

CONTRIBUȚII LA STUDIUL CONDIȚIILOR DE STABILITATE ȘI REZISTENȚĂ A TERASAMENTELOR DE CALE FERATĂ

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

Ing. Liviu Droașcă

Conducător științific:
Referenți științifici:

prof.dr.ing. Virgil Haida
prof.dr.ing. Gavrilă Köllő
prof.dr.ing. Eugeniu Cezar Ivana
conf.dr.ing. Alexandru Herman

Ziua susținerii tezei: 18.12.2006

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA



IV. "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA
BIBLIOTECA CENTRALĂ
Nr. volum 651.977
Dulap _____ Lit. _____

105/07

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

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

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

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2006

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

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

Cuvânt înainte

Elaborarea acestei teze de doctorat nu este doar rezultatul unei perioade de studii, cercetări și observații, ci reprezintă încununarea eforturilor depuse pe parcursul întregii mele activități de până acum. Rezultatul final este rodul conlucrării unui număr considerabil de persoane, care prin contribuția lor au făcut posibilă în cele din urmă finalizarea prezentei lucrări. Tuturor, fără a-i aminti pe toți, le mulțumesc.

Mulțumiri deosebite se cuvin conducătorului de doctorat prof.dr.ing. Virgil Haida, pentru sprijinul acordat, precum și pentru răbdarea și atenția dovedite pe tot parcursul perioadei de studii și elaborare.

Colaborarea cu d-nul conf.dr.ing. Alexandru Herman, cu celelalte cadre didactice din Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre de la Facultatea de Construcții din Timișoara, cu proiectanții din cadrul ISPCF București, SC Procontrans MB și Proiect CF București, a dat profunzime studiilor preliminare care au condus la elaborarea tezei de doctorat. Totodată m-am bucurat în toată această perioadă de înțelegerea colegilor și de sprijinul prietenilor apropiați. Tuturor le adresez sincere mulțumiri. Doresc să mulțumesc de asemenea, referenților, pentru aprecierile asupra tezei și sugestiile făcute.

Nu în ultimul rând apreciez ca esențial suportul moral și financiar pe care l-am avut în tot acest timp din partea familiei (mama, tata, fratele și prietena).

Timișoara, noiembrie 2006

Ing. Liviu Droașcă

Droașcă, Liviu

Contribuții la studiul condițiilor de stabilitate și rezistență a terasamentelor de cale ferată

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 6, Editura Politehnica, 2006, 162 pagini, 136 figuri, 3 tabele.

ISSN:1842-581X

ISBN (10) 973-625-393-7; ISBN (13) 978-973-625-393-5

Cuvinte cheie:

infrastructură feroviară, coridoare de transport, linii de cale ferată, terasamente de cale ferată, tensiuni în corpul terasamentelor, compresibilitatea pământurilor, rezistența la forfecare, distribuția presiunilor în adâncime, scheme de încărcare, ale terasamentelor, rambleuri, dembleuri, punji de balast, alunecări superficiale, eroziuni, sufozii.

Rezumat:

Lucrarea abordează studiul teoretic al stabilității terasamentelor de cale ferată supuse acțiunilor statice și dinamice transmise de materialul rulant. Totodată se prezintă clasificarea și descrierea fenomenelor de instabilitate ale terasamentelor de cale ferată, analizându-se și aspecte legate de proprietățile și caracteristicile pământurilor folosite la executarea acestora. În teză se efectuează un studiu aprofundat al caracteristicilor geografice, geologice, geotehnice și hidrologice ale sectorului de cale ferată aflat în vecinătatea râului Mureș, între Deva și Radna. În acest sens se trag concluzii cu privire la starea tehnică a terasamentelor și se emit recomandări în ceea ce privește reabilitarea acestui sector de cale ferată. În final se prezintă două studii de caz caracteristice defileului Mureșului în ceea ce privește instabilitatea terasamentelor de cale ferată, și anume: o alunecare de versant și o cedare de terasament, inclusiv soluțiile tehnice adoptate pentru consolidare.

CUPRINS

| | |
|--|-----------|
| Cap. 1. Introducere..... | 13 |
| 1.1. Probleme actuale ale transportului pe cale ferată..... | 13 |
| 1.2. Rolul și importanța infrastructurii liniilor ferate..... | 15 |
| Cap. 2. Elemente de geotehnică privind rezistența și stabilitatea terasamentelor de cale ferată..... | 18 |
| 2.1. Considerații asupra distribuției tensiunilor în masivele de pământ..... | 18 |
| 2.1.1. Aspecte generale..... | 18 |
| 2.1.2. Calculul tensiunilor din încărcări exterioare..... | 20 |
| 2.1.2.1. Calculul distribuției tensiunilor în cazul problemei spațiale din încărcări exterioare..... | 20 |
| 2.1.2.2. Calculul distribuției tensiunilor în cazul problemei plane..... | 26 |
| 2.1.3. Calculul tensiunilor din greutatea proprie..... | 32 |
| 2.2. Distribuția tensiunilor în terasamentele de cale ferată..... | 34 |
| 2.2.1. Calculul tensiunilor în rambleuri..... | 34 |
| 2.2.2. Calculul tensiunilor în debleuri..... | 37 |
| 2.2.3. Factori ce influențează distribuția eforturilor în masivele de pământ..... | 38 |
| 2.3. Deformarea și cedarea masivelor de pământ..... | 39 |
| 2.3.1. Considerații asupra compresibilității pământurilor..... | 39 |
| 2.3.1.1. Generalități..... | 39 |
| 2.3.1.2. Consolidarea pământurilor..... | 39 |
| 2.3.1.3. Caracteristici de compresibilitatea pământurilor determinate în condiții de laborator..... | 43 |
| 2.3.1.4. Studiul deformabilității pământurilor în condiții de teren..... | 46 |
| 2.3.1.5. Coeficientul presiunii laterale și coeficientul de deformare laterală..... | 47 |
| 2.3.2. Considerații asupra rezistenței la forfecare a pământurilor..... | 49 |
| 2.3.2.1. Semnificația fizică a rezistenței la forfecare a pământurilor..... | 49 |
| 2.3.2.2. Factorii determinanți ai rezistenței la forfecare a pământurilor..... | 51 |
| 2.3.3. Fazele deformării și cedării pământurilor..... | 55 |
| 2.3.4. Exprimarea analitică a condiției de cedare (rupere) a pământurilor..... | 60 |
| Cap. 3. Principii generale de calcul a încărcărilor care acționează asupra terasamentelor de cale ferată..... | 63 |
| 3.1. Aspecte generale. Solicitări statice. Solicitări dinamice..... | 63 |
| 3.1.1. Aspecte generale..... | 63 |
| 3.1.2. Calculul eforturilor produse în terasamente de solicitări statice și dinamice.. | 64 |
| 3.2. Principii generale de calcul. Schemele de încărcare ale terasamentelor de cale ferată..... | 76 |
| 3.3. Influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor de cale ferată..... | 83 |
| 3.3.1. Elemente generale..... | 83 |
| 3.3.2. Influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor..... | 84 |
| 3.3.3. Influența vibrațiilor asupra rezistenței la forfecare a pământurilor..... | 86 |
| 3.4. Factorii principali care influențează stabilitatea terasamentelor..... | 87 |
| 3.4.1. Factorii constructivi..... | 88 |
| 3.4.2. Factorii naturali..... | 88 |
| Cap. 4. Fenomene de instabilitate specifice terasamentelor de cale ferată. Cauzele producerii lor..... | 90 |
| 4.1. Generalități..... | 90 |
| 4.2. Tasări..... | 91 |
| 4.2.1. Tasări normale de stabilizare..... | 91 |

6 Cuprins

| | |
|---|------------|
| 4.2.2. Tasări anormale..... | 91 |
| 4.2.3. Tasări ale terenului de bază..... | 93 |
| 4.2.4. Tasări datorate contracțiilor..... | 94 |
| 4.3. Deformații ale platformei terasamentelor căii..... | 95 |
| 4.3.1. Adâncituri superficiale..... | 95 |
| 4.3.2. Pungi de balast..... | 95 |
| 4.4. Umflări..... | 97 |
| 4.4.1. Umflările prin umezire..... | 97 |
| 4.4.2. Umflările prin îngheț..... | 97 |
| 4.5. Refulări..... | 98 |
| 4.5.1. Refularea taluzurilor rambleurilor..... | 98 |
| 4.5.2. Refularea terenului de bază..... | 98 |
| 4.5.3. Refularea taluzurilor la debleuri..... | 99 |
| 4.5.4. Refularea șanțurilor..... | 100 |
| 4.5.5. Refularea platformei..... | 100 |
| 4.6. Alunecări..... | 101 |
| 4.6.1. Alunecări caracteristice rambleurilor..... | 101 |
| 4.6.1.1. Alunecările superficiale..... | 101 |
| 4.6.1.2. Alunecările de profunzime..... | 102 |
| 4.6.1.3. Alunecările (curgerile) plastice..... | 103 |
| 4.6.1.4. Alunecări pe terenul de bază..... | 104 |
| 4.6.1.5. Alunecări în terenul de bază..... | 104 |
| 4.6.2. Alunecări caracteristice debleurilor..... | 105 |
| 4.6.2.1. Alunecări superficiale deplasive..... | 105 |
| 4.6.2.2. Alunecări superficiale detrusive..... | 106 |
| 4.6.2.3. Alunecări de profunzime deasupra platformei..... | 106 |
| 4.6.2.4. Alunecări de profunzime depășind adâncimea platformei..... | 107 |
| 4.6.2.5. Alunecările plastice..... | 108 |
| 4.6.3. Alunecări caracteristice terasamentelor cu profil mixt..... | 109 |
| 4.7. Eroziuni..... | 110 |
| 4.7.1. Eroziuni la rambleuri..... | 110 |
| 4.7.2. Eroziuni la debleuri..... | 112 |
| 4.8. Prăbușiri și căderi..... | 113 |
| Cap.5. Particularități privind condițiile de rezistență și stabilitate a terasamentelor liniei magistrale CF Șibot – Curtici pe sectorul din defileul Mureșului..... | 115 |
| 5.1. Scurt istoric al liniei de cale ferată..... | 115 |
| 5.2. Condiții geografice și de relief..... | 116 |
| 5.3. Condiții tehnico – geologice și geotehnice..... | 117 |
| 5.4. Condiții seismice..... | 123 |
| 5.5. Condiții hidrologice și hidrogeologice..... | 124 |
| 5.6. Concluzii și recomandări pentru reabilitarea tronsonului de cale ferată Deva-Radna..... | 127 |
| 5.6.1. Concluzii și recomandări generale..... | 127 |
| 5.6.2. Lucrări la terasamente în special la rambleuri..... | 130 |
| Cap. 6. Studii de caz privind unele fenomene de instabilitate a terenului produse pe linia magistrală C.F. Șibot – Curtici..... | 133 |
| 6.1. Soluție pentru consolidarea terasamentului liniei magistrale C.F. Șibot – Curtici km. 512 + 600 – 512 + 700, Dubla I..... | 133 |
| 6.1.1. Introducere..... | 133 |
| 6.1.2. Descrierea situației existente..... | 133 |
| 6.1.3. Investigații geotehnice..... | 134 |

| | |
|---|------------|
| 6.1.4. Soluția de consolidare adoptată..... | 135 |
| 6.1.4.1. Lucrări pentru reprofilarea debleului prin decapare și taluzare între km 512+644 / +700..... | 135 |
| 6.1.4.2. Sprijinire cu ranforți din beton monolit și dulapi din beton armat prefabricați... | 135 |
| 6.1.4.3. Sprijinire debleu cu plăci prefabricate ancorate, km 512+600-512+649..... | 139 |
| 6.1.4.4. Protecția taluzurilor..... | 140 |
| 6.1.5. Considerații asupra tehnologiei de execuție folosită..... | |
| 6.2. Soluția adoptată pentru refacerea terasamentului și asigurarea scurgerii apelor pe linia C.F. 200 Șibot – Curtici km. 574 + 400 – 574 + 500, Dubla I, între Stațiile Bârzava și Conop..... | 142 |
| 6.2.1. Introducere..... | 142 |
| 6.2.2. Descrierea situației existente..... | 142 |
| 6.2.3. Investigații geotehnice..... | 143 |
| 6.2.4. Soluția adoptată pentru refacerea terasamentului și realizarea scurgerii apelor..... | 144 |
| 6.2.4.1. Lucrări pentru refacerea terasamentelor liniei între km 574+429 - 574+525..... | 144 |
| 6.2.4.2. Lucrări de scurgerea apelor – șanțuri pereate..... | 146 |
| 6.2.4.3. Podeș de descărcare la km. 574+200..... | 148 |
| 6.2.4.4. Lucrări de nivelare, aplanare a terenului și drumuri tehnologice..... | 150 |
| 6.2.5. Considerații asupra tehnologiei de execuție a lucrărilor..... | 150 |
| Cap. 7. Concluzii finale..... | 153 |

Lista figurilor

| | |
|--|----|
| Fig.1.1 Coridoarele TEN stabilite a traversa Romania..... | 14 |
| Fig.1.2 Traseul studiat – Defileul Mureșului - Linia de cale ferata Deva – Radna – Arad..... | 16 |
| Fig.2.1. Tensiuni normale la contactele dintre particulele solide ale pământului..... | 18 |
| Fig.2.2. Distribuirea tensiunilor normale dintr-un mediu discret..... | 19 |
| Fig.2.3. Tensiuni generate de forța concentrată..... | 20 |
| Fig.2.4. Sarcini concentrate aplicate pe un semispațiu..... | 22 |
| Fig.2.5. Semispațiu încărcat cu sarcina distribuită pe o suprafață..... | 23 |
| Fig.2.6. Suprafața dreptunghiulară încărcată cu sarcina uniform distribuită..... | 24 |
| Fig.2.7. Schema de aplicare a metodei punctului de colț cu punctul M' pe contur.... | 25 |
| Fig.2.8. Schema de aplicare a metodei punctului de colț cu punctul M' în interiorul conturului..... | 25 |
| Fig.2.9. Schema de aplicare a metodei punctului de colț cu punctul M' în exteriorul Conturului..... | 26 |
| Fig.2.10 Fundație de terasament la care se aplică problema plană..... | 27 |
| Fig.2.11. Sarcina liniară uniform distribuită..... | 28 |
| Fig.2.12. Sarcina distribuită neuniform pe o porțiune finită a unui semiplan..... | 30 |
| Fig.2.13. Sarcina uniform distribuită pentru calculul tensiunilor verticale..... | 31 |
| Fig.2.14. Sarcina liniară distribuită (triunghiulară)..... | 32 |
| Fig.2.15. Diagrama de variație a presiunii geologice: a.-masiv de pământ omogen; b.-masiv de pământ stratificat; c.-masiv de pământ cu strat de apă subterană.. | 33 |
| Fig.2.16. Determinarea tensiunilor în rambleu..... | 34 |
| Fig.2.16.a. Schema de încărcare în cazul rambleurilor cu contur complex..... | 35 |
| Fig.2.17. Distribuția tensiunilor în rambleu la diferite niveluri..... | 35 |
| Fig.2.18. Calculul tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri | 36 |
| Fig.2.19. Diagramele de variație a tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri..... | 36 |
| Fig.2.20. Distribuția tensiunilor la diferite niveluri provenite din greutatea proprie și sarcini utile..... | 37 |
| Fig.2.21. Schema debleurilor în vederea calculului eforturilor..... | 37 |
| Fig.2.22. Diagramele de încărcare la debleuri provenind din greutatea talazurilor și circulație..... | 38 |
| Fig.2.23. Curbele de variație a deformațiilor: a-nisip; b-argilă..... | 40 |
| Fig.2.24. Evoluția în timp a presiunii efective și neutre..... | 41 |
| Fig.2.25. Curba de compresiune-tasare: a-reprezentare normală; b-reprezentare Semilogaritmică..... | 43 |
| Fig.2.26. Curba de compresiune – porozitate..... | 44 |
| Fig.2.27. Reprezentarea grafică a rezultatelor încercării cu placa..... | 46 |
| Fig.2.28. Determinarea directă a presiunii p1..... | 47 |
| Fig.2.29. Determinarea prin calcul a presiunii p1..... | 47 |
| Fig.2.30. Stare de solicitare spațială..... | 49 |
| Fig.2.31. Rezistența la forfecare..... | 50 |
| Fig.2.32. Dreapta intrinsecă: a-pământ necoeziv; b-pământ coeziv..... | 51 |
| Fig.2.33. Variația lui τ_f în funcție de deplasare: a-nisip afânat; b-nisip îndesat..... | 52 |

10 Lista figurilor

| | |
|---|----|
| Fig.2.34. Curba de variație $\tau_f-\delta$ la pământurile coezive..... | 54 |
| Fig.2.35. Influența umidității asupra rezistenței la forfecare a argilelor..... | 55 |
| Fig.2.36. Diagrama de încărcare-tasare..... | 56 |
| Fig.2.37. Fazele deformării pământului: a-faza îndesării; b-faza alunecărilor..... | 57 |
| Fig.2.38. Dezvoltarea zonelor plastice..... | 57 |
| Fig.2.39. Cedarea terenului de fundare..... | 58 |
| Fig.2.40. Cedare generală..... | 59 |
| Fig.2.41. Cedare prin poasonare..... | 59 |
| Fig.2.42. Cedare locală..... | 60 |
| Fig.2.43. Condiția de rupere pentru pământuri necoezive..... | 61 |
| Fig.2.44. Condiția de rupere pentru pământuri coezive..... | 62 |
| Fig.3.1. Deformația fibrei medii a șinei (curba Zimmermann)..... | 65 |
| Fig.3.1.1. Deformația fibrei medii a traversei..... | 67 |
| Fig.3.1.2. Schema sarcinilor pe roată raportate la o traversă..... | 68 |
| Fig.3.2. Diagrama de distribuție a presiunilor pe talpa traversei..... | 71 |
| Fig.3.2.1. Diagrama simplificată de distribuție a presiunilor pe talpa traversei folosită în calcule aproximative..... | 72 |
| Fig.3.3. Distribuția presiunilor în adâncime după o piramidă..... | 73 |
| Fig.3.3.1. Transmiterea presiunilor într-un mediu granular..... | 73 |
| Fig.3.4. Liniile hiperbolice de extindere a presiunilor în adâncime, în planul transversal al traverselor și diagramele presiunilor la diferite niveluri..... | 74 |
| Fig.3.5. Liniile hiperbolice de distribuție a presiunilor în adâncime, în planul longitudinal al traverselor și diagrama presiunilor la nivelul de uniformizare..... | 75 |
| Fig.3.6. Reducerea schemei de încărcare a terasamentelor..... | 75 |
| Fig.3.7. Schema A de încărcare a rambleurilor și debleurilor (sarcina maximă la nivelul platformei)..... | 77 |
| Fig.3.8. Schema B de încărcare a rambleurilor și debleurilor..... | 78 |
| Fig.3.9. Schema C de încărcare a rambleurilor..... | 79 |
| Fig.3.10- Schema D de încărcare a rambleurilor și debleurilor..... | 80 |
| Fig.3.11. Schema E de încărcare a rambleurilor expuse la alunecări..... | 80 |
| Fig.3.12. Schema F de încărcare a terenului de bază..... | 81 |
| Fig.3.13. Schema G simplificată, de încărcarea terenului de bază..... | 81 |
| Fig.3.14. Schema H simplificată (fără sarcini de circulație), de încărcare a terenului de bază..... | 82 |
| Fig.3.15. Schema I simplificată, de încărcare a terenurilor de bază în debleuri..... | 82 |
| Fig.3.16. Variația coeficientului de frecare în funcție de accelerația relativă a vibrației..... | 86 |
| Fig.3.17. Variația coeficientului de frecare interioară în funcție de frecvența vibrațiilor..... | 87 |
| Fig.4.1. Tasări normale de stabilizare în corpul rambleului..... | 91 |
| Fig.4.2. Lăsături din prima perioadă de tasare..... | 92 |
| Fig.4.3. Deformațiile platformei sub forma de albie..... | 92 |
| Fig.4.4. Tasarea terenului de bază..... | 93 |
| Fig.4.5. Tasarea terenului de bază la debleuri..... | 93 |
| Fig.4.6. Tasări în urma contracțiilor..... | 94 |
| Fig.4.7. Tasări în urma contracțiilor de profil mixt..... | 94 |
| Fig.4.8. Adâncituri superficiale..... | 95 |
| Fig.4.9. Pungi de balast formate în rambleu..... | 96 |
| Fig.4.10. Pungi de balast formate în debleu..... | 96 |
| Fig.4.11. Umflări prin îngheț formate în rambleu..... | 97 |
| Fig.4.12. Umflări prin acțiunea apei sub presiune la debleuri..... | 98 |

| | |
|--|-----|
| Fig.4.13. Refularea talazurilor în rambleu..... | 98 |
| Fig.4.14. Refularea terenului de bază la rambleuri..... | 99 |
| Fig.4.15. Refularea talazurilor la debleuri..... | 99 |
| Fig.4.16. Refularea șanțurilor la debleuri..... | 100 |
| Fig.4.17. Refularea platformei..... | 100 |
| Fig.4.18. Refularea talazului amonte..... | 101 |
| Fig.4.19. Alunecări superficiale la rambleuri..... | 102 |
| Fig.4.20. Alunecări de profunzime..... | 102 |
| Fig.4.21. Alunecări plastice (lățiri) la rambleuri..... | 103 |
| Fig.4.22. Alunecări pe suprafața de contact dintre rambleuri și terenul de bază.... | 104 |
| Fig.4.23. Alunecări în terenul de bază la rambleuri..... | 105 |
| Fig.4.24. Alunecare superficială deplasivă..... | 106 |
| Fig.4.25. Alunecare superficială detrusivă..... | 106 |
| Fig.4.26. Alunecare de profunzime deasupra platformei..... | 107 |
| Fig.4.27. Alunecare de profunzime după suprafețe preexistente..... | 107 |
| Fig.4.28. Alunecări de profunzime depășind adâncimea platformei..... | 108 |
| Fig.4.29. Alunecare (curgere) plastică..... | 108 |
| Fig.4.30. Alunecări superficiale aval..... | 109 |
| Fig.4.31. Alunecări superficiale amonte..... | 109 |
| Fig.4.32. Alunecări de profunzime amonte..... | 109 |
| Fig.4.33. Alunecări pe terenul natural..... | 110 |
| Fig.4.34. Alunecări de profunzime, sub nivelul platformei..... | 110 |
| Fig.4.35. Ravinări..... | 111 |
| Fig.4.36. Eroziuni..... | 111 |
| Fig.4.37. Eroziuni interioare (sufozii)..... | 111 |
| Fig.4.38. Ravinare în debleu..... | 112 |
| Fig.4.39. Eroziuni interioare (sufozii) în debleu..... | 112 |
| Fig.4.40. Prăbușiri pe goluri..... | 113 |
| Fig.4.41. Prăbușiri în urma eroziunilor..... | 113 |
| Fig.4.42. Prăbușiri de loess..... | 114 |
| Fig.5.1. Zona de traseu luată în studiu..... | 115 |
| Fig.5.2 Harta solului în România conform UNESCO..... | 118 |
| Fig.5.3 Harta geologică a zonei defileului râului Mureș – intervalul studiat Deva – Păuliș..... | 120 |
| Fig.5.4. Bazinul hidrografic al râului Mureș..... | 124 |
| Fig.5.5 Zonă de băltire km.500+200..... | 125 |
| Fig.5.6 Zonă de băltire km.531+700..... | 125 |
| Fig.5.7 Zonă inundabilă km.493+900..... | 125 |
| Fig.5.8 Zonă inundabilă km.551+600..... | 125 |
| Fig.5.9 Zonă de băltire km.546+900..... | 126 |
| Fig.5.10 Zonă inundată de Mureș Radna – Păuliș..... | 126 |
| Fig.5.11 Influenta reliefului asupra traseului, km.491+400..... | 126 |
| Fig.5.12 Zonă inundabilă km.490+200..... | 126 |
| Fig.5.13 Apărare la râul Mureș, în dreptul localității Vărădia km.558+700..... | 128 |
| Fig.5.14 Lucrare de apărare a terasamentului CF la km.558+800..... | 128 |
| Fig.5.15 Apărare la râul Mureș, cu blocuri de beton și pereu km.558+800..... | 129 |
| Fig.5.16 Lucrare de apărare cu pinteni și gabioane km.558+700..... | 129 |
| Fig.5.17 Apărare la râul Mureș, cu prefabricate de beton km.598+800..... | 129 |
| Fig.5.18 Lucrare de apărare cu prefabricate tip L la km.598+700..... | 129 |
| Fig.6.1 Consolidare cu ramforți de beton monolit și dale pref km.512+650..... | 136 |
| Fig.6.2 Lucrare de consolidare cu plăci pref. ancorate la km.512+550..... | 136 |

12 Lista figurilor

| | |
|--|-----|
| Fig. 6.3 Consolidare cu ramforți de beton monolit și dale pref km.512+650..... | 136 |
| Fig.6.4 Lucrare de consolidare cu plăci pref. ancorate la km.512+550..... | 136 |
| Fig.6.1.5. Considerații asupra tehnologiei de execuție folosită..... | 141 |
| Fig.4. Podeț forat camera de cădere cu două nivele de scurgere..... | 151 |
| Fig. 6.5 Consolidare terasament cu șanț de beton monolit și dale prefab.pe partea dreaptă a terasam. km.574+595..... | 152 |
| Fig. 6.6 Lucrare de consolidare cu șanț de retenție și scurgere de la km.574+200 la km.574+600..... | 152 |

Lista tabelelor

| | |
|--------------------|-----|
| Tabelul 2.1..... | 45 |
| Tabelul 3.1.c..... | 69 |
| Tabelul 5.1..... | 119 |

Cap. 1. INTRODUCERE

1.1. Probleme actuale ale transportului pe cale ferată

Evoluția și progresul unei societăți nu se poate realiza fără transporturi, fără mișcare. Istoria a demonstrat că întreaga dezvoltare a societății omenesti merge în paralel cu dezvoltarea căilor de comunicație, civilizația însăși fiind condiționată de posibilitățile de transport.

Între economia unei societăți, mijloacele de transport și căile de transport există o strânsă legătură. Progresul economic duce la dezvoltarea căilor și mijloacelor de transport, care de regulă se realizează înaintea oricărei activități economice. Sintetizând dezvoltarea civilizației și anticipând progresul ulterior al societății, romanii spuneau "Via Vita".

După cum se cunoaște cele mai folosite transporturi sunt cele efectuate pe căile de comunicație terestre, respectiv drumuri și căi ferate, acestea constituind baza infrastructurii economice a societății și au deci importanța unei temelii pentru un edificiu. De aceea, se poate spune că **pentru a avea o economie puternică și sănătoasă este necesar să se asigure în primul rand căi de comunicație corespunzătoare.**

Din analiza dezvoltării diferitelor ramuri de transport se constată că, deși volumul de mărfuri transportat pe calea ferată scade procentual și crește cel transportat cu mijloace rutiere, în special pe distanțe scurte, totuși cantitativ crește volumul de mărfuri transportat pe calea ferată din cauza dezvoltării intense a economiei de piață și reluării relațiilor comerciale cu țările din vestul Europei. La transportul mărfurilor pe distanțe lungi și în special a materialelor de masă pentru construcții, apare mai justificată folosirea mijloacelor de cale ferată. Totodată necesitatea alinierii la standardele europene în ceea ce privește protecția mediului, a impus dezvoltarea rapidă a transportului intermodal.

Sporirea continuă a capacității de transport pe calea ferată se realizează prin sporirea greutateii pe osie, prin creșterea vitezei și prin creșterea intensității circulației.

Toate aceste aspecte privind viitorul transportului pe calea ferată în Europa și implicit în România au prins viață și s-au concretizat prin stabilirea Coridoarelor Europene de Transport. În fig.1.1. sunt prezentate coridoarele de transport feroviar care traversează România în conformitate cu Acordurile Europene și viitoarea Rețea de Transport European (TEN).

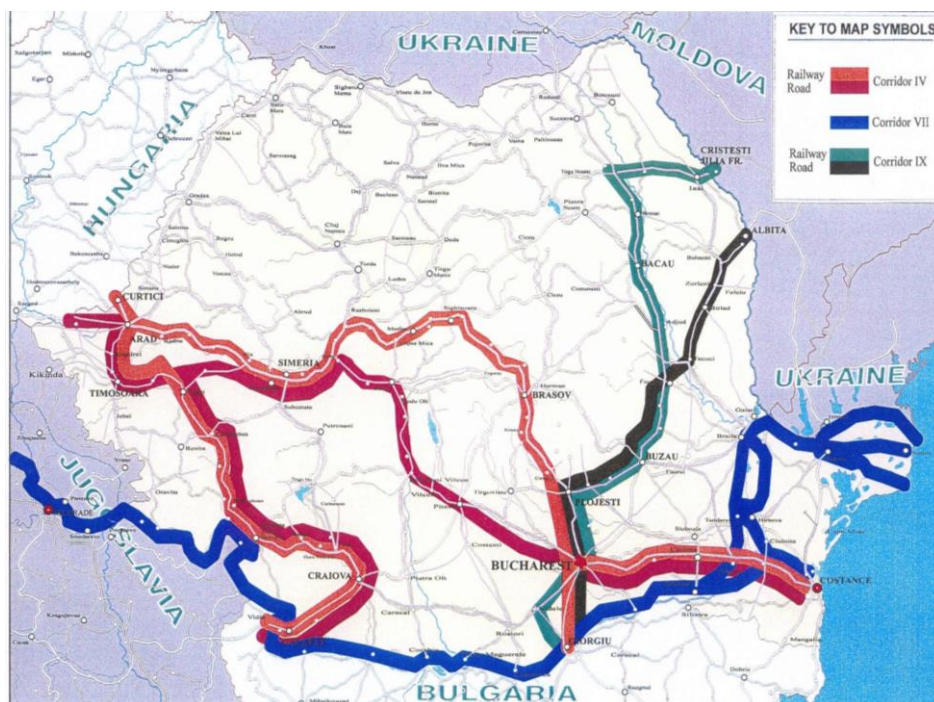


Fig. 1.1 Coridoarele TEN stabilite a traversa Romania

Având în vedere viitorul transportului pe calea ferată trasat prin coridoarele de transport, una din cerințele Comunității Europene care a devenit țel pentru rețeaua Căilor Ferate Române este sporirea vitezelor de circulație la 160 km/h – 200 km/h. Această cerință este realizabilă numai prin proiecte și lucrări ample de reabilitări ale infrastructurii și suprastructurii de cale ferată, ținând seama de constrângerile traseelor existente, a reliefului traversat, precum și de starea precară a infrastructurii de la această dată.

Strategia Ministerului Transporturilor Construcțiilor și Turismului s-a concretizat până la această dată în reabilitarea tronsonului de cale ferată dublă, electrificată București – Cîmpina și aducerea acestuia la viteze de circulație de 160 km/h, începerea lucrărilor de reabilitare a tronsonului de cale ferată dublă, electrificată București – Constanța pentru aducerea acestuia la parametrii impuși de viteze de circulație de 160 km/h – 200 km/h, precum și dotarea Companiei Naționale CFR – SA cu mașini grele de cale de mare productivitate pentru realizarea lucrărilor de întreținere. Pe viitor strategia Ministerului cuprinde începerea lucrărilor de reabilitare a infrastructurii și suprastructurii de cale ferată pe tronsonul liniei duble, electrificată Simeria – Curtici, pentru aducerea acestuia la parametrii solicitați de viteze de până la 120 km/h – 160 km/h.

După cum se poate observa toate reabilitările executate, în execuție sau care se vor executa în viitorul apropiat se găsesc pe traseul Coridorului IV TEN care face legătura între Centrul Europei, respectiv Germania și Marea Neagră și care pe teritoriul României parcurge tronsonul Frontieră Ungaria – Curtici – Simeria – Brașov – București – Constanța și ramura spre Giurgiu.

Toate aceste reabilitări au implicat și implică intervenția masivă asupra infrastructurii de cale ferată existentă, urmărind în principal mărirea capacității portante a terasamentelor și lucrărilor de artă, îmbunătățirea traseelor pentru realizarea unor aliniamente cât mai lungi și mărirea razelor curbelor în vederea sporirii vitezelor de circulație.

Pentru viitor, întreaga rețea a infrastructurii și suprastructurii de cale ferată va trebui adusă la nivelul compatibil standardelor europene în ceea ce privește elementele constructive ale acesteia.

1.2. Rolul și importanța infrastructurii liniilor de cale ferată

Un rol determinant în modernizarea rețelei de căi ferate din România și aducerea ei la standarde europene de viteză și siguranță îl constituie infrastructura de cale ferată prin cele două componente de reabilitare sau de construcție nouă.

Creșterea continuă a solicitării căii ferate implică permanente transformări și perfecționări în întreținerea suprastructurilor existente și în special a infrastructurilor.

Infrastructura căii, care cuprinde terasamente, poduri, viaducte, tuneluri, ziduri de sprijin, fiind formată din totalitatea construcțiilor prin care se realizează platforma căii, este elementul care asigură siguranța suprastructurii de cale ferată și implicit transportului pe calea ferată. În funcție de capacitatea portantă și starea acesteia se poate defini un transport competitiv pe calea ferată.

Calea ferată este solicitată în condiții grele și complexe. Asupra unei perechi de șine cu secțiunea transversală relativ mică, prinsă de traverse cu grosimea 17 – 20 cm, ce sunt înglobate într-un strat de piatră spartă având grosimea de 25 – 35 cm, acționează forțe verticale concentrate ce pot ajunge până la 12 tf pe o șină, precum și forțe orizontale importante.

Solicitările provenite din greutatea osiilor cresc cu 50% și chiar mai mult din cauza vitezelor mari de circulație, a șocurilor de la joantele căii, a neregularităților de pe roți și osii, a mișcării oscilatorii ale arcurilor și resorturilor de la materialul rulant, precum și din cauza diverselor abateri de la toleranțele admisibile. Aceste solicitări influențează infrastructura căii ferate și determină apariția a numeroase degradări la terasamente. Totodată se constată tendința de îmbătrânire a acestora ceea ce este o consecință a creșterii solicitărilor. Calea ferată fiind o construcție unitară, modificările care intervin în condițiile de solicitare au influență asupra întregii construcții.

Având în vedere vechimea terasamentelor și că acestea nu au fost proiectate și executate în totalitate pe bază de cercetări geotehnice (laboratorul geotehnic s-a înființat la calea ferată în anul 1948), iar execuția lor a fost în general manuală deci practic nu se realizau compactări eficiente, se constată la această dată numeroase degradări de terasamente și în aproape toate rambleele înalte dezvoltarea unor punți de balast.

În aceste condiții infrastructura de cale ferată nu-și mai poate îndeplini rolul de suport sigur și continuu al căii de rulare conducând la costuri mari de exploatare, atât prin reducerea vitezelor de circulație cât și prin necesitatea executării unor lucrări repetate de întreținere.

În consecință, cunoscând rolul și importanța infrastructurii de cale ferată pentru menținerea și chiar modernizarea transportului feroviar, este necesar a se avea în vedere, pe viitor, o strategie de reabilitare a zonelor cu probleme de terasamente. Propunerea de lucrări de terasamente, atât pentru menținerea lor

Într-o stare viabilă, cât și pentru îmbunătățirea caracteristicilor tehnice și geotehnice actuale, trebuie să țină cont de anumite condiții zonale (geografice, geologice, geotehnice, hidrologice etc.) și de concluziile unei urmăriri în timp a comportării în exploatare.

Pornind pe de o parte de la importanța infrastructurii de cale ferată, iar pe de altă parte de la necesitatea reabilitării acesteia, s-au stabilit și obiectivele acestei teze de doctorat.

Scopul acestei teze de doctorat este de a prezenta un studiu al condițiilor de rezistență și stabilitate a terasamentelor de cale ferată în general, prin prisma teoriilor existente la această dată și concretizat în condițiile traseului de cale ferată care străbate valea râului Mureș pe tronsonul cuprins între Deva și Radna luând în considerare constrângerile de ordin geografic, geologic, geotehnic și hidrologic cu exemplificare, concluzii și recomandări. Tema urmărește aprofundarea din punct de vedere geotehnic a condițiilor specifice traseului și recomandă, pe baza experienței practice, unele măsuri care trebuie avute în vedere la proiectarea, executarea și urmărirea lucrărilor necesare aducerii la parametrii corespunzători a infrastructurii de cale ferată.

De fapt, după cum este prezentată și în fig. 1.2, tronsonul de cale ferată studiat face parte din Coridorul IV TEN, porțiunea cuprinsă între Deva și Radna fiind una din zonele cele mai restrictive ale acestui traseu.



Fig. 1.2 Traseul studiat – Defileul Mureșului - Linia de cale ferată Deva – Radna – Arad

Capacitatea practică actuală a liniei este între 60 (secțiunea cu linie ferată simplă) și 210 trenuri/zi (secțiunile cu linie ferată dublă). Viteza maximă de circulație este de 65-120 km/h pentru trenurile de călători și 65-95 km/h pentru trenurile de marfă. Timpul efectiv de călătorie pentru trenurile rapide (fără a lua în

considerare timpul staționării) este în jur de 11 ore și 16 ore pentru trenurile container între Curtici și Constanța. O oră este întârzierea medie, datorită condițiilor improprie ale infrastructurii. În prezent, trenurile directe de călători (Intercity) parcurg traseul Curtici până la Simeria în aproximativ 2 ore și 30 minute, cu restricțiile preponderente pe intervalul Deva - Radna. Linia de cale ferată, ce constituie obiectul de studiu, va trebui să corespundă pentru o viteză maximă de 160 (pentru trenurile de călători) și 120 km/h (pentru trenurile de marfă).

În acest scop, în teză au fost analizate toate aspectele geotehnice ale stabilității terasamentelor în general și ale tronsonului valea Mureșului în special restricțiile geometrice actuale naturale, în scopul de a propune o bază de date privind recomandări ale viitoarelor reabilitări din punct de vedere al infrastructurilor de cale ferată bazate pe experiența lucrărilor de consolidare a terasamentelor, precum și experiența de întreținere a acestui tronson.

Cap. 2. ELEMENTE DE GEOTEHNICĂ PRIVIND REZISTENȚA ȘI STABILITATEA TERASAMENTELOR DE CALE FERATĂ

2.1. Considerații asupra distribuției tensiunilor în masivele de pământ.

2.1.1. Aspecte generale

În masivele de pământ se dezvoltă tensiuni (eforturi unitare), datorate atât încărcărilor exterioare cât și greutateii proprii a pământului.

Pentru analiza unui masiv este necesar să cunoaștem distribuția tensiunilor în interiorul acestuia și valoarea lor cât mai exactă. Faptul că pământurile reprezintă în realitate medii granulare discontinue, alcătuite din particule solide de diferite forme și mărimi, precum și existența neomogenităților, face ca distribuția tensiunilor să fie foarte complexă.

Transmiterea încărcărilor într-o asemenea structură granulară, se face prin punctele de contact între particule ceea ce face ca distribuția tensiunilor să fie discontinuă. (Fig.2.1)

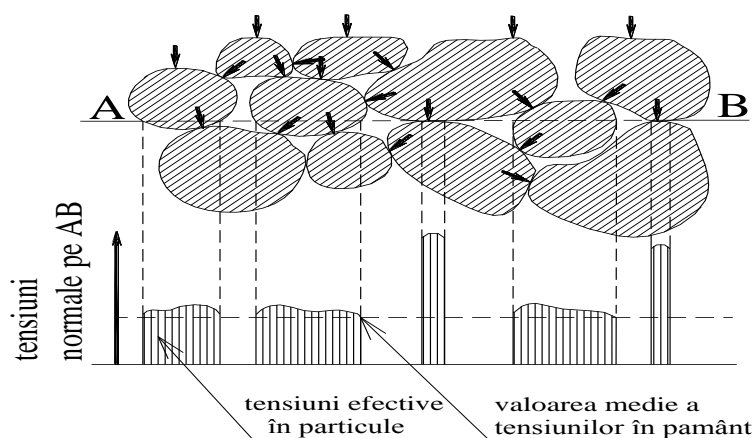


Fig. 2.1 Tensiuni normale la contactele dintre
particulele solide ale pământului

În ipoteza asimilării distribuției reale discontinue cu o distribuție continuă echivalentă, un masiv de pământ poate fi schematizat sub forma unui mediu discret, la care toate particulele sunt sferice cu aceeași dimensiune (Fig.2.2). Această asimilare se poate face datorită densității foarte mari a punctelor de contact. Se consideră acțiunea unei sarcini exterioare concentrată liniară egală cu unitatea ($P=1$), pentru analiza modului de distribuție a tensiunilor normale.

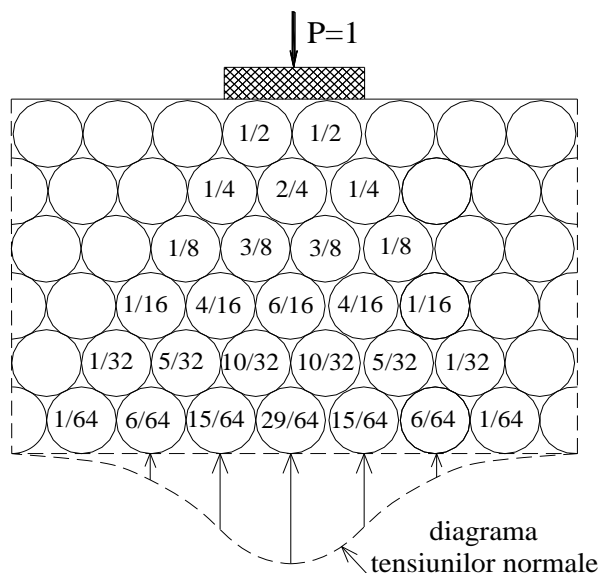


Fig. 2.2 Distribuția tensiunilor normale într-un mediu discret

Se pot reține două aspecte importante:

- Suprafețele orizontale pe care se face repartizarea tensiunilor verticale se măresc odată cu creșterea adâncimii.
- Forma diagramei tensiunilor verticale arată că pentru o anumită adâncime, tensiunea verticală este maximă în dreptul axei încărcării și se micșorează spre marginile suprafeței de repartizare.

Datorită faptului că, până la o anumită valoare a încărcării exterioare pământurile prezintă o relație liniară între tensiuni (eforturi unitare) și deformații ca și la corpurile continue elastice, pentru calculul distribuției tensiunilor provenite din încărcări se folosesc legile teoriei elasticității.

Prin faptul că deformațiile provocate de tensiunile induse de încărcările exterioare nu sunt elastice, pentru modelul de calcul se acceptă în mod simplificat **semispațiul omogen, izotrop, continuu și liniar deformabil**. Deci modulul de elasticitate din relațiile teoriei elasticității este înlocuit cu modulul de deformație liniară al pământului.

Din punct de vedere granulometric, eroarea comisă prin asimilarea pământurilor ca fiind medii continue elastice este cu atât mai mică, cu cât granulozitatea este mai fină și masa pământului în ansamblu mai omogenă și izotropă.

Pentru calculul distribuției tensiunilor din masivele de pământ apar două cazuri distincte:

- Distribuția tensiunilor în cazul problemei spațiale de eforturi și deformații
- Distribuția tensiunilor în cazul problemei plane de eforturi și deformații

2.1.2. Calculul tensiunilor din încărcări exterioare

Pentru calculul distribuției tensiunilor din încărcări exterioare se consideră cele două cazuri distincte și anume: cazul problemei spațiale și cazul problemei plane.

2.1.2.1. Calculul distribuției tensiunilor în cazul problemei spațiale din încărcări exterioare

A. Semispațiu încărcat cu o sarcină concentrată

Problema calcului tensiunilor din interiorul semispațiului, dezvoltate de o forță concentrată care acționează la suprafața sa, a fost rezolvată teoretic de către M.J. Boussinesq, fiind cunoscută în literatura de specialitate sub denumirea de „problema Boussinesq”.

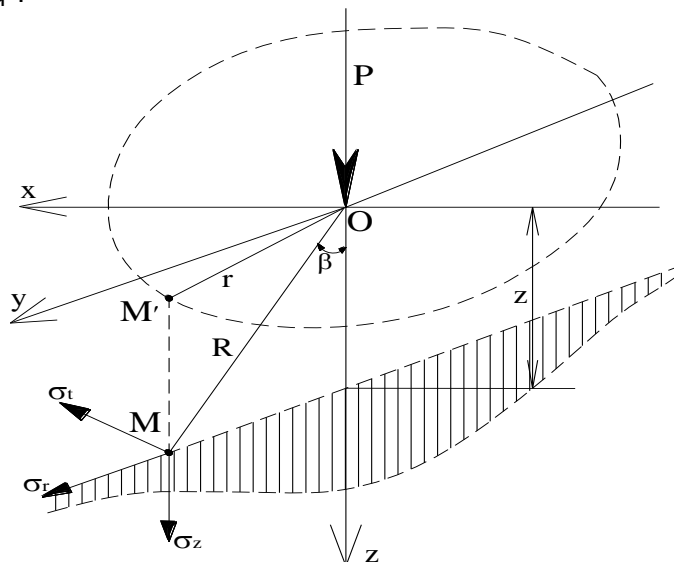


Fig. 2.3 Tensiunile generate de o forta concentrata

Forța P - concentrată, aplicată pe suprafața semispațiului, dezvoltă într-un punct M din interiorul acestuia de coordonate r și z (fig. 2.3), tensiunile σ_z , σ_r și σ_t . Aceste tensiuni sunt perpendiculare, pe planul horizontal care trece prin punctul M, pe planul vertical tangent în punctul M' la cercul de rază r respectiv pe planul vertical dus prin punctul M și axa z. În punctul M acționează numai tensiunile tangențiale τ_{rz} și τ_{zr} din cauza simetriei.

Relațiile deduse de Boussinesq pentru exprimarea mărimii celor trei tensiuni , menționate mai sus, sunt:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cos^5 \beta \quad (2.1)$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \left[3 \cdot \cos^3 \beta \cdot \sin^2 \beta - (1 - 2\nu) \cdot \frac{\cos^2 \beta}{1 + \cos \beta} \right] \quad (2.2)$$

$$\sigma_t = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot (1 - 2\nu) \cdot \left(\cos^3 \beta - \frac{\cos^2 \beta}{1 + \cos \beta} \right) \quad (2.3)$$

în care: β - unghiul dintre raza vectorie R și axa verticală Oz;

ν - coeficientul lui Poisson.

În mecanica pământurilor interesează mai mult tensiunea verticală σ_z . Pentru aceasta avem în vedere că

$$R = \sqrt{r^2 - z^2} \text{ și } \cos \beta = \frac{z}{R} = \frac{z}{\sqrt{r^2 - z^2}} \quad (2.4)$$

relația de calcul a tensiunii verticale σ_z poate fi scrisă sub forma:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{z^5}{R^5} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} = \frac{P}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi} \cdot \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{5}{2}} = \frac{P}{z^2} \cdot k_1 \quad (2.5)$$

în care: k_1 - este coeficient de influență, ale cărui valori sunt calculate în funcție de raportul r/z .

Din analiza relației de calcul a tensiunii verticale σ_z , se observă că:

- valoarea σ_z tinde spre infinit în punctul de aplicație a forței, deci în imediata apropiere a ei tensiunile verticale depășesc limita de proporționalitate și relațiile de calcul deduse în ipoteza mediului liniar deformabil nu mai sunt aplicabile;
- variația în plan orizontal a tensiunii verticale σ_z , la o anumită adâncime z , este curbilinie și simetrică față de axa forței (fig, 2.3), unde valoarea acesteia este maximă;
- valoarea tensiunii verticale maxime, din dreptul axei forței, scade, pe măsura creșterii adâncimii z .

În cazul când pe suprafața semispațiului acționează mai multe forțe concentrate (fig. 2.4), pentru determinarea tensiunilor verticale se aplică principiul suprapunerii efectelor, folosind următoarea relație de calcul:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \cdot \sum_{i=1}^n P_i \cdot k_{1i} \quad (2.6)$$

unde: k_{1i} - este în funcție de raportul $\frac{r_j}{z}$.

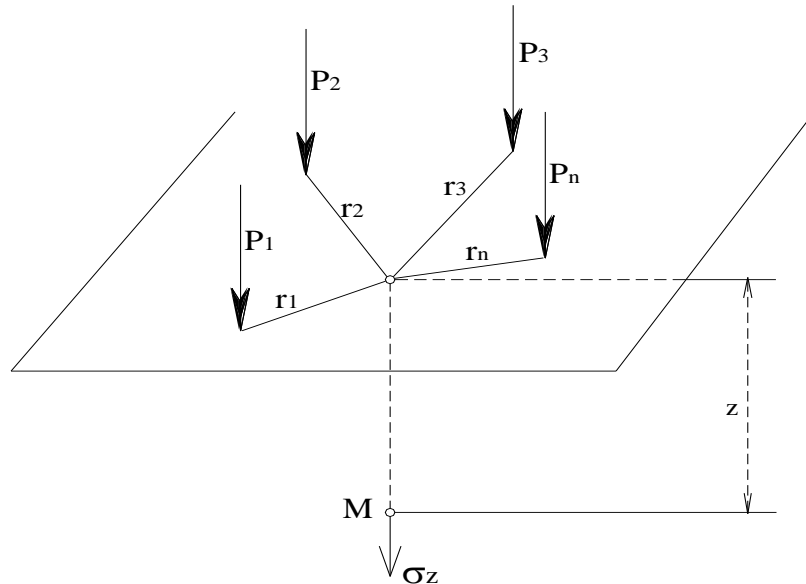


Fig. 2.4 Sarcini concentrate aplicate pe un semispațiu

B. Semispațiu încărcat cu o sarcină distribuită pe o suprafață oarecare

La un terasament de cale ferată, încărcările aduse de trafic și transmise prin intermediul șinei, plăcii de rează, traversei, stratului de piatră spartă, precum și stratului de repartitie, nu sunt predate în mod concentrat, ci prin repartizare pe o anumită suprafață.

Este necesară determinarea tensiunilor din interiorul semispațiului încărcat cu o sarcină distribuită după o anumită lege pe o suprafață oarecare (fig. 2.5). Și rezolvarea acestei probleme se bazează în principiu pe folosirea relației de calcul analizate în cazul semispațiului încărcat cu o forță concentrată (problema Boussinesq).

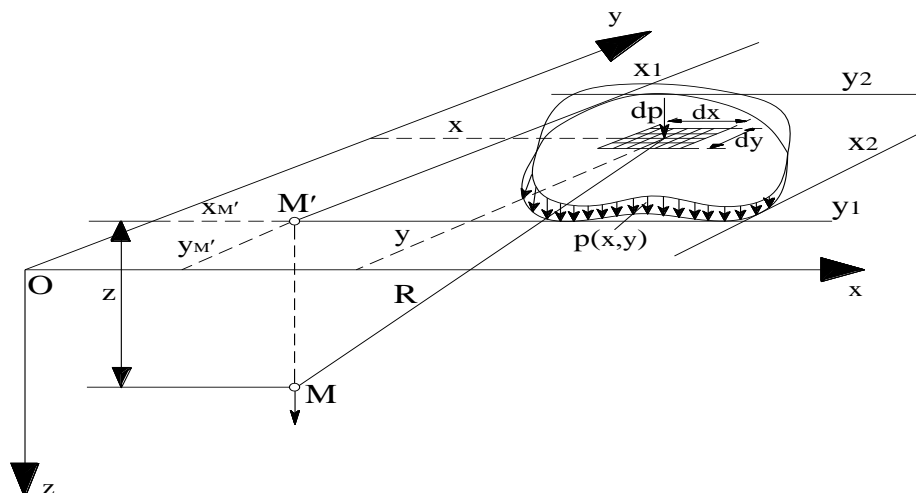


Fig. 2.5 Semispațiu încărcat cu sarcina distribuită pe o suprafață

Se consideră rezultanta dP a încărcării de pe suprafața elementară $dA = dx \cdot dy$, ca o forță concentrată ce acționează în centrul acestei suprafețe și care are valoarea:

$$dP = p(x, y) \cdot dA \quad (2.7)$$

Mărima tensiunii verticale din punctul M , generată de forța dP , poate fi exprimată conform relației (2.5), astfel:

$$d\sigma_z = \frac{3p(x, y) \cdot dA}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad (2.8)$$

unde: R - reprezintă distanța de la punctul M până în centrul suprafeței elementare dA ;

z - este adâncimea punctului M față de planul xOy .

Integrând expresia (2.8), se obține valoarea totală a tensiunii verticale σ_z din punctul M , pe întreaga suprafață de încărcare, care poate avea diverse forme (dreptunghiulară, circulară, inelară etc.). În cazul unei suprafețe dreptunghiulare, mărimea tensiunii verticale σ_z poate fi scrisă astfel:

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \cdot \int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \frac{p(x, y)}{R^5} dx dy \quad (2.9)$$

C. Sarcina uniform distribuită pe suprafață dreptunghiulară. Metoda punctului de colț.

Considerând o încărcare pe o suprafață dreptunghiulară cu dimensiunile L și B care transmite terenului de fundare o presiune uniform repartizată p (fig. 2.6) și un punct M situat pe o verticală ce trece prin unul din colțurile suprafeței, se poate determina tensiunea verticală σ_z cu relația (2.10).

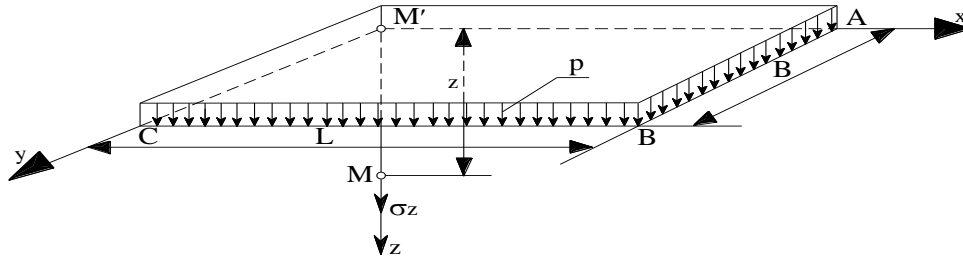


Fig. 2.6 Suprafata dreptunghiulara încarcata cu sarcina uniform distribuita

Prin rezolvarea integralei duble (2.9), pentru acest caz particular, se obține relația de calcul a tensiunii verticale σ_z , care în mod simplificat poate fi scrisă sub forma:

$$\sigma_z = p \cdot k_d, \quad (2.10)$$

unde: k_d este un coeficient adimensional, având următoarea expresie:

$$k_d = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\operatorname{arctg} \frac{BL}{z(L^2 + B^2 + z^2)} + \frac{B \cdot L \cdot z}{\sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} \cdot \left(\frac{1}{L^2 + z^2} + \frac{1}{B^2 + z^2} \right) \right] \quad (2.11)$$

Valoarea coeficientului adimensional k_d este în funcție de dimensiunile L și B ale suprafeței dreptunghiulare de încărcare și de adâncimea z a punctului M . Valorile acestui coeficient de influență sunt calculate și intabulate, în funcție de rapoartele $\frac{z}{B}$ și $\frac{L}{B}$, în care B este dimensiunea mică a suprafeței dreptunghiulare considerate.

Calculul tensiunilor verticale în oricare punct al terenului de fundare se poate face prin metoda punctului de colț. În funcție de poziția relativă, față de conturul suprafeței considerate, a punctului M' , care reprezintă proiecția pe planul suprafeței de încărcare a punctului M de adâncime z (fig.2.6), se pot distinge următoarele cazuri:

1. Punctul M' se află pe conturul suprafeței de încărcare (fig. 2.7), caz în care suprafața se împarte în două dreptunghiuri, astfel încât punctul M să fie colț comun al acestora;

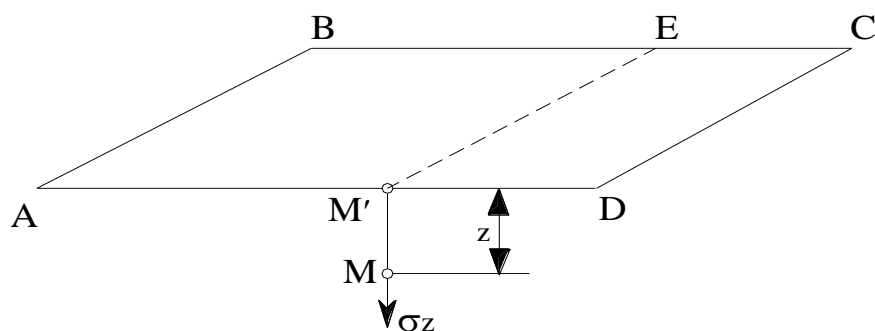


Fig. 2.7 Schema de aplicare a metodei punctului de colt cu punctul M' pe contur

Valoarea tensiunii verticale σ_z din punctul M se calculează aplicând principiul suprapunerii efectelor:

$$\sigma_z = p \cdot [k_d(M \square' ABE) + k_d(M \square' ECD)] \quad (2.12)$$

în care: $k_d(M \square' ABE)$ și $k_d(M \square' ECD)$ sunt coeficienți de influență corespunzători celor două dreptunghiuri;

2. Punctul M' se găsește în interiorul tălpii fundației (fig. 2.8);

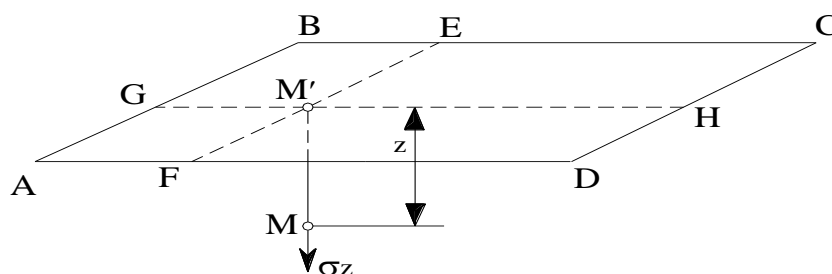


Fig. 2.8 Schema de aplicare a metodei punctului de colt cu punctul M' în interiorul conturului

În acest caz suprafața de încărcare se împarte în patru dreptunghiuri la care punctul M' este colț comun. Valoarea tensiunii verticale σ_z poate fi scrisă astfel:

$$\sigma_z = p \cdot [k_d(M'FAG) + k_d(M'GBE) + k_d(M'ECH) + k_d(M'HDF)] \quad (2.13)$$

3. Punctul M' se găsește în interiorul conturului tălpii fundației (fig. 2.9),

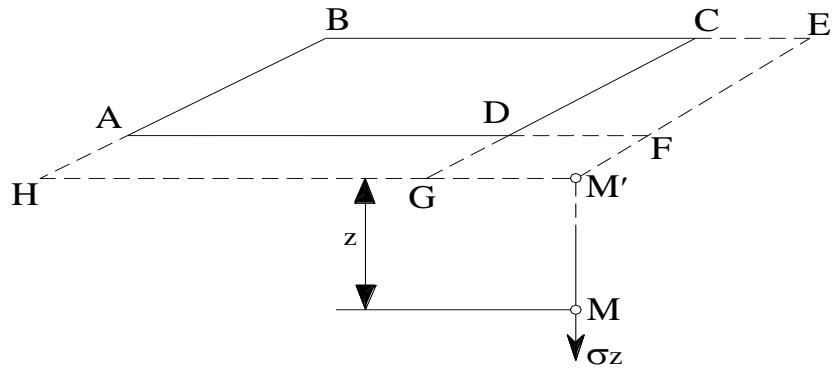


Fig. 2.9 Schema de aplicare a metodei punctului de colt cu punctul M' în exteriorul conturului

Se construiesc patru dreptunghiuri ce au colțul comun în punctul M' și care se extind în afara limitelor suprafeței de încărcare. Valoarea tensiunii verticale σ_z poate fi exprimată astfel:

$$\sigma_z = p \cdot [k_d (M'HBE) - k_d (M'HAF) - k_d (M'GCE) - k_d (M'GDF)] \quad (2.14)$$

2.1.2.2. Calculul distribuției tensiunilor în cazul problemei plane

A. Semispațiul încărcat cu o sarcină liniară uniform distribuită

În cazul unor construcții, a căror fundații au lungimea mult mai mare decât lățimea, tensiunile din terenul de fundare nu variază în direcția laturii longitudinale a tălpii fundației, astfel că pentru calculul distribuției acestora se poate aplica ipoteza problemei plane.

Problema plană este caracteristică pentru: fundații continue sub pereți, ziduri de sprijin, terasamente (fig. 2.10), diguri, baraje, ecluze, etc.

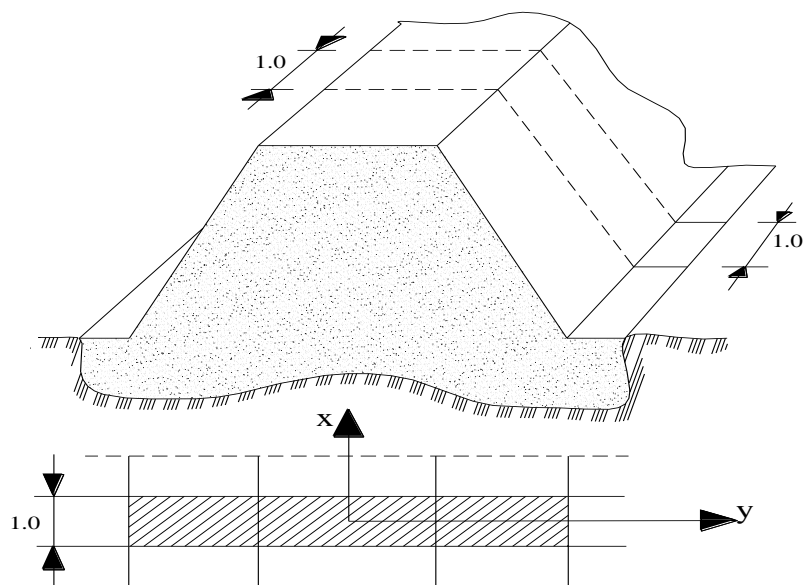


Fig. 2.10 Fundatie de terasament la care se aplica problema plana

Pentru calculul tensiunilor, în cazul problemei plane, se secționează o fâșie cu lungime unitară, perpendiculară pe direcția longitudinală a construcției. Starea de tensiune din terenul de fundare de sub această fâșie este caracteristică pentru toată construcția, considerând că încărcarea nu variază în direcție perpendiculară pe planul fâșiei.

Punctul de plecare în soluționarea teoretică a problemei plane constă în rezolvarea dată de Flamand, pentru determinarea tensiunilor într-un mediu liniar deformabil, încărcat cu o sarcină liniară uniform distribuită (fig. 2.11).

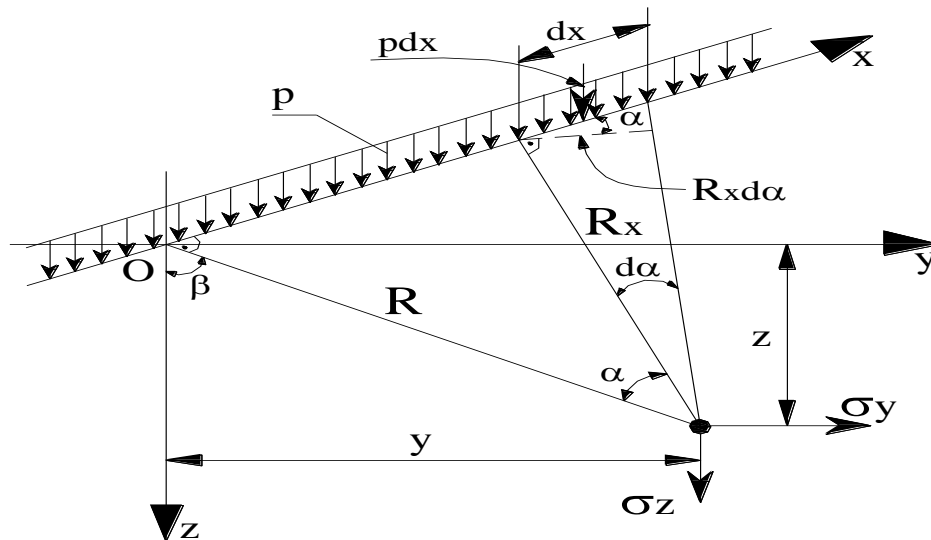


Fig. 2.11 Sarcina liniara uniform distribuita

Într-un punct M situat în planul yOz și având coordonatele y și z , tensiunea verticală se obține prin însumarea tensiunilor elementare $d\sigma_z$, produse de forțele concentrate elementare pdx . Pentru elementul diferențial dx , prin aplicarea relației (2.5) se obține:

$$d\sigma_z = \frac{3pdx}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R_x^5} \quad (2.15)$$

Din figura 2.11 rezultă următoarele relații geometrice:

$$z = R \cdot \cos \beta; R_x = \frac{R}{\cos \alpha}; dx = \frac{R_x \cdot d\alpha}{\cos \alpha} = \frac{R d\alpha}{\cos^2 \alpha} \quad (2.16)$$

Înlocuind mărimile de mai sus în relația (2.15) se obține:

$$d\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \cdot \frac{R}{\cos^2 \alpha} \cdot d\alpha \cdot \frac{R^3 \cdot \cos^3 \beta}{R^5} \cdot \cos^5 \alpha = \frac{3p}{2\pi R} \cdot \cos^3 \beta \cdot \cos^3 \alpha \cdot d\alpha \quad (2.17)$$

iar prin integrare între limitele $-\frac{\pi}{2}$ și $+\frac{\pi}{2}$ pentru α , rezultă relația:

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \cdot \cos^3 \beta \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} \cos^3 \alpha \cdot d\alpha = \frac{3p}{2\pi R} \cdot \cos^3 \beta \left[\frac{1}{3} \cdot \sin \alpha \cdot \cos^2 \alpha + \frac{2}{3} \cdot \sin \alpha \right]_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} =$$

$$\frac{2p}{\pi R} \cdot \cos^3 \beta \quad (2.18)$$

Ținând seama de relațiile de legătură dintre z , R și $\cos \beta$ precum și de faptul că $\sqrt{z^2 + y^2}$, expresia (2.18) poate fi transcrisă astfel:

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi \cdot R} \cdot \cos^3 \beta = \frac{2p}{\pi \cdot z} \cdot \cos^4 \beta = \frac{2p}{\pi \cdot z} \cdot \frac{z^4}{R^4} = \frac{2p}{\pi \cdot z} \left[\frac{z}{\sqrt{z^2 + y^2}} \right]^4 = \frac{p}{z} \cdot k_2, \quad (2.19)$$

unde k_2 este coeficientul de influență a cărui valori sunt date în funcție de raportul y/z .

Tensiunile σ_y și τ din punctul M pot fi exprimate prin următoarele relații :

$$\sigma_y = \frac{2p}{\pi R} \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos \beta \quad (2.20)$$

$$\tau = \frac{2p}{\pi R} \cdot \sin \beta \cdot \cos^2 \beta \quad (2.21)$$

B. Semiplan încărcat cu sarcină distribuită

Pentru cazul încărcării unui semiplan cu o sarcină distribuită după o lege oarecare pe o porțiune finită poate fi extinsă rezolvarea lui Flamand (fig.2.12).

Pe baza relațiilor 2.18, 2.20, 2.21 se pot exprima tensiunile elementare $d\sigma_z$ și $d\sigma_y$ din punctul M, produse de încărcarea $p(y)$ aplicată pe elementul diferențial dy după cum urmează:

$$d\sigma_z = \frac{2p(y) \cdot dy}{\pi R} \cdot \cos^3 \beta \quad (2.22)$$

$$d\sigma_y = \frac{2p(y) \cdot dy}{\pi R} \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos \beta$$

$$d\tau = \frac{2p(y) \cdot dy}{\pi R} \cdot \sin \beta \cdot \cos^2 \beta$$

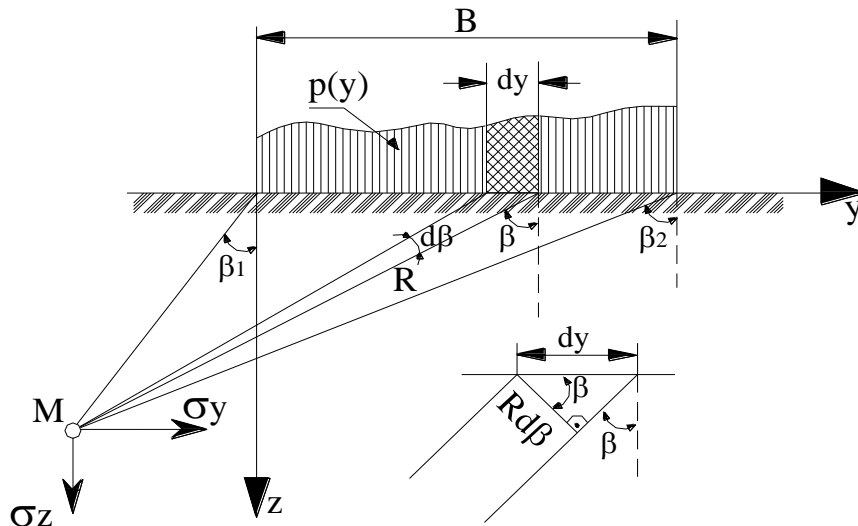


Fig. 2.12 Sarcina distribuita neuniform pe o portiune finita a unui semiplan

După înlocuirea lui dy și integrarea între limitele β_1 și β_2 se obțin valorile tensiunilor totale generate de încărcarea $p(y)$.

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \cdot \int_{\beta_1}^{\beta_2} p(y) \cdot \cos^2 \beta \cdot d\beta \quad (2.23)$$

$$\sigma_y = \frac{2}{\pi} \cdot \int_{\beta_1}^{\beta_2} p(y) \cdot \sin^2 \beta \cdot d\beta$$

$$\tau = \frac{2}{\pi} \cdot \int_{\beta_1}^{\beta_2} p(y) \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot d\beta$$

În practică se regăsesc cel mai frecvent două cazuri în ceea ce privește legea de variație a încărcării $p(y)$ și anume încărcare uniform distribuită și încărcare variabilă liniar.

C. Semiplan încărcat cu o sarcină uniform distribuită (fig. 2.13)

După înlocuirea $p(y) = p = \text{constant}$ în relațiile (2.23), integrarea acestora și efectuarea unor artificii și transformări trigonometrice, se ajunge la relațiile de calcul (2.24) și (2.25):

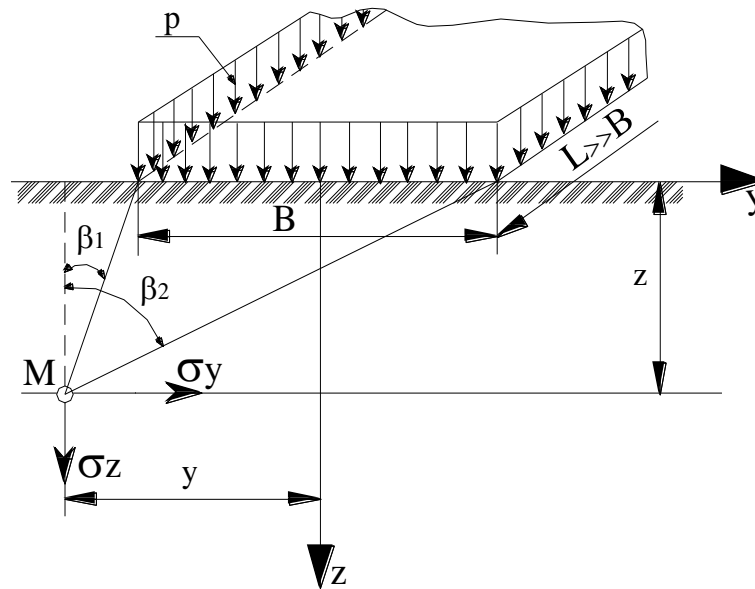


Fig. 2.13 Sarcina uniform distribuita pentru calculul tensiunilor verticale

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \cdot [(\beta_2 - \beta_1) + \sin(\beta_2 - \beta_1) \cdot \cos(\beta_2 + \beta_1)] \quad (2.24)$$

$$\sigma_y = \frac{p}{\pi} \cdot [(\beta_2 - \beta_1) - \sin(\beta_2 - \beta_1) \cdot \cos(\beta_2 + \beta_1)] \quad (2.25)$$

Relația (2.24) poate fi scrisă și simplificat sub forma:

$$\sigma_z = p \cdot k_3 \quad (2.26)$$

$$\text{unde: } k_3 = \frac{1}{\pi} \cdot [(\beta_2 - \beta_1) + \sin(\beta_2 - \beta_1) \cdot \cos(\beta_2 + \beta_1)] \quad (2.27)$$

Valoarea coeficientului k_3 se găsește calculată și întabulată în literatura de specialitate [26] în funcție de rapoartele z/B și y/B .

D. Semiplan încărcat cu o sarcină distribuită după o lege liniară de variație

În acest caz de distribuție a încărcării (fig. 2.14), relația de calcul a tensiunii verticale σ_z are forma:

$$\sigma_z = \frac{pz}{\pi \cdot B} \cdot \left[\sin^2 \beta_2 - \sin^2 \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_2 \left(\beta_2 - \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 \right) \right] \quad (2.28)$$

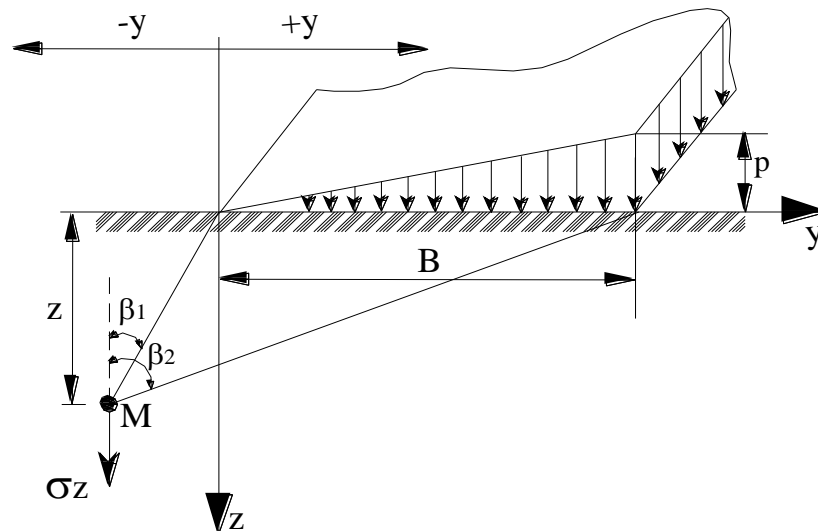


Fig. 2.14 Sarcina liniar distribuita (triunghiulara)

Simplificat relația (2.28) poate fi scrisă sub forma:

$$\sigma_z = p k_3' \quad (2.29)$$

unde k_3' este în funcție de rapoartele z / B și y / B .

2.1.3. Calculul tensiunilor din greutatea proprie

În interiorul unui masiv de pământ, se suprapun tensiunile din greutatea sa proprie, peste tensiunile date de încărcările exterioare.

Tensiunea verticală din greutatea proprie a masivului, notată cu σ_{gz} sau p_g , poartă denumirea de presiune geologică sau presiune litologică.

Valoarea sa depinde de greutatea volumică a rocilor din care este alcătuit masivul, de nivelul apei subterane și în unele cazuri de presiunea acesteia (fig. 2.15).

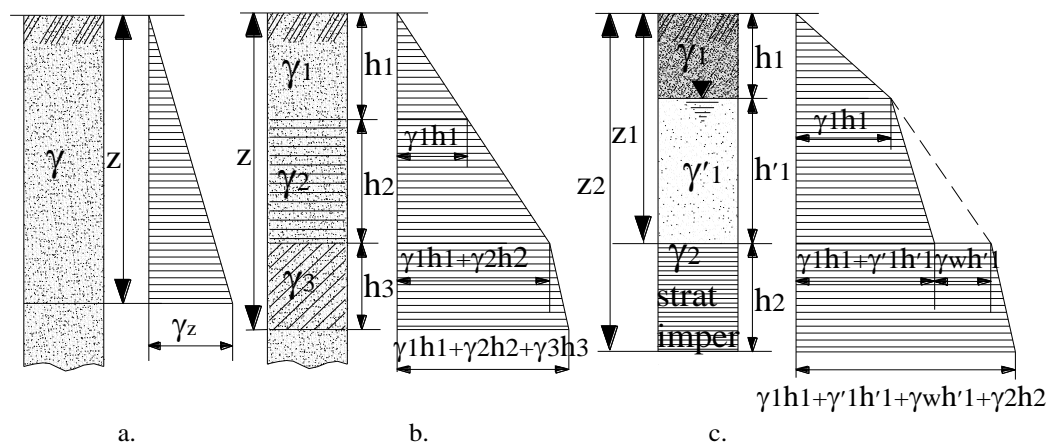


Fig. 2.15 Diagrame de variație a presiunii geologice: a.- masiv din pământ omogen; b.- masiv din pământ stratificat; c.- masiv din pământ cu strat de apă subterana.

În cazul când masivul este format din pământ omogen (fig. 2.15.a), valoarea presiunii geologice la o adâncime z se calculează cu relația:

$$\sigma_{gz} = \gamma \cdot z, \quad (2.30)$$

unde, γ – reprezintă greutatea volumică a pământului

Pentru un masiv stratificat (fig. 2.15.b), relația de calcul a presiunii geologice poate fi scrisă astfel:

$$\sigma_{gz} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (2.31)$$

unde, γ_i – reprezintă greutatea volumică a straturilor de deasupra nivelului de calcul considerat,

h_i – reprezintă grosimea straturilor de deasupra nivelului de calcul considerat (la adâncimea z).

Variația presiunii geologice este liniară pe înălțimea unui strat omogen, diagrama prezentând schimbări de pantă în dreptul limitelor dintre straturi.

Pentru un strat în care se găsește pânză de apă subterană, deci un strat permeabil, la calculul presiunii geologice sub nivelul apei subterane se folosește greutatea volumică în stare submersată (γ'). La baza stratului acvifer (fig. 2.15.c), valoarea presiunii geologice este:

$$\sigma_{gz1} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_1 \cdot h'_1 \quad (2.32)$$

La trecerea în stratul al doilea, care este impermeabil, diagrama de presiune geologică prezintă un salt, la valoarea σ_{gz1} adăugându-se și presiunea din greutatea apei.

$$\sigma'_{gz1} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_1 \cdot h'_1 + \gamma_w \cdot h'_1 \quad (2.33)$$

În calculul presiunii geologice date de stratul impermeabil, se folosește greutatea volumică γ_2 . Valoarea presiunii geologice la baza stratului al doilea va fi:

$$\sigma_{gz2} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_1 \cdot h'_1 + \gamma_w \cdot h'_1 + \gamma_2 \cdot h_2 \quad (2.34)$$

2.2. Distribuția tensiunilor în terasamentele de cale ferată.

2.2.1. Calculul tensiunilor în rambleuri

Încărcarea platformei cu sarcina p produsă de circulația trenurilor și greutatea proprie asupra structurii se înlocuiește cu sarcina concentrată P , ce acționează în axul căii (fig. 2.16), având valoarea:

$$P = p \cdot b \quad [\text{KN/m}] \quad (2.35)$$

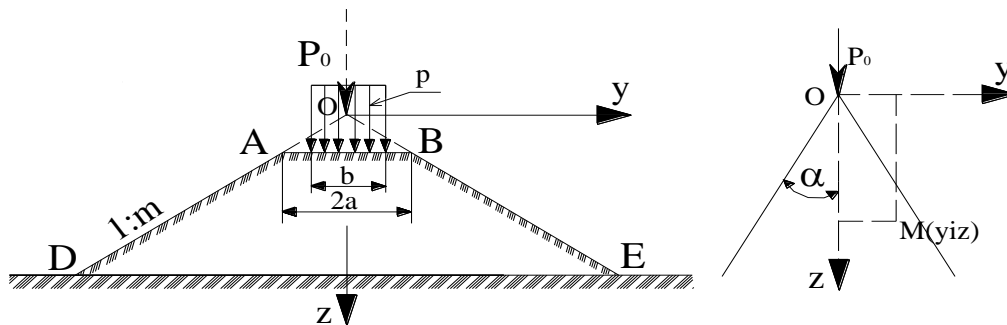


Fig. 2.16 Determinarea tensiunilor în rambleu

Se trasează vârful penei prin triunghiul AOB (fig. 2.16), iar sarcina concentrată P se descompune în:

$$P = P_0 + \frac{\gamma \cdot a^2}{m} \quad (2.36)$$

unde: $\frac{\gamma \cdot a^2}{m}$ - greutatea prisme de pământ AOB,

γ fiind greutatea volumică a pământului;

P_0 - o sarcină imaginară aplicată în vârful penei a cărei mărime rezultă din relația (2.36).

Deci rambleul se înlocuiește cu o pană infinită încărcată în vârf cu sarcina concentrată liniară P_0 , iar formulele de calcul al eforturilor unitare într-un punct M de coordonate y și z , sunt:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{z^3}{(z^2 + y^2)^2} \\ \sigma_y &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{zy^2}{(z^2 + y^2)^2} \\ \tau_{zy} &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{z^2 y}{(z^2 + y^2)^2} \end{aligned} \quad (2.37)$$

unde: α - este obținut prin prelungirea taluzului $\alpha = \arctg \frac{1}{m}$

Pentru cazul în care conturul rambleului este complex, cum este cazul din fig. 2.16.a, tensiunile se calculează în două etape și anume: în prima etapă se consideră până la $D_1O_1C_1$ și în a doua etapă, până la $D_2O_2C_2$. Sarcinile imaginare P_0 și P'_0 se determină tot cu relația (2.36), adaptată formei complexe a rambleului.

În figura 2.17 sunt reprezentate diagramele de variație a eforturilor produse de sarcina P_0 pe plane orizontale situate la diferite niveluri, precum și în plan vertical.

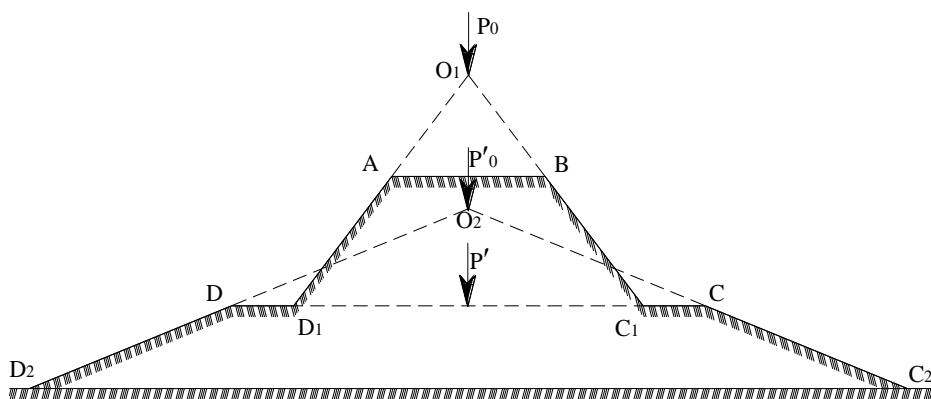


Fig.2.16.a Schema de încărcare în cazul rambleurilor cu contur complex

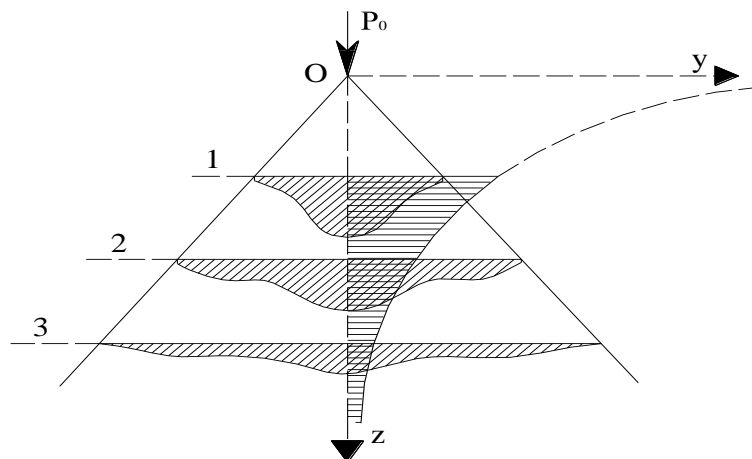


Fig. 2.17 Distribuția tensiunilor în rambleu la diferite niveluri

La eforturile calculate se adaugă și eforturile provenite din greutatea proprie:

$$\sigma_h = \gamma z \quad (2.38)$$

$$\sigma_{gz} = K_0 \sigma_{gz} = K_0 \gamma z \quad (2.39)$$

unde: γ este greutatea volumică a pământului din rambleu;

z – distanța pe verticală măsurată din punctul considerat până la suprafața taluzului deci z variază între h_0 și 0;
 K_0 – coeficientul presiunii laterale.
 Dacă se consideră prisma AOB este fără greutate, rezultă $P_0 = P$ deci înălțimea $z = h_{AB}$ conform figurii 2.18.

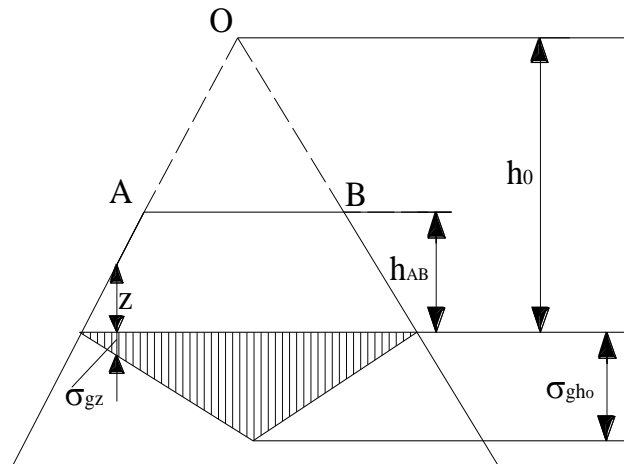


Fig.2.18 Calculul tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri

În fig. 2.19 sunt reprezentate diagramele tensiunilor σ_{gz} la diferite adâncimi și distanțe față de ax.

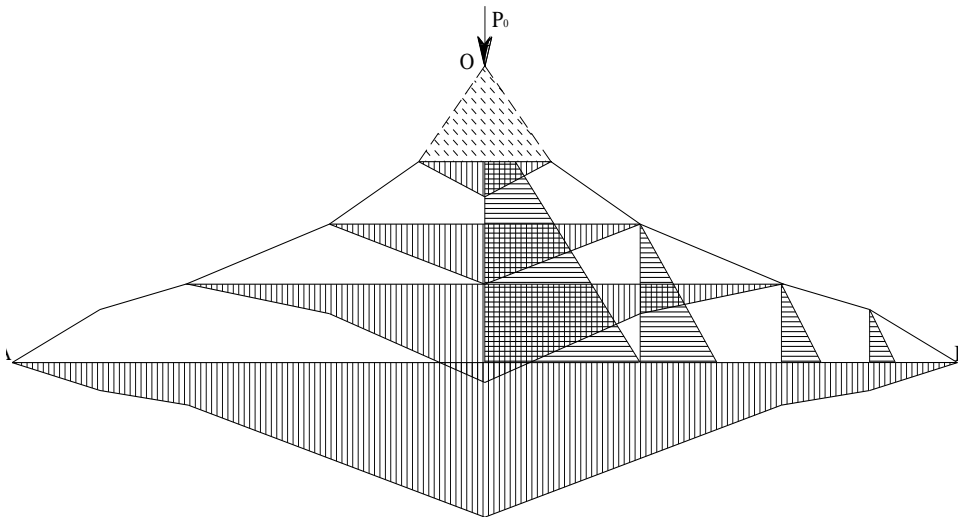


Fig.2.19 Diagramele de variație a tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri

În figura 2.20 sunt raportate pe aceleași plane horizontale tensiunile σ_z și σ_{qz} .

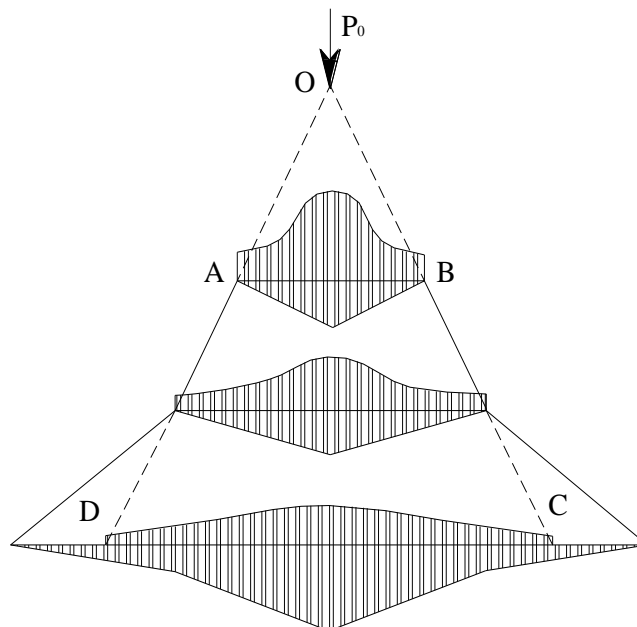


Fig.2.20 Distribuția tensiunilor la diferite niveluri provenite din greutatea proprie și sarcini utile

2.2.2. Calculul tensiunilor în debleuri

În mod analog se calculează tensiunile și pentru debleuri, cu precizarea că nivelul la care se determină și se trasează diagramele, notat cu AB, se află la adâncimea h_0 unde eforturile se uniformizează. Adâncimea h_0 se calculează cu relația [19]:

$$h_0 = 0,866 \cdot l \cdot \sqrt{1 + \frac{64}{l}} \quad (2.40)$$

unde: l – distanța între axele traverselor (fig. 2.21).

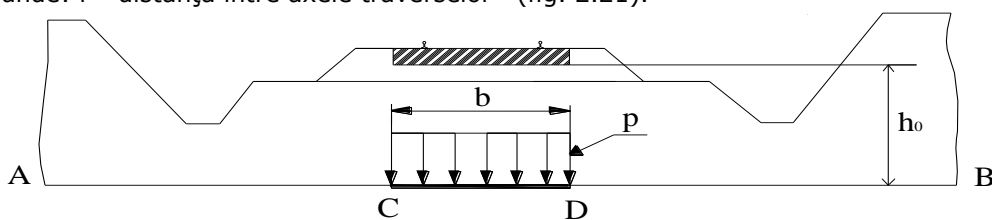


Fig. 2.21 Schema debleurilor în vederea calculului eforturilor

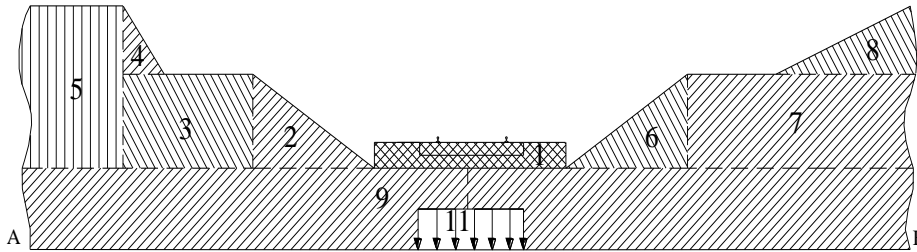


Fig. 2.22 Diagramele de încărcare la debleuri provenind din greutatea taluzurilor și circulație

În fig. 2.22 se prezintă modalitatea de calcul a tensiunilor din greutate proprie, folosind împărțirea în suprafețe triunghiulare și dreptunghiulare.

2.2.3. Factori ce influențează distribuția eforturilor în masivele de pământ.

Aplicarea formulilor din teoria elasticității la calculul distribuției tensiunilor în masivele de pământ impune ca pământurile să îndeplinească anumite condiții de liniaritate a dependenței efort - deformație, deformabilitate, omogenitate și izotropie. Altă condiție este contactul elastic între sarcini și teren.

Influența naturii contactului dintre sarcină și pământ nu se manifestă la terasamente în rambleu unde intensitatea eforturilor interioare la nivelul suprafeței de contact este egală cu intensitatea sarcinii exterioare. Problema se schimbă în cazul rezemării traverselor care sunt rigide. Sub talpa traverselor, de exemplu, eforturile ating în axul tălpii traversei 1,6 din efortul mediu.

Influența anizotropiei se manifestă prin diferențierea proprietăților fizico - mecanice (modulul de deformație E și coeficientul Poisson ν) după anumite direcții. Cazul cel mai frecvent de anizotropie la pământuri apare prin diferențierea modulului de deformație pe direcție verticală E_z în comparație cu cel pe orizontală E_y . Când valoarea modulului de deformație este mai mare în direcția acțiunii forței, decât în direcția perpendiculară pe ea, $E_z > E_y$, are loc o intensificare a eforturilor interioare în direcția forței.

Influența neomogenității se manifestă în special prin prezența succesiunii de straturi cu caracteristici de deformabilitate diferite sub o fundație, unde compresibilitatea diferită influențează distribuția eforturilor. Prezența straturilor mai compresibile sub straturi superioare mai puțin compresibile face ca la nivelul de contact dintre acestea eforturile să se micșoreze.

Durata de acțiune a sarcinii influențează de asemenea distribuția și mărimea eforturilor induse în masivele de pământ. Când acțiunea unei forțe asupra unui masiv de pământ este de scurtă durată, valoarea eforturilor dezvoltate în acesta este mai redusă. Acest fenomen are loc la trecerea vehiculelor de cale ferată, dar trebuie menționat că micșorarea eforturilor sub efectul vitezei mari este compensată de creșterea sarcinilor sub efectul dinamic.

2.3. Deformarea și cedarea masivelor de pământ.

2.3.1. Considerații asupra compresibilității pământurilor

2.3.1.1. Generalități

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

În timpul acțiunii de compresiune, în interiorul unui masiv de pământ, au loc diverse procese și fenomene, care se concretizează și constau în:

- deplasarea particulelor solide și reșezarea lor într-o stare mai îndesată și mai compactă ceea ce duce la o reducere a porozității pământului ;
- eliminarea apei libere și a aerului din porii pământului, proces care permite deplasarea și rearanjarea particulelor solide într-o nouă poziție, mai stabilă și cu interspații între ele mai reduse;
- comprimarea elastică a particulelor solide și chiar strivirea locală a unora dintre ele în zona suprafețelor lor de contact;
- deformarea, respectiv reducerea grosimii învelișurilor de apă absorbită în zona suprafețelor de contact a particulelor solide argiloase;
- comprimarea și dizolvarea parțială a aerului și gazelor din porii închiși ai pământurilor argiloase.

Toate cele trei faze componente ale pământurilor (solidă, lichidă și gazoasă) sunt influențate de fenomenele care definesc compresibilitatea, însă sub aspect cantitativ efectul lor este mult diferențiat. Deformarea pământurilor se datorează în cea mai mare măsură reducerii porozității prin apropierea și rearanjarea particulelor solide. În cazul când porii pământului sunt plini cu apă, apropierea particulelor solide între ele, respectiv reducerea porozității, este posibilă numai pe măsură ce apa liberă este eliminată din pori, știut fiind că apa este practic incompresibilă. Viteza de eliminare a apei libere din pori și, în consecință durata procesului de deformare a pământului pe seama reducerii porozității, este dependentă de permeabilitatea pământului respectiv.

Comprimarea elastică a particulelor solide în zona punctelor de contact este neînsemnată față de mărimea totală a deformațiilor, având totodată și caracter reversibil. Deși eventualele striviri locale, care pot interveni atunci când tensiunile din punctele de contact sunt mari, au caracter ireversibil, contribuția lor la valoarea totală a deformațiilor este de asemenea neglijabilă.

La pământurile argiloase fin dispersate, ca urmare a eforturilor unitare de pe suprafețele de contact a particulelor solide învelite cu apă legată fizic, se poate produce reducerea grosimii acestor învelișuri, o parte din apa slab legată trecând în apă liberă. Fenomenul este de lungă durată și parțial ireversibil, efectul său putând fi luat în considerare în unele situații particulare de studiu a deformabilității în timp a pământurilor argiloase.

2.3.1.2. Consolidarea pământurilor

Prin procesul de rearanjare a particulelor componente, respectiv de reducere a porozității sub acțiunea încărcărilor, se obține o așezare mai densă a granulelor și o mărire a numărului suprafețelor de contact, ceea ce conduce în final la sporirea rezistenței pământurilor. Din acest motiv, procesul de deformare în timp a

pământurilor sub acțiunea unei încărcări constante poartă denumirea de consolidare.

Durata procesului de consolidare a pământurilor este condiționată de viteza de eliminare a apei libere din pori, care la rândul său depinde direct de permeabilitate. Din acest punct de vedere se poate considera că în practică consolidarea este un fenomen caracteristic pentru pământurile argiloase, care se caracterizează prin permeabilitate foarte scăzută.

La nisipuri, chiar dacă sunt saturate, nu se poate vorbi de un proces de consolidare în timp deoarece, având permeabilitate mare, eliminarea apei din pori se realizează practic odată cu aplicarea încărcării, dând posibilitatea particulelor să ocupe imediat poziții corespunzătoare unei stări mai îndesate. De aceea, în cazul terenurilor de fundare alcătuite din nisipuri, se poate considera că procesul de deformare al acestora sub acțiunea încărcărilor transmise de fundații încetează odată cu terminarea execuției construcțiilor (fig. 2.23.a). La pământurile argiloase, mai ales la cele saturate, datorită permeabilității reduse eliminarea apei din pori are loc cu viteză scăzută, ceea ce face ca procesul de deformare să continue și după stabilizarea încărcării (fig. 2.23.b)

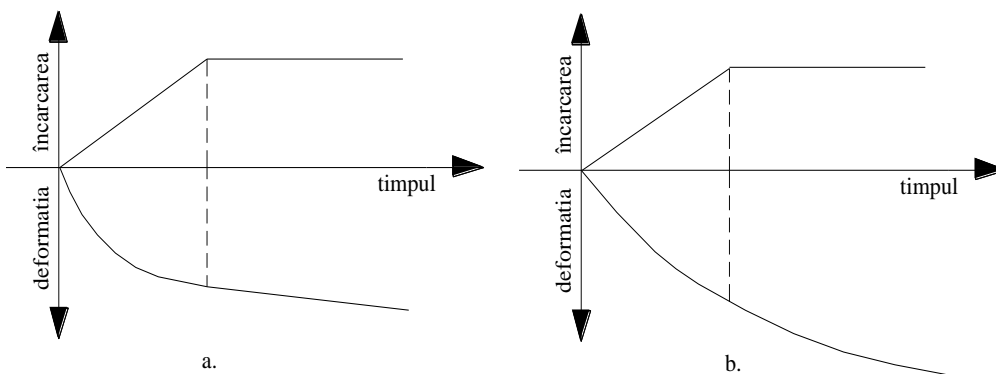


Fig. 2.23 Curbele de variație a deformațiilor: a.- nisip; b.- argila.

Acest lucru se explică prin faptul că pe durata procesului de deformare (de consolidare) a unui strat de pământ argilos, încărcarea exterioară provenită de la fundația unei construcții este preluată de scheletul mineral solid cât și de apa liberă din pori. Pe măsura trecerii timpului partea de încărcare (presiune), preluată de scheletul mineral solid crește, iar cea preluată de apă liberă din pori scade datorită eliminării acesteia.

În consecință, procesul de consolidare a unui pământ argilos saturat, sub acțiunea unei presiuni p , constă în transferul acestei presiuni de la apa liberă din pori la scheletul mineral solid. Presiunea preluată de scheletul mineral solid, poartă denumirea de presiune efectivă (p') sau tensiune efectivă (σ'), iar presiunea preluată de apă liberă reprezintă presiunea neutrală (p_w) sau presiunea apei din pori (u).

Evoluția în timp a raportului dintre presiunea efectivă p' și presiunea neutrală p_w pe durata procesului de consolidare a unui pământ argilos, poate fi urmărită în figura 2.24.

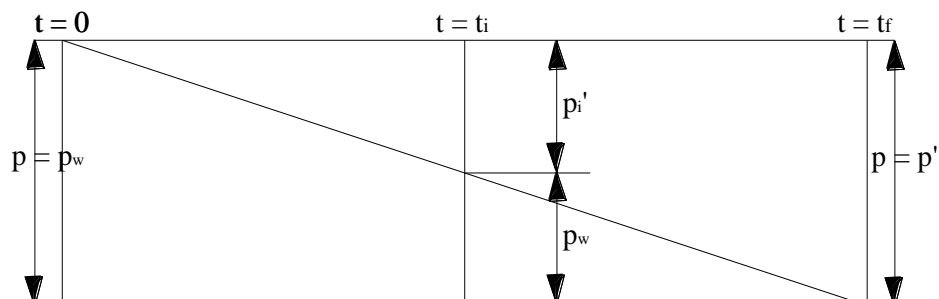


Fig. 2.24 Evoluția în timp a presiunii efective și neutrale

Din definiția fenomenului de consolidare și din explicația acestuia cu ajutorul modelului mecanic prezentat, rezultă că sub acțiunea fiecărei presiuni aplicate se realizează o stare de consolidare. Dacă un strat de pământ argilos, consolidat la o anumită presiune, este supus ulterior la o presiune sporită, acesta se va consolida în continuare, corespunzător sporului de presiune aplicat.

Procesul de consolidare a unei argile saturate poate fi împărțit în două etape distincte: consolidare primară și consolidarea secundară.

La consolidarea primară, pe măsura eliminării apei din porii pământului, are loc reducerea porozității prin procesul de alunecare a particulelor unele față de altele spre o poziție mai compactă. Consolidarea primară se consideră practic terminată odată cu încheierea transferării presiunii de la apa liberă din pori la scheletul solid al argilei.

Consolidarea secundară constă în continuarea procesului de deformare a argilei pe seama reducerii grosimii învelișului de apă absorbită din jurul particulelor solide.

Durata în care tasarea unei construcții atinge valoarea finală, adică se stabilizează, este dependentă de natura pământului din care este alcătuit terenul de fundare.

Tasarea construcțiilor fundate pe pământuri nisipoase evoluează relativ rapid, practic desfășurându-se aproape în totalitate în perioada de execuție a construcției; numai o mică parte a tasării se mai produce în perioada de exploatare.

În cazul pământurilor argiloase, deformarea acestora, respectiv consolidarea lor sub acțiunea încărcărilor transmise de construcții se produce mult mai lent, tasarea construcției continuând să evolueze și după terminarea acesteia.

Cantitativ și calitativ procesul de consolidare (tasare) a unui strat de pământ compresibil este influențat de următorii factori:

- presiunea p aplicată la suprafața stratului ;
- indicele porilor e ;
- coeficientul de compresibilitate a_v , respectiv coeficientul de compresibilitate volunică m_v care se poate exprima în funcție de a_v și e prin următoarea relație de legătură [26] :

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (2.41)$$

- coeficientul de permeabilitate k ;
- grosimea stratului compresibil H

Prin raportarea tasării s_t corespunzătoare unui anumit timp t de la aplicarea încărcării, la tasarea finală s obținută după încheierea consolidării pământului respectiv, se obține gradul de consolidare U :

$$U\% = 100 \frac{s_t}{s} \quad (2.42)$$

unde tasarea finală s se poate calcula cu relația:

$$s = \frac{a_v p H}{1 + e} = m_v p H \quad (2.43)$$

Pentru urmărirea dinamicii procesului de tasare în practică interesează următoarele două probleme:

- determinarea mărimii tasării s_t după un timp oarecare t de la aplicarea încărcării ;
- determinarea timpului t în care gradul de consolidare U atinge o anumită valoare dată.

Consolidării monodimensionale (unidimensionale) în direcție verticală, îi corespunde următoarea ecuație diferențială:

$$c_v \frac{\partial^2 \sigma'_z}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma'_z}{\partial t} \quad (2.44)$$

în care:

σ'_z - reprezintă efortul unitar vertical efectiv într-un punct a stratului compresibil ;

c_v - este coeficientul de consolidare exprimat prin următoarea relație:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (2.45)$$

unde γ_w - reprezintă greutatea volumică a apei.

Condițiile de contur ale ecuației (2.42) depind de :

- posibilitățile de drenare a apei pe fața superioară și inferioară a stratului compresibil ; dacă drenarea apei se poate face înspre cele două suprafețe, atunci în calcul grosimea stratului se ia egală cu $H/2$;
- modul de repartizare pe adâncime a eforturilor unitare verticale.

După integrarea ecuației diferențiale (2.44) și efectuarea unor transformări se ajunge la următoarea expresie pentru gradul de consolidare :

$$U = \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} - \frac{8}{9\pi^2} e^{-9N}\right), \quad (2.46)$$

în care N se calculează cu relația:

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} t = \frac{\pi^2}{4} T_v \quad (2.47)$$

Mărimea $T_v = \frac{c_v}{H^2} t$ poartă denumirea de factor de timp al consolidării.

2.3.1.3 Caracteristici de compresibilitate a pământurilor determinate în condiții de laborator

Una din problemele importante ale geotehnicii o reprezintă cunoașterea capacității de deformare a pământurilor și a caracteristicilor sale de compresibilitate. Pe baza acestor caracteristici de compresibilitate se pot evalua și prevedea deformațiile pe care pământurile le suferă sub acțiunea încărcărilor exterioare și a celor din greutate proprie.

În condiții de laborator studiul compresibilității pământurilor și determinarea cantitativă a unor indici de compresibilitate se face cu aparatul numit **edometru**.

O caracteristică principală a încercării de compresibilitate, efectuată în edometru, constă în faptul că deformarea laterală a probei de pământ este complet împiedicată, astfel că proba suferă numai deformații verticale.

Încărcarea probei se face în trepte, fiecare treaptă de încărcare menținându-se până la încheierea procesului de consolidare, adică până când deformația prin comprimare se stabilizează.

Pe baza rezultatelor încercării de compresibilitate în edometru se pot trasa două diagrame caracteristice pentru pământul analizat: curba de compresiune-tasare și curba de compresiune-porozitate.

Curba de compresiune-tasare constă în reprezentarea grafică a dependenței dintre tasarea specifică și presiunea exercitată asupra unei probe de pământ supuse încercării de compresibilitate în edometru (fig. 2.25).

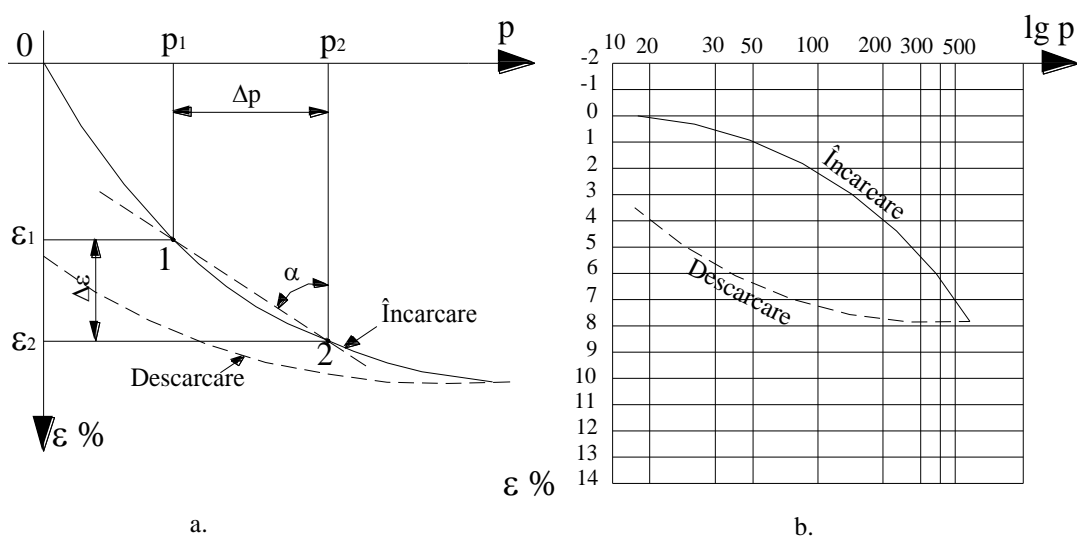


Fig. 2.25 Curba de compresiune-tasare: a.- reprezentare normală; b.- reprezentare semilogaritmică.

Tasarea specifică, corespunzătoare unei trepte de încărcare p_i , este definită prin raportul dintre deformația verticală Δh_i , stabilizată sub acțiunea încărcării p_i , și înălțimea inițială a probei h_o , exprimându-se în procente.

$$\varepsilon_i = 100 \cdot \frac{\Delta h_i}{h_o} \quad [\%] \quad (2.48)$$

Se poate defini **modulul de deformăție edometric M**, considerând pe curba de compresiune-tasare un interval determinat de presiunile p_1 și p_2 (fig. 2.25), cărora le corespund tasările specifice ε_1 și ε_2 cu relația:

$$M = \operatorname{tg} \alpha = \frac{p_2 - p_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} \quad (2.49)$$

Din relația de definiție rezultă că pentru un pământ dat modulul de deformăție edometric nu este constant, valoarea sa depinzând de intervalul de presiuni considerat. Pentru a se putea compara pământurile între ele în funcție de compresibilitate, în mod obișnuit valoarea lui M , exprimată în kPa, se calculează pentru intervalul de presiuni: $p_1 = 200$ kPa și $p_2 = 300$ kPa; această valoare notându-se cu M_{2-3} .

La trasarea curbei de compresiune-tasare se poate folosi și scara logaritmică pentru reprezentarea pe abscisă a valorilor presiunii (fig. 2.28.b).

Din curba de compresiune-tasare se poate determina și tasarea specifică, pentru orice valoare a presiunii, însă pentru comparația pământurilor în funcție de compresibilitate se folosește tasarea specifică corespunzătoare presiunii de 200 kPa ($\varepsilon_{p=2}$). În funcție de această valoare pământurile se pot grupa în:

- pământuri puțin compresibile: $\varepsilon_{p=2} < 2\%$;
- pământuri compresibile: $\varepsilon_{p=2} = (2...6)\%$;
- pământuri foarte compresibile: $\varepsilon_{p=2} > 6\%$.

Curba de compresiune-porozitate constă în reprezentarea grafică a dependenței dintre indicele porilor și presiunea aplicată asupra probei încercate în edometru (fig. 2.26).

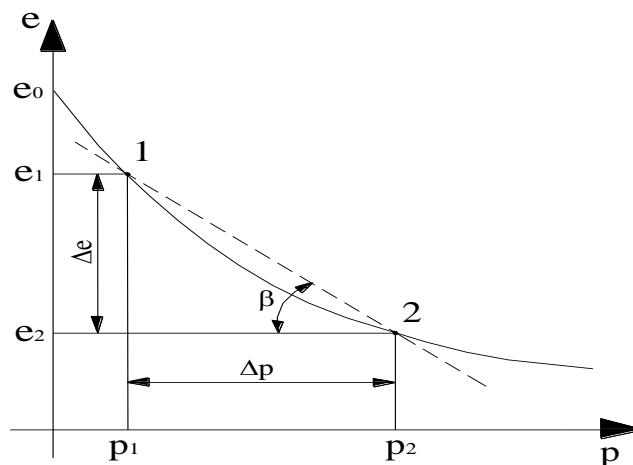


Fig. 2.26 Curba de compresiune-porozitate.

Pentru exprimarea indicelui porilor e_i , corespunzător unei trepte de încărcare p_i , în funcție de tasarea stabilizată Δh_i , se stabilește relația de legătură dintre variația specifică de volum (sau de înălțime a probei) și variația indicelui porilor. Având în vedere că deformația laterală a probei este împiedicată, rezultă că:

$$\frac{\Delta V_i}{V_0} = \frac{V_o - V_i}{V_o} = \frac{A \cdot \Delta h_i}{A \cdot h_0} = \frac{\Delta h_i}{h_0} = \varepsilon_i \quad (2.50)$$

unde: V_o - volumul total inițial al probei;

V_i – volumul probei la sfârșitul acțiunii trepte de încărcare p_i ;
 A – aria secțiunii transversale a probei;
 h_0 – înălțimea inițială a probei;
 Δh_i – deformația probei la sfârșitul acțiunii trepte de încărcare p_i ;
 ΔV_i – variația de volum a probei corespunzătoare trepte de încărcare p_i .

Notând cu e_0 indicele porilor inițial și cu e_i indicele porilor corespunzător tasării stabilizate sub treapta de încărcare p_i , volumele V_0 și V_i se pot scrie astfel:

$$V_0 = V_s \cdot (1 + e_0) \quad \text{și} \quad V_i = V_s \cdot (1 + e_i)$$

iar prin înlocuire în relația (2.50) se obține:

$$\frac{\Delta V_i}{V_0} = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} = \frac{\Delta e_i}{1 + e_0} \quad (2.51)$$

Din relațiile (2.50) și (2.51) rezultă că:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h_0} = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} \quad \text{sau} \quad e_i = e_0 - \frac{\Delta h_i}{h_0} \cdot (1 + e_0) \quad (2.52)$$

adică, pentru a putea trasa curba de compresiune – porozitate, atunci când se cunosc tasările Δh_i , trebuie să se cunoască indicele porilor inițial e_0 . Din curba de compresiune – porozitate se determină:

- coeficientul de compresibilitate a_v , definit ca raport între variația indicelui porilor Δe și variația corespunzătoare a presiunii Δp (fig.2.26):

$$a_v = \operatorname{tg} \beta = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (2.53)$$

- coeficientul, de compresibilitate volumetrică m_v , care se calculează cu relația:

$$m_v = a_v \cdot \frac{1}{1 + e_0} \quad (2.54)$$

Între modulul de deformație edometric și coeficientul de compresibilitate a_v , există următoarea relație de echilibru:

$$M = a_v(1 + e_1) \quad \text{sau} \quad a_v = \frac{1}{M}(1 + e_1), \quad (2.55)$$

în care e_1 reprezintă indicele porilor corespunzător presiunii geologice de la adâncimea de prelevare a probei din stratul natural.

În funcție de valorile modulului de deformație edometric M_{2-3} și ale coeficientului de compresibilitate a_v , determinate pentru intervalul de presiuni de 200 și 300 kPa, pământurile se clasifică astfel:

Tabelul 2.1

| Compresibilitatea pământului | M_{2-3} kPa | a_v 1/kPa |
|---------------------------------|---------------|------------------|
| Practic incompresibil | >50000 | <0,0003 |
| Cu compresibilitate redusă | 20000 - 50000 | 0,00003 - 0,0001 |
| Cu compresibilitate medie | 10000 - 20000 | 0,0001 - 0,0002 |
| Cu compresibilitate mare | 5000 - 10000 | 0,0002 - 0,0005 |
| Cu compresibilitate foarte mare | <5000 | >0,0004 |

2.3.1.4. Studiul deformabilității pământurilor în condiții de teren

După cum s-a văzut, în condiții de laborator se pot determina unele caracteristici de compresibilitate (M , a_v , m_v) ale pământurilor prin încercări edometrice. Faptul că la încercările efectuate în edometru deformarea laterală a probei de pământ este complet împiedicată, acestea nu realizează întocmai condițiile de deformare a straturilor de pământ din natură. De asemenea, rezultatele obținute sunt influențate și de o oarecare deranjare a structurii probelor, intervenită atât la prelevarea din stratul natural cât și la pregătirea lor pentru încercare. De aceea, în prezent se consideră că deformabilitatea (compresibilitatea) pământurilor este mai bine caracterizat prin **modulul de deformație liniară E** , care se determină în condiții de teren prin încercări cu placa, efectuate în sondaje deschise sau în foraje.

Încercarea propriu-zisă constă în încărcarea în trepte a plăcii și măsurarea tasărilor pământului de sub placă. Pentru fiecare treaptă de încărcare p_i se măsoară deplasarea pe verticală a plăcii, adică tasarea pământului de sub placă s_i , la diferite intervale de timp t , până la stabilizarea acesteia. Cu datele obținute se reprezintă grafic diagramele: $p_i - s_i$, $p_i - t_i$, și $s_i - t_i$ (fig. 2.27).

Pe baza diagramei de variație a tasării stabilizate s_i în funcție de presiunea netă p_i , aplicată prin intermediul plăcii asupra pământului, se determină presiunea limită p_l , până la care se poate considera că există o dependență aproximativ liniară între tasare și presiune. În general sunt posibile două situații:

- pe diagrama $p_i - s_i$ se distinge clar o porțiune aproximativ rectilinie (fig. 2.28), care este limitată superior de valoarea presiunii limite de proporționalitate p_l ;

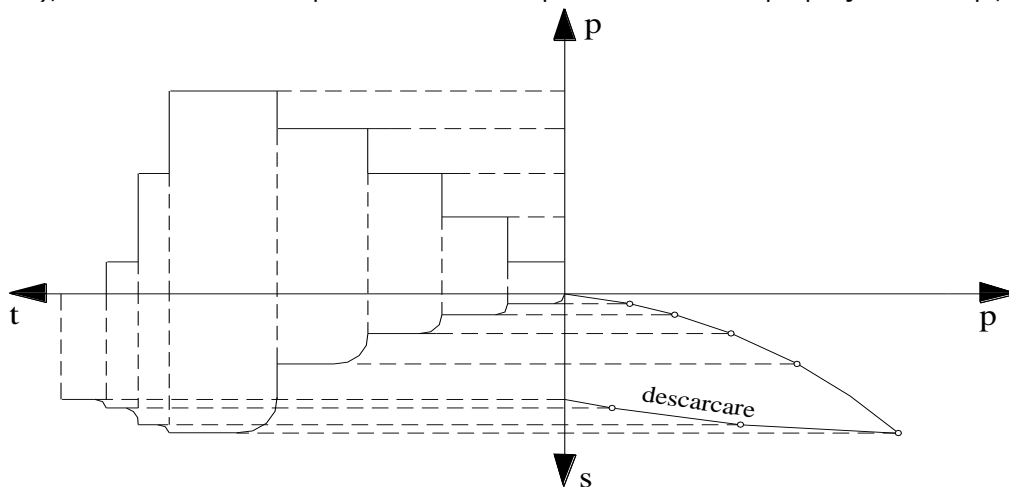


Fig. 2.27 Reprezentarea grafică a rezultatelor încercării cu placa.

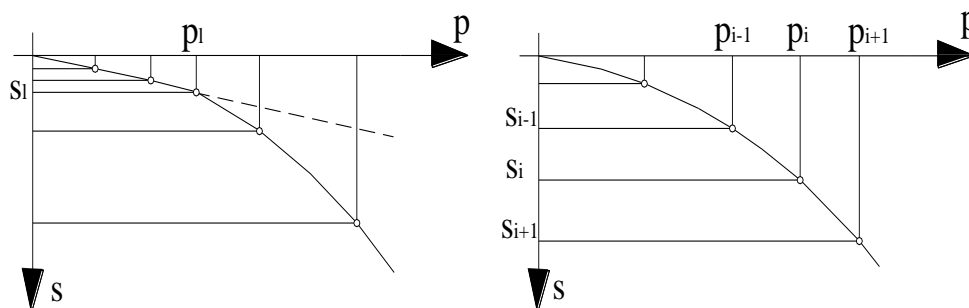


Fig. 2.28 Determinarea directă a presiunii p_i . Fig. 2.29 Determinarea prin calcul a presiunii p_i .

- diagrama $p_i - s_i$ are pronunțat caracter curbiliniu chiar de la primele trepte de încărcare (fig. 2.29); în acest caz, drept presiune limită de proporționalitate se ia presiunea p_i , corespunzătoare treptei de încărcare pentru care este îndeplinită condiția:

$$(s_{i+1} - s_i) \geq 1,5 \cdot (s_i - s_{i-1}) \quad (2.56)$$

Modulul de deformare liniară E al stratului de pământ supus încercării cu placa se determină cu următoarea relație:

$$E = \frac{\omega \cdot p_i \cdot d}{s_i} \cdot (1 - \nu^2) \quad [kPa] \quad (2.57)$$

unde: ω - coeficient adimensional dependent de forma plăcii de încercare (0,97 pentru placă circulară și 0,88 pentru placă pătrată;

p_i - presiunea limită de proporționalitate, în kPa;

d - diametrul sau latura plăcii, în m;

s_i - tasarea corespunzătoare presiunii p_i , extrasă din diagrama de presiune tasare, în m;

ν - coeficient de deformare laterală al pământului (coeficientul lui Poisson).

În cazul când nu se dispune de posibilități pentru determinarea modulului de deformare liniară E prin încercări experimentale de teren, valoarea sa se poate aproxima pe baza mărimii modulului de deformare edometric M , prin intermediul unui coeficient de corecție M_0 :

$$E = M_0 \cdot M \quad (2.58)$$

Valoarea coeficientului M_0 este funcție de natura și starea pământului.

2.3.1.5. Coeficientul presiunii laterale și coeficientul de deformare laterală

Coeficientul presiunii laterale și coeficientul de deformare laterală reprezintă alți doi indicatori folosiți în studiul deformabilității pământurilor.

Aplicarea unui spor de presiune verticală Δp_z asupra unei probe de pământ, care nu are posibilitatea de a se deforma lateral, generează o creștere Δp_x a presiunii orizontale (laterale).

Coeficientul presiunii laterale K_0 poate fi considerat ca o constantă relativă a pământului și este definit prin următorul raport:

$$K_0 = \frac{\Delta p_x}{\Delta p_z} \quad (2.59)$$

Scriind sub formă diferențială relația de mai sus și integrând se poate determina valoarea presiunii laterale în stare de repaus:

$$\begin{aligned} dp_x &= K_0 \cdot dp_z \\ p_x &= K_0 \cdot p_z + C \end{aligned} \quad (2.60)$$

Constanta de integrare C reprezintă presiunea laterală a pământului în stare de repaus pentru cazul când $p_z=0$.

Coeficientul presiunii laterale se determină experimental, valoarea sa depinzând de o serie de factori care definesc natura și starea fizică a unui pământ (granulozitatea, starea de îndesare sau de consolidare, umiditatea, compoziția chimico-mineralogică, etc). La nisipuri coeficientul presiunii laterale variază între 0,3 și 0,5, iar la argile între 0,3 și 0,8. În afară de gradul de îndesare, la nisipuri asupra coeficientului presiunii laterale influențează mult forma fragmentelor componente; la nisipuri alcătuite din fragmente colțuroase, K_0 are valoarea mai redusă decât la cele cu fragmente bine rotunjite. De asemenea, în cazul nisipurilor s-a constatat că valoarea K_0 este funcție de presiunea verticală. La presiuni reduse, coboară până în jur de 0,25, iar la presiuni mari mari dacă apar deplasări relative reciproce și frecări între particule, crește până aproape de 1. La argile mărimea coeficientului presiunii laterale este mult influențată de umiditate; la argile moi valoarea lui este aproximativ egală cu 1.

Coeficientul de deformare laterală ν , denumit și **coeficientul lui Poisson**, este un alt indicator al proprietății pământurilor (al rocilor în general) de a-și modifica volumul sub acțiunea încărcărilor. Mărimea sa variază în mod obișnuit între 0,1 și 0,5, fiind mult influențată de umiditate: pentru nisipuri uscate are valorile 0,1 – 0,25, iar pentru nisipuri saturate de 0,44 – 0,49. La pământuri cu deformații plastice mari, valoarea coeficientului lui Poisson se apropie de asemenea de 0,5.

Între coeficientul presiunii laterale K_0 și coeficientul lui Poisson ν se poate stabili în mod teoretic o relație de legătură directă.

Aplicând asupra unui prism elementar de pământ (fig.2.30) sporurile de presiune Δp_x , Δp_y și Δp_z acestea vor provoca deformațiile $\Delta \varepsilon_x$, $\Delta \varepsilon_y$, și $\Delta \varepsilon_z$, care pot fi exprimate cu ajutorul legii generalizate a lui Hooke:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_x &= \frac{1}{E} \cdot [\Delta p_x - \nu(\Delta p_y + \Delta p_z)] \\ \Delta \varepsilon_y &= \frac{1}{E} \cdot [\Delta p_y - \nu(\Delta p_z + \Delta p_x)] \\ \Delta \varepsilon_z &= \frac{1}{E} \cdot [\Delta p_z - \nu(\Delta p_x + \Delta p_y)] \end{aligned} \quad (2.61)$$

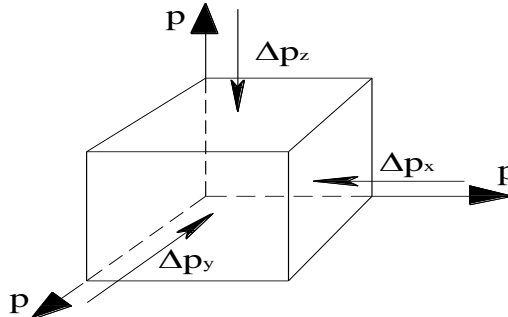


Fig. 2.30 Stare de solicitare spatiala.

În cazul încercării edometrice deformarea laterală fiind împedită, se poate scrie:

$$\Delta\varepsilon_x = \Delta\varepsilon_y = 0$$

sau:

$$\Delta p_x - \nu \cdot (\Delta p_y + \Delta p_z) = \Delta p_y - \nu \cdot (\Delta p_z + \Delta p_x) = 0 \quad (2.62)$$

Pentru cazul unui pământ omogen și izotrop, $\Delta p_x = \Delta p_y$, astfel că din relația (2.70) rezultă:

$$\Delta p_x \cdot (1 - \nu) = \nu \cdot \Delta p_z \quad (2.63)$$

de unde se obține relația de legătură între K_0 și ν :

$$K_0 = \frac{\Delta p_x}{\Delta p_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \text{sau} \quad \nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (2.64)$$

2.3.2. Considerații asupra rezistenței la forfecare a pământurilor

2.3.2.1. Semnificația fizică a rezistenței la forfecare a pământurilor

Aplicarea unei sarcini exterioare asupra unui masiv de pământ (fig. 2.31) precum și greutatea sa proprie dezvoltă în masa acestuia tensiuni normale și tangențiale. Tensiunile normale σ produc apropierea între ele a particulelor sau agregatelor din care este alcătuită structura pământului, iar tensiunile tangențiale τ tind să le deplaseze lateral unele față de altele. Deplasărilor produse de tensiunile tangențiale li se opune rezistența la forfecare τ_f a pământului, generată de forțele de legătură dintre particulele sale constitutive.

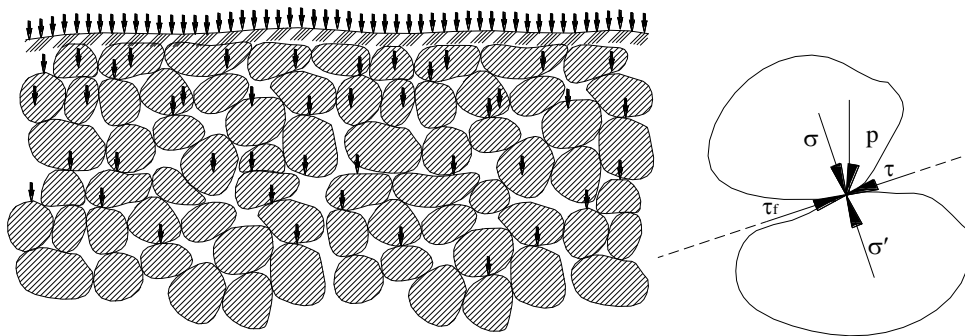


Fig. 2.31 Rezistența la forfecare.

Pe măsură ce crește tensiunea rezultantă p , cresc și cele două componente ale sale (σ și τ). Datorită apropierii și realizării unui contact intim între particule, tensiunea normală σ este anulată de tensiunea reacțiune σ' . Prin creșterea tensiunii tangențiale τ , aceasta poate depăși la un moment dat rezistența opusă de legăturile dintre particule, producându-se ruperea prin forfecare a acestora și deplasarea particulelor unele față de altele, de-a lungul planurilor determinate de suprafețele de contact ale lor.

Inițial, punctele în care tensiunea tangențială efectivă depășește rezistența la forfecare sunt dispuse dezordonat în masiv, poziția lor coincidând cu punctele în care forțele de legătură dintre particule au valorile cele mai mici. Acest lucru se explică prin neomogenitatea pământului cât și prin distribuția neuniformă a tensiunilor tangențiale în masivul de pământ. Apărând puncte de cedare în masiv, surplusul de tensiuni este transmis prin redistribuirea punctelor vecine, producându-se astfel o cedare (rupere) progresivă. Cu creșterea valorii tensiunilor tangențiale aceste puncte se înmulțesc și se grupează, formând o zonă de cedare (rupere), denumită zonă de alunecare sau de rupere. Această zonă fiind redusă ca și grosime față de masivul întreg de pământ, se poate aproxima cu o suprafață, denumită **suprafață de rupere sau de alunecare**.

Din cele prezentate rezultă că prin rezistența la forfecare a unui pământ se înțelege rezistență pe care acesta o opune la ruperea prin forfecare a legăturilor dintre particulele componente, fiind gală ca valoare cu mărimea tensiunii tangențiale care produce ruperea.

Cantitativ mărimea rezistenței la forfecare a pământurilor se poate exprima prin legea lui Coulomb

Conform legii lui Coulomb, în cazul **pământurilor necoezive** rezistența la forfecare τ_f se exprimă prin ecuația unei drepte care trece prin originea axelor de coordonate (fig. 2.32.a) și este egală ca valoare cu mărimea tensiunii tangențiale de rupere, fiind determinată de frecarea dintre particulele componente și de mărimea tensiunii normale σ :

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi, \quad (2.65)$$

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

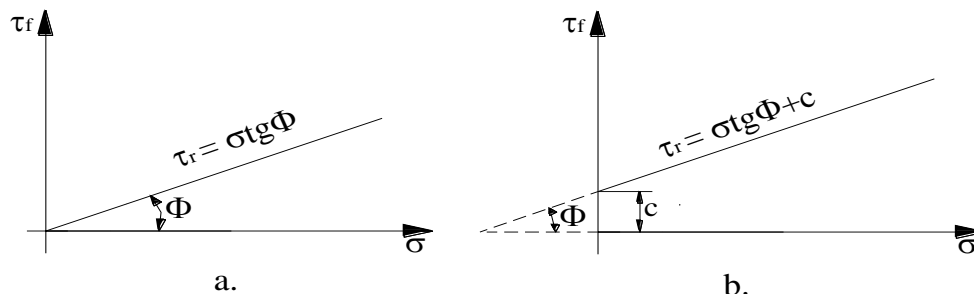


Fig. 2.32 Dreapta intrinseca: a.- pamânt necoeziv; b.- pamânt coeziv

Pentru **pământurile coezive**, conform aceleiași legi, rezistența la forfecare se exprimă tot prin ecuația unei drepte (fig.2.32.b) care însă nu mai trece prin originea axelor de coordonate, ci taie ordonata într-un punct, a cărui poziție este determinată de mărimea coeziunii pământului:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi + c \quad (2.66)$$

Dreapta corespunzătoare fiecăreia din ecuațiile (2.65) și (2.66) poartă denumirea de **dreaptă intrinsecă** sau **dreapta lui Coulomb**, fiind definită în cazul cel mai general prin doi parametri:

- înclinarea față de orizontală, care reprezintă unghiul de frecare interioară al pământului Φ ;
- ordonata la origine, care reprezintă coeziunea specifică a pământului c .

Cei doi parametri poartă denumirea de **parametrii rezistenței la forfecare** și pentru o anumită stare a unui pământ se consideră în mod convențional ca fiind caracteristici mecanice constante ale acestuia.

După cum s-a putut observa rezistența la forfecare a pământului este funcție de mărimea tensiunilor normale σ . Aceasta înseamnă că în studiul cedării pământurilor, ceea ce interesează nu este valoarea absolută a tensiunii tangențiale τ , ci raportul în care aceasta se află față de tensiunea normală σ .

Unghiul de frecare interioară și coeziunea specifică constituie principalele caracteristici mecanice ale pământurilor, care intervin în evaluarea prin calcul a capacității portante a acestora, precum și în calculele de verificare a stabilității masivelor de pământ, respectiv a terasamentelor căilor de comunicație terestre și a versanților naturali adiacenți.

2.3.2.2. Factorii determinanți ai rezistenței la forfecare a pământurilor

Conform legii lui Coulomb, rezistența la forfecare a pământurilor necoezive se poate exprima în eforturi unitare totale σ , prin relația (2.65) sau în eforturi unitare efective σ' , conform relației:

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \Phi' = (\sigma - u) \operatorname{tg} \Phi', \quad (2.67)$$

unde: u – presiunea apei din pori;

Φ' – unghiul de frecare interioară efectiv

Se observă că rezistența la forfecare a pământurilor necoezive, în afară de tensiunea normală pe planul de forfecare, depinde și de coeficientul de frecare interioară exprimat prin tangenta unghiului Φ . Prin intermediul acestuia, rezistența

la forfecare a nisipurilor depinde de o serie de factori, printre care: forma și mărimea particulelor, gradul de neuniformitate, compoziție chimico-mineralogică, gradul de îndesare, etc.

Nisipurile alcătuite din particule cu forme rotunjite au un unghi de frecare interioară mai redus decât cele care conțin particule colțuroase. De asemenea, unghiul de frecare interioară, deci și rezistența la forfecare, crește cu mărimea particulelor. Cu cât un nisip este mai uniform cu atât are un unghi de frecare mai redus, datorită faptului că particulele fiind de mărimi relativ apropiate se împănăază mai puțin unele între altele.

Factorul care condiționează cel mai mult mărimea rezistenței la forfecare a pământurilor necoezive este starea de îndesare. La nisipuri îndesate se poate considera în mod orientativ că unghiul de frecare interioară are valori de $35 - 45^\circ$, iar la cele afânate de $28 - 34^\circ$. Pentru nisipuri la care conținutul de nisip fin sau praf este sub 5%, s-a stabilit experimental [26] următoarea relație de legătură între unghiul de frecare interioară Φ și gradul de îndesare I_D :

$$\Phi = 30^\circ + 15 I_D \quad (2.68)$$

Experimental s-a constatat că și modul de producere a forfecării nisipurilor, adică de variație a rezistenței lor la forfecare pe timpul forfecării, este în funcție de gradul de îndesare.

Astfel reprezentând grafic variația rezistenței la forfecare a unui nisip afânat, în funcție de deplasarea orizontală a casetei aparatului de forfecare directă, se constată că aceasta crește continuu până în momentul ruperii probei (fig. 2.33, curba a). Făcând același lucru și pentru un nisip îndesat, se observă o creștere bruscă la început a rezistenței la forfecare, urmată de o reducere până la o valoare apropiată de cea a nisipului afânat, care se menține aproximativ constantă în continuare (fig.2.33, curba b).

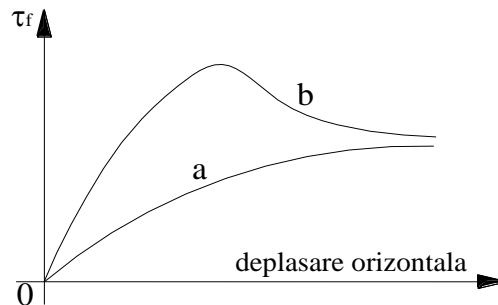


Fig. 2.33 Variația lui τ_f în funcție de deplasare: a - nisip afânat; b - nisip îndesat

La nisipurile afânate, creșterea continuă a rezistenței la forfecare se explică printr-o reaşezare din ce în ce mai îndesată a particulelor în zona fâșiei de forfecare.

La începutul forfecării, particulele fiind într-un echilibru labil, prin mișcarea produsă de forța de forfecare, tind în timpul forfecării să ocupe poziții mai stabile producându-se o îndesare, respectiv o micșorare a porozității inițiale.

La nisipurile îndesate, la începutul forfecării este necesar să se producă distrugerea structurii nisipului din zona fâșiei de forfecare, ceea ce face ca rezistența la forfecare să fie foarte mare, mărimea ei fiind condiționată în primul rând de rezistența de împănare (încleștare) a particulelor. Nisipul fiind îndesat înseamnă că

particulele sale se găsesc într-o așezare foarte strânsă, stabilă. Deoarece forfecarea nu se produce prin tăierea particulelor printr-un plan, ci prin alunecarea pe o suprafață neregulată, care trece prin punctele de contact înseamnă că în procesul de forfecare particulele sunt forțate să încalce unele peste altele, producându-se o afânare a nisipului în zona fâșiei de forfecare, respectiv o mărire a porozității.

Rezistența de împănare (de încleștare) reprezintă tocmai efortul necesar pentru producerea deplasării pe verticală a particulelor în acest proces de afânare, caracteristic forfecării nisipurilor îndesate. Odată produsă această afânare, prin care structura inițială a nisipului din zona fâșiei de forfecare s-a distrus, rezistența la forfecare scade, mărimea ei fiind condiționată în continuare numai de frecarea dintre particule.

Afânarea nisipurilor îndesate și îndesarea celor afânate în timpul forfecării se reflectă, de fapt, în variația stării de îndesare în zona fâșiei de forfecare, variație care depinde de porozitatea inițială.

Există o porozitate a nisipurilor la care în timpul forfecării nu se produce nici afânare (creșterea porozității) și nici îndesare (micșorarea porozității). Această porozitate poartă denumirea de **porozitate critică**.

Din aspectele analizate rezultă clar că un teren de fundare alcătuit din nisip cu porozitate mai mică decât porozitatea critică se comportă bine și la solicitări de forfecare. În schimb dacă porozitatea naturală a unui nisip folosit ca teren de fundare este mai mare decât porozitatea critică, acesta are tendința de a se îndesa sub acțiunea unor solicitări de forfecare și deci, de a avea tasări suplimentare.

Rezistența la forfecare a nisipurilor curate este mai puțin influențată de umiditate, datorită faptului că între apa din pori și particulele solide nu se manifestă practic forțe de natură electrochimică. Totuși, la nisipurile parțial saturate, existența meniscurilor capilare creează, după cum s-a mai arătat, coeziunea aparentă (angrenajul capilar), care însă dispăre la uscarea sau saturarea completă a pământului. Influența umidității, în sensul de reducere a unghiului de frecare interioară a nisipurilor, se intensifică pe măsura creșterii conținutului de fracțiuni argiloase în masa acestora.

La un nisip saturat, variația de volum din timpul forfecării dă naștere și unei presiuni a apei din porii săi, care poate să fie pozitivă (la creșterea porozității) și negativă (la scăderea porozității). Valoarea acestei presiuni este cu atât mai mare cu cât planul de forfecare este mai adânc față de nivelul pânzei freatice și cu cât permeabilitatea nisipului este relativ mai redusă. Dacă variația porozității (a volumului de goluri) este egală în timp cu cantitatea de apă liberă ce se elimină, evident că presiunea apei din pori este egală cu zero ($u = 0$). Acest lucru este caracteristic pentru un nisip a cărui porozitate este egală cu porozitatea critică. Din relația de exprimare a rezistenței la forfecare a nisipurilor, se observă că pentru $\sigma = u$, se obține $\tau_f = 0$. În cazul în care presiunea apei din pori crește brusc (situație care poate interveni la acțiunea unor solicitări dinamice) nisipul își pierde complet stabilitatea și rezistența, apărând fenomenul de lichefiere a nisipurilor.

La pământurile coezive, spre deosebire de cele necoezive, mărimea rezistenței la forfecare este dependentă și de coeziune. Coeziunea unui pământ poate fi considerată ca sumă a doi termeni:

$$c = c_w + c_s \quad (2.69)$$

în care: c_w – coeziune primară, sau electromoleculară, datorată forțelor de atracție electromoleculare dintre particule, manifestate prin intermediul învelișurilor de apă adsorbită;

c_s – coeziunea structurală sau de cimentare, datorată unor legături de cimentare care se pot forma la contactul dintre particule.

Ținând seama de relația (2.69) rezistența la forfecare a pământurilor coezive poate fi scrisă astfel:

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg} \Phi' + c_w + c_s = (\sigma - u) \operatorname{tg} \Phi' + c_w + c_s \quad (2.70)$$

Mărimea coeziunii primare depinde în mod direct de distanța dintre particulele solide învelite cu apa adsorbită, care la rândul ei este funcție de gradul de consolidare al pământului respectiv și deci de tensiunea normală efectivă σ' .

Coeziunea structurală dispăre prin distrugerea legăturilor de cimentare, care în procesul forfecării intervine când deformația depășește o anumită limită. Din această cauză și la pământurile argiloase, curba de variație a rezistenței la forfecare în funcție de deplasare prezintă un maxim datorat coeziunii structurale (fig. 2.34). După distrugerea coeziunii structurale, rezistența la forfecare scade tinzând către o valoare aproximativ constantă, denumită rezistența la forfecare reziduală, care este dată de coeziunea primară și frecarea interioară dintre particule.

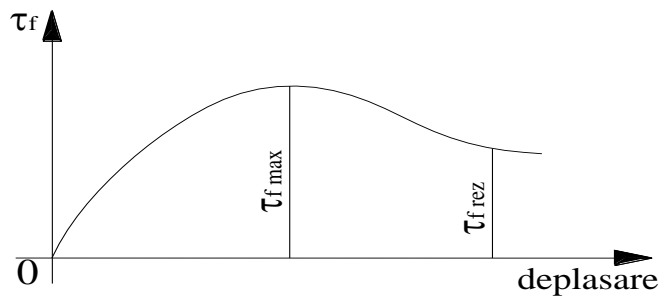


Fig. 2.34 Curba de variație $\tau_f - \delta$ la pământurile coezive

Spre deosebire de nisipuri, la pământurile argiloase rezistența la forfecare este puternic influențată de umiditate. Creșterea umidității unui pământ argilos conduce la mărirea grosimii învelișurilor de apă adsorbită și prin aceasta la reducerea atât a coeziunii cât și a frecării interioare. Dacă se iau mai multe probe din același pământ argilos, care au umidități inițiale diferite și se forfecă în aceleași condiții, se constată că rezistența la forfecare este cu atât mai mare cu cât umiditatea inițială a pământului este mai mică (fig. 2.35).

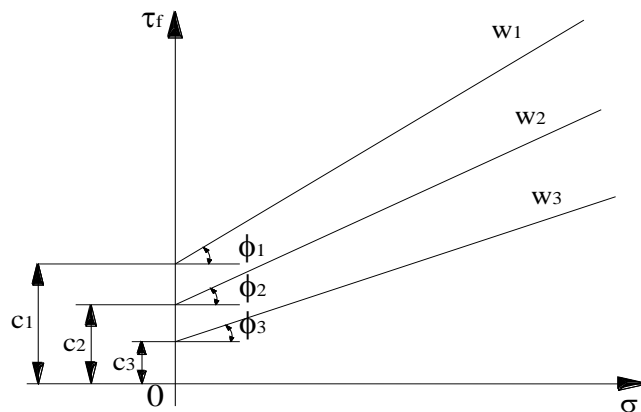


Fig. 2.35 Influența umidității asupra rezistenței la forfecare a argilelor

Rezistența la forfecare a pământurilor coezive depinde de starea anterioară de tensiuni, adică de mărimea încărcărilor anterioare care au acționat asupra pământului. Sub acest aspect, în natură se întâlnesc **argile normal consolidate**, la care presiunea de consolidare σ_c este egală cu valoarea presiunii geologice σ_g și **argile supraconsolidate** la care $\sigma_c > \sigma_g$. Presiunea de consolidare reprezintă presiunea maximă cu care a fost încărcat un strat de pământ, de la formare și până în prezent, iar prin presiune geologică se înțelege presiunea la care este supus stratul de pământ în prezent, mărimea sa fiind dată de greutatea proprie a straturilor de pământ de deasupra.

Rezistența la forfecare a argilelor normal consolidate este mai mică decât a celor supraconsolidate.

2.3.3. Fazele deformării și cedării pământurilor

Sub acțiunea unei încărcări sub formă de presiune, aplicată în trepte asupra unui masiv de pământ, acesta se deformează. Măsurând deformația (tasarea) corespunzătoare fiecărei trepte de încărcare, se poate trasa diagrama de variație a tasării s , în funcție de presiunea de încărcare (fig. 2.36).

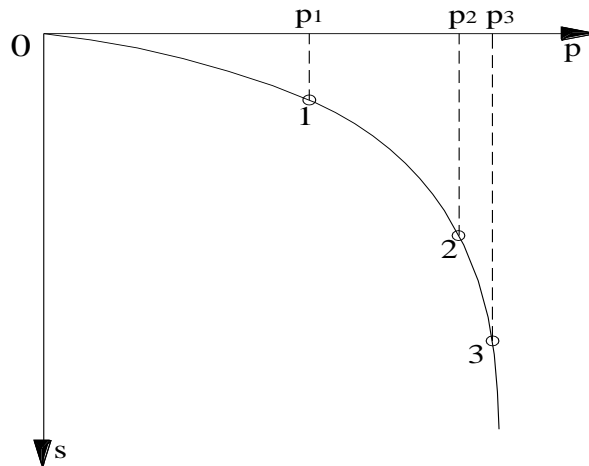


Fig. 2.36 Diagrama de încărcare - tasare

Pe curba obținută în figura 2.36, în cazul cel mai general, se pot distinge trei sectoare diferite, care corespund unor faze caracteristice ale procesului de deformare a pământului sub acțiunea încărcării aplicate.

Pe sectorul 0 - 1 se poate considera că relația de dependență dintre deformație și presiune este liniară (cvasi-liniară), diagrama de pe această presiune putând fi asimilată cu o dreaptă. Considerând două volume elementare de pământ, situate pe verticalele care delimitează suprafața de încărcare (figura 2.37.a), acestea își reduc înălțimea prin micșorarea porozității datorită presiunii transmise de fundație. Tasările măsurate pentru $p_{ef} < p_1$ se datorează preponderent îndesării pământului (variațiilor de volum), de aceea această fază de deformare a terenului poartă denumirea de **fază de îndesare**. Comportarea pământului în această fază de deformare este dependentă în mod hotărâtor de caracteristicile sale de deformabilitate.

Pe sectorul 1 - 2, unde presiunea de încărcare este mai mare decât o anumită valoare p_1 , relația dintre deformație și presiune este neliniară. În acest stadiu de încărcare, deformația terenului nu se produce numai prin fenomenul de îndesare ci și prin fenomene de alunecare, adică alături de variații de volum apar și variații de formă care sunt semnificative. Analizarea aceluiași volume elementare (figura 2.37.b) evidențiază că din deformația (tasarea) totală s , o parte este dată de îndesarea pământului, iar altă parte de deformațiile de alunecare produse de tensiunile tangențiale din masivul de pământ. Pe măsura creșterii presiunii de încărcare, respectiv a apropierei ei de o anumită valoare p_2 , sporește și valoarea tensiunilor tangențiale. Se ajunge astfel, la depășirea rezistenței la forfecare a pământului, la început în puncte izolate și apoi pe cuprinsul unor zone ale masivului de pământ, denumite **zone plastice** (figura 2.38).

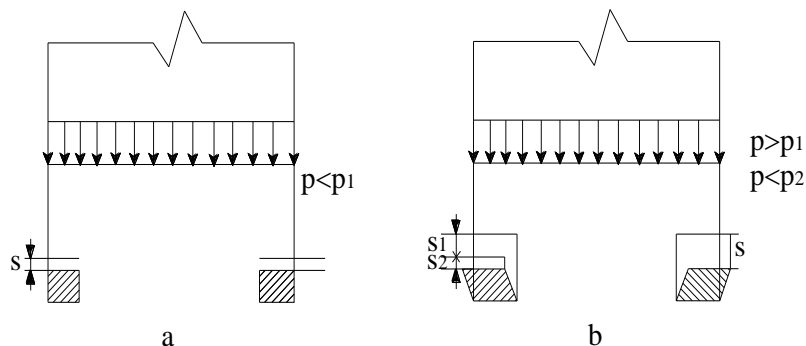


Fig. 2.37 Fazele deformării pământului: a - faza îndesării; b - faza alunecărilor

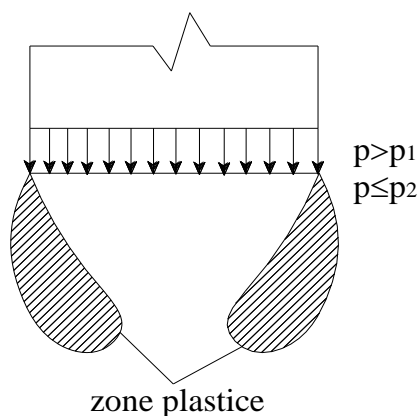


Fig. 2.38 Dezvoltarea zonelor plastice

Faza deformării terenului de fundare corespunzătoare sectorului 1 - 2 (figura 2.36), poartă denumirea de **faza alunecărilor** sau **faza dezvoltării zonelor plastice**, în care comportarea terenului încărcat este determinată nu numai de caracteristicile sale de deformabilitate ci și de cele de rezistență la forfecare. Presiunea corespunzătoare acestei faze, care poate fi denumită **presiune de plasticizare** (p_{pl}), are semnificația de **presiune acceptabilă** (admisibilă) pentru terenul încărcat, la care extinderea zonelor plastice în teren este limitată. Mărimea cantitativă a acestei presiuni de plasticizare p_{pl} , depinde de condițiile care se pun pentru limitarea extinderii zonelor plastice în interiorul terenului, putându-se determina cu ajutorul unor metode teoretice de calcul.

Dacă presiunea efectivă p devine mai mare decât p_2 , creșterea deformațiilor este mult accentuată (sectorul 2 - 3, figura 2.36), datorită extinderii zonelor plastice și formării unor suprafețe de alunecare.

La o anumită valoare a presiunii efective pe teren ($p = p_3 = p_{cr}$) terenul ajunge la starea limită de capacitatea portantă, producându-se ruperea și refularea pământului de-a lungul suprafețelor de alunecare formate (figura 2.39).

Această fază de deformare a terenului de fundare este denumită **faza de rupere** sau **faza de cedare**.

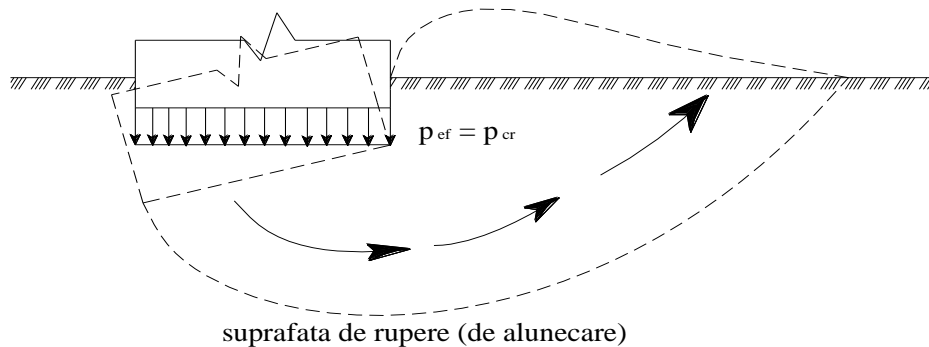


Fig. 2.39 Cedarea terenului de fundare

La construcții cu fundații directe, presiunea corespunzătoare acestei faze reprezintă **presiunea critică** p_{cr} a terenului de fundare, la care se produce pierderea stabilității acestuia și implicit a construcției.

Modul în care, la creșterea progresivă a presiunii de încărcare evoluează fazele menționate și se produce cedarea, depinde în mod substanțial de natura terenului de fundare precum și de alți factori cum sunt: natura încărcării și viteza de aplicare a acesteia, adâncimea de fundare, etc.

Astfel, cedarea generală este caracteristică, în general, terenurilor de fundare alcătuite din roci cu compresibilitate redusă (nisipuri și pietrișuri îndesate, argile compacte, roci semistâncoase și stâncoase). În acest caz, în faza de cedare sub fundație se profilează o pană de pământ, care rămâne în stadiul elastic și se deplasează solitar cu fundația, exercitând împingeri asupra zonelor adiacente (figura 2.40). Ca urmare a acestei acțiuni de împingere se formează o suprafață de rupere continuă, care unește muchia tălpii fundației cu suprafața terenului, cedarea terenului de fundare și a fundației producându-se relativ brusc.

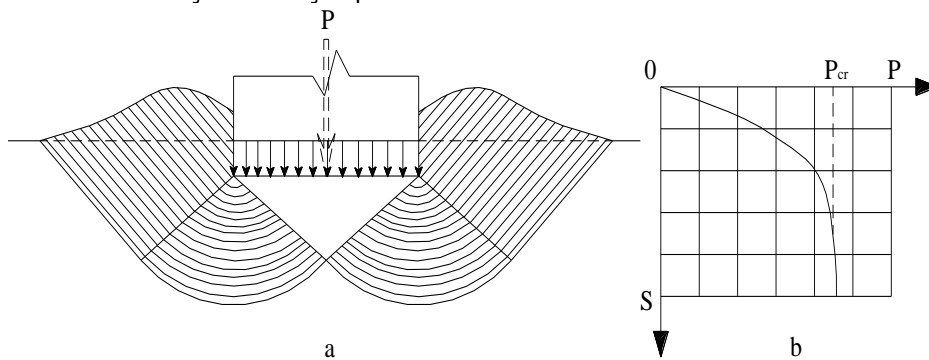


Fig. 2.40 Cedare generala

Diagrama încărcare-tasare (figura 2.40), caracteristică acestui mod de cedare, evidențiază clar atingerea încărcării critice p_{cr} , iar trecerea de la porțiunea cvasiliniară a diagramei la zona corespunzătoare lui p_{cr} este relativ bruscă.

La fundații așezate pe terenuri foarte compresibile (nisipuri cu îndesare slabă, pământuri argiloase și prăfoase cu consistență redusă), cedarea se produce prin poansonare (figura 2.41). Datorită comprimării pronunțate a terenului pe măsura creșterii încărcării, fundația pătrunde în teren asemănător unui piston, fără a antrena însă pământul din jur și fără a se forma o suprafață de alunecare distinctă.

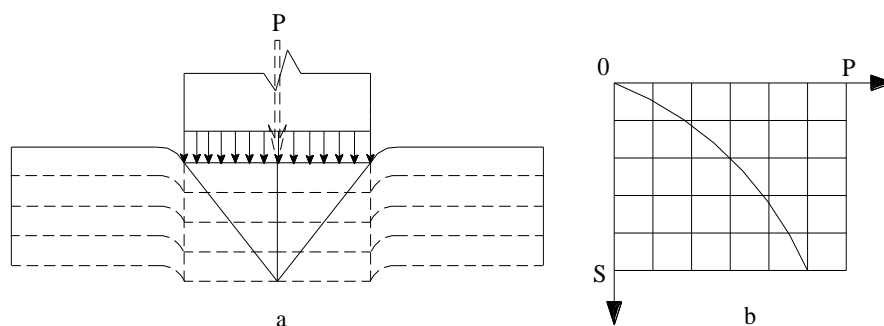


Fig. 2.41 Cedare prin poansonare

Pe diagrama de încărcare-tasare (figura 2.41) porțiunea cvasi-liniară lipsește, iar încărcarea critică nu este evidențiată, ajungându-se la o viteză constantă de pătrundere a fundației în teren.

În cazul terenurilor de fundare alcătuite din pământuri cu compresibilitate medie, are loc, de regulă, o cedare locală care reprezintă o situație intermediară între cele două moduri de cedare (figura 2.42.a). Suprafața de alunecare se profilează clar numai în zona apropiată tălpii fundației. Deși există tendințe de refulare înspre lateral a terenului, datorită comprimării importante pe verticală a acestuia, suprafețele de alunecare se închid în masa sa, fără a continua spre suprafață.

După cum rezultă din diagrama de încărcare-tasare, corespunzătoare acestui mod de cedare (figura 2.42.b), ca și în cazul cedării prin poansonare, încărcarea critică nu se poate evidenția, cedarea este progresivă, și se manifestă prin atingerea unei viteze constante de pătrundere a fundației în teren.

Atât în cazul cedării prin poansonare cât și al cedării locale, presiunea critică p_{cr} se poate defini numai cu ajutorul unui criteriu de deformație.

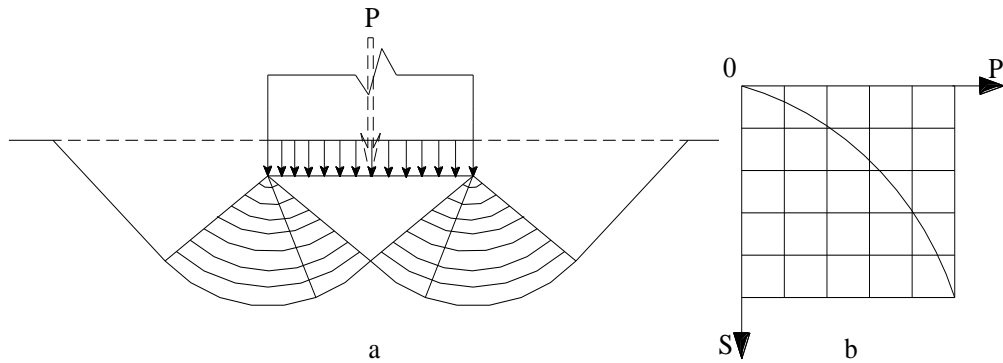


Fig. 2.42 Cedare locala

2.3.4 Exprimarea analitică a condiției de cedare (rupere) a pământurilor

Cunoscând valoarea tensiunilor principale σ_1 și σ_3 dintr-un punct al unui masiv de pământ și construind cercul lui Mohr, se poate exprima simplu condiția de limită a echilibrului, respectiv de rupere, pentru toate suprafețele care trec prin acel punct. În acest sens se examinează poziția cercului tensiunilor față de dreapta intrinsecă.

În cazul în care cercul lui Mohr este tangent la dreapta intrinsecă (fig. 2.43), punctul de tangență T reprezintă extremitatea efortului unitar total p, ce acționează pe un plan de rupere a cărui direcție trebuie determinată. Se observă că unghiul TCB (fig. 2.43) este unghi exterior triunghiului OTC și are valoarea:

$$TCB = 2\alpha = OTC + COT = 90^\circ + \Phi \quad (2.71)$$

de unde rezultă:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\Phi}{2} \quad (2.72)$$

adică planul de rupere include cu direcția planului de tensiune maximă unghiul $\alpha = 45^\circ + \frac{\Phi}{2}$.

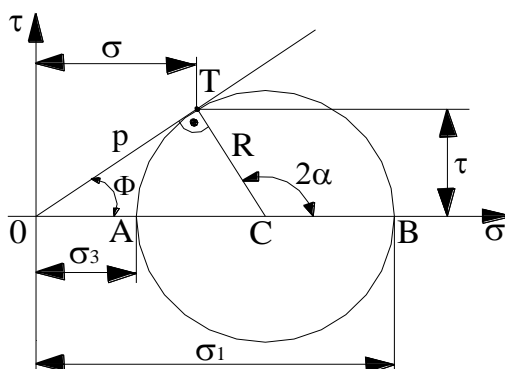


Fig. 2.43 Condiția de rupere pentru pământuri necoezive

Având în vedere că în situația de limită a echilibrului și de începere a ruperii, cercul lui Mohr este tancent la dreapta intrinsecă, condiția de rupere a unui pământ necoeziv poate fi exprimată în principiu astfel:

$$R \geq CT \quad (2.73)$$

unde: R – raza cercului tensiunilor corespunzătoare ruperii;

CT – cateta din triunghiul dreptunghiular OTC.

Exprimând mărimile R și CT în funcție de tensiunile principale (σ_1 și σ_3) și înlocuind în relația (2.73), se obține exprimarea analitică a condiției de rupere pentru pământurile necoezive:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \geq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \Phi \quad (2.74)$$

De unde rezultă:

$$\sin \Phi \leq \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (2.75)$$

În cazul când cercul lui Mohr, construit pe baze tensiunilor principale dintr-un punct oarecare al unui masiv de pământ, nu este tangent la dreapta intrinsecă (fig. 2.43), înseamnă că acel punct se află în condiții de echilibru stabil și stabilitatea este asigurată pentru orice plan care trece prin acel punct.

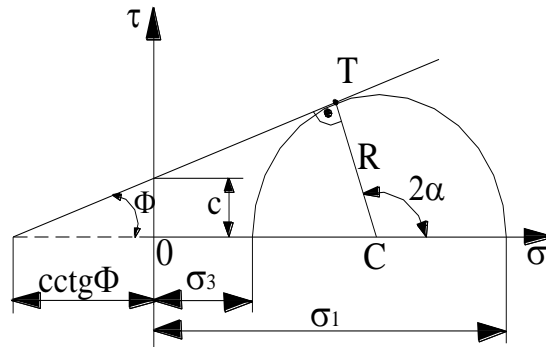


Fig. 2.44 Condiția de rupere pentru pământuri coezive.

Punând aceeași condiție de rupere (2.73) ca și la pământurile necozive și exprimând mărimile R și CT în funcție de σ_1 , σ_3 , Φ și c , rezultă condiția de rupere pentru pământuri coezive exprimată analitic:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \geq \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot ctg\Phi \right) \cdot \sin\Phi, \quad (2.76)$$

sau :

$$\sin\Phi \leq \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot ctg\Phi} \quad (2.77)$$

Cap. 3. PRINCIPII GENERALE DE CALCUL A ÎNCĂRCĂRILOR CARE ACȚIONEAZĂ ASUPRA TERASAMENTELOR DE CALE FERATĂ

3.1. Aspecte generale. Solicitări statice. Solicitări dinamice.

3.1.1. Aspecte generale.

Terasamentele de cale ferată sunt supuse solicitărilor provenind din circulația convoaielor, greutatea proprie, precum și alte solicitări accidentale influențate de vibrațiile provocate de circulația feroviară și cutremure. Influența vibrațiilor și cutremurelor devine sensibilă începând de la o anumită intensitate a acestora și pentru anumite condiții de execuție și alcătuire a terasamentelor.

Studiul solicitărilor care acționează asupra unui terasament de cale ferată se referă la: solicitări statice din greutatea materialului rulant și greutatea proprie a terasamentului, solicitări dinamice aduse de circulația feroviară, precum și influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor. În mărimea forțelor de solicitare provenind din circulație se include și sporul produs de efectul dinamic.

Suprastructura căii ferate clasice este alcătuită dintr-un ansamblu de elemente (șină, traverse, material mărunț de prindere, piatră spartă, etc.) cu elasticități variabile care transmit platformei căii, ea însăși deformabilă, solicitările provenite din acțiunea statică și dinamică a materialului rulant de cale ferată. Între cale și vehiculele feroviare există interacțiuni dinamice foarte strânse, în măsura în care materialul rulant solicită calea ferată printr-o serie de acțiuni statice și dinamice, verticale și orizontale, cu viteze și accelerații variate, iar calea, la rândul ei, ca răspuns la aceste acțiuni și datorită imperfecțiunilor ei, influențează circulația, stabilitatea și comportamentul vehiculelor feroviare. Studiul acestor acțiuni și apoi studiul solicitărilor în elementele căii, în vederea dimensionării acestora sau a stabilirii încărcărilor care acționează asupra terasamentelor de cale ferată reprezintă o problemă complexă, greu de rezolvat sau chiar de schematizat în relații matematice sau calcule statice și de rezistență accesibile. Cauzele complexității modelării solicitărilor în elementele căii sunt multiple:

- calea suportă sarcini verticale, transversale și longitudinale variabile ca mărime, distanță între ele, mod de transmitere; stabilirea exactă a acestor sarcini ca mărime, direcție, punct de aplicație, este imposibilă;
- majorarea sarcinilor transmise căii datorită efectului dinamic este foarte greu de apreciat, concomitent intervenind foarte mulți factori;
- sprijinirea șinelor pe traverse și a acestora pe stratul de piatră spartă și respectiv pe platforma căii se face în mod elastic; cedarea elastică a traverselor, a stratului de piatră spartă și a platformei căii este complexă și greu de prins în coeficienți de calcul; coeficienții de elasticitate depind de foarte mulți parametri; transmiterea eforturilor de la un element la celălalt nu se face întotdeauna elastic; extremitățile acestui proces de transmitere a sarcinilor respectiv contactele roată – șină și piatră spartă – platformă sunt încă puțin cunoscute; momentele de încastrare șină – traverse și frecarea dintre traverse și prisma de piatră spartă nu se supun unor legi elastice; apar solicitări și fenomene secundare ca torsiuni, cedări prin oboseală, influențe climatice, lucrări de întreținere neuniforme, etc.

În aceste condiții complexe, determinarea eforturilor transmise cel puțin până la nivelul platformei terasamentului, se poate face numai în condițiile unor ipoteze simplificatoare, respectiv a unor calcule aproximative, importantă fiind nu atât mărimea absolută a eforturilor în elementele căii cât comparația efectelor diferitelor feluri de solicitări care pot apărea. .

Acest aspect apare din ce în ce mai pregnant având în vedere: sarcinile pe osie care în ultima perioadă au crescut până la 250 – 300 KN (la această dată UIC limitează această sarcină la 220 KN); intensitatea sporită a traficului, convoaiele ajungând până la greutatea de 100000 – 200000 KN; sporirea vitezelor de circulație la 160 – 200 km/h și chiar peste această viteză.

Sarcinile verticale, sau solicitările pe care acestea le produc sunt amplificate cu coeficientul dinamic calculat în funcție de viteză și de caracteristicile elastice ale căii. Rezistența căii la solicitările verticale rămâne, în general, în domeniul elastic, ceea ce simplifică mult aspectul matematic al fenomenelor. De asemenea, platforma căii este suficient de rezistentă pentru a se opune la efectele dinamice chiar mai mari decât cele obișnuite.

Având în vedere elementele menționate la modul principal, precum și scopul urmărit în acest capitol de prezentare a încărcărilor care acționează asupra terasamentelor de cale ferată, se va aborda problema prin prezentarea calculului eforturilor transmise numai la niveluri și în puncte caracteristice, și anume:

- eforturile transmise în punctul caracteristic "șină - traversă" prin intermediul plăcii de reazem;
- eforturile transmise în punctul caracteristic "talpa traversei - prisma de piatră spartă" și distribuția acestora până la predarea către platforma terasamentului.

3.1.2. Calculul eforturilor produse în terasamente de solicitări statice și dinamice .

Se vor analiza acțiunile statice respectiv dinamice care solicită suprastructura de cale ferată, eforturile induse de acestea, precum și modul de transmitere a acestora către infrastructură până la nivelul corpului terasamentului de cale ferată. Această analiză este structurată pe punctele caracteristice de transmitere a eforturilor pornind de la nivelul șină – traversă, apoi traversă – pat de piatră spartă respectiv distribuția prin piatră spartă către corpul terasamentului și transmiterea până la nivelul terenului de bază.

*Prima etapă o reprezintă **presiunea la contactul șina-traversă** (presiunea pe placa de reazem).*

a) **Ipoteze de calcul** - transmiterea presiunilor de la roata vehiculului la platforma căii se face prin intermediul șinei, traversei și prisme de piatră spartă, fiecare dintre aceste elemente având caracteristici de elasticitate diferite. În mișcarea vehiculelor acestea dezvoltă eforturi suplimentare, iar punctele de aplicație ale sarcinilor suferă deplasări (în curbe, solicitarea unui fir față de celălalt se diferențiază). Ținând cont de condițiile de solicitare a căii, determinarea eforturilor în elementele acesteia necesită calcule complexe. De aceea se fac ipoteze simplificatoare:

- forțele verticale produse de roțile vehiculelor se aplică în planul de simetrie al șinei;
- calea se consideră în aliniament, pe ambele fire aplicându-se sarcini egale;
- greutatea proprie a șinei și materialului metalic mărunț precum și a traverselor se neglijează;

- șina se consideră grindă continuă de lungime infinită rezemată liber pe un mediu elastic continuu având modul de elasticitate unic;
- deformația elastică a șinei este proporțională cu presiunea reactivă a patului de rezemare (ipoteza Winkler);
- forțele suplimentare produse de mișcarea vehiculelor sunt variabile; în calcul se iau cele maxime și real posibile, ele adăugându-se la sarcina statică, iar schema de calcul pentru determinarea eforturilor în elementele căii rămâne aceeași.

b) **Calculul static** – Se consideră șina sollicitată în ipotezele prezentate și că deformația fibrei medii deformată este conform curbei lui Zimmermann (fig. 3.1.) cu ecuația diferențială:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -\frac{q}{E \cdot I} \quad (3.1)$$

unde: q - rigiditatea la încovoiere a șinei
[daN/cm]

$E \cdot I$ – presiunea reactiva pe care o exercita mediul elastic suport asupra șinei
[daN/m]

Se introduce relația care exprimă ipoteza lui Winkler (proporționalitatea dintre presiunea reactivă și deformația elastică a șinei):

$$q = U \cdot y \quad (3.2)$$

unde: U - coeficient de proporționalitate și reprezintă modulul de elasticitate al patului elastic de rezemare a șinei (traverse + piatră spartă + terasament);
 y - tasarea (deformația) șinei

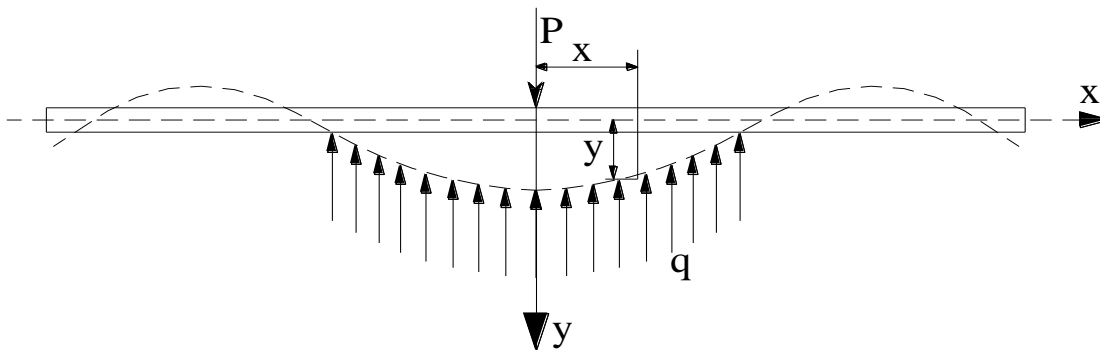


Fig. 3.1. Deformația fibrei medii a șinei (curba Zimmermann)

Înlocuind în ecuație, obținem:

$$E \cdot I \frac{d^4 y}{dx^4} + U \cdot y = 0 \text{ sau } \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{U}{E \cdot I} \cdot y = 0 \quad (3.3)$$

Zimmermann a introdus în calcule așa numita „lungime elastică” a șinei (L):

$$L(\text{cm}) = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{U}} = \frac{1}{k} \quad \text{deci} \quad k = \sqrt[4]{\frac{U}{4 \cdot E \cdot I}} \quad (3.4)$$

Ecuația diferențială devine:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4 \cdot k^4 \cdot y = 0, \quad (3.5)$$

care este o ecuație diferențială omogenă cu coeficienți constanți de ordinul 4, având ecuația caracteristică:

$$r^4 + 4 \cdot k^4 = 0, \quad \text{ale cărei rădăcini sunt:}$$

$$r_{1,2} = k \pm k \cdot i \quad \text{și} \quad r_{3,4} = -k \pm k \cdot i$$

Prin integrare ecuația diferențială (3.5) devine:

$$y = e^{-k \cdot x} (A \cdot \cos k \cdot x + B \cdot \sin k \cdot x) + e^{k \cdot x} (C \cdot \cos k \cdot x + D \cdot \sin k \cdot x) \quad (3.6)$$

care reprezintă ecuația curbei fibrei medii deformată.

Constantele A, B, C, D se determină din condițiile limită privind săgeata y , rotirea secțiunii y' , momentul încovoietor $M = -E \cdot I \cdot y''$ și forța tăietoare $T = -E \cdot I \cdot y'''$.

Pentru $x = \infty$, trebuie să avem $T=0$; $M=0$. Deoarece $e^{kx} \rightarrow \infty$ când $x \rightarrow \infty$, trebuie ca $C=D=0$.

Punând condițiile ca pentru $x=0$ să avem $y' = 0$ și $T = -E \cdot I \cdot y''' = \frac{P}{2}$,

rezultă: $A=B = \frac{P \cdot k}{2 \cdot U}$

Introducând valorile constantelor astfel obținute în ecuația (3.6), se obține:

$$y = \frac{P \cdot k}{2 \cdot U} \cdot e^{-k \cdot x} (\cos k \cdot x + \sin k \cdot x) \quad (3.7)$$

Pentru momentul încovoietor $M = -E \cdot I \cdot y''$, se obține:

$$M = \frac{P}{4 \cdot U} e^{-k \cdot x} (\cos k \cdot x - \sin k \cdot x) \quad (3.8)$$

Din relațiile (3.2) și (3.7) se obține:

$$q = \frac{P \cdot k}{2} \cdot e^{-k \cdot x} (\cos k \cdot x + \sin k \cdot x) \quad (3.9)$$

unde q - presiunea reactivă pe talpa șinei, șina considerându-se a fi așezată pe un mediu elastic continuu.

Dacă se ia în considerare că în realitate șina este așezată pe traverse, având distanța între axele lor l , atunci presiunea reactivă se concentrează pe traverse, rezultând din aceasta reacțiunea plăcii de reazem, notată Q , și egală și de semn contrar cu forța produsă de sarcina pe roată asupra plăcii de reazem :

$$Q = -\frac{P \cdot k \cdot l}{2} \cdot e^{-k \cdot x} (\cos k \cdot x + \sin k \cdot x) \quad (3.10)$$

unde: P - sarcina statică pe roată [daN]
 x - distanța secțiunii transversale considerată față de punctul de aplicație al sarcinii P. [cm]
 l - distanța între axele traverselor [cm]

$$k = \sqrt[4]{\frac{U}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \text{- coeficient a cărui mărime este inversă lungimii}$$

elastice [20] [cm]

E - modulul de elasticitate al oțelului ($E = 2,10 \cdot 10^6$ daN/cm²)

I - moment maxim de inerție al șinei [cm⁴]

$E \cdot I$ - rigiditatea la încovoiere a șinei [daN cm²]

U - modulul de elasticitate al patului de rezemare (traverse + piatră spartă + terasament) al șinei. [daN / cm²]

Modulul de elasticitate U al patului de rezemare reprezintă presiunea care aplicată vertical pe unitatea de lungime a șinei produce o tasare elastică egală cu unitatea. Determinarea acestuia se face prin măsurători directe asupra săgeții suferită de șină în dreptul traversei sub o sarcină cunoscută sau prin măsurarea diferențelor dintre săgețile produse de două sarcini diferite cunoscute.

În literatura de specialitate engleză [“Elementele fundamentale ale încărcării căii, de Clarke C.W.”] se indică pentru U valori variind între 70 și 635 daN/cm² și anume:

- pentru șine tip 22,3 ... 27,2 kg/m, ca valoare medie 125 daN/cm²;
- pentru șine tip 29,7 ... 39,6 kg/m, ca valoare medie 178 daN/cm²;
- pentru șine tip 44,6 ... 49,6 kg/m, ca valoare medie 286 daN/cm²;
- pentru șine tip peste 49,6 kg/m, ca valoare medie 535 daN/cm²;

În literatura sovietică [19], pentru determinarea lui U se folosește expresia:

$$U = c \cdot \frac{\alpha \cdot a \cdot b}{2 \cdot l}, \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (3.11)$$

unde: a - lungimea traversei, în cm;

b - lățimea tălpii traversei, în cm;

l - distanța între axele traverselor, în cm;

α - coeficientul de încovoiere a traversei care se determină prin calculul de încovoiere a traversei, aceasta fiind considerată grindă continuă, finită pe mediu elastic sau pe cale experimentală. Coeficientul α este raportul dintre săgeata medie (y_{med}) și săgeata maximă (y_{max}) a fibrei medii deformată a traversei (fig. 3.1.1.). Are valoare cu atât mai mică cu cât traversa este mai flexibilă.

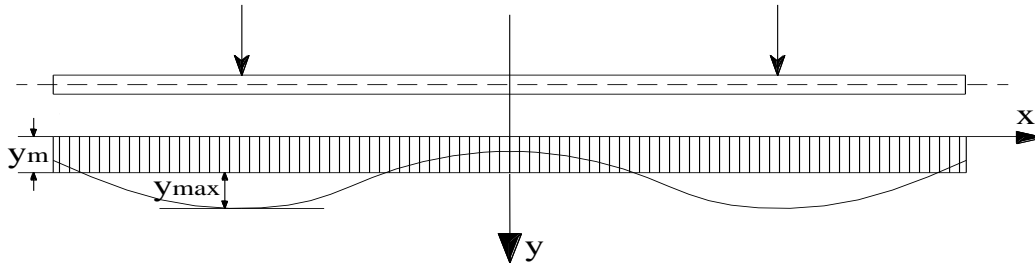


Fig. 3.1.1. Deformatia fibrei medii a traversei

Obişnuit, pentru traverse de lemn α are valori variind între 0,70 și 0,90 (fără a se lua în considerare efectul de compresiune și strivire a traversei, datorită căruia α poate fi redus pînă la 0,50).

Pentru calculul coeficientului de încovoiere α al traversei, considerată grindă continuă finită pe mediu elastic, [9] se poate folosi relația:

$$\alpha = \frac{2}{a \cdot k_t \cdot \eta_t} \quad (3.12)$$

unde: a - lungimea traversei în cm;
 η_t - ordonata liniei de influență a momentului încovoiator;
 k_t - coeficient care are expresia:

$$k_t = \sqrt[4]{\frac{c \cdot b}{4 \cdot E_t \cdot I_t}} \quad [\text{cm}^{-1}] \quad (3.13)$$

unde: E_t - modulul de elasticitate al materialului din traversă;
 I_t - momentul maxim de inerție al traversei după axa orizontală;

Pentru stabilirea valorilor coeficientului de tasare al patului de rezemare s-au făcut determinări în mai multe țări. Determinările făcute în Rusia [20] inițial în laborator, iar apoi în condiții de exploatare au condus la următoarele valori ale lui c :

- pentru piatră spartă și pietriș ciuruit $c=6 \text{ daN/cm}^3$;
- pentru pietriș neciuruit, zgură și nisip $c=4 \text{ daN/cm}^3$;
- pentru traverse din beton armat pe piatră spartă $c=500\text{...}1230 \text{ daN/cm}^3$;
- pentru traverse din lemn pe piatră spartă $c=240\text{...}305 \text{ daN/cm}^3$.

De reținut este faptul că la suprafețe de reazem identice modulul de elasticitate U pentru traverse din beton armat este de 2...4 ori mai mare față de traversele din lemn, ceea ce conduce la micșorarea eforturilor din elementele căii cu 20 - 40%. Modulul de elasticitate U influențează substanțial valoarea eforturilor produse de circulația feroviară în elementele căii și în special în terasament. În concluzie, cu cât piatra spartă și balastul este de calitate mai proastă și mai înnoirit, cu atât valoarea lui U scade și deci eforturile se măresc.

La calea ferată în cazul unui convoi de sarcini statice ($P_1\text{...}P_n$) (fig. 3.1.2), valoarea sarcinii pe placa de reazem [19] devine:

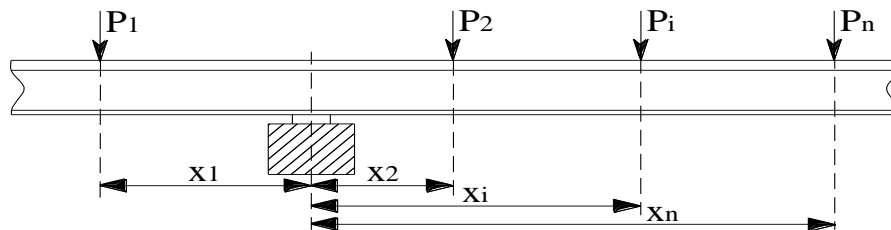


Fig. 3.1.2. Schema sarcinilor pe roata raportate la o traversa

$$Q_t = \frac{k \cdot l}{2} \sum_{i=1}^n P_i \cdot e^{-k \cdot x_i} (\cos k \cdot x_i + \sin k \cdot x_i) \quad (3.14)$$

unde: i - nr de ordine al roții

x_i - distribuția fiecărei sarcini pe roata P_i față de placa de reazem pentru care se calculează presiunea totală Q_t

c) **Calculul dinamic** - În timpul mișcării lor, vehiculele dezvoltă solicitări suplimentare asupra căii, care trebuie adăugate la cele exercitate în stare de repaus. Efectul total produs de cauze, unele cunoscute și altele necunoscute, care intră în acțiune numai în timpul mișcării materialului rulant de cale ferată, constituie efectul dinamic. Pentru exprimarea valorică a efectului dinamic, fiecărei cauze sau categorii de cauze i s-a atribuit o forță, denumită forță suplimentară dinamică.

Complexitatea forțelor care acționează asupra căii ferate și necesitatea sporirii acestor forțe din cauza acțiunii dinamice pe care o produc vehiculele în mișcare se realizează prin intermediul coeficientului dinamic (coeficient de impact " ρ "). Caracterul dinamic al forțelor și deci supraîncărcarea dinamică asupra căii și implicit asupra terasamentului apare datorită:

- maselor suspendate și mai ales maselor nesuspendate ale materialului rulant;
- geometriei căii (curbe orizontale și verticale, supraînălțări și supralărgiri);
- alcătuirii căii (șine, joante, traverse, piatră spartă, balast) și elasticității ei;
- imperfecțiunilor în execuția și întreținerea căii, a locomotivelor, vagoanelor, uzurii căii și materialului rulant.

Vehiculele de cale ferată au o alcătuire complexă iar deplasarea acestora pe șine se face printr-o mișcare oscilatorie imposibil de cuprins în modele matematice calculabile. Factorul cu ponderea cea mai mare, care determină valoarea coeficientului dinamic este masa nesuspendată a vehiculului feroviar. Pentru determinarea coeficientului dinamic (de impact) s-au efectuat experimente și măsurători în mai multe țări:

În Franța [32] măsurătorile au condus la rezultatele prezentate în tabelul 3.1.c

Tabelul 3.1.c Influența maselor suspendate și nesuspendate asupra coeficientului dinamic

| Tipul vehiculului | Vagoane marfă | Vagoane călători | Locomotive Electrice | Turbotren |
|------------------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------|
| Viteza de circulație | 70 – 120 km/h | 160...200 km/h | 160...200 km/h | 160...200 km/h |
| Tonaj pe osie | 20 tf | 13 tf | 21 tf | 16 tf |
| Influența maselor suspendate | 32 – 35% | 12 – 14% | 19 – 22% | 21,3% |
| Infl. maselor nesuspendate | 9 – 17% | 30 – 38% | 20 – 38% | 50% |
| Spor total | 52 – 57% | 67 – 73% | 64 – 76% | 71,3% |
| Sarcină dinamică | 30,4 – 31,4 tf | 21,6 – 22,7 tf | 34,4 – 37 tf | 27,4 tf |
| Coeficient dinamic | 1,52 – 1,57 | 1,67 – 1,73 | 1,64 – 1,76 | 1,71 |

Coeficientul dinamic depinde și de elasticitatea căii, fiind mai mare în cazul structurilor deformabile (coeficienți elastici mici) și scăzând la căile mai rigide (traverse din beton, terasamente stabilizate). Influența elasticității căii se introduce în evaluarea coeficientului dinamic prin modulul de elasticitate (deformație) U [20] cu relații de forma:

$$\rho = 1 + \frac{15V}{d_r \sqrt{U}} \quad (3.15)$$

Unde: V – viteza de circulație în km/h

d_r – diametrul roții (valoare medie) în cm

U – modulul de elasticitate al rezemării în daN/cm²

Relație folosită [20] de căile ferate indiene:

$$k_d = 1 + \frac{v}{18\sqrt{U}} \quad (3.16)$$

Relație folosită [20] de căile ferate germane:

$$k_d = 1 + \frac{4,5 \cdot v^2}{10^5} + \frac{1,5 \cdot v^3}{10^7} \quad (3.17)$$

Relație folosită [20] de căile ferate engleze:

$$k_d = 1 + \frac{v^2}{30000} \quad (3.18)$$

Relație folosită [20] de căile ferate suedeze:

$$k_d = 1 + k_1 + k_2 v + k_3 v^2 \quad (3.19)$$

Relație folosită [19] [65] de căile ferate ruse:

$$R = P + P_a + 0,02 \cdot l \cdot \gamma \frac{\sqrt{P \cdot q}}{d} \cdot v + B \cdot v^2 \quad (3.20)$$

La CNCF "CFR" SA se utilizează coeficientul dinamic cu valori constante de 2,4 la viteze peste 70 km/h, adică valori sporite față de cele rezultate din relațiile prezentate.

Supraîncărcarea (ΔQ) datorită acțiunii dinamice a forțelor ce acționează suprastructura căii ferate se poate determina cu relația:

$$Q = Q (\rho - 1), \quad (3.21)$$

ceea ce echivalează cu înlocuirea sarcinii statice Q cu o sarcină dinamică Q_d rezultată prin aplicarea coeficientului dinamic sarcinii statice:

$$Q_d = \rho Q_{\text{static}} \quad (3.22)$$

Acceptând ipoteza (Petrov) [32] că linia elastică a șinei acționată de încărcări dinamice are aceeași formă și mărime cu linia elastică a șinei încărcată cu încărcări statice de valoarea celor dinamice obținem:

$$\sigma_{\text{real}} = \sigma_{\text{dinamic}} = \rho \sigma_{\text{static}} \quad (3.23)$$

Analiza efectului dinamic asupra terasamentelor de cale ferată trebuie să țină cont de multe eforturi suplimentare care apar la nivelul șinei și care prin intermediul traversei de cale ferată se transmit prin stratul de piatră spartă și stratul de formă, terasamentului. Aceste eforturi au diverse cauze ca:

- eforturi în șină datorită forțelor orizontale transversale;
- eforturi în șină datorită forțelor orizontale longitudinale:
 - eforturi din forța de tracțiune și forța de frânare;
 - eforturi din temperatură;
- eforturi speciale de încovoiere în șina de cale ferată:
 - eforturi provenite din îndreptarea sau curbarea șinei;
 - eforturi datorate neregularităților existente la cale sau la materialul mărunț;
 - eforturi datorate aplicării excentrice a forțelor verticale;
 - eforturi datorate tasării inimii șinei;
- eforturi în șină datorită presiunii de contact dintre șină și roată.

Toate aceste eforturi suplimentare se cumulează în efectul dinamic al încărcărilor transmise de șina de cale ferată, prin intermediul plăcii de prindere, traversei, care la rândul ei predă aceste eforturi stratului de piatră spartă. În continuare vom studia această transmitere de eforturi până la nivelul stratului de formă.

*A doua etapă a calculului eforturilor o reprezintă **determinarea presiunii sub traversă.***

De la placa de reazem la piatra spartă presiunile se transmit prin intermediul traversei. Calculul presiunilor pe piatra spartă se face considerând traversa grindă pe mediu elastic de lungime finită. Aplicarea formulelor teoriei elasticității se face pornind de la adâncimea unde presiunile din circulație se uniformizează.

a).Presiunea la contactul traversă – piatră spartă. Traversa se consideră grindă pe mediu elastic de lungime finită cu diagrama presiunilor pe piatră spartă de forma prezentată în fig. 3.2.:

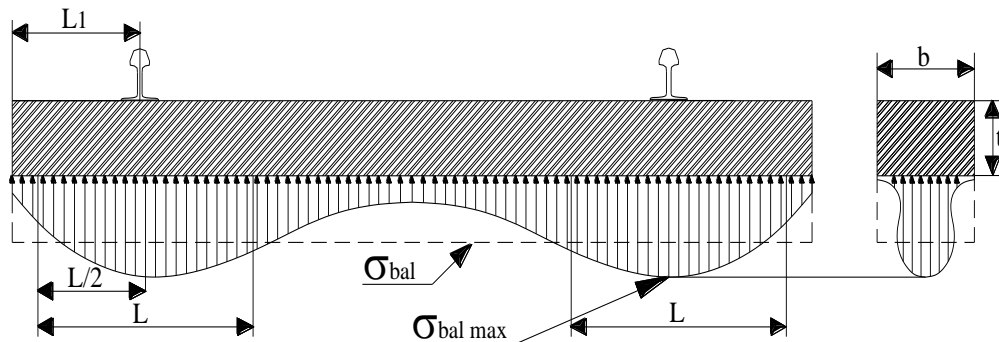


Fig. 3.2. Diagrama de distribuție a presiunilor pe talpa traversei

Suprafața de rezemare în dreptul unei singure plăci de reazem este:

$$S = L \cdot b \quad [\text{cm}^2] \quad (3.24)$$

unde: L - lungimea de rezemare efectivă [cm];

b - lățimea traversei [cm]

În fig. 3.2 cu σ_{bal} s-a notat valoarea medie a presiunii pe piatră spartă sub talpa traversei.

Diagrama prezentată în fig. 3.2, cu valori sporite în dreptul blocheților (părțile extreme ale traverselor pe lungimea L) și micșorate în partea centrală, redă cel mai bine distribuția presiunilor pe talpa traversei de lemn (conform măsurătorilor efectuate pe căi stabilizate în timp) și justifică modul de calcul al traversei ca grindă pe reazeme elastice.

Lungimea suprafeței efective de rezemare este stabilită din considerarea traversei ca grindă pe mediu elastic și conform fig. 3.2. (cu notațiile b , t și L_1) este:

$$L = 2 L_1 \left(1 - \frac{0,036 \cdot L_1}{\sqrt[4]{t^3}} \right) \quad [\text{cm}] \quad (3.25)$$

Expresia suprafeței efective de rezemare se mai poate scrie și sub forma:

$$S = \alpha \Omega, \quad [\text{cm}^2] \quad (3.26)$$

unde: α - este coeficientul de încovoiere al traversei (între 0,70...0,90 sau se calc. cu form. 3.12), iar

$$\Omega = \frac{a \cdot b}{2}, \quad [\text{cm}^2] \quad (3.27)$$

a , b sunt lungimea respectiv lățimea traversei în cm.

Presiunea pe piatră spartă sub talpa traversei, notată cu σ_{bal} produsă de presiunea Q aplicată pe placa de reazem se calculează cu relația:

$$\sigma_{bal} = \frac{Q}{L \cdot b} \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (3.28)$$

$$\sigma_{bal} = \frac{Q}{\alpha \cdot \Omega} \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (3.29)$$

În calcule, diagrama din fig. 3.2, poate fi înlocuită cu o diagramă cu valori ale presiunilor în zona centrală, pe lungimea cuprinsă între cele două lungimi de rezemare efective, egale cu jumătate din valoarea presiunilor din dreptul blocheților (fig. 3.2.1).

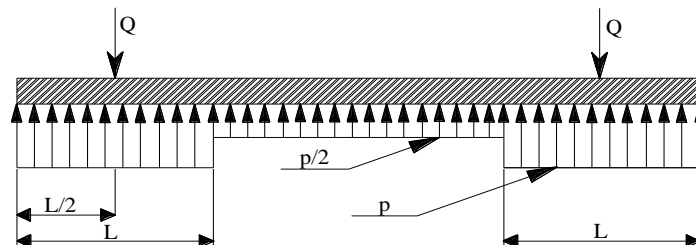


Fig. 3.2.1 Diagrama simplificată de distribuție a presiunilor pe talpa traversei folosită în calcule aproximative

În realitate presiunea pe piatră spartă variază în lungul traversei având valoare maximă în axa traversei în dreptul șinei (conform fig. 3.2).

Prin măsurători pe teren s-a stabilit că valoarea maximă a presiunii sub talpa traversei este:

$$\sigma_{bal \max} = 1,6 \cdot \sigma_{bal} \quad (3.30)$$

b). Distribuția presiunilor în adâncime sub talpa traversei

Pentru analiza distribuției eforturilor prin patul de piatră spartă și balast spre corpul terasamentului se admit trei ipoteze:

1. Distribuția în adâncime a presiunii σ_{bal} - uniformă pe suprafața efectivă de rezemare se produce după o piramidă imaginară cu înclinația muchiilor la 45° (fig. 3.3.). La adâncimea h , unde suprafața acestei piramide este S_h și considerând că și în adâncime presiunea se menține uniform repartizată, se obține presiunea σ_h dată de relația:

$$\sigma_h = \frac{\sigma_{bal} \cdot L \cdot b}{S_h} = \frac{Q}{(b + 2 \cdot h)(L + 2 \cdot h)} \quad (3.31)$$

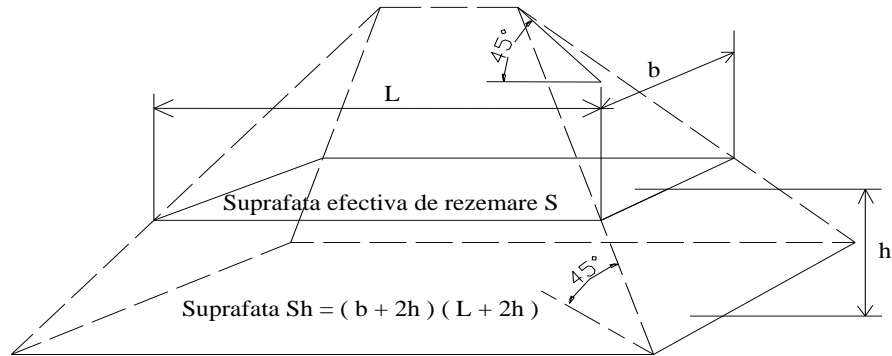


Fig. 3.3. Distribuția presiunilor în adâncime după o piramida

2. Distribuția în adâncime a presiunii σ_{bal} se produce într-un mediu granular ideal după linii care fac unghiuri de 60° cu planul orizontal (fig. 3.3.1). Aceste linii în realitate sunt niște hiperbole (fig. 3.4).

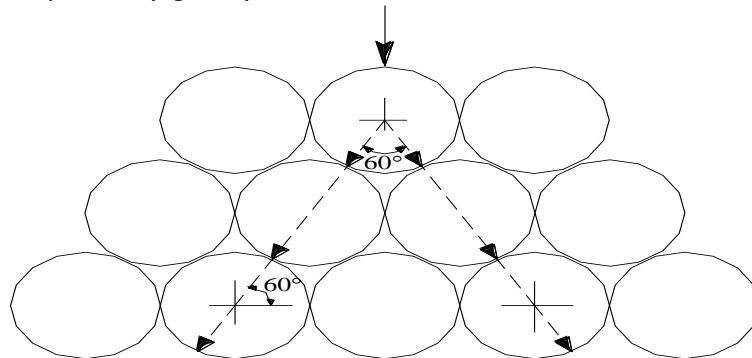


Fig. 3.3.1 Transmiterea presiunilor într-un mediu granular

Pe baza acestei ipoteze și considerând că suprafața diagramei de presiuni σ este constantă la orice adâncime h , se obțin relații pentru presiunea σ_h la diferite niveluri caracteristice și anume:

- până la adâncimea h_1 determinată de intersecția liniilor hiperbolice interioare, care pornesc din muchiile aceleiași traverse (fig. 3.4) $\sigma_{h_{max}}$ este:

$$\sigma_{h_{max}} = 1,6 \cdot \sigma_{bal} \quad (3.32)$$

relație valabilă pentru: $0 < h \leq h_1$

- de la adâncimea h_1 la h_0 determinată de intersecția liniilor hiperbolice pornind din muchiile corespondente a două traverse vecine, $\sigma_{h_{max}}$ determinat cu relații stabilite experimental [32] este:

$$\sigma_{h_{max}} = \frac{53,87}{h^{1,25}} \cdot \sigma_{bal} \quad (3.33)$$

- la adâncimea h_0 eforturile σ_h se uniformizează (fig. 3.4.) și având în vedere că suprafața diagramei lui σ_h se păstrează constantă, putem scrie:

$$\sigma_{h_0} \cdot l = \sigma_{bal} \cdot b \Rightarrow \sigma_{h_0} = \frac{b}{l} \sigma_{bal} \quad (3.34)$$

unde: σ_{bal} - este presiunea convențională pe piatră spartă sub talpa traversei conform 3.28.

l - distanța dintre axele traverselor.

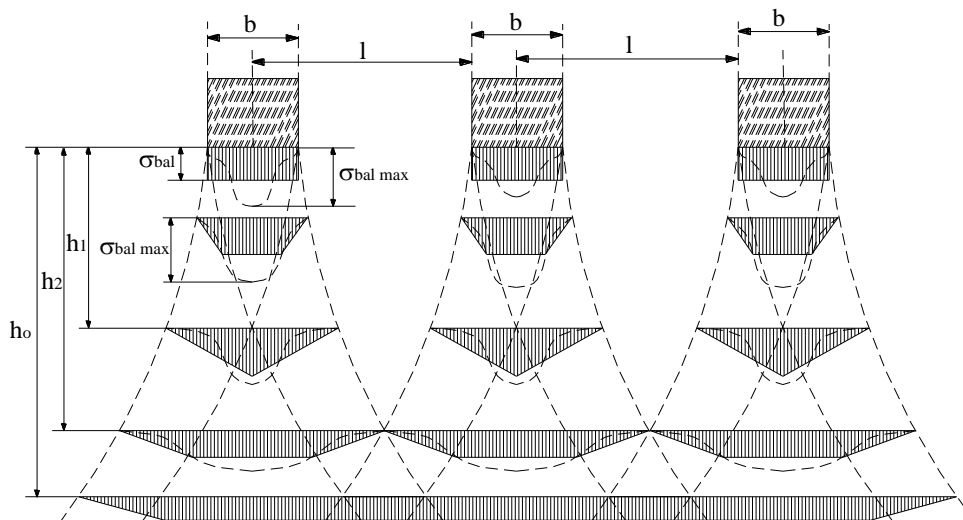


Fig. 3.4 Liniile hiperbolice de extindere a presiunilor în adâncime, în planul transversal al traverselor și diagramele presiunilor la diferite niveluri

Se poate constata o scădere accentuată a presiunilor maxime între nivelele h_1 și h_2 , adică aproximativ între 15 și 30 cm. Valoarea h_1 este importantă pentru că indică grosimea minimă admisă pentru prisma de piatră spartă.

Valoarea h_0 indică adâncimea la care eforturile se uniformizează în sens transversal și longitudinal, indicată pentru stratul de repartiție (din calcul pentru dimensiunile traversei $h_0 = 49\text{cm}$).

Deci avem o încărcare uniform distribuită sub forma de bandă de lățime egală cu lungimea traverselor aplicată la cota h_0 (fig. 3.5).

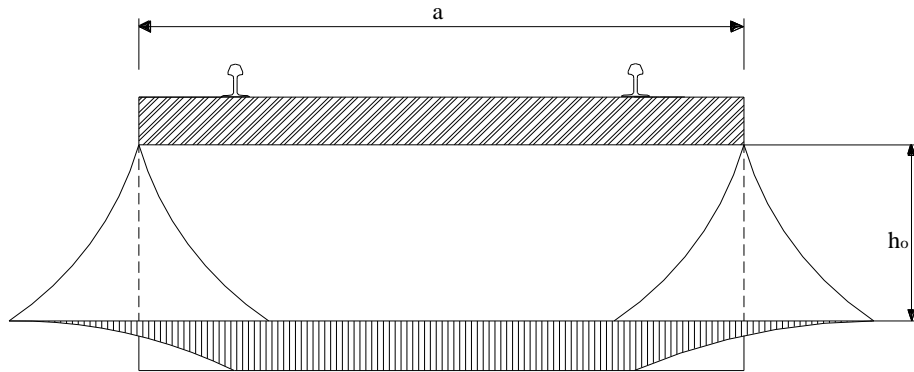


Fig. 3.5 Liniile hiperbolice de distribuire a presiunilor în adâncime, în planul longitudinal al traverselor și diagrama presiunilor la nivelul de uniformizare

Prin determinarea adâncimii h_0 încărcarea produsă de circulația feroviară se poate reduce la schema din fig. 3.6.

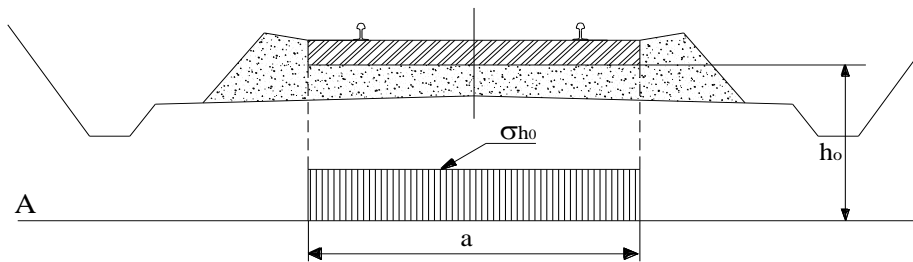


Fig. 3.6 Reducerea schemei de încărcare a terasamentelor

Această schemă constă dintr-o încărcare uniform distribuită σ_{h_0} sub formă de bandă infinită de lățime a , egală cu lungimea traverselor, aplicată pe o suprafață AB situată la cota h_0 . Calculul eforturilor se face cu formulele din teoria elasticității având în vedere că se consideră încărcarea unui semispațiu infinit limitat de suprafața AB.

3. Pentru adâncimi ce depășesc 15 cm - Verigo [20] a elaborat formule pentru determinarea eforturilor în terasamente:

$$\sigma_h = (\sigma_{h'} + 2\sigma_{h''}) \quad [\text{daN} / \text{cm}^2] \quad (3.35)$$

unde: σ_h - presiunea produsă de traversa sub care se calculează eforturile;

$\sigma_{h'}$ și $\sigma_{h''}$ - presiunea produsă sub traversa imediat vecină

Pentru calculul eforturilor în terasamente la presiunea σ_{h_0} provenită din circulație și aplicată pe planul AB, se adaugă și greutatea proprie a suprastructurii notată cu g_s și greutatea proprie a stratului de pământ situat deasupra planului AB notat cu g_h .

Astfel pe planul AB presiunea totală este:

$$\sigma = \sigma_{h_0} + g_s + g_h \quad [\text{daN} / \text{cm}^2] \quad (3.36)$$

3.2. Principii generale de calcul. Schemele de încărcare ale terasamentelor de cale ferată

În exploatare terasamentele de cale ferată suferă deformații datorate în general circulației feroviare dar și condițiilor climaterice, geotehnice respectiv hidrologice. În funcție de condițiile și de formele de manifestare ale deformațiilor terasamentelor sunt abordate problemele de rezistență și stabilitate sub aspecte diferite ca:

- Cedarea platformei la rambleuri și debleuri, prin adâncituri locale.
- Tasarea platformei la rambleuri, în urma procesului de îndesare în adâncime.
- Tasarea platformei la rambleuri prin refulare laterală ca efect al depășirii rezistenței la forfecare a pământului.
- Tasarea platformei la debleuri prin refularea șanțurilor ca efect al depășirii rezistenței la tăiere a pământului de sub platformă.
- Tasarea terenului de bază sub rambleuri în urma procesului de îndesare în adâncime a straturilor compresibile.
- Tasarea platformei la debleuri în urma procesului de îndesare în adâncime a straturilor compresibile.
- Tasarea terenului de bază sub rambleuri prin refulare laterală datorată depășirii rezistenței la forfecare a pământurilor (capacitate portantă insuficientă).
- Refularea platformei la debleuri sub greutatea taluzurilor.
- Pierderea stabilității rambleurilor prin alunecări pe suprafețe generalizate.
- Surparea taluzurilor în șlițuri transversale prin depășirea înălțimii critice.

Pentru efectuarea calculelor de rezistență și stabilitate în toate cazurile posibile de deformare la terasamente de cale ferată, este necesară folosirea ipotezelor de încărcare adecvate atât sub raportul valorii și modulului de distribuție al eforturilor cât și în funcție de natura și locul deformării.

Aplicarea unor ipoteze de încărcare necorespunzătoare, care nu modelează corect fenomenul real, poate duce la rezultate eronate.

Ca principii generale de calcul se folosesc o serie de ipoteze de încărcare a terasamentelor, numite scheme [20], care au la bază atât modul de calcul al sarcinilor produse de circulația feroviară și transmiterea respectiv distribuția eforturilor în corpul sau baza terasamentelor, cât și modul de deformare a acestora.

Schema A (fig. 3.7) reprezintă modelarea sarcinii uniforme distribuită de lățime egală cu lungimea traverselor aplicată la nivelul platformei și având valoarea $\sigma_{\text{platf.max}}$ egală cu presiunea maximă produsă de circulație la adâncimea respectivă. Se calculează funcție de grosimea stratului de piatră spartă de sub talpa traversei. La σ_{bal} se adaugă presiunea din greutatea proprie a suprastructurii $g_s=0,10 \text{ daN/cm}^2$

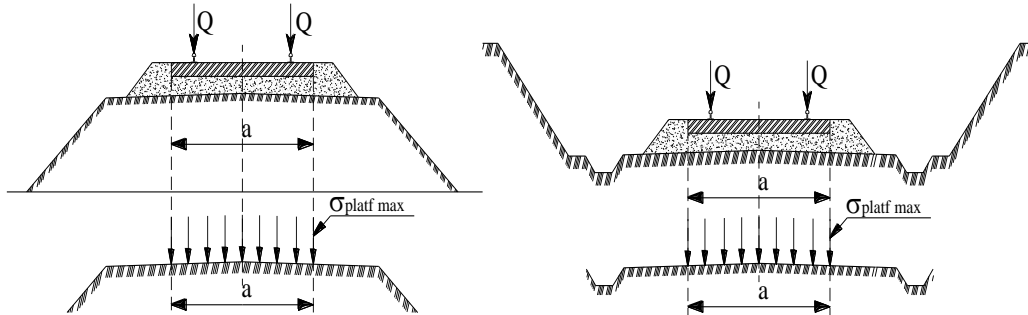


Fig. 3.7 Schema A de încărcare a rambleurilor și debleurilor (sarcina maximă la nivelul platformei).

Această schemă se aplică la calculul rezistenței platformei pentru prevenirea adânciturilor superficiale, la linii noi pentru calculul gradului de compactare pe adâncimea de 1 - 1,5 m sub platformă, iar la linii în circulație pentru stabilirea stratului de rezistență.

Schema din fig. 3.7 se poate aplica la calculul stabilității taluzurilor verticale în cazul săpăturilor pentru șlițuri transversale în platformă sau drenuri longitudinale la marginea platformei, precum și la calculul de rezistență privind refularea șanțurilor în debleuri, sau la calculul eforturilor hidrodinamice sub sarcini instantanee pentru stabilirea zonelor de înnoire.

Schema B (fig.3.8) reprezintă modelarea unei sarcini uniform distribuite de lățime egală cu lungimea traversei nelimitată după axa căii și aplicată la nivelul h_0 , care reprezintă nivelul de uniformizare al presiunilor. Pentru h_0 se consideră dimensiunea de 60...70 cm și sarcina uniform distribuită $\sigma_{h_0} = 1,60 \text{ daN/cm}^2$.

La cota h_0 se imaginează un plan AB reprezentând limita unui semispațiu infinit. Sub planul AB calcularea eforturilor se face cu formulele elasticității.

Pentru rambleuri cu înălțimi mai mici de 1,5m se folosește schema din fig.3.8, iar pentru debleuri, după cum se vede în figură, schema se completează cu greutatea taluzurilor.

Schema se folosește la calculul stabilității și rezistenței, la rambleuri, în cazul deformațiilor prin îndesare și prin refulare.

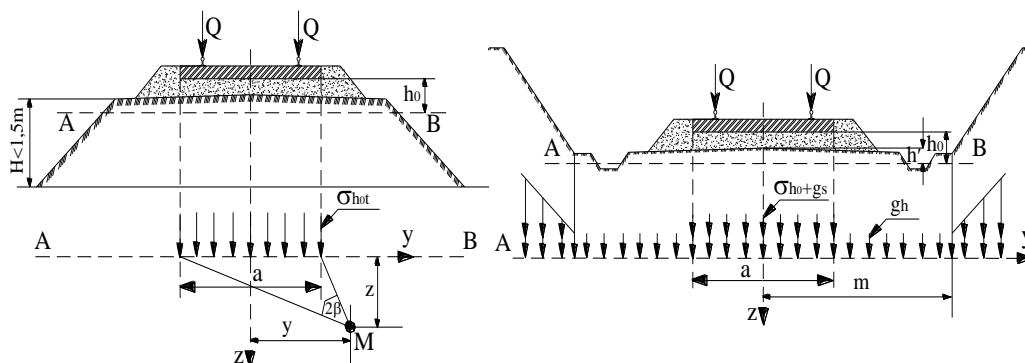


Fig. 3.8 Schema B de încărcare a rambleurilor și debleurilor

La debleuri sarcina uniform distribuită pe lățimea traversei este:

$$\sigma_{h_0} + g_s \quad (3.36)$$

unde: g_s – presiunea din greutatea proprie a suprastructurii

În ceea ce privește presiunea din greutatea pământului notată cu $g_{h'}$ greutatea pământului de deasupra planului AB:

$$g_{h'} = \gamma h' \quad (3.37)$$

Sarcina $g_{h'}$ se extinde nelimitat în ambele părți, iar începând de la piciorul taluzurilor este sporită cu greutatea taluzurilor, reprezentate ca sarcini distribuite triunghiular.

Schema se folosește la calculul stabilității și rezistenței, la debleuri, în cazul deformațiilor prin îndesare a eventualelor straturi compresibile sub platformă.

Schema C (fig. 3.9) este folosită pentru rambleuri, unde în general calculul eforturilor unitare interioare se bazează pe problema penei. Pana se obține prin prelungirea laturilor taluzurilor, la vârful aplicându-se o sarcină fictivă P_0 a cărei valoare este :

$$P_0 = P - \frac{\rho \cdot \overline{AB}}{m} \quad (3.38)$$

Unde ρ - densitate la umiditate naturală, în zona platformei;

\overline{AB} și m – conform notațiilor din fig.3.9;

P - încărcarea produsă de circulație și greutatea proprie a suprastructurii, concentrată după axa căii :

$$P = \frac{2 \cdot Q}{l} + P_s \quad [\text{kN} / \text{m}] \quad (3.39)$$

unde Q - presiunea pe placa de reazem;

l - distanța între axele transverselor;

P_s - greutatea proprie a suprastructurii

Prin aplicarea sarcinii P_0 în vârful penei fictive, eforturile σ_z , σ_y și τ_{gz} din corpul rambleului se calculează cu formulele (2.44) prezentate în Cap. 2.

$$\sigma_z = \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{z^3}{(z^2 + y^2)^2}$$

$$\sigma_y = \frac{2P_0}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{y^2 z}{(z^2 + y^2)^2}$$

$$\tau_{zy} = \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{yz^2}{(z^2 + y^2)^2}$$

Eforturile g_z și g_y , provenind din greutate proprie, se adaugă la σ_z și σ_y . La calcularea lor se ia în considerare și greutatea prismei fictive AOB.

Schema C b. din fig.3.9.b se bazează pe aceste considerente.

Dacă considerăm prisma AOB fără greutate (nu se ia în calcul pentru eforturile g_z și g_y), atunci putem folosi schema C a.(fig. 3.9.a), în care $P_0 = P$. Pentru realizarea unui coeficient de siguranță mai mare se poate folosi și schema C b., la care se ia $P_0 = P$.

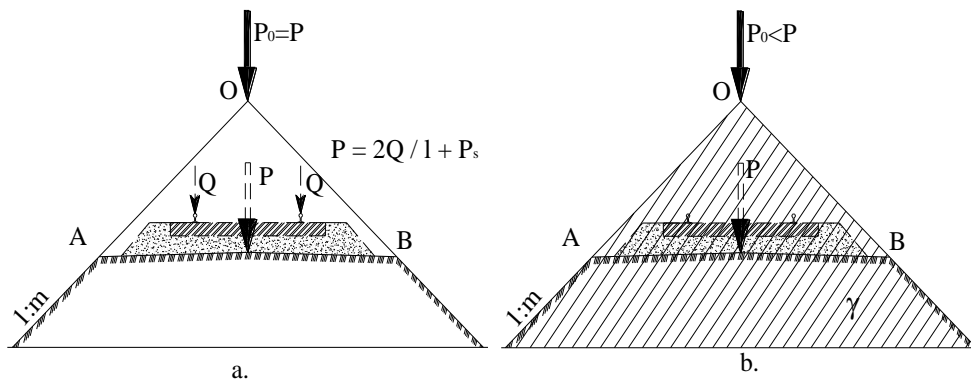


Fig. 3.9 Schema C de încărcare a rambleurilor.

Schemele C a. și C b. de încărcare se folosesc la stabilirea gradului de compactare la rambleurile noi, iar pentru cele vechi la calculul rezistenței lor la îndesare.

Schema D (fig. 3.10) reprezintă încărcarea platformei cu o sarcină uniform distribuită p , provenind din sarcinile circulației și calculată cu ajutorul sarcinii concentrate P după axa căii, definită cu ocazia prezentării schemei C :

$$P = \frac{2 \cdot Q}{l} + P_s; \text{ iar } p = \frac{P}{a}; \quad (3.40)$$

unde: a – lungimea traversei, iar pentru $a = 2,6\text{m}$ vom obține $p = 10,1 \text{ KN/m}^2$

Această forță nu ține cont de nici o lege de distribuție a eforturilor funcție de grosimea stratului de piatră spartă și este o încărcare medie, uniform distribuită pe platformă în lungul căii, bazată pe un calcul global. Pentru că platforma se găsește deasupra nivelului de uniformizare a eforturilor, iar la nivelul platformei eforturile pot prezenta valori maxime, se aplică un coeficient de sporire a sarcinii pe platformă de 1,2 deci $p = 12 \text{ KN/m}^2$.

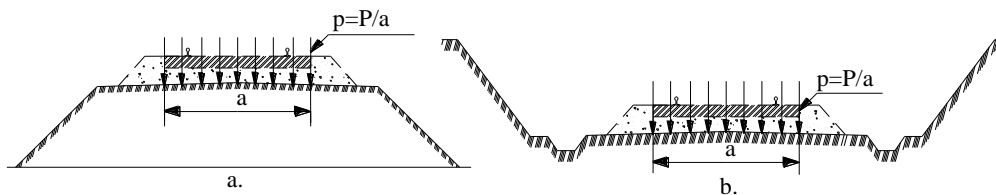


Fig. 3.10 Schema D de încărcare a rambleurilor și debleurilor

Schema D se recomandă pentru calculul stabilității taluzurilor expuse lunecărilor pe suprafețe generalizate prin metode analitice și calculul împingerii active a pământului de sub platformă pe sprijiniri provizorii sau definitive ca: ziduri, contrabanchete, precum și la calculul zonelor de refulare.

Schema E (fig. 3.11) reprezintă o schemă identică cu schema D, cu deosebirea că în loc de sarcina p se introduce o încărcare echivalentă reprezentată de un prism de pământ cu înălțimea de :

$$H_e = \frac{p}{\gamma} \quad \text{pentru } \gamma = 1,8 \dots 2,2 \text{ KN/m}^3$$

se obține:

$$H_e = 5,4 \dots 6,65 \text{ m} \quad (3.41)$$

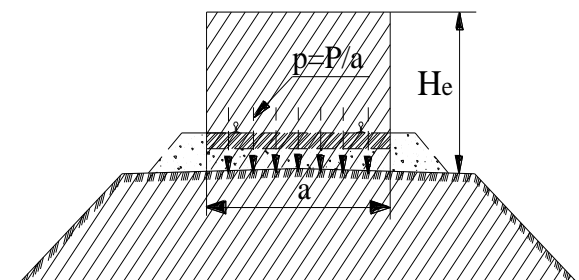


Fig. 3.11 Schema E de încărcare a rambleurilor expuse la alunecari

Schema E este folosită ca și schema D, dar este aplicabilă la metodele grafo-analitice de calcul pentru verificarea stabilității taluzurilor.

Schema F (fig. 3.12) reprezintă diagrama presiunilor obținută prin însumarea diagramei g_z (provenită din greutatea proprie a rambleului) și diagrama σ_z simplificată (din sarcini din circulație).

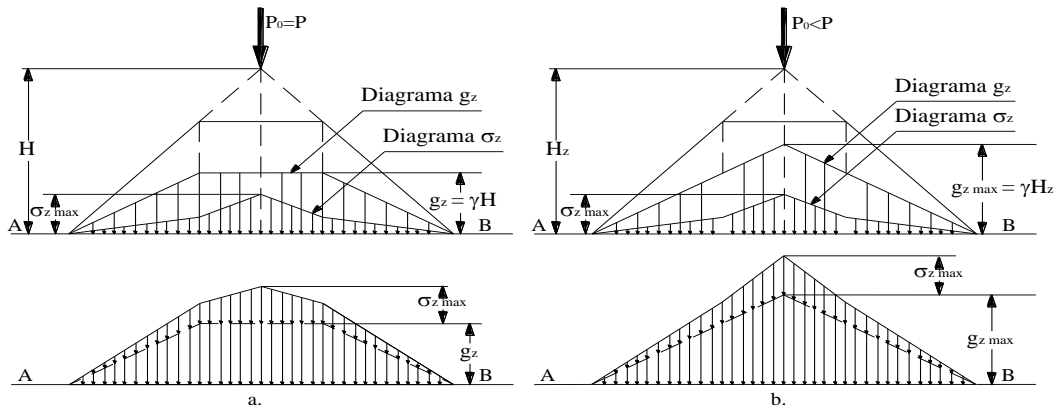


Fig. 3.12 Schema F de încărcare a terenului de baza.

Diagrama σ_z se determină pe baza schemelor C a. (AOB fără greutate) și C b. (AOB cu greutate fictivă), rezultând schemele F a. și F b.

Schema G (fig. 3.13) se determină la fel ca schema F cu deosebirea că diagrama σ_z este asimilată cu un trapez cu înălțimea p_1 , a cărei valoare se determină prin egalarea diagramelor p și σ_z :

$$p \cdot a = (c + 2 \cdot n) \cdot p_1 \Rightarrow p_1 = \frac{a}{c + 2 \cdot n} \cdot p \quad (3.42)$$

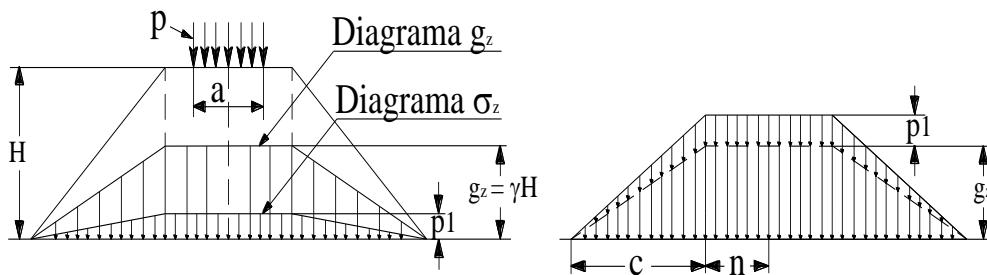


Fig. 3.13 Schema G simplificata, de încărcare a terenului de baza.

Schema H (fig. 3.14) se stabilește luând în considerare numai greutatea proprie a rambleului și se neglijează sarcinile din circulație. Se aplică în cazul rambleurilor înalte unde $p_1 < 0,1p$.

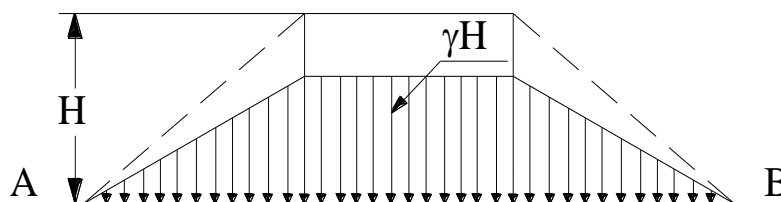


Fig. 3.14 Schema H simplificata (fara sarcini din circulatie), de incarcare a terenului de baza.

Schemele F, G, H, se folosesc pentru calcule de rezistență la îndesare și de rezistență și stabilitate la refulare a terenului de bază la rambleuri.

Schema I (fig. 3.15) este schema care constă în diagrame de presiune produse de greutatea taluzurilor în debleuri la nivelul platformei și se folosește pentru calculul stabilității la refulare a platformei în debleuri, datorită existenței straturilor slabe sub nivelul platformei. În acest caz de deformare, platforma cu sarcinile din circulație acționează prin rezistență pasivă. La calculul de stabilitate la refulare nu se justifică a se lua în considerare, datorită intermitenței cu care se produc sarcinile din circulație.

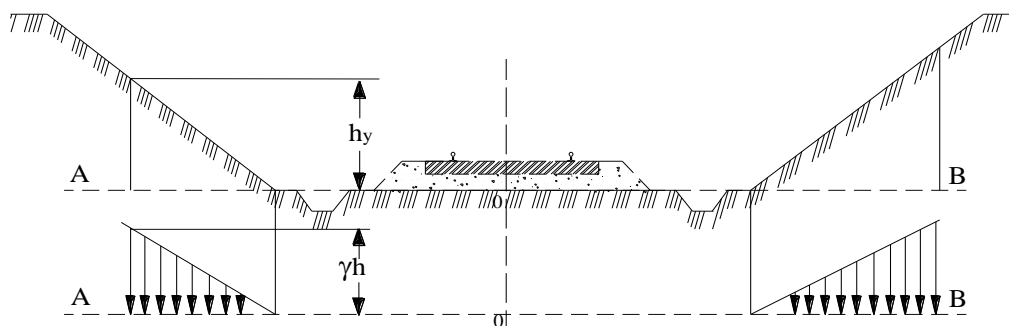


Fig. 3.15 Schema I simplificata, de incarcare a terenurilor de baza în debleuri.

3.3. Influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor de cale ferată

3.3.1. Elemente generale

La terasamente de cale ferată influența vibrațiilor se manifestă asupra stabilității lor în ansamblu, precum și asupra proprietăților mecanice ale pământurilor din umpluturi și terenuri de bază. Sursele principale de vibrații la terasamente constau în circulația vehiculelor feroviare și cutremurele de pământ.

Efectele vibrațiilor din circulație asupra terasamentelor de cale ferată, în condițiile actuale de circulație feroviară, sunt neînsemnate. O importanță deosebită o reprezintă influența vibrațiilor produse de cutremure. În viitor, pentru viteze mari, care produc vibrații mai puternice și care necesită terasamente cu o stare de rezistență și stabilitate mult superioară, este necesară luarea în considerare a influenței negative a vibrațiilor.

Asupra pământurilor din terenul de fundare sau din corpul unor lucrări din pământ (terasamente de cale ferată), acționează și încărcări dinamice, alături de cele statice. Aceste acțiuni dinamice provenite din vibrații, șocuri seismice, trepidații din circulația convoaielor feroviare, explozii etc. pot modifica uneori radical atât calitativ cât și cantitativ proprietățile de rezistență și stabilitate ale pământurilor. Modificarea caracteristicilor fizico-mecanice în urma acțiunilor dinamice poate conduce în unele situații la schimbarea esențială a condițiilor de rezistență și de stabilitate a maselor de pământ, fapt care de cele mai multe ori are efecte negative asupra suprastructurii de cale ferată.

Proiectarea terasamentelor de căi ferate în zone seismice, precum și a altor lucrări de fundații, necesită cunoașterea comportării pământurilor supuse la acțiuni dinamice. Neglijarea acestui aspect poate avea repercusiuni grave asupra rezistenței și exploatații normale a structurilor și a stabilității masivelor de pământ. În literatura de specialitate se citează multe aspecte de alunecări de teren produse în urma unor cutremure sau datorate altor surse de vibrații și trepidații care au cauzat deplasarea unor mase importante de pământ, producând distrugerea a numeroase construcții. De asemenea, este cunoscut faptul că 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 din terasamente, conducând în unele cazuri la pierderea stabilității generale și scoaterea din exploatare a acestora.

Un element important este și influența stării terasamentelor asupra oscilațiilor pe care le suferă vehiculele feroviare în timpul circulației lor.

Indiferent de domeniul în care se produc procesele oscilatorii au legi fundamentale comune.

Principial oscilația este fenomenul de transformare periodică a energiei dintr-o formă în alta, iar vibrațiile - sunt oscilații de înaltă frecvență iar în practică se atribuie oscilațiilor la care variația accelerațiilor este periodică.

Clasificarea oscilațiilor se poate face după mai multe criterii, iar din punct de vedere practic se rețin:

- Oscilații proprii sau libere care se produc într-un sistem izolat în urma unei perturbații exterioare (impuls). Caracterul oscilant este determinat numai de forțele interne ale sistemului dependente de structura fizică a acestuia;
- Oscilații forțate sau întreținute care se produc într-un sistem sub acțiunea unor forțe periodice exterioare care acționează independent de oscilațiile din

sistem, caracterul oscilant este determinat de structura fizică dar și de forțele exterioare.

Pentru exprimarea matematică a procesului oscilator se folosește ecuația fundamentală a dinamicii:

$$\bar{F} = m \cdot \bar{a} \quad (3.43)$$

Pentru un sistem conservativ oscilant această ecuație este:

$$m \cdot \ddot{x} + k \cdot x = 0, \quad (3.44)$$

unde : m - masa sistemului;

x - distanța punctului material față de poziția de echilibru;

k - constanta elastică a mediului, reprezentând forța necesară pentru producerea unei deformații egale cu unitatea;

\ddot{x} - accelerația oscilației.

După împărțirea ecuației cu m și scrierea soluției acesteia se obține:

$$x = A \cdot \cos \omega \cdot t + B \cdot \sin \omega \cdot t \quad (3.45)$$

unde: $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ [s⁻¹] este frecvența proprie a oscilațiilor (3.46)

A și B - mărimi constante de integrare dependente de starea inițială a sistemului;

t - timpul [s]

Pentru condițiile inițiale: t = 0 și x = x₀ ecuația (3.45) devine:

$$x(t) = x_0 \cos \omega t + (x_0 / \omega) \sin \omega t \quad (3.47)$$

de unde se pot explicita parametrii principali ai oscilației și anume: amplitudinea oscilației A, viteza oscilației v și accelerația oscilației a.

Un alt parametru important este durata oscilației numită perioadă și care se calculează cu relația:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad [s]$$

(3.48)

În studiul acțiunii vibrațiilor asupra pământurilor, accelerația oscilațiilor se raportează la accelerația gravitațională g, definindu-se accelerația relativă η prin raportul:

$$\eta = \frac{a}{g}$$

(3.49)

Oscilațiile (vibrațiile) se propagă sub formă de unde care pot fi:

- unde longitudinale care se manifestă prin comprimări și destinderi orientate în direcția propagării;
- unde transversale care se manifestă prin deplasarea particulelor materiale în sens transversal direcției de mișcare;
- unde superficiale care sunt de fapt unde transversale care se propagă în zona superficială cu viteza mai mică decât cea a undelor transversale.

Datorită amortizării rapide, distanțele de propagare a undelor prin teren sunt relativ reduse.

3.3.2 Influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor

În timpul circulației, vehiculele dezvoltă sarcini suplimentare datorită efectului dinamic. Forțele dinamice se manifestă prin șocuri izolate sau forțe repetate periodic.

Pe o secțiune de terasament, în condițiile circulației unui convoi feroviar, săgeata șinei din cauza elasticității patului are o anumită valoare. Această tasare se produce cu o periodicitate T care depinde de viteză și de distanța dintre osii și la

care corespunde o frecvență $f_r = \frac{1}{T}$

Tasarea șinei este însoțită de lovituri pe placa de reazem și la joante. Aceste lovituri, precum și cele produse în general de neregularitățile căii se traduc prin șocuri periodice. Neregularitățile bandajului, precum și forțele suplimentare dezvoltate de locomotive produc în terasamente șocuri izolate. Totalitatea șocurilor izolate și periodice fac ca la trecerea unui convoi să se producă în terasamente vibrații libere și întreținute ale căror efecte se suprapun.

Pe baza unor măsurători [20] [32] a fost posibilă calcularea coeficientului dinamic produs de vibrații cu relația:

$$k_v = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\Psi}\right)^2\right]^2 + 4 \cdot \left(\frac{\omega}{\Psi}\right)^2 \left(\frac{\xi}{\Psi}\right)^2}} \quad (3.50)$$

unde : ω - frecvența oscilațiilor întreținute;

Ψ - frecvența oscilațiilor libere;

$\xi = \frac{f_0}{m}$ - coeficient de rezistență specifică; dependent de rezistența mediului la

oscilațiile sistemului f_0 și masa m a sistemului supus.

Dacă neglijăm rezistența specifică a mediului ($\xi = 0$) și înlocuim

$$\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T_i} \quad \text{și} \quad \Psi = \frac{2 \cdot \pi}{T_l}$$

$$\Rightarrow k_v = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\Psi}\right)^2} = \frac{1}{1 - \left(\frac{T_l}{T_i}\right)^2} ; \quad (3.51)$$

în care T_l - perioada oscilațiilor libere

T_i - perioada oscilațiilor întreținute.

Din determinări rezulta pentru k_v o valoare $\approx 1,1$ care este destul de mică.

Influența vibrațiilor se manifestă cu intensitate mai mare în cazul rambleurilor de înălțime mică alcătuite din pământuri slabe (plastice) așezate pe terenuri de bază tari (marnă, stâncă).

Prevenirea influenței vibrațiilor se realizează prin compactarea suficientă a pământului, respectiv prin intercalarea de straturi de nisip sau balast bine compactate. În sens orizontal influența vibrațiilor poate fi limitată prin ecrane de argilă.

Influența vibrațiilor asupra terasamentelor trebuie înțeleasă sub două moduri:

- terasamente care prin natura pământului permit producerea unor vibrații mai intense, consecința fiind sporirea coeficientului dinamic.
- terasamente care prin construcția lor sau prin deformațiile survenite sunt aproape de limita de stabilitate astfel încât la o mărire a coeficientului dinamic se poate compromite stabilitatea lor.

3.3.3. Influența vibrațiilor asupra rezistenței la forfecare a pământurilor

În general vibrațiile au influență asupra pământurilor prin micșorarea coeficientului de frecare interioară și implicit reducerea capacității de rezistență afectând stabilitatea pământului (influență mai mare la pământuri necoezive).

Dacă supunem un pământ la acțiunea vibrațiilor și determinăm rezistența la forfecare τ sub o presiune normală σ constantă, se constată o scădere a rezistenței τ comparativ cu cea determinată în condiții statice, datorită reducerii coeficientului de frecare interioară $\text{tg } \Phi = f$.

Micșorarea coeficientului de frecare interioară f este determinată de energia cinetică a mișcării oscilatorii, respectiv de accelerația vibrațiilor. Cu cât accelerația este mai mare cu atât coeficientul de frecare interioară scade (fig.3.16), variația fiind descrisă de o hiperbolă.



Fig. 3.16 Variația coeficientului de frecare în funcție de accelerația relativă a vibrației

În cazul când accelerația vibrațiilor este constantă, scăderea coeficientului f este influențată de creșterea frecvenței vibrațiilor (fig. 3.17), dar influența frecvenței este mai mică decât cea a accelerației.

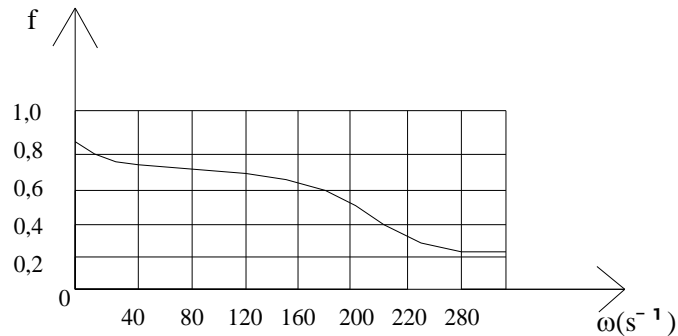


Fig. 3.17 Variația coeficientului de frecare interioară în funcție de frecvența vibrațiilor

Se constată că pentru frecvențe până la 120 s^{-1} , scăderea coeficientului de frecare f este mai redusă, iar peste această valoare scăderea coeficientului f se accentuează până la anumite valori, după care creșterea frecvenței ω nu mai provoacă scăderea lui f .

Modul de variație, respectiv reducerea mărimii coeficientului de frecare sub acțiunea vibrațiilor se diferențiază în funcție de natura și starea pământurilor (granulozitate, umiditate, stare de îndesare, consistență, compactitate, etc).

D.D.Barkan [6] și alți cercetători [29] [26] au arătat că în cazul pământurilor necoezive pentru vibrații foarte intense coeficientul f poate deveni foarte mic și în consecință rezistența la forfecare se reduce ceea ce face ca nisipul să se comporte ca în lichid vâscos.

La vibrații puternice masele de nisip devin instabile complet producându-se lichefierea lor, iar corpurile grele așezate pe suprafața lor se scufundă brusc ca într-un lichid și invers un corp cu greutate mai mică decât a nisipului așezat pe fund se ridică.

Influența vibrațiilor asupra pământurilor coezive se manifestă atât asupra forțelor de frecare internă, cât și asupra forțelor de coeziune. Din această cauză influența vibrațiilor este mai mică.

Vibrarea acționează în mod distructiv asupra legăturilor dintre particulele solide realizate prin peliculele de apă adsorbită. Datorită vibrațiilor o parte din apa legată electrochimic devine apă liberă și astfel se micșorează forțele interne de coeziune.

Valoarea accelerației vibrațiilor la care începe efectul asupra forțelor de coeziune depinde de starea de umiditate și de consistență a pământului.

3.4. Factorii principali care influențează stabilitatea terasamentelor.

Analizați la modul cel mai general factorii care influențează stabilitatea terasamentelor pot avea proveniență artificială (constructivă) sau naturală

3.4.1. Factorii constructivi

Această categorie de factori sunt legați de condițiile de execuție și exploatare a terasamentelor.

A. Factorii privind execuția se referă la calitatea lucrărilor și respectarea regulilor tehnice la construcțiile de noi terasamente.

Cauzele comportării necorespunzătoare a terasamentelor din punct de vedere a rezistenței și stabilității pot fi:

- necompactarea sau compactarea insuficientă a umpluturilor din corpul terasamentului;
- folosirea materialelor cu proprietăți fizice și mecanice necorespunzătoare (argile cu plasticitate mare, contractile, prafuri tixotropice, pământuri vegetale);
- executarea de rambleuri înalte fără compactare în straturi a materialului de umplere;
- executarea rambleurilor iarna cu bulgări de pământ înghețați;
- executarea tranșeelor în terenuri slabe fără măsuri de asigurare a stabilității platformei și taluzurilor;
- executarea rambleurilor pe terenuri de bază cu înclinare peste 10° fără prevederea treptelor de înfrățire;
- neînlăturarea pământului vegetal, adoptarea de pante neadmisibile la taluzuri, nerespectarea lățimii platformei;
- neexecutarea stratului de repartiție, șanțurilor de gardă, drumuri.

B. Factorii privind condițiile de exploatare se referă la circulația trenurilor și la modul de întreținere a căii și terasamentelor, unde în practica curentă pot apărea unele operații necorespunzătoare, cum ar fi:

- menținerea în cale a unor poze greșite.
- depozitarea pe banchete, taluzuri și șanțuri a materialelor de cale.
- completarea prisme de balast și îndoparea cu material necorespunzător.
- menținerea grosimii prisme de balast necorespunzătoare.
- menținerea prisme de balast colmatată și a traverselor deburate.

3.4.2. Factorii naturali

Factorii naturali cu influență negativă asupra stabilității terasamentelor pot fi de natură climaterică, geomorfologică, hidrologică și hidrogeologică.

a) **Factorii climaterici** constau în :

- precipitații atmosferice care măresc umiditatea pământurilor și prin aceasta intensifică deformațiile, în special a celor argiloase și prăfoase;
- insolații puternice și prelungite, care produc evaporarea și uscarea rapidă ce se concretizează în apariția de crăpături;
- temperaturi joase, care provoacă înghețarea pământului și slăbirea rezistenței legăturilor structurale;
- vânturi intense, care grăbesc uscarea pământului și depun material fin în prismul de piatră spartă.

b) **Factori geomorfologici** se referă la relieful terenului de pe traseul căii ferate, la tectonica zonei și la prezența unor fenomene fizico-geologice ce

aparțin geodinamicii externe a scoarței terestre (alunecări de teren, prăbușiri, surpări, eroziuni, etc)

c) **Factori geotehnici** sunt legați de caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare, respectiv de prezența în alcătuirea acestuia a unor pământuri dificile cum sunt: pământurile sensibile la umezire, pământurile cu umflări și contracții mari, pământuri lichifiabile, pământuri puternic compresibile, pământuri gelive, etc.

d) **Factori hidrologici și hidrogeologici** se referă la :

- prezența în apropierea sau vecinătatea terasamentelor a unor cursuri de apă, cu debit permanent sau nepermanent, care pot produce inundarea terasamentului, eroziuni și subspălări;
- cantonarea și stagnarea apei de suprafață provenită din precipitații și topirea zăpezii în diverse gropi existente la baza terasamentelor, în special a celor în rambleu sau în pungile de balast formate;
- nivel ridicat al apei subterane în zona terasamentelor;

ascensiunea apei prin subpresiune sau capilaritate, sporind umiditatea materialului din terenul de bază sau din corpul terasamentului, proces care are ca rezultat înrăutățirea condițiilor de rezistență și stabilitate.

Cap. 4. FENOMENE DE INSTABILITATE SPECIFICE TERASAMANTELOR DE CALE FERATĂ. CAUZELE PRODUCERII LOR

4.1. Generalități

Fenomenele de instabilitate la terasamentele de cale ferată sunt caracterizate prin anumite deformații specifice.

În exploatare terasamentele de cale ferată prezintă în timp diferite deformații, unele caracterizate printr-o dezvoltare lentă și care se pot remedia prin intervenția echipelor de întreținere, iar altele cu o dezvoltare rapidă care necesită pentru remediere proiectare și intervenția constructorilor de specialitate.

În general deformațiile reprezintă modificări ale formei și dimensiunilor inițiale.

În funcție de perioada de acționare în timp deformațiile pot fi:

- deformații elastice când forma și dimensiunile revin la forma și dimensiunile inițiale după încetarea forțelor (fenomenelor) perturbatoare;
- deformații permanente care rămân după încetarea acțiunii forțelor sau fenomenelor perturbatoare.

În cazul în care un corp își modifică forma dar nu și volumul deformația poartă denumirea de deformație plastică.

În general, în practică se produc deformații plastice care după atingerea unei faze de dezvoltare se finalizează printr-o distrugere bruscă.

Studiul comportării terasamentelor de cale ferată se concentrează în special pe deformațiile plastice sau permanente.

Deformațiile permanente pot fi:

- predictibile – de care se ține seama în calculul unui terasament (la proiectarea rambleurilor consolidarea în timp prin tasarea terenului de bază);
- impredictibile – cele care apar în timpul exploatării datorită unor acțiuni externe sau vicii

În studiul fenomenelor de instabilitate a terasamentelor trebuie avute în vedere acele procese care se produc în masivele de pământ și care provoacă sau pot provoca deformații. Aceste procese denumite vicii se pot manifesta prin deformații, adică prin modificarea formei inițiale a unui corp.

Din practica proiectării și exploatării terasamentelor de cale ferată s-au desprins anumite tipuri principale de deformații în zona terasamentelor și în însăși masa acestora.

Principalele tipuri de deformații ale terasamentelor de cale ferată sunt:

- tasări;
- deformații ale platformei terasamentelor căii;
- umflări;
- refulări;
- alunecări;
- eroziuni;
- prăbușiri și căderi.

4.2. Tasări

Tasările terasamentelor reprezintă deplasarea pe verticală ale elementelor terasamentului și pot fi:

- tasări normale de stabilizare în corpul rambleurilor;
- tasări anormale;
- tasări ale terenului de bază;
- tasări în urma contracțiilor.

4.2.1. Tasări normale de stabilizare

Tasările normale de stabilizare în corpul rambleurilor sunt lăsări ușoare suferite de platforma căii și taluzuri produse prin îndesarea pământului sub circulația feroviară și sub greutatea proprie (fig.4.1).

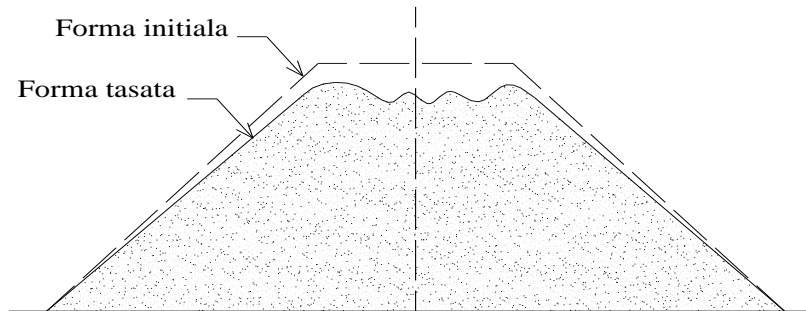


Fig. 4.1 Tasări normale de stabilizare în corpul rambleului

Apariția acestor lăsări se concretizează în denivelări locale în lung, uniforme, depinzând ca mărime de înălțimea rambleului. În general lăsările platformei descresc în timp, iar după un anumit interval se anulează complet. Cauza apariției acestor tasări este nerealizarea unei compactări suficiente la execuția rambleului. În general acest tip de tasări este dinainte prevăzut prin proiectare. Prevenirea apariției fenomenului poate fi evitată numai prin respectarea materialului de umplutură și gradului de compactare al acestuia.

4.2.2. Tasări anormale

Tasările anormale sunt lăsări accentuate suferite de platformă și taluzuri prin îndesarea pământului sub circulație și greutate proprie, cu menționarea că procesul de îndesare se datorează unor vicii de execuție a umpluturilor. Lăsăturile cauzate de îndesarea corpului unui rambleu se formează în mod neuniform în spațiu și timp comparativ cu cele cauzate de rezistența slabă a terenului de bază, care se evidențiază intens într-un interval scurt de timp (fig. 4.2).

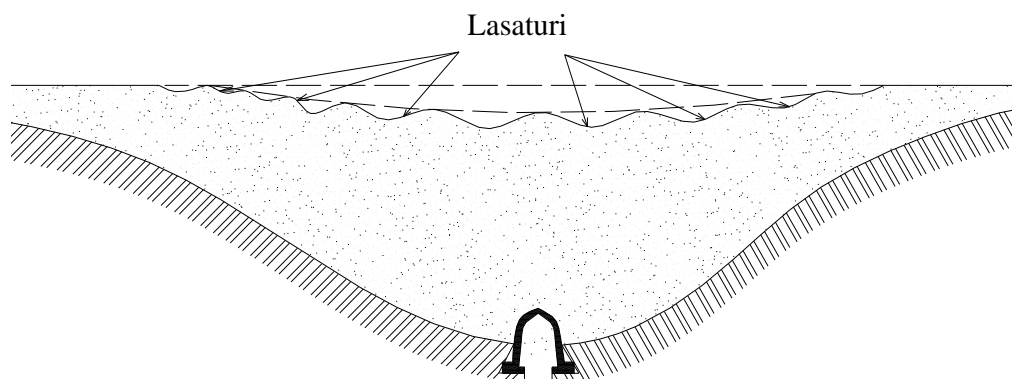


Fig. 4.2 Lasaturi din prima perioada de tasare

Îndesarea corpului rambleului se petrece în cea mai mare măsură în partea mijlocie a acestuia (în sâmburele rambleului), reducându-se la minim spre taluzuri.

Din traficul feroviar îndesarea se produce prin deplasarea verticală în jos a sâmburelui, fără antrenarea părților taluzate.

Datorită acestui fenomen pot apărea pe banchete sau chiar la capetele traverselor crăpături longitudinale. În urma acestor lăsături apar deficiențe ale profilului longitudinal al căii (se poate verifica prin nivelment repetat în puncte fixe), care impun rectificarea prin sporirea stratului de piatră spartă și implicit îngustarea banchetelor.

Operațiile de verificare prin nivelment trebuie să țină seama de fenomenul în sine, prin corelarea măsurătorilor făcute atât pe talpa șinei cât și pe marginea extremă a banchetelor în puncte prestabilite.

Dacă profilul longitudinal ridicat pe talpa șinei este deformat și la fel deformat este și profilul longitudinal ridicat pe banchetă, atunci are loc prin urmare o lăsătură.

Dacă în urma măsurătorilor rezultă că este deformat numai profilul longitudinal ridicat pe talpa șinei, atunci are loc o deformație a platformei căii, iar dacă cele două nivelmente indică deformații diferite atunci se suprapun două fenomene: lăsătură și deformația platformei.

Influența procesului de îndesare a rambleului, datorată în special încărcărilor din traficul feroviar, se manifestă cel mai intens în partea superioară a rambleului, iar dacă această parte nu este suficient compactată, este inevitabilă deformarea platformei în formă de punji sau albiei (fig. 4.3).

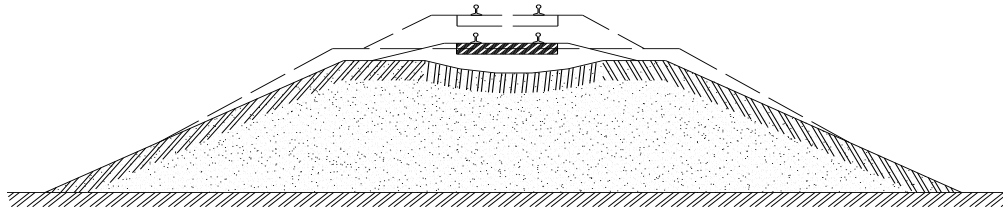


Fig. 4.3 Deformațiile platformei sub forma de albie

Denivelările la cale în lung accentuate și neuniforme depind ca mărime de înălțimea rambleului.

Reducerea în timp a acestor tasări nu are loc treptat ci suferă variații în funcție de abundența precipitațiilor.

Ca și cauze a apariției tasărilor anormale pot fi enumerate:

- executarea umpluturilor din pământuri necorespunzătoare (glomerulare, pământ vegetal);
- condiții necorespunzătoare de punere în operă a umpluturilor (bulgări argiloși, nisipuri monogranulare);
- compactarea insuficientă a umpluturilor;
- sporirea încărcărilor din traficul feroviar.

4.2.3. Tasări ale terenului de bază

Tasările terenului de bază reprezintă tasarea terenului de fundare sub greutatea rambleului și dacă acesta nu este înalt, intervin și sarcinile din circulație prin îndesarea unor straturi compresibile existente în terenul de bază. La rambleuri (fig. 4.4), cât și la debleuri (fig. 4.5), calea se denivelează în lung sub formă de șa. Pentru menținerea niveletei se realizează înălțarea prismului din piatră spartă și îngustarea banchetelor.

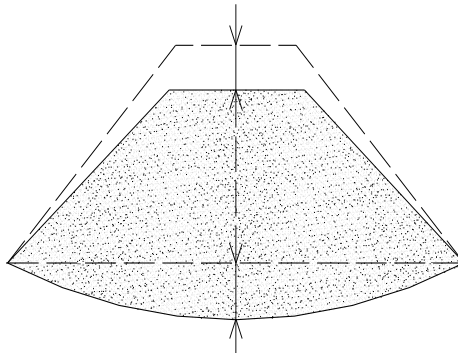


Fig. 4.4 Tasarea terenului de baza

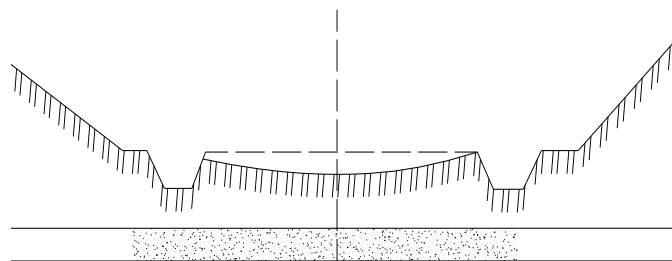


Fig. 4.5 Tasarea terenului de baza la debleuri

Cauzele producerii acestui fenomen pot fi:

- prezența în terenul de bază a unor straturi compresibile (vegetal, mături);
- la debleuri – înăsprirea condițiilor de circulație și stagnarea apei în șanțuri;
- la rambleuri – inundarea piciorului taluzurilor

4.2.4. Tasări datorate contracțiilor

La rambleuri tasările datorită contracțiilor constau în lășături în general limitate ale platformei și taluzurilor în urma contracțiilor suferite de pământul din rambleuri în perioada de secetă. Se manifestă prin denivelări ușoare la cale în general în lung și uneori și transversal. Totodată, sunt caracterizate de crăpături longitudinale pe banchete, taluzuri și teren de bază. Cauzele apariției sunt determinate de prezența pământurilor contractile în corpul rambleurilor și a terenurilor de bază și de perioadele lungi de secetă (fig.4.6A).

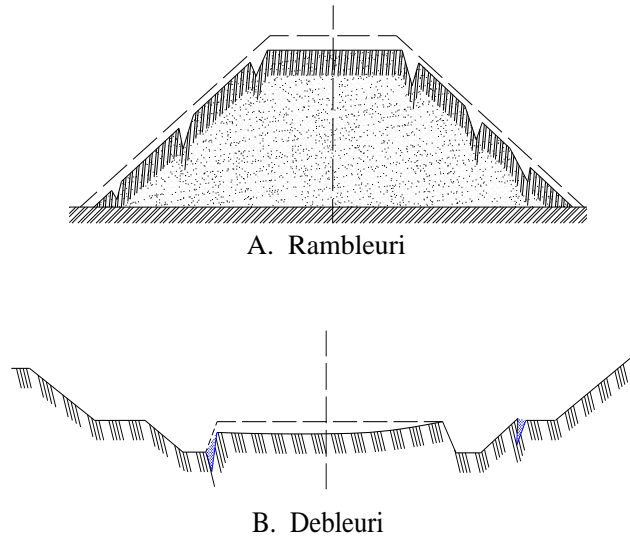


Fig. 4.6 Tasări în urma contractiilor

La debleuri tasarea din contracție reprezintă lăsarea limitată ale platformei determinată de contracțiile suferite de masivul în care a fost săpat debleul, în perioada de secetă. Tasările din contracții au loc în debleuri de până la 3 m adâncime (fig.4.6.B). Cauzele apariției sunt aceleași ca la rambleuri.

Apariția tasărilor în urma contracțiilor se manifestă și la profilurile mixte, semi-rambleuri, semi-debleuri (fig 4.7).

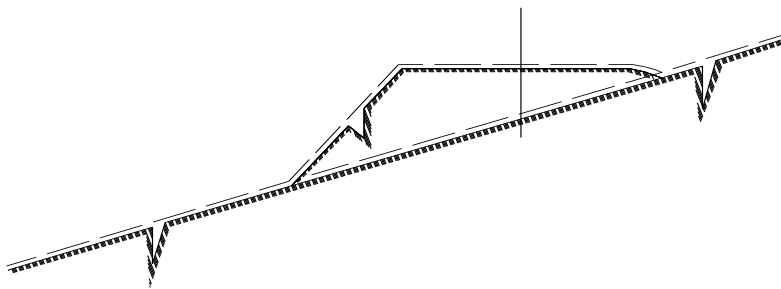


Fig. 4.7 Tasari în urma contractiilor la profil mixt

4.3. Deformații ale platformei terasamentelor căii

Aceste deformații se manifestă atât la debleuri și rambleuri cât și la profilurile mixte, existând două tipuri de deformații ale platformei și anume: adâncituri superficiale și punji de balast.

4.3.1. Adâncituri superficiale

Acestea reprezintă pătrunderi de balast în platformă până la adâncimi de 0,50 m sub efectul circulației feroviare. Se caracterizează prin denivelări scurte și neregulate la cale cu nivelul banchetei în general neschimbat și cu posibila înnoire a balastului (fig. 4.8 A, B, C).

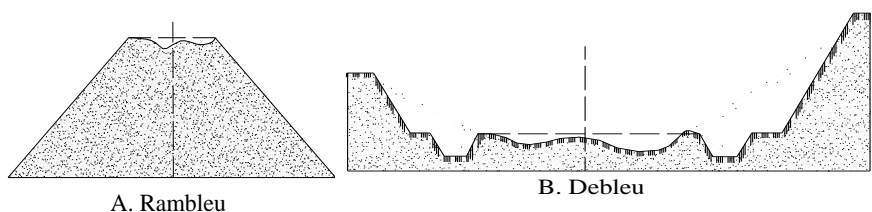
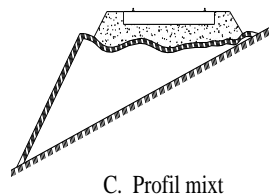


Fig. 4.8 Adâncituri superficiale



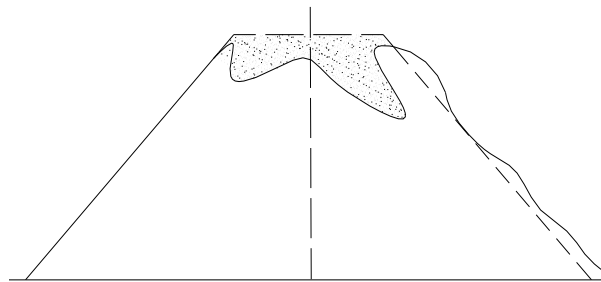
C. Profil mixt

Uneori pământul din platformă refulează printre traverse. La baza apariției acestui fenomen pot fi cauze ca: amenajarea deficitară a platformei la execuția terasamentului (compactare insuficientă, lipsa pantelor de scurgere sau posibile gropi inițiale), poza traverselor necorespunzătoare (traverse rare), lipsa stratului de repartiție din nisip, grosimea insuficientă a prisme de piatră spartă, murdărirea balastului și traverse deburate, împiedicarea scurgerii apei de pe platformă prin banchete nedegajate, fugirea șinelor, precipitații abundente cu apă stagnată la piciorul taluzului care prin capilaritate migrează spre platformă, procesul de îngheț - dezgheț, alcătuirea platformei din pământuri tixotropice.

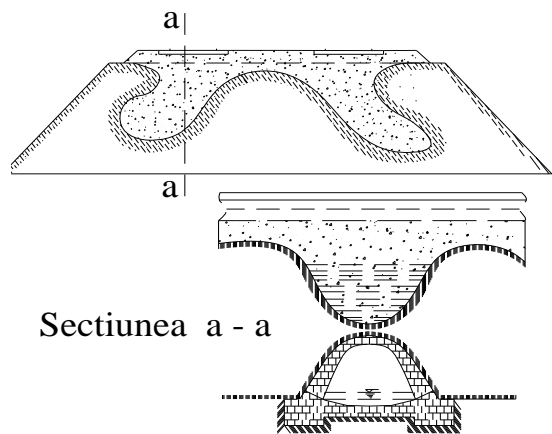
4.3.2. Punji de balast

La rambleuri punjile de balast reprezintă pătrunderi adânci de piatră spartă până la 4...5 m în corpul acestora după contururi variate atât în sens transversal cât

și longitudinal căii, produse sub efectul circulației feroviare și din cauza slabei consistențe a pământului (fig. 4.9 A, B).



A. Cale simpla



Sectiunea a - a

B. Cale dubla

Fig 4.9 Pungi de balast formate în rambleu

La debleuri pungile de balast constau în pătrunderi de piatră spartă în platformă depășind adâncimea de 0,5 m și dezvoltate până la maxim 1,5 m. Se dezvoltă mai accentuat ori în dreptul șinelor, ori în axul căii (fig. 4.10).

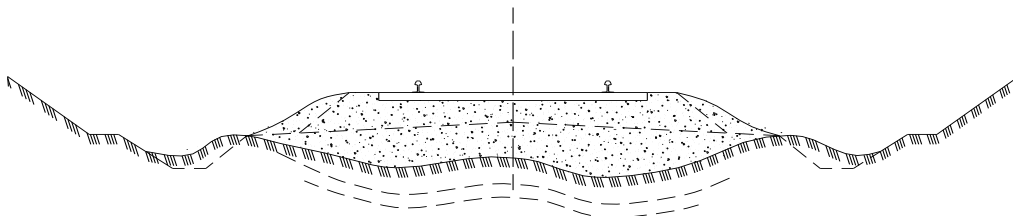


Fig. 4.10 Pungi de balast formate în debleu

Pungile de balast se caracterizează prin denivelări și dezaxări accentuate la cale, înnoirea balastului, modificarea poziției și formei banchetelor, posibila burdușire a taluzurilor însoțită de pete de umezeală însoțite de vegetație abundentă. Ca și cauze suplimentare față de cauzele care determină adânciturile platformei se pot enumera: rambleuri executate necorespunzător (cu bulgări de argilă, bulgări înghețați, alcătuire neomogenă insuficient compactată), existența drenurilor colmatate în rambleu, înmuierea pământului din platformă din cauza apelor care staționează în șanțuri.

4.4 Umflări

Umflările sunt în general ridicări limitate ale platformei căii în urma umflării pământului. La rambleuri umflările sunt de două tipuri: umflări prin umezire și umflări prin îngheț.

4.4.1. Umflările prin umezire

Se manifestă în perioada cu umiditate excesivă. Caracteristic este denivelarea prin ridicări ușoare a căii cu aspect de cocoșe pe lungimi variabile; în zona banchetelor umflările sunt mai accentuate dând aspect de îngropare a prisme de piatră spartă. Se manifestă la rambleuri alcătuite din pământuri argiloase active (cu capacitate mare de absorbție), pe perioade cu precipitații de lungă durată.

4.4.2. Umflările prin îngheț

Se manifestă în timpul iernii prin formarea lentilelor de gheață ca rezultat al migrării umidității spre platformă generând denivelări la cale prin ridicături denumite cocoșe (fig. 4.11).

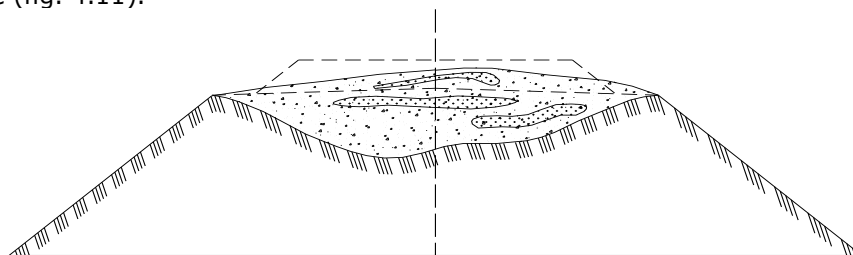


Fig. 4.11 Umflari prin îngheț formate în rambleu

Sunt cauzate de pământurile sensibile la îngheț (luturi) din componența rambleurilor și în general de pământurile necompactate. Se manifestă pe timpul iernilor geroase și de lungă durată. Pot fi cauzate de ape de suprafață stagnate sau de pânze acvifere la adâncimi mici de până la 2-3m.

La debleuri se regăsesc aceleași fenomene de umflări prin umezire și umflări prin îngheț la care se mai adaugă și fenomenul de umflare prin acțiunea apelor sub presiune (fig. 4.12), care conduce la ridicarea platformei sub efectul presiunii ascensionale a apei (un strat acvifer captiv existent sub platformă la adâncime mică).

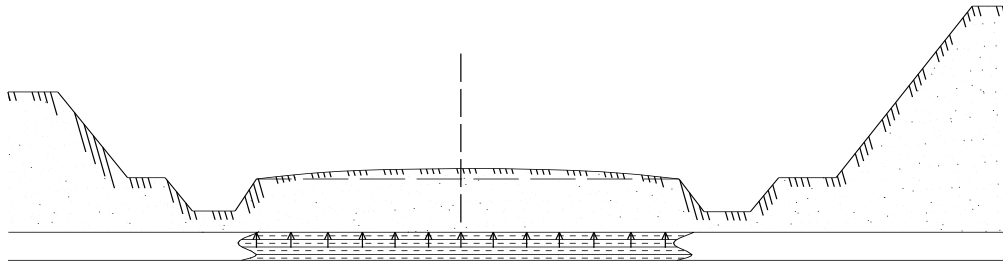


Fig. 4.12 Umflari prin actiunea apei sub presiune la debleuri

4.5. Refulări

La rambleuri sunt cunoscute două tipuri de refulări: refularea taluzurilor și refularea terenului de bază.

4.5.1. Refularea taluzurilor rambleurilor

Reprezintă burdușirea taluzurilor pe o parte sau pe ambele părți în urma procesului de cedare plastică a pământului din rambleu sub sarcinile circulației feroviare. În urma acestui fenomen platforma suferă lăsări, înclinări și chiar ușoare albieri producându-se la cale dezaxări, denivelări în lung și transversal neregulate (fig. 4.13).

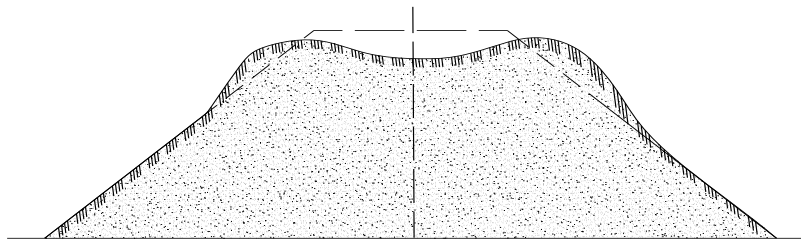


Fig. 4.13 Refularea taluzurilor în rambleu

Se caracterizează prin apariția crăpăturilor pe suprafața taluzurilor și banchetelor. Ca și cauze pot fi: modificarea proprietăților mecanice ale pământului din rambleu în urma umezirilor sau înăsprirea condițiilor de circulație.

4.5.2 Refularea terenului de bază

Reprezintă umflarea terenului în afara piciorului taluzului pe o parte sau pe ambele părți ale rambleului în urma procesului de cedare plastică a pământului din terenul de bază sub greutatea rambleului (fig. 4.14).

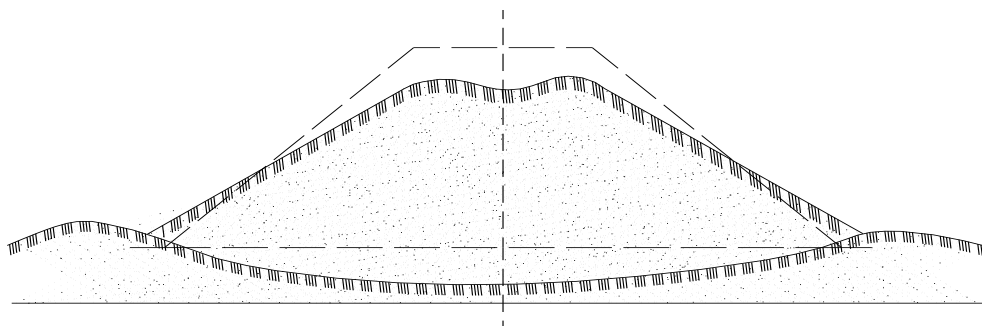


Fig. 4.14 Refularea terenului de baza la rambleuri

Caracteristic apariției acestui fenomen este denivelarea căii în lung cu aspect de șa și uneori dezaxarea în urma scufundării rambleului în terenul de bază. Cauzele apariției acestui fenomen sunt: fundarea terasamentelor în terenuri de bază alcătuite din pământuri cu capacitate portantă redusă (mâluri, pământ vegetal, turbă), prezența apei la piciorul taluzului (prin inundații, bălți în șanțuri inundate). Pentru rambleuri cu înălțime mică până la 3 – 4 m, apariția fenomenului de refulare a terenului de bază poate fi influențată și de modificarea încărcărilor aduse de traficul feroviar.

La debleuri sunt cunoscute trei tipuri: refularea taluzurilor, refularea șanțurilor și refularea platformei.

4.5.3. Refularea taluzurilor la debleuri

Reprezintă burdușirea (umflarea) taluzurilor pe zone care coincid cu prezența unor straturi de slabă consistență. Refularea are loc în urma cedării plastice sub efectul greutateii straturilor superioare (fig. 4.15).

În general procesul are loc către baza taluzului și are ca și cauze intercalări de straturi de slabă consistență, mărirea greutateii volumice a masivului de pământ în urma precipitațiilor de lungă durată sau încărcări suplimentare prin depozite ori construcții deasupra taluzurilor.

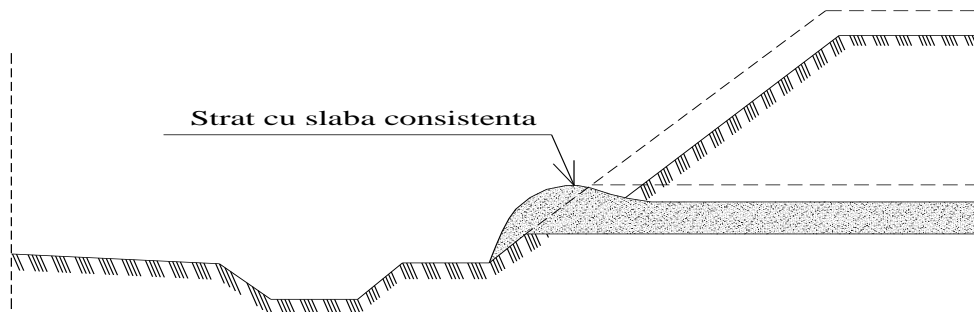


Fig. 4.15 Refularea taluzurilor la debleuri

4.5.4 Refularea șanțurilor

Reprezintă deplasarea (răsturnarea) șanțurilor în urma cedării pământului de sub platformă sub efectul circulației (fig. 4.16).

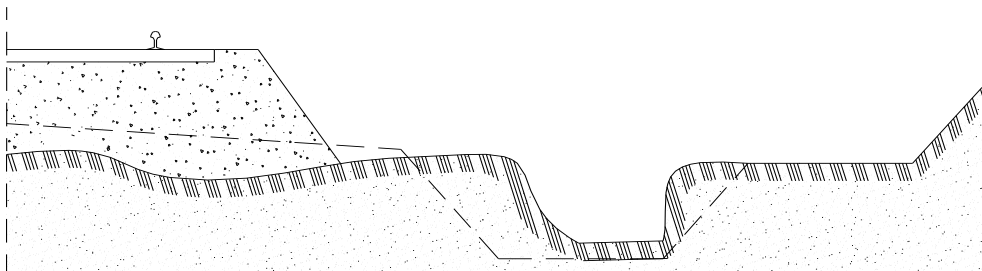


Fig. 4.16 Refularea șanțurilor la debleuri

Se caracterizează prin denivelări accentuate și dezaxări ale căii. Acest fenomen se datorează pământului din platforma sensibil la apă (prafuri argiloase sau luturi) sau a apelor stagnante în șanțuri, care înmoaie pământul din platformă. O altă cauză o reprezintă existența pungilor de balast.

4.5.5 Refularea platformei

Reprezintă ridicarea platformei în urma cedării plastice a stratului de pământ din zona platformei sub efectul greutateii taluzului (fig. 4.17).

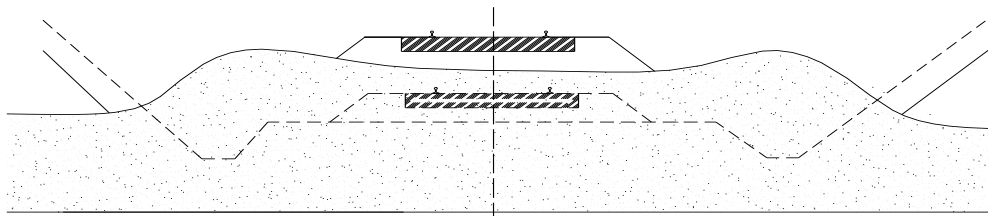


Fig. 4.17 Refularea platformei

Ca efect al acestui fenomen calea suferă dezaxări și ridicări mari uneori de natură să împiedece circulația. Cauza refulării platformei se poate explica prin dezechilibrarea masivului la săparea debleului (în timpul construcției) sau prin existența unor straturi de slabă consistență în zona platformei, care datorită accesului apei prin crăpături sau a infiltrațiilor în urma unor precipitații abundente conduc la reducerea consistenței.

La profiluri mixte se cunosc două tipuri: refularea șanțurilor amonte și refularea taluzului amonte (fig. 4.18).

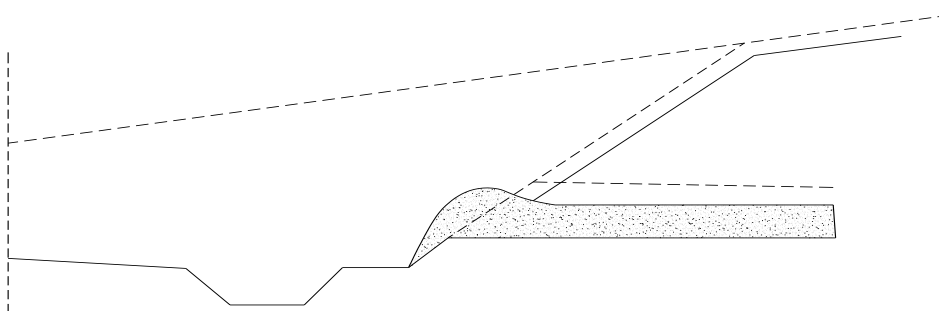


Fig. 4.18 Refularea taluzului amonte

Prezintă aceleași manifestări și cauze ca și refularea în cazul debleurilor.

4.6. Alunecări

Alunecările reprezintă deplasarea unor mase de pământ din corpul terasamentelor, fiind cele mai frecvente forme de degradare a acestora.

4.6.1 Alunecări caracteristice rambleurilor

Având în vedere adâncimea și felul alunecărilor, la rambleuri se întâlnesc următoarele tipuri de alunecări: alunecări superficiale, alunecări de profunzime, alunecări plastice, alunecări pe terenul de bază și alunecări în terenul de bază.

4.6.1.1 Alunecările superficiale

Sunt deplasări de mase de pământ până la adâncimi de 1 m din taluzurile rambleurilor provocate în principal de infiltrația apei. Procesul de alunecare este precedat de crăpături pe banchete și taluzuri (fig. 4.19).

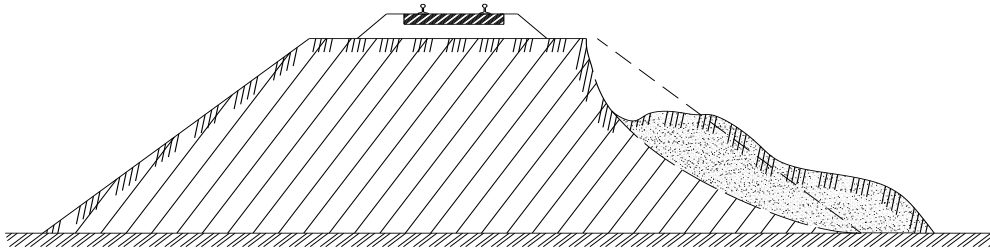


Fig. 4.19 Alunecari superficiale la rambleuri

Ca și cauze ale apariției alunecărilor superficiale legate de execuție terasamentelor pot fi : compactarea insuficientă a pământului în zona superficială a taluzurilor, lipsa aplanării și protejării taluzurilor cu vegetație; aplicarea de pante prea înclinate față de proprietățile mecanice ale pământului din umplutură.

Pot fi cauze legate și de exploatarea terasamentelor ca de exemplu: lipsa reparării micilor deteriorări superficiale ale taluzurilor în care se mențin ochiuri de apă; lipsa astupării crăpăturilor; menținerea pe taluzuri în zone concentrate a grămezilor de refuz de ciur (care pot produce alunecări superficiale atât prin greutatea lor cât și prin umiditatea excesivă pe care o întrețin sub ele); ravinările produse de apele de șiroire precum și eroziunile provocate de ape curgătoare sau inundații (cu precădere la baza rambleului).

Din punct de vedere climateric principala cauză o reprezintă procesul de îngheț – dezgheț care distruge structura pământului și provoacă supraumeziri.

4.6.1.2. Alunecările de profunzime

Sunt deplasări de mase de pământ pe adâncimi mari, suprafețele de alunecare putând să depășească mijlocul rambleului. Platforma suferă rupturi, lăsări și deplasări laterale astfel încât continuitatea căii este compromisă. Cel mai adesea ele sunt provocate de prezența pungilor de balast, dar pot apărea și în urma evoluției alunecărilor superficiale (fig. 4.20).

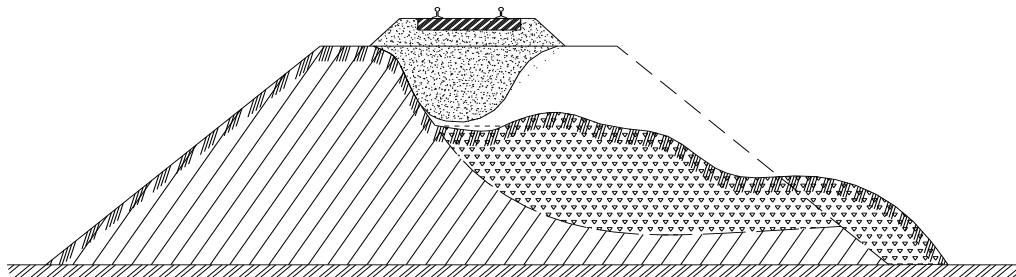


Fig. 4.20 Alunecari de profunzime

Alunecările de profunzime sunt în general precedate de fenomene ca burdușirea taluzului, apariția crăpăturilor longitudinale sau oblice pe banchete, taluzuri și chiar în prisma de piatră spartă. În exploatare alunecările de profunzime pot lua naștere datorită acumulării de apă în pungile de balast sau în cazul rambleurilor pentru dublarea liniilor, pe suprafața de contact dintre umplutura veche și cea nouă când nu au fost luate măsuri suficiente de înfrățire. Alunecările de profunzime se pot produce cu rapiditate și datorită presiunii apei din pori, în cazul în care în corpul rambleurilor există pungi de nisip închise unde apa adunată se găsește sub presiune.

Alte cauze specifice execuției terasamentelor sunt insuficiența compactării, pante cu coeficient de stabilitate mic, neomogenitatea umpluturilor sau alternanța straturilor de pământ nepermeabile (argile peste materiale drenante).

4.6.1.3. Alunecările (curgerile) plastice

Aceste alunecări se manifestă prin deplasarea materialelor din ramblee, fără existența unor suprafețe de alunecare definite, sub efectul greutății proprii și datorită unei rezistențe de deformare la forfecare scăzute. Sarcinile din circulație pot accentua acest proces, în special prin vibrații care influențează caracteristicile mecanice ale pământului. Manifestarea fenomenului se concretizează în îndepărtarea taluzurilor, baza rambleului lățindu-se și dispărând practic banchetele (fig. 4.21).

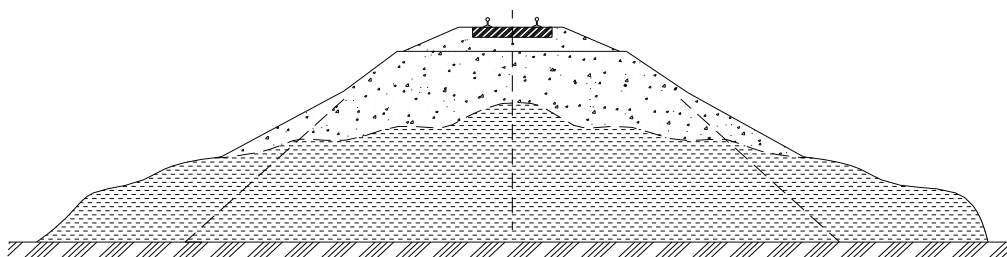


Fig. 4.21 Alunecari plastice (latiri) la rambleuri

Producerea curgerilor plastice depinde pe de o parte de proprietățile fizico-mecanice ale pământurilor din rambleu (consistență de curgere scăzută, tixotropicitate accentuată), iar pe de altă parte de posibilitățile de umezire: precipitații de lungă durată, ape din șanțuri înfundate, straturi acvifere la adâncimi care nu depășesc ascensiunea capilară. Argilele cu limită de curgere ridicată pot da naștere la curgeri plastice lente, iar pământurile prăfos-argiloase cu consistență scăzută (necomactate corespunzător) pot da naștere la curgeri plastice apropiate de curgerile noroioase.

Intervenția pentru menținerea niveletei prin completări cu balast conduce la formarea unor calote îmbrăcând partea superioară a rambleului, iar contactul dintre calotă și argilă constituie deseori o suprafață de alunecare. Aceste alunecări produc la cale denivelări și dezaxări foarte periculoase pentru circulație. La un rambleu la care se manifestă acest fenomen calea se întreține foarte greu.

4.6.1.4. Alunecări pe terenul de bază

Aceste alunecări constau în deplasări suferite de corpul rambleurilor pe suprafața de contact cu terenul de bază. În urma acestui fenomen taluzurile se deformează în mod inegal, profilul rambleului se modifică parțial sau în întregime, iar platforma se deplasează înclinându-se față de poziția inițială. Calea suferă denivelări și dezaxări, acestea fiind mai accentuate spre aval; banchetele se denivelează între ele.

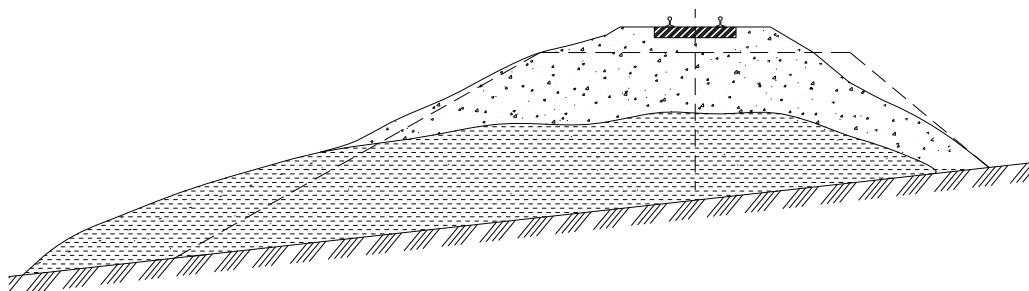


Fig. 4.22 Alunecari pe suprafata de contact dintre rambleu si terenul de baza

Cauzele care pot provoca aceste denivelări sunt multiple de la înclinarea mare a terenului de bază și inexistența treptelor de înfrățire, fără îndepărtarea stratului vegetal la executarea rambleului, înmuierea pământului în zona de contact dintre rambleu și terenul de bază de către apele provenite din șiroirile de pe versanți sau din alte surse și acumulate la piciorul taluzului amonte, precum și de apele subterane migrând prin crăpături, până la vibrațiile produse de circulație. Se poate menționa că aceste alunecări se pot declanșa după precipitații abundente sau topirea bruscă a zăpezilor în strictă legătură cu podețele înfundate sau șanțurile și drenurile colmatate.

4.6.1.5. Alunecări în terenul de bază

Se produc în cazul versanților instabili, când procesele de alunecare ale acestora afectează zona care poate influența stabilitatea rambleului (antrenând acest rambleu). Când deplasarea terenului de bază este lentă calea se poate

menține la ax și nivel prin umpluturi suplimentare, iar în cazul în care deplasarea este rapidă terasamentul este complet distrus (fig. 4.23).

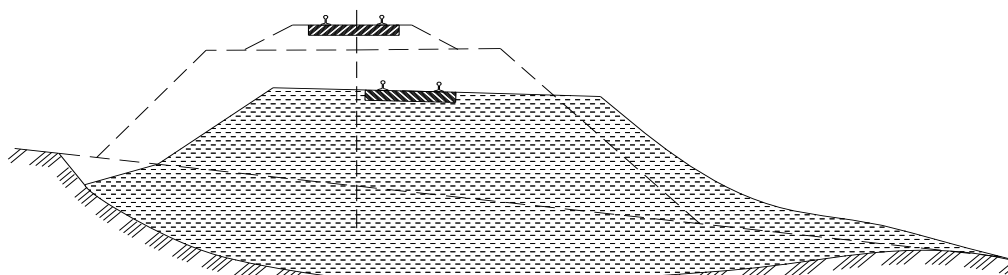


Fig. 4.23 Alunecari în terenul de baza la rambleuri

Ca și cauze frecvente întâlnite pe rețeaua de căi ferate sunt: deluvii de coastă nestabile, stratificații orientate spre aval, pânze acvifere și ape subterane migrând prin crăpături și pe suprafețele de separație dintre straturi, prezența filmelor și lentilelor de nisip fin conținând apă sub presiune, masive alcătuite din pământuri argiloso-prăfoase sensibile la apă, precipitații excesive, eroziuni produse de ape la baza versantului, precum și lipsa întreținerii lucrărilor de fixare a versantului nestabil (șanțuri de gardă, drenuri, ziduri de sprijin, plantații).

În cazul apariției fenomenului de alunecare în terenul de bază trebuie acționat prin lucrări pentru stabilizarea versantului.

4.6.2. Alunecări caracteristice debleurilor

La debleuri alunecările suferite de taluzuri, eventual extinse în versanții adiacenți se pot împărți în două categorii și anume: alunecări la care suprafața de alunecare nu afectează platforma, aceasta putând fi cel mult acoperită de materialele alunecate și alunecări la care suprafața de alunecare afectează platforma, caz în care stabilitatea căii este compromisă.

4.6.2.1. Alunecări superficiale deplasive

Sunt desprinderi de mase de pământ pe adâncimi până la un metru produse la baza taluzului, care treptat se dezvoltă către muchia taluzului

În general aceste alunecări sunt provocate de înmuieri produse la piciorul taluzului de către ape ce staționează în șanțuri înfundate și fără întreținere (fig. 4.24).

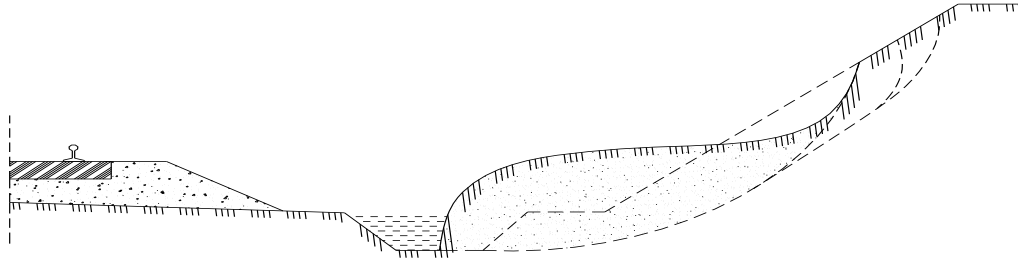


Fig. 4.24 Alunecare superficiala delapsiva

Alte cauze pot fi înclinarea pantei; lipsa protejării taluzului cu vegetație sau depozitări de materiale pe taluz.

Înainte de producerea alunecărilor pe suprafața taluzurilor se pot observa crăpături longitudinale.

4.6.2.2. Alunecări superficiale detrusive

Sunt desprinderi de mase de pământ pe adâncimi până la un metru produse la partea superioară a taluzului. Aceste alunecări pot angaja treptat și alte zone din aval prin împingeri. Cauzele acestor alunecări pot fi înclinarea pantei, crăpături la suprafața terenului produse în perioada de secetă prin care în timpul ploilor pătrund apele, lipsa protejării taluzului cu vegetație sau depozitări de materiale (fig. 4.25).

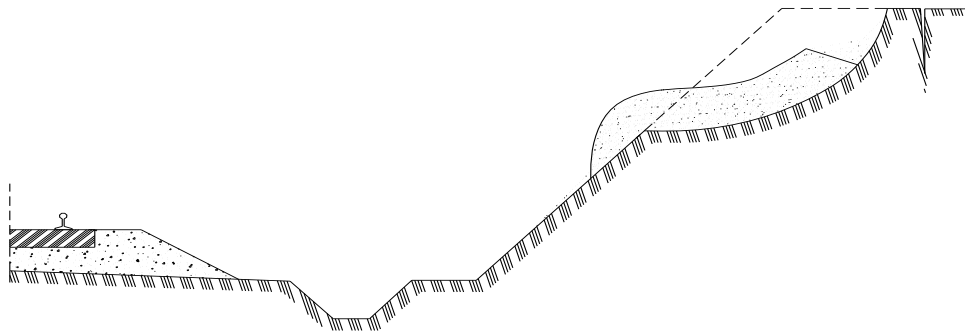


Fig. 4.25 Alunecare superficiala detrusiva

Alunecările superficiale detrusive ca și cele delapsive la atingerea unui anumit grad de dezvoltare se transformă în alunecări de profunzime.

4.6.2.3. Alunecări de profunzime deasupra platformei

Sunt deplasări de mase de pământ pe suprafețe de alunecare adânci, peste un metru, la care linia de intersecție cu suprafața taluzului este situată deasupra platformei sau poate ajunge până la nivelul platformei (fig.4.26).

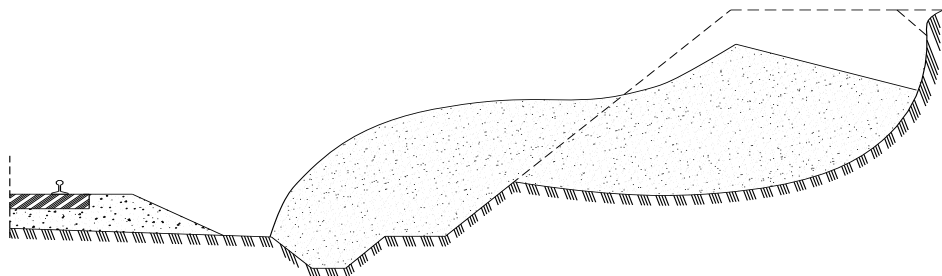


Fig. 4.26 Alunecare de profunzime deasupra platformei

Suprafața de alunecare în secțiune poate fi circulară sau plană, dar se poate dezvolta și după separațiile dintre straturi, care constituie suprafețe de alunecare preexistente (fig.4.27).

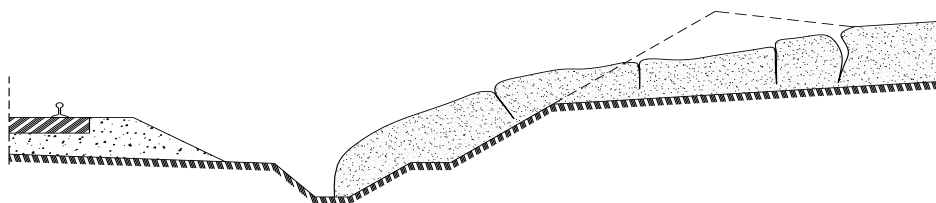


Fig. 4.27 Alunecare de profunzime dupa suprafețe preexistente

Acest tip de alunecări, mai frecvente la taluzul amonte sunt provocate de cauze multiple: înclinarea mare a taluzului, crăpături adânci produse datorită uscării prin care se poate infiltra apa provenită din precipitații, bălți, zone mlăștinoase existente pe suprafața terenului deasupra taluzului, lipsa dirijării apelor de pe versant în șanțuri de gardă sau deteriorarea și înfundarea acestora. La alunecările de profunzime materialul alunecat deasupra platformei este în cantitate mare, circulația feroviară putând fi întreruptă timp îndelungat.

4.6.2.4. Alunecări de profunzime depășind adâncimea platformei

La aceste alunecări suprafața de alunecare se dezvoltă sub platformă, având loc în debleuri adânc săpate în masive omogene, cauza principală fiind dezechilibrarea straturilor în urma săpăturilor (fig.4.28).

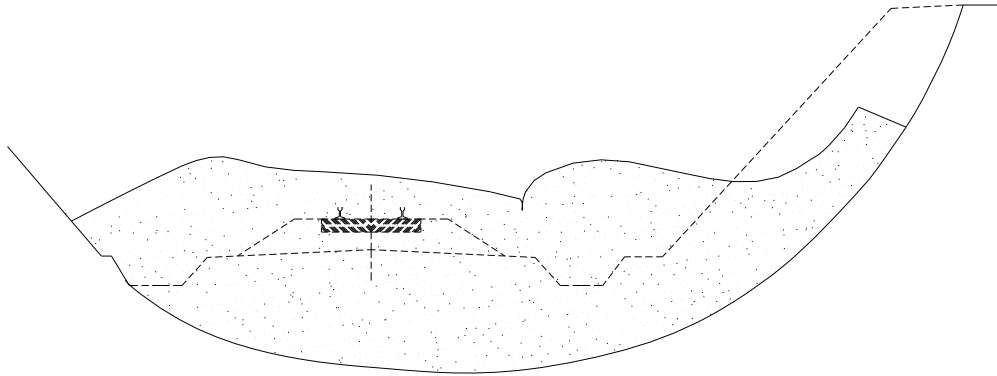


Fig. 4.28 Alunecari de profunzime depasind adâncimea platformei

Ca proces mecanic aceste alunecări coincid cu tipul de deformăție denumit refularea platformei în debleuri. Din punct de vedere fizic aceste alunecări se caracterizează prin producerea unor suprafețe de alunecare definite. Ca manifestare exterioară se constată ridicarea platformei și în general obturarea debleului. În aceste cazuri circulația feroviară este întreruptă.

4.6.2.5. Alunecările plastice

Alunecările plastice sunt deplasări de mase de pământ din taluzuri prin procesul de curgere sub efectul greutateii proprii și în urma reducerii rezistenței la forfecare a pământului datorită infiltrațiilor de apă (fig. 4.29).

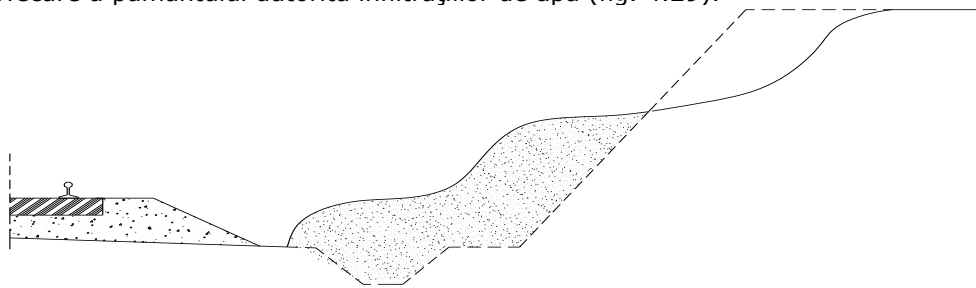


Fig. 4.29 Alunecare (curgere) plastica

Formele de manifestare sunt în general variabile de la curgeri noroioase la curgeri plastice lente. În general la alunecările plastice faza inițială este de ondulare a suprafeței taluzului sau a versantului, în fază avansată materialul în stare de curgere adunându-se la piciorul taluzului și acoperind șanțurile și platforma. Se remarcă o frecvență destul de mare a curgerilor de taluzuri alcătuite din argile prăfoase (luturi) care nu au fost protejate cu vegetație.

4.6.3 Alunecări caracteristice terasamentelor cu profil mixt

La terasamentele cu profil mixt se constată o îmbinare a fenomenelor de instabilitate specifice atât rambleurilor cât și debleurilor. Aceste fenomene de instabilitate păstrează caracteristicile de manifestare cât și cauzele apariției menționate atât la rambleuri și la debleuri. Alunecările pentru terasamentele în profil mixt pot fi:

- alunecări superficiale aval (fig.4.30);

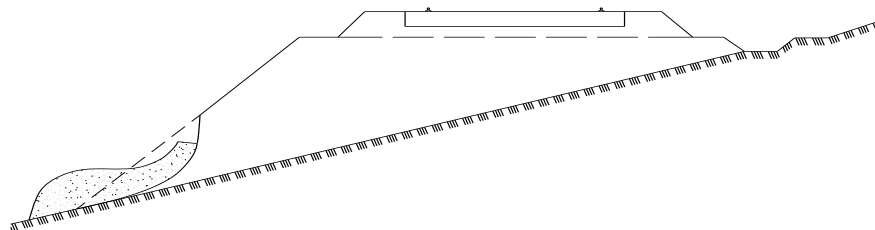


Fig.4.30 Alunecari superficiale aval

- alunecări superficiale amonte (fig.4.31);

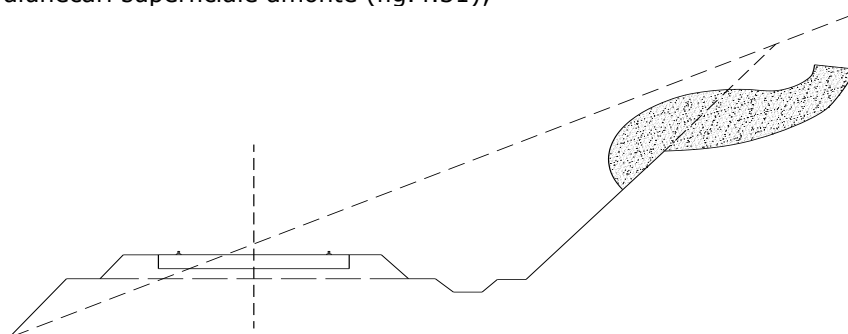


Fig.4.31 Alunecari superficiale amonte

- alunecări de profunzime amonte (fig.4.32);

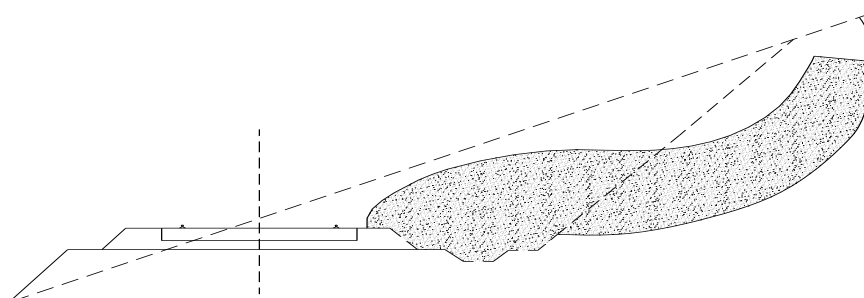


Fig.4.32 Alunecari de profunzime amonte

- alunecări pe terenul natural (fig. 4.33);

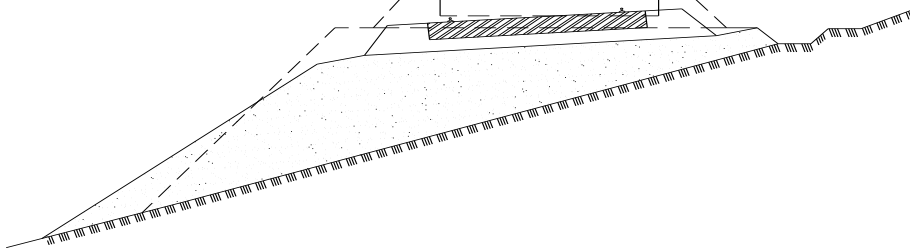


Fig.4.33 Alunecari pe terenul natural

- alunecări de profunzime sub nivelul platformei (fig. 4.34);

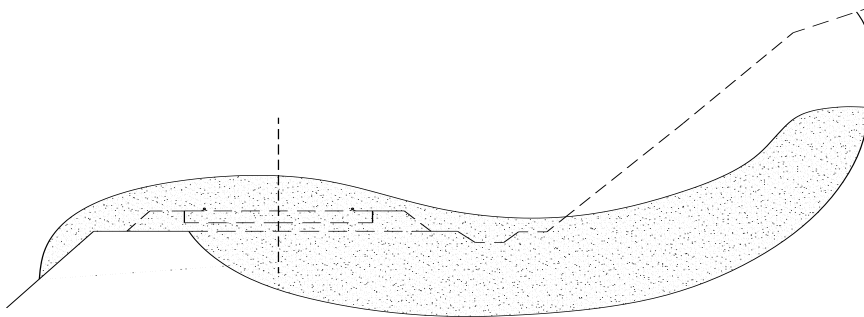


Fig.4.34 Alunecari de profunzime, sub nivelul platformei

- alunecări (curgeri) plastice;
- curgeri noroioase (trecerea în stare de curgere a nisipurilor fine și prafurilor sub efect hidrodinamic).

4.7. Eroziuni

4.7.1 Eroziuni la rambleuri

La rambleuri se deosebesc ravinări, eroziuni propriu-zise și eroziuni interioare.

Ravinările sunt eroziuni produse de apele de șiroire pe suprafața taluzurilor. Se manifestă prin făgașe neregulate la care adâncimea depinde de natura terenului (fig.4.35).

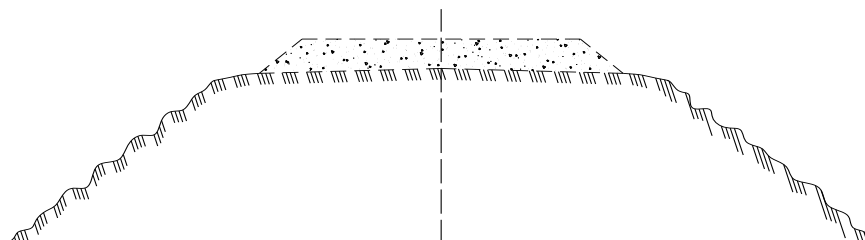


Fig. 4.35 Ravinari

În general materialul rezultat din ravinare se aduna la piciorul taluzului. Cauzele pot fi: înclinarea mare a taluzurilor, taluzuri neprotejate prin înierbare, taluzuri alcătuite din materiale friabile insuficient compactate (luturi, loessuri).

Eroziunile propriu-zise sunt dislocări provocate în taluzuri de ape curgătoare și ghețuri sau de inundații (fig. 4.36).

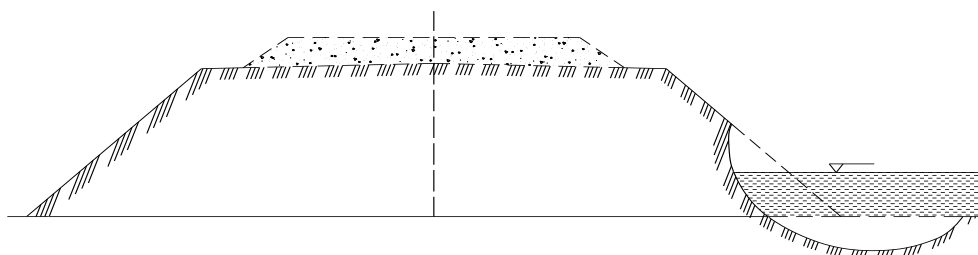


Fig. 4.36 Eroziuni

Apele curgătoare produc eroziuni la baza taluzurilor. Când erodarea se produce sub cota piciorului taluzului acestea se numesc afuieri. Eroziunile se pot produce în orice fel de teren nisipos sau argilos care nu a fost protejat cu anrocamente, vegetație sau pereuri.

Eroziunile interioare sau sufoziile sunt antrenări de material provocate de ape subterane în zona de la baza taluzului înainte de ieșirea lor la suprafață. La rambleuri procesul poate avea loc la retragerea apelor de inundație (fig. 4.37).

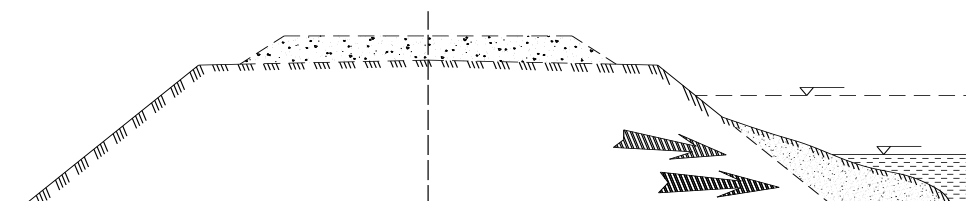


Fig. 4.37 Eroziuni interioare (sufozii)

Cauza poate fi lipsa lucrărilor de apărare așezate pe filtre la baza taluzurilor. Consecința eroziunilor interioare este producerea de alunecări superficiale și chiar de profunzime.

4.7.2 Eroziuni la debleuri

La debleuri eroziunile se prezintă sub forma de ravinări și sub formă de eroziuni interioare (sufozii) produse la piciorul taluzului.

Ravinările la debleuri se manifestă prin formarea de șanțulețe pe suprafața taluzurilor de către apele de șiroire provenind de pe versanți. Materialul ravinat se adună la baza taluzului (fig.4.38).

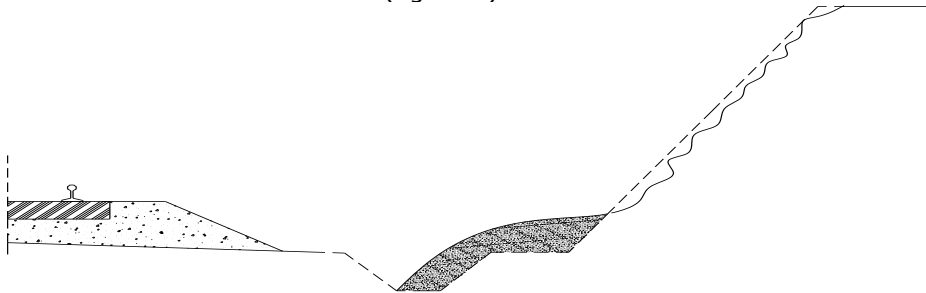


Fig. 4.38 Ravinare în debleu

La loessuri ravinările degradează taluzurile până la pantă aproape verticală. Cauzele pot fi lipsa protecțiilor superficiale, pante accentuate, pământuri cu coeziune redusă sau loessuri la care coeziunea se reduce ușor prin spălarea sărurilor.

Eroziunile interioare (sufozii) la debleuri pot avea loc în cazul când taluzurile acestora interceptează un strat acvifer de nisipuri fine și prafuri. Pe suprafața taluzului se observă curgeri noroioase localizate. În dreptul stratului acvifer se produc antrenări de material fin care este transportat și depus la piciorul taluzului înfundând deseori șanțurile (fig. 4.39).

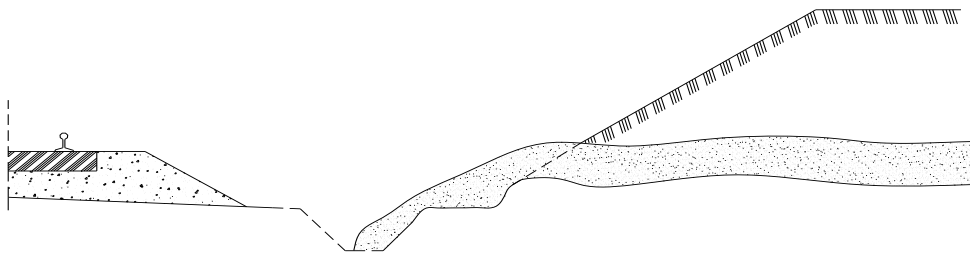


Fig. 4.39 Eroziuni interioare (sufozii) în debleu

Pentru profilurile mixte ravinările și eroziunile au aceleași caracteristici ca și la rambleuri și debleuri

4.8. Prăbușiri și căderi

În general aceste instabilități se manifestă sub formă de prăbușiri bruște de mase de pământ mai mult sau mai puțin apropiate de verticală.

În cazul rambleurilor se pot produce prăbușiri din cauza golurilor din terenul de bază sau din cauza eroziunilor de la piciorul taluzului. Prăbușirile pe goluri se referă la goluri preexistente provenite din lucrări subterane miniere sau de altă natură sau procese carstice (fig. 4.40).

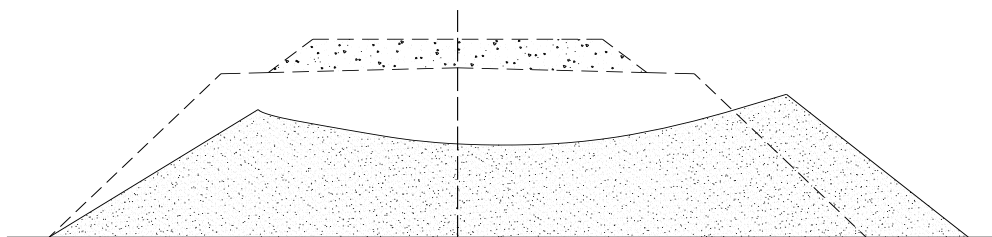


Fig. 4.40 Prabusiri pe goluri

Rambleul se deformează parțial sau în întregime în funcție de mărimea golurilor. Cazurile de prăbușire la rambleuri sunt rare, în general producând denivelări mari și închiderea circulației. Cauzele apariției fenomenului sunt golurile subterane nedepistate la execuția rambleului sau în timpul exploatării.

Unele prăbușiri se produc în cazul eroziunilor adânci provocate de ape în timpul viiturilor mari. Prăbușirea are loc când eroziunea se apropie de marginea banchetelor și devine un pericol eminent pentru circulație (fig. 4.41).

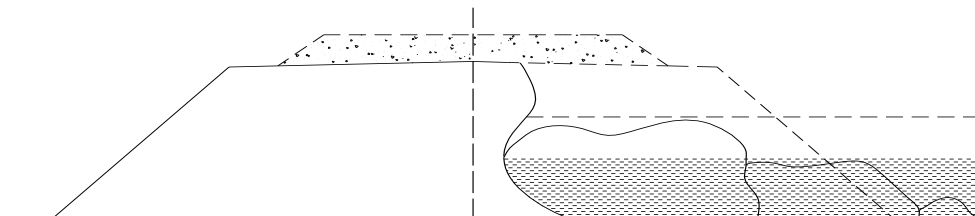


Fig. 4.41 Prabusiri în urma eroziunilor

În general se recomandă ca atunci când eroziunile depășesc prima treime dintre piciorul taluzului și marginea banchetelor circulația feroviară să fie închisă. Principala cauză de producere a acestor fenomene este lipsa lucrărilor de apărare contra viiturilor în zonele inundabile.

La debleuri prăbușirile pot avea loc în loessuri și în urma eroziunilor interioare. Prăbușirile de loess au loc după ce procesul de ravinare a adus taluzul la înclinare verticală cu aspect de coloane, deci a fost depășită înălțimea de echilibru a taluzului la verticală. În general lipsa măsurilor de oprire a ravinărilor duc la apariția fenomenului de prăbușire de loess (fig. 4.42).

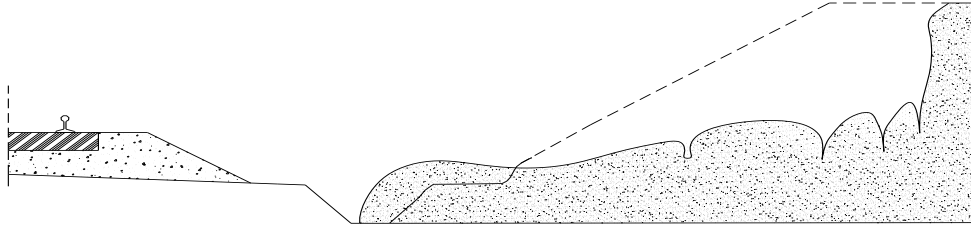


Fig. 4.42 Prăbușiri de loess

Prăbușirile în urma eroziunilor la debleuri au loc numai după modificarea pantei taluzului în urma eroziunilor prin sufozie sau chiar și a eroziunilor produse de apele din șanțuri.

La profilurile mixte, care sunt caracterizate de lucrări efectuate pe versanți abrupti, stâncoși, pot apărea prăbușiri și căderi în urma alterărilor și dezagregărilor superficiale suferite de masivele de roci.

Caracteristic pentru profilurile mixte sunt căderile de stânci sau curgerile de grohotișuri. Căderile de stânci reprezintă în fapt prăbușiri ale blocurilor de mărime medie desprinse din masiv (mărimea blocurilor desprinse variază între 5 și 10 kg). La semi-debleurile săpate în versanți stâncoși foarte abrupti se poate produce fenomenul de prăbușiri de blocuri, adică desprinderea din masiv a unor elemente stâncoase cu greutate peste 10 kg. Curgerile de grohotișuri se produc în urma scoaterii din echilibru a depozitelor așezate pe pante provenind din alterări și dezagregări și scurgerea acestora spre platforma căii..

Cap.5. PARTICULARITĂȚI PRIVIND CONDIȚIILE DE REZISTENȚĂ ȘI STABILITATE A TERASAMENTELOR LINIEI MAGISTRALE CF ȘIBOT – CURTICI PE SECTORUL DIN DEFILEUL MUREȘULUI

5.1. Scurt istoric al liniei de cale ferată

Sectorul de cale ferată dintre granița cu Ungaria și trecând prin localitățile Curtici - Arad - Deva - Simeria face parte din Coridorul IV de pe teritoriul României, și anume din ramura principală de la granița cu Ungaria - Curtici - Arad - Sighișoara - Brașov - București - Constanța. În prezent, acest sector din Coridorul IV este o linie ferată dublă electrificată (cu excepția sectorului de cale ferată de la granița cu Ungaria - Curtici, care este o linie ferată simplă electrificată), echipată cu bloc de linie automat și cu instalații de **interblocare**.



Fig. 5.1. Zona de traseu luată în studiu

Linia de cale ferată care face obiectul prezentului studiu de analiză are o istorie deosebit de interesantă. Această linie ferată a fost construită ca o singură linie, sector după sector, în funcție de interesele economice și politice din domeniul transporturilor, pe care le avea Guvernul Ungar (în perioada în care a fost realizată această linie de cale ferată, și când această porțiune din teritoriul României se afla sub dominația Imperiului Austro-Ungar).

Astfel, Valea Mureșului oferea condiții corespunzătoare de transport pe calea ferată, pentru a se ajunge în inima Transilvaniei. Literatura de specialitate [31] a înregistrat faptul că proiectarea și execuția liniei au fost realizate cu respectarea normelor tehnice din Germania și Austria.

Legăturile comerciale dintre Europa Centrală și Transilvania, care treceau prin Arad, au dus la nevoia de urgentare a execuției liniei ferate dintre Szaiol și Arad. Pe data de 10 Noiembrie 1859, fundația "Tisza round railway society" (Societatea de Căi Ferate din județul Tisza) și-a stabilit sediul în Budapesta, sub conducerea contelui Andrassy Gyorgy.

Societatea, "Tisza round railway society" a construit și a dat în funcțiune, pe data de 25 Octombrie 1858, calea ferată simplă dintre Szaiol și Arad, pe o lungime de 143 km, construită de o întreprindere privată, folosind, pentru acest lucru, capital privat multinațional.

Societatea va fi naționalizată pe data de 1 Octombrie 1881, iar traficul va fi preluat de stat. Linia de cale ferată Curtici - Arad devine extrem de importantă doar după data de 22 Decembrie 1868, atunci când principala linie ferată Arad - Alba Iulia a fost deschisă pentru trafic.

Asadar, orașul Arad devine un centru important feroviar, prin intermediul celor catorva linii construite în jurul lui, către următoarele direcții: Timișoara (1871), Ineu (1877), Pecica (1882), Arad-Podgoria (1906) și Periam (1910). În 1875 "Tisza round about railway Society" construiește "Hangarul de locomotive cu abur" în Arad. Între anii 1880 și 1919, linia de cale ferată dintre Szaiol și Arad va funcționa sub administrarea Căilor Ferate ale statului Ungar (MAV).

După Unirea din 1918, atunci când Transilvania s-a unit cu Țara Românească și Moldova (deja unite), pe teritoriul României va rămâne doar sectorul de cale ferată dintre Curtici și Arad, acesta fiind preluat de Administrația CFR.

În perioada cuprinsă între anii 1923 și 1940, în stațiile feroviare Curtici, Șofronea și Arad au fost montate instalații electromecanice de interblocare.

Al Doilea Război Mondial a dus la deteriorarea, într-o oarecare măsură, a liniei de cale ferată Arad - Simeria.

După 1946, Planul Căilor Ferate Romane pentru acest sector de cale ferată și, de asemenea, pentru sectorul de cale ferată Simeria - Alba Iulia - Sighișoara - Brașov a fost direcționat în special spre înlocuirea lucrărilor temporare ale liniei cu lucrări finale și în vederea modernizării liniei.

În 1961, instalațiile de centralizare electromecanice au fost înlocuite de instalațiile de centralizare electrodinamice de tip CR2 și CR3.

În 1963, sectorul Curtici - Arad a fost echipat cu instalații bloc de linie automat (ABL).

Primele locomotive electrice din depoul din Arad au fost puse în funcțiune la data de 30 Septembrie 1975, odată cu electrificarea liniei de cale ferată Curtici-Arad.

5.2. Condiții geografice și de relief

Tronsonul studiat din punct de vedere al particularităților de rezistență și stabilitate a terasamentelor liniei de cale ferată se concretizează pe lungimea defileului râului Mureș și anume linia dublă de cale ferată Deva - Păuliș. Studiul se oprește la Păuliș datorită faptului că tronsonul de cale ferată Deva - Curtici poate fi împărțit din punct de vedere geomorfologic, hidrografic și geologic în două intervale.

Primul interval cuprinde linia Deva - Păuliș, iar cel de-al doilea este situat între Păuliș și Curtici - Frontieră. Această împărțire ține cont în primul rând de

poziționarea terasamentului de cale ferată față de râul Mureș și anume: caracteristica traseului pe distanța Deva – Păuliș este situarea acestuia în imediata vecinătate a albiei minore a Mureșului, urmând ca pe distanța Păuliș – Curtici traseul liniei de cale ferată să se îndepărteze de albia majoră a Mureșului.

Din punct de vedere al condițiilor geografice și de relief al tronsonului studiat (distanța Deva - Păuliș), acest interval se caracterizează din punct de vedere morfologic printr-un relief montan, în partea dreaptă fiind situați Munții Metaliferi și Munții Zarandului, iar în stânga (sud) Munții Poiana Ruscă.

Pe tot intervalul menționat pe direcția Est –Vest, acești munți sunt separați de râul Mureș, printr-un culoar a cărui altitudine variază între 150 – 200 m.

Culoarul Mureșului prezintă o serie de dezvoltări laterale care dau aspectul unor depresiuni. Energia mică de relief a culoarului Mureșului a determinat apariția a numeroase meandre și zone mlăștinoase.

Traseul liniei de cale ferată este situat pe parte stângă a râului Mureș în direcția de curgere pe distanța Deva – Vețel, traversează râul Mureș între Vețel și Brănișca, pentru ca apoi pe întreaga distanță până la Păuliș să se mențină pe partea dreaptă a râului Mureș.

O caracteristică a reliefului pe tronsonul studiat, care are o importanță majoră în exploatarea infrastructurii liniei de cale ferată, o reprezintă dezvoltările versanților care delimitează depresiunile sub formă de potcoavă, fapt care influențează regimul hidrologic al zonei.

Zona situată de o parte și de cealaltă a râului Mureș mărginită de versanți, zonă pe care o străbate și traseul liniei de cale ferată, este foarte aplatizată ceea ce duce la stagnarea (băltirea) apelor meteorice respectiv apa provenită din revărsări.

5.3. Condiții tehnico – geologice și geotehnice

Condițiile geologice generale sunt arătate în fig. 5.2, respectiv ale zonei defileului râului Mureș sunt reliefate în fig. 5.3 și tabelul explicativ aferent.

Structura geologică a culoarului Mureșului (zona studiată – tronsonul liniei de cale ferată cuprins între Deva și Radna [67]) este caracteristică zonelor de luncă și terasă joasă.

Depozitele fine (argiloase, prăfoase) la partea superioară sunt urmate în adâncime de nisipuri ce trec treptat spre pietrișuri și bolovănișuri, care au o poziție aproape orizontală, ușor înclinată spre albia râului Mureș. Aceste formațiuni acoperă parțial (în zona orașului Deva) depozite sarmațiene reprezentate prin calcare nisipoase, nisipuri și breccii vulcanice.

În zona localităților Deva și Ilia sunt caracteristice formațiuni sedimentare cretace: gresii și marne cu inoceramii (stratele de Deva), pietre calcaroase și prundiș – calcare (stratele de Fornădia).

Rocile sedimentare sunt așezate pe un fundament reprezentat prin roci metamorfice (șisturi cristaline și prundiș cristalin epimetamorfice – din Proterozoic Superior și Paleozoic) în zona Mintia – Brănișca; roci magmatice mezozoice (gabbrouri) în zona Ilia sau roci magmatice neogene (andezite).

În zona localității Zam se remarcă prezența la zi a depozitelor sedimentare jurasice (calcare masive) și cretacice (marnocalcare, conglomerate), peste care sunt dispuse formațiunile neogene (argile, nisipuri, pietrișuri) și cuaternare de terasă ale văii Mureșului.

Pe intervalul Săvârșin – Bătuța depozitele sedimentare sunt străbătute de magmatite mezozoice (gabbrouri și bazalte) și paleogene (granite și granodiorite).

În continuare până în apropierea localității Conop, formațiunile geologice sunt reprezentate prin roci sedimentare cretacice: marnocalcare și calcarenite, gresii, șisturi argiloase, calcare și conglomerate, gresii, argile precum și marne. Peste aceste formațiuni sunt așezate depozite cuaternare. În partea nordică, formațiunile cretacice vin în contact cu formațiunile metamorfice (filită și șisturi sericito-cloritoase).

Pe zona Radna – Păuliș, spre deosebire de restul traseului studiat, fondul geologic este dat de depozitele neconsolidate deluvial – proluviale și fluviatile, alcătuite din pietrișuri, nisipuri și argile de vârstă cuaternară. Acestea stau peste depozitele neogene, reprezentate prin argile marnoase, nisipuri și pietrișuri. Sub acestea sunt dispuse magmatite neogene (andezite) și magmatite paleozoice.

Din punct de vedere structural, se poate remarca faptul că depozitele eocretacice din regiunea văii Mureșului sunt strâns cutate în cute și microcute cu amplitudini ce nu depășesc ordinul a câtorva metri. Direcția acestor microstructuri este aproximativ E – V. Discordant și transgresiv se dispun formațiuni neocretacice, având în bază depozite vranconiene. Acestea sunt foarte slab înclinate, în general cu $15^{\circ} - 20^{\circ}$.

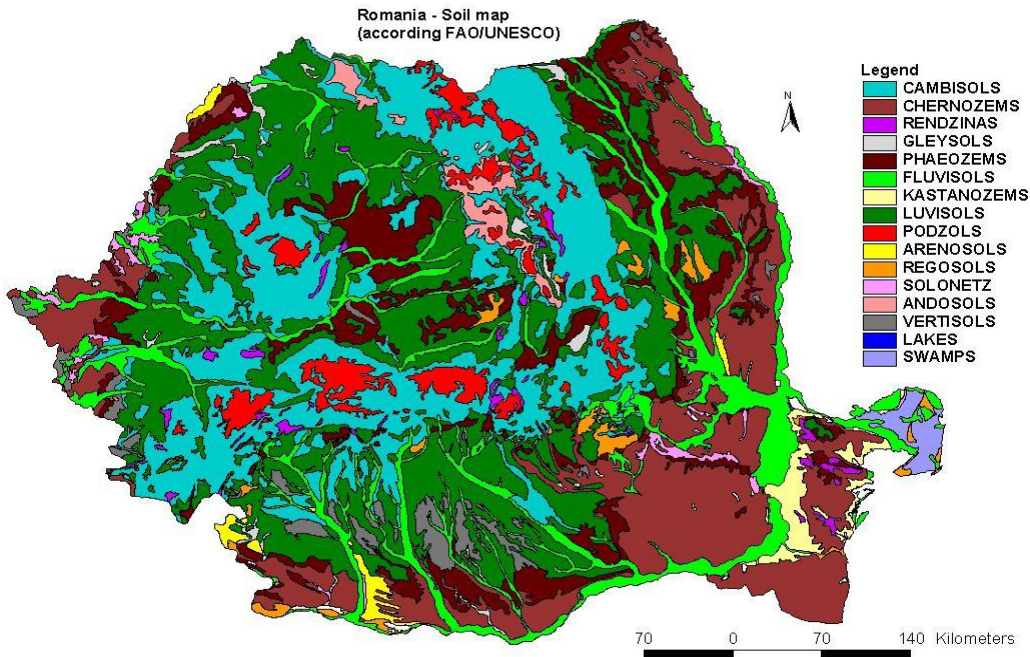


Fig. 5.2 Harta solului în România conform UNESCO

Din punct de vedere pedologic, linia de cale ferată traversează regiunile pedogeografice Carpați și Banat – Crișana. Această zonă este caracterizată de clase de soluri [67] prezentate în tabelul 5.1:

| Zona | Km | Clase de soluri |
|------------------|-------------------|--|
| Depresiunea Deva | 471+000 – 485+000 | Molisoluri, soluri hidromorfe soluri neevoluate sau trunchiate |

| | | |
|--------------------|-------------------|--|
| Culoarul Muresului | 485+000 - 596+000 | soluri neevoluate sau trunchiate cambisoluri izolate argiluvisoluri |
| Campia de Vest | 596+000 - 655+185 | Molisoluri, soluri hidromorfe soluri neevoluate sau trunchiate soluri halomorfe |

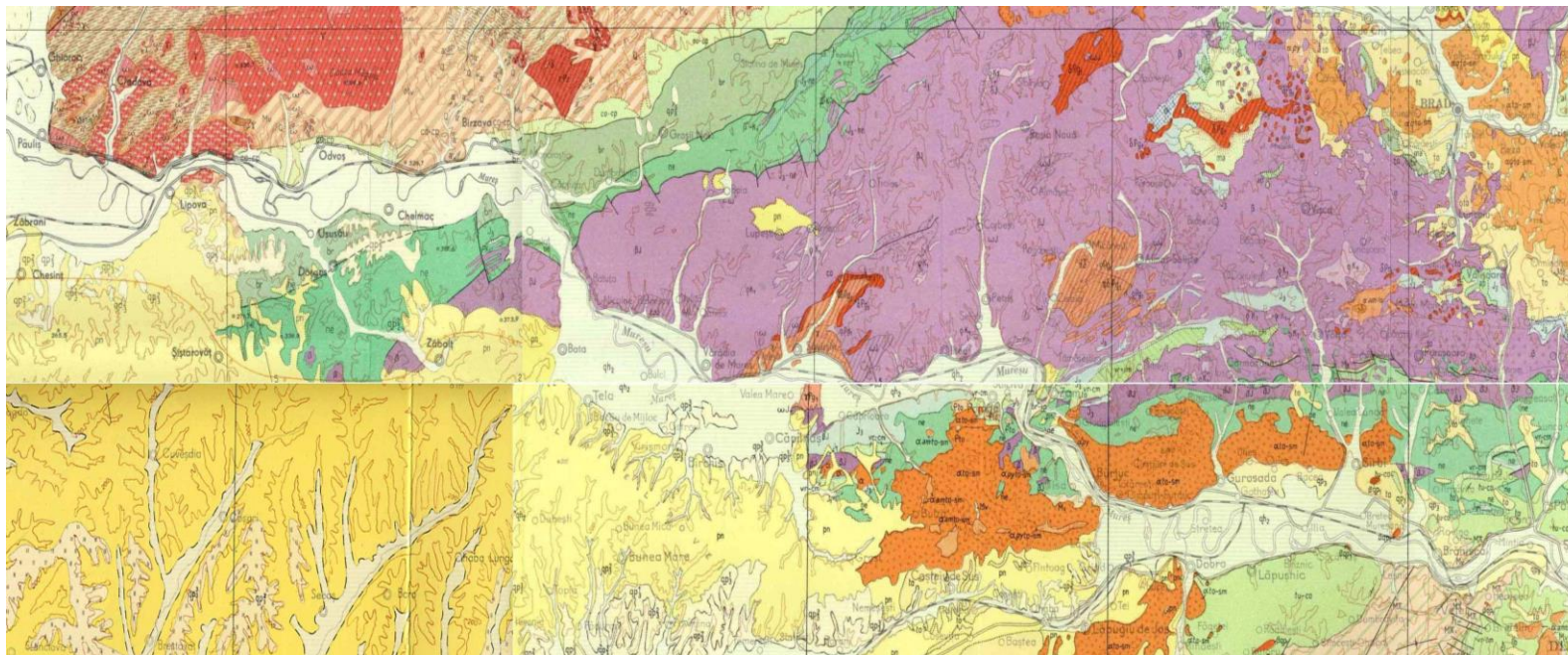


Fig. 5.3 Harta geologică a zonei defileului râului Mureș – intervalul studiat Deva - Păuliș

Detaliere a semnificației hărții geologice (fig. 5.3).

| | | | | | | | |
|--------------------------------------|------------|------------|-----------------------|--------------------------|----------------------------------|--|--|
| CUATERNAR | HOLOCEN | SUPERIOR | } | 1 | qh ₂ | Pietrișuri, nisipuri, argile | |
| | | INFERIOR | | 2 | qh ₁ | Pietrișuri și nisipuri | |
| | PLEISTOCEN | SUPERIOR | | 3 | qp ₃ -qh ₁ | Depozite loessoide | |
| | | | | 4 | qp ₂ | Pietrișuri, nisipuri și argile | |
| | | | | 5 | qp ₁ | Pietrișuri și nisipuri | |
| | | | | 6 | qp ₁ | Pietrișuri și nisipuri | |
| | | | | 7 | qp ₂ | Pietrișuri, nisipuri, argile | |
| NEOGEN | PLIOCEN | PANNONIAN | } | 8 | pn | Marne, nisipuri și pietrișuri | |
| | MIOCEN | SARMAȚIAN | | BESSARABIAN ₁ | 9 | vh-bs ₁ | Nisipuri, nisipuri argiloase |
| | | TORTONIAN | | VOLHINIAN | 10 | to | Argile, nisipuri, tufuri, calcare grezoase |
| PALEOGEN | OLIGOCEN | AQUITANIAN | | 11 | aq | Conglomerate, gresii, argile | |
| CRETACIC | SUPERIOR | SENONIAN | | 12 | sn | Marne | |
| | | INFERIOR | APTIAN INF.-BARREMIAN | | 13 | br-ap ₁ | Calcare cu hexacoralieri |
| | NEOCOMIAN | | | 14 | ne | Marnocalcare și șisturi argiloase | |
| JURASIC | MEDIU | | | 15 | J ₂ | Calcare, gresii, conglomerate | |
| CARBONIFER | SUPERIOR | | | 16 | C ₃ | Conglomerate, gresii, argile | |
| PALEOZOIC - PROTEROZOIC SUPERIOR | | | | 17 | Pts-Pz | Filite, roci verzi tufogene | |
| ANTE-PROTEROZOIC SUPERIOR | | | | 18 | | Micașturi, paragneise | |
| ROCI MAGMATICE | | | | | | | |
| MAGMATITE CUATERNARE | | | | 19 | | Bazalt β (qp ₁) | |
| MAGMATITE PALEOGENE | | | | } | 20 | Diorit δ (Pa), Granogabbro ω (Pg) | |
| | | | | | 21 | Granit γ (Pg), Granodiorit γδ (Pg), Granodiorit porț | |
| MAGMATITE MEZOZOICE | | | | 22 | | Bazalte β și roci asociate (J) | |
| MAGMATITE PALEOZOICE ȘI PRECAMBRIENE | | | | | 23 | a Granitoid Γ (Pz), b Granit γ (Pz) | |
| | | | | | 25 | Aplit υ, Pegmatit ε Lamprofir λ | |

TIPURI DE ROCI METAMORFICE METAMORFISM REGIONAL

| | | | | |
|------------------------------|---------------------------------------|----|----|-------------------------------------|
| FACIESUL ȘISTURILOR VERZI | Clorit | 26 | Mv | Filite, sisturi sericito-claritoase |
| FACIESUL AMFIBOLITELOR | Granat (Almandin) Staurilit+Disten | 27 | Ma | Micașturi și paragneise |
| | | 28 | c | Calcare cristaline |
| | | 29 | q | Cuarțite |
| | | 30 | gf | Șisturi grafitoase |
| | | 31 | Mc | Metaconglomerate |
| | | 32 | a | Amfibolite, Metagabrouriță |
| | | 33 | ft | Roci verzi tufogene |
| | | 34 | Mb | Migmatite metablastice |
| | | 35 | | Zone de diaforeză |

METAMORFISM MAGMATIC

| | | |
|----|--|--|
| 36 | | Aureole de contact: Corneene (co) Marmore de contact(c) |
| 37 | | Skorne |
| 38 | | Roci autometamorfice |

TIPURI GENETICE ALE DEPOZITELOR CUATERNARE

| | | |
|----|--|--|
| 39 | | Depozite fluviale |
| 40 | | Depozite deluviale |
| 41 | | Depozite proluvial - deluviale |
| 42 | | Limită geologică |
| 43 | | Limită geologică - morfologică |
| 44 | | Boză de formațiune transgresivă |
| 45 | | Falie inversă |
| 46 | | Falie normală |
| 47 | | Cuib fosilifer nevertebrate |
| 48 | | Izvor mineral |
| 49 | | Limită de extensiune actuală a Tortonianului sub formațiunile mai noi |
| 50 | | Limită de extensiune actuală a Șarmațianului inferior și mediu sub formațiunile mai noi |
| 51 | | Poziția secțiunii geologice |

FORMAȚIUNI FIGURATE NUMAI PE SECȚIUNEA GEOLOGICĂ

| | | | | |
|-----------|-----------|----|----------------|--|
| CUATERNAR | | 52 | Q | Pietrișuri, nisipuri, argile și depozite loessoide |
| NEOGEN | MIOCEN | 53 | N _v | Nisipuri, pietrișuri, argile, calcare și gresii |
| CRETACIC | BARREMIAN | 54 | br | Gresii și șisturi argiloase |

Din punct de vedere geotehnic se deosebesc două zone cu caracteristici sensibil diferite și anume o zonă aferentă tronsonului de cale ferată Deva – Radna și o zonă aferentă tronsonului Radna – Păuliș. Ținând cont de aceste aspecte se reliefează analiza geotehnică a celor două tronsoane:

Tronsonul Deva – Radna se caracterizează din punct de vedere geotehnic prin prezența unor fenomene de instabilitate datorate în mare parte următoarelor cauze principale:

- Compoziția rambleurilor, uneori heterogenă și necorespunzătoare care conduce la apariția unor albieri și adâncituri (exemplu profil km. 502+700)
- Terenul portant este alcătuit pe unele porțiuni din materiale coezive cu portanță mică (exemplu profil km 517+390)
- Existența unor rambleuri înalte (exemplu km. 550+800, profil km. 574+100)
- Nivelul hidrostatic ridicat și cu oscilații mari, în funcție de evoluția debitului râului Mureș;
- Eroziuni puternice, care au necesitat uneori apărări de mal importante (exemplu profil km. 558+700)
- Aportul de material solid adus de către torenții existenți, în special pe partea dreaptă a liniei de cale ferată, care duc la colmatarea podețelor și deseori la inundarea zonelor respective; uneori acești torenți produc o eroziune puternică, afectând stabilitatea lucrărilor de artă.
- Prezența zonelor mlăștinoase în apropierea liniei de cale ferată, fapt care influențează umplutura rambleurilor în situația în care aceasta este executată din materiale coezive (argile, prafuri).

Datorită energiei de relief scăzute pe tronsonul Radna – Păuliș fenomenele de eroziune și transport lipsesc, astfel ca din punct de vedere geotehnic acest sector prezintă unele probleme de stabilitate legate numai de:

- Compoziția umpluturilor alcătuite din prafuri și argile - (exemplu profil km. 599+630 și km. 615+417) și uneori zgura și fragmente de cărămidă în amestec cu balast (exemplu profil km. 628+400)
- Compoziția terenului de fundare (de baza) , alcătuit în unele locuri din prafuri argiloase cu aspect mâlos
- Prezența apelor de băltire în imediata apropiere a liniei.
- Calitatea necorespunzătoare a execuției unor umpluturi din corpul terasamentelor (rambleurilor)

În condițiile unei exploatare intensive, în acest sector se manifestă fenomene de tasare care evoluează în timp sub forma unor albieri, adâncituri și punji de balast și care necesită frecvent lucrări de întreținere pentru menținerea niveleței.

Se menționează că asemenea fenomene sunt frecvente și pe tronsonul analizat anterior (Deva – Radna), dar au o amploare mai mică, dezvoltarea lor fiind localizată în punctele unde umpluturile au fost executate din materiale coezive.

5.4. Condiții seismice

Pe tronsonul studiat, în conformitate cu Normativul P 100-92 din România, "Normativ pentru proiectarea antisismică a clădirilor, construcțiilor de locuințe social-culturale, agrozootehnice și industriale", sectorul de cale ferată Deva-Păuliș se încadrează în zona seismică "F", având coeficient seismic $K_s = 0,08$ și perioada de colț $T_c = 0,7$ sec.

În conformitate cu Standardul din România STAS 11100/1 - 93, sectorul menționat se încadrează în zona seismică de grad 6, cu o perioadă de recuperare de 50 de ani.

În conformitate cu Standardul din România STAS 6054/77, acest sector include zone în care adâncimile de îngheț se încadrează între 0,60-0,90m.

5.5. Condiții hidrologice și hidrogeologice



Fig. 5.4 Bazinul hidrografic al râului Mureș

Râul Mureș, care este colectorul bazinului hidrografic din această zonă, captează o serie de afluenți dinspre nord (partea dreaptă), care în general au debite mici. În perioadele cu precipitații abundente debitele acestora cresc (inclusiv aportul de material solid) provocând obturarea unor podețe sau colmatarea unor lucrări de captare – drenare.

De ambele părți ale traseului sunt frecvente zone de mlaștini sau de băltire a apelor (fig 5.5, 5.6, 5.9).



Fig. 5.5 Zonă de băltire km.500+200



Fig. 5.6 Zonă de băltire km.531+700

Menționăm că râul Mureș are periodic debite foarte mari, în special iarna și primăvara la topirea zăpezilor, periclitând unele zone din linia c.f. și drumul național (fig. 5.11, 5.12).

Lucrările de apărare executate în trecut au eficiență parțială.



Fig. 5.7 Zonă inundabilă km.493+900

Fig. 5.8 Zonă inundabilă
km.551+600

Ca o caracterizare a acestui interval se remarcă nivelul hidrostatic ridicat, care uneori este situat la circa - 1m față de suprafața terenului (fig 5.7, 5.8, 5.10).



Fig. 5.9 Zonă de băltire km.546+900



Fig. 5.10 Zonă inundată de Mures Radna - Păuliș



Fig. 5.11 Influenta reliefului asupra traseului, km.491+400



Fig. 5.12 Zonă inundabila km.490+200

5.6. Concluzii și recomandări pentru reabilitarea tronsonului de cale ferată Deva-Radna

5.6.1 Concluzii și recomandări generale

Pe baza studiului condițiilor geomorfologice, tehnico-geologice, geotehnice și hidrotehnice, corelate cu experiența acumulată de doctorand în ceea ce privește exploatarea liniei de cale ferată pe distanța Deva – Păuliș, se pot stabili anumite concluzii și recomandări care trebuie avute în vedere la proiectarea pe viitor a unor lucrări de reabilitare sau de intervenție la infrastructura acestei porțiuni de linie magistrală. Reabilitarea sectorului studiat trebuie să țină cont pe de o parte de criteriile de dezvoltare a transportului pe calea ferată în viitor, în special prin necesitatea asigurării interoperabilității sistemului feroviar cu cel european, care să permită o creștere considerabilă a capacității liniei, iar pe de altă parte de realitățile existente la această dată în ceea ce privește starea infrastructurii de transport cu constrângerile de relief, regim hidrologic, natura terenului din punct de vedere geotehnic, posibilități tehnice, precum și impactul asupra mediului ambiant.

În general creșterea capacității de transport a liniei se obține prin combinarea îmbunătățirii standardelor aliniamentului cu echipamentele tehnologice.

În primul rând trebuie avut în vedere principiul introducerii pe viitor a vitezelor de circulație cuprinse între 120 km/h și 160 km/h. Acest principiu aduce, în afara calculului specifice de suprastructură de cale ferată și traseu (îmbunătățirea razei curbelor, racordărilor și supraînălțărilor) și adoptarea unor soluții speciale de refacere a infrastructurii liniei de cale ferată.

În ceea ce privește infrastructura liniei de cale ferată aceasta se analizează pe două planuri și anume: lucrările de artă gen poduri, podețe necesare traversări cursurilor de ape, pe de o parte și pe de altă parte terasamentele cu toate lucrările specifice de apărare, sprijinire sau scurgere de ape.

Dacă primul plan reprezentând podurile și podețele este rezolvabil prin aplicarea unor soluții moderne de realizare a acestor lucrări de artă, în special folosirea structurilor în cuvă de balast (unde se pretează), precum și analizarea și reconsiderarea pozițiilor de amplasare a podețelor în special cele de descărcare, cel de al doilea plan reprezentând terasamentele, implică o analiză atentă a naturii terenului de bază, a materialelor de umplutură din corpurile rambleurilor, a hidrologiei zonelor precum și a fenomenelor manifestate în ultima perioadă de timp, și nu în ultimul rând posibilităților tehnice și financiare de realizare a îmbunătățiri acestora.

În continuare, ținând cont de condițiile precizate în capitolele anterioare, se vor prezenta câteva concluzii și măsuri, care se considera ca trebuie avute în vedere la proiectarea și execuția unor lucrări de reabilitare a cailor ferate pe sectorul defileului râului Mureș:

- În primul rând la proiectarea unor lucrări de reabilitare pe zona studiată, se recomandă a ține cont de ipoteza că întreaga vale este o zonă de revărsare. Acest punct de vedere este susținut prin observarea morfologiei văii, care este în mod special netedă, cu absența obstacolelor care să retina revărsarea apelor reziduale.
- Deversarea râurilor în zonă prezintă o condiție de extremă variabilitate, în special după manifestările cu caracter meteorologic și hidrologic din ultima perioadă, astfel încât este recomandată întocmirea unui studiu hidro-geologic care să determine cel mai ridicat nivel al râului Mureș și a afluenților săi principali în perioadele cele mai ploioase ale anului. Apoi, va

trebuie să se evalueze perioada de revenire de la condiția de inundație și nivelele apelor reziduale, care pot modifica structura căii ferate.

- În alte cazuri se recomandă efectuarea unor studii hidro-geologice care să releve zonele de formare a torenților, modalități de deversare a lor și existența posibilității ca terasamentul liniei de cale ferată să reprezinte un baraj în calea acestora, determinând retenția și acumularea de presiuni suplimentare asupra rambleului de cale ferată.
- Este necesar să se avenge în vedere la proiectarea lucrărilor de reabilitare, zonele cu puncte critice, în special acolo unde râul Mureș împinge calea ferată la baza dealului, iar calea ferată devine, practic, malul râului. De fapt, eroziunea este cu adevărat evidentă, iar structura căii ferate trebuie să fie, în permanență, protejată și întreținută pentru a preveni deteriorările produse de acțiunea râului. Ca exemplificare a acestei situații pot fi menționate unele sectoare unde s-au realizat lucrări de apărare și protecție a terasamentului de cale ferată datorită afectării infrastructurii feroviare:

❖ de la km 558+700 până la km 558+800 fig. 5.13, 14, 15, 16;



Fig. 5.13 Apărare la râul Mureș, în dreptul localității Vărădia km.558+700



Fig. 5.14 Lucrare de apărare a terasamentului CF la km.558+800



Fig. 5.15 Apărare la râul Mureș, cu blocuri de beton și periu km.558+800



Fig. 5.16 Lucrare de apărare cu pineni și gabioane km.558+700

❖ între Radna și Milova în dreptul carierei Șoimoș fig.5.17 și 18;



Fig. 5.17 Apărare la râul Mureș, cu prefabricate de beton km.598+800



Fig. 5.18 Lucrare de apărare cu prefabricate tip L la km.598+700

❖ de la km 574+200 la km 574+600 – șanț de ramforsare a rambleului și de retenție a apelor revărsate ale Mureșului

- Atenție sporită trebuie acordată și lucrărilor executate în afara liniei de cale ferată (șanțuri de protecție, canalizare, și îmbunătățirea terenurilor în zonele învecinate, protejarea taluzurilor împotriva corecțiilor efectuate la albia râului pentru a preveni inundațiile, protejare realizată atât în avalul cât și în amonte podurilor și podețelor);
- Pentru prevenirea eroziunii solului și asigurarea stabilității pantei, se recomandă ca planificarea lucrărilor de construcții ce urmează a fi derulate lângă cursuri de apă să fie programate doar în perioade uscate ale anului, în măsura în care acest lucru este posibil;
- Este necesară și protejarea scurgerilor apelor curgătoare, prin amenajarea de regatoare de debit în canale.

În cazul zonelor predispuse la eroziunea solului, cum ar fi cele din apropierea meandrelor râului Mureș, măsurile propuse de diminuare vor consta din structuri speciale de reținere (structuri de reținere a gabioanelor) și vor fi propuse tehnici de control biotehnic

Trebuie avute în vedere pe viitor și proiectarea unor categorii de lucrări eficiente și cu impact pozitiv asupra mediului:

- ❑ acoperire sau spălare (însămânțare, covoare sau parcele de însămânțare);
- ❑ stabilizare (plantarea de arbuști, fascine, borduri de trotuare, etc.);
- ❑ consolidare (palisade de linie, raster de linii, gabioane, covoare verzi, etc.);
- ❑ particulare (lucrări împotriva alunecărilor de teren, împotriva forței eoliene, etc.)

5.6.2 Lucrări la terasamente în special la rambleuri

Pentru orice proiect care se referă la reabilitarea liniei de cale ferată pe tronsonul studiat sunt recomandate în special lucrări de sporire a rezistenței și stabilității terasamentelor și de protecție a acestora. Susținerea acestei afirmații se bazează pe analiza deficiențelor și defecțiunilor existente la această dată în terasamentul căii ferate. Cele mai importante deficiențe și defecțiuni constatate sunt:

- Deficiențe ale profilului longitudinal;
- Deficiențe și defecțiuni de profil transversal;
- Deficiențe ale calității terasamentului;

In profil longitudinal deficiențele se referă în special la existența unor elemente de profil cu lungimi nepotrivite.

Principalele deficiențe și defecțiuni de profil transversal constau în:

- ❑ Platforme cu lățimi insuficiente.
- ❑ Rambleuri și debleuri înalte fără contrabanchete.
- ❑ Taluzuri cu pante necorespunzătoare.
- ❑ Lipsa șanțurilor de platformă.
- ❑ Șanțuri neprotejate și supuse degradării (erodare, colmatare).
- ❑ Lipsa straturilor de repartiție, sau grosimi insuficiente ale acestora.

In ceea ce privește calitatea terasamentelor pe sectorul analizat, rețin atenția următoarele deficiențe:

- ❑ Straturi de repartiție colmate;

- Platforma de pământ prezintă albieri și punji de balast și nu are pante transversale pentru dirijarea apelor meteorice în afara platformei;
- Platforma de pământ a fost realizată, pe unele sectoare, din pământuri ale căror caracteristici geotehnice (granulometrie, compresibilitate) favorizează apariția defectelor de infrastructură;
- Terasamente care nu se încadrează, din punct de vedere al gradului de compactare, în prevederile STAS 7582/91.

Pentru eliminarea defecțiunilor și deficiențelor la profilul longitudinal și transversal se recomandă luarea următoarelor măsuri:

- Îmbunătățirea nivelului de cale ferată prin elemente de profil cu lungimi mai mari de 200m, care permit și întreținere eficientă;
- Aducerea cele două nivele de linii la aceeași cotă în funcție de situația existentă; ceea ce va duce la creșteri de nivel în profilul longitudinal de aprox. $h_{max} = 0,50 - 0,60m$;
- Refacerea stratului de distribuție cu material nou și realizarea unui strat de formă cu soluții moderne, prin refolosirea pietrei sparte.
- Pentru eliminarea defecțiunilor de platformă se recomandă decaparea completă a părții superioare a rambleului cu pantă din axul terasamentului spre exterior de 5% și refacerea unui strat de formă cu caracteristici de portanță și drenaj mult îmbunătățite;
- În secțiunile de reconstruire a straturilor de distribuție și întărirea rambleului se recomandă a se face folosind geo-textile și geo-grile de-a lungul zonei detente.
- Unde rambleul nu corespunde, din punct de vedere al gradului de compactare, acesta se va prevedea în condițiile impuse de STAS 7582/ 91, cu folosirea în umpluturi a materialelor adecvate.

Pentru lucrările de întărire a rambleurilor de cale ferată existente pe sectorul studiat se recomandă efectuarea următoarelor lucrări principale:

- Șanțuri întărite turnate monolit sau prefabricate;
- Ziduri de susținere prin umplere cu pământ;
- Contra berme;
- Jgheaburi acoperite din prefabricate simple;
- Panta în trepte;
- Refacerea umpluturilor din corpul rambleurilor, unde este cazul;
- Amortizor din balast;

Pentru lucrările de protecție a rambleurilor de cale ferată existente se recomandă:

- Corectarea albiei râului pentru podețe cu o deschidere de $D \leq 6,00$ m, aceste lucrări constau în protejarea albiei râului prin întărirea cu dale, pe un strat de drenaj, așezat pe un zid cimentat de picior de taluz;
- Corectarea și protecția albiei râului pentru poduri cu o deschidere de $D > 6,00m$ Aceste lucrări constau în protejarea albiei râului prin întărirea cu dale armate de beton, așezate pe un strat de drenare și folosind un strat de amortizare lat de 2.00 m din piatră dură.
- Protecția zidurilor de susținere deja existente: protejarea zidurilor de susținere existente să se facă prin umplere cu piatră brută cu greutate medie la baza zidurilor de sprijin sau apărărilor de la 50kg/ bucată la 1.000kg/ bucată, fiind obligatorie împănarea.

- Calibrarea albiei râului în apropierea podurilor existente, a podețelor tubulare și a zonelor de tangență cu terasamentul căii ferate.
- Protejarea tuturor șanțurilor de scurgere pe zonele inundabile aflate pe partea stângă a rambleului de cale ferată, realizându-se totodată ramforsarea piciorului de taluz
- Interconectarea șanțurilor de evacuare a apei provenită din scurgerile torențiale prin podețele existente pe traseul drumului național de pe partea dreaptă a căii ferate
- Realizarea corespondenței totale a pozițiilor podețelor aferente celor două căi de comunicație terestră (calea ferată și drum), pentru evitarea zonelor de retenție a apei în rambleul căii ferate

Deși concluziile și recomandările sintetizate în finalul acestui capitol se bazează pe studiul și analiza principalelor particularități specifice ale sectorului de cale ferată aferent defileului Mureșului, acestea au totuși un caracter general, iar pentru aplicarea și materializarea lor în practică este necesară diversificarea și detalierea studiilor pentru fiecare punct critic al căii ferate de pe acest sector.

Cap. 6. STUDII DE CAZ PRIVIND UNELE FENOMENE DE INSTABILITATE A TERENULUI PRODUSE PE LINIA MAGISTRALĂ C.F. ȘIBOT – CURTICI

În acest capitol se prezintă două lucrări la proiectarea și executarea cărora a contribuit direct doctorandul, acesta efectuând și urmărirea în timp a comportării construcțiilor executate precum și funcționalitatea acestora în conformitate cu scopul executării lor.

6.1. Soluție pentru consolidarea terasamentului liniei magistrale C.F. Șibot – Curtici km. 512+600 – 512+700, Dubla I.

6.1.1. Introducere

Lucrarea prezintă soluția și tehnologia de consolidare a terasamentului liniei magistrale 200 Șibot-Curtici, între stațiile Gurasada și Câmpuri Surduc, km 512+600/512+700, Județul Hunedoara.

Lucrarea a fost impusa de calamitățile din aprilie 2000, când în urma ploilor torențiale versantul înalt de la km.512+600/700, care mărginește traseul liniei 200 a alunecat blocând circulația feroviară aferentă dublei 1.

Pe zona interesată, linia c.f. se află situată într-o zonă intramontană depresionară, cu un relief colinar, cuprinsă între munții Apuseni, Țarcu și Poiana Ruscă, la Vest de municipiul Deva.

Zona este caracterizată de altitudini joase (în medie 150-200 m) dar accidentate. Linia c.f. se află la baza unui versant înalt, pe terasa căruia se înscrie drumul național DN7. Din punct de vedere hidrologic, zona este străbătută de râul Mureș și unii afluenți minori ai acestuia.

Din punct de vedere climateric, media anuală a temperaturii aerului 9-10°C iar precipitațiile atmosferice au media anuală 800-1000 mm, adâncimea de îngheț: 80 - 90 cm.

Terenul în care s-au fundat construcțiile proiectate este constituit din argile nisipoase, argile prăfoase, prafuri argiloase, care la adâncimi peste 2 m sunt în amestec cu bolovănișuri.

Pe pantele versanților, sub deluviul argilos apare fundamentul stâncos de natură eruptivă format din riolit.

Conform Normativului P 100-92 amplasamentul lucrării se încadrează în zona de calcul F, având perioada de colț $T_c = 0,7$ sec. și valoarea coeficientul $K_s=0,08$. Pe scara MSK gradul de intensitate seismică al amplasamentului este 6.

6.1.2. Descrierea situației existente

Linia de cale ferată Șibot - Curtici este linie dublă și electrificată. Pe tronsonul cuprins între km 512+300-512+800, traseul în plan al liniei c.f. pe zona ce a făcut obiectul lucrării se prezintă în curbă de dreapta, având raza de 1700 m, racordări parabolice de 40 m lungime, și declivitatea maximă de 2,85‰.

Profilul transversal de execuție al liniei c.f. este profil mixt mărginit de versant pe partea dreaptă cu o înălțime medie de 12 m, iar pe taluzurile acestuia se află plantații de salcâm.

Linia c.f. dubla I a fost executată cu suprastructură tip 60 traverse beton, în varianta cale fără joante.

Scurgerea apelor de pe versant și platforma liniei a fost realizată prin șanțuri de pământ cu adâncime mică situate la limita prismeii căii, la km.512+880 aflându-se un podeț dalat cu deschidere de 3,70m.

Pe zona situată dincolo de piciorul taluzului liniei duble II exista o vegetație tipic zonelor umede, ceea ce denotă existența posibilă în zonă a unor surse de apă sub formă de izvoare.

Pe partea dreaptă a liniei se aflau traseele fibrei optice pentru telecomunicațiile feroviare și traseele blocului de linie automat, montate subteran.

În urma ploilor abundente de la începutul lunii aprilie 2000 și a topirii zăpezilor, pe zona cuprinsă între km 512+656/512+669 în debleul liniei situat pe dreapta dublei I s-a produs un ebulment, cu alunecarea pământului în linie și închiderea gabaritului de liberă trecere, în urma căruia organele de întreținere au intervenit pentru eliberarea liniei de cale ferată.

6.1.3. Investigații geotehnice

Pentru determinarea naturii și stratificației terenului natural, a naturii materialelor din corpul terasamentelor, precum și a caracteristicilor acestora, s-a elaborat un studiu geotehnic bazat pe sondaje deschise, foraje și analize de laborator.

Au fost executate: un profil litologic transversal aproximativ în axul alunecării și sondaje pe versant. Sondajele și forajele executate au pus în evidență că masa alunecată a fost formată din argilă prăfoasă, slab nisipoasă, cafeniu deschis-gălbuie, plastic consistentă, cu fragmente de rocă, în baza căreia a fost întâlnit un strat subțire de argilă slab nisipoasă, plastic consistentă cu miros de mîl și intercalații cenușii iar planul de alunecare a fost determinat la baza acestuia; sub stratul alunecat s-a interceptat un strat de praf argilos-nisipos, cafeniu deschis, plastic consistent, cu intercalații ruginii și fragmente de rocă, care spre bază devine plastic vârtos; grosimea acestui strat fiind de 1,70m. Sub coperta deluvială argilos prăfoasă și slab nisipoasă descrisă mai sus, a fost întâlnită roca de bază de natură vulcanică, riolit.

Spre creasta debleului, grosimea deluviului argilos creștea la 4,30 m.

În amplasamentul liniei, la km.512+668 a fost interceptată următoarea stratificație: piatră spartă necolmatată cu grosimea de 0,35 m; piatră spartă colmatată cu praf argilos nisipos, având grosimea de 0,50; balast de râu colmatat cu praf argilos, cafeniu închis, umed, cu îndesare medie și grosimea de 0,15 m; argilă prăfoasă nisipoasă, cafeniu, plastic consistentă, având grosimea de 1,00 m; fragmente mari (bolovani) de riolit, grosimea stratului fiind de 2,20 m; roca vulcanică de bază formată din riolit.

În forajul de la km.512+668 amplasat pe stânga la 13,20 m față de linie, apărea aceeași stratificație argilo-prăfoasă, cu o intercalație de nisip la adâncimea de 1,50 m de la nivelul terenului natural și care avea o grosime de 30 cm.

Stratul de bolovăniș era absent, iar roca de bază a fost întâlnită la adâncimea de 3,80 m de la nivelul terenului natural. În sondajele executate pe versant litologia a fost asemănătoare, cu deosebirea că panta fundamentului era mai aspră.

Apa subterană nu a fost întâlnită în nici un sondaj.

6.1.4. Soluția de consolidare adoptată

La soluția de consolidare adoptată s-a urmărit punerea în siguranță a circulației feroviare prin lucrări definitive, colectarea apelor de suprafață de pe versantul din dreapta respectiv de pe platforma liniei și dirijarea acestora către capetele debleului.

Soluția a ținut seama de prevederile studiului "Reabilitarea liniei de cale ferată Frontieră - Arad - Deva - Simeria, componentă a Coridorului 4 Pan - European pentru circulația trenurilor cu viteza maximă de 160 km/h", în ceea ce privește geometria platformei căii și rectificările de traseu care urmează a se efectua în viitor (sporirea lungimii racordărilor parabolice la 60 m cu menținerea razei actuale de 1700 m).

6.1.4.1. Lucrări pentru reprofilarea debleului prin decapare și taluzare între km 512+644 / +700.

Lucrările s-au executat pe o lungime de 56,00 m. și au constat în descărcarea debleului și versantului în amonte prin săpături, realizarea de berme intermediare, îndepărtarea parțială a pământului ebulat și protecția taluzurilor.

S-a urmărit reprofilarea debleului în trepte, distanța pe verticală dintre berme fiind de 3,00 m.

Panta taluzurilor de săpătură și umplutură a fost de 2:3 (1:1,5). Lățimea bermelor a fost variabilă (în partea centrală a lucrării 2,00 și 2,50 m), în vederea racordărilor cu taluzul existent la extremitatea lucrării.

Lucrările de umplutură au constat în completarea în zona sprijinirii a profilului transversal proiectat.

6.1.4.2. Sprijinire cu ranforți din beton monolit și dulapi din beton armat prefabricați (fig. 6.1 și 6.3).

Pentru realizarea **sprijinirii pe o lungime de 27,00 m s-a ales soluția cu ranforți izolați, pentru ca frontul săpăturilor pentru fundații în zona alunecată să fie redus și discontinuu.**

Soluția a necesitat cantități de beton reduse față de o soluție clasică cu ziduri de sprijin.

Schema statică a fost îmbunătățită prin încărcarea pe consola din spatele fundației cu greutatea integrală a drenului aferent unui panou de sprijinire.

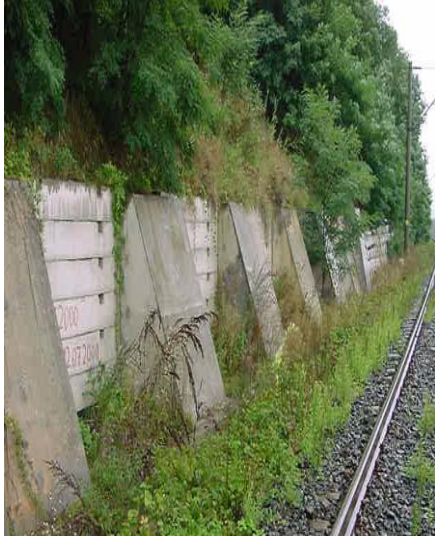


Fig. 6.1 Consolidare cu ramforți de beton monolit și dale pref km.512+650



Fig. 6.2 Lucrare de consolidare cu plăci pref. ancorate la km.512+550



Fig. 6.3 Consolidare cu ramforți de beton monolit și dale pref km.512+650



Fig. 6.4 Lucrare de consolidare cu plăci pref. ancorate la km.512+550

Sprijinirea a constat din 6 ramforți din beton monolit, amplasați în lungul liniei la distanța de 5,0 m (**FIG.1**).

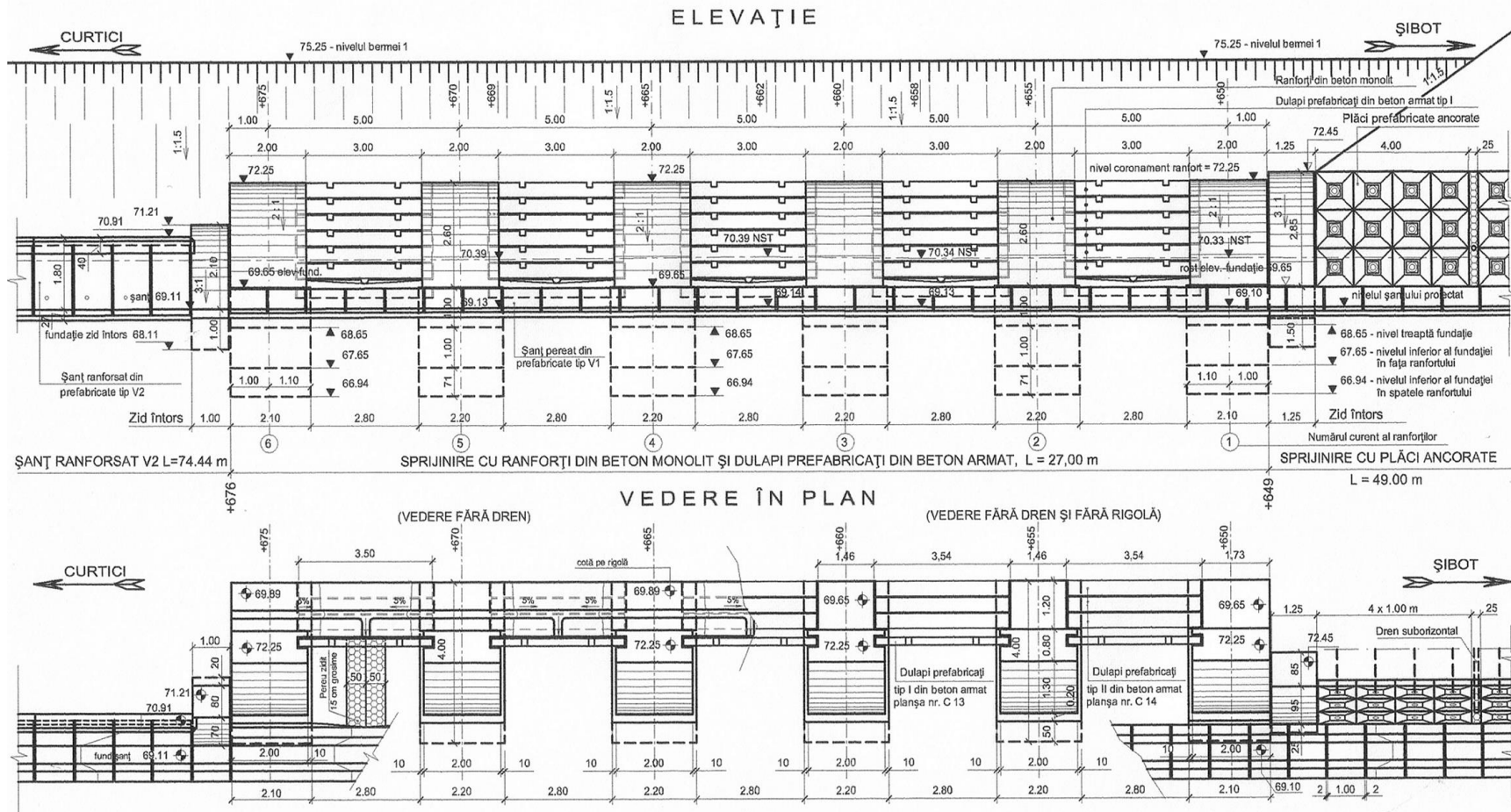


FIG.1
SPRIJINIRE CU RANFORȚI
DISPOZITIE GENERALA

6.1.4.3. Sprijinire debleu cu plăci prefabricate ancorate, km 512+600-512+649 (fig. 6.2 și 6.4).

Lungimea lucrării de sprijinire de 49,00 m. a fost necesară pentru a se putea executa lucrările de scurgerea apelor pe această zonă.

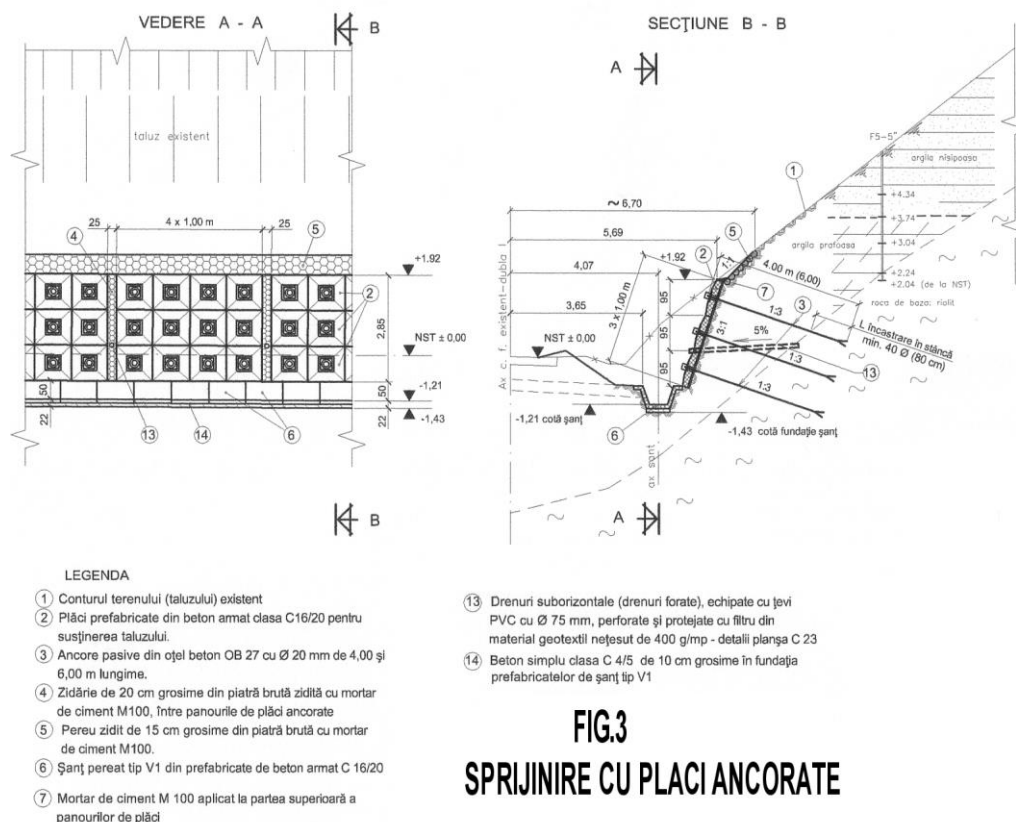
Datorită pantei transversale aspre a taluzului și necesității realizării scurgerii apelor la limita platformei stabilite pentru Coridorul 4, au rezultat lucrări de săpătură în debleul alăturat și implicit lucrări de susținere a cușei deluviale cu dimensiuni mari.

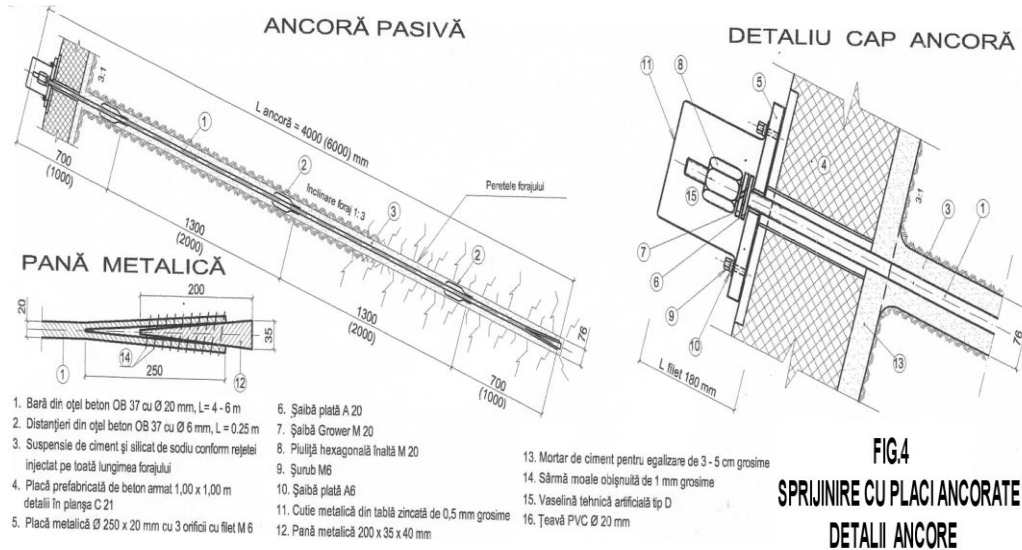
S-a adoptat soluția de sprijinire cu plăci ancorate, având în vedere dimensiunile reduse ale acestora și prezența fundamentului stâncos sub cușa deluvială argiloasă (fig.3).

Sprijinirea s-a realizat cu plăci prefabricate din beton armat clasa C 16/20, cu laturile de 1x1m, montate pe ancore confecționate din oțel beton OB37 cu $\varnothing 20$ mm.

Lungimea ancorelor a fost de 6,00 m pentru ancorele panoului nr.12 și de 4,00 m pentru ancorele panourilor nr.1 la 11. Ancorele au fost montate în foraje cu diametrul de 76 mm și betonate cu suspensie de ciment.

La extremitatea spre versant barele pentru ancore au fost despicate și echipate cu pene metalice, iar la extremitatea spre placă filetate pe 150...180mm, pentru a putea fi echipate cu piulițe hexagonale M20 (fig.4).

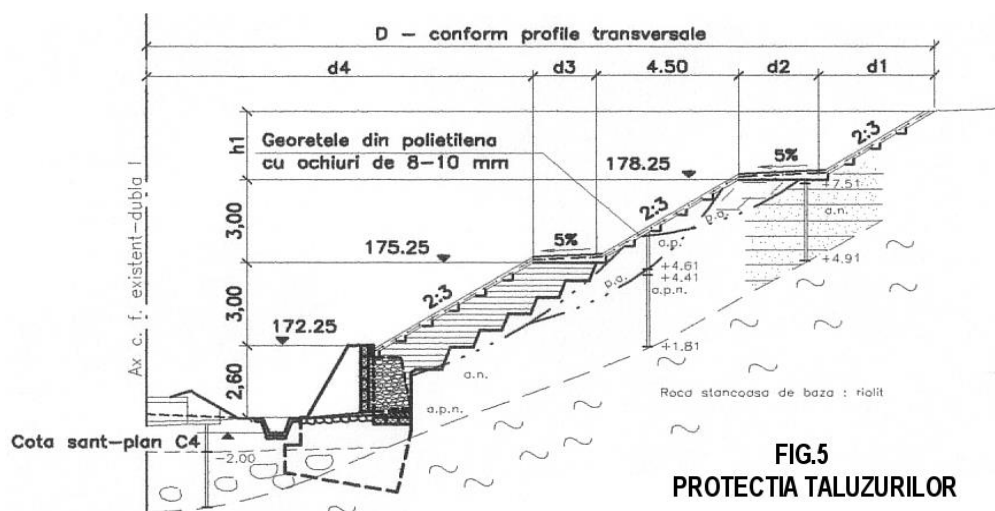




Între panourile de plăci au fost prevăzute drenuri suborizontale (11 drenuri) de 3,0 m lungime, pentru colectarea apelor din infiltrații, amplasate la nivelul superior al plăcilor de bază ale sprijinirii cu plăci ancorate. Panta longitudinală a drenurilor a fost de 5%. Drenurile s-au realizat prin executarea de foraje înclinate, diametrul țevilor de înaintare de 146 mm. Forajele au fost echipate cu țevi PVC cu diametrul de 75 mm, perforate la partea superioară pe 2/3 din circumferință. Țevile au fost prevăzute pe conturul exterior cu filtru din material geotextil nețesut de 400 g/mp, care s-a lipit pe țevi cu adeziv.

6.1.4.4. Protecția taluzurilor

Protecția taluzurilor și bermelor s-a realizat cu georețele (plase) din polietilenă de înaltă densitate cu ochiuri hexagonale de 8-10 mm, pământ vegetal și însămânțare. Georețelele s-au montat pe taluzul săpat prin fixarea cu țărugi metalici cu cioc împiedicând desprinderea și trecerea materialelor din taluzul săpat și implicit prevenind producerea ravinărilor (fig.5).



6.1.5. Considerații asupra tehnologiei de execuție folosită

Problemele cele mai importante care s-au pus pe perioada execuției au derivat din trei aspecte obiective și anume: asigurarea permanentă a gabaritului de liberă trecere, lucrările desfășurându-se fără închiderea circulației feroviare; manipularea tuturor echipamentelor în zona liniei de contact sub tensiune; instabilitatea masei de pământ ramasă nealunecată și asigurarea sprijinirilor necesare săpăturilor pentru fundații; executarea ancorajelor așezate pe trei, doua, respectiv un nivel.

După executarea unui drum de acces s-a efectuat evacuarea parțială a materialului alunecat pentru realizarea gabaritului necesar circulației pe ambele linii cf. Au urmat lucrări de descărcare a debleului și versantului în amonte prin săpături și realizarea de berme intermediare.

După descărcarea versantului, s-a trecut la executarea săpăturilor sprijinite pentru realizarea fundațiilor izolate a ranforților, cu mențiunea că, în prima etapă, s-a asigurat zona alunecată a versantului.

Partea foarte dificilă a constat în etapa următoare de realizare a forajelor pentru ancoraj, având în vedere gabaritul utilajului tehnologic de forare înclinată la 1:3. Ancorele au avut lungime de până la 6m, prevăzute cu sistem pană la capăt și cu distanțieri, lungimea acestora corespunzând cu o încastrare în roca de bază (riolit) de minim 80cm. Betonarea ancorelor s-a executat cu suspensie de ciment. Plăcile prefabricate de beton armat au fost echipate cu plăci metalice și cutii din tablă zincată pentru protecția piulițelor. Ancorele au fost încercate la 72 ore după betonare cu cheia dinamometrică la un moment de strângere corespunzător unei forțe axiale în bară de 45 KN (4,5 tf).

Lucrările au continuat cu realizarea drenurilor suborizontale (11 drenuri) de 3m lungime.

Lucrările de scurgere a apelor au constat în șanțuri perate cu prefabricate din beton armat tip V1 și șanțuri ranforsate din prefabricate tip V2. Racordarea cu terenul a șanțurilor prefabricate s-a realizat cu șanțuri protejate cu pereu de 15 cm grosime din piatră brută zidită cu mortar de ciment, pe fundație din beton.

6.2. Soluție adoptată pentru refacerea terasamentului și asigurarea scurgerii apelor pe linia C.F. 200 Șibot – Curtici km. 574+400 – 574+500, Dubla I, între stațiile Bârzava și Conop

6.2.1. Introducere

Lucrarea prezintă soluția și tehnologia de refacere a terasamentului și asigurarea scurgerii apelor pe linia magistrală 200 Șibot–Curtici, între stațiile Bârzava și Conop, km.574+400/574+500, Județul Arad. În iulie 2001, când în urma ploilor torențiale, zona situată între terasamentul liniei cf 200 și DN7, a fost inundată, prin umezirea în exces a piciorului taluzului de rambleu s-a produs cedarea terenului de bază, refularea rambleului și tasarea bruscă a platformei căii, fapt care a dus la închiderea circulației feroviare. Zona geografică în care este situată linia de cale ferată unde s-au prevăzut lucrări se află la limita sudică a Carpaților Occidentali, reprezentați prin munții Zarandului și terasa Râului Mureș.

Din punct de vedere morfologic, perimetrul este dominat de relieful înalt al "Dealurilor Lipovei". Din punct de vedere hidrologic, rețeaua hidrografică are ca principal reprezentant Râul Mureș, iar majoritatea văilor au cursuri de apă cu debit variabil.

Din punct de vedere climateric media anuală a temperaturii aerului 10 - 11°C; precipitații atmosferice în medie anuală de 500-600 mm și adâncimea de îngheț: 60 - 70 cm. Terenul în care s-au fundat construcțiile este constituit din prafuri argiloase, argile nisipoase, argile și nisipuri. Din punct de vedere seismic, teritoriul se încadrează în zona cu gradul 6 de seismicitate pe scara MSK, respectiv în zona de calcul F, cu o valoare a coeficientului $K_s = 0,08$ și o valoare a perioadei de colț $T_c = 0,7$ sec.

Pentru căile de acces a fost necesar un drum de șantier între DN7 și zona pe care s-a refăcut terasamentul liniei, care a implicat devierea traseelor de cabluri TCF și BLA (telecomunicație feroviară și bloc de linie automat) aflate în amplasamentul terasamentului de cale ferată.

6.2.2. Descrierea situației existente

Linia de cale ferată Coșlariu - Curtici, pe intervalul cuprins între km 574+400/574+500 se află situată între stațiile Bârzava și Conop. Traseul liniei se prezintă în aliniament. Declivitatea liniei este cuprinsă între 0,6 și 1,06 ‰. Linia este dublă și electrificată. Linia I a fost construită în cadrul lucrărilor de dublare. Linia a fost construită în umplutură. Înălțimea rambleului este de 4,00-5,00m. Linia c. f. se învecinează cu drumul DN7, aflat pe partea dreaptă la distanța de 34 - 40 m. Scurgerea apelor de suprafață de pe platforma și taluzurile terasamentului liniei și cele care provin de pe terenurile limitrofe se realizează în lungul liniei, prin șanțuri de pământ. Pe terenul dintre cele două căi de comunicații și cel din amplasamentul șanțurilor persista vegetația acvatică.

Acest fenomen se datorează pantei reduse a terenului și șanțurilor, care permitea stagnarea apelor timp îndelungat la baza terasamentului liniei. Valea de la km 574+595 este traversată cu un podeț dalat cu lumina de 2,70 m, normal față de linia c. f. Acest podeț a fost prelungit pe partea dreaptă cu ocazia lucrărilor de dublare a liniei cu un podeț tipizat din cadre de beton armat tip C3, de 3,00 m lărgime. Pe partea dreaptă a liniei, terenul situat între linia c. f. și DN7 se prezenta la cote joase față de terenul situat pe stânga liniei. Apele provenite din precipitații stagnează pe teren, scurgerea prin podețul de la km 574+595 realizându-se cu

dificultate (cu preaplin) datorită pantelor reduse ale terenului, a unor zone în contrapantă și a radierului podeșului executat din cadre C3, radier care se află cu cca. 40-45 cm. mai sus față de terenul învecinat și față de extremitatea șanțului de pământ de pe partea dreaptă care conducea apele la podeș.

La începutul lunii iulie 2001 s-au produs frecvente tasări ale platformei și terasamentului liniei I prin cedarea terenului de bază pe care a fost executată umplutura. Deși s-a intervenit prin numeroase și repetate lucrări de readucere în ax și ridicare a niveletei căii (buraje manuale și mecanice), în data de 10 iulie 2001 linia I a fost închisă pentru circulație, dată fiind amploarea fenomenelor de tasare. Partea cea mai afectată a terasamentului a fost situată între km 574+470 - 574+490, zonă pe care fenomenele de tasare - prăbușire a produs o denivelare între linia I și linia II de până la 1,10 m. Fenomenul de tasare a terasamentului liniei s-a datorat apelor de suprafață care stagnând la baza umpluturilor și care, prin infiltrare în terenul de bază au modificat indicii geotehnici ai acestuia în sens defavorabil. Având în vedere starea tehnică a lucrărilor de scurgerea apelor, acțiunea apei asupra terasamentelor, și fenomenele care au produs defecte în terasamentul liniei I, pentru punerea în siguranță a liniilor c. f. și implicit a circulației feroviare, au fost necesare lucrări de refacere a terasamentului și lucrări corespunzătoare de scurgerea apelor.

6.2.3. Investigații geotehnice

Pentru determinarea naturii pământurilor prezente în corpul terasamentelor liniei cf și a stratificației terenului natural în amplasamentul lucrării, s-a elaborat un studiu geotehnic pe baza sondajelor geotehnice (puțuri deschise, continuate cu foraje manuale) și analizelor de laborator efectuate.

Concluziile rezultate în urma investigațiilor geotehnice efectuate se pot sintetiza astfel:

Prisma căii este formată din piatră spartă care avea o grosime variabilă, fiind cuprinsă între 0,40 m și 0,50 m. La km 574+480, datorită lucrărilor repetate de ridicare a nivelului prin aport de piatră spartă, grosimea stratului măsura 1,50 m; stratul de repartiție din balast de 20 cm. grosime, colmatat cu particule prăfoase.

Umplutura din corpul terasamentului liniei I a fost executată dintr-un amestec de nisip prăfos, pietriș și piatră spartă. Umplutura se prezenta cu îndesare medie, iar de la adâncimea de 2,00 m. devenea umedă.

Terenul de bază din amplasamentul liniei pe care a fost construit terasamentul avea în componență argilă cafenie, plastic consistentă sau plastic vârtoasă.

În sondaje, la baza umpluturii, s-au întâlnit resturi de plante în descompunere. Grosimea copertei argiloase este de 2,00 - 2,50 m, descrescând către Bârzava. Sub stratul de argilă sondajele au interceptat nisipuri saturate cu diverse granulozități și stări de îndesare: nisip mare, micaceu cu îndesare medie, saturat la km.574+000 și 574+480 și nisip fin, argilos, afânat, la km 574+200.

Analizele de laborator efectuate pe probe de argilă din terenul de bază de către Laboratorul Central CCF-SA, au pus în evidență următoarele valori ale indicilor geotehnici: umiditatea $w = 35,4\%$ (ridicată); indicele de plasticitate $I_p = 39,3\%$ (plasticitate mare); indicele de consistență $I_c = 0,68\%$ (stare plastic-consistentă); modulul de compresibilitate $M_{2-3} = 7143$ kPa (compresibilitate mare); tasarea specifică $\varepsilon_2 = 5,8$ cm/m; unghi de frecare internă $\varnothing = 9^\circ$; coeziunea $c = 12$ kPa.

Apa subterană a fost întâlnită în toate sondajele care au pătruns în stratul de nisip de sub argilă, aceasta fiind cantonată în stratul de nisip, dar fără caracter ascensional.

6.2.4. Soluția adoptată pentru refacerea terasamentului și realizarea scurgerii apelor

La soluția adoptată s-a urmărit realizarea a două obiective și anume: punerea în siguranță a circulației feroviare prin lucrări definitive de refacere a terasamentului, respectiv colectarea și conducerea spre deversor a apelor de suprafață din zona adiacenta rambleului de cale ferată.

Soluția a ținut seama de prevederile studiului "Reabilitarea liniei de cale ferată Frontieră-Arad- Deva-Simeria, componentă a Coridorului 4 Pan-European pentru circulația trenurilor cu viteza maximă de 160 km/h", în ceea ce privește geometria platformei căii și rectificările de traseu care urmează a se efectua în viitor (sporirea lungimii racordărilor parabolice la 60 m cu menținerea razei actuale de 1700 m).

6.2.4.1. Lucrări pentru refacerea terasamentelor liniei între km 574+429 - 574+525.

Lucrarea s-a prevăzut pe o lungime de 96,00 m, cuprinzând câte o fâșie de siguranță de o parte și alta a zonei prăbușite (tasate) situată între km.574+470/574+490. Refacerea terasamentelor a constat în executarea următoarelor lucrări **(fig.1)**

- înlăturarea materialului alunecat sau susceptibil la alunecare;
- montarea pe platforma decapării a unui strat filtrant, izolator și anticontaminare din material geotextil nețesut de 300 g/mp;
- **ranforsarea terenului de bază cu materiale geosintetice (geogriile) cu ochiuri de 30x30 mm; susținerea bazei umpluturilor noi cu geogriile cu ochiuri de 32x67 mm;**
- realizarea geometriei liniei în profil transversal cu umpluturi din materiale granulare compactate și protecția taluzurilor cu pământ vegetal și însămânțare.

Ca o măsură suplimentară, având în vedere prezența permanentă a pânzei de apă sub pătura argiloasă (sub terenul de bază) care avansează pe înălțime prin capilaritate, s-a prevăzut drenarea terenului de bază cu țevi din PVC cu \varnothing 140 mm, perforate pe 2/3 din circumferință, la partea superioară a acestora, amplasate la distanța de 3,00 m pe zonele situate între km 574+429/+470 și 574+490/+525 și la 2,00 m pe zona situată între km 574+470/+490.

Umplutura pentru refacerea rambleului a fost executată din balast de râu, sortul 0-70 mm, compactat în straturi succesive de 20 cm grosime conform prevederilor STAS 7582-91, funcție de adâncimea stratului.

Lucrările de refacerea terasamentelor au fost executate cu linia I închisă pentru circulație.

Lucrările de refacerea terasamentelor pe zona afectată de fenomene de instabilitate de pe linia I au început după montarea în linia II a unui pod provizoriu tip G22. Pentru montarea podului tip G22 (grindă I cu lungimea de 22m), au fost turnate două reazăme din beton la adăpostul a două podețe tip U5. Introducerea podului în cale s-a făcut pentru asigurarea circulației feroviare care se desfășura cu restricție de viteză pe dubla rămasă deschisă.

6.2.4.2 Lucrări de scurgerea apelor – șanțuri pereate.

Colectarea, dirijarea și îndepărtarea apelor provenite din precipitații s-a realizat prin șanțuri pereate, amplasate pe ambele părți ale liniei, după cum urmează: **pe partea stângă a liniei**, șanțuri pereate între km 574+025 - 574+620, cu lungimea totală de 595 m.; **pe partea dreaptă a liniei**, șanțuri pereate între km 574+018 - 574+595, cu lungimea totală de 577 m.; **șanț pereat de conectare** care preia apele de la podețul tubular $d = 1,00$ m de la DN7 și le dirijează la podețul nou de la km 574+200, cu lungimea de 31 m. **(fig.2)**.

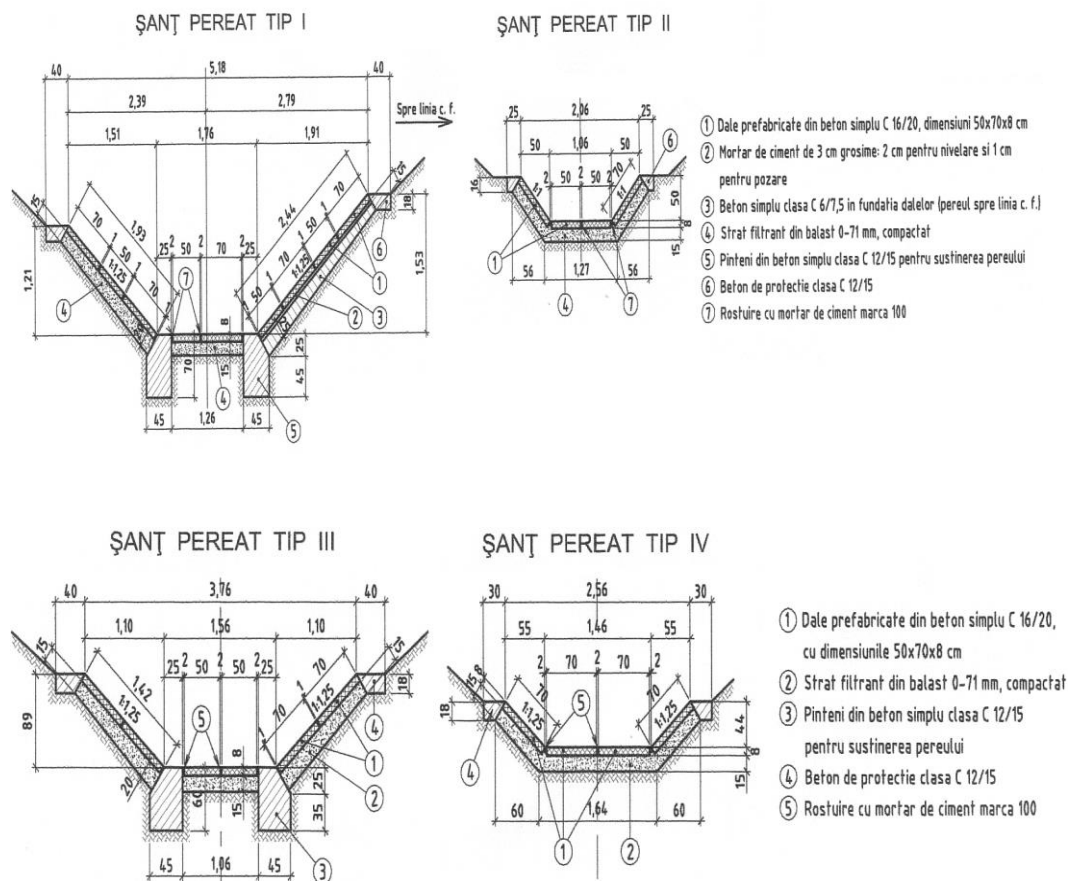


FIG.2 SECȚIUNI TRANSVERSALE PE TIPURI DE ȘANȚURI

Adâncimea șanțurilor este cuprinsă între 0,44 și 1,53 m.

Aripile laterale ale șanțurilor s-au executat pe fundații (pineni) din beton simplu.

Șanțurile s-au pereat cu dale de beton simplu cu dimensiunile de 50x70x8cm, confecționate din beton clasa C 16/20.

Pereul din dale s-a montat pe un pat de balast de 15-20 cm grosime și s-a rostuit cu mortar de ciment.

Șanțurile perate s-au executat din aval spre amonte. Pentru executarea șanțurilor de pe partea dreaptă s-a prevăzut un șanț de pământ provizoriu care să dirijeze apele către podețul de la km 574+595 pe timpul execuției podețului de la km 574+200.

6.2.4.3. Podeț de descărcare la km. 574+200.

Lucrarea s-a prevăzut pentru dirijarea apelor de suprafață colectate în șanțurile liniei de pe partea dreaptă până la km 574+200, trecerea lor pe partea stângă și dirijarea lor către cotele joase ale viroagei din partea aval a podețului de la km 574+595.

Podețul prevăzut (fig.3), cu lungimea de 20,11m., din elemente tubulare prefabricate din beton armat, având diametrul de 2,20m și lungimea de 2,00m., se executa prin metoda Pipe-Jacking (execuție cu scutul și prin împingerea elementelor de podeț cu dispozitive hidraulice).

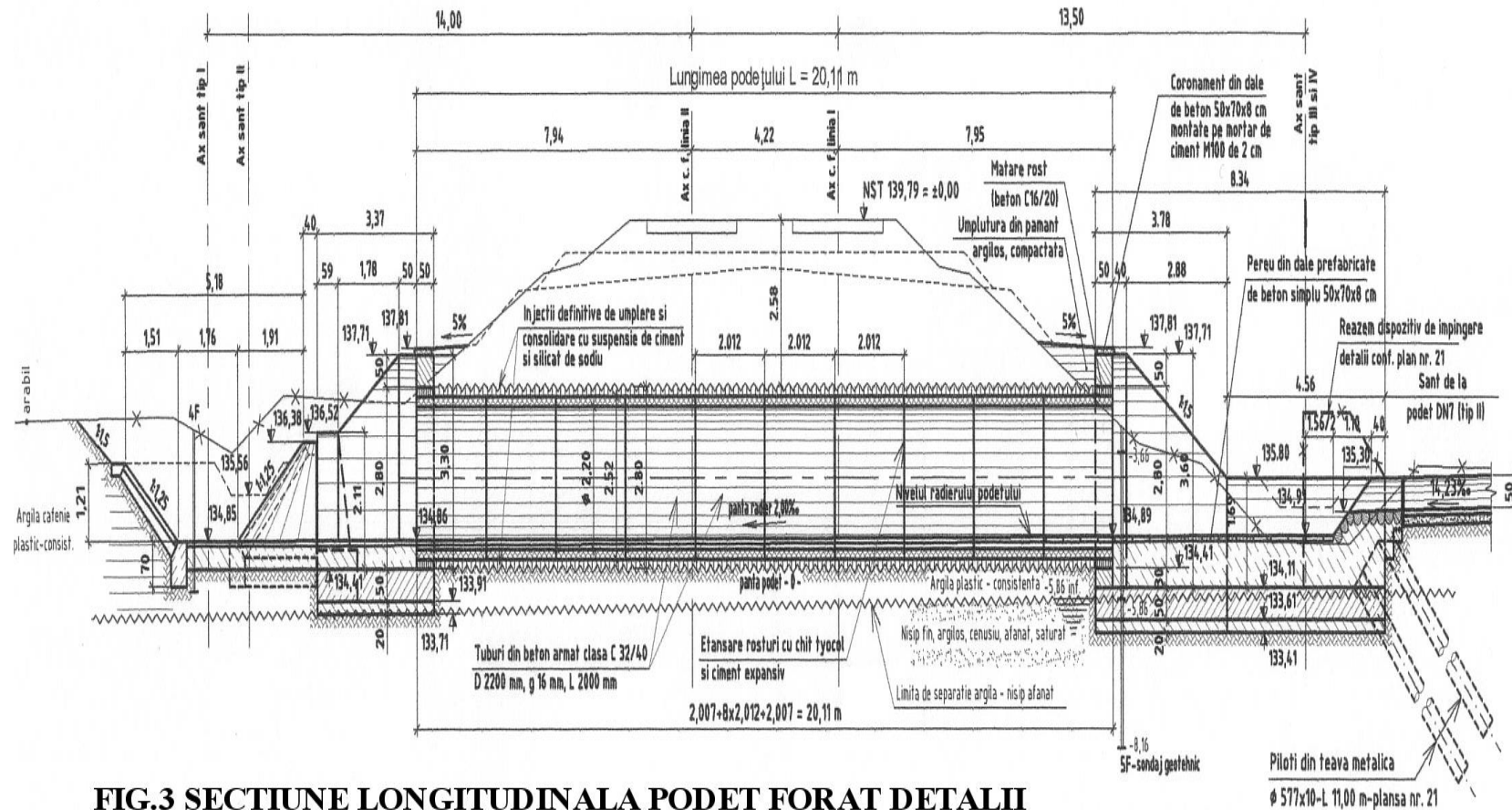


FIG.3 SECTIUNE LONGITUDINALA PODET FORAT DETALII

La capetele podețului au fost executate timpane și aripi din beton armat monolit, la care s-au racordat șanțurile adiacente podețului. Săpătura pentru fundația aripilor și timpanelor s-a executat cu sprijiniri puternice din palplanșe metalice. Fundațiile aripilor și timpanelor s-au executat din beton armat clasa C 12/15, iar elevațiile s-au executat din beton armat clasa C 16/20. Reazemul de sprijin al instalației hidraulice de montare a tuburilor prefabricate din structura podețului s-a executat pe radier comun, fiind ranforsat cu piloți din țevă metalică fundați înclinat la cca. 8m. adâncime (piloți cu lungimea de 11m.).

6.2.4.4. Lucrări de nivelare, aplanare a terenului și drumuri tehnologice.

Pe terenul situat între linia c. f. și DN7 s-au executat lucrări de îndepărtarea vegetației acvatice, curățire și nivelare. Contrapantele și zonele joase de băltire a apelor au fost desființate prin lucrări de umplutură care s-au realizat cu pământul rezultat din săpăturile de la celelalte lucrări. S-a realizat o pantă generală (2 - 3%) către șanțurile pereate din lungul liniei, pentru dirijarea către podețul existent la km 574+595 și podețul proiectat de la km 574+200. Suprafețele au fost nivelate îngrijit și s-au compactat, astfel încât să se obțină o suprafață plană și continuă. Pentru accesul la lucrare și efectuarea transporturilor de șantier, s-au executat drumuri tehnologice: un drum provizoriu între DN7 și km c. f. 574+480 cu lungimea de 100 m, pentru lucrările de refacerea terasamentelor, respectiv un drum provizoriu pentru executarea podețului de la km 574+200, între trecerea la nivel de la km 574+015 și km 574+200, cu lungimea de 185 m. Drumurile au fost executate în umplutură, utilizând ca material deșeu de carieră. Pe terenul mlăștinos din zona km 574+480 umplutura pentru drumul tehnologic s-a executat pe un pat de piatră brută. Împietruire s-a prevăzut din balast cilindrat de 30 cm grosime.

6.2.5. Considerații asupra tehnologiei de execuție a lucrărilor

Problemele cele mai importante care s-au pus pe perioada execuției au derivat din următoarele obiective: asigurarea permanentă a gabaritului de liberă trecere, lucrările desfășurându-se fără închiderea circulației feroviare pe linia vecină (dubla 2); manipularea tuturor echipamentelor în zona liniei de contact sub tensiune; instabilitatea rambleului și asigurarea sprijinirilor necesare lucrărilor de refacere (în special compactare); executarea lucrărilor într-un teren umezit și în prezența permanentă a apei; realizarea coloanelor înclinate pentru executarea reazemului de împingere la podeț.

Lucrările s-au demarat cu realizarea blocurilor de fundare în rambleul dublei 2 și introducerea podului provizoriu tip G22 cu macaraua feroviară, pentru asigurarea circulației feroviare pe linia II. Etapa imediat următoare a constat în realizarea unui drum de acces până în zona afectată, drum care traversa o zonă mlăștinoasă. Pentru stabilizarea fundației drumului s-au folosit blocaje de piatră brută împănată cu piatră spartă. Au urmat lucrări de colectare a apelor din baza rambleului cf și deviere a cursului acestora printr-un șanț natural de pământ cu deversare în podețul existent la km. 574+600.

După descărcarea piciorului taluzului și îndepărtarea apei s-a trecut la refacerea terasamentului cf al dublei 1 prin realizarea primului strat de umplutură care cuprindea și tuburile drenante din PVC.

Refacerea terasamentului s-a executat conform tehnologiei stabilite, în straturi succesive compactate și învelite în material geogril. Toate straturile de

material geotextil și geogrila a fost ancorat în corpul rambleului liniei vecine pentru realizarea conectării celor două umpluturi.

Pe timpul acestor lucrări s-a avut în vedere asigurarea sprijinirii liniei cf în circulație prin folosirea de palplânse metalice.

După realizarea umpluturii rambleului la cota stabilită și executarea platformei căii, s-a trecut la montarea suprastructurii de cale ferată și redeschiderea circulației feroviare pe firul 1. S-au executat lucrările necesare refacerii continuității căii și pe firul 2 prin scoaterea din cale a podului provizoriu tip G22.

Având asigurată circulația feroviară pe ambele duble, s-a trecut la realizarea șanțurilor pentru scurgerea apelor. Partea foarte dificilă a constat în etapa următoare de realizare a timpanului podețului forat de la km. 574+200, radierului comun și a reazemului de împingere pentru utilajul tehnologic de foraj. Executarea piloților înclinați de susținere a reazemului prevedea introducerea tuburilor metalice $\varnothing 377$ cu lungimea de 11m, până la o adâncime de fundare de aproximativ 8m, cu încastrare în teren bun de fundare. Datorită pantelor longitudinale foarte mici impuse de diferențele de nivel între partea inferioară a șenalului de scurgere existent în lungul terasamentului cf partea dreaptă, radierul podețului existent și nivelul râului Mureș, soluția adoptată prevede trecerea apelor din partea dreaptă în partea stângă a rambleului cf prin podețul forat. Pentru aceasta s-a realizat o camera de cădere cu două nivele de scurgere, unul fiind de supra-plin (**fig.4**).

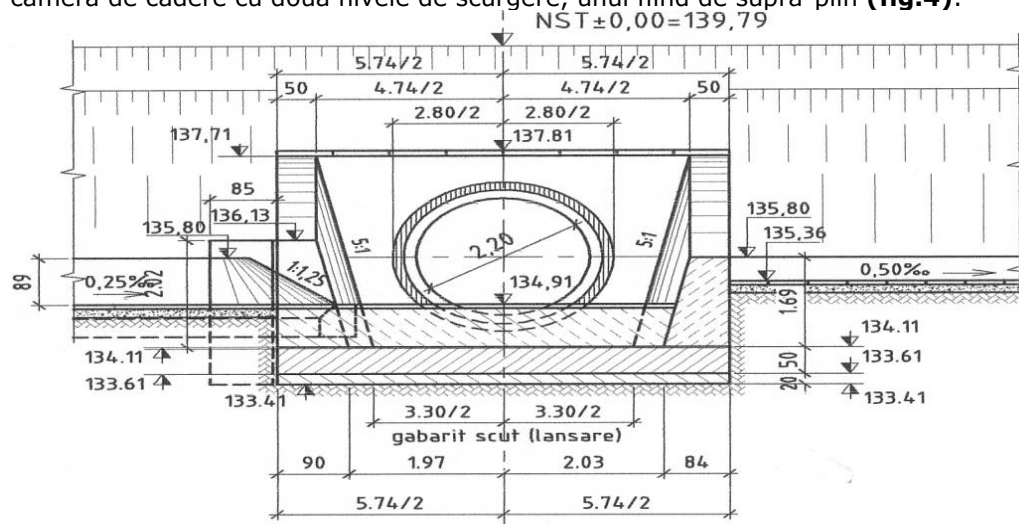


Fig. 4 Podeț forat camera de cădere cu două nivele de scurgere

Pentru a prelua surplusul de apă din perioadele cu ploi abundente, șanțul de scurgere de pe partea stângă a fost executat cu o secțiune având la partea inferioară 1,76m și la partea superioară 5,18m, cu o adâncime de 1,53m. Peretele șanțului are rolul și de ramforsare a taluzului de rambleu de pe partea stângă împotriva unor eventuale viituri produse pe râul Mureș (fig. 6.5 și 6.6)



Fig. 6.5 Consolidare terasament cu șanț de beton monolit și dale prefab. pe partea dreaptă a terasam. km.574+595



Fig. 6.6 Lucrare de consolidare cu șanț de retenție și scurgere de la km.574+200 la km.574+600

Cap. 7. CONCLUZII FINALE

Viitorul transportului pe calea ferată în Europa și implicit în România se leagă indisolubil de stabilirea Coridoarelor Europene de Transport, care prin necesitatea alinierii la standardele europene în ceea ce privește protecția mediului, vor impune dezvoltarea rapidă a transportului intermodal. Acest tip de transport pe calea ferată, eficient și nepoluant, va conduce, în viitor, la sporirea continuă a capacității de transport ceea ce se realizează prin sporirea greutateii pe osie, creșterea vitezei comerciale și creșterea intensității circulației.

Analizând doar primele două aspecte putem concluziona că, în viitor, se va pune un accent din ce în ce mai pregnant pe reabilitarea infrastructurii de cale ferată, pentru a face față noilor cerințe ale traficului.

Preponderent, limitarea capacității portante și a vitezei de circulație, pe rețeaua de căi ferate din România se datorează infrastructurii și în special terasamentelor. De aceea, aspectul privind reabilitarea terasamentelor de cale ferată în ceea ce privește geometria, rezistența și stabilitatea acestora, reprezintă o țintă pentru orice strategie a transporturilor feroviare din România.

Pentru a exista o intervenție eficientă la reabilitarea infrastructurii de cale ferată este necesară cunoașterea și analizarea în detaliu a condițiilor zonale din punct de vedere geografic, geo-morfologic, geotehnic, hidrologic cât și concluziile unei urmăriri în timp a comportării în exploatare.

Pornind pe de o parte de la importanța infrastructurii de cale ferată, iar pe de altă parte de la necesitatea îmbunătățirii și modernizării acesteia, în Capitolul 1. al lucrării se prezintă strategia actuală de reabilitare a rețelei de căi ferate din România cu concretizare la sectorul Deva – Radna de pe linia magistrală 200 Șibot – Curtici.

Totodată se prezintă rolul și importanța care o are infrastructura de cale ferată în asigurarea condițiilor de siguranță a circulației în regimul vitezelor sporite de 120 km/h – 160 km/h care se preconizează a se implementa pe liniile care fac parte din Coridoarele Pan Europene.

Prezentarea elementelor geotehnice de bază cu privire la distribuția tensiunilor în masivele de pământ, precum și modalitățile de calcul al acestora din Capitolul 2., face trecerea spre problema teoretică esențială de determinare a distribuției tensiunilor în terasamentele de cale ferată. Sunt evidențiați factorii care influențează distribuția eforturilor în masivele de pământ și implicit în terasamente. Cunoscând modul de distribuție a tensiunilor din interiorul corpului terasamentelor, se evidențiază principalele elemente geotehnice care intervin în studiul condițiilor de rezistență și stabilitate a infrastructurii căilor ferate. Apelând la teoria deformării și cedării masivelor de pământ se prezintă aspecte legate de consolidare, compresibilitate, deformabilitate și caracteristicile rezistenței la forfecare. Cu privire la rezistența la forfecare se detaliază factorii determinanți ai acesteia.

Pentru a se evalua teoretic încărcările care se transmit terasamentelor de cale ferată, precum și modelarea acestor acțiuni la nivelul platformelor terasamentelor, corpului acestora, precum și la nivelul terenului de bază, în Capitolul 3., se prezintă aspecte legate de solicitările statice, dinamice și influență a vibrațiilor asupra stabilității și rezistenței terasamentelor de cale ferată.

Toate aspectele teoretice sunt analizate sistematic pe problematica calculului încărcărilor transmise infrastructurii de cale ferată și sunt prezentate, în acest capitol, etapizat pornind de la sarcina transmisă de materialul rulant prin roată la șina de cale ferată, care prin intermediul plăcilor de reazăm transmite solicitările către traversă, aceasta la rândul său predând încărcările, prin intermediul prisme de piatră spartă, stratului de formă și implicit corpului terasamentului și terenului de bază.

Apelarea la ipoteze de încărcare adecvate sub raportul valorii și modului de distribuție al eforturilor cât și în funcție de natura și locul deformării, face posibilă modelarea prin scheme de încărcare pentru efectuarea calculelor de rezistență și stabilitate în toate cazurile posibile de deformare la terasamente de cale ferată, aspect detaliat în Capitolul 3. Totodată s-a analizat influența fenomenului vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor de cale ferată și au fost evidențiați principalii factori care influențează această stabilitate și rezistență.

Cunoscând modul calitativ și cantitativ al solicitărilor care se preiau de către terasamente, în Capitolul 4., s-au definit și analizat principalele fenomene de instabilitate caracteristice terasamentelor de cale ferată.

În Capitolul 5. s-a prezentat un studiu de detaliu al particularităților specifice de ordin morfologic, geologic și geotehnic, hidrologic și hidrogeologic ale sectorului de cale ferată Deva – Radna – Păuliș, reprezentând tronsonul cu cele mai mari probleme de infrastructură de pe coridorul IV aferent României. La analiza condițiilor zonale concrete din acest capitol un rol foarte important îl are și experiența acumulată pe parcursul timpului de către autor prin exploatarea efectivă a acestei secții de circulație feroviară. Având în vedere acest aspect, se subliniază unele concluzii importante și recomandări privind proiectarea și execuția lucrărilor de reabilitare a liniei magistrale 200 pe sectorul aferent defileului Mureșului între Deva și Radna.

În finalul lucrării se prezintă două studii de caz referitoare la unele lucrări de consolidare a terasamentelor, unde la stabilirea soluțiilor tehnice s-au avut în vedere particularitățile specifice sectorului analizat.

Având ca bază partea teoretică aprofundată în Capitolele 2., 3., și 4., analiza sistemică a condițiilor zonale specifice defileului Mureșului prezentată în Capitolul 5., precum și studiile de caz pentru două din lucrările executate pe acest traseu detaliate în Capitolul 6., autorul recomandă ca proiectele care se referă la reabilitarea liniei de cale ferată pe tronsonul studiat să prevadă în special lucrări de sporire a rezistenței și stabilității terasamentelor și de protecție a acestora. Susținerea acestei afirmații se bazează pe analiza deficiențelor și defecțiunilor existente la această dată în terasamentul căii ferate. Cele mai importante deficiente și defecțiuni constatate sunt:

- Deficiențe ale profilului longitudinal;
- Deficiențe și defecțiuni de profil transversal;
- Deficiențe ale calității terasamentului;

In profil longitudinal deficiențele se referă în special la existența unor elemente de profil cu lungimi nepotrivite.

Principalele deficiențe și defecțiuni de profil transversal constau în:

- Platforme cu lățimi insuficiente.
- Rambleuri și debleuri înalte fără contrabanchete.
- Taluzuri cu pante necorespunzătoare.
- Lipsa șanțurilor de platformă.
- Șanțuri neprotejate și supuse degradării (erodare, colmatare).
- Lipsa straturilor de repartiție, sau grosimi insuficiente ale acestora.

In ceea ce privește calitatea terasamentelor pe sectorul analizat, rețin atenția următoarele deficiențe:

- ❑ Straturi de repartiție colmatate;
- ❑ Platforma de pământ prezintă albieri și punji de balast și nu are pante transversale pentru dirijarea apelor meteorice în afara platformei;
- ❑ Platforma de pământ a fost realizată, pe unele sectoare, din pământuri ale căror caracteristici geotehnice (granulometrie, compresibilitate) favorizează apariția defectelor de infrastructură;
- ❑ Terasamente care nu se încadrează, din punct de vedere al gradului de compactare, în prevederile STAS 7582/91.

Pentru eliminarea defecțiunilor și deficiențelor la profilul longitudinal și transversal se recomandă luarea următoarelor măsuri:

- Îmbunătățirea nivelului de cale ferată prin elemente de profil cu lungimi mai mari de 200m, care permit și întreținere eficientă;
- Aducerea cele două nivele de linii la aceeași cotă în funcție de situația existentă; ceea ce va duce la creșteri de nivel în profilul longitudinal de aprox. $h_{\max} = 0,50 - 0,60\text{m}$;
- Refacerea stratului de distribuție cu material nou și realizarea unui strat de formă cu soluții moderne, prin refolosirea pietrei sparte.
- Pentru eliminarea defecțiunilor de platformă se recomandă decaparea completă a părții superioare a rambleului cu pantă din axul terasamentului spre exterior de 5% și refacerea unui strat de formă cu caracteristici de portanță și drenaj mult îmbunătățite;
- În secțiunile de reconstruire a straturilor de distribuție și întărirea rambleului se recomandă a se face folosind geo-textile și geo-grile de-a lungul zonei detente.
- Refacerea compactării umpluturilor din rambleurile unde nu corespunde.

Pentru lucrările de protecție a rambleurilor de cale ferată existente se recomandă:

- Corectarea albiei râului pentru podețe cu o deschidere de $D \leq 6,00\text{ m}$, aceste lucrări constau în protejarea albiei râului prin întărirea cu dale, pe un strat de drenaj, așezat pe un zid cimentat de picior de taluz;
- Protejarea tuturor șanțurilor de scurgere pe zonele inundabile aflate pe partea stângă a rambleului de cale ferată, realizându-se totodată ramforsarea piciorului de taluz
- Interconectarea șanțurilor de evacuare a apei provenită din scurgerile torențiale prin podețele existente pe traseul drumului național de pe partea dreaptă a căii ferate
- Realizarea corespondenței totale a pozițiilor podețelor aferente celor două căi de comunicație terestră (calea ferată și drum), pentru evitarea zonelor de retenție a apei în rambleul căii ferate
- Calibrarea albiei râului în apropierea podurilor existente, a podețelor tubulare și a zonelor de tangență cu terasamentul căii ferate.

Deși concluziile și recomandările sintetizate se bazează pe studiul și analiza principalelor particularități specifice ale sectorului de cale ferată aferent defileului Mureșului, acestea au totuși un caracter general, iar pentru aplicarea și materializarea lor în practică este necesară diversificarea și detalierea studiilor pentru fiecare punct critic al căii ferate de pe acest sector.

Contribuțiile originale ale autorului:

- ❖ Prezentarea strategiei actuale de reabilitare a rețelei de căi ferate din România cu concretizare la sectorul Deva – Radna de pe linia magistrală 200.

- ❖ Sublinierea rolului și importanței pe care îl joacă infrastructura de cale ferată în asigurarea condițiilor de siguranță a circulației în regim de viteză sporită.
- ❖ Evidențierea principalelor elemente geotehnice care intervin în studiul condițiilor de rezistență și stabilitate a infrastructurii căilor ferate.
- ❖ Analizarea și sistematizarea aspectelor teoretice privind calculul încărcărilor transmise infrastructurii de cale ferată
- ❖ Definirea și analizarea principalelor fenomene de instabilitate caracteristice terasamentelor de cale ferată.
- ❖ Studiul particularităților specifice de ordin morfologic, geologic și geotehnic, hidrologic și hidrogeologic ale sectorului Deva – Radna – Păuliș.
- ❖ Stabilirea unor concluzii importante și recomandări privind proiectarea și execuția lucrărilor de reabilitare a magistralei 200 pe sectorul aferent defileului Mureșului între Deva și Radna.
- ❖ Prezentarea a două studii de caz referitoare la unele lucrări de consolidare a terasamentelor, unde la stabilirea soluțiilor tehnice s-au avut în vedere particularitățile specifice sectorului analizat.

BIBLIOGRAFIE

1. ANDREI, S., ANTONESCU, I., *Geotehnică și fundații*, I.C. București, 1981
2. ANDREI, S., ANTONESCU, I., HAȘ, I., *Asupra evaluării condițiilor de stabilitate a pantelor*, În: A III-a Conf. de geotehnică și fundații, Timișoara, 1975
3. ANDREI, S., *Apa în pământurile nesaturate*, Editura Tehnică, București, 1967
4. BALLY, R. J., *Stadiul actual al problemei alunecărilor de teren. Aspecte importante pentru teritoriul României*, În: Construcții, nr.4, 1984
5. BALLY, R. J., STĂNESCU, P., *Alunecările și stabilitatea versanților agricoli*, Editura Ceres, București, 1977
6. BARKAN, D., D., *Osnavanâe problemî dinamiki osnovanii i fundamentov*, „Osnov., fundamentî i mehanika gruntov”, nr.6/1965, Moskva
7. BĂNCILĂ, I. ș.a., *Geologie inginerească*, vol. I, Editura Tehnică, București, 1981
8. BĂNCILĂ, I. ș.a., *Geologie inginerească*, vol. II, Editura Tehnică, București, 1981
9. BERCU, M., *Construcția căii ferate*, Editura didactică și pedagogică, București, 1965
10. BLONDEAU, F., *Les methodes d'analyse de stabilité*, În: Bull. Liaison Lab. P. et Ch., Paris, Num. spécial, II (Versants naturels), mars, 1976
11. CLOUGH, R., W., WOODWARD, R., J., *Analysis of Embankment Stresses and Deformations*, În: Soil Mech. and Found. Div., Proceedings ASCE, SM 4, 1967
12. COMȘA, R., REISS, Al., *Precizări asupra folosirii parametrilor rezistenței la forfecare în prognosticarea stabilității versanților*, În: A IV-a conf. de geotehnică și fundații, Iași, vol. III, 1979
13. CIORNEI, A., RĂILEANU, P., *Cum dominăm pământurile macro-porice sensibile la umezire*, Editura Junimea, Iași, 2002
14. CAQUOT, A., KERISEL, J., *Tratat de mecanica pământurilor (traducere din limba franceză)*, Editura Tehnică, București, 1976
15. DRON, A., *Combaterea instabilității pământurilor în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare*, Editura Ceres, București, 1982
16. DRON, A., *Geotehnică pentru hidroameliorații*, Editura Ceres, București, 1984
17. FLOREA, N., *Alunecări de teren și taluze*, Editura Tehnică, București, 1979
18. GOLDSTEIN, M., N., *Mehaniceskije svoistva gruntov (Proprietățile mecanice ale pământurilor)*, Moscova, 1971 vol. I, 1973 vol. II, 1979 vol. III.
19. GRADIN, V., *Stabilitatea terasamentelor de cale ferată*, vol. I, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, 1964
20. GRADIN, V., *Stabilitatea terasamentelor de cale ferată*, vol. II, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, 1964
21. GRUIA, A., HAIDA, V., *Geotehnică și fundații*, I.P. „Traian Vuia”, Timișoara, 1990
22. HAIDA, V., *Geologie, geotehnică și fundații – Elemente de geologie și geotehnică*, I.P. „Traian Vuia”, Timișoara, 1981

23. HAIDA, V., *Geologie, geotehnică și fundații – Mecanica pământurilor*, I.P. "Traian Vuia", Timișoara, 1982
24. HAIDA, V., PANTEA, P., *Geologie, geotehnică și fundații – Fundații și procedee de fundare*, I.P. „Traian Vuia”, Timișoara, 1984
25. HAIDA, V., MARIN, M., *Geotehnica*, Universitatea Tehnică Timișoara, 1994
26. HAIDA, V., MARIN, M., MIREA, M., *Mecanica pământurilor*, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, 2004
27. HERMAN, A., IVANA, C., *Elemente geometrice ale căii ferate*, Editura MIRTON, Timișoara, 1999
28. LEE, I. K., WHITE, W., INGLES, O. G., *Geotechnical engineering*, Pitman, 1983
29. I.N.C.E.R.C., *Studii și cercetări privind comportarea pământurilor la solicitări seismice*, București, 1992
30. I.S.P.C.F., *Condiții tehnice ale căilor ferate existente și noi pentru circulația trenurilor cu viteze mari*, București, 1994
31. I.S.P.C.F., S.F. *Reabilitarea liniei de cale ferată Frontieră – Simeria componentă a coridorului IV pentru circulația trenurilor cu viteze de maxim 160km/h*, București, 2001
32. IZDRĂILĂ, V., BERBERICH, W., *Căi Ferate*, I.P. Timișoara, 1981
33. IZDRĂILĂ, V., *Căi ferate. Elemente de proiectare*, Litografia I.P.T.V. Timișoara, 1993
34. IZDRĂILĂ, V., HERMAN, A., *Întreținerea și exploatarea liniilor de cale ferată*, Litografia U.T. Timișoara, 1993
35. KRAIOVAN, M., COSTESCU, I., LUCACI, GH., BANCEA, C., BERBERICH, W., *Căi de comunicații terestre*, I.P. „Traian Vuia”, Timișoara, 1985
36. LEFTERESCU, D. M., *Trasee de linii ferate*, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, București, 1960
37. LIDERS, G. V., *Calea Ferată*, Oficiul de presă, editură și documentare CFR, București, 1950
38. LUNGU, I., STANCIU, A., BOȚI, N., *Probleme speciale de geotehnică și fundații*, Editura Junimea, Iași, 2002
39. MAIOR, N., *Mecanica pământurilor*, Institutul Politehnic Timișoara, 1957
40. MAIOR, N., PĂUNESCU, M., *Geotehnică și fundații*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1973
41. MARINESCU, C., *Asigurarea stabilității terasamentelor și versanților*, Editura Tehnică, București, 1988
42. MASLOV, N. N., *Opolzni i borba s nimi (Alunecările de teren și combaterea lor)*, Moscova, Stroiizdat, 1977
43. MIHĂILESCU, N., *Geologie Tehnică*, vol. I, Editura Tehnică, 1954
44. MIHĂILESCU, N., *Geologie Tehnică*, vol. II, Editura Tehnică, 1955
45. MORINO, A., IMAI, S., KUSANO, K., *Study of a Prevention Method of Slopes Failure*, În: Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports, vol. 20, 1979
46. MUȘAT, V., SILION, T., RĂILEANU, P., *Modele privind ruperea progresivă a versanților*, În: A V-a conf. de geotehnică și fundații, Cluj – Napoca, vol. I, 1983
47. NECHITA, M., KŐLŐ, G., *Căi ferate*, Litografia I.P. Cluj – Napoca, 1982
48. NICOLESCU, L., *Argila în construcția terasamentelor*, Centrul de documentare și publicații tehnice al M.T.Tc., 1974

49. PĂUN, E., *Studii și cercetări privind comportarea pământurilor la solicitări seismice*, INCERC, 1992
50. PĂUNESCU, M., POP, V., SILION, T., *Geotehnică și fundații*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1983
51. PĂUNESCU, M., HAIDA, V., GRUIA, A., *Fundații*, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1973
52. PERLEA, V., PERLEA, M., *Stabilitatea dinamică a pământurilor nisipoase*, Editura Tehnică, București, 1984
53. POPA, A., *Geotehnică și fundații*, vol. I, I.P. Cluj – Napoca, 1981
54. POP, V., POPA, A., *Geotehnică și fundații*, vol. II, I.P. Cluj – Napoca, 1982
55. POPESCU, M., *Stabilitatea taluzurilor și versanților*, I.C. București, 1982
56. R.E.F.E.R., *Sporirea portanței terasamentelor, a stratului de formă și consolidarea prin armare a taluzelor utilizând geogriile și geotextile*, București, 1995
57. RĂILEANU, P., BOȚI, N., STANCIU, A., *Geologie, geotehnică și fundații*, I.P. Iași, 1986
58. RĂILEANU, P., MUȘAT, V., TIBICHI, E., *Alunecări de teren – studiu și combatere*, Casa de Editură VENUS, Iași, 2001
59. SCHWEIZER, I., *Controlul compactării terasamentelor*, Editura transporturilor și telecomunicațiilor, București, 1965
60. SILION, T., RĂILEANU, P., MUȘAT, V., *Fundații în condiții speciale*, I.P. Iași, 1988
61. SILION, T., *Geologie, geotehnică și fundații*, vol. I și II, Iași, 1971, 1972
62. SMITH, G. H., *Elements of Soil Mechanics*, BSP, Professional Book, Oxford, 1990
63. STEOPOE, AL., *Materiale de construcție*, Editura Tehnică, București, 1964
64. ȘAHUNIANȚ, G.M., *Terasamente de cale ferată*, O.P.E.D. CFR, 1949
65. ȘAHUNIANȚ, G.M., *Calea frată și întreținerea ei*, Editura tehnică a transporturilor, Traducere din limba rusă, 1951
66. TEODORESCU, A., *Proprietățile rocilor*, Editura Tehnică, București, 1984
67. ITALFERR, SpA., *Revizuirea SF pentru reabilitarea liniei de cale ferată de la granița cu Ungaria către Simeria*, 2004
68. U.T.C.B., *Normativ pentru proiectarea antiseismică a zidurilor de sprijin și terasamentelor pentru căi de comunicație*, București, 1996
69. ZAMFIRESCU, F., COMȘA, R., MATEI, L., *Rocile argiloase în practica inginerească*, Editura Tehnică, București, 1985
70. WEHRY, A., DAVID, I., MAN, T. E., *Probleme actuale în tehnica drenajului*, Editura Facla, Timișoara, 1982
71. ZAHARESCU, E., *Calculul la limită în geotehnică*, (Prezentarea discuțiilor din „Ground Engineering”, Anglia, 1981), Referat ICH
72. EFTIMIE, T., *Folosirea cimentului pentru consolidarea platformei de cale ferată*, Centrul de documentare și publicații tehnice, București, 1966
73. GĂZDARU, A., FEODOROV, V., MANEA, S., BATALI, L., *Geosinteticele în Construcții*, Editura Academiei Române, București, 1999
74. DROAȘCĂ, L., POPIȘTERIU, N., *Zilele Academice Timișene ediția a IX-a Timișoara, „Soluție adoptată pentru consolidarea terasamentului liniei magistrale C.F. Șibot – Curtici, km.512+600 – 512+700”*, Ed. Solness, 2005
75. DROAȘCĂ, L., POPIȘTERIU, N., *Zilele Academice Timișene ediția a IX-a Timișoara, „Soluție adoptată pentru refacerea*

- terasamentului și asigurarea scurgerii apelor pe linia magistrală C.F. Șibot – Curtici, km.574+400 – 574+500, dubla I, între stațiile Bîrzava și Conop”, Ed. Solness, 2005*
76. *** STAS 10849 – 85, *Infrastructura și suprastructura căii*, ISR, 1985
77. *** STAS 7582 – 91, *Lucrări de cale ferată - Terasamente*, ISR, 1991
78. *** STAS 1242/1 – 89, *Teren de fundare – Principii generale de cercetare*, ISR, 1989
79. *** STAS 9850 – 89, *Verificarea compactării terasamentelor*, ISR, 1989
80. *** STAS 2914/4 – 89, *Determinarea modului de deformație liniară*, ISR, 1989
81. *** STAS 2246 – 96, *Piatră spartă pentru balastarea liniilor de cale ferată*, ISR, 1996
82. ***EUROCODE 7
83. ***UIC 719 R, 1994
84. ***Sisteme moderne de drenare a terasamentelor de cale ferată, Centrul de documentare și publicații tehnice, București, 1966
85. ***Consolidarea terasamentelor de cale ferată, Editura Transporturilor și telecomunicațiilor, București, 1960
86. *** Instrucțiuni de serviciu