*, [http://www.yoga10.org/Documents/Settlement_of %20subgrades.pdf](http://www.yoga10.org/Documents/Settlement_of_%20subgrades.pdf)

- [111] Rajagopal K., Krishnaswamy N. R., Latha. Madhavi, *Behavior of sand confined with single and multiple geocells*. Geotextiles and Geomembranes, 17, 1999
- [112] Roman Luiza, *Contribuții la studiul folosirii materialelor geosintetice în lucrări de inginerie civilă*, Universitatea Politehnică Timișoara, teză doctorat, 2013
- [113] Sillion, T., Răileanu P, Mușat V., „Fundatii în condiții speciale” I. P. Iași., 1988
- [114] Simescu A., Simescu A., Costovici P., *Tratarea arhitecturală a lucrărilor de sprijin și protecție a versanților*, a X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 553-558, București, 2004
- [115] Sofronie R., *Comportarea seismică a structurilor din pământ armat*, al II-lea simpozion Național de Geosintetice, Geosint 2002,223-230, București, 2002
- [116] Stratan A. (2007), *Dinamica structurilor și inginerie seismică*, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara 2007
- [117] Stanciu A., Lungu I., *Fundații*, Editura Tehnică, București, 2006
- [118] Stanciu A., Lungu Irina, Cioară Șt., *Evoluția tehnicilor și metodologiilor de determinare a rezistenței la forfecare a pământurilor*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 147-159, Iași 2012
- [119] Ștefănică Maria, Dobrescu Cornelia F., *Unele amendamente la anexa națională a SR EN 1998-5:2004 care definesc comportarea pământurilor în condițiile concrete din România*, Construcții, nr.1, 57-60, București, 2008
- [120] Ștefănică M., Berevoescu I. C., *Considerații asupra unor factori de influență asupra caracteristicilor de rigiditate și amortizare ai terenului de fundare la acțiuni seismice*, A 3-a Conferință Națională de inginerie seismică, București, 2005
- [121] Ștefănică Maria, Călărașu Elena A., Dobrescu Cornelia F., *Estimarea empirică a răspunsului terenului în amplasament pe baza înregistrărilor seismice*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 541-550, Iași 2012
- [122] Scodaliu I., *Monitorizarea activității seismice. Microzonarea hazardului seismic în Municipiul Timișoara și zona sa metropolitană. Foraje de adâncime. Echiparea forajelor de adâncime cu senzori pentru determinarea caracteristicilor geotehnice seismice și înregistrarea activității seismice din Timișoara, Progam Nucleu, INCD URBAN INCERC Sucursala Timișoara, 2007*
- [123] Tătăruca T., *Contribuții privind caracterizarea seismică a amplasamentelor și evaluarea condițiilor locale specifice teritoriului*

- României, Universitatea Tehnică de Construcții București, teză de doctorat, 2012
- [124] Tiron M., *Prelucrarea statistică și informațională a datelor de măsurare*, Editura Tehnică, București 1976
- [125] Ursachi A., Nicuță Ana, Cojocaru M., *Factorii ce influențează manifestarea sensibilității unui pământ la lichefiere*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 737-742, Iași 2012
- [126] Vaicum Al. *Condiții de amplasament în ingineria seismică*, Ed. Academiei, 1985
- [127] Verma A. K., Kumar A. R., Rao A., *Geogrid reinforced subgrades under simulated earthquake loading*, World Conferences on Earthquake Engineering, 2000
- [128] Vinoud J. S., Indraratna B., Moghaddam A., *Behaviour of geocell reinforced foundation under cyclic loading*, Indian Geotechnical Conference, 541-544, 2011
- [129] Vito A. Et al., *Comparison of geogrid and geotextile reinforced earth slabs*, Canadian Geotechnical Journal, 23(4): 435-440, 1986
- [130] Wayne, M.H., Han, J., and Akins, K., *The design of geosynthetic reinforced foundations*. Proceedings of ASCE's 1998 Annual Convention & Exposition, ASCE Geotechnical Special Publication, 76, pp. 1-18, 1998.
- [131] Watn A., Kavli A., Svano G., Askevoid A., *Geosynthetic reinforcement to improve bearing capacity, laboratory testing and numerical study*, Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, vol.3, 1789- 1796, 1997
- [132] Watn A., Sognen H., Emdal A., *Improvement of bearing capacity for traffic areas on soft subsoil – Large scale laboratory testing*, I-th European Geosynthetics Conference Eurogeo, 467-472, Balkema 1996
- [133] Wilmers W., *Instalation of geosynthetics in road construction – Possibilities, problems and solutions*, I-th European Geosynthetics Conference Eurogeo, 151-152, Balkema 1996
- [134] Zang X. H., Yu Y. H. *Application of treating differential settlement of subgrade by geocell at Taigu Highway*. Journal of Chongqing Traffic University 123, 2004
- [135] Nicuță A., Apredoaei Șt., Palade N., Menegon B., *Aplicabilitatea Eurocodului EC-8 la proiectarea fundațiilor de suprafață*, a XII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, 743-751, Iași 2012
- [136] Zhang L. Et al., *Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering*. Geotextile and Geomembranes 28:475–482, 2010

- [137] Zhang G., Zhang J., *State of the art: Technical behavior of soil – structure interface*, Natural Science Journal, vol.19, pp 1187-1196, 2009
- [138] Zhao M. H., Zhang L., Zou, X. J., *Research progress in two-direction composite foundation formed by geocell reinforced mattress and gravel piles*, Chinese Journal of Highway and Transport 22, 1-10, 2009
- [139] Zhang J., Zou Weilie, Zhuang Y., Wen J., *Geogrid-soil interface characteristics in large scale direct shear tests*, 5-th European geosynthetics Congress, 599- 603, Valencia 2012
- [140] Zhou H. B., Wen X. J., *Model studies on geogrid or geocell-reinforced sand mattress on soft soil*, Geotextile and Geomembranes 26, 231-238, 2008
- [141] Zidan, a. F. *Numerical Study of Behavior of Circular Footing on Geogrid- Reinforced Sand Under Static and Dynamic Loading*, Geotechnical and Geological Engineering, 30(2), 499–510, 2012
- [142] NP 112-2013 “*Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directa*”
- [143] NP 075-02 – “*Normativ pentru utilizarea materialelor geosintetice la lucrarile de construcții*” Buletinul Construcțiilor, (2002)
- [144] GP 093-06 – “*Ghid privind proiectarea structurilor de pamant armat cu materiale geosintetice si metalice*”
- [145] STAS 3300/2-85 – *Teren de fundare. Calculul terenului de fundare*, 1985
- [146] STAS 14475 – *Umpluturi armate*
- [147] Presentation catalog S.C. TENCATE GEOSYNTHETICS ROMANIA S.R.L.
- [148] Catalog prezentare produse S.C. IRIDEX S.R.L.
- [149] Catalog prezentare program de calcul TNO Diana

Listă figuri

- Figura 2.1 Materiale geotextile
- Figura 2.2 Utilizarea geosinteticelor cu rol filtrant în spatele zidurilor de sprijin
- Figura 2.3 Utilizarea geosinteticelor la diguri din materiale locale, cu rol de drenaj
- Figura 2.4 Utilizarea geosinteticelor cu rol filtrant la realizarea de sisteme de drenaj
- Figura 2.5 Utilizarea geosinteticelor cu rol de separare
- Figura 2.6 Utilizarea geosinteticelor cu rol de armare:
- Figura 2.7. Geomembrane
- Figura 2.8. Exemplu de etanșare cu geomembrană la depozite de deșeuri solide
- Figura 2.9. Exemplu de etanșare cu geomembrană la tuneluri
- Figura 2.10. Controlul etanșărilor cu rețele de senzori (captori)
- Figura 2.11 Geogriile
- Figura 2.12 Utilizarea geogriilor pentru drenarea fundației unui drum
- Figura 2.13 Utilizarea geogriilor cu rol antierozional
- Figura 2.14 Ambalare și detalii tehnice pentru geogriile
- Figura 2.15 Georețele
- Figura 2.16 Geocompozite
- Figura 2.17 Geocompozit bentonitic lipit
- Figura 2.18 Geocompozit bentonitic interțesut
- Figura 2.19 Geocompozit bentonitic cusut
- Figura 2.20 Geocompozit de drenaj
- Figura 2.21 Funcția de filtrare
- Figura 2.22 Funcția de drenare
- Figura 2.23 Geodren pentru realizarea drenului vertical
- Figura 2.24 Funcția de etanșare
- Figura 2.25 Funcția de container
- Figura 2.26 Funcția de protecție
- Figura 2.27 Funcția de separare
- Figura 2.28 Funcția de protecție erozională
- Figura 2.29 Funcția de armare
- Figura 2.30. Utilizarea geogriilor pentru realizarea unui zid de sprijin
- Figura 2.31 Detalii de așezare a geogriilor pentru realizarea unui zid de sprijin
- Figura 2.32 Detalii de așezare a geogriilor pentru realizarea unui zid de sprijin
- Figura 2.33 Detalii de așezare a geogriilor și blocheților pentru realizarea unui zid de sprijin
- Figura 2.34 Zid de sprijin armat cu geogriile și blocheți
- Figura 2.35 Zid de sprijin realizat cu geogriile
- Figura 2.36 Zid de sprijin realizat cu geogriile și geotextile
- Figura 2.37 Geotextil utilizat ca separator la fundațiile drumurilor
- Figura 2.38 Utilizarea materialelor geosintetice la fundația unei platforme pentru containere
- Figura 2.39 Utilizarea materialelor geosintetice la fundația unei platforme de cale ferată de debleu
- Figura 2.40 Utilizarea materialelor geosintetice la fundația unei platforme de cale ferată și extinderea dimensiunilor unui rambleu
- Figura 2.41 Utilizarea materialelor geosintetice pentru îmbunătățirea condițiilor de fundare ale unei structuri
- Figura 2.42 Impermeabilizarea fundației rezervoarelor de produse petroliere
- Figura 3.1 Eforturi de frecare armătură/teren
- Figura 3.2 Încleștare în nodurile geogriilor
- Figura 3.3. Pernă de pământ pentru consolidarea pământului sensibil la umezire
- Figura 3.4. Clasificarea metodelor și procedeele de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare
- Figura 3.5 Diverse forme de armături
- Figura 3.6 Comportarea comparativă a armăturilor extensibile și inextensibile
- Figura 3.7 Mecanismul armării în cazul pantelor abrupte
- Figura 3.8 Masă de nisip cu deplasare laterală împiedicată

- Figura 3.9 Starea de tensiune în punctul A înainte și după deplasarea ecranelor
Figura 3.10 Masiv de nisip cu armături orizontale
Figura 3.11 Mobilizarea frecării pământ-armătură
Figura 3.12 Conlucrare pământ-armătură
Figura 3.13 Starea de tensiune în punctul A în masivul armat și nearmat
Figura 3.14. Efectul rezistenței laterale a armării cu geocelule
Figura 3.15. Efectul de redistribuire și implicit de reducere a eforturilor verticale
Figura 3.16 Efectul de membrană a armăturii realizate din geocelule
Figura 3.17 Pernă de balast armată cu geogridurile și geotextile
Figura 3.18 Zona granulometrică a materialelor din pernă
Figura 3.19 Metoda stratului echivalent
Figura 3.20 Terenuri stratificate
Figura 3.21 Calculul tasării prin metoda însumării pe straturi
Figura 3.22 Schema limitelor tasărilor diferențiate și degradările care apar la construcții la atingerea acestora
Figura 3.23 Mecanisme de eforturi dezvoltate în interiorul pernei armate
Figura 3.24 Distribuția eforturilor induse de încărcare fundației și mecanismul de rupere
Figura 3.25 Moduri de rupere identificate prin încercări experimentale
Figura 3.26 Componente ale forțelor puse în lucru:
Figura 3.27 Metodele de rupere acceptate de Huang și Tatsuoka:
Figura 3.28 Evidențierea efectului stratului de armare asupra capacității portante a terenului de fundare - Metoda Ochiai
Figura 3.29 Relația între v și D/B
Figura 3.30 Nomograme de evaluare a efectului armăturii asupra capacității portante
Figura 3.31 Model de rupere - Metoda Huang și Menq's
Figura 3.32 Mecanisme de rupere - metoda Wayne
Figura 3.33 Mecanisme de cedare a terenului - metoda Michalowski
Figura 3.34 Forțe de calcul pe elementul de suprafață în zona de rupere a pernei armate
Figura 3.35 Metoda grafică de calcul pentru $\alpha_h=0.0$ și $\alpha_h=0.20$
Figura 3.36. Metodă grafică pentru calcul X_0/B corespunzătoare pentru valorile z/B pentru o fundație izolată amplasată în teren armat
Figura 3.37. Metodă grafică pentru calcul coeficienților adimensionali J_z și I_z
Figura 3.38. Reprezentare parametrii de armare a terenului de fundare armat cu materiale geosintetice
Figura 3.39. Variația capacității portante funcție de adâncimea de dispunere pentru un nisip armat
Figura 3.40 Variația tasării funcție de adâncimea de dispunere pentru un nisip armat
Figura 3.41 Variația capacității portante în funcție de distanța pe verticală între straturile de armare, de numărul de straturi și adâncimea de dispunere a primului strat
Figura 3.42 Variația tasării în funcție de distanța pe verticală între straturile de armare pentru un nisip armat
Figura 3.43 Variația capacității portante în funcție de lungimea stratului de armătură
Figura 3.44 Variația încărcării aplicate și a capacității portante, funcție de s/B pentru mai multe straturi de armare
Figura 3.45 Variația capacității portante, în funcție de numărul de straturi de armare, fundație continuă
Figura 3.46 Variația capacității portante, în funcție de numărul de straturi de armare, distanța primului strat și distanța între straturi pe verticală, fundație circulară
Figura 3.47 Comparatie între curbele încărcare-deplasare obținute experimental și numeric
Figura 3.48 Comparatie între curbele de variație a capacității portante funcție de variația un numărului de straturi de armare (N)
Figura 3.49 Efect extindere geocelulă
Figura 3.50 Efect număr cicluri de încărcare
Figura 3.51 Efect frecvență
Figura 3.52 Variația $s_{d(u)}/B$ cu q_d/q_u și q_s/q_u
Figura 3.53 Variația capacității portante în funcție de numărul straturi de armare
Figura 4.1. - Forme de mișcare ce pot conduce la solicitarea ciclică a terenului

- Figura 4.2 Componenta tensiunilor normale și tangențiale într-un mediu elastic
- Figura 4.3 Deformațiile specifice produse de mișcarea punctului M
- Figura 4.4 Propagarea undelor longitudinale elastice
- Figura 4.5 Derivarea ecuației de mișcare într-un mediu elastic
- Figura 4.6 Viteza particulelor și undelor de propagare
- Figura 4.7 Unde de compresiune
- Figura 4.8 Unde de forfecare
- Figura 4.9 Propagarea undelor Rayleigh
- Figura 4.10 Variația pe orizontală și verticală a componentelor undelor Rayleigh cu adâncimea
- Figura 4.11 Variația lui v_p/v_s funcție de v
- Figura 4.12 Fenomenul de filtrare al undelor seismice
- Figura 4.13 Spectre seismice de răspuns, rocii de bază - suprafeța liberă a terenului
- Figura 4.14 Factori de amplificare modală în funcție de frecvențele de rezonanță terenului
- Figura 4.15 Spectre normalizate ale accelerației pentru diferite tipuri de teren
- Figura 4.16 Modelul mecanic pentru rezistența la forfecare a pământurilor afânate
- Figura 4.17 Rezistența la forfecare la pământuri cimentate și argile
- Figura 4.18 Criteriul Mohr-Coulomb. Stadiile de lucru ale pământului
- Figura 4.19 Variația rezistenței la forfecare dinamic funcție de efortul σ
- Figura 4.20 Variația unghiului de frecare interioară față de amplitudine (a) și frecvență (b),
- Figura 4.21 Influența accelerației relative asupra unghiului de frecare interioară
- Figura 4.22 Frecvența critică pentru nisipuri
- Figura 4.23 Variația coeficientului de vîbroîndesare în raport cu umiditatea w (a) și accelerația relativă η (b)
- Figura 4.24 Variația propagării vitezelor de forfecare V_s în funcție de e și σ_0 în materiale granulare cu granule rotunde și granule colțuroase
- Figura 4.25 Variația $\tau_d = \varphi(\eta)$ pentru argilă grasă cu umiditate $w \approx 0,5w_L$
- Figura 4.26 Variația rezistenței la forfecare a unei argile grase în funcție de frecvență ω , (a), amplitudine, A , (b) și presiune normală σ
- Figura 4.27 Dreptele intrinseci pentru pământuri coezive determinate în regim dinamic pentru diferite umidități
- Figura 4.28 Reprezentare modurilor de deformație la solicitări statice/dinamice
- Figura 4.29 Reprezentare corelație tensiune activă – deformație specifică pentru solicitări dinamice (seismice)
- Figura 4.30 Variația modului de forfecare și a raportului de amortizare torsională în funcție de nivelul de deformație γ , la încercări cu coloană rezonantă
- Figura 4.31 Variația coeficientului K_2 în funcție de gradul de îndesare și de lunecarea specifică
- Figura 4.32 Influența amplitudinii deformației specifice γ asupra raportului G/G_{max}
- Figura 4.33 Valoarea exponentului p în funcție de indicele de plasticitate
- Figura 4.34 Variația raportului G/G_{max} , funcție de deformației specifice γ
- Figura 4.35 Variația raportului G/c_u în funcție de deformația specifică γ
- Figura 4.36 Raportul de amortizare a pământurilor necoezive în funcție de γ
- Figura 4.37 Raportul de amortizare a pământurilor coezive în funcție de γ
- Figura 5.1 – Caracteristici balast
- Figura 5.2 – Caracteristici teren natural (praf argilos)
- Figura 5.3 – Interfață (parametrii conlucrării) balast – armătură
- Figura 5.4 – Caracteristici geogrilă
- Figura 5.5 – Modelul geometric
- Figura 5.6 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast nearmată
- Figura 5.7 Tasare secțiune centrală - perna de balast nearmată
- Figura 5.8 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast armată cu 2 geogriile
- Figura 5.9 Tasare secțiune centrală - perna de balast armată cu 2 geogriile

- Figura 5.10 Tasare geogriile - perna de balast armată cu 2 geogriile
Figura 5.11 Forță axială în geogriile - perna de balast armată cu 2 geogriile
Figura 5.12 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast armată cu 1 geocelulă
Figura 5.13 Tasare secțiune centrală – compresiune în perna de balast armată cu 1 geocelulă
Figura 5.14 Tasare geogriile - perna de balast armată cu 1 geocelulă
Figura 5.15 Forță axială - perna de balast armată cu 2 geogriile
Figura 5.16 Eforturi de întindere – compresiune în perna de balast armată cu 2 geocelule
Figura 5.17 Tasare secțiune centrală – compresiune în perna de balast armată cu 2 geocelule
Figura 5.18 Forță axială geocelulă superioară - în perna de balast armată cu 2 geocelule
Figura 5.19 Forță axială geocelulă inferioară - în perna de balast armată cu 2 geocelule
Figura 5.20 Deformații maxime tasare fundație în perna de balast – rezultate calcul numeric
Figura 5.21 Deformații maxime tasare teren natural (praf argilos) – rezultate calcul numeric
Figura 5.22 Deformații maxime tasare fundație în perna de balast – rezultate experimentale
Figura 6.1 Variantele de dispunere a armăturii din materiale geosintetice – încercări statice
Figura 6.2 Granulometrie material umplutură (balast)
Figura 6.3 Distanța între fundații - direcție transversală
Figura 6.4 Distanța între fundații - direcție longitudinală
Figura 6.5 Distanța laterală fundație-săpătură
Figura 6.6 Adâncime săpătură
Figura 6.7 Dispunere geosintetic de separare
Figura 6.8 Dispunere prima geogrii cota -0,80 m
Figura 6.9 Dispunere materiale geosintetice cota -0,55 m
Figura 6.10 Dispunere fundații cota -0,30 m
Figura 6.11 Verificare planeitate
Figura 6.12 Verificare grad de compactare
Figura 6.13 Realizare stend încercare
Figura 6.14 Manometru
Figura 6.15 Amplasare miră topografică
Figura 6.16 Nivelă digitală
Fig. 6.17 Variantele de dispunere a armăturii din materiale geosintetice – încercări statice și dinamice în condiții de laborator
Figura 6.18 Rezultatele analizei granulometrice – balastului analizat
Figura 6.19 Curba Proctor a balastului analizat
Figura 6.20 Rezultatele analizei granulometrice nisipului analizat
Figura 6.21 Curba Proctor a nisipului (stratul de bază) analizat
Figura 6.22 Fundație de beton
Figura 6.23 Geotextil tip PEC 55/50/F
Figura 6.24 Detaliu așezare polistiren extrudat
Figura 6.25 Geogrii tip GX 55/55
Figura 6.26 Geocelulă tip PRS 660
Figura 6.27 Geocelulă tip fagure
Figura 6.28 Vedere frontala cuvă – la deformația maximă
Figura 6.29 - Strat de nisip
Figura 6.30 – Așezare geotextil Rock Pec 50/55
Figura 6.31 Aparat pentru compactare
Figura 6.32 Verificare grad de compactare
Figura 6.33 Ansamblu sistem de încărcare: Cuvă – Platformă – Tablou de comandă
Figura 6.34 Detaliu sistem de încărcare: plăcuțe cu rol – cric – comparatoare
Figura 6.35 Pompă hidraulică cu manometru și senzor de presiune
Figura 6.36 Panou de comandă - solicitare dinamică tip 1
Figura 6.37 Panou de comandă - solicitare dinamică tip 2
Figura 6.38 Stația de achiziție date Almemo
Figura 6.39 Deformații teren sub fundație a) și la adâncimea de 15 cm b) – balast nearmat
Figura 6.40 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast nearmat
Figura 6.41 Deformații teren sub fundație a) și la adâncimea de 15 cm b) – balast cu 2 geogriile
Figura 6.42 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast cu 2 geogriile
Figura 6.43 Deformații teren sub fundație a) și adâncimea de 15 cm b) - balast cu 1 geocelulă

- Figura 6.44 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast cu 1 geocelulă
Figura 6.45 Deformații teren sub fundație a) și adâncimea de 15 cm b) - balast cu 2 geocelule
Figura 6.46 Deformații teren la adâncimea de 30 cm a) și 45 cm b) – balast cu 2 geocelule
Figura 6.47 Prezentare deformații teren sub fundație – în cele 4 variante
Figura 6.48 Prezentare deformații teren la adâncimea de 15 cm – în cele 4 variante
Figura 6.49 Prezentare deformații teren la adâncimea de 30 cm – în cele 4 variante
Figura 6.50 Prezentare deformații teren la adâncimea de 45 cm – în cele 4 variante
Figura 6.51 Diagramă încărcare- deformații – balast nearmat
Figura 6.52 Diagramă încărcare- deformații – balast cu 2 geogriile
Figura 6.53 Diagramă încărcare- deformații – balast cu 1 geocelulă
Figura 6.54 Diagramă încărcare- deformații – balast cu 2 geocelule
Figura 6.55 Vedere din laterală stend de încercare
Figura 6.56 Vedere din față stend de încercare
Figura 6.57 Variantele de dispunere a armăturii din materiale geosintetice – încercări statice și dinamice în condiții de teren natural
Figura 6.58 – Plan dispunere sistem de fundare și dispunere senzori triaxiali
Figura 6.59 Rezultatele analizei granulometrice balast
Figura 6.60 Curba Proctor a balastului analizat
Figura 6.61 Geocompozit Rock PEC 55/50/F
Figura 6.62 Geogrilă – Miragrid GX 55/55
Figura 6.63 Geocelulă PRS 660
Figura 6.64 Geocelule "fagure"
Figura 6.65 –Realizare săpătură și dispunere geotextil
Figura 6.66– Verificarea grad de compactare
Figura 6.67 – Așezare fundație în balast
Figura 6.68 – Așezare fundație în argilă
Figura 6.69 Stație de achiziție date
Figura 6.70 Pompa hidraulică
Figura 6.71 Vedere sistem de aplicare încărcări statice și amplasare senzori triaxiali
Figura 6.72 Compactor
Figura 6.73 Placă vibrantă
Figura 6.74 Penetrometru dinamic ușor
Figura 6.75 Nivelă digitală
Figura 6.76 Stație achiziție date senzori
Figura 6.77 Senzor triaxial
Figura 6.78 Deplasarea undelor într-un mediu omogen, izotrop și semi-spațiu elastic
Figura 6.79 Fenomenul de filtrare a undelor
Figura 6.80 Generare mișcare vibratorie
Figura 6.81 Generarea undelor P
Figura 6.82 Generarea undelor S
Figura 6.83 Centralizare deformații maxime la încărcări statice – înainte de vibrații
Figura 6.84 Centralizare deformații maxime la încărcări statice – după vibrații
Figura 6.85 Sursa compactor – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – înregistrare vibrații
Figura 6.86 Sursa compactor – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – Spectru Fourier
Figura 6.87 Sursa compactor – viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației - X
Figura 6.88 Sursa compactor – viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre Fourier- X
Figura 6.89 Sursa compactor – viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației - Y
Figura 6.90 Sursa compactor – viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre Fourier-Y
Figura 6.91 Sursa compactor – viteze maxime înregistrate pe fundații pe parcursul vibrației - Z
Figura 6.92 Sursa compactor – viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre Fourier-Z
Figura 6.93 Valori maxime în balast a) pe axa X, b) pe axa Y, c) pe axa Z,
Figura 6.94 Valori viteze la perioada predominantă Spectru Fourier – ax Y – 3 daN/cm²
Figura 6.95 Sursa placă vibrantă – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – înregistrare vibrații
Figura 6.96 Sursa placă vibrantă – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – Spectru Fourier
Figura 6.97 Sursa placă vibrantă – viteze maxime înregistrate pe fundații - X
Figura 6.98 Sursa placă vibrantă – viteze înregistrate la perioada predominantă - Spectre - X
Figura 6.99 Sursa placă vibrantă – viteze maxime înregistrate pe fundații - Y
Figura 6.100 Sursa placă vibrantă – viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre - Y

- Figura 6.101 Sursa placă vibrantă – viteze maxime înregistrate pe fundații - Z
Figura 6.102 Sursa placă vibrantă – viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre - Z
Figura 6.103 Valori maxime în balast a) pe axa X, b) pe axa Y, c) pe axa Z,
Figura 6.104 Valori viteze la perioada predominantă Spectru Fourier – ax Y – 3 daN/cm²
Figura 6.105 Sursa penetrometru – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – înregistrare vibrații
Figura 6.106 Sursa penetrometru – balast nearmat – etapa 5 daN/cm² – Spectru Fourier
Figura 6.107 Sursa penetrometru – viteze maxime înregistrate pe fundații - X
Figura 6.108 Sursa penetrometru – viteze înregistrate la perioada predominantă - Spectre - X
Figura 6.109 Sursa penetrometru – viteze maxime înregistrate pe fundații - Y
Figura 6.110 Sursa penetrometru – viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre - Y
Figura 6.111 Sursa penetrometru – viteze maxime înregistrate pe fundații - Z
Figura 6.112 Sursa penetrometru – viteze înregistrate la perioada predominantă Spectre - Z
Figura 6.113 Valori maxime în balast a) pe axa X, b) pe axa Y, c) pe axa Z,
Figura 6.114 Valori viteze la perioada predominantă Spectru Fourier – ax Y – 3 daN/cm²

1.1. Listă tabele

- Tabelul 2.1 Domeniile de aplicare și scopul utilizării pământului armat
- Tabelul 3.1 Valorile coeficientului α_0
- Tabelul 3.2 Valorile R și S_{max} admisibile
- Tabelul 3.3 Tasări admisibile (mm) pentru fundațiile de suprafață
- Tabelul 3.4 Deformațiile admisibile
- Tabelul 3.5 Tasări admisibile (mm) pentru radiere
- Tabelul 3.6 Coeficienți de capacitate portantă în funcție de modul de armare
- Tabelul 3.7 Rezultatele cercetării privind parametrii optimi de armare cu geogriile
- Tabelul 3.8 Parametrii optimi de armare a nisipului cu materiale geosintetice
- Tabelul 4.1. Clasificarea solicitărilor dinamice funcție de cauzele care le produc
- Tabelul 4.2. Efectul vibrațiilor asupra construcțiilor
- Tabelul 4.3. Viteza vibrației și efectul asupra construcțiilor
- Tabelul 4.4. Viteze de propagare a undelor prin teren
- Tabelul 4.5. Perioade predominante funcție de caracteristici strat geologic superficial
- Tabelul 4.6 Valoarea lui G_d în funcție de σ la nisipuri
- Tabelul 4.7 Valoarea lui G_d în funcție de γ la nisipuri
- Tabelul 4.8 Valoarea lui G_d în funcție de e la nisipuri
- Tabelul 4.9 Valoarea lui G_d în funcție de σ la argile
- Tabelul 4.10 Valoarea lui G_d în funcție de γ la argile
- Tabelul 4.11 Valoarea lui G_d în funcție de e la argile
- Tabelul 4.12 Metodele pentru determinarea parametrilor dinamici în funcție de mărimea deformației specifice (γ/ϵ).
- Tabelul 4.13 Valorile modulului de forfecare dinamică "in situ"
- Tabelul 5.1. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast nearmată
- Tabelul 5.2. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast armată cu 2 geogriile
- Tabelul 5.3. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast armată cu 1 geocelulă
- Tabelul 5.4. Tabel centralizator tensiuni – deformații - perna de balast armată cu 2 geocelule
- Tabelul 5.5 Tabel centralizator eforturi și tasări la partea superioară (sub fundație)
- Tabelul 5.6 Tabel centralizator eforturi și tasări la partea inferioară (la baza pernei de balast)
- Tabelul 6.1 Măsurători ale gradului de compactare pentru fiecare strat de balast
- Tabelul 6.2 Calcul trepte de încărcare
- Tabelul 6.3 Înregistrări topometrice - Valori deformații (tasări) calculate
- Tabelul 6.4 Numărul echivalent de cicluri de încărcare în laborator
- Tabelul 6.5. Caracteristicile geocompozitului TenCate Rock PEC 55/50
- Tabelul 6.6. Caracteristicile geogriilei TenCate Miragrid GX 55/55
- Tabelul 6.7. Caracteristicile geocelulei PRS 660
- Tabelul 6.8 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T1 (balast nearmat)
- Tabelul 6.9 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T2 (balast cu 2 geogriile)
- Tabelul 6.10 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T3 (balast cu 1 geocelulă)
- Tabelul 6.11 Masuratori grad de compactare pe straturi- test T4 (balast cu 2 geocelule)
- Tabelul 6.12 Calcul treptelor de încărcare
- Tabelul 6.13 Centralizator deformații (tasări) teren la nivelele de calcul
- Tabelul 6.14 Centralizator rezultate încercare în laborator
- Tabelul 6.15. Caracteristicile geocompozitului TenCate Rock PEC 55/50
- Tabelul 6.16. Caracteristicile geogriilei TenCate Miragrid GX 55/55
- Tabelul 6.17. Caracteristicile geocelulei PRS 660
- Tabelul 6.18 Calcul treptelor de încărcare
- Tabelul 6.19 Rezultate foraj senzor seismic
- Tabelul 6.20 Deformații teren (balast și argilă) – varianta 1 – balast nearmat
- Tabelul 6.21 Deformații teren (balast și argilă) – varianta 2 – balast armat cu 2 geogriile
- Tabelul 6.22 Deformații teren (balast și argilă) – varianta 3 – balast armat cu 1 geocelulă

- Tabelul 6.23 Deformații teren (balast și argilă) – varianta 3 – balast armat cu 2 geocelule
- Tabelul 6.24 Tabel centralizator - deformații teren (balast și praf argilos)
- Tabelul 6.25 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – argilă - compactor
- Tabelul 6.26 Comportare fundații balast armat/nearmat– argilă - compactor
- Tabelul 6.27 Comportare fundații pe balast nearmat – balast armat - compactor
- Tabelul 6.28 Comparația mod de comportare fundații pe teren natural – argilă - compactor
- Tabelul 6.29 Comportare fundații pe teren natural – balast - compactor
- Tabelul 6.30 Comportare fundații pe teren natural – grindă - compactor
- Tabelul 6.31 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.32 Comportare fundații balast armat/nearmat– argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.33 Comportare fundații pe balast nearmat – balast armat - placă vibrantă
- Tabelul 6.34 Comparația mod de comportare fundații pe teren natural – argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.35 Comportare fundații pe teren natural – balast - placă vibrantă
- Tabelul 6.36 Comportare fundații pe teren natural – grindă - placă vibrantă
- Tabelul 6.37 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.38 Comportare fundații balast armat/nearmat– argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.39 Comportare fundații pe balast nearmat – balast armat - placă vibrantă
- Tabelul 6.40 Comparația mod de comportare fundații pe teren natural – argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.41 Comportare fundații pe teren natural – balast - placă vibrantă
- Tabelul 6.42 Comportare fundații pe teren natural – grindă - placă vibrantă
- Tabelul 6.43 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.44 Comportare fundații balast armat/nearmat– argilă - placă vibrantă
- Tabelul 6.45 Comportare fundații pe balast nearmat – balast armat - placă vibrantă
- Tabelul 6.46 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – argilă - penetrometru
- Tabelul 6.47 Comportare fundații balast armat/nearmat– argilă - penetrometru
- Tabelul 6.48 Comportare fundații pe balast nearmat – balast armat - penetrometru
- Tabelul 6.49 Comparația mod de comportare fundații pe teren natural – argilă - penetrometru
- Tabelul 6.50 Comportare fundații pe teren natural – balast - penetrometru
- Tabelul 6.51 Comportare fundații pe teren natural – grindă - penetrometru
- Tabelul 6.52 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – argilă - penetrometru
- Tabelul 6.53 Comportare fundații balast armat/nearmat– argilă - penetrometru
- Tabelul 6.54 Comportare fundații pe balast nearmat – balast armat - penetrometru
- Tabelul 6.55 Comparația mod de comportare fundații pe teren natural – argilă - penetrometru
- Tabelul 6.56 Comportare fundații pe teren natural – balast - penetrometru
- Tabelul 6.57 Comportare fundații pe teren natural – grindă - penetrometru
- Tabelul 6.58 Calcul diferențe procentuale a valori viteze – balast – argilă - penetrometru
- Tabelul 6.59 Comportare fundații balast armat/nearmat– argilă - penetrometru
- Tabelul 6.60 Comportare fundații pe balast nearmat – balast armat - penetrometru
- Tabelul 6.61 Comparații ale valorilor vitezelor înregistrate în funcție de modalitatea de armare și sursa de producere a vibrațiilor
- Tabelul 6.62 Prezentarea valorilor calculate ale modelelor de deformație transversală G pentru sursa de generare vibrații - compactor
- Tabelul 6.63 Prezentarea valorilor calculate ale modelelor de deformație transversală G pentru sursa de generare vibrații - placă vibrantă

PREZENTAREA VALORILOR MAXIME ALE VITEZELOR DE VIBRARE A ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

Legenda:

TN 1 – senzor amplasat în teren natural lângă sursa de vibrații;
 TN 2 – senzor amplasat în teren natural lângă standul experimental (între fundații);
 F1 – senzor așezat pe fundația amplasată în teren natural (praf argilos);
 F2 – senzor așezat pe fundația amplasată în perna din materiale granulare (balast);
 G1 – senzor amplasat pe grinda metalică de încărcare;
 0, 2, 3, 4, 5, 0 - Treapta încărcare – valoarea presiunii statice pe suprafața de fundare [daN/cm²]

Axa X

ETAPA 0										
Treapta	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V [m ⁻⁶ /s]	Timp	V [m ⁻⁶ /s]	Timp	V [m ⁻⁶ /s]	Timp	V [m ⁻⁶ /s]	Timp	V [m ⁻⁶ /s]
0	41.22	6.27	41.24	22.49	41.24	23.89	41.24	27.6	41.24	24.21
ETAPA 1										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	34.19	12.61	34.26	65.06	34.27	62.35	34.26	77.68	34.26	63.24
ETAPA 2										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	45.22	536.38	45.22	288.4	45.2	205.11	45.22	124.54	45.22	-158.6
	50.82	7.37	50.82	130.25	50.84	280.6	50.83	95.13	50.84	-305.1
2	32.48	22.59	32.49	160.5	32.5	245	32.49	141.3	32.49	366.45
	28.02	40.13	28.02	139.61	28.03	295.2	28.03	129.07	28.02	385.75
3	31.86	7.86	31.89	149.8	31.9	231.47	31.89	166.29	31.84	443.31
	38.35	18.56	38.36	134.3	38.37	290.1	38.26	97.97	38.36	405.41
4	33.93	19.04	33.95	152.7	33.96	247.97	33.95	151.54	33.95	457.96
	40.45	19.55	40.46	129.75	40.47	283	40.47	100.97	40.46	373.35
5	68.03	1.27	68.04	142.8	68.05	249.27	68.04	157.28	68.04	447.85
	69.81	8.96	69.81	125.22	69.82	309	69.82	108.99	69.81	417.22
0	62.35	1.65	62.36	264.2	62.36	171.06	62.37	102.63	62.36	-338.6
	27.5	12.35	27.49	138.8	27.51	281.2	27.5	48.88	27.5	111,6
ETAPA 3										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	2.83	105.7	2.86	153.1	2.86	194.91	2.86	155.81	2.85	118.95
	24.79	7.89	24.8	89.16	24.8	221.5	24.8	172.33	24.79	93.13
2	3.4	-193	3.42	118.01	3.41	33.29	3.42	42.5	3.42	-67.54
	29.33	-838.3	29.25	34.56	29.35	170.7	29.35	143.7	29.35	37.57

3	51.63	89.18	53.65	81.07	53.66	81.97	53.65	-43.23	53.65	152.56
	19.06	1130.3	19.06	50.19	19.07	122.4	19.07	47.5	19.06	67.04
4	53.5	177.27	53.53	87.9	53.53	99.32	53.53	35.8	53.52	14.95
	46.95	328.45	46.97	47.65	46.98	123.6	46.97	15.58	46.97	123.4
5	4.64	214.19	4.64	107.5	4.65	15.31	4.64	155.49	4.64	-101.4
	47.33	-706.4	47.38	61.91	47.38	156	47.38	123.99	47.37	187.6
0	26.65	754.02	26.66	147.8	26.67	42.07	26.66	41	26.66	-26.57
	28.55	195.4	28.57	88.25	28.57	134.3	28.57	102.38	28.56	30.73
ETAPA 4										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp		Timp	V	Timp	V
0	5.88	44.55	5.9	93.68	5.9	42.71	5.9	37.67	5.89	17.69
	13.74	340.18	13.77	49	13.77	79.51	13.77	62.04	13.76	48.95
2	2.66	34.87	2.7	98.3	2.7	1.88	2.7	-54.29	2.7	2.1
	4.36	114.56	4.36	-34.61	4.36	98.53	4.36	70.77	4.36	76.43
3	32.69	-411.8	32.69	71.99	32.69	-35.48	32.69	3.25	32.69	-125.3
	36.54	146.07	36.55	-7.47	36.55	45.06	36.55	44.1	36.55	144.12
4	27.79	143.28	27.79	56.56	27.79	11.05	27.79	27.32	27.79	-30.47
	24.12	370.93	24.12	13.69	24.13	51.09	24.12	20.92	24.12	78.07
5	33.21	2209.2	33.21	73.09	33.21	-36.75	33.21	16.57	33.21	-134.6
	22.19	1505.1	22.19	32.12	22.19	58.16	22.19	24.8	22.19	89.39
0	41.89	282.01	41.91	121.4	41.91	15.58	41.91	58.59	41.91	-243.5
	41.75	-731.5	41.77	75.07	41.77	71.53	41.77	63.25	41.8	24.96
ETAPA 5										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp		Timp	V	Timp	V
0	37.69	9.77	37.71	10.97	37.71	10.29	37.71	12.61	37.71	10.75
	38.89	9.22	38.91	10.75	38.91	10.9	38.91	12.15	38.91	10.27
0	120.1	4.22	120.1	46.36	120.1	38.32	120.1	50.17	120.1	40.62
ETAPA 6										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	49.74	256.4	49.75	162.3	49.76	217.6	49.76	102.68	49.75	190.96
	47.54	852.03	47.54	147.48	47.55	248.9	47.6	84.47	47.54	261.67
2	98.8	873.42	98.8	116.6	98.78	67.84	98.8	181.22	98.8	-73.57
	74.84	2.54	74.83	103.76	74.84	261.7	74.84	206.04	74.84	-223.3
3	32.69	1333.7	32.7	142.5	32.7	12.52	32.7	136.94	32.7	-30.76
	34.88	779.1	34.88	75.12	34.88	279.3	34.88	227.67	34.88	-146.2
4	40.86	1086	40.87	126.3	40.87	-15.03	40.87	78.21	40.86	-45.27
	55.58	1208.1	55.58	48.14	55.58	271.3	55.58	173.57	55.58	206.59
5	43.18	-17.45	43.18	116.4	43.18	-64	43.18	51.49	43.16	-11.49
	44.99	29.72	44.99	65.29	44.99	275.4	44.99	184.9	44.99	-135.8
0	36.99	16.27	37	178	36.99	5.05	37	569.21	37	-107.9
	25.14	-14.28	25.14	163.18	25.15	600.4	25.15	169.93	25.14	120.35

ETAPA 7										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	30.96	225.8	30.94	119.6	31	144.83	30.99	134.54	30.99	1.44
	27.63	121.11	27.67	104.45	27.67	283.8	27.67	360.53	27.66	96.53
2	53.44	-322.9	53.47	103.5	53.47	77.32	53.47	91.03	53.46	17.38
	13.57	-153.3	13.6	49.77	13.6	132.4	13.6	59.16	13.59	50.45
3	18.81	-945.2	18.84	83.21	18.84	131.51	18.84	88.99	18.83	51.79
	18.81	-945.2	18.84	83.21	18.84	131.5	18.84	88.99	18.83	51.79
4	11.3	180.57	11.33	75.78	11.33	43.22	11.33	73.2	11.32	48.55
	15.43	87.95	15.46	59.01	15.46	189.6	15.46	67.88	15.45	40.87
5	23.07	-240.8	23.1	72.47	23.1	117.53	23.1	61.31	23.09	76.18
	25.95	238.99	25.99	63.77	25.99	126	25.99	80.44	25.88	79.73
0	35.82	81.65	35.86	83.54	35.87	78.7	35.85	22.74	35.86	-220.3
	27.2	296	27.24	80.95	27.25	245.7	27.23	26.72	27.24	50.9

ETAPA 8										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	79.38	1960.3	73.41	62.66	73.42	58.35	73.41	155.8	73.41	32.71
	75.48	2506.9	75.5	0.5	75.5	124.1	75.5	111.73	75.5	1.77
2	14.9	1733.6	14.91	65.18	14.91	20.37	14.91	197.25	14.91	-132.6
	35.33	-548.4	35.33	45.34	35.33	64.56	35.33	44.84	35.32	48.02
3	39.34	425.29	39.34	82.7	39.34	-9.97	39.34	29.34	39.34	-330.1
	55.9	-1691	55.9	37.42	55.9	63.1	55.9	55.22	55.89	101.19
4	3.46	601.2	3.46	83.68	3.46	25.65	3.46	35.36	3.45	-50.02
	53.43	-908	53.43	34.15	53.43	70.02	53.43	56.48	53.42	97.18
5	6.15	-190.7	6.15	70.31	6.15	17.61	6.15	21.64	6.15	-169.3
	8.66	364.58	8.68	7.96	8.68	96.46	8.68	44.22	8.67	66.49
0	36.85	2956.7	36.86	76.85	36.86	58.07	36.86	213.15	36.86	26.18
	41.61	397.4	41.61	48.83	41.62	147	41.62	187.42	41.63	40.14

ETAPA 9										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	59.33	4.63	59.34	55.89	59.34	55.23	59.34	53.51	59.34	57.91

ETAPA 10										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	48.29	-1492	48.31	220	48.32	281.94	48.31	14.55	48.3	111.16
	66.25	-1662	66.24	196.25	66.25	309.3	66.25	378.93	66.24	124.6
2	14.89	3.88	14.91	65.18	14.91	20.37	14.91	197.25	14.91	-132.6
	35.33	-952.8	35.33	45.33	35.33	64.56	35.33	44.84	35.32	48.02
3	37.14	1863.8	37.14	188.5	37.14	216.27	37.14	187.47	37.14	-66.87
	45.12	4618.1	45.12	85.94	45.12	285	45.11	102.97	45.11	242.87
4	42.77	1735.8	42.78	170.2	42.79	180.27	42.78	167.56	42.78	63.75

	38.59	1875.1	38.59	126.08	38.6	272.4	38.59	133.59	38.59	209.15
	25.45	1445.5	25.46	146.8	25.47	217.55	25.46	154.57	25.46	110.52
5	12.11	1682	12.11	138.46	12.12	278	12.11	158.21	12.11	208.06
	21.76	706.39	21.78	191.4	21.79	462.33	21.79	322.25	21.78	190.12
0	13.18	3720.2	13.18	167.72	13.19	527	13.19	344.81	13.18	26.42
ETAPA 11										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
	48.91	410.98	48.98	106.1	48.97	75.63	48.97	105.79	48.96	68.28
0	39.8	387.93	39.83	59.55	39.84	141	39.84	203.85	39.83	56.52
	39.45	-344.9	39.47	98.24	39.47	56.49	39.47	70.27	39.46	84.9
2	42.69	159.53	42.73	57.17	42.73	173	42.73	69.3	42.72	77.96
	26.71	-550.2	26.76	118.5	26.76	105.93	26.76	-28.48	26.75	83.09
3	14.7	574.7	14.66	79.15	14.66	119.1	14.66	-125.1	14.7	125.3
	20.2	148.67	20.22	90.94	20.22	39.9	20.22	98.1	20.21	4.77
4	37.96	134.95	37.99	88.63	37.99	141.7	37.99	251	37.98	45.33
	22.84	-69.17	22.84	94.63	22.84	24.56	22.84	66.13	22.83	5.16
5	23.18	-545.9	23.18	-7.17	23.18	136.3	23.18	28.4	23.17	83.73
			29.5	76.14	29.51	70.95	29.5	22.92	29.5	70.46
0			21.8	39.68	21.8	143.4	21.8	64.84	21.79	72.12
ETAPA 12										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
	54.16	-641.3	54.19	95.92	54.19	-10.67	54.19	111.55	54.19	-15.61
0	20.02	-622.6	20.02	-13.76	20.02	77.47	20.02	33.19	20.02	20.5
	48.08	1935	48.1	82.89	48.09	55.63	48.1	70.31	48.09	109.74
2	21.41	2767	21.42	45.55	21.42	85.22	21.42	45.01	21.41	62.1
	37.29	2414	37.3	92.7	37.3	71.41	37.3	58.21	37.3	98.6
3	36.76	80.73	36.77	41.9	36.78	73.28	36.79	91.51	36.78	106.19
	48.61	2295	48.61	85.73	48.59	18.56	48.61	-50.17	48.61	-45.58
4	19.1	1670.9	19.11	6.08	19.1	73.98	19.1	-4.86	19.1	25.17
	7.54	574.84	7.55	75.41	7.55	14.46	7.55	-16	7.55	-17.3
5	34.12	1627.5	34.12	4.14	34.12	78.04	34.12	30.3	34.12	45.77
	46.16	-1090	46.17	103.9	46.18	25.41	46.17	30.61	46.17	-183.9
0	39.87	-1616	39.86	5.22	39.87	97.66	39.87	13.4	39.87	-8.99
ETAPA 13										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
	30.6	58.96	30.62	71.44	30.63	55.04	30.62	76.15	30.62	67.59
0	15.57	52.76	15.58	57.21	15.59	59.93	15.58	65.25	15.59	59.64
ETAPA 15										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	24.79	919.7	24.79	109.2	24.79	23.66	24.79	353.4	24.79	19.02

	43.22	481.7	43.21	19.38	43.22	183.1	43.23	52.48	43.22	22.17
2	43.18	257.53	43.18	84.97	43.18	117.19	43.18	23.14	43.17	147.69
	43.18	257.53	43.18	84.97	43.18	117.2	43.18	23.14	43.17	147.69
3	27.67	854.46	27.67	79.24	27.67	71.67	27.66	-66.94	27.66	133.54
	16.63	-102.8	16.64	71.28	16.65	106.6	16.65	98.64	16.64	92.32
4	28.3	123.41	28.31	80.13	28.31	108.82	28.31	49.53	28.3	87.09
	28.3	123.41	28.31	80.13	28.31	108.8	28.31	49.53	28.3	87.09
5	32.28	454.59	32.3	76.99	32.3	90.53	32.3	20.33	32.29	173.6
	22.59	372.92	22.61	61.13	22.61	95.95	22.61	49.76	22.6	66.74
0	29.03	-24.8	29.03	82.88	29.04	76.07	29.03	206.87	29.03	-44.9
	4.5	6.27	4.49	48.9	4.5	151	4.5	83.99	4.5	-68.39

ETAPA 16

	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	86.7	244.48	86.72	59.8	86.72	46.79	86.72	148.13	86.71	4.78
	90.08	-721.1	90.09	38.21	90.1	80	90.1	-22.21	90.1	-33.31
2	58.5	1311.5	58.51	67.81	58.51	12.73	58.51	5.68	58.5	48.18
	29.02	2996.8	29.04	42.08	29.04	61.35	29.04	47.16	29.03	48.07
3	1.1	150	1.13	47.9	1.13	4.77	1.13	41.98	1.13	-302.2
	43.93	1200	43.96	17.44	43.97	51.48	43.96	47.22	43.96	62.9
4	40.27	169.38	40.29	50.55	40.29	23.8	40.29	15.52	40.3	66.93
	12.01	-924	12.01	2.93	12.01	63.89	12	2.11	12	58.53
5	60.48	975.18	60.48	51.3	60.48	57.27	60.48	45.95	60.48	57.72
	40.23	269.93	40.24	4.36	40.2	65.32	40.22	27.68	40.22	6.62
0	9.03	1867.8	9.03	71.81	9.03	53.97	9.03	106.69	9.03	72.9
	44.78	-1992	44.77	36.24	44.78	104.6	44.78	22.9	44.77	52.71

ETAPA 17

	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	3.98	6.22	4.01	12.36	4.02	12.21	4.02	11.18	4.01	12.25

Axa Y

ETAPA 0

	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	7.69	0.63	7.7	25.02	7.7	9.61	7.7	-30.56	7.7	15.77
	6.87	5.07	6.88	19.08	6.88	22.42	6.88	-8.08	6.88	19.84

ETAPA 1

	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	34.23	3.92	34.27	80.37	34.28	81.64	34.28	56.31	34.27	75.98

ETAPA 2

	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V

0	54.6	267.19	54.6	838.4	54.6	1025.2	54.59	81.76	54.59	113.72
	37.38	-2.64	37.4	674.61	37.4	1098	37.39	-415.7	37.4	463.07
2	10.4	-240.8	10.42	911.6	10.42	1062.7	10.42	2299.9	10.42	524.08
	34.64	29.29	34.66	909.17	34.66	1095	34.66	2382.3	34.66	550.87
3	19.89	3.77	19.91	973.6	19.91	1019	19.91	1981.1	19.91	580.59
4	29.32	4.77	29.34	1008	29.34	1001	29.34	1934.4	29.33	689.01
5	30.98	7.28	30.99	1041	30.99	963.44	30.99	1662.6	30.98	712.74
	64.44	3.61	64.48	986.74	64.48	984.4	64.48	1726.8	64.48	593.61
0	38.89	18.9	38.91	834.2	38.91	844.85	38.89	117.65	38.91	630.33
	55.04	13.2	55.05	669.4	55.05	1121	55.05	-473.5	55.05	458.09
ETAPA 3										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	20.65	189.82	20.68	361.3	20.68	78.57	20.66	223.38	20.68	243.27
	20.91	113.37	20.94	187.54	20.94	395.1	20.91	224.07	20.93	260.46
2	6.85	209.86	6.86	300	6.86	298.65	6.86	657.57	6.85	258.67
	42.18	863.13	42.2	265.33	442.2	331	42.2	681.04	42.19	346.65
3	19.33	458.25	19.32	299.4	19.34	281.53	19.34	602.29	19.33	391.73
	53.24	539.62	53.25	286.6	53.26	307.4	53.26	454.47	53.25	328.64
4	50.64	1618.6	50.67	297.9	50.67	314.4	50.67	471.15	50.66	290.31
5	35.32	707.39	35.32	325.1	35.32	262.9	35.32	461.25	35.31	177.9
	47.72	180.05	447.7	319.54	47.72	322.1	477.7	478.85	47.71	224.1
0	31.44	260.73	31.46	305.9	31.46	352.46	31.45	425.5	31.45	156.22
	28.98	282.46	28.98	281.33	28.98	442.9	28.97	334.67	28.97	178.5
ETAPA 4										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	33.11	861.48	33.11	1244	33.11	195.19	33.11	208.73	33.1	185.37
2	4.48	391.47	4.448	120	4.48	114.91	4.48	233.27	4.48	-9.93
	4.51	392.81	4.55	119.75	4.55	123.4	4.55	262.85	4.55	-7.67
3	17.34	1816.3	17.34	107.8	17.34	148.8	17.33	181.6	17.34	143.53
4	41.09	-1268	41.09	118.2	41.09	86.29	41.09	241.76	41.09	86.66
	20.63	215.42	20.63	90.89	20.63	168.2	20.63	191.68	20.63	243.49
5	11.88	1760	11.92	130.2	11.92	105.95	11.92	183.43	11.92	102.98
	28.49	-724.1	28.49	116.24	28.49	209.6	28.48	161.59	28.49	185.24
0	9.8	1793	9.82	125.5	9.82	92.62	9.82	146.73	9.82	-69.09
	36.03	-888.6	36.06	70.71	36.06	193.7	36.06	116.82	36.06	128.25
ETAPA 5										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	38.16	13.09	38.18	14.26	38.19	14.91	38.19	22.08	38.18	13.7
	40.35	14.51	440.4	13.94	40.37	16.96	40.36	22.98	40.37	15.09
0	120	-28.68	120	52.54	120	48.25	120	83.62	120	48.81
	78.01	36.21	78.02	50.94	78.03	57.69	73.02	61.74	73.03	50.44

ETAPA 6										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	62.34	1973.8	62.35	869.6	62.35	897.29	62.34	151.4	62.35	689.14
	33.73	2609.7	33.73	850.27	33.73	999.5	33.72	25.29	33.73	636.08
2	95.02	4.47	95.02	692.6	95.02	761.84	95.03	1822.9	95.02	754.11
	93.14	6.22	93.14	691.29	93.14	808.6	93.15	1759.1	93.14	654.57
3	59.67	480.99	59.67	758.6	59.67	928.4	59.67	1454.8	59.67	580.8
4	30.35	4566.5	30.35	868.7	30.35	932.75	30.35	2015.8	30.35	420.4
	50.13	2625.1	50.13	838.66	50.13	979.3	50.13	1512.9	50.13	634.23
5	43.14	-24.05	443.1	1011	43.14	-120.3	43.14	-185.6	43.14	-186.8
	59.31	57.71	59.31	988.57	59.31	1034	59.31	1833.3	59.31	580.12
0	40.52	7.65	40.55	1031	40.55	684.74	40.53	125.51	40.54	794.97
	47.68	0.67	47.71	689.81	47.71	947.8	47.69	229.34	47.7	1033.4
ETAPA 7										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	36.12	54.2	36.14	331.3	36.14	125.91	36.14	-42.87	36.14	325.73
	29.79	435.48	29.83	157.25	29.83	454.7	29.83	277.12	29.82	471.26
2	53.04	-1068	53.06	293	53.06	321.29	53.06	1011.4	53.04	173.87
	3.74	-116	3.75	252.54	3.75	333.1	3.75	985.22	3.75	183.45
3	34.44	-437	34.47	247.2	34.47	324.1	34.47	654.22	34.46	3440
4	43.95	132.23	43.97	247.5	43.97	307.05	43.97	522.27	43.96	310.1
	21.58	-932.1	21.59	223.47	21.59	318.3	21.59	508.22	21.58	225.13
5	12.04	443.51	12.04	280.4	12.04	308.03	12.04	516.54	12.04	287.92
	42.22	327.06	42.26	274.57	442.3	337.7	42.26	522.28	42.25	308.22
0	11	255.94	11.04	326.5	11.05	228.37	11.03	104.37	11.04	162.25
	42.98	1185.3	43.02	270.47	43.03	355.1	43.01	296.56	43.02	267.59
ETAPA 8										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	76.95	1810.4	76.97	131.2	76.97	117.8	76.96	163.92	76.97	162.48
	76.26	-1604	76.29	105.01	76.29	249.1	76.29	120.88	76.29	224.79
2	21.87	-324.5	21.87	151.7	21.87	199.5	21.87	306.67	21.86	86.21
3	53.7	686.67	53.7	168.7	53.7	181.16	53.7	264.74	53.7	119.7
	34.77	2198.7	34.77	147.21	34.77	189.4	34.77	3944.9	34.76	99.4
4	42.9	30.71	42.9	157.5	442.9	158.01	42.9	333.79	42.89	37.82
	18.4	985.35	18.4	147.67	18.4	182.6	18.4	244.21	18.39	124.62
5	18.02	549.94	18.2	173.1	18.2	180.2	18.2	378.9	18.19	97.74
0	48.72	1174.3	48.74	136.4	48.74	136.99	48.74	212.94	48.74	267.84
	50.39	588.14	50.42	106.6	50.43	256.6	50.43	169.28	50.43	36.59

ETAPA 9										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	59.23	8.17	59.25	62.34	59.26	58.86	59.24	28.04	59.25	57.22
ETAPA 10										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	64.38	3068.7	64.38	764.9	64.38	926.11	64.39	560	64.38	532.9
	56.64	2643.5	56.64	688.68	56.64	968.8	56.65	617.66	56.64	455.57
2	21.87	-3.4	21.87	151.7	21.87	199.5	21.87	306.67	21.87	60.88
3	46.99	-10312	46.99	884.7	447	909.6	46.99	1432.8	46.98	640.23
4	44.82	1474	44.84	904.6	444.8	844	44.84	1273	444.8	580.29
	40.68	1653.7	40.7	899.69	40.7	848.8	40.7	1279.1	40.7	563.89
5	45.83	463.31	445.8	926.8	45.83	856	45.83	1177.2	45.83	611.15
0	47.29	-9261	47.32	843.7	47.32	965.81	47.33	110.24	47.32	588.85
	49.34	-9672	49.37	701.96	49.37	1114	49.38	240.43	49.37	444.27
ETAPA 11										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	39.73	195.01	39.76	232.9	39.76	245.01	39.77	128.61	39.76	220.37
	28.91	217.96	28.91	175.17	28.91	305.4	28.92	331.7	28.91	252.75
2	51.98	208.67	52.03	245.9	52.03	159.18	52.03	453.7	52.02	114.48
	27.56	296.91	727.6	204.83	27.6	304.3	27.6	445.08	27.59	209.14
3	14.67	213.67	14.67	240.9	14.67	209.3	14.67	288.83	14.66	245.67
	41.86	458.55	51.87	128.78	41.87	270.7	41.87	365.16	41.86	251.74
4	17.21	261.87	17.23	254.1	17.23	256.03	17.23	370.5	17.22	161.53
	27.11	-614.4	27.13	253.34	27.13	274.7	27.13	530.83	27.12	260.43
5	38.42	357.05	38.44	237.3	38.44	190.25	38.44	200.5	38.43	160.97
	40.35	828.73	40.37	205.7	40.37	295.4	40.37	228.06	40.36	342.7
0			32.33	274.53	32.32	337.8	32.33	146.27	32.32	122.16
			29.02	270.38	29.02	430.3	29.03	58.44	29.02	178.45
ETAPA 12										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	70.51	3669.3	70.52	145.1	70.52	214.55	70.53	177.09	70.52	232.49
	64.76	1263	64.77	109.95	64.77	303.8	64.77	101.16	64.77	104.72
2	3.31	460.07	3.33	164.3	3.33	236.09	3.33	204.77	3.32	138.81
	34.76	-1115	34.76	140.35	344.8	352.4	34.76	272.21	34.76	201.55
3	37.46	1875.7	37.46	164.5	37.46	327.3	37.46	234.86	37.45	91.14
4	9.54	5142.8	9.56	159.8	9.56	146.95	9.56	271.29	9.55	182.24
	48.59	3369.5	48.6	100.2	48.6	284.3	448.6	184.49	48.59	211.25
5	46.34	1447	46.36	135.51	46.36	162.91	46.35	137.96	46.36	194.79
	11.17	1288	11.18	73.39	11.18	284.2	11.18	118.15	11.17	43.41
0	18.75	-505.6	18.77	161.9	18.77	284.62	18.78	147.92	18.77	146.77

	35.49	1659.5	35.51	123.31	35.31	359.3	35.52	29.43	35.51	194.92
ETAPA 13										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	3.02	58.6	3.04	73.35	3.05	68.6	3.04	-7.63	3.04	65.97
ETAPA 15										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	39.68	349.49	39.68	275.8	39.68	370.18	39.68	50.18	39.68	177.04
	39.59	637.1	39.59	194.7	39.59	422.2	39.6	158.43	39.59	235.7
2	43.51	705.33	43.52	250.3	43.52	209.34	43.52	219.53	43.52	162.06
	36.91	-438.9	36.91	204.98	36.91	289.9	36.91	330.99	36.91	255.89
3	20.3	-1087	20.3	194.1	20.31	125.41	20.29	234.61	20.3	112.68
	20.55	-401.7	20.55	168.47	20.55	205.9	20.54	156.96	20.54	256.95
4	21.22	882	21.24	186.5	21.24	273.6	21.24	587.87	21.23	272.63
	20.09	-107.3	20.11	205.5	20.11	200.87	20.11	322.97	20.11	-142.5
5	19.26	52.91	19.27	184.78	19.27	266.8	19.27	421.6	19.26	364.67
	8.94	-9.76	8.94	231.9	8.94	365.15	8.95	28.4	8.94	177.98
0	9.09	-7.78	9.11	192.98	9.11	475.9	9.12	105.29	9.11	190.63
ETAPA 16										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	94.81	-2069	94.81	158.6	94.81	150.99	94.82	139.84	94.81	105.53
	90.87	-1009	90.89	127.39	90.89	258.2	90.89	219.75	90.89	70.87
2	38.56	6331	38.59	160.6	38.59	253.6	38.59	426.19	38.59	141.73
	22.66	-942	22.69	132.3	22.69	161.22	22.69	220.16	22.68	117.2
3	25.66	-958	25.67	127.17	25.67	190.8	25.67	258.86	25.67	83.59
	36.98	-852	37	111.2	37	109.55	37	247.87	36.99	37.98
4	36.99	1971	37	88.95	44.32	150.7	44.32	346.31	4.31	66.44
	18.9	7963	18.92	153.9	18.92	176.9	18.92	422.09	18.91	122.73
5	53.65	3336.5	53.66	153.4	53.66	213.5	53.67	134.14	53.66	89.4
	35.83	5915.8	35.85	84.97	35.85	251.6	35.86	166.38	35.85	133.23
ETAPA 17										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	7.84	8.48	7.85	13.21	7.85	11.39	7.85	10.26	7.85	12.39
	2.94	0.08	2.95	12.77	2.95	15.84	2.95	16.38	2.95	11.89

Axa Z

ETAPA 0										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	7.69	4.26	7.71	32.4	7.71	28.28	7.71	30.86	7.71	25.5

ETAPA 1										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	34.19	12.43	34.24	65.22	34.25	72.39	34.25	65.36	34.24	55.02
ETAPA 2										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	45.18	5.79	45.18	623.2	45.18	794.2	45.18	943.72	45.18	294.61
	56.45	10.69	56.47	593.77	56.47	8440	56.47	1204	56.46	662.04
2	63.54	6.61	63.56	545.1	63.56	61.08	63.56	415.78	63.56	411.11
3	11.58	5.81	11.59	566.4	11.59	676.1	11.59	478.8	11.58	485.98
4	10.61	12.23	10.61	552	10.61	651.4	10.61	463.76	10.6	395.39
5	66.24	31.04	66.25	533.9	66.25	587.9	66.25	436.08	66.25	313.89
0	62.32	2.05	62.32	667.3	62.32	845.94	62.32	984.73	62.31	432.27
	49.26	49.43	449.3	630.18	49.28	884	49.28	1275.6	49.27	710.3
ETAPA 3										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	26.71	1.61	26.72	262.9	26.72	263.4	26.72	380.57	26.72	178.88
2	45.03	354.2	45.04	246.6	45.04	258.5	45.03	300.18	45.03	210.53
3	47.32	529.05	47.33	243.8	47.33	222.14	47.33	234.5	47.33	225.67
	44.52	450.04	44.53	231.25	44.53	251.1	44.53	271.54	44.53	184.62
4	16.28	256.52	16.31	194	16.31	210.8	16.31	223.39	16.31	158.17
5	53.19	62.99	53.2	204.9	53.2	199	53.2	208.46	53.2	226.75
0	61.97	417.41	61.98	201.4	61.98	179.26	61.98	227.05	61.98	234.32
	39.22	-113	39.24	190.23	39.24	261.6	39.24	321.8	39.23	223.77
ETAPA 4										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	32.41	114.19	32.42	115.1	32.42	158.7	32.42	208.08	32.42	161.97
2	3.87	33.53	3.87	81.96	3.87	80.57	3.87	97.87	3.87	140.94
	4.04	217.04	4.04	80.82	4.04	88.47	4.04	101.73	4.03	106.69
3	17.32	-151.5	17.32	89.59	17.32	80.98	17.3	93.97	17.32	110.83
	9.79	84.02	9.79	66.87	9.79	88.11	9.79	91.51	9.79	64.58
4	34.1	-323.8	34.1	95.71	34.1	91.29	34.1	128.25	34.1	70.85
	26.78	-690.4	26.78	88.18	26.78	113.6	26.78	125.23	26.78	32.99
5	22.14	71.7	22.14	99.41	22.14	107.6	22.14	117.53	22.14	56.85
	1.15	170.7	1.15	90.43	1.15	111.2	1.15	96.83	1.15	73.81
0	22.56	236.42	22.58	125.6	22.58	105.28	22.58	156.23	22.57	139.47
	35.2	110.27	35.2	84.76	35.2	136.9	35.2	143.65	35.19	39.83
ETAPA 5										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	40.7	16.17	40.72	16.82	440.7	21.8	40.71	18.19	40.71	15.74
0	116.6	30.19	116.6	59.1	116.6	76.65	116.6	111.86	116.6	56.35

ETAPA 6										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	58.27	2338.1	58.27	616.2	58.27	675.2	58.27	441.29	58.27	760.18
	49.75	1198.6	49.75	606.87	49.75	692.5	49.75	525.41	49.75	525.48
2	66.59	6.24	66.59	644.8	66.59	689.6	66.59	407.09	66.59	526.42
3	15.37	4.29	15.38	634	15.38	688.6	15.37	375.78	15.37	495.37
4	32.57	509.46	32.57	592.2	32.57	612.33	32.57	378.67	32.57	530.29
	20.78	960.86	20.78	581	20.78	645	20.78	386.29	20.78	344.81
5	16.74	-0.31	16.74	590.7	16.74	609.11	16.74	366.14	16.74	609.76
	14.07	13.99	14.07	590.2	14.07	644.3	14.07	396.18	14.07	364.72
0	27.19	4.21	27.22	627.1	27.21	774.22	27.22	73.43	27.22	600.85
	54.81	15.52	54.84	623.14	54.84	826.8	54.84	856.32	54.83	557.33
ETAPA 7										
	TN1		F1		F2		TN1		G1	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	18.32	583.01	18.35	190.3	18.35	207.57	18.35	227.18	18.35	205.92
	25.38	130.5	25.41	143.41	25.41	215.3	25.41	234.67	25.4	89.04
2	0.83	350.77	0.83	210	0.83	221.81	0.83	237.94	0.83	236.42
	4.17	62.1	4.17	176.77	4.17	235.2	4.17	67.17	4.17	54.02
3	52.92	250.94	52.93	204.2	52.93	235.2	53.93	257.98	54.93	129.16
	46	579.98	46.02	200.8	46.02	207.55	46.02	235.96	46.01	95.96
4	15.52	430.14	15.54	195.04	15.54	228.2	15.54	250.05	15.53	138.28
	48.94	663.38	48.98	214.2	449	217.35	48.98	193.41	48.98	266.26
5	21.59	405.27	21.59	204.19	21.59	234.1	21.59	250.26	21.59	187.65
	38.9	590.68	38.94	1779	38.94	229.15	38.94	234.28	38.93	131.67
0	37.35	234.62	37.36	169.5	37.36	251.5	377.4	346.49	37.35	232.67
ETAPA 8										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	83.17	162.66	83.18	126.9	83.18	151.9	83.18	213.22	83.18	139.01
2	32.02	-450.1	32.02	107.2	32.02	116.7	32.02	142.1	32.02	84.77
3	51.26	233.97	51.26	115	51.26	117.3	51.26	84.9	51.25	209.01
	10.03	64.49	10.03	102.9	10.03	112.25	10.03	71.54	10.03	100.24
4	53.09	-140.2	53.09	92.63	53.09	114.2	53.09	64.82	53.09	131.74
	1.73	316.07	1.73	107.7	1.73	117.4	1.73	130.6	1.72	90.16
0	29.77	327.07	29.79	131.3	29.79	155.4	29.79	213.36	29.79	78.9
ETAPA 9										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	59.19	-15.03	59.22	82.11	59.23	75.41	59.22	66.99	59.22	69.72
	59.3	-6.33	59.32	70.01	59.33	81.61	59.33	70.79	59.33	65.19

ETAPA 10										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	54.57	-149.1	54.58	582.1	54.58	739.29	54.58	723.75	54.58	397.9
	60.58	-121.6	60.6	549.9	60.6	764.8	60.6	870.13	60.59	580.05
2	32.02	24.14	32.02	107.2	32.02	116.7	32.02	142.1	32.02	84.76
3	30.64	1600.4	30.62	545.7	30.64	597.66	30.64	372.22	30.64	554.41
	11.24	590.59	11.25	544.71	11.25	628.3	11.25	391.74	11.25	428.85
4	11.92	626.91	11.94	557.5	11.94	584.91	11.94	435.02	11.94	740.7
	14.73	1556.6	14.75	528.34	14.75	589.8	14.75	434.52	14.75	467.54
5	12.1	219.31	12.11	536.6	12.11	597.8	12.11	441.51	12.11	743.47
0	36.39	2314.9	36.41	587.2	36.4	644.9	36.4	430.55	36.4	627.55
	43.07	1535.5	43.07	582.92	43.07	742.6	43.07	652.85	43.07	382.88
ETAPA 11										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	40.95	32.78	40.95	195.8	40.95	252.63	40.95	387.14	40.94	108.54
	43.55	-82.13	43.55	172.08	43.55	258.4	43.55	384.47	43.55	66
2	21.1	377.22	21.1	212.4	21.1	209.16	21.1	210.04	21.1	217.21
	3.65	84.13	3.65	190.04	3.65	237	3.65	240.55	3.65	155.87
3	41.52	-240.8	41.52	238.7	41.52	278.39	41.52	297.39	41.52	196.43
	42.17	309.86	42.19	229.03	42.19	286	42.19	255.02	42.19	192.97
4	39.71	725.98	39.73	236.3	39.73	249.49	39.73	324	39.73	280.56
	29.52	530.46	29.54	212.2	29.54	261.8	29.54	261.31	29.54	155.05
5	41.68	614.91	41.7	223.5	41.7	234.5	41.7	272.45	41.7	260.37
0			32.72	168.4	32.72	199.28	32.72	196.99	32.72	105.3
			12.42	166.64	12.42	237.3	12.42	308.33	12.41	184.35
ETAPA 12										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	23.39	-1273	23.4	122.2	23.4	141.53	23.4	148.31	23.4	104.53
	27.5	-476.1	27.51	107.1	27.51	148.3	27.51	273.81	27.5	152.96
2	48.17	140.7	48.17	170.3	48.17	188.7	48.17	211.96	48.16	139.38
3	37.64	-380.8	37.64	135.2	37.64	154.65	37.65	160.7	37.64	106.73
	30.12	735.18	30.12	110.94	30.12	166.6	30.12	288.21	30.11	106.97
4	18.99	209.72	14	145	19	122.92	19	193.88	19	129.61
	3.87	311.35	3.88	79.44	3.88	149.7	3.88	76.23	3.88	32.65
5	29.94	154.65	29.96	143.4	29.96	214.9	29.96	163.48	29.96	-26.63
0	46.99	122.35	46.01	169.6	46.01	199.6	46.01	222.2	46.01	250.63
ETAPA 13										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	69.97	53.32	69.99	81.28	70	83.66	70	74.14	69.99	68.24
	22.89	100.96	22.91	63.73	22.91	96.1	22.91	88.4	22.91	87.04

ETAPA 15										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	41.07	187.51	41.09	195.5	41.09	232.12	41.09	398.04	41.09	152.13
	46.4	-262.9	46.41	178.19	46.41	246.2	46.41	351.25	46.41	150
2	27.02	-157.5	27.02	209	27.02	218.55	27.02	259.7	27.02	197.34
	38	-205.5	38	201.06	38	223	38	261.65	38	162.65
3	16.64	-152.1	16.64	224.4	16.64	267.4	16.64	284.2	16.64	233.01
4	21.98	587.56	21.98	227.2	21.88	244.4	21.98	275.77	21.98	185.27
5	21.39	448.99	21.43	251.9	21.43	266.1	21.43	295.69	21.43	319.52
0	39.12	-326.4	39.14	188.4	39.14	232.02	39.13	215.48	39.14	178.7
	38.96	13.92	38.97	1644.6	38.97	236.2	38.97	284.03	38.97	104.5
ETAPA 16										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	90.86	-197.7	90.87	131.4	90.87	117.28	90.88	89.38	90.87	104.68
	94.12	-410.4	91.14	99.73	94.14	129.7	94.14	285.26	94.14	73.91
2	21.36	237.17	21.36	144.1	21.36	154.9	21.36	143.54	21.35	229.28
3	4.4	392.43	4.41	126	4.41	127.9	4.41	134.8	4.4	197.54
	1	746.84	1	105.76	1	140.5	1	140.62	1	103.6
4	33.89	242.74	33.9	128.9	33.9	134.1	33.9	108.82	33.89	132.03
5	43.07	300.55	43.07	118.9	43.07	105.77	43.07	135.28	43.06	20.3
	50.8	47.92	50.82	114.86	50.82	140.9	50.82	101.18	50.81	140.96
0	4.72	55.99	4.73	146.8	4.73	126.61	4.73	195.89	4.73	170.47
	14.14	759.08	14.14	130.66	14.14	149.7	14.14	200.08	14.14	73.51
ETAPA 17										
	SURSA		ARGILA		BALAST		TEREN		GRINDA	
	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V	Timp	V
0	0.29	-4.32	0.31	19.6	0.31	18.57	0.31	17.81	0.31	18.7
	6.07	4.5	6.09	19.37	6.1	24.51	6.1	23.54	6.1	19.61

PREZENTAREA VALORILOR VITEZELOR DE VIBRARE LA PERIOADA PREDOMINANTĂ A ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

Etapa 3 – 2 geogriile
Compactor 2 daN

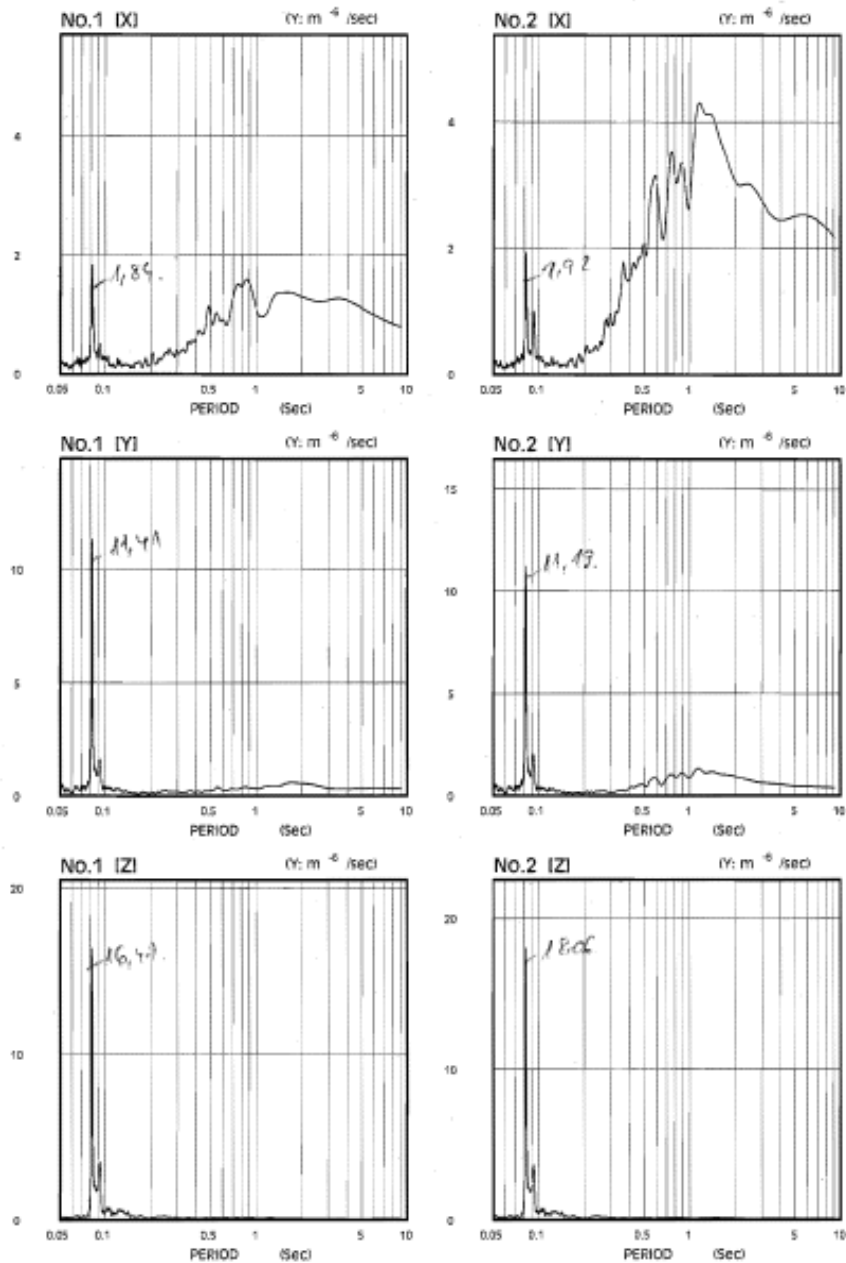


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 3 – 2 geogriile
 Compactor 3 daN

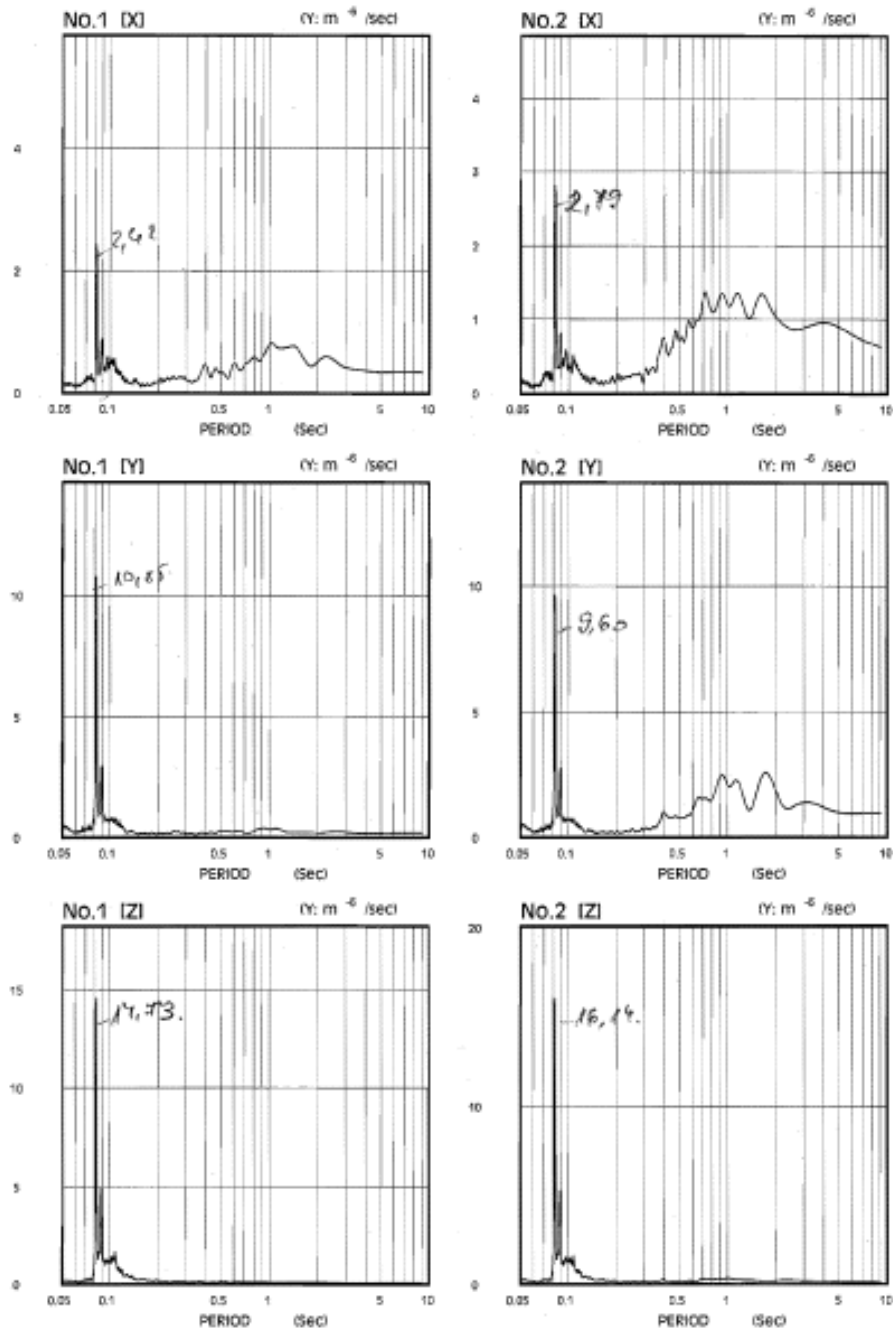


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 3 – 2 geogriile
 Compactor 4 daN

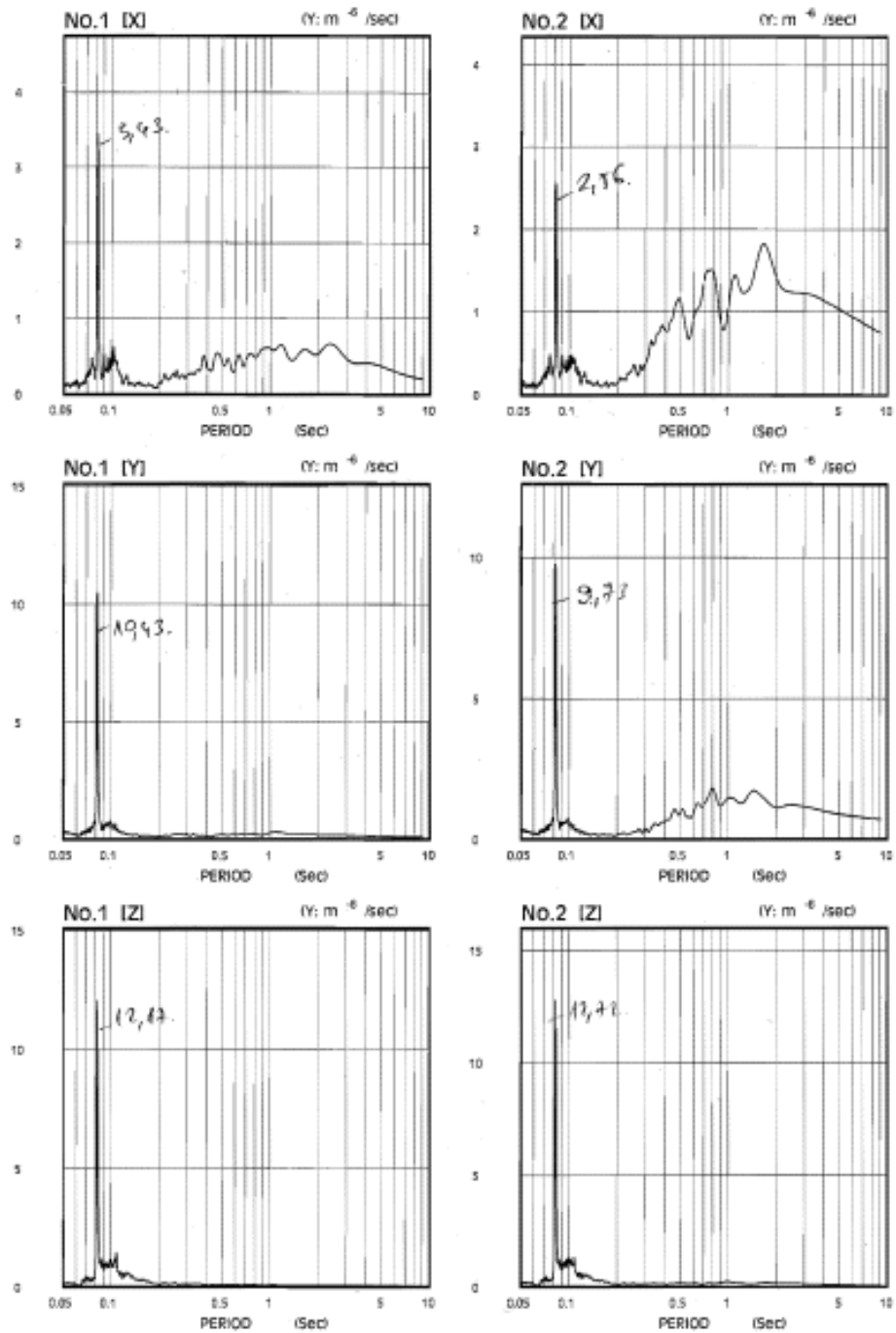


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 3 – 2 geogriile
 Compactor 5 daN

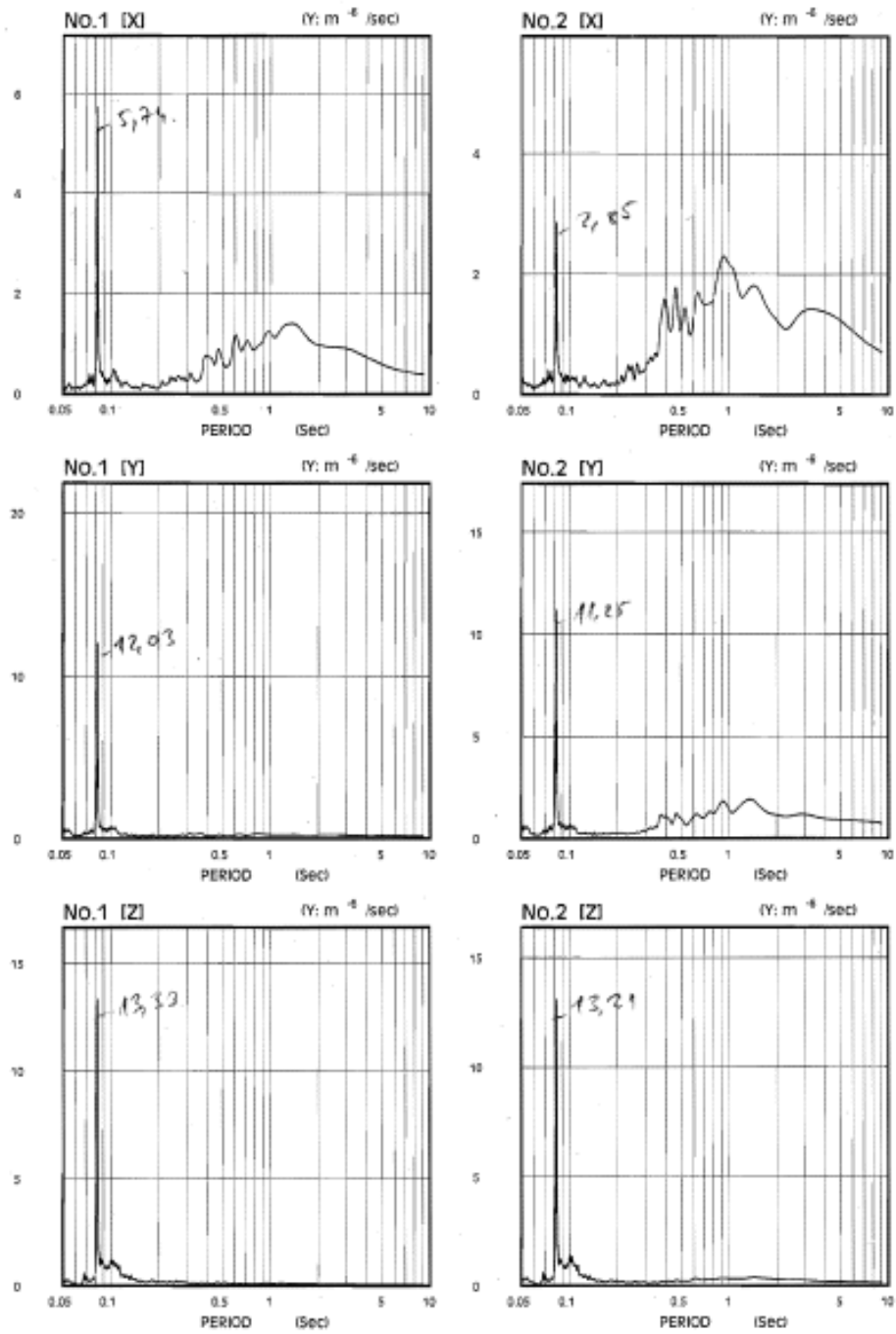


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 7 – 2 geogriile
 Compactor 2 daN

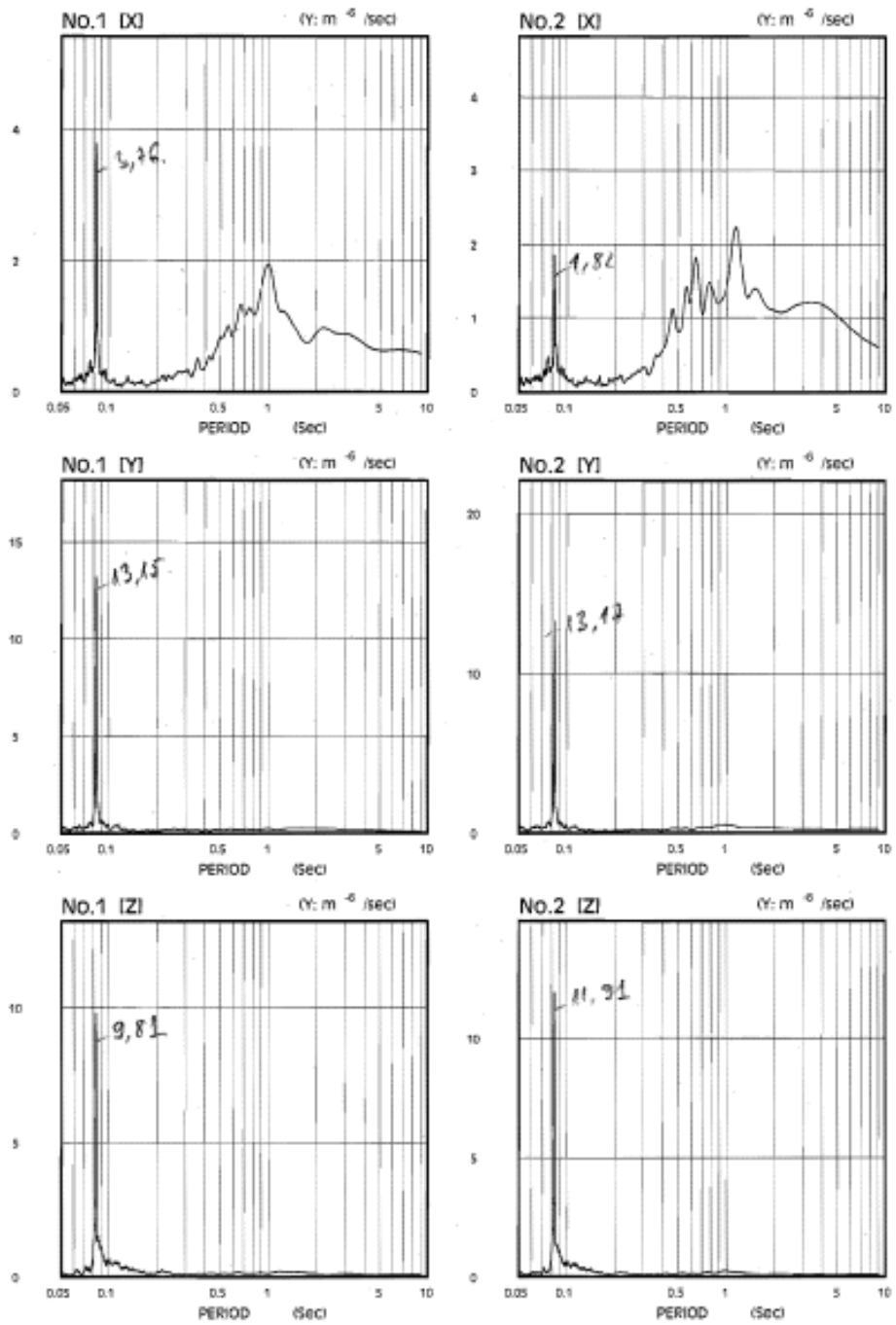


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 7 – 2 geogriile
 Compactor 3 daN

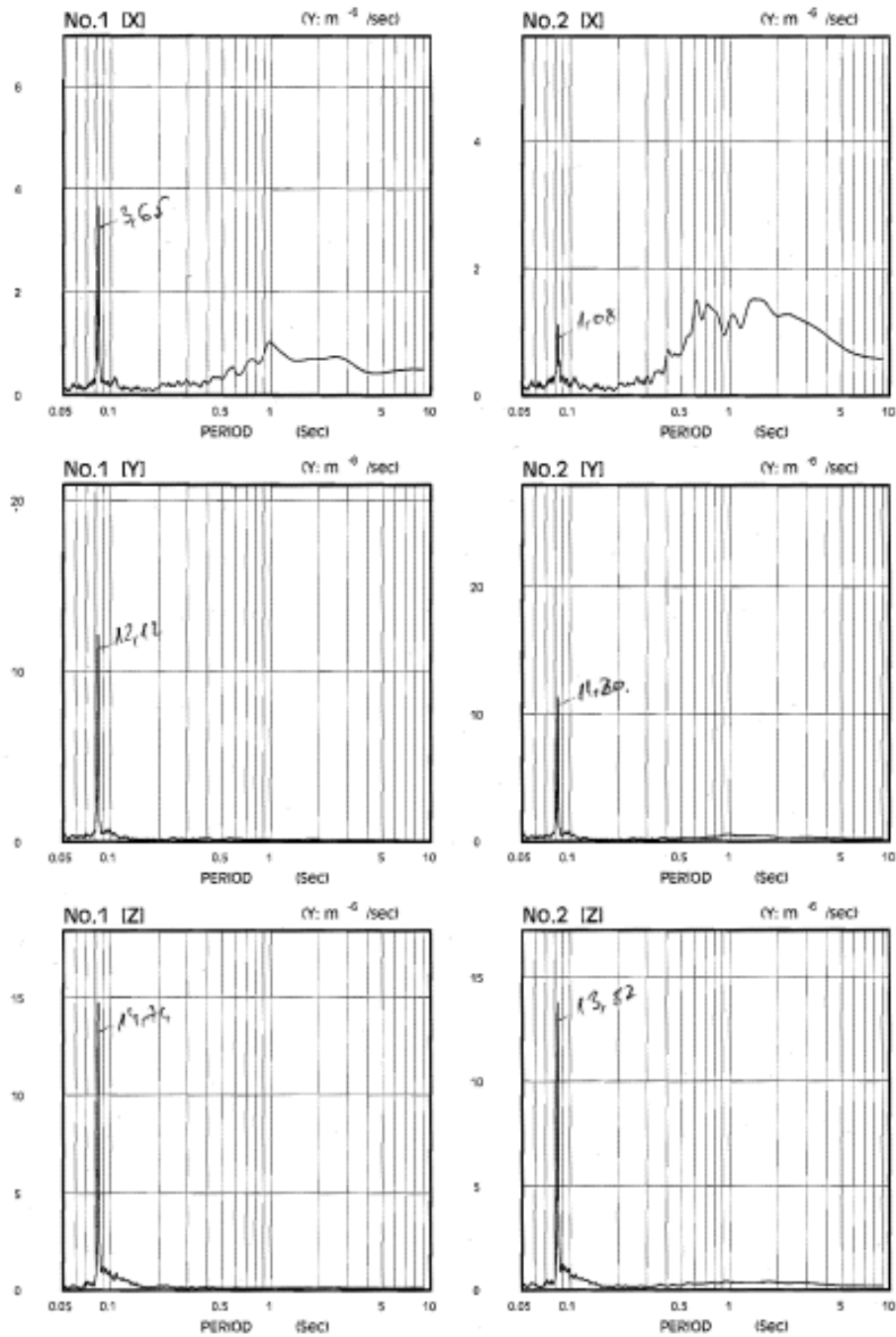


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 7 – 2 georile
 Compactor 4 daN

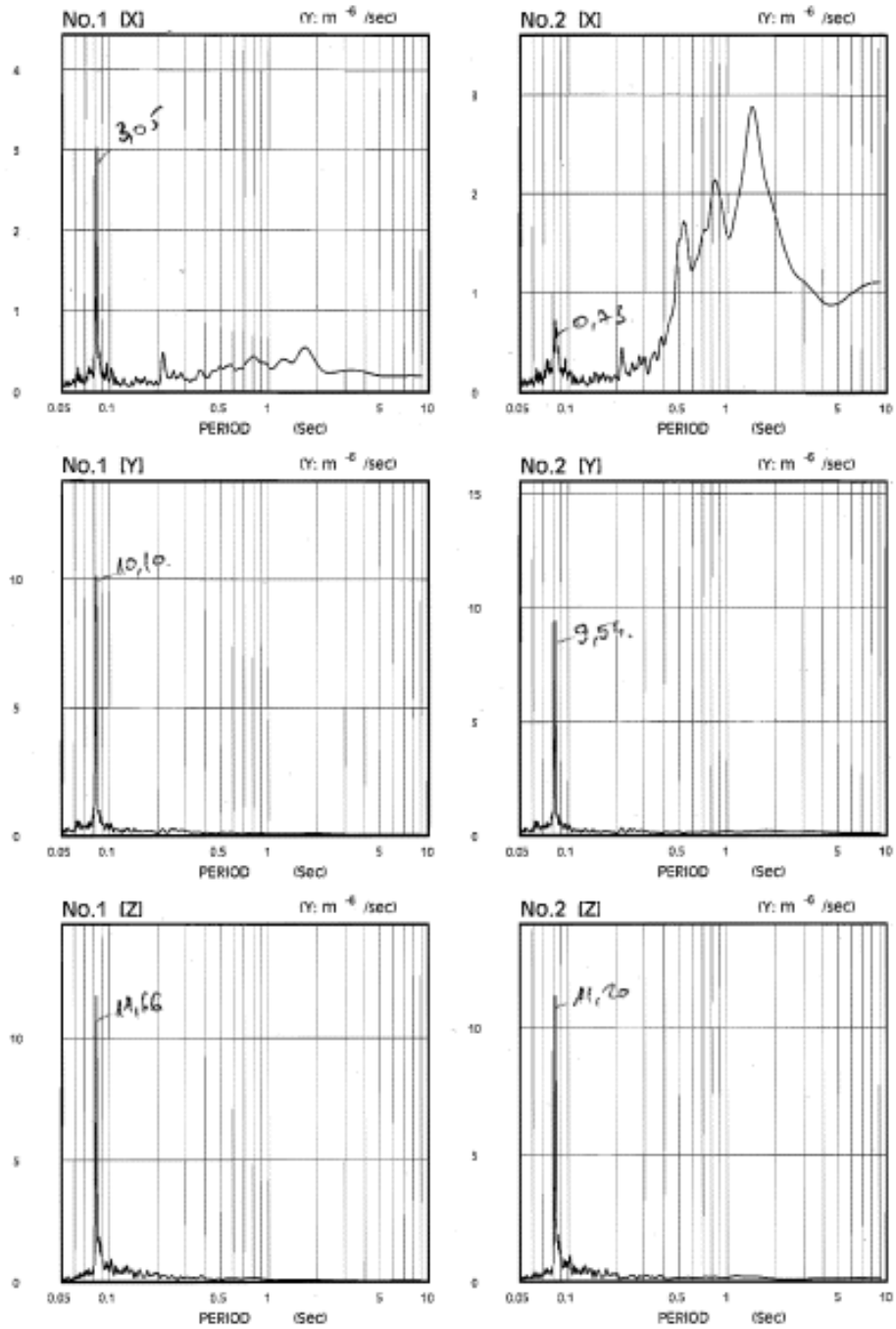


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 7 – 2 geogriile
 Compactor 5 daN

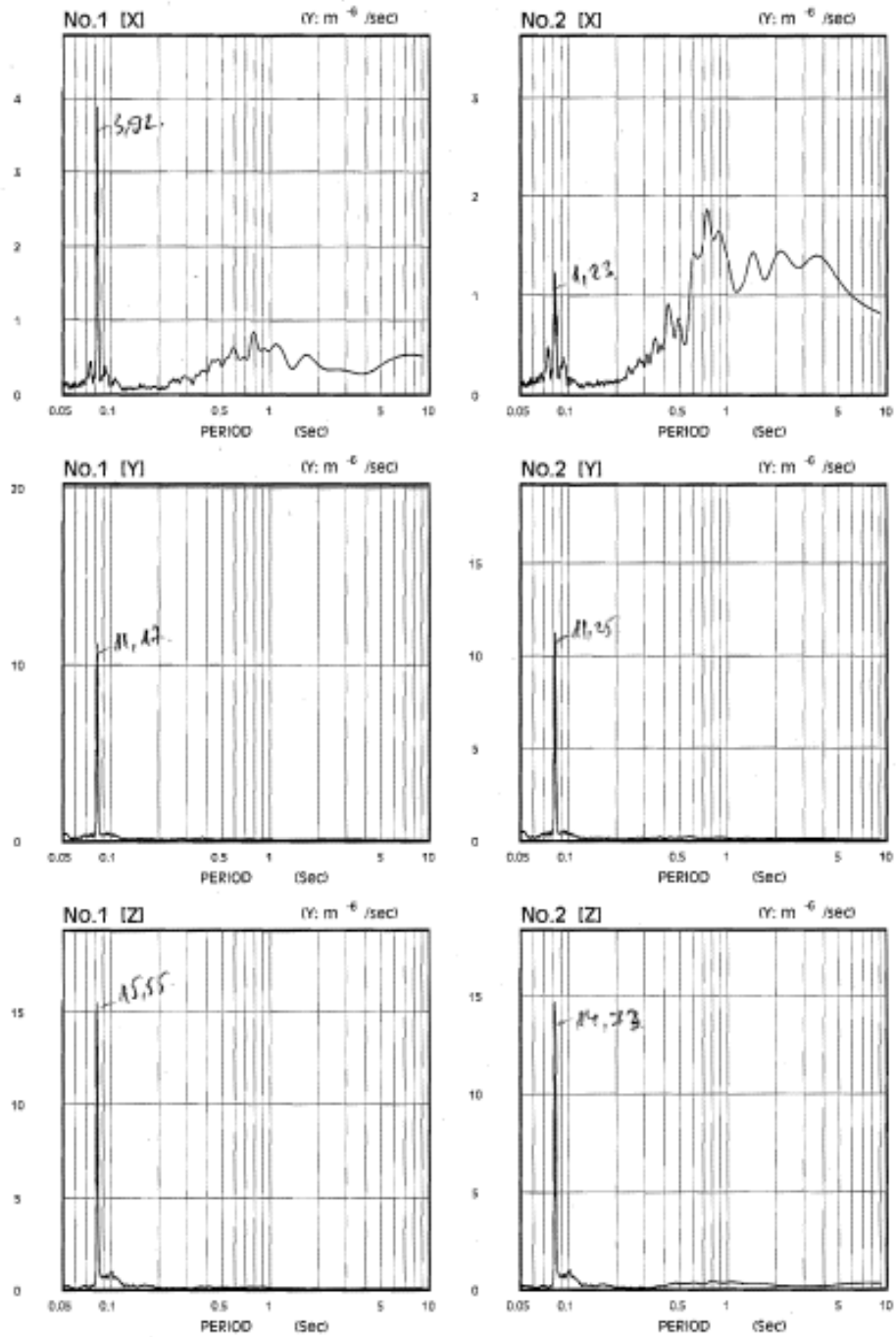


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 11 – 1 geocelula
 Compactor 2 daN

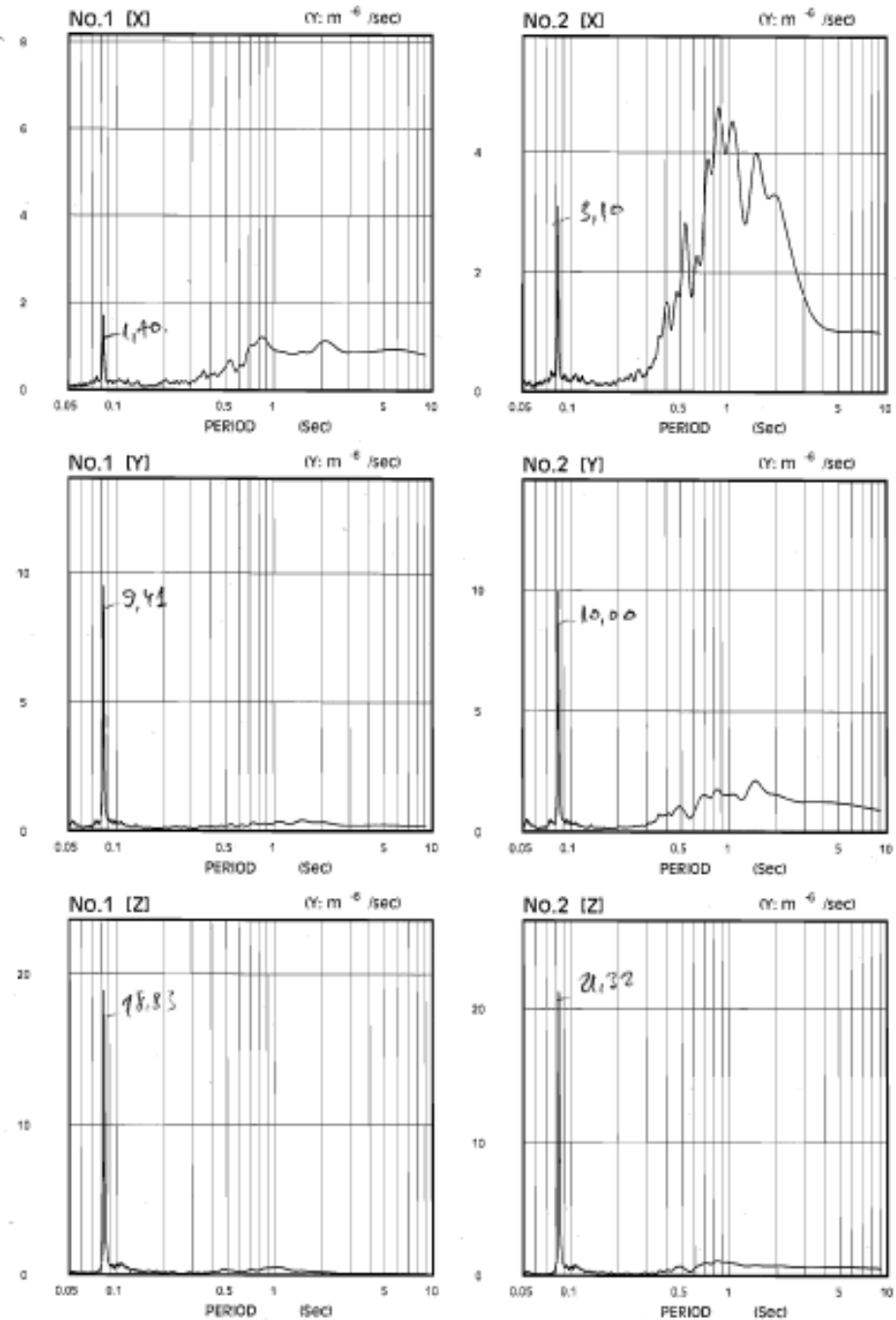


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 11 - 1 geocelula
 Compactor 3 daN

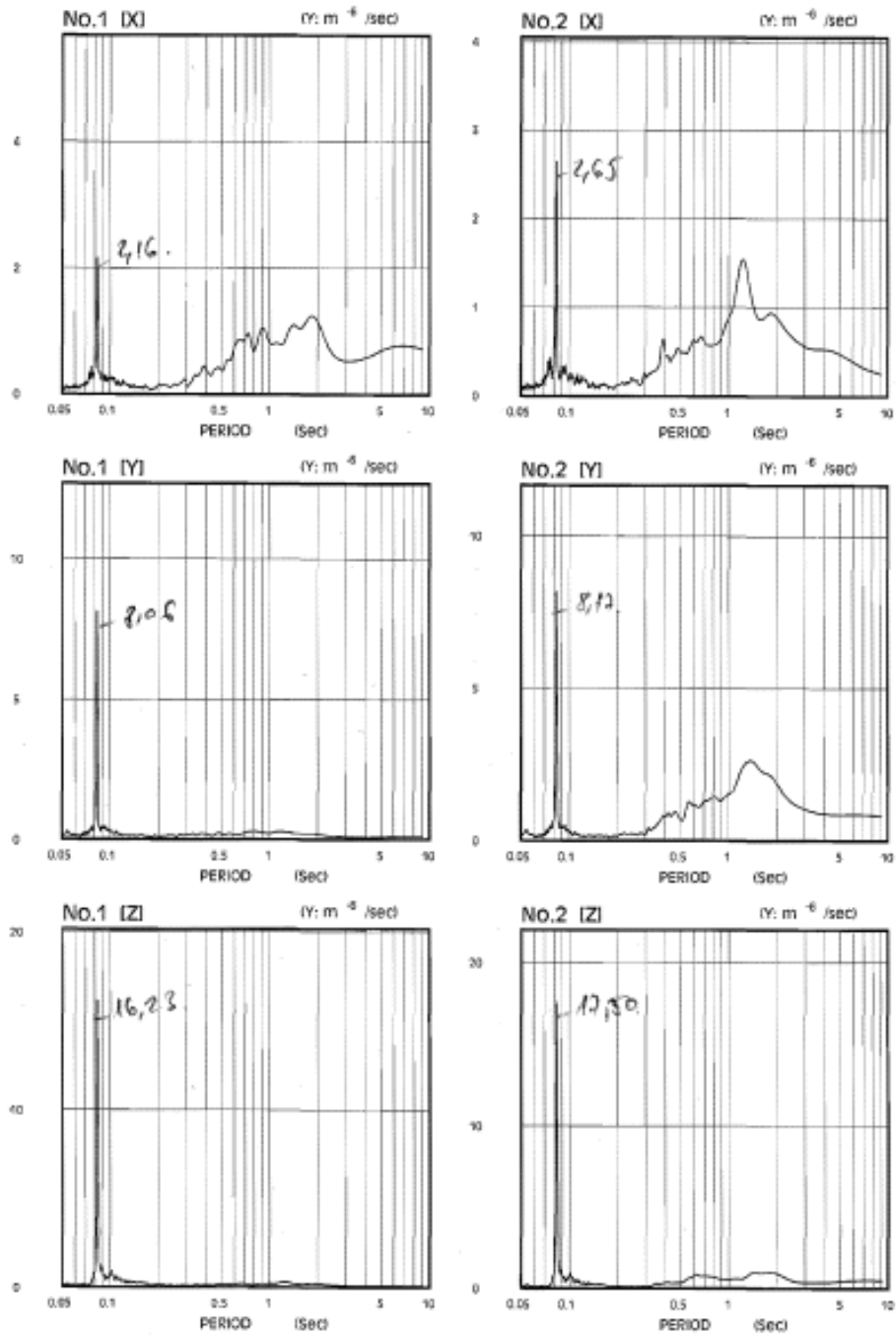


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 11 – 1 geocelula
Compactor 4 daN

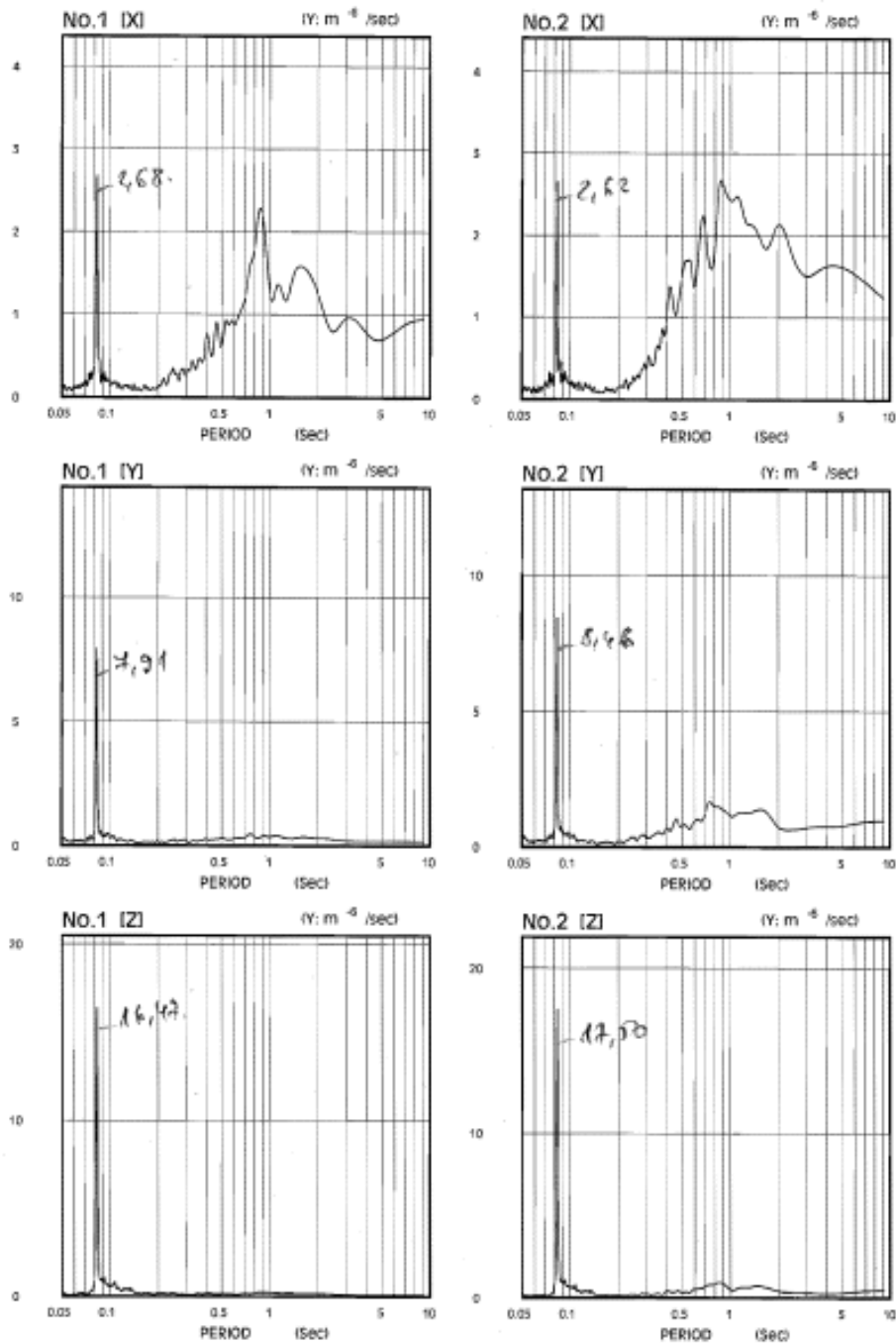


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 11 - 1 geocelula
 Compactor 5 daN

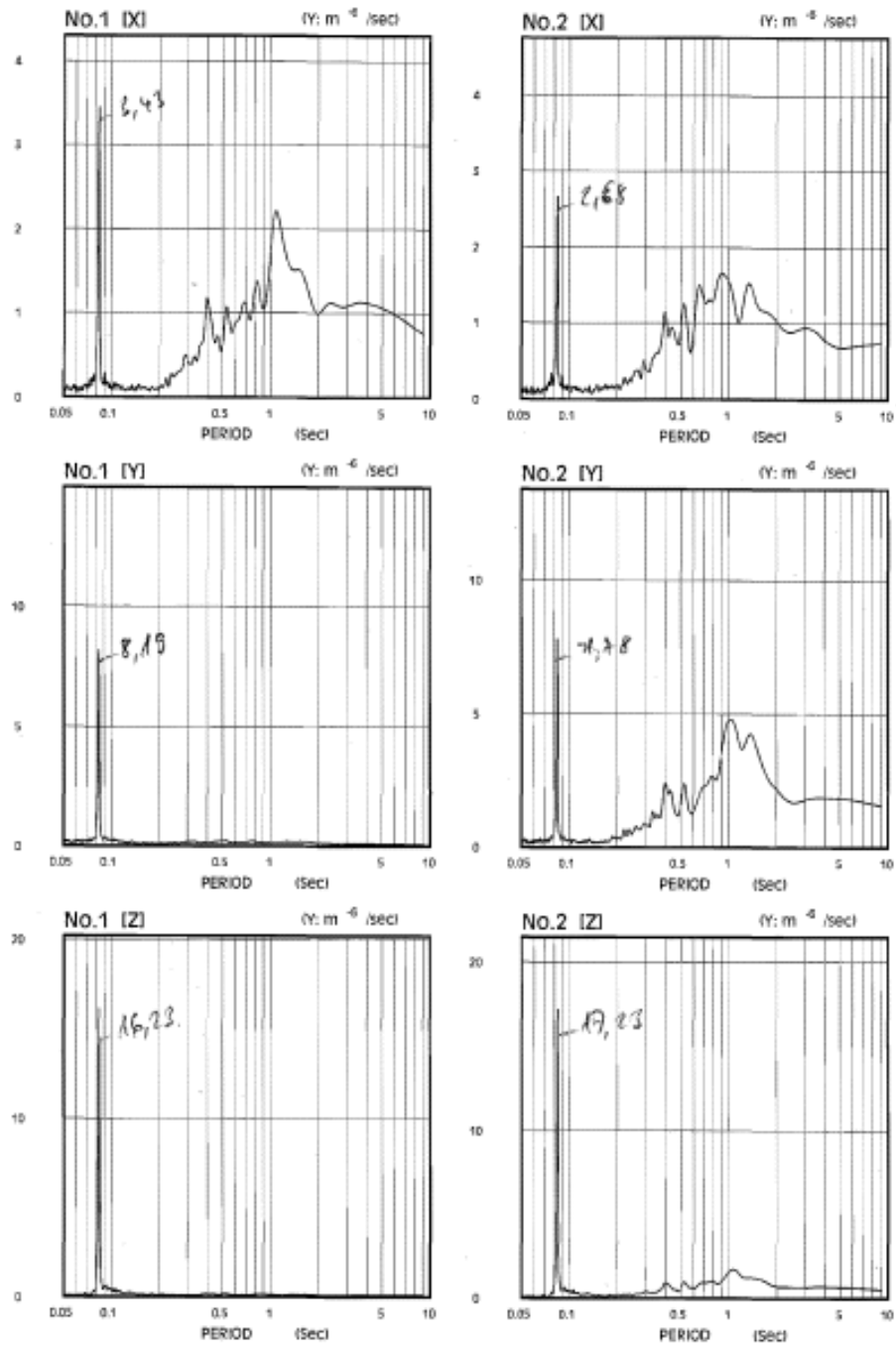


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 15 – 2 geocelule
 Compactor 2 daN

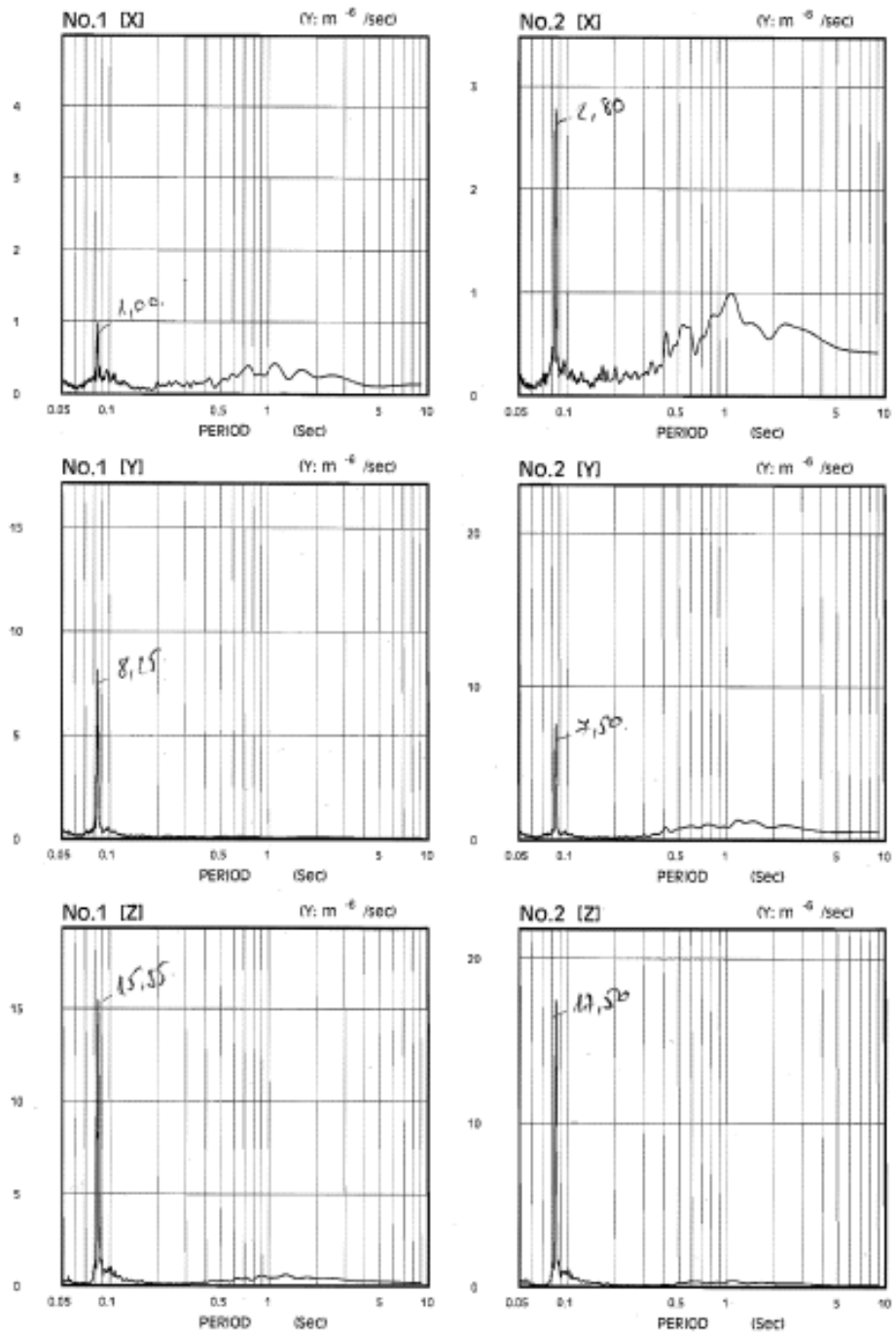


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 15 -2 geocelule
Compactor 3 daN

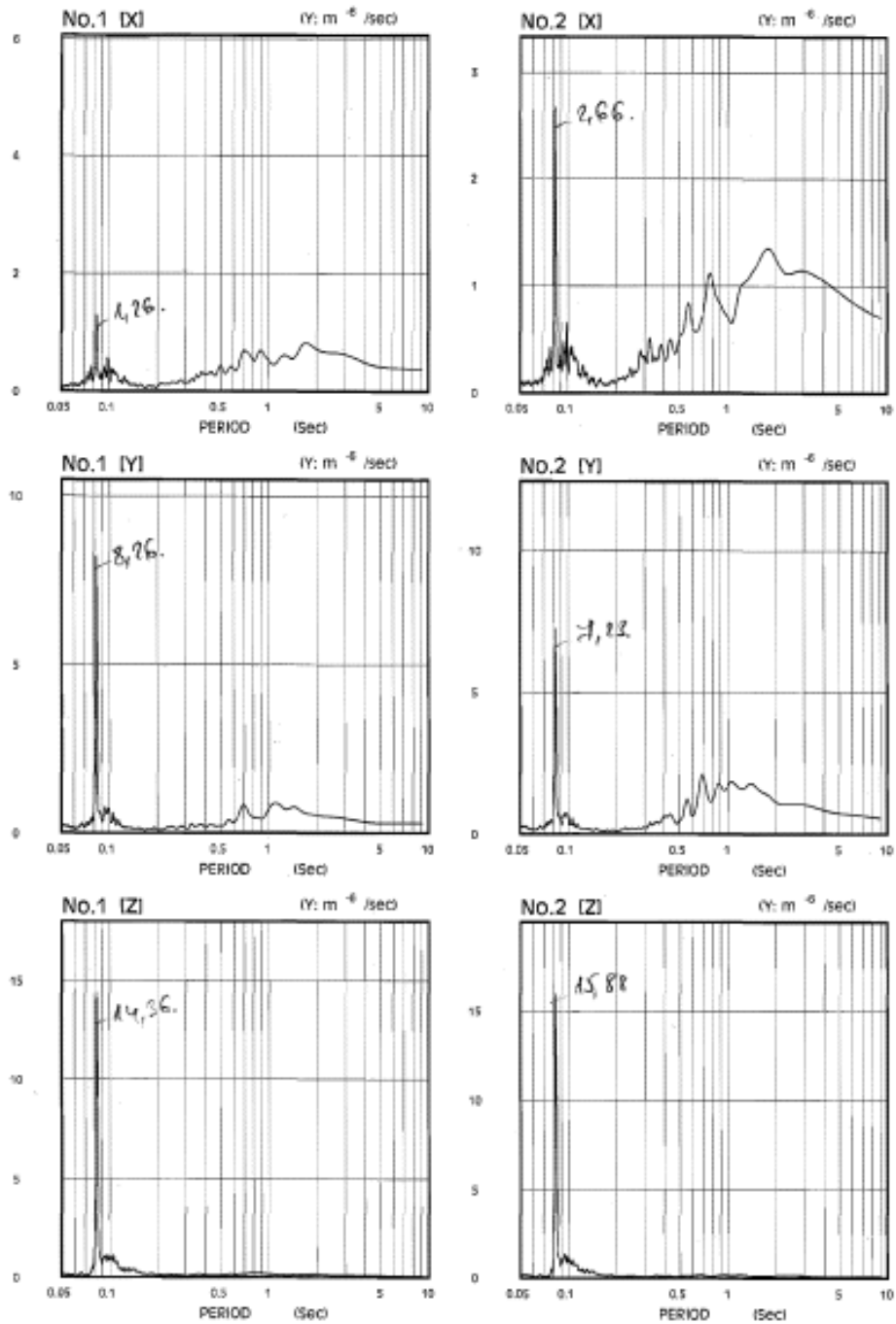


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 15 – 2 geocelule
Compactor 4 daN

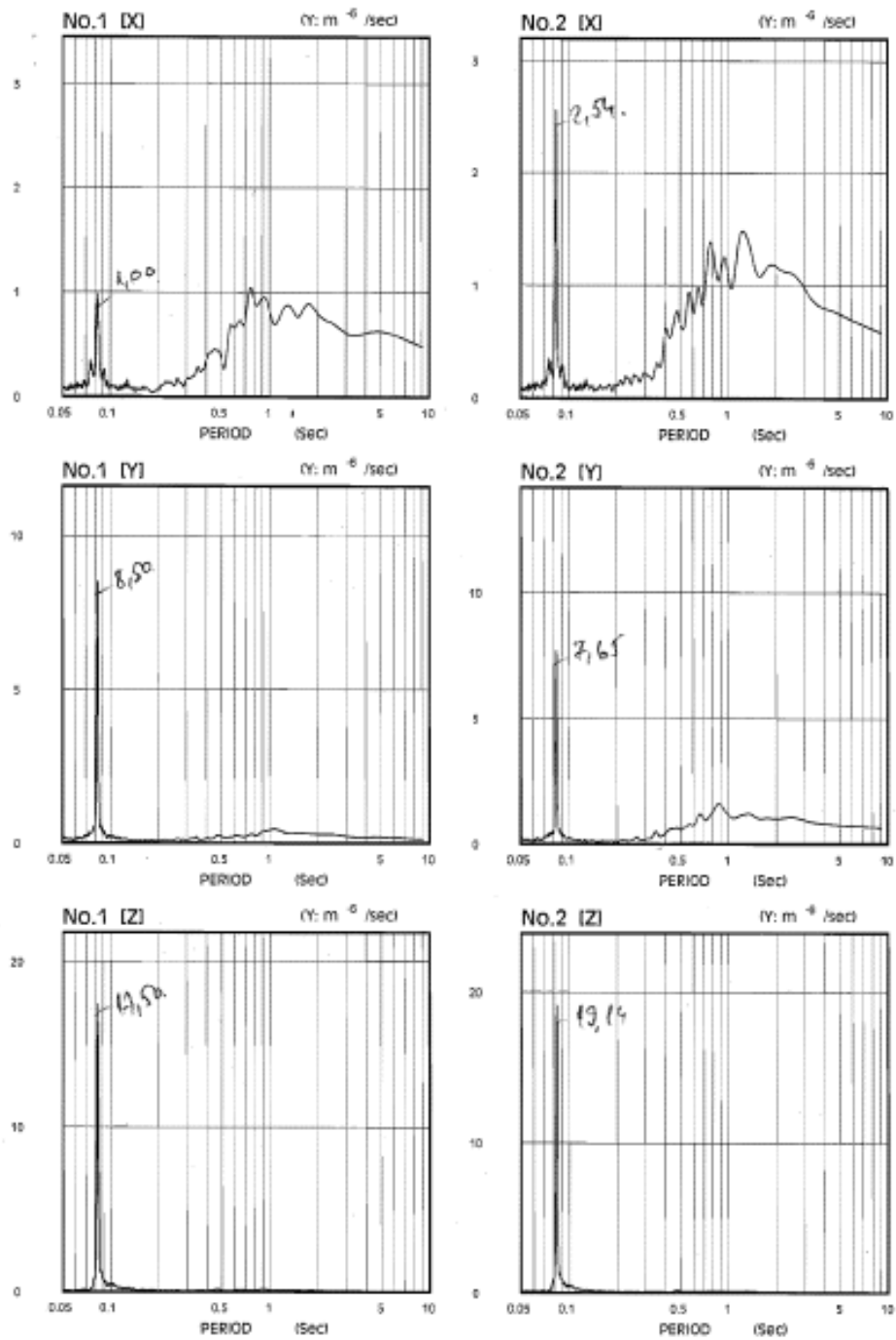


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 15 – 2 geocelule
 Compactor 5 daN

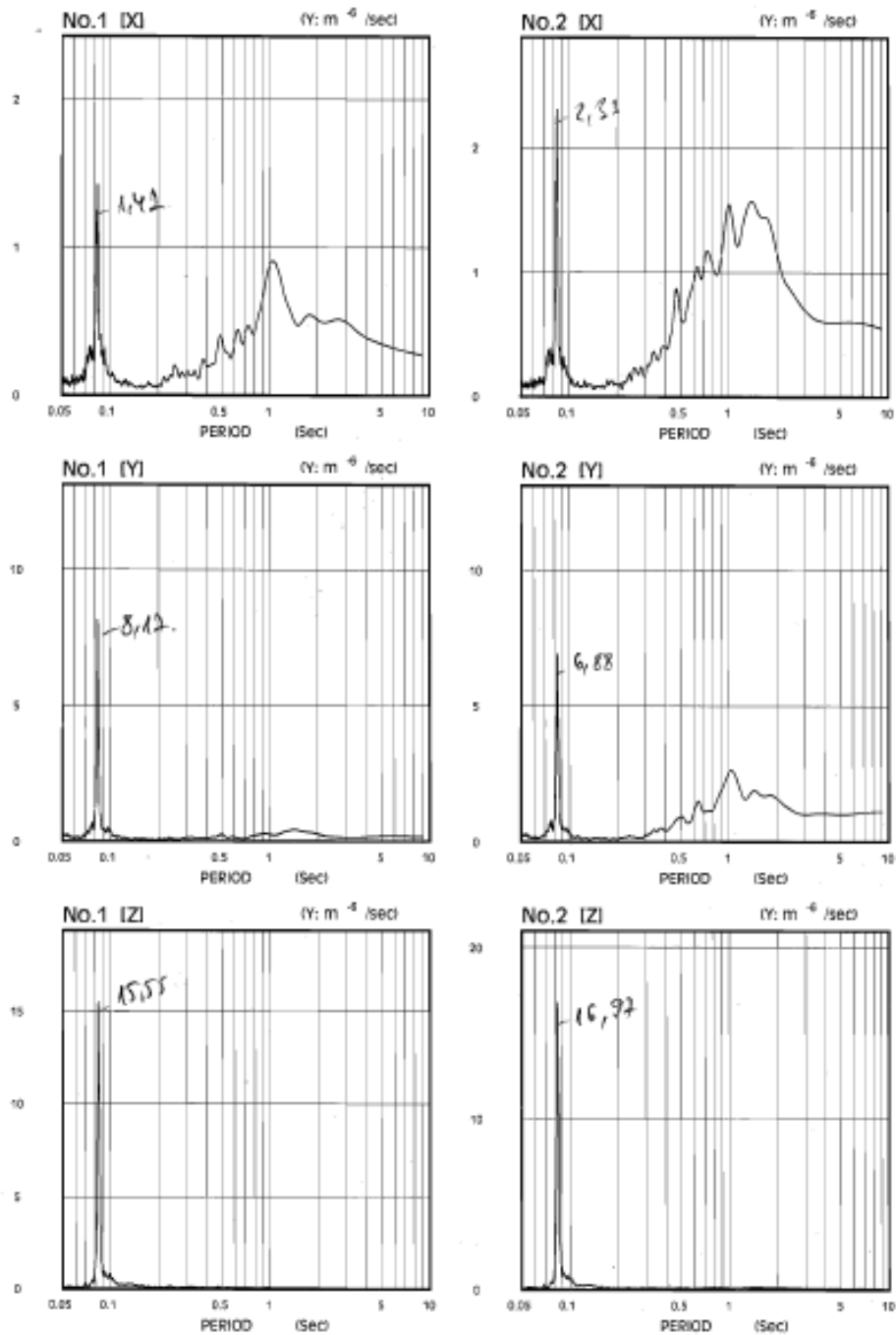


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 2 – balast nearmat
 Penetrometru 2 daN

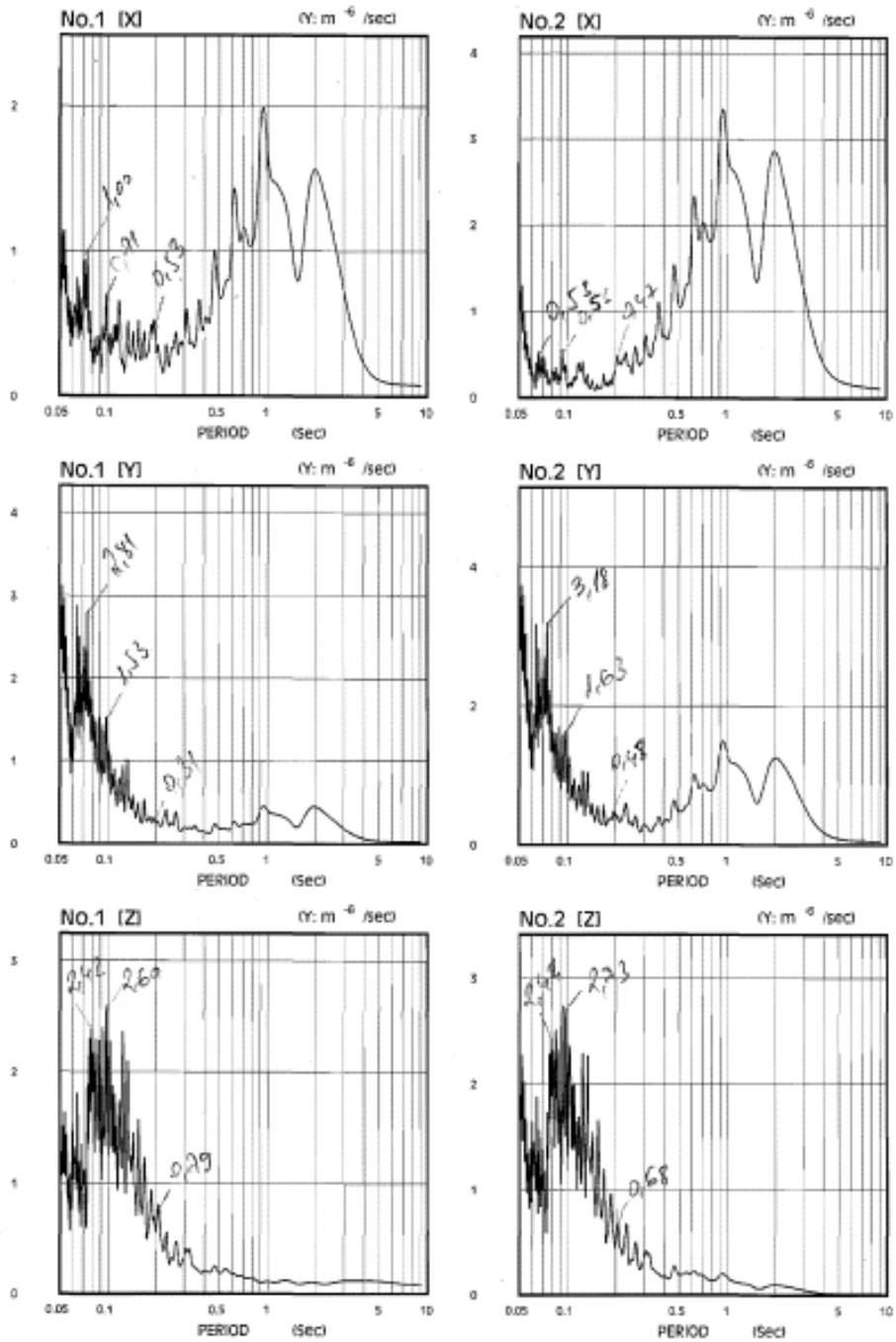


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 2 – balast nearmat
 Penetrometru 3 daN

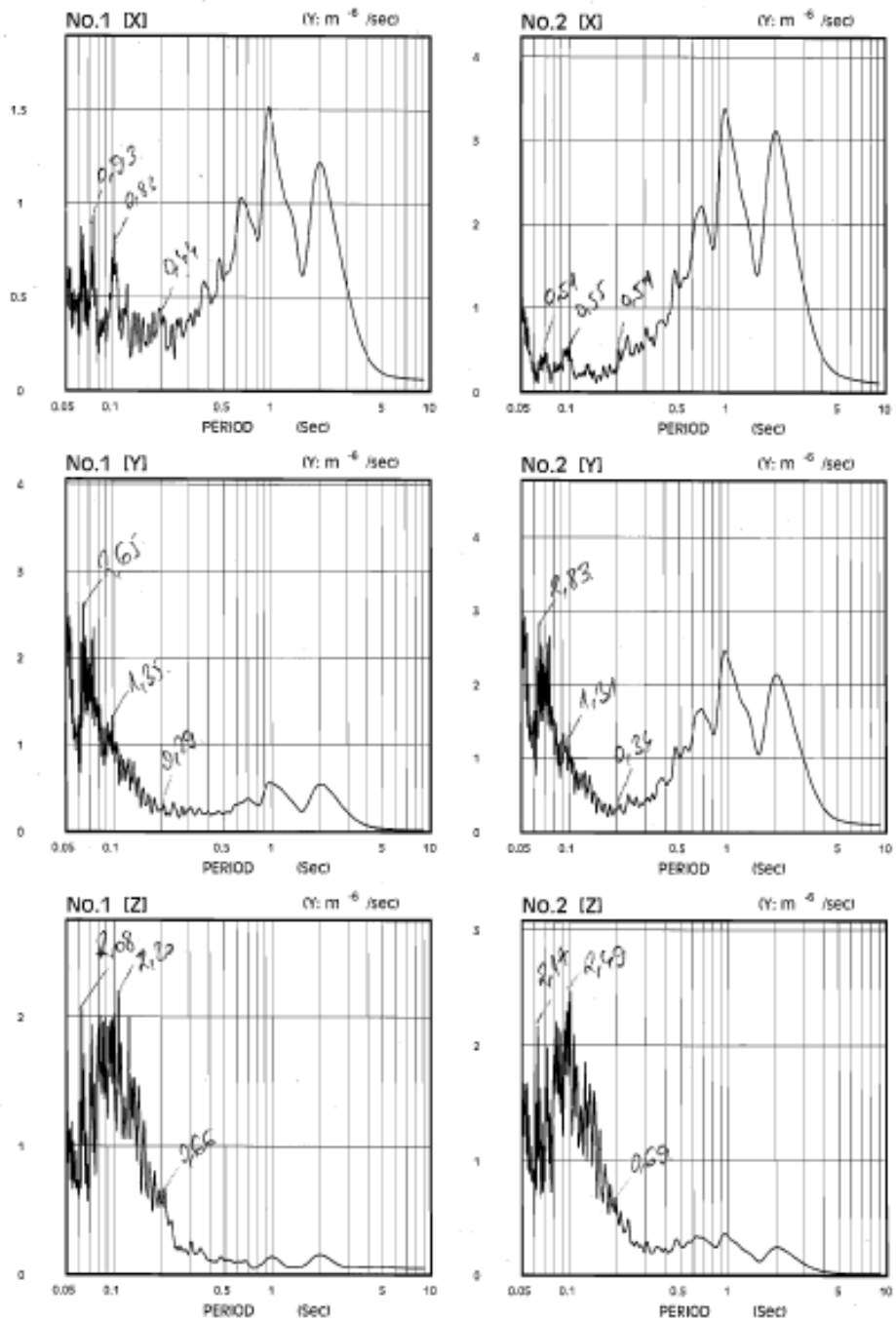


Fig. 0 Fourier Spectrum

Etapa 2 – balast nearmat
 Penetrometru 4 daN

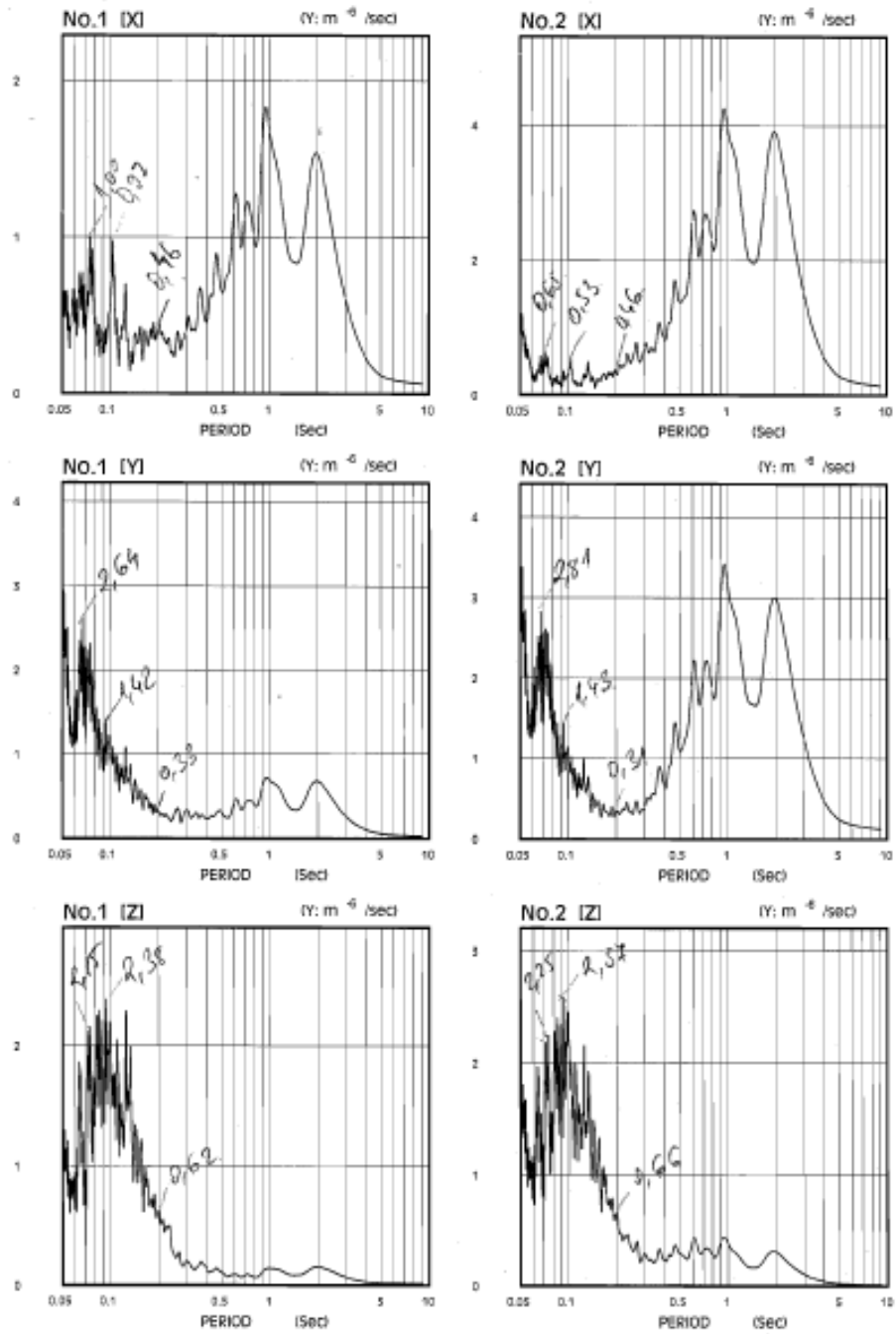


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 2 – balast nearmat
 Penetrometru 5 daN

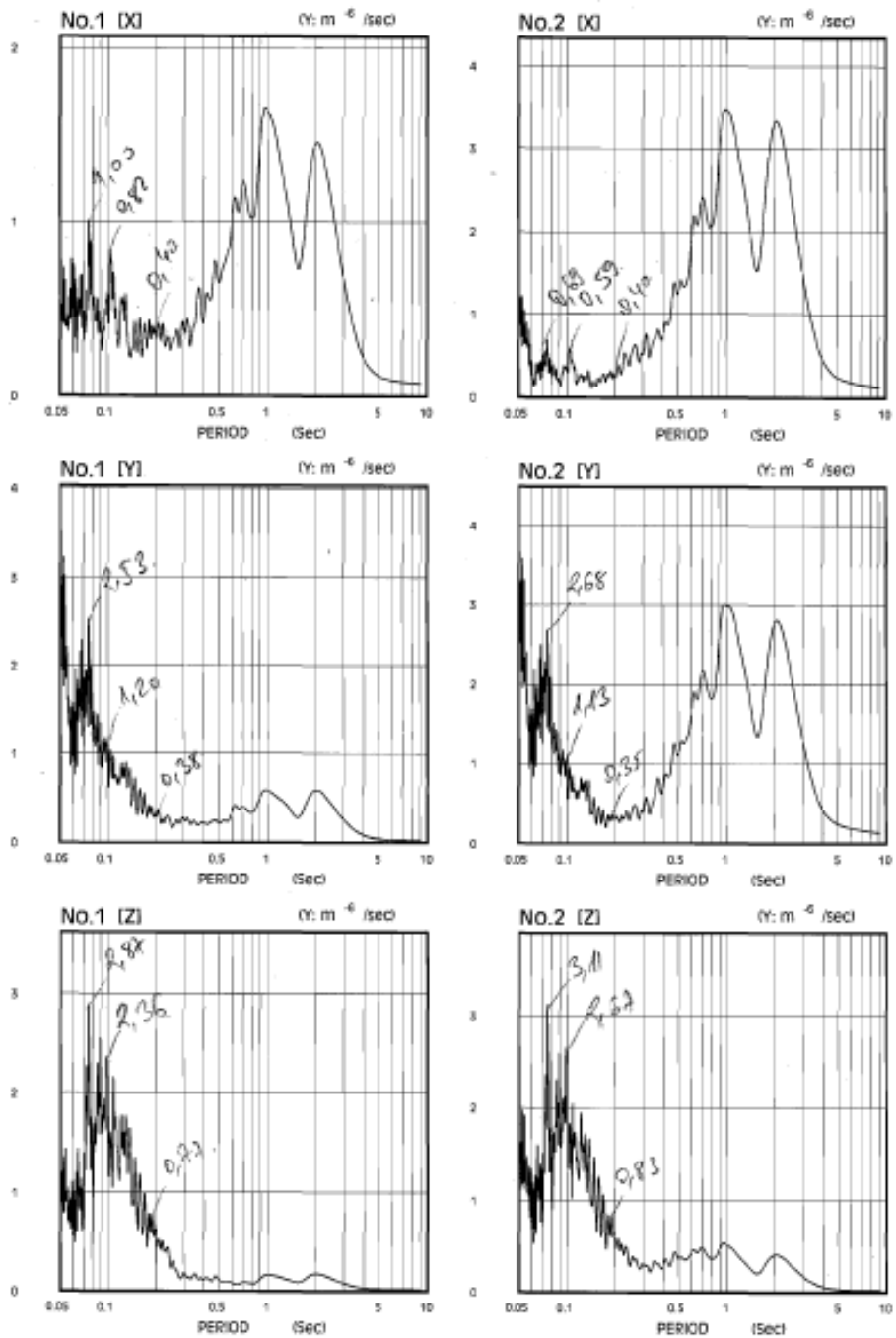


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 6 – balast cu 2 geogriile
 Penetrometru 2 daN

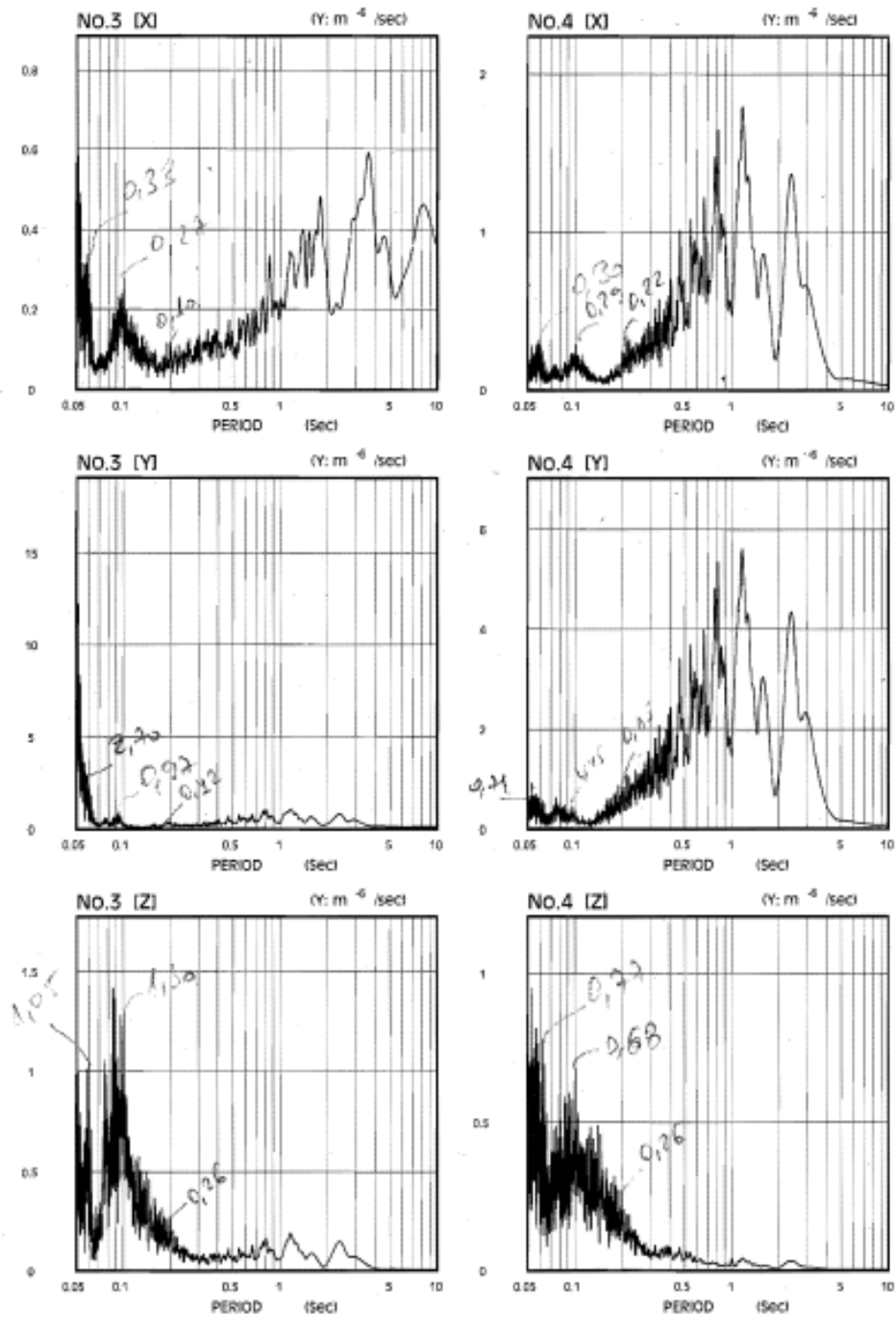


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 6 – balast cu 2 geogriile
 Penetrometru 3 daN

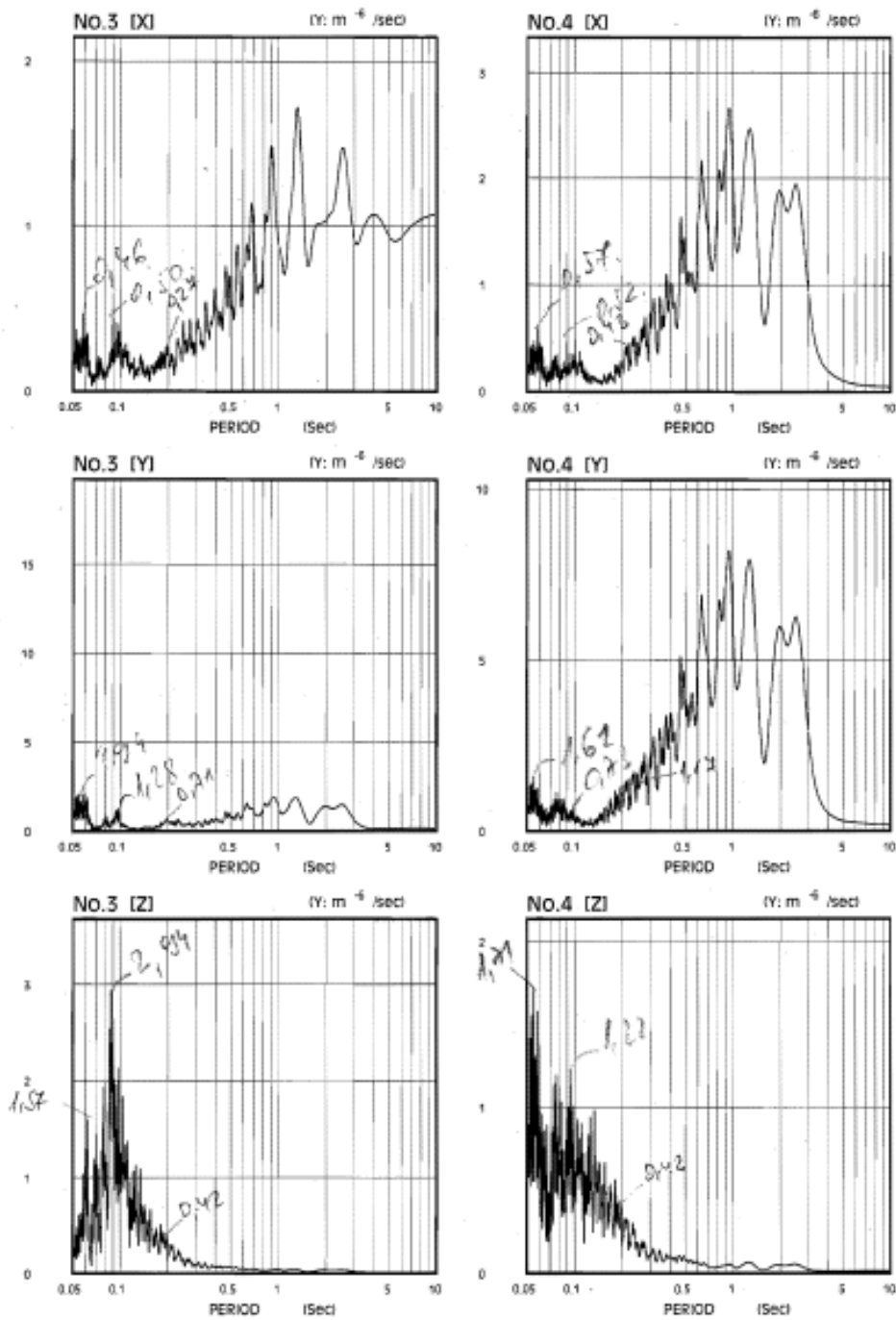


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 6 – balast cu 2 geogriile
Penetrometru 4 daN

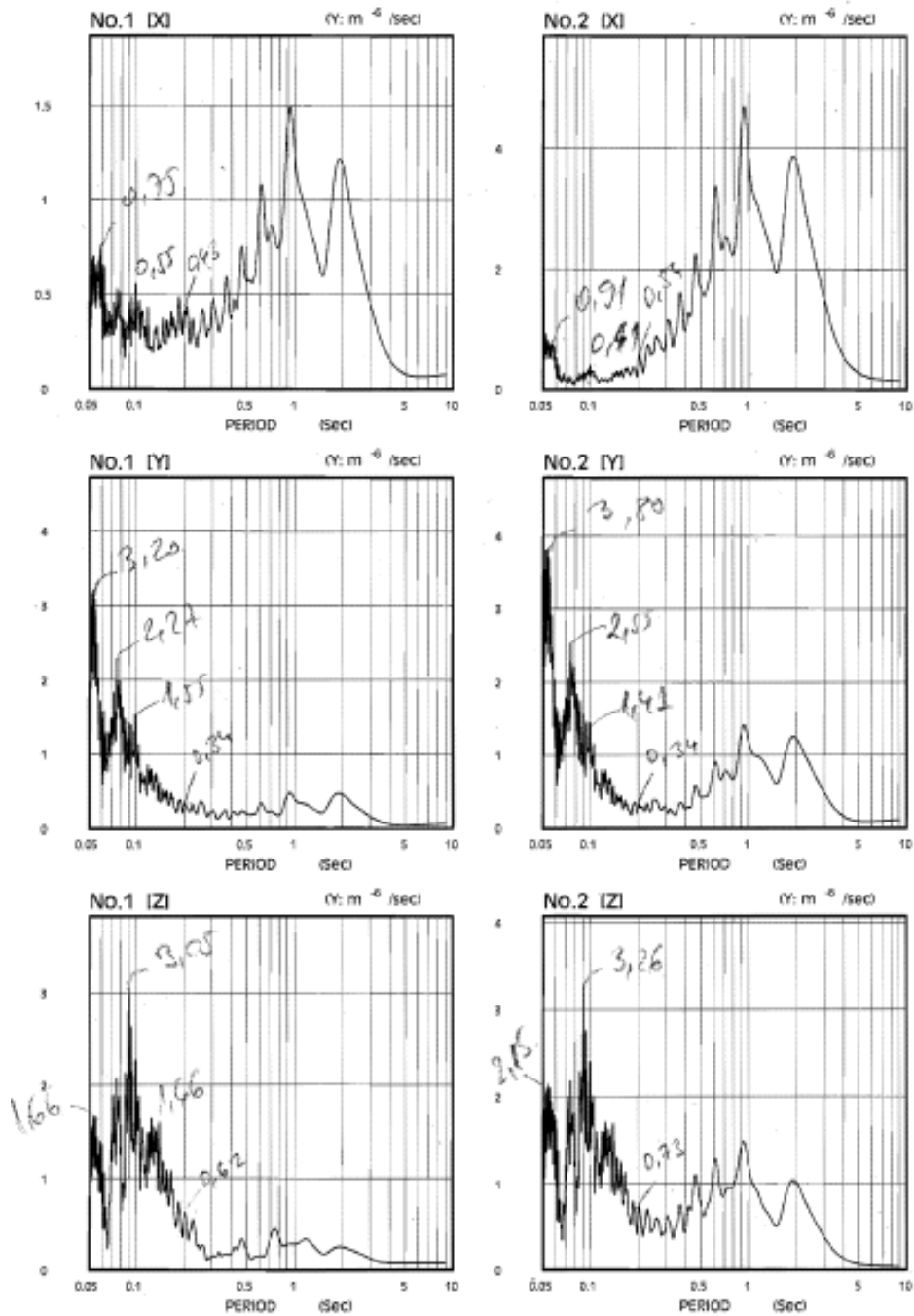


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 6 – balast cu 2 geogriile
 Penetrometru 5 daN

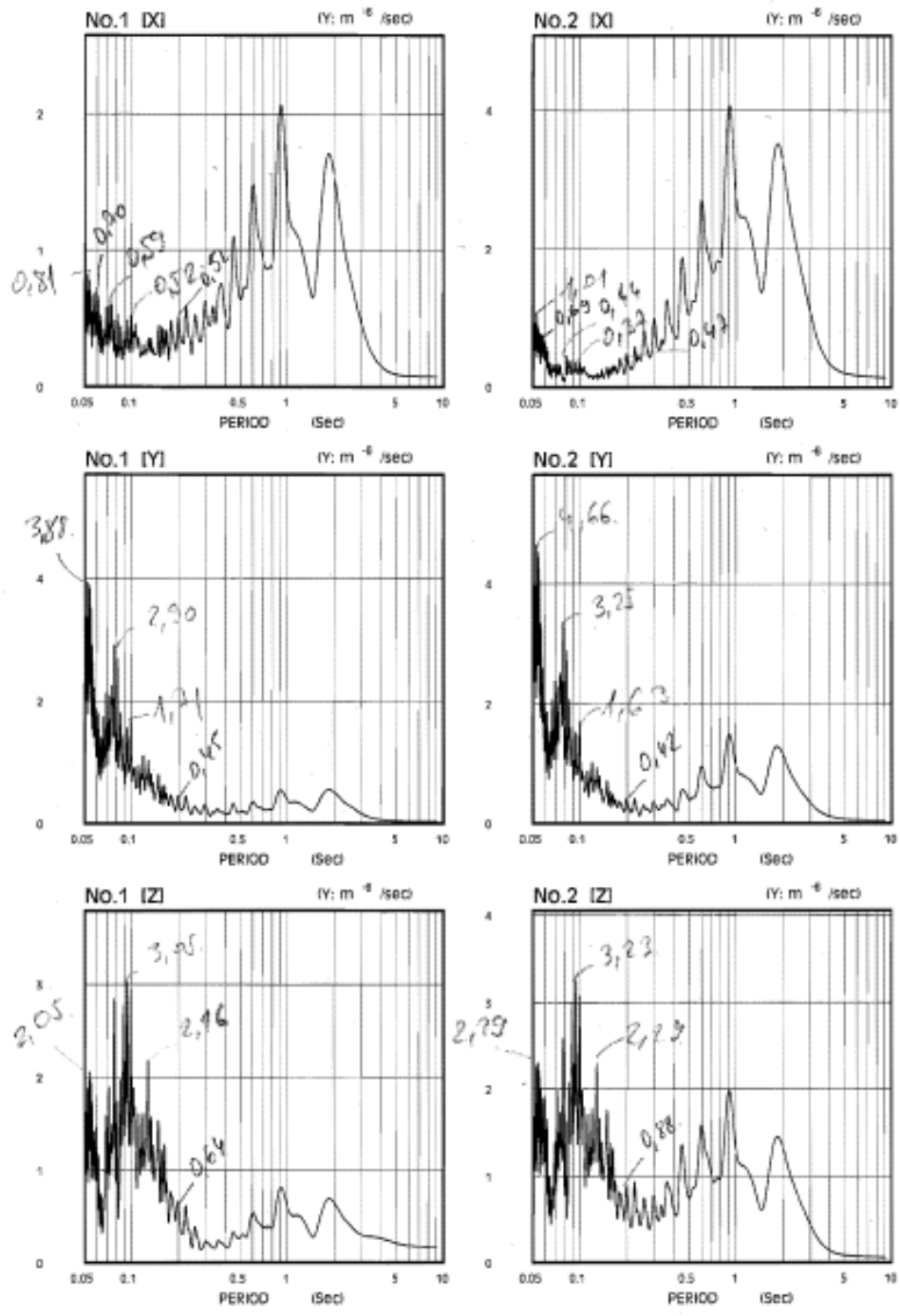


Fig. 0 Fourier Spectram

1609/1-2

Etapa 10 – balast cu 1 geocelula
 Penetrometru 2 daN

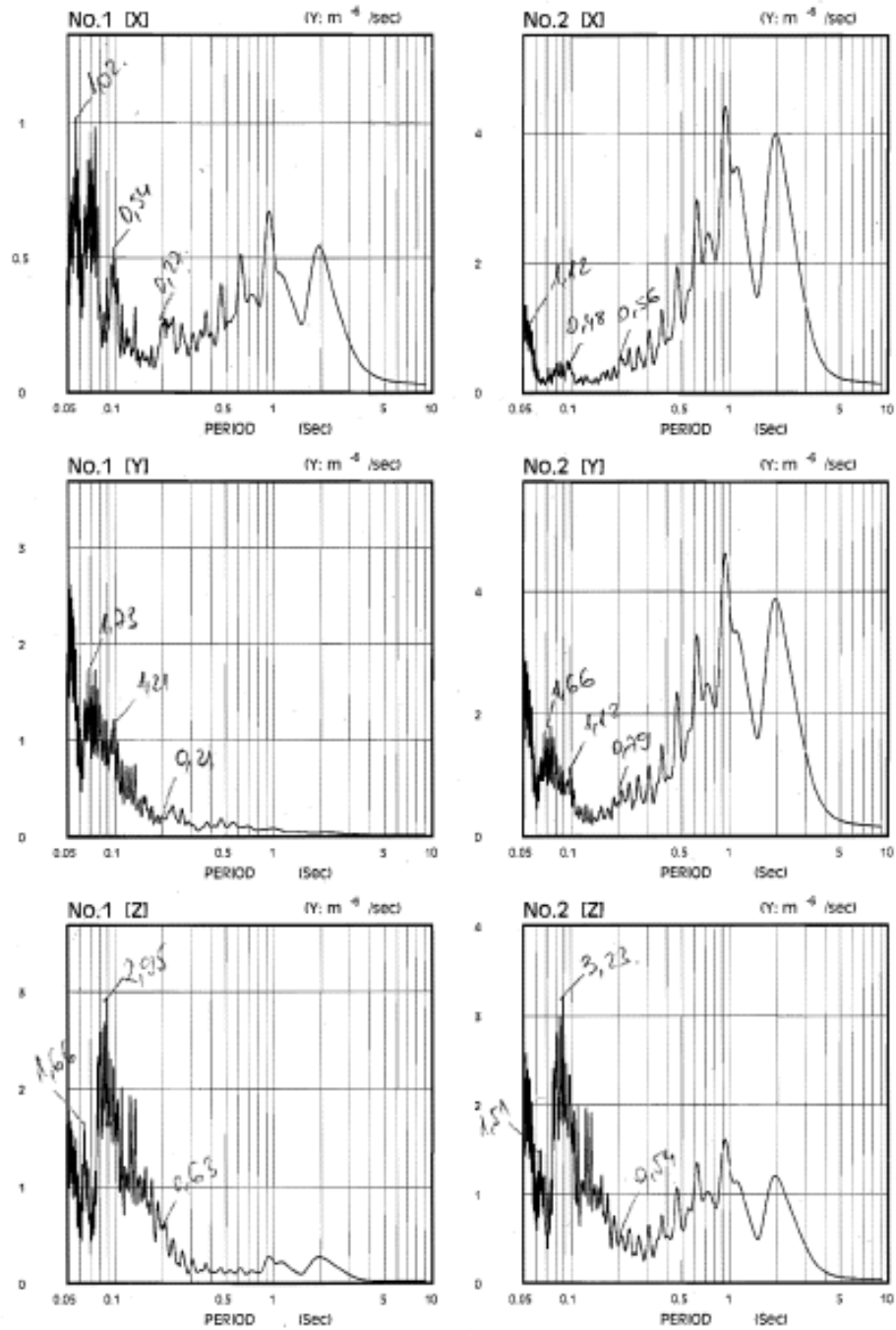


Fig. 0 Fourier Spectrum

Etapa 10 – balast cu 1 geocelula
 Penetrometru 3 daN

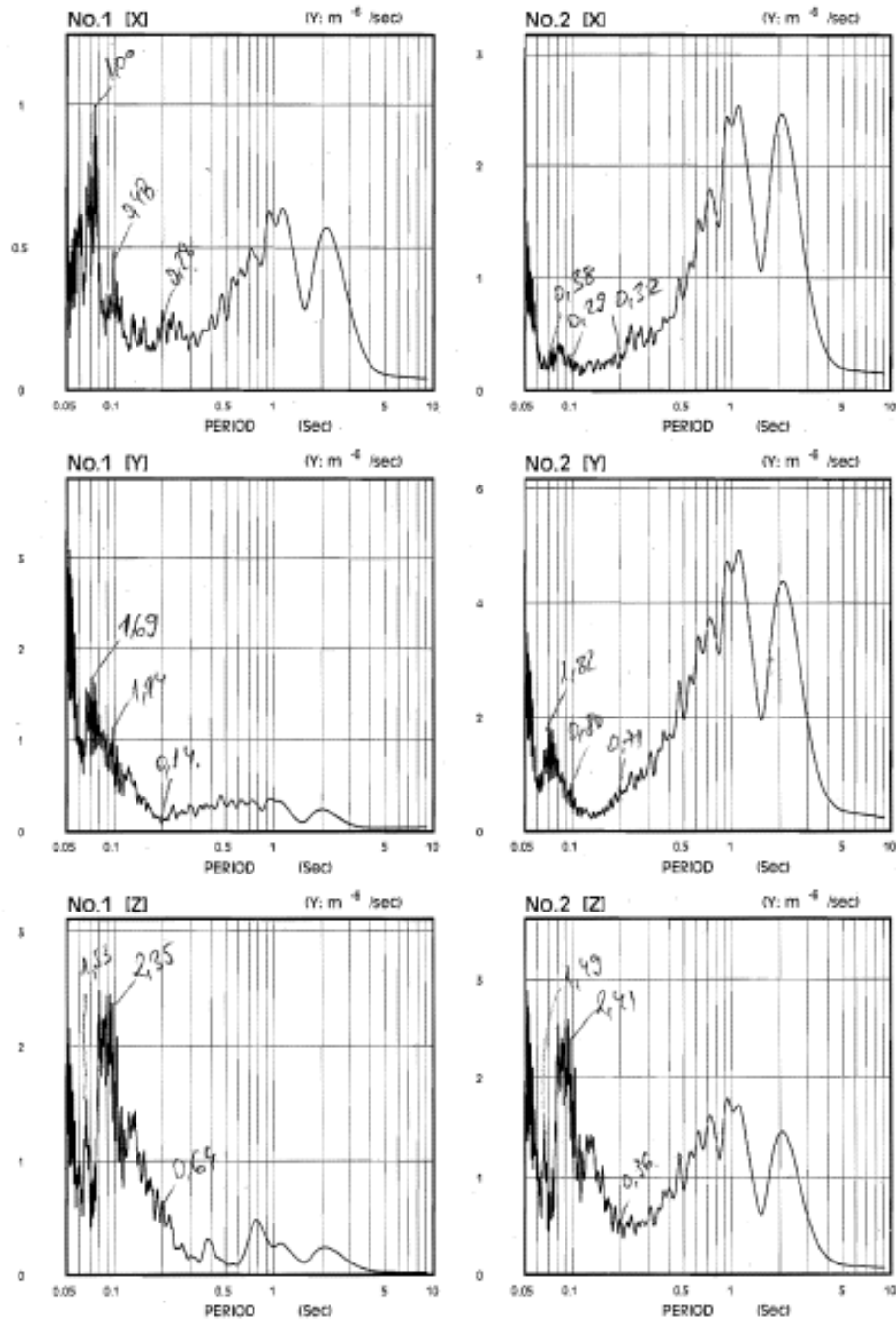


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 10 – balast cu 1 geocelula
 Penetrometru 5 daN

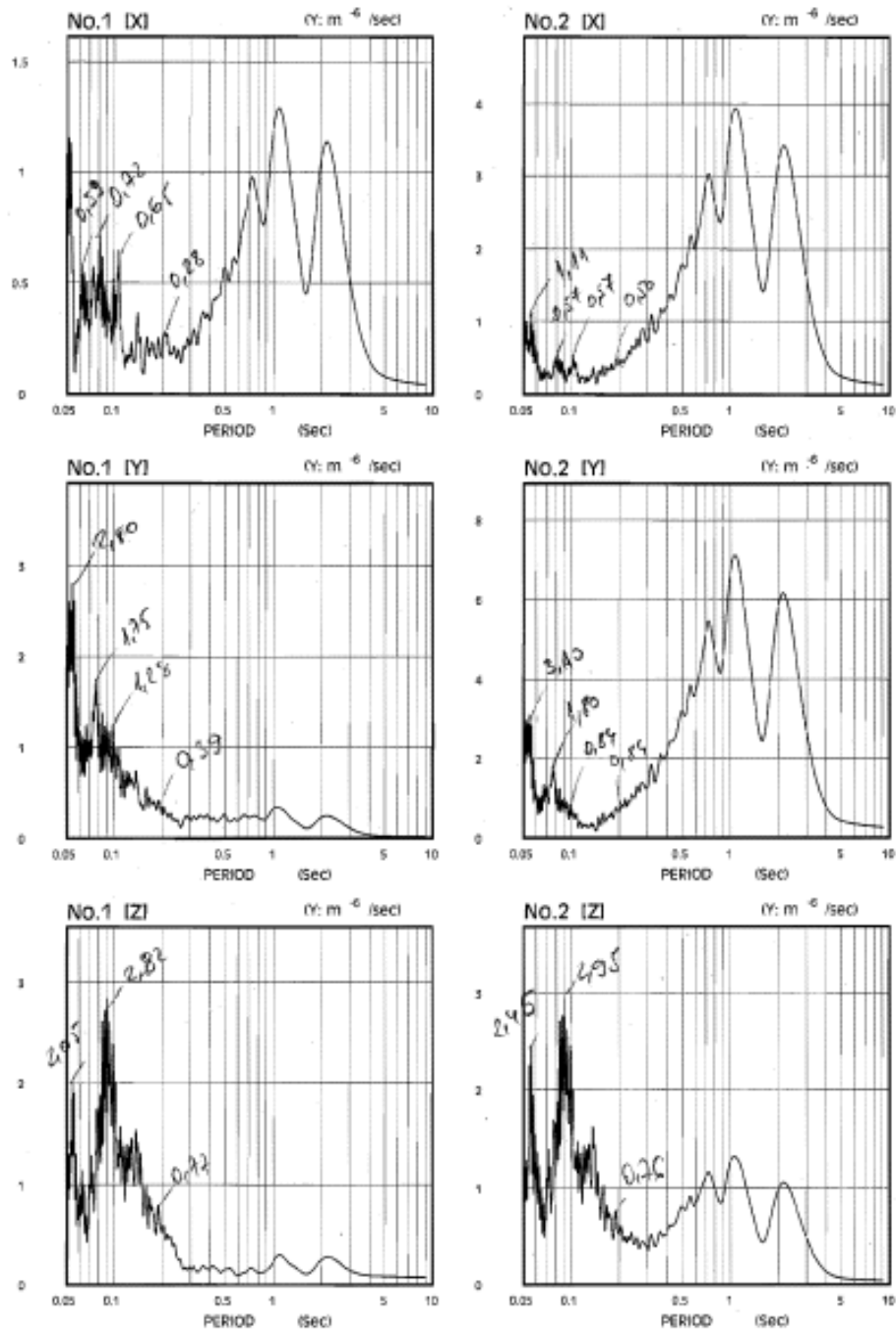


Fig. 0 Fourier Spectrum

Etapa 4 – balast nearmat
Placa vibranta 2 daN

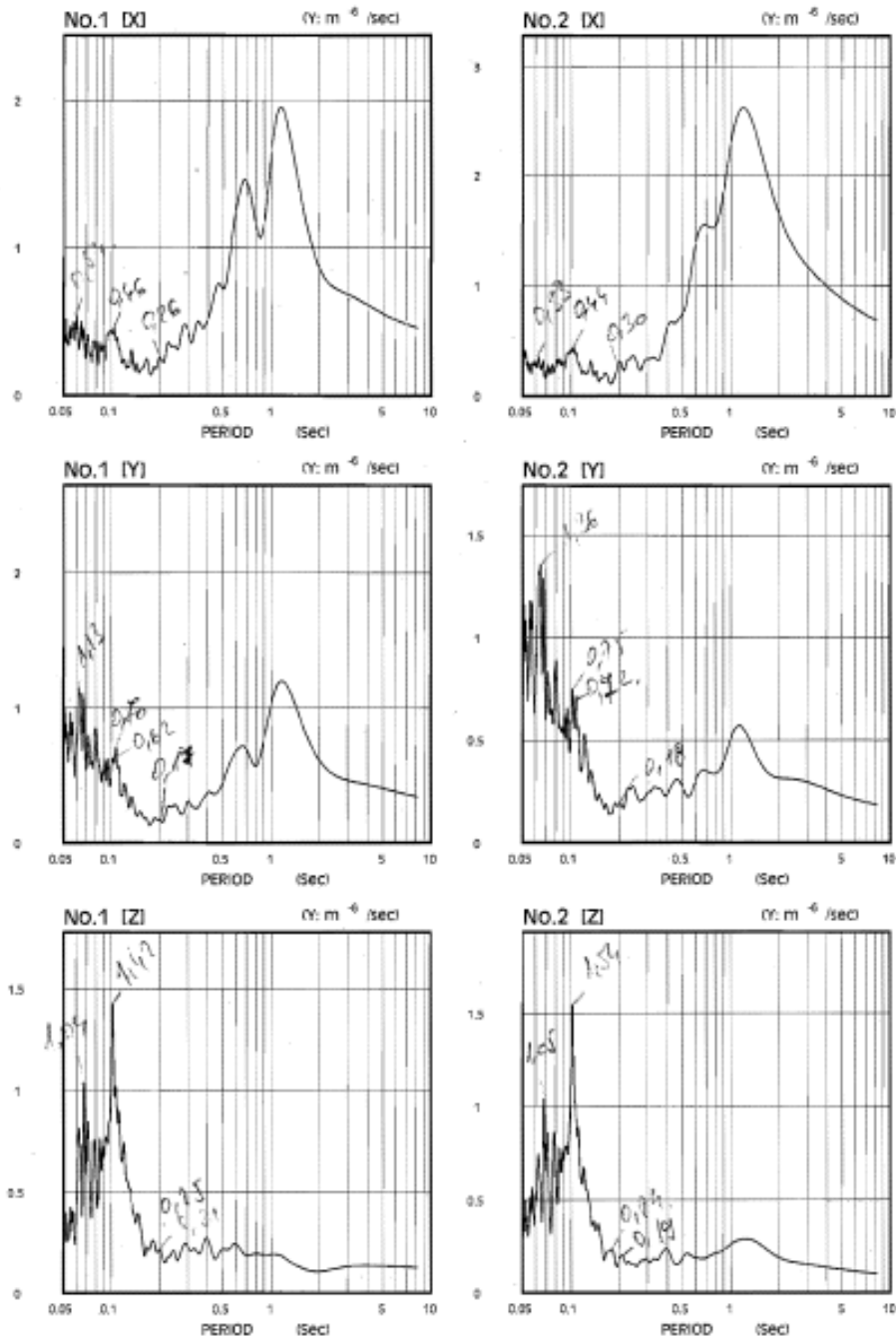


Fig. 0 Fourier Spectram

1111/1-2

Etapa 4 – balast nearmat
Placa vibranta 3 daN

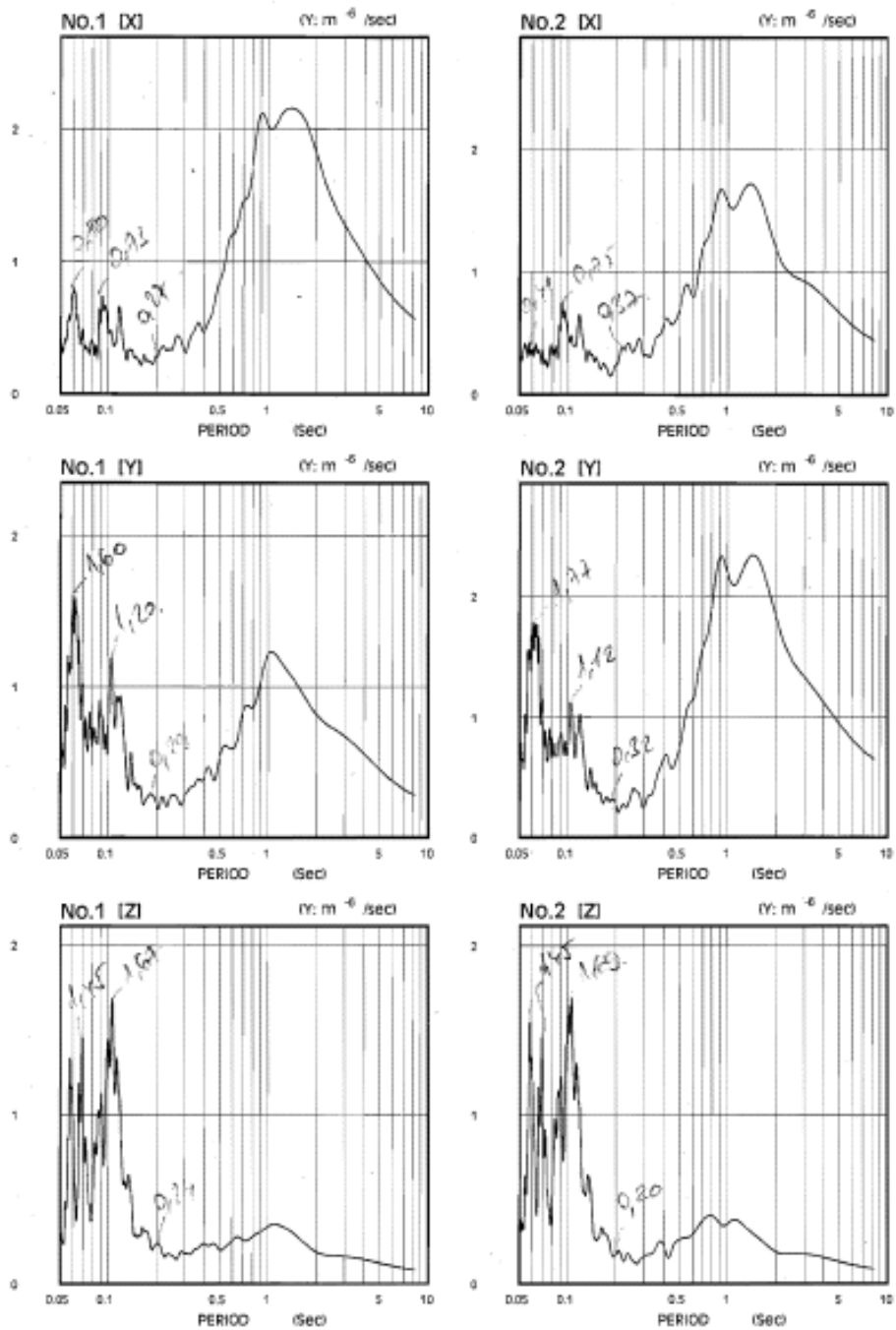


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 4 – balast nearmat
Placa vibranta 4 daN

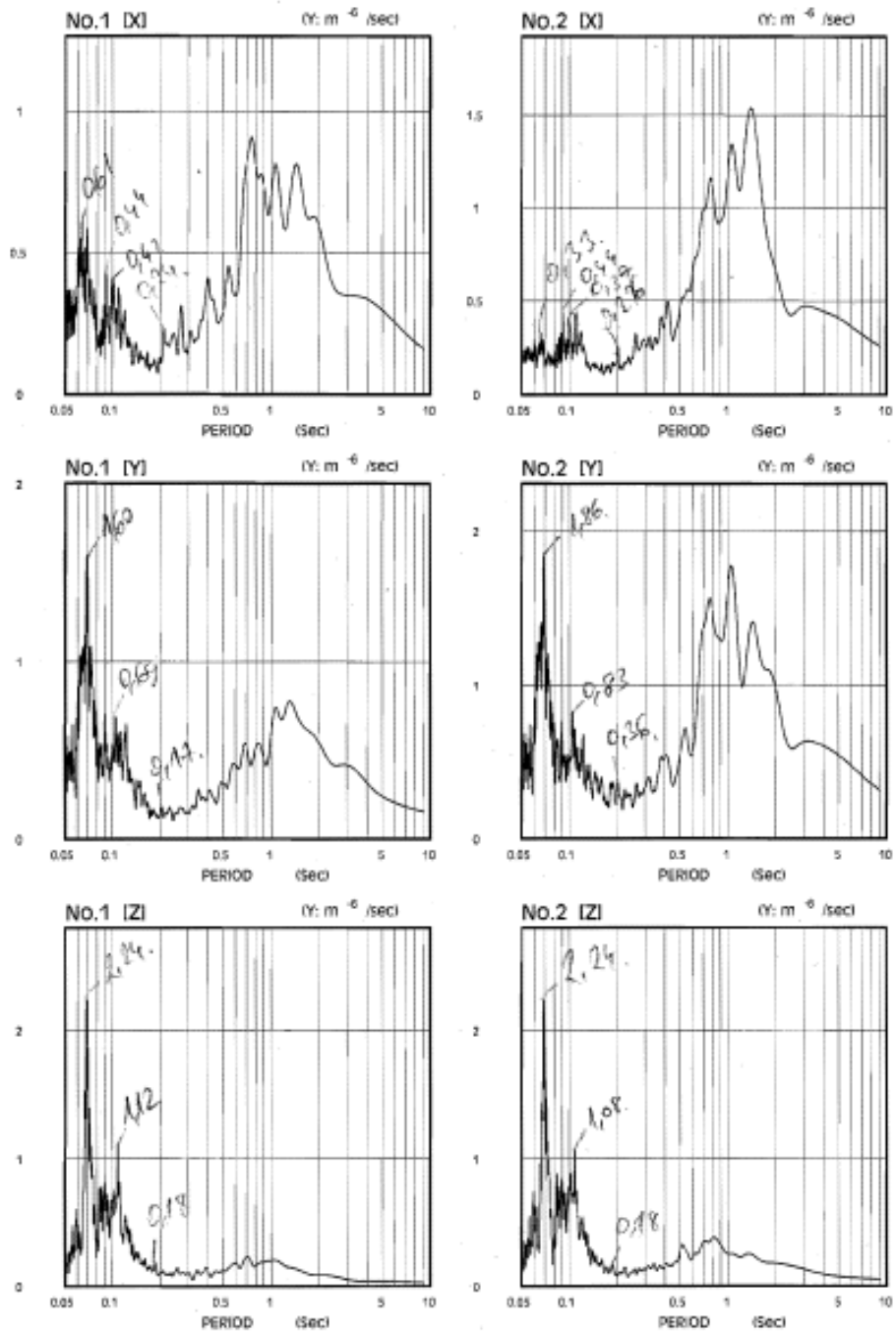


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 4 – balast nearmat
Placa vibranta 5 daN

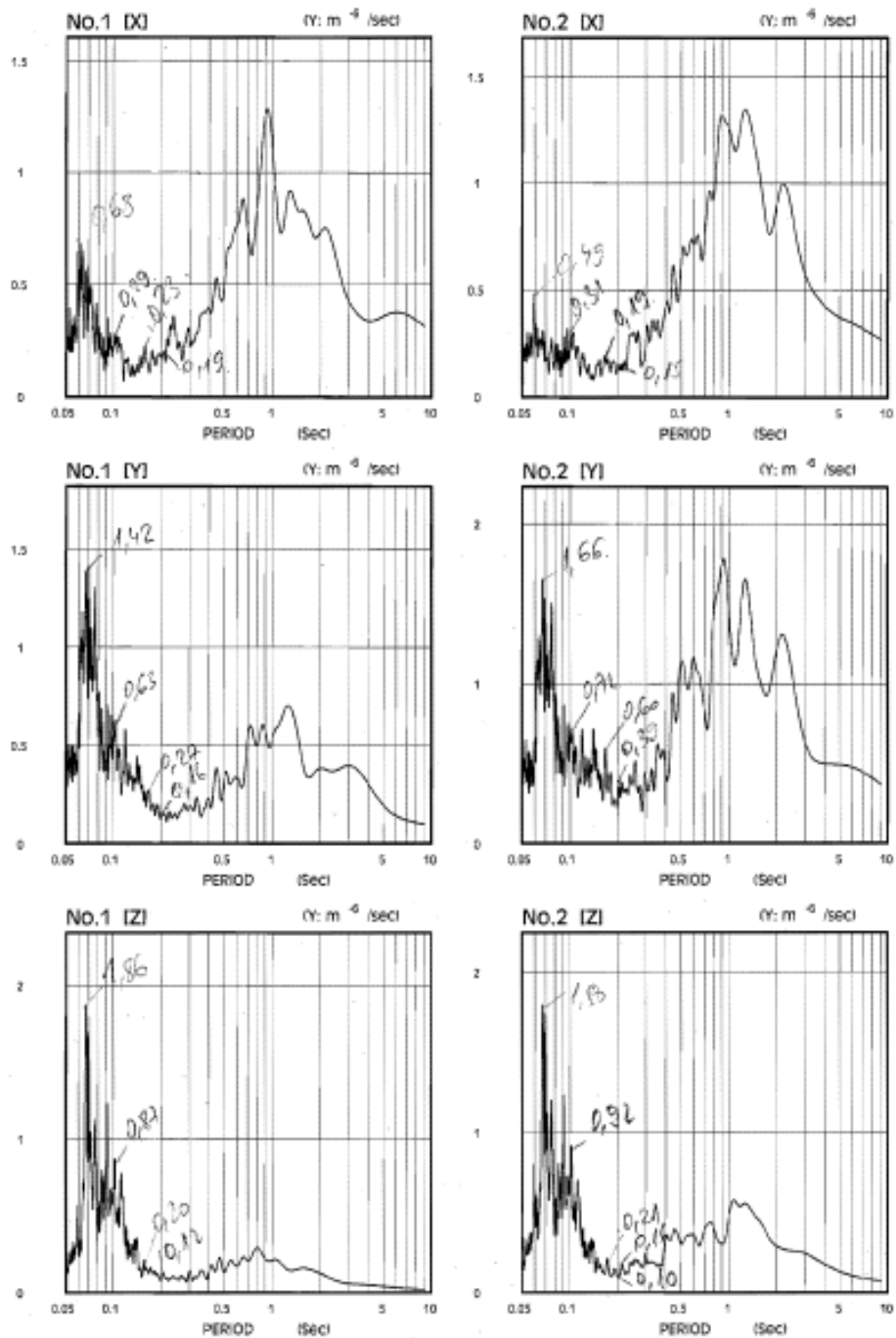


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 8 – balast cu 2 geogriile
Placa vibranta 2 daN

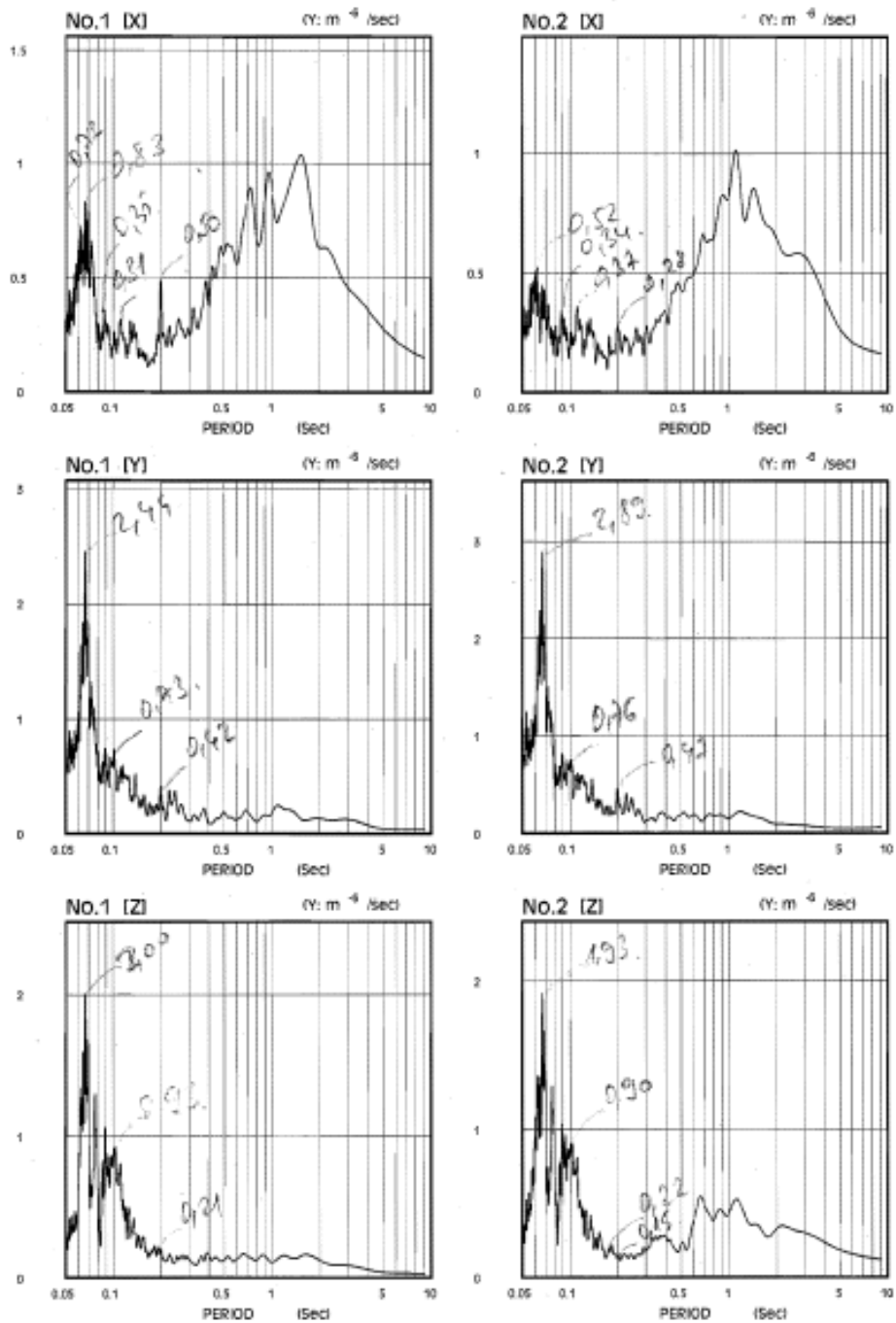


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 8 – balast cu 2 geogriile
Placa vibranta 3 daN

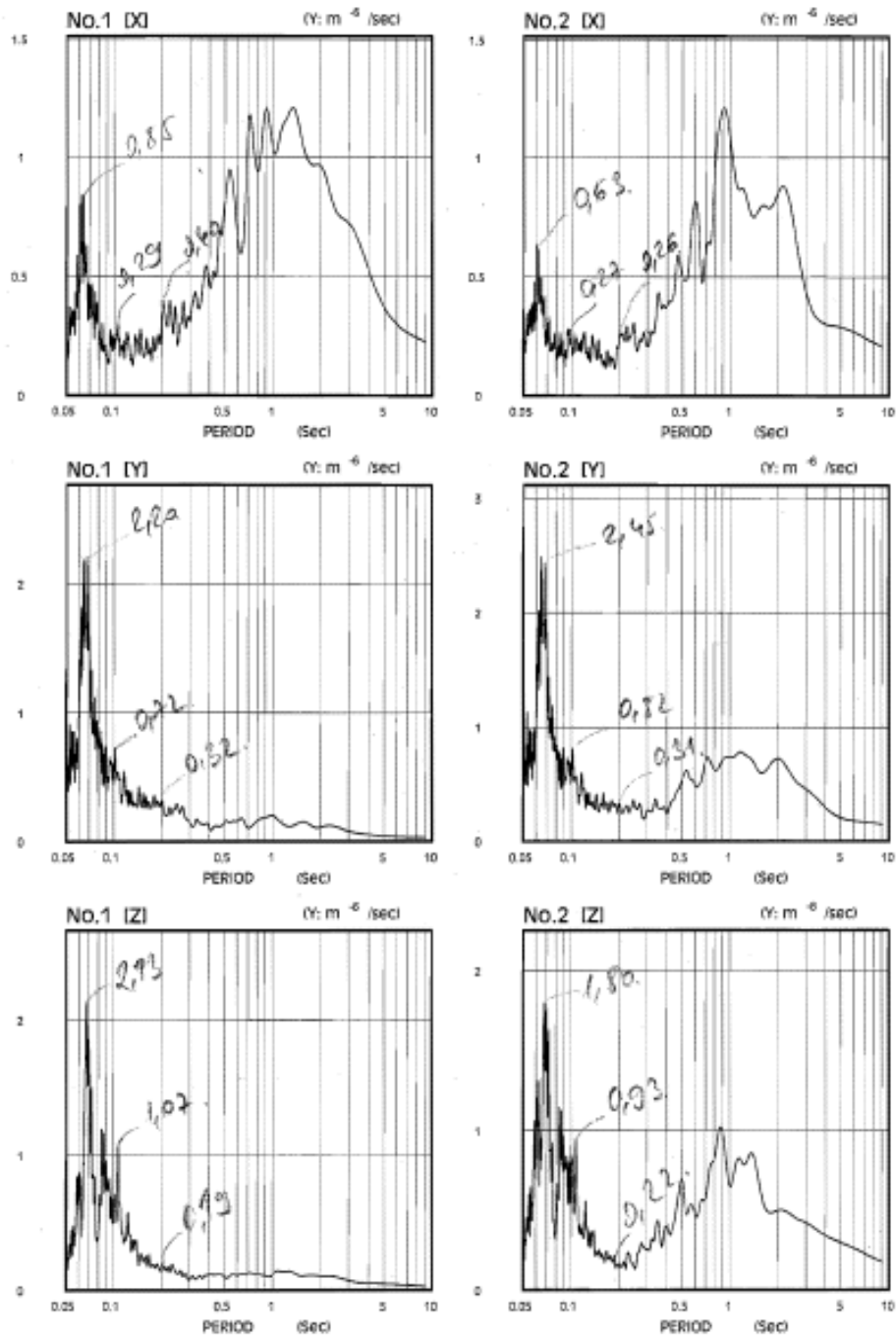


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 8 – balast cu 2 geogriile
Placa vibranta 4 daN

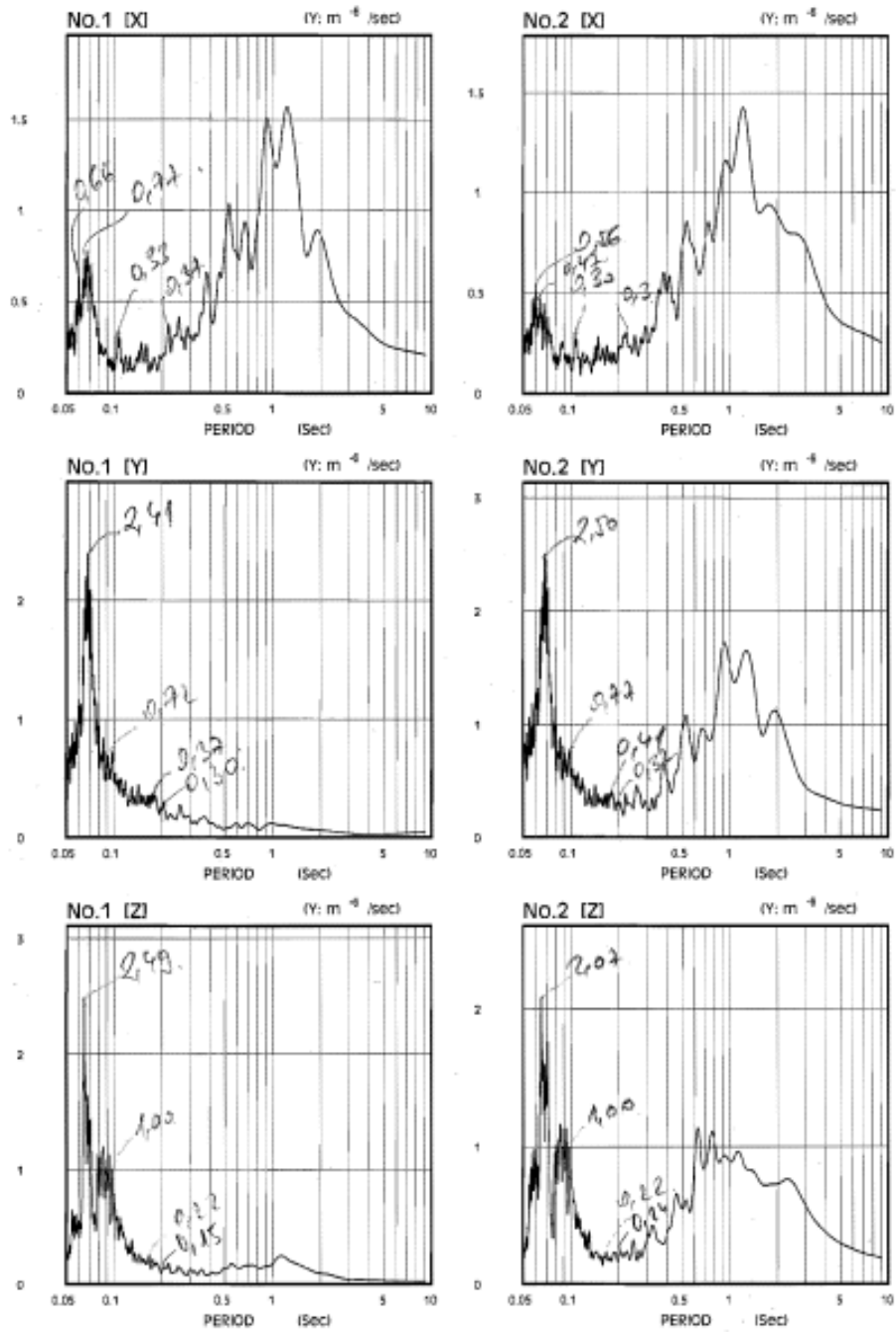


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 8 – balast cu 2 geogriile
Placa vibranta 5 daN

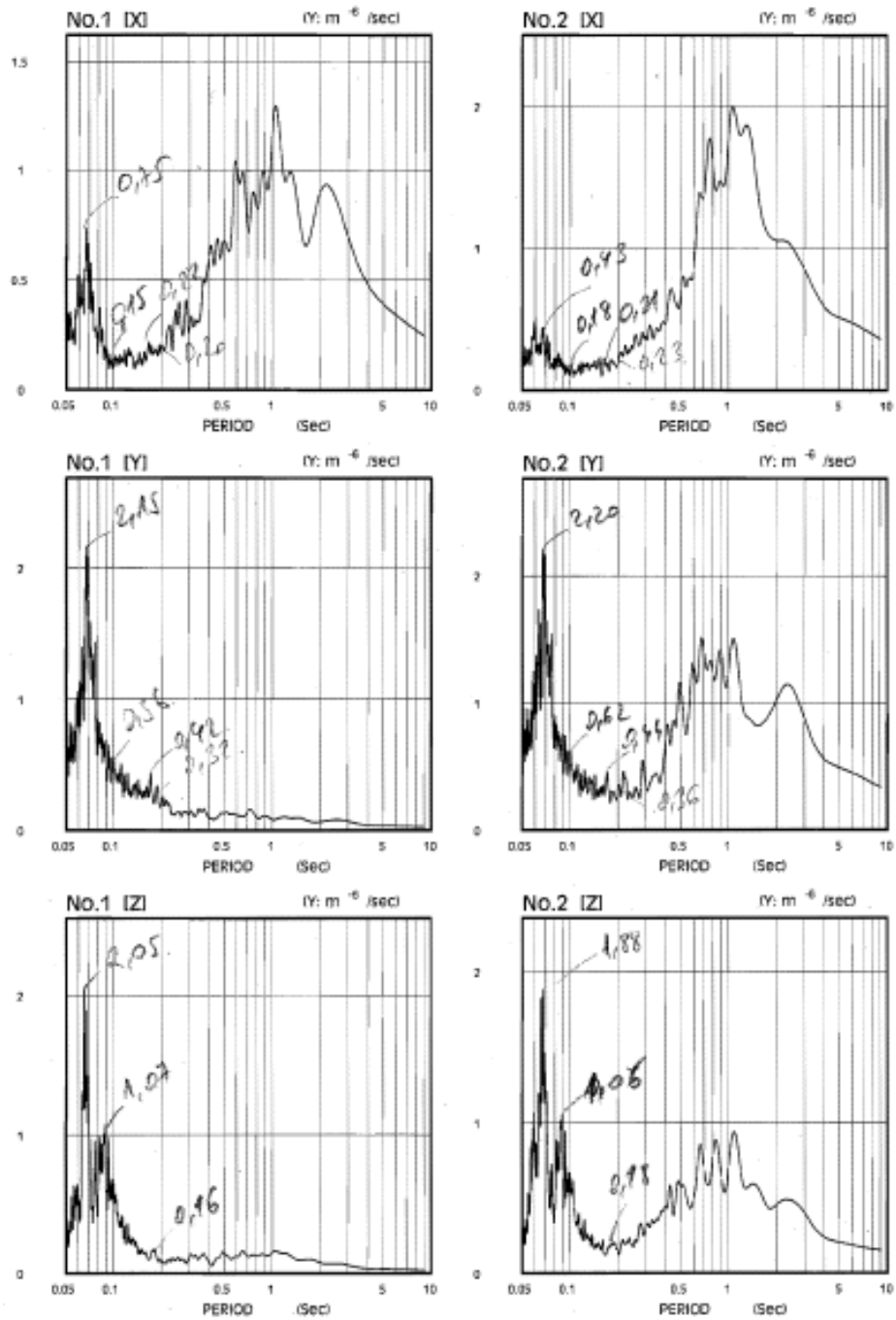


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 12 – balast cu 1 geocelula
Placa vibranta 2 daN

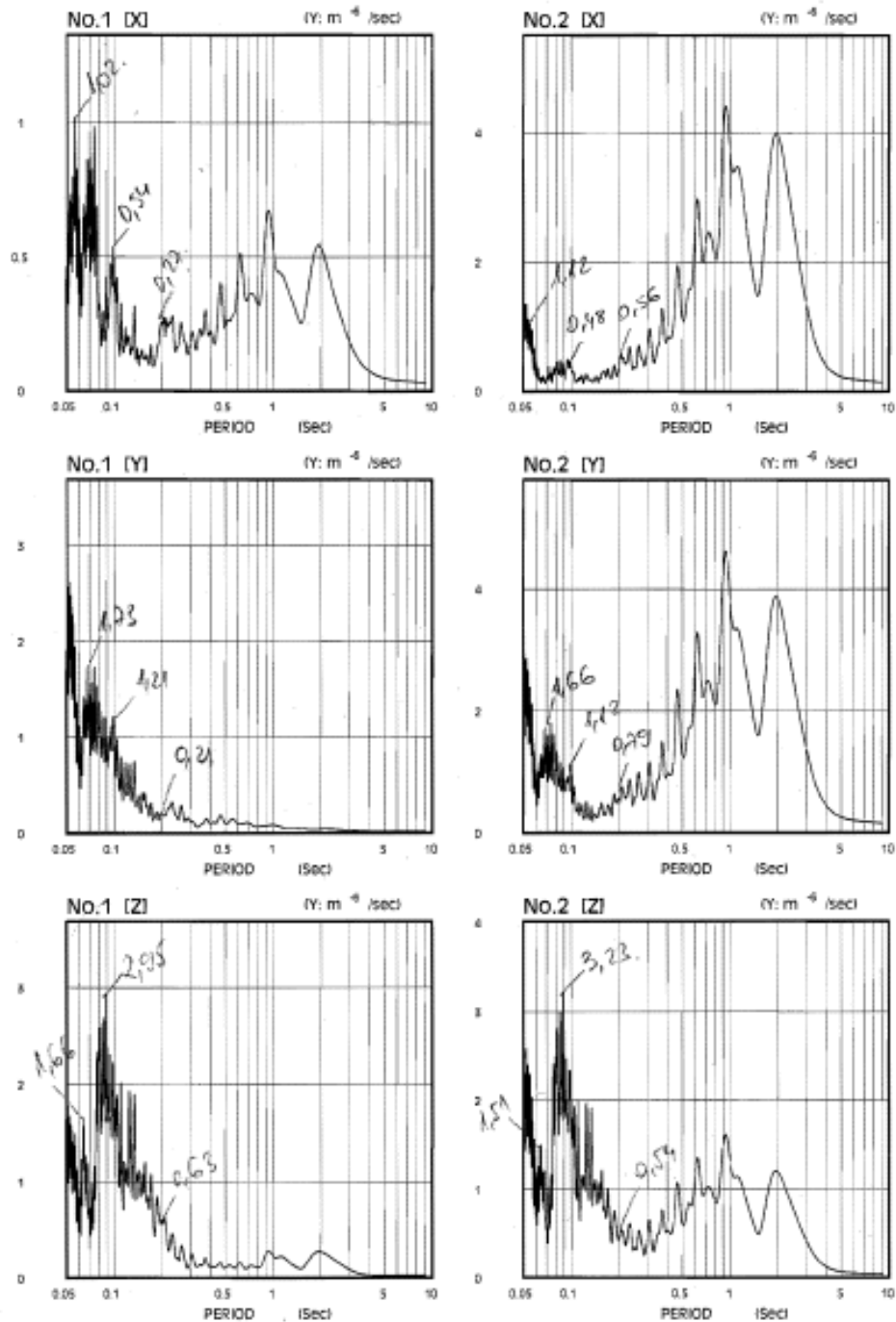


Fig. 0 Fourier Spectrum

Etapa 12 – balast cu 1 geocelula
Placa vibranta 3 daN

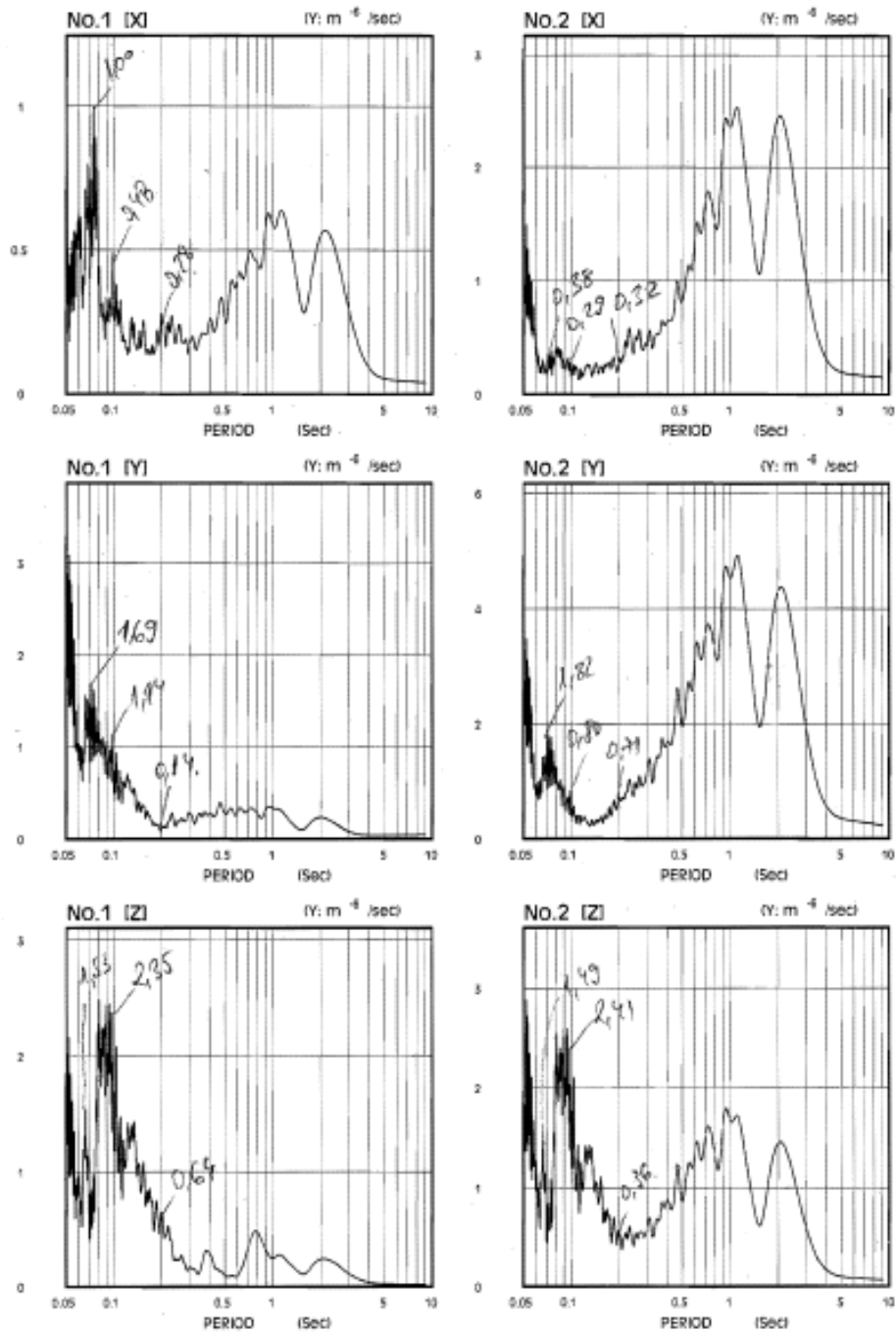


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 12 – balast cu 1 geocelula
Placa vibranta 4 daN

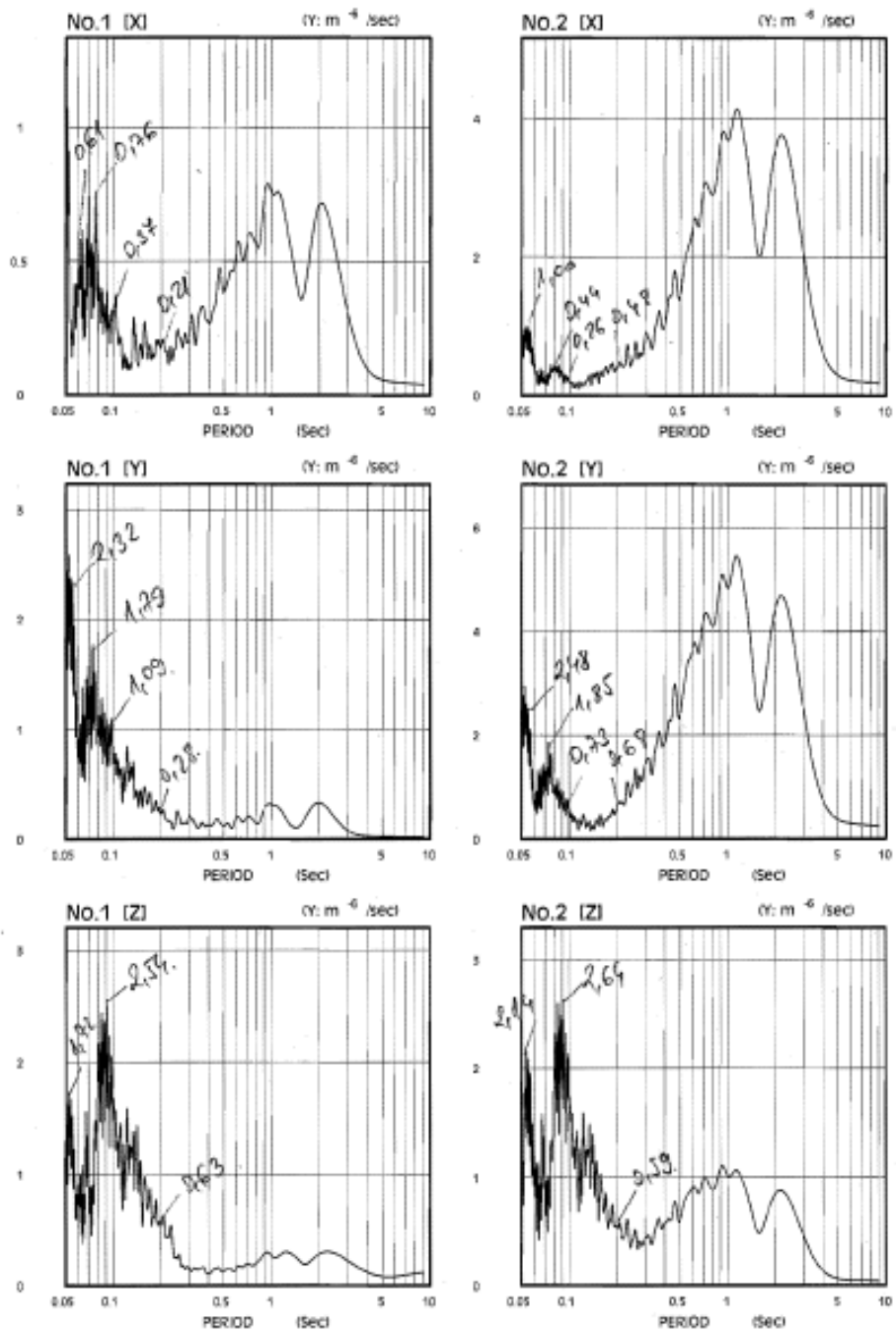


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 12 – balast cu 1 geocelula
Placa vibranta 5 daN

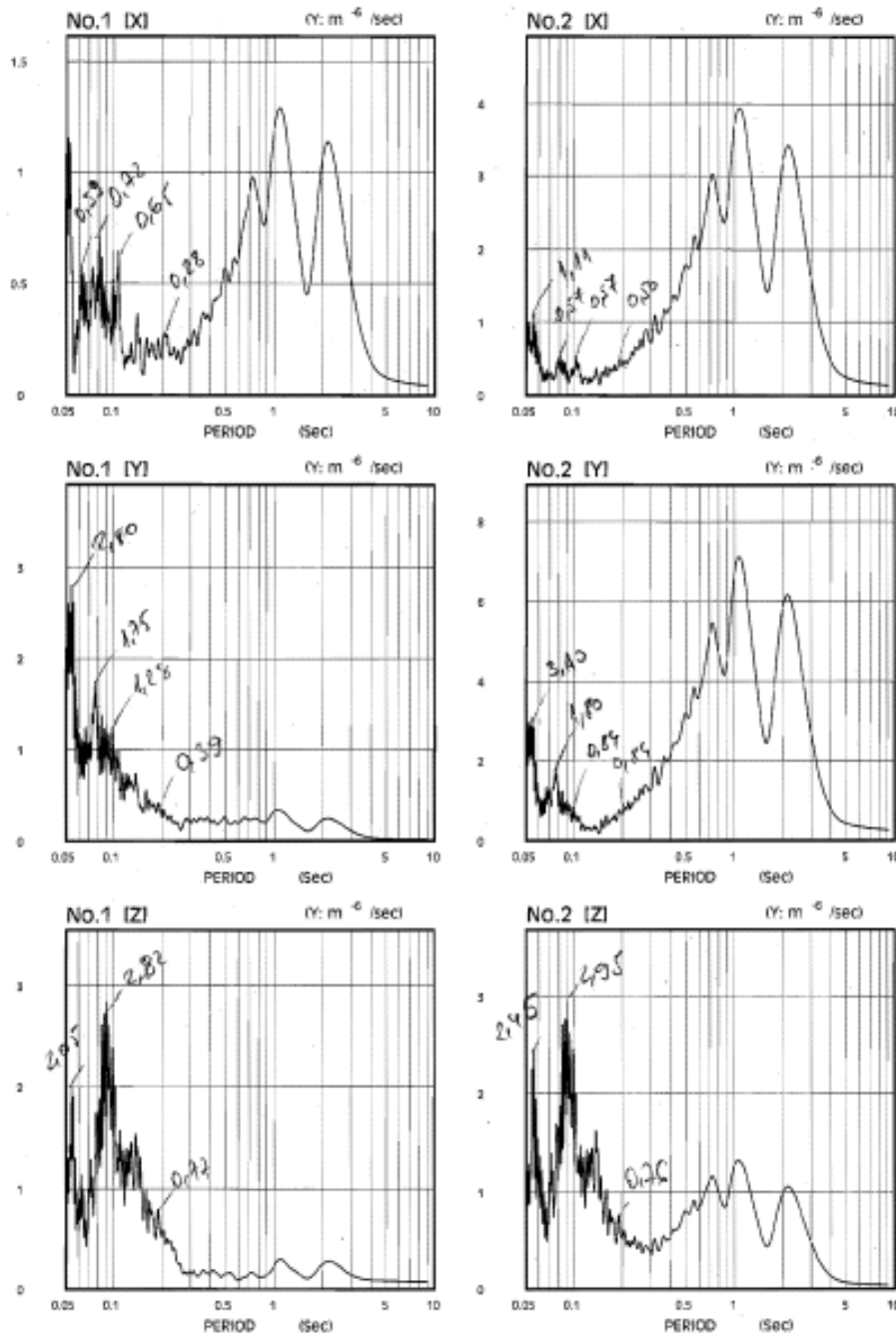


Fig. 0 Fourier spectrum

Etapa 16 – balast cu 2 geocelule
Placa vibranta 2 daN

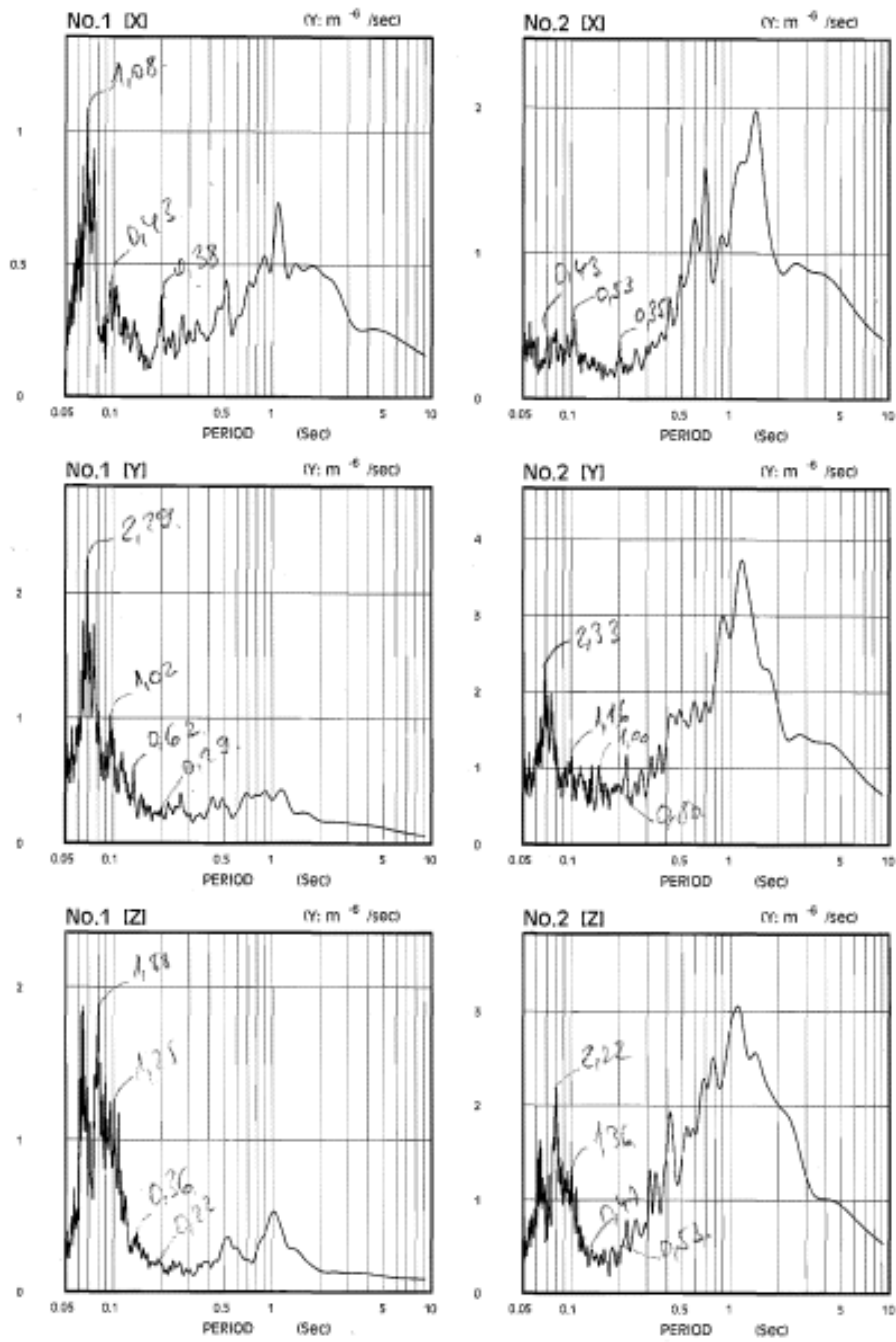


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 16 – balast cu 2 geocelule
Placa vibranta 3 daN

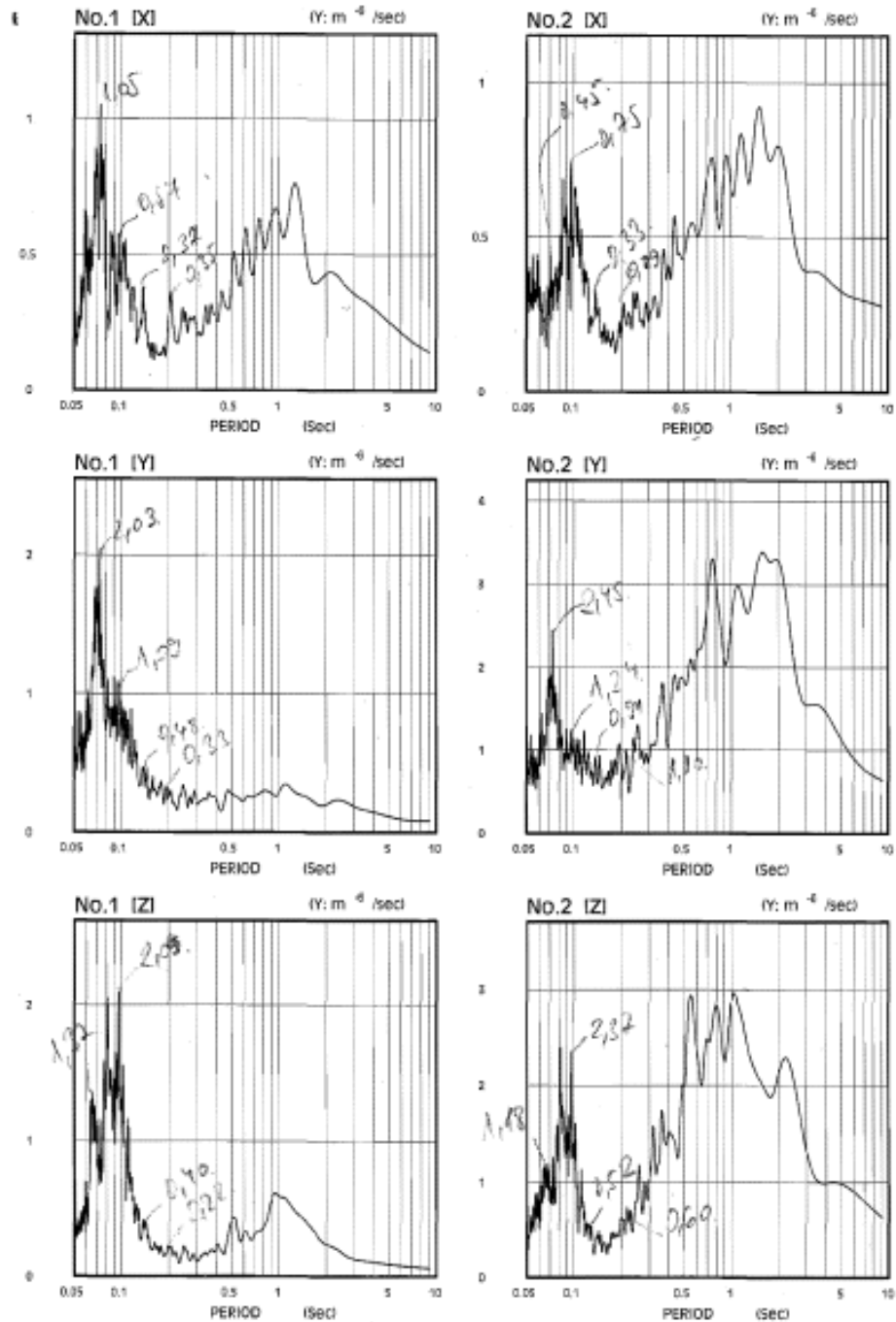


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 16 – balast cu 2 geocelule
Placa vibranta 4 daN

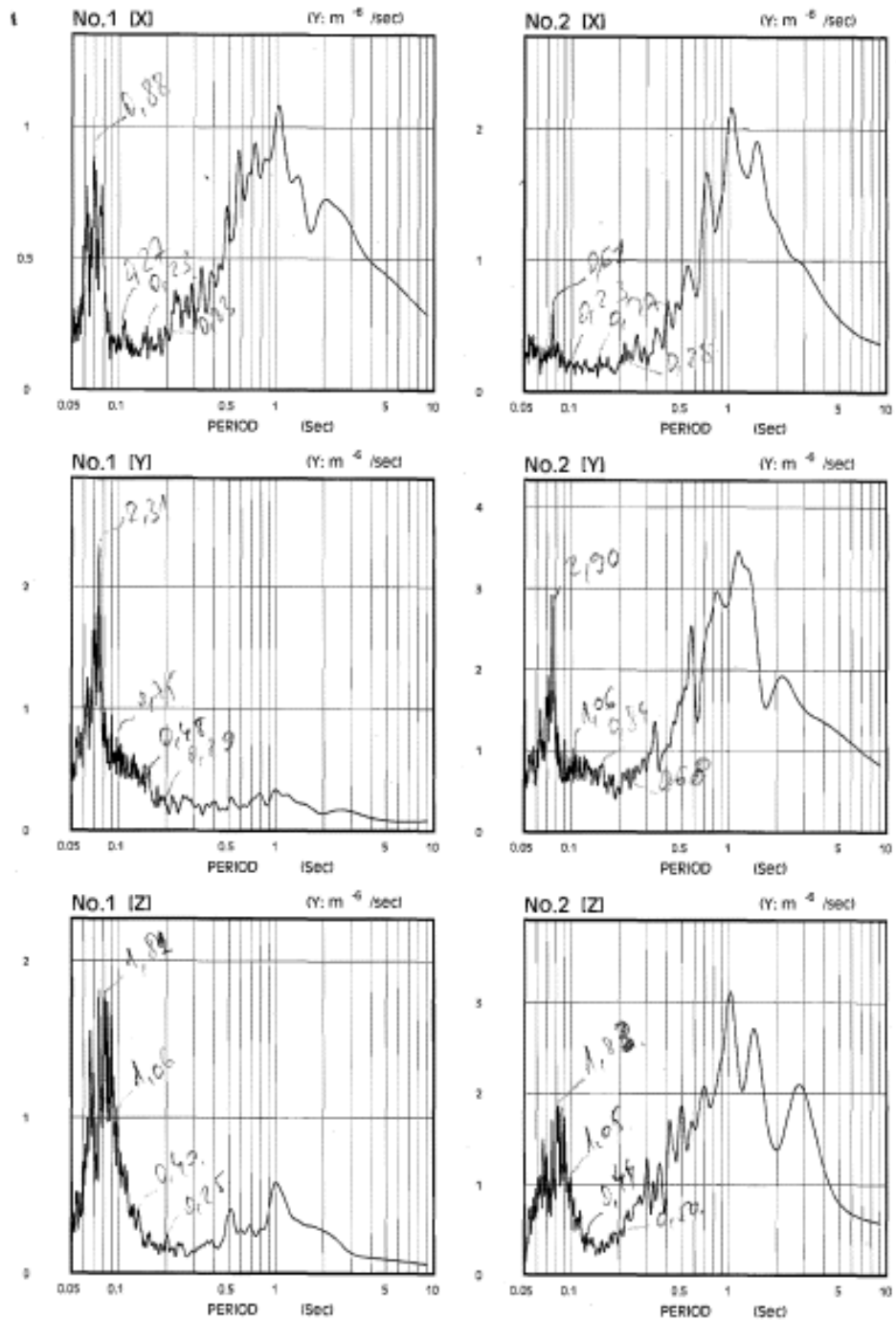


Fig. 0 Fourier Spectram

Etapa 16 – balast cu 2 geocelule
Placa vibranta 5 daN

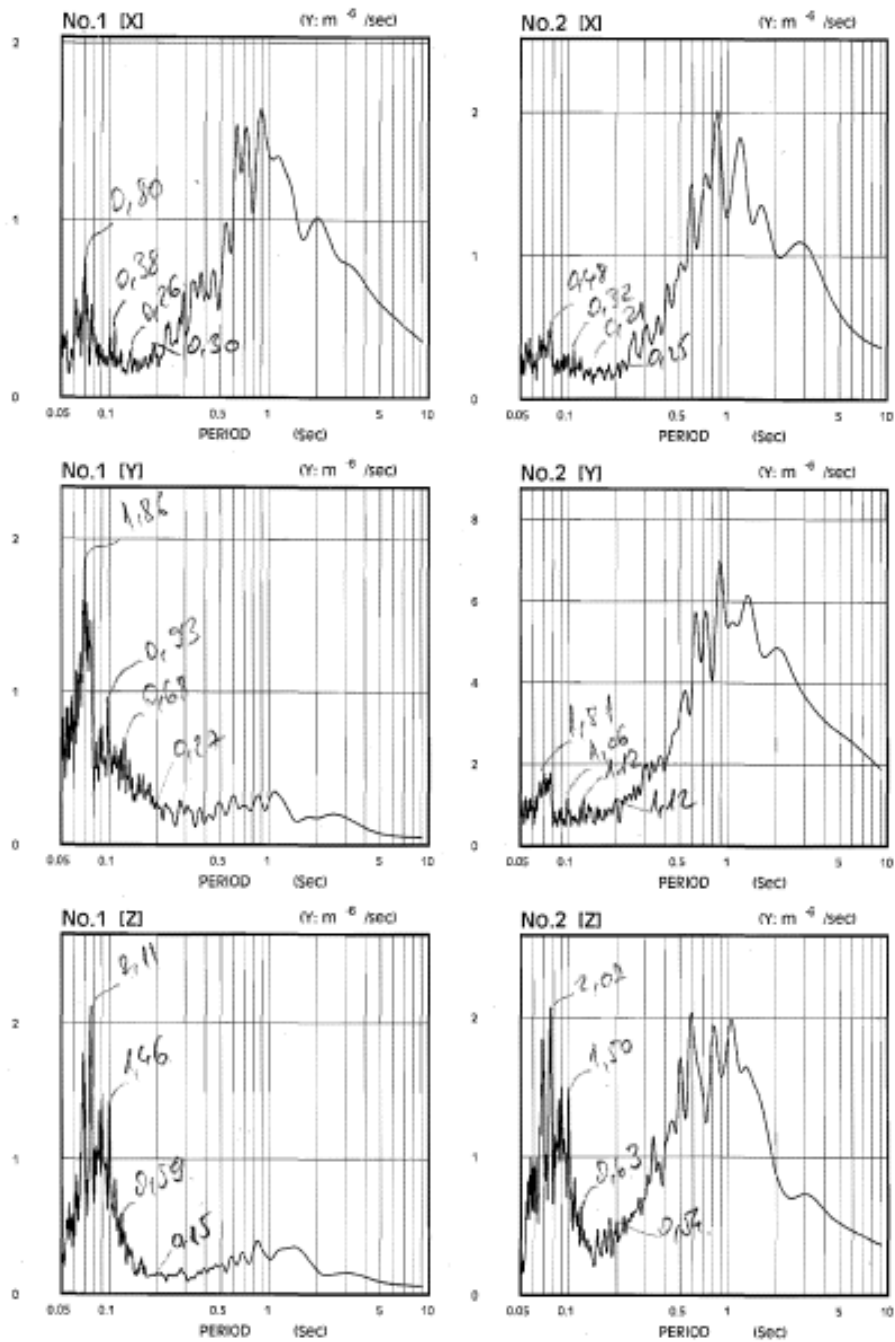


Fig. 0 Fourier Spectram

PREZENTAREA VALORILOR VITEZELOR DE VIBRARE LA PERIOADA PREDOMINANTĂ A ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

Sursa de vibrație - Compactor

încărcare	AX	0			1			2			3			4			5			0			
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	
1	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	F1	3.76	6.31	6.44	2.66	10.86	12.73	1.84	11.41	16.47	2.42	10.85	14.73	3.43	10.43	12.17	5.74	12.03	13.33	1.70	11.70	9.42	
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	F2	4.50	4.14	5.17	1.70	11.72	13.02	1.92	11.19	18.06	2.79	9.60	16.14	2.56	9.73	12.72	2.85	11.25	13.21	3.07	11.46	10.24	
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	TN2	4.35	4.61	6.17	1.91	13.37	10.93	1.59	12.90	11.95	2.07	13.12	9.76	2.35	14.00	7.24	4.19	15.50	9.42	1.24	10.66	14.48	
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	TN1	4.15	3.67	10.40	27.69	27.62	34.61	19.17	24.28	32.19	18.75	16.25	28.75	17.89	16.66	33.23	28.33	21.88	34.18	19.33	16.87	28.65	
T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
G1	6.05	8.92	4.87	1.05	7.85	25.45	3.60	6.12	35.31	4.85	3.75	32.64	6.59	1.55	30.83	9.65	7.17	28.97	2.62	59.47	11.35		
2	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
	F1	1.96	10.27	5.20	3.33	9.86	5.25	3.76	13.15	9.81	3.65	12.12	14.74	3.05	10.10	11.66	3.92	11.17	15.55	3.51	10.22	9.33	
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	F2	2.53	12.50	6.11	1.54	10.48	7.07	1.82	13.17	11.91	1.08	11.20	13.87	0.73	9.54	11.20	1.23	11.25	14.73	2.23	9.66	11.45	
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	TN2	1.07	8.27	10.18	1.65	9.00	10.83	2.10	12.43	14.36	1.79	12.26	6.89	1.55	10.43	6.25	1.63	11.94	7.30	1.00	8.20	14.74	
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	TN1	6.76	6.66	24.35	8.82	7.73	26.05	14.74	9.79	32.33	17.66	15.86	30.32	13.68	11.95	26.84	20.53	22.50	26.48	13.95	21.94	27.22	
T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
G1	1.60	55.00	9.65	2.23	11.82	15.88	2.23	10.60	17.50	2.00	5.71	43.85	1.76	2.88	33.23	3.09	2.12	39.28	4.56	56.00	14.77		

AX	Încărcare	0			1			2			3			4			5			0		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
3	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	F1	2.00	5.95	5.82	2.24	9.73	9.49	1.70	9.41	18.83	2.16	8.06	16.23	2.68	7.91	16.47	3.43	8.19	16.23	2.54	8.18	8.49
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	F2	1.42	5.74	7.26	3.46	8.33	10.96	3.10	10.00	21.32	2.65	8.17	17.50	2.62	8.46	17.50	2.68	7.78	17.23	3.30	8.18	10.00
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	TN2	1.13	6.00	9.97	1.13	11.13	8.44	1.52	11.20	12.64	1.41	10.00	10.42	1.67	10.57	10.00	2.84	10.79	9.88	1.21	9.33	13.53
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	TN1	12.29	15.55	15.90	18.95	23.33	23.54	20.24	18.36	21.53	14.58	15.60	18.12	18.40	19.69	16.96	27.50	31.02	20.55	12.49	13.55	14.20
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	G1	4.88	53.33	8.09	1.97	5.52	28.00	1.86	2.80	41.11	1.78	4.32	36.66	1.30	5.58	37.33	4.58	9.23	30.27	3.55	13.21	10.53
	T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
	F1	1.33	4.15	5.89	1.11	9.49	10.86	1.00	8.25	15.55	1.26	8.26	14.36	1.00	8.50	17.50	1.41	8.17	15.55	1.66	7.88	7.00
T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
F2	1.34	4.14	6.40	2.42	8.30	12.02	2.80	7.50	17.50	2.66	7.23	15.88	2.54	7.65	19.14	2.33	6.88	16.97	2.00	8.05	8.47	
T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
TN2	1.11	4.58	6.14	1.69	9.49	7.59	2.16	8.15	11.25	2.12	9.91	10.00	1.25	9.54	11.70	1.78	9.30	9.34	1.84	8.19	10.98	
T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
TN1	9.41	27.06	9.87	14.70	27.33	16.21	7.11	32.86	9.22	14.36	21.74	17.08	12.59	41.22	12.41	14.00	28.30	12.76	14.55	25.79	17.64	
T	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	
G1	1.66	4.51	6.03	2.45	17.97	28.71	3.06	16.84	32.00	2.73	10.55	29.47	1.51	7.23	28.71	2.60	2.71	25.22	2.22	7.98	9.68	

Sursa de vibrare - Placa vibranta

Încărcare		0									1								
		X			Y			Z			X			Y			Z		
AX																			
		1	T	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06
F1	0.69		0.31	0.39	1.84	0.35	0.62	2.59	0.37	0.18	0.30	0.13	0.23	0.61	0.27	0.17	0.41	0.35	0.17
T	0.065		0.1	0.21	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.21	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.058	0.095	0.2
F2	1.08		0.28	0.38	2.26	0.43	0.28	2.07	0.42	0.15	0.23	0.10	0.21	0.78	0.31	0.20	0.48	0.37	0.16
T	0.065		0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.058	0.095	0.2
TN2	1.18		0.33	0.37	2.68	0.55	1.57	2.82	0.42	0.45	0.32	0.17	0.20	0.62	0.40	0.35	0.65	0.33	0.15
T	0.07		0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
TN1	6.79		5.28	12.45	8.88	7.77	21.11	3.70	2.22	3.88	1.66	2.22	8.89	4.19	2.58	4.33	0.85	0.73	2.37
2	T	0.07	0.1	0.18	0.07	0.1	0.21	0.065	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.055	0.09	0.19	0.075	0.095	0.19
	G1	1.43	0.34	0.17	19.31	0.70	2.10	2.36	0.41	0.14	0.31	0.10	0.30	1.08	0.57	0.43	0.91	0.61	0.17
	T	0.055	0.09	0.2	0.065	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19	0.07	0.11	0.2	0.065	0.09	0.19
	F1	0.55	0.34	0.10	1.06	0.35	0.14	1.04	0.39	0.09	1.21	0.21	0.24	2.65	0.53	0.44	2.43	1.13	0.22
	T	0.055	0.09	0.2	0.065	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.07	0.11	0.2	0.065	0.09	0.19
	F2	0.71	0.31	0.10	1.29	0.30	0.16	0.94	0.45	0.08	0.70	0.19	0.22	3.66	0.66	0.46	2.07	1.29	0.22
	T	0.06	0.09	0.2	0.06	0.09	0.19	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19	0.07	0.11	0.2	0.065	0.09	0.19
	TN2	0.31	0.31	0.21	0.93	0.36	0.43	1.31	0.40	0.20	0.84	0.35	1.20	2.14	1.00	1.18	3.64	1.00	0.68
T	0.06	0.09	0.2	0.065	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2	0.065	0.09	0.19	
TN1	2.00	2.66	5.33	3.70	4.44	6.66	1.33	1.27	2.00	6.00	9.00	30.00	10.20	13.26	31.63	2.77	2.96	5.18	
T	0.055	0.09	0.2	0.06	0.09	0.29	0.065	0.1	0.29	0.07	0.12	0.19	0.07	0.085	0.2	0.07	0.09	0.19	
G1	2.17	0.50	0.11	4.52	0.32	7.22	1.20	0.41	0.40	2.10	0.36	0.46	3.84	2.05	0.98	4.07	2.68	0.32	

Încărcare	0									1									
	X			Y			Z			X			Y			Z			
	AX																		
3	T	0.06	0.1	0.19	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.095	0.2
	F1	0.94	0.26	0.41	1.89	0.54	0.40	2.15	0.44	0.15	0.97	0.24	0.43	2.29	0.68	0.33	1.88	0.83	0.19
	T	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.095	0.2
	F2	0.59	0.27	0.26	2.28	0.76	0.81	1.93	0.46	0.22	0.52	0.23	0.30	2.44	0.87	1.02	1.69	0.90	0.32
	T	0.06	0.1	0.2	0.065	0.01	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
	TN2	0.68	0.34	0.52	2.33	0.87	0.53	2.57	0.55	0.48	0.75	0.52	0.80	2.34	1.00	0.65	3.05	0.80	0.80
	T	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.095	0.2
	TN1	4.90	8.82	19.61	14.51	12.09	22.58	6.98	4.52	5.85	7.14	11.22	25.51	19.67	18.85	17.21	5.59	6.10	5.42
T	0.06	0.1	0	0.07	0.1	0.3	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.07	0.09	0.2	
G1	2.15	0.31	0.20	6.34	0.68	1.83	2.47	0.47	0.13	1.08	0.42	0.79	2.87	1.20	0.83	4.00	1.67	0.64	
4	T	0.055	0.11	0.2	0.065	0.11	0.2	0.065	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2
	F1	0.25	0.31	0.11	0.71	0.34	0.18	0.64	0.58	0.14	0.79	0.34	0.40	2.66	0.81	0.40	2.13	1.19	0.23
	T	0.055	0.11	0.2	0.065	0.11	0.2	0.065	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2
	F2	0.19	0.31	0.11	0.83	0.39	0.17	0.64	0.56	0.13	0.52	0.37	0.34	2.52	0.84	0.77	1.87	1.34	0.20
	T	0.055	0.11	0.2	0.07	0.11	0.2	0.07	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN2	0.23	0.37	0.15	0.81	0.45	0.20	0.85	0.50	0.13	0.85	0.48	1.31	2.06	1.06	1.00	3.64	1.36	1.40
	T	0.06	0.11	0.2	0.065	0.11	0.2	0.065	0.11	0.2	0.06	0.1	0.21	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN1	1.80	3.26	4.00	5.55	4.72	5.55	2.33	1.48	1.85	18.48	13.04	30.43	22.22	26.66	66.66	7.57	5.00	7.57
T	0.055	0.11	0.3	0.06	0.11	0.3	0.065	0.11	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	
G1	0.46	0.48	0.32	2.95	0.18	2.79	0.71	0.45	0.14	1.14	0.48	0.55	8.27	1.03	1.20	3.50	1.81	0.22	

Anexa 337

încărcare	2									3									
	AX	X			Y			Z			X			Y			Z		
1	T	0.06	0.1	0.2	0.065	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2
	F1	0.54	0.46	0.26	1.13	0.70	0.17	1.04	1.42	0.21	0.80	0.73	0.27	1.60	1.20	0.29	1.45	1.67	0.24
	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.06	0.09	0.21	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	F2	0.33	0.44	0.30	1.36	0.72	0.18	1.05	1.54	0.19	0.41	0.75	0.37	1.77	1.12	0.32	1.45	1.69	0.20
	T	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
	TN2	0.59	0.59	0.56	1.37	0.91	0.63	1.37	1.30	0.39	0.82	0.95	0.68	1.55	1.48	0.77	2.23	1.45	0.54
	T	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
TN1	3.57	4.28	11.43	7.14	7.14	15.00	2.96	1.48	3.70	5.95	7.14	22.62	14.86	8.10	17.57	2.50	2.50	4.75	
T	0.065	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.065	0.11	0.2	
G1	0.43	0.34	0.37	1.77	1.03	0.51	1.79	2.11	0.21	0.75	0.78	0.48	2.44	1.33	0.42	3.29	2.47	0.20	
2	T	0.06	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2
	F1	0.73	0.35	0.50	2.44	0.73	0.42	2.00	0.93	0.21	0.85	0.29	0.40	2.20	0.72	0.32	2.13	1.07	0.19
	T	0.06	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2
	F2	0.52	0.34	0.28	2.89	0.76	0.47	1.93	0.90	0.15	0.63	0.27	0.26	2.45	0.82	0.31	1.80	0.93	0.22
	T	0.06	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.06	0.1	0.19	0.06	0.1	0.19	0.07	0.11	0.2
	TN2	0.79	0.55	0.76	2.16	1.05	1.10	2.84	0.90	0.66	1.04	0.48	0.80	2.00	1.11	1.11	2.21	0.90	0.76
	T	0.06	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2
TN1	3.84	5.77	21.15	15.48	15.48	28.57	2.80	3.40	4.20	6.25	7.14	20.53	19.44	15.27	27.78	3.38	3.73	5.08	
T	0.06	0.09	0.2	0.065	0.095	0.22	0.075	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.11	0.2	
G1	0.72	0.36	0.55	2.19	1.27	1.17	2.95	1.34	0.21	0.73	0.34	0.46	3.50	0.80	0.70	3.86	1.52	0.14	

încărcare	2									3									
	X			Y			Z			X			Y			Z			
	AX	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z			
3	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.08	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2	0.065	0.095	0.2
	F1	1.08	0.43	0.38	2.29	1.02	0.29	1.88	1.25	0.22	1.05	0.57	0.35	2.03	1.09	0.33	1.37	2.09	0.22
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.08	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2	0.065	0.095	0.2
	F2	0.43	0.53	0.35	2.33	1.16	0.80	2.22	1.36	0.53	0.45	0.75	0.89	2.45	1.24	1.10	1.18	2.37	0.60
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2
	TN2	0.71	0.75	0.96	2.17	1.26	0.61	3.21	1.28	0.75	0.65	0.89	0.86	2.36	1.43	0.71	2.68	2.05	0.70
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2
TN1	10.71	11.90	23.81	26.72	18.96	23.27	9.64	6.96	7.50	11.84	13.25	27.63	27.50	18.75	3.12	10.00	6.25	6.45	
T	0.065	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.08	0.1	0.2	0.07	0.095	0.02	0.07	0.095	0.2	0.075	0.095	0.2	
G1	0.79	0.56	0.84	2.41	1.00	0.67	5.84	1.79	0.31	0.79	0.66	0.63	4.66	1.22	0.70	5.89	3.26	0.37	
4	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.065	0.1	0.19
	F1	0.86	0.31	0.35	2.80	0.77	0.35	1.87	0.97	0.28	0.63	0.23	0.35	2.15	0.65	0.38	2.43	0.91	0.17
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.065	0.1	0.19
	F2	0.47	0.26	0.27	2.68	0.88	0.63	1.69	1.02	0.28	0.44	0.18	0.32	2.11	0.60	0.56	2.20	0.91	0.16
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	0.065	0.1	0.19
	TN2	0.78	0.43	1.07	2.09	1.20	0.98	5.96	1.26	1.22	0.70	0.35	1.05	1.65	0.81	0.98	3.53	1.09	1.00
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.019	0.065	0.1	0.2
TN1	14.70	14.70	26.27	22.73	31.82	54.54	5.59	5.25	6.78	14.28	16.66	34.52	27.90	27.90	53.48	6.66	6.17	8.17	
T	0.07	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.075	0.1	0.19	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.23	0.075	0.1	0.19	
G1	0.77	0.37	0.70	5.18	1.11	1.11	5.04	1.36	0.32	0.52	0.31	0.62	4.28	0.85	1.28	3.36	1.24	0.21	

Încărcare	4										5								
	AX	X			Y			Z			X			Y			Z		
1	T	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.19	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	F1	0.61	0.42	0.24	1.60	0.69	0.17	2.24	1.12	0.18	0.68	0.29	0.19	1.42	0.63	0.16	1.86	0.87	0.12
	T	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.19	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	F2	0.33	0.37	0.26	1.86	0.83	0.36	2.24	1.08	0.18	0.49	0.31	0.15	1.66	0.72	0.39	1.80	0.92	0.10
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN2	0.78	0.59	0.71	1.77	1.30	0.76	1.80	1.00	0.40	0.90	0.47	0.95	1.58	0.95	0.90	1.70	0.92	0.47
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN1	3.77	4.77	14.51	16.32	9.18	12.24	2.32	3.26	3.84	5.26	7.89	16.66	18.10	12.93	18.10	3.20	4.00	4.80
T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.11	0.2	0.08	0.11	0.2	0.085	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	
G1	0.52	0.42	0.22	2.27	0.86	0.36	3.64	1.53	0.13	0.75	0.37	0.38	3.52	0.59	0.11	3.36	1.18	0.12	
2	T	0.065	0.11	0.21	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19	0.065	0.09	0.19
	F1	0.77	0.33	0.37	2.41	0.72	0.30	2.49	1.00	0.15	0.75	0.15	0.20	2.15	0.56	0.32	2.05	1.07	0.16
	T	0.065	0.11	0.21	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.09	0.19
	F2	0.47	0.30	0.30	2.50	0.77	0.32	2.07	1.00	0.24	0.43	0.18	0.23	2.20	0.62	0.36	1.88	1.06	0.18
	T	0.07	0.1	0.21	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.07	0.09	0.19
	TN2	0.93	0.34	0.83	1.90	1.02	1.30	2.80	1.05	0.42	0.77	0.33	0.61	1.68	1.00	1.21	2.87	0.87	0.46
	T	0.065	0.11	0.21	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19	0.065	0.09	0.19
	TN1	8.65	8.65	26.92	18.75	20.00	25.00	4.61	4.04	6.15	8.33	10.71	25.00	19.44	18.05	27.77	3.74	3.52	5.29
T	0.065	0.11	0.21	0.07	0.095	0.26	0.065	0.08	0.2	0.065	0.1	0.26	0.075	0.095	0.28	0.065	0.09	0.19	
G1	0.82	0.42	0.34	3.80	0.85	0.80	3.06	3.39	0.21	0.73	0.19	0.35	3.66	0.86	0.53	2.66	1.95	0.17	

Încărcare	4										5								
	AX	X			Y			Z			X	Y			Z				
3	T	0.07	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	0.08	0.1	0.2	0.07	0.11	0.19	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2
	F1	0.88	0.27	0.23	2.31	0.75	0.29	1.81	1.06	0.25	0.80	0.38	0.30	1.86	0.93	0.27	2.11	1.46	0.15
	T	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.08	0.1	0.2	0.075	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2
	F2	0.61	0.23	0.28	2.90	1.06	0.68	1.83	1.05	0.50	0.48	0.32	0.25	1.81	1.06	1.12	2.07	1.50	0.54
	T	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2	0.07	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN2	0.65	0.37	0.63	2.80	1.25	0.55	2.57	1.07	0.58	0.56	0.42	0.45	1.77	1.32	0.66	3.14	1.39	0.97
	T	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
TN1	10.20	14.28	20.41	27.27	25.00	32.95	9.27	7.97	5.50	7.41	9.26	20.37	26.66	21.66	25.83	14.36	8.73	7.27	
T	0.07	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.11	0.2	0.075	0.095	0.28	0.075	0.1	0.2	
G1	0.65	0.38	0.54	8.23	0.51	0.67	5.60	1.60	0.50	0.81	0.33	0.29	6.59	0.88	1.00	4.39	1.88	0.23	
4	T	0.06	0.1	0.21	0.07	0.1	0.19	0.065	0.11	0.2	0.06	0.11	0.21	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19
	F1	0.41	0.19	0.25	1.31	0.46	0.33	1.17	0.57	0.14	0.58	0.56	0.23	1.50	0.81	0.33	1.98	1.36	0.25
	T	0.06	0.1	0.21	0.07	0.1	0.19	0.065	0.11	0.2	0.06	0.11	0.21	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19
	F2	0.32	0.18	0.22	1.35	0.50	0.44	1.17	0.54	0.11	0.43	0.60	0.28	1.96	0.88	0.52	2.20	1.41	0.27
	T	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.19	0.07	0.11	0.2	0.06	0.11	0.21	0.07	0.11	0.2	0.074	0.1	0.19
	TN2	0.44	0.29	0.53	1.13	0.67	0.64	1.97	0.62	0.88	0.68	0.93	0.63	1.64	1.18	0.66	2.23	1.37	0.86
	T	0.06	0.1	0.21	0.07	0.1	0.19	0.07	0.11	0.2	0.06	0.11	0.21	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
TN1	22.72	40.91	95.45	77.27	95.45	109.09	26.53	12.65	20.00	11.25	12.50	26.25	31.94	31.94	41.66	9.70	7.94	6.76	
T	0.07	0.1	0.21	0.07	0.1	0.022	0.08	0.11	0.2	0.06	0.11	0.21	0.075	0.11	0.2	0.07	0.1	0.19	
G1	0.58	0.22	0.35	3.28	0.60	0.64	2.00	0.68	0.10	0.66	0.66	0.29	5.95	0.95	0.87	2.95	1.58	0.26	

Încărcare AX	0										Încărcare AX	0									
	X			Y				Z				X			Y				Z		
1	T	0.06	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	T	0.07	0.11	0.2	0.075	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	
	F1	1.00	0.44	0.29	2.80	0.76	0.40	2.20	1.03	0.14	F1	1.19	0.56	0.23	1.65	0.95	0.49	2.43	1.26	0.19	
	T	0.06	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	T	0.07	0.11	0.2	0.075	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	
	F2	1.00	0.46	0.14	3.58	1.06	0.38	1.67	1.02	0.14	F2	0.57	0.59	0.27	1.86	1.34	0.79	2.95	1.52	0.31	
	T	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	T	0.07	0.11	0.2	0.075	0.11	0.2	0.075	0.11	0.2	
	TN2	1.06	0.55	0.97	2.09	1.16	0.93	3.05	0.92	0.89	TN2	0.60	0.95	1.20	1.53	1.46	0.83	3.33	1.47	1.42	
	T	0.06	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	T	0.07	0.1	0.2	0.075	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	
TN1	4.54	5.30	15.91	26.90	13.79	18.62	3.55	3.55	3.55	TN1	7.50	9.16	20.00	26.66	9.33	5.33	12.68	11.43	7.50		
T	0.06	0.11	0.2	0.065	0.09	0.2	0.07	0.1	0.2	T	0.07	0.11	0.2	0.075	0.1	0.3	0.075	0.1	0.2		
G1	1.77	0.55	0.11	31.38	4.72	0.55	1.58	1.28	0.11	G1	1.87	0.89	0.19	3.29	1.35	1.88	3.13	1.50	0.18		
2	T	0.06	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.065	0.1	0.18	T	0.065	0.1	0.19	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	
	F1	1.50	0.34	0.29	2.15	0.94	0.37	2.56	0.84	0.23	F1	0.92	0.40	0.21	2.14	0.76	0.38	2.43	0.85	0.19	
	T	0.06	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.065	0.1	0.18	T	0.065	0.1	0.19	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	
	F2	1.56	0.30	0.22	2.70	1.22	0.45	2.43	1.00	0.21	F2	0.45	0.37	0.19	2.41	0.91	0.54	2.33	0.89	0.25	
	T	0.06	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	T	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.095	0.19	
	TN2	0.76	0.41	1.26	2.11	1.05	1.00	3.56	0.92	1.02	TN2	0.72	0.56	1.43	2.00	1.06	0.94	3.33	0.95	1.59	
	T	0.06	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.065	0.1	0.18	T	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	
	TN1	6.48	11.11	22.22	21.05	17.10	36.84	3.45	3.45	5.45	TN1	11.54	16.66	39.74	30.55	23.61	43.05	9.20	7.82	8.59	
T	0.06	0.09	0.2	0.07	0.09	0.2	0.065	0.1	0.18	T	0.06	0.1	0.19	0.06	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19		
G1	5.33	0.90	0.28	10.00	7.14	1.87	2.43	1.18	0.25	G1	1.30	0.46	0.53	4.78	0.95	3.75	2.76	0.95	0.28		

Sursa de vibrare – Penetrometru dinamic greu

Încărcare	AX	0									1								
		X			Y			Z			X			Y			Z		
		T	F1	F2	T	F1	F2	T	F1	F2	T	F1	F2	T	F1	F2	T	F1	F2
1	T	0.075	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.19
	F1	1.00	0.37	0.24	3.50	1.28	0.59	3.16	2.02	0.75	0.96	0.91	0.46	2.89	1.71	0.61	3.23	3.17	1.08
	T	0.07	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.19
	F2	1.20	0.29	0.47	4.00	1.36	0.51	2.93	2.13	0.84	0.66	0.77	0.74	3.15	1.70	0.65	3.26	3.09	0.94
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2
	TN2	1.84	1.43	1.78	3.57	2.04	3.15	2.53	2.20	0.88	1.84	1.40	1.75	3.70	2.04	3.15	2.53	2.20	1.15
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.19
TN1	10.56	6.32	5.37	17.83	11.35	8.65	12.33	6.66	7.00	10.00	6.90	7.14	20.91	18.18	20.91	11.80	6.22	6.22	
2	T	0.07	0.09	0.2	0.055	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.09	0.02	0.07	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2
	G1	1.63	1.77	1.00	6.31	2.89	2.10	7.00	4.87	0.87	1.63	1.77	1.00	2.89	2.63	2.10	7.00	4.87	0.87
	T	0.06	0.11	0.19	0.055	0.1	0.2	0.06	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
	F1	1.29	0.73	0.28	5.09	1.91	0.41	2.57	3.35	0.91	0.29	0.26	0.08	1.10	0.49	0.13	0.63	0.69	0.22
	T	0.055	0.11	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
	F2	4.00	0.57	0.36	9.03	2.02	0.40	2.28	3.96	0.89	0.22	0.19	0.14	1.57	0.48	0.11	0.59	0.73	0.21
	T	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.21	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.21
TN2	1.37	0.74	0.80	2.69	1.92	2.88	3.29	3.29	1.12	0.32	0.29	0.34	0.90	0.45	1.05	0.77	0.68	0.26	
T	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.1	0.06	0.1	0.21	0.055	0.095	0.21	0.06	0.1	0.2	
TN1	11.67	25.00	46.66	17.39	33.33	43.48	9.23	7.40	5.48	8.81	5.00	10.00	3.81	6.19	8.33	3.00	1.94	1.44	
T	0.055	0.1	0.19	0.055	0.1	0.2	0.055	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	
G1	4.39	0.78	0.62	108.65	2.88	1.92	8.83	8.29	1.17	0.34	0.27	0.11	7.91	0.97	0.55	1.05	1.30	0.26	

Încărcare	0									1									
	X			Y			Z			X			Y			Z			
3	T	0.065	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.19	0.065	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2
	F1	1.25	0.44	0.19	1.88	1.21	0.42	2.06	1.88	0.78	1.02	0.58	0.32	1.68	1.04	0.48	2.38	2.34	0.76
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.065	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2
	F2	0.40	0.29	0.26	1.76	1.00	0.37	2.53	2.05	0.58	0.39	0.56	0.52	1.54	1.07	0.65	2.73	2.41	0.73
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.21	0.065	0.09	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN2	0.95	0.43	0.52	2.10	1.10	1.80	3.26	1.97	1.00	0.84	0.42	0.93	2.39	1.19	2.39	2.76	2.31	1.00
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19	0.065	0.09	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2
	TN1	10.22	15.91	37.50	30.00	40.00	74.00	9.04	5.59	6.19	14.28	19.64	48.21	27.58	43.10	70.69	9.86	7.92	8.33
T	0.07	0.1	0.21	0.07	0.09	0.2	0.075	0.1	0.19	0.065	0.09	0.2	0.06	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2	
G1	2.27	0.65	0.22	7.86	20.00	0.89	2.83	2.77	0.94	1.17	0.79	0.17	2.40	2.80	2.20	4.61	3.31	0.86	
Încărcare	2									3									
	X			Y			Z			X			Y			Z			
1	T	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.08	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
	F1	1.00	0.71	0.53	2.81	1.53	0.31	2.42	2.60	0.79	0.93	0.83	0.44	2.65	1.35	0.29	2.08	2.20	0.66
	T	0.07	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2	0.08	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2
	F2	0.53	0.53	0.47	3.18	1.63	0.48	2.44	2.73	0.68	0.51	0.55	0.51	2.83	1.31	0.34	2.17	2.49	0.69
	T	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2
	TN2	1.95	1.74	2.06	3.53	1.96	3.72	2.37	1.46	0.86	2.10	1.84	2.01	3.14	1.71	1.86	2.25	1.53	0.84
	T	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2
	TN1	8.30	6.60	5.09	19.09	16.36	20.00	12.31	6.02	6.02	8.30	4.57	4.41	15.88	12.35	15.88	9.88	5.00	5.00
T	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.09	0.2	0.08	0.1	0.2	
G1	1.52	1.04	1.48	2.92	1.70	1.22	6.94	4.00	0.75	1.55	1.59	0.64	3.20	2.46	0.82	4.07	3.13	0.73	

Încărcare	2									3									
	AX	X			Y			Z			X			Y			Z		
2	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2
	F1	0.33	0.27	0.10	2.70	0.97	0.42	1.05	1.30	0.26	0.46	0.50	0.27	1.94	1.28	0.71	1.57	2.94	0.42
	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.095	0.2
	F2	0.30	0.29	0.22	0.71	0.45	0.85	0.77	0.68	0.26	0.57	0.52	0.43	1.61	0.73	1.17	1.71	1.22	0.42
	T	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.06	0.095	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.085	0.2
	TN2	0.46	0.34	0.29	1.74	0.80	0.18	1.18	1.28	0.33	0.94	0.67	0.68	3.53	1.17	2.94	3.29	3.05	0.89
	T	0.06	0.11	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.08	0.2
	TN1	4.55	5.91	12.73	6.92	9.49	10.00	6.11	3.67	2.32	6.52	8.69	21.74	16.66	21.33	30.00	11.52	8.79	5.45
T	0.06	0.09	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.095	0.2	0.06	0.095	0.2	0.05	0.1	0.2	0.06	0.0885	0.2	
G1	0.55	0.46	0.16	1.39	0.75	0.16	0.97	1.26	0.35	0.89	0.61	0.27	4.37	1.88	1.25	2.25	7.29	0.77	
3	T	0.055	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2
	F1	1.02	0.54	0.27	1.73	1.21	0.21	1.66	2.95	0.63	1.00	0.48	0.28	1.69	1.14	0.14	1.53	2.35	0.64
	T	0.055	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2
	F2	1.12	0.48	0.56	1.66	1.12	0.79	1.51	3.23	0.54	0.38	0.29	0.32	1.82	0.80	0.71	1.49	2.41	0.56
	T	0.055	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19
	TN2	1.05	0.74	0.74	2.22	1.39	2.22	2.41	2.52	1.12	0.89	0.50	0.46	2.44	1.16	1.63	2.16	2.26	0.84
	T	0.055	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.065	0.09	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN1	11.11	14.81	44.44	30.55	36.11	52.77	10.00	8.88	7.08	10.00	7.69	16.15	22.65	27.34	34.37	8.04	5.65	6.19
T	0.055	0.1	0.2	0.07	0.1	0.21	0.065	0.08	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.09	0.22	0.065	0.08	0.2	
G1	1.08	0.43	3.04	1.75	0.62	1.50	2.25	7.12	0.62	0.93	0.75	0.89	2.19	0.90	2.38	2.22	6.27	0.66	

Încărcare		4									5								
		X			Y			Z			X			Y			Z		
AX																			
1	T	0.075	0.1	0.2	0.065	0.09	0.2	0.07	0.095	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2
	F1	1.00	0.97	0.46	2.64	1.42	0.33	2.15	2.38	0.62	1.00	0.82	0.40	2.53	1.20	0.38	2.87	2.36	0.77
	T	0.07	0.1	0.2	0.065	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2
	F2	0.65	0.53	0.46	2.81	1.43	0.31	2.25	2.57	0.66	0.69	0.59	0.40	2.68	1.13	0.35	3.11	2.67	0.83
	T	0.07	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.095	0.2	0.07	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2
	TN2	2.32	1.96	2.05	3.28	1.71	1.57	2.21	1.24	0.85	2.05	2.05	1.88	2.97	1.48	1.48	2.40	1.57	1.10
	T	0.07	0.1	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.1	0.2	0.08	0.1	0.2
	TN1	8.61	4.72	3.47	15.50	13.50	11.00	9.55	7.04	4.65	10.95	6.90	5.71	20.59	15.68	14.70	11.94	6.25	5.27
	T	0.075	0.1	0.2	0.07	0.095	0.2	0.08	0.095	0.2	0.075	0.1	0.2	0.075	0.095	0.2	0.075	0.1	0.2
G1	1.66	1.50	0.71	3.80	2.66	0.73	4.18	3.81	0.66	1.68	1.23	0.70	3.62	2.19	0.38	3.73	3.47	0.87	
2	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.095	0.2
	F1	0.75	0.55	0.43	3.20	1.55	0.34	1.66	3.05	0.62	0.70	0.52	0.51	3.88	1.71	0.45	2.05	3.05	0.64
	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.095	0.2
	F2	0.91	0.41	0.54	3.80	1.41	0.34	2.15	3.26	0.73	0.69	0.37	0.47	4.66	1.63	0.42	2.29	3.23	0.88
	T	0.06	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2
	TN2	0.81	0.57	0.76	3.50	1.50	2.50	3.14	2.53	0.83	0.88	0.49	0.78	4.10	1.61	2.50	3.66	2.83	1.00
	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2
	TN1	6.86	7.45	5.10	20.17	26.31	33.33	11.82	8.07	5.23	5.94	6.22	5.75	19.35	27.42	32.26	13.33	6.39	5.27
	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2
G1	0.80	0.69	0.22	3.97	1.43	0.95	1.73	5.89	0.84	0.73	0.75	0.36	4.76	2.56	0.73	1.79	6.00	0.95	

Încărcare	4									5									
	X			Y			Z			X			Y			Z			
	AX									AX									
3	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.06	0.11	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.19
	F1	0.61	0.37	0.21	2.32	1.09	0.28	1.72	2.54	0.63	0.59	0.65	0.28	2.80	1.28	0.39	2.05	2.82	0.77
	T	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.19
	F2	1.00	0.26	0.48	2.48	0.73	0.68	2.14	2.64	0.59	1.11	0.57	0.50	3.10	0.84	0.84	2.45	2.95	0.76
	T	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.085	0.2
	TN2	0.88	0.44	0.47	2.80	1.20	1.30	2.71	2.18	0.76	0.86	0.69	0.40	3.44	1.04	1.04	3.00	2.30	0.98
	T	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.19
	TN1	10.52	8.95	14.21	21.05	24.21	28.95	12.70	6.62	7.70	10.91	8.64	8.64	22.00	24.00	22.50	14.11	10.59	6.47
T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.08	0.2	0.055	0.09	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.08	0.2	0.055	0.09	0.2	
G1	0.72	0.56	0.68	4.31	4.35	1.10	2.72	4.48	0.64	0.78	0.65	0.62	4.41	4.57	0.49	3.00	4.71	0.67	

Încărcare	0									Încărcare	0										
	X			Y			Z				AX	X			Y			Z			
	AX										AX										
1	T	0.078	0.11	0.19	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	3	T	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.055	0.1	0.2
	F1	0.79	0.58	0.30	2.80	1.30	0.47	3.44	2.31	0.78		F1	1.07	0.39	0.16	2.25	1.39	0.32	1.51	1.56	0.56
	T	0.075	0.11	0.19	0.065	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19		T	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.055	0.1	0.2
	F2	0.75	0.68	0.43	2.93	1.32	0.45	3.09	2.37	0.87		F2	1.26	0.38	0.51	2.66	1.38	0.46	2.64	1.64	0.66
	T	0.07	0.11	0.2	0.07	0.1	0.2	0.07	0.1	0.2		T	0.055	0.1	0.2	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2
	TN2	2.42	2.17	2.17	3.62	1.72	2.76	3.93	1.45	0.93		TN2	0.86	0.43	0.81	2.71	0.86	2.00	2.73	1.71	0.73
	T	0.075	0.11	0.2	0.065	0.1	0.2	0.07	0.1	0.19		T	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2
	TN1	14.24	9.66	3.73	25.94	20.54	14.32	14.47	6.97	5.92		TN1	7.29	8.33	20.83	20.16	29.03	30.64	10.44	7.33	5.00
T	0.075	0.11	0.2	0.075	0.1	0.2	0.065	0.1	0.19	T	0.055	0.1	0.2	0.055	0.09	0.2	0.055	0.1	0.2		
G1	1.65	0.79	0.44	29.21	4.47	2.63	3.37	2.34	1.08	G1	2.98	0.69	0.24	2.30	21.54	2.11	2.76	2.08	0.76		

Încărcare	0									
	AX	X			Y			Z		
2	T	0.055	0.095	0.2	0.055	0.095	0.2	0.055	0.1	0.2
	F1	1.85	0.67	0.45	3.66	2.10	0.45	2.39	3.11	0.77
	T	0.055	0.095	0.2	0.055	0.095	0.1	0.055	0.1	0.2
	F2	2.85	0.66	1.47	5.00	2.45	0.45	4.22	3.47	0.83
	T	0.06	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.08	0.2
	TN2	1.43	0.50	1.21	4.44	1.11	4.72	4.31	3.11	0.88
	T	0.055	0.095	0.2	0.055	0.1	0.2	0.055	0.1	0.2
	TN1	8.18	6.36	20.00	21.29	26.45	25.16	15.44	12.98	5.96
T	0.055	0.08	0.2	0.055	0.085	0.2	0.06	0.09	0.2	
G1	4.33	2.47	0.86	3.75	33.44	3.12	3.72	7.29	1.10	