

CONTRIBUȚII LA STUDIUL COMPORTĂRII ÎN TIMP 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. Adrian Ciprian MAYER

Conducător științific: prof.univ.dr.ing.Virgil HAIDA
Referenți științifici: prof.univ.dr.ing. George STOICESCU
prof.univ.dr.ing. Gavril KÖLLO
conf.univ.dr.ing. Alexandru HERMAN

Ziua susținerii tezei: 19.04.2013

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

Transporturile efectuate pe căile de comunicație terestre sunt cel mai mult folosite, acestea constituind baza infrastructurii economice a societății. De aceea, se poate spune că pentru a avea o economie dezvoltată este absolut necesar să existe căi de comunicație corespunzătoare.

Deși în timp transportul rutier s-a dezvoltat mult, cel feroviar rămâne eficient pe distanțe lungi și în special pentru materiale cu volum și dimensiuni mari.

Calea ferată este supusă la solicitări complexe, atât statice cât și dinamice, care influențează infrastructura acesteia, provocând apariția în timp a unor deformații și degradări ale terasamentelor.

Elaborarea acestei teze de doctorat este rezultatul unei perioade de studii, cercetări și observații referitoare la comportarea în timp a terasamentelor de cale ferată.

Rezultatul final este rodul conlucrării unui număr de persoane, care prin contribuția lor a făcut posibilă în cele din urmă finalizarea prezentei lucrări.

Pe această cale doresc să aduc cele mai deosebite mulțumiri conducătorului de doctorat prof.dr.ing. Virgil Haida și să-mi exprim profunda considerație și recunoștință pentru îndrumarea sistematică, competentă și exigentă, pentru sprijinul substanțial, de un înalt profesionalism, pentru încurajări și interesul constant manifestat în tot timpul pregătirii mele.

De asemenea în acest context, vreau să-mi exprim profunda stimă și considerație alături de cele mai sincere și călduroase mulțumiri, față de toți cei care m-au ajutat și mi-au fost aproape pe tot parcursul pregătirii mele în vederea susținerii prezentei teze de doctorat: cadrele didactice din Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre de la Facultatea de construcții din Timișoara, colegilor din cadrul Serviciului L.A.T. (Lucrări de Artă și Terasament) și a Serviciului Linii din cadrul Diviziei de Linii Timișoara, cât și colegilor din cadrul Secției L8 Arad.

Doresc să mulțumesc de asemenea referenților, pentru aprecierile asupra tezei și pentru sugestiile făcute.

Nu în ultimul rând, mulțumesc familiei mele, părinților care au fost un sprijin și un imbold permanent, dar cel mai mult doresc să le mulțumesc soției și fiului meu, pentru înțelegerea, sprijinul și susținerea necondiționată acordată cu generozitate.

Timișoara, aprilie 2013

ing. Mayer Adrian Ciprian

Mayer, Adrian Ciprian

Contribuții la studiul comportării în timp a terasamentelor de cale ferată

Teze de doctorat ale UPT, Seria X, Nr. YY, Editura Politehnica, 2013, 248 pagini, 236 figuri, 3 tabele.

Cuvinte cheie:

infrastructură feroviară, suprastructură feroviară, linie de cale ferată, terasament de cale ferată, compresibilitatea pământurilor, distribuția presiunilor în adâncime, tensiuni în corpul terasamentelor, scheme de încărcare ale terasamentelor, punji de balast, rambleu, debleu, alunecări superficiale, eroziuni, instabilitatea terasamentelor, tasări, consolidarea terasamentelor.

Rezumat:

Lucrarea abordează studiul teoretic al stabilității terasamentelor de cale ferată supuse acțiunilor statice și dinamice transmise de materialul rulant. Este prezentată clasificarea și descrierea fenomenelor de instabilitate ale terasamentelor de cale ferată, analizându-se aspecte legate de proprietățile și caracteristicile pământurilor folosite la executarea acestora. În teză există o prezentare detaliată a celor mai semnificative puncte periculoase de categoria I-a, cu menționarea cauzelor care le-au generat, respectiv cu recomandarea unor măsuri de intervenție. S-a urmărit argumentarea faptică a rolului și importanței pe care le are activitatea de urmărire a comportării în exploatare a infrastructurii liniilor de cale ferată precum și cea de întreținere și reparație. În final sunt prezentate trei studii de caz complexe, atât prin natura fenomenelor de instabilitate și cauzele care le-au produs cât și prin soluțiile tehnice aplicate sau propuse pentru remediere. Cele trei studii de caz se referă la afectarea infrastructurii căii prin următoarele fenomene fizico-geologice: eroziune la baza terasamentului liniei de cale ferată Sântana - Brad la km.112+146, produsă de râul Crișul Alb, alunecarea în corpul terasamentului liniei de cale ferată Ilia - Lugoj la km.25+350 și alunecarea versantului adiacent și cedarea zidului de sprijin de la km.60+700 pe linia de cale ferată Simeria - Petroșani.

CUPRINS

| | |
|--|-----------|
| Cap. 1. Introducere | 15 |
| 1.1. Istoricul dezvoltării căilor ferate pe teritoriul României..... | 15 |
| 1.2. Probleme actuale ale transportului pe calea ferată din România..... | 18 |
| 1.3. Rolul și importanța infrastructurii de cale ferată..... | 20 |
| 1.4. Obiectivele tezei de doctorat..... | 20 |
| Cap. 2. Acțiuni statice și dinamice asupra terasamentelor de cale ferată..... | 22 |
| 2.1. Aspecte generale..... | 22 |
| 2.2. Calculul eforturilor în elementele suprastructurii și infrastructurii căii ferate..... | 23 |
| 2.2.1. Ipoteze de calcul..... | 23 |
| 2.2.2. Calculul eforturilor în șina supusă la acțiuni statice..... | 24 |
| 2.2.3. Calculul eforturilor în șina supusă la acțiuni dinamice..... | 28 |
| 2.2.4. Calculul presiunii la contactul traversă - piatră spartă..... | 30 |
| 2.2.5. Distribuția presiunilor în adâncime sub talpa traversei..... | 32 |
| 2.3. Scheme de încărcare a terasamentelor de cale ferată..... | 35 |
| 2.4. Distribuția tensiunilor în terasamentele de cale ferată..... | 42 |
| 2.4.1. Calculul tensiunilor în rambleuri..... | 42 |
| 2.4.2. Calculul tensiunilor în debleuri..... | 45 |
| Cap. 3. Deformații și degradări ale terasamentelor de cale ferată..... | 47 |
| 3.1. Factori constructivi cu influență negativă asupra stabilității terasamentelor..... | 47 |
| 3.2. Factori naturali cu influență negativă asupra stabilității terasamentelor..... | 48 |
| 3.3. Tipuri de deformații și degradări ale terasamentelor de cale ferată..... | 48 |
| 3.4. Tasări..... | 49 |
| 3.4.1. Tasări normale de stabilizare..... | 49 |
| 3.4.2. Tasări anormale..... | 50 |
| 3.4.3. Tasări ale terenului de bază..... | 52 |
| 3.4.4. Tasări datorate contracțiilor..... | 53 |
| 3.5. Deformații ale platformei terasamentelor căii..... | 54 |
| 3.5.1. Adâncituri superficiale..... | 54 |
| 3.5.2. Pungi de balast..... | 54 |
| 3.6. Umflări..... | 56 |
| 3.6.1. Umflări prin umezire..... | 56 |
| 3.6.2. Umflări prin îngheț..... | 56 |
| 3.7. Refulări..... | 57 |
| 3.7.1. Refularea taluzurilor rambleurilor..... | 57 |
| 3.7.2. Refularea terenului de bază la rambleuri..... | 57 |
| 3.7.3. Refularea taluzurilor debleurilor..... | 58 |
| 3.7.4. Refularea șanțurilor la debleuri..... | 59 |
| 3.7.5. Refularea platformei căii..... | 59 |
| 3.8. Alunecări..... | 60 |
| 3.8.1. Alunecări caracteristice rambleurilor..... | 60 |

| | |
|--|-----------|
| 3.8.1.1. Alunecări superficiale..... | 60 |
| 3.8.1.2. Alunecări de profunzime..... | 61 |
| 3.8.1.3. Alunecări (curgeri) plastice..... | 62 |
| 3.8.1.4. Alunecări pe terenul de bază..... | 63 |
| 3.8.1.5. Alunecări în terenul de bază..... | 63 |
| 3.8.2. Alunecări caracteristice debleurilor..... | 64 |
| 3.8.2.1. Alunecări superficiale deplasive..... | 64 |
| 3.8.2.2. Alunecări superficiale detrusive..... | 64 |
| 3.8.2.3. Alunecări de profunzime deasupra platformei..... | 65 |
| 3.8.2.4. Alunecări de profunzime care depășesc adâncimea platformei..... | 66 |
| 3.8.2.5. Alunecări plastice la debleuri..... | 67 |
| 3.8.3. Alunecări caracteristice terasamentelor cu profil mixt..... | 67 |
| 3.9. Eroziuni..... | 69 |
| 3.9.1. Eroziuni la rambleuri..... | 69 |
| 3.9.2. Eroziuni la debleuri..... | 71 |
| 3.10. Prăbușiri și căderi..... | 72 |
| 3.11. Influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor de cale ferată..... | 73 |
| 3.11.1. Considerații generale..... | 73 |
| 3.11.2. Influența vibrațiilor din circulație asupra stabilității terasamentelor de cale ferată..... | 75 |
| 3.11.3. Influența vibrațiilor asupra rezistenței la forfecare a pământurilor..... | 76 |
| Cap. 4. Analiza și verificarea stabilității terasamentelor de cale ferată..... | 79 |
| 4.1. Elemente geotehnice folosite la analiza și verificarea stabilității terasamentelor de cale ferată..... | 79 |
| 4.1.1. Rezistența la forfecare a pământurilor..... | 79 |
| 4.1.1.1. Semnificația fizică a rezistenței la forfecare a pământurilor..... | 79 |
| 4.1.1.2. Teoria Mohr - Coulomb privind rezistența la forfecare a pământurilor..... | 81 |
| 4.1.1.3. Factorii determinanți ai rezistenței la forfecare a pământurilor..... | 87 |
| 4.1.2. Fazele deformării și cedării pământurilor..... | 91 |
| 4.2. Metode de analiză și verificare a stabilității taluzurilor și terasamentelor de cale ferată..... | 93 |
| 4.2.1. Considerații generale..... | 93 |
| 4.2.2. Metode clasice sau tradiționale de analiză și verificare a stabilității taluzurilor..... | 97 |
| 4.2.2.1. Metoda fâșiilor (Fellenius)..... | 98 |
| 4.2.2.2. Metoda forțelor orizontale (Maslov - Berer)..... | 102 |
| 4.2.2.3. Metoda cercului de frecare (Taylor)..... | 104 |
| 4.2.2.4. Metoda Bishop simplificată..... | 107 |
| 4.2.2.5. Metoda Bishop exactă..... | 109 |
| 4.2.2.6. Metoda Bishop - Morgenstern..... | 110 |
| 4.2.2.7. Metoda de verificare globală..... | 111 |
| 4.3. Influența apei asupra stabilității taluzurilor terasamentelor de cale ferată..... | 112 |
| 4.4. Influența solicitărilor seismice asupra stabilității taluzurilor terasamentelor de cale ferată..... | 117 |
| 4.5. Analiza stabilității masivelor de pământ prin metoda elementelor finite..... | 118 |
| 4.5.1. Aspecte generale..... | 118 |
| 4.5.2. Principiile de bază ale metodei elementelor finite (M.E.F.)..... | 119 |

| | |
|---|-----|
| 4.5.3. Considerații privind aplicarea M.E.F. la analiza stabilității masivelor din pământ..... | 121 |
|---|-----|

**Cap.5. Analiza punctelor periculoase de pe unele linii de cale ferată
gestionate de Regionala C.F. Timișoara și propunerea unor
măsurile de remediere.....128**

| | |
|--|-----|
| 5.1. Considerații generale..... | 128 |
| 5.2. Descrierea și analiza unor puncte periculoase semnificative..... | 129 |
| 5.2.1. Magistrala de cale ferată 900..... | 132 |
| 5.2.2. Magistrala de cale ferată 200..... | 142 |
| 5.2.3. Linia de cale ferată 116..... | 150 |
| 5.2.4. Linia de cale ferată 130..... | 163 |
| 5.2.5. Linia de cale ferată 131..... | 168 |
| 5.2.6. Linia de cale ferată 120..... | 172 |
| 5.2.7. Linia de cale ferată 227..... | 173 |
| 5.2.8. Linia de cale ferată 216..... | 175 |
| 5.3. Rolul lucrărilor de întreținere și reparații curente a liniilor de cale ferată în prevenirea apariției și dezvoltării punctelor periculoase..... | 176 |
| 5.4. Lucrări de protecție și apărare a terasamentelor de cale ferată..... | 179 |
| 5.4.1. Lucrări pentru combaterea afuiierilor..... | 179 |
| 5.4.2. Lucrări pentru combaterea eroziunii..... | 181 |
| 5.4.2.1. Lucrări pentru combaterea eroziunii prin îmbrăcări de maluri..... | 181 |
| 5.4.2.2. Lucrări pentru combaterea eroziunii prin apărări de maluri..... | 182 |
| 5.4.2.3. Lucrări pentru combaterea eroziunii prin rectificări de maluri, corectări de coturi și regularizări..... | 184 |
| 5.4.3. Lucrări contra inundării liniei de către apele de revărsare..... | 186 |
| 5.4.4. Lucrări de combatere a efectelor apei subterane..... | 186 |
| 5.4.5. Lucrări de protecție împotriva efectelor torenților..... | 187 |
| 5.4.6. Lucrări de protecție împotriva căderilor de stânci și de grohotiș..... | 188 |
| 5.5. Folosirea materialelor geosintetice la lucrări de construcție și reabilitare a liniilor de cale ferată..... | 191 |
| 5.5.1. Considerente generale..... | 191 |
| 5.5.2. Aspecte ale folosirii geosinteticelor la reabilitarea infrastructurii liniilor de cale ferată România..... | 192 |
| 5.6. Concluzii..... | 195 |

**Cap.6. Studii de caz privind fenomenele de instabilitate și cedare
în timp a unor terasamente de cale ferată și lucrări de artă
aferele.....196**

| | |
|--|-----|
| 6.1. Erodarea zonei de bază a terasamentului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad km.112+146,20..... | 196 |
| 6.1.1. Caracterizarea generală a traseului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad..... | 196 |
| 6.1.2. Descrierea fenomenului de eroziune și influența sa asupra terasamentului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad la km.112+060 - km.112+180..... | 198 |
| 6.1.3. Soluții tehnice propuse de autor pentru asigurarea stabilității și protecției terasamentului..... | 202 |
| 6.2. Alunecarea terasamentului liniei de cale ferată 216 Ilia - Lugoj la km.25+350 - km.25+500..... | 204 |
| 6.2.1. Caracterizarea generală a traseului liniei de cale ferată Ilia - Lugoj..... | 204 |

8 Cuprins

| | |
|---|------------|
| 6.2.2. Descrierea fenomenului de instabilitate produs la km.25+350..... | 206 |
| 6.2.3. Investigații geotehnice..... | 208 |
| 6.2.4. Soluții tehnice de consolidare aplicate..... | 211 |
| 6.2.4.1. Refacerea terasamentului la partea superioară în zona km.25+315 - km.25+435, pe o lungime de 120m..... | 211 |
| 6.2.4.2. Contrabanchetă pe partea stângă a liniei de cale ferată între km.25+388 - 25+446, în lungime de 58m..... | 213 |
| 6.2.4.3. Refacerea șanțului existent pe partea stângă a căii ferate între km.25+150 - km.25+441, pe o lungime de 270m..... | 214 |
| 6.2.4.4. Retrasare curbe și rectificarea niveletei..... | 215 |
| 6.2.5. Concluzii..... | 215 |
| 6.3. Refacere și consolidare zid de sprijin pe linia de cale ferată 116 Simeria - Petroșani km.60+700 - km.60+800..... | 220 |
| 6.3.1. Caracterizare generală a traseului liniei de cale ferată 116 Simeria - Petroșani..... | 220 |
| 6.3.2. Descrierea fenomenului de instabilitate a versantului și de cedare a zidului de sprijin de la km.60+700 - 60+800..... | 222 |
| 6.3.3. Investigații geotehnice..... | 224 |
| 6.3.4. Lucrări proiectate..... | 225 |
| 6.3.4.1. Lucrări de sprijinire a versantului între km.60+721 și km.60+781..... | 227 |
| 6.3.4.2. Lucrări de consolidare a zidului de sprijin existent..... | 228 |
| 6.3.4.3. Șanț de gardă pereat..... | 229 |
| 6.3.4.4. Drenuri transversale pe versant cu spice..... | 230 |
| 6.3.4.5. Terasare versant..... | 231 |
| 6.3.5. Concluzii..... | 235 |
| Cap.7 Concluzii finale..... | 236 |
| 7.1. Concluzii generale..... | 236 |
| 7.2. Contribuții personale ale autorului..... | 237 |
| 7.3. Direcții viitoare de cercetare..... | 241 |

Lista tabelelor

| | |
|---|-----|
| Tabel 2.1. Influența maselor suspendate și nesuspendate asupra coeficientului dinamic..... | 28 |
| Tabel 4.1. Valorile unghiurilor β_1 și β_2 | 99 |
| Tabel 5.1. Prezentare puncte periculoase de categoria I..... | 130 |

Lista figurilor

| | |
|--|----|
| Fig.1.1. Rețeaua de linii de cale ferată din România..... | 19 |
| Fig.1.2. Coridoarele TEN stabilite a traversa România..... | 19 |
| Fig.2.1. Deformația fibrei medii a șinei (curba Zimmerman)..... | 24 |
| Fig.2.1.a. Deformația fibrei medii a traversei..... | 26 |
| Fig.2.1.b. Schema sarcinilor pe roată raportate la o traversă..... | 27 |
| Fig.2.2. Diagrama de distribuție a presiunilor pe talpa traversei..... | 30 |
| Fig.2.2.a. Diagrama simplificată de distribuție a presiunilor pe talpa traversei folosită în calcule aproximative..... | 31 |
| Fig.2.3. Distribuția presiunii..... | 32 |
| Fig.2.3.a. Transmiterea presiunilor într-un mediu granular..... | 32 |
| Fig.2.4. Liniile hiperbolice de extindere a presiunilor în adâncime, în planul transversal al traverselor și diagramele presiunilor la diferite niveluri..... | 33 |
| Fig.2.5. Liniile hiperbolice de distribuire a presiunilor în adâncime, în planul longitudinal al traverselor și diagrama presiunilor la nivelul de uniformizare..... | 34 |
| Fig.2.6. Reducerea schemei de încărcare a terasamentelor..... | 34 |
| Fig.2.7. Schema A de încărcare a rambleurilor și debleurilor (sarcina maximă la nivelul platformei)..... | 36 |
| Fig.2.8. Schema B de încărcare a rambleurilor și a debleurilor..... | 37 |
| Fig.2.9. Schema C de încărcare a rambleurilor..... | 38 |
| Fig.2.10. Schema de încărcare a rambleurilor și debleurilor..... | 39 |
| Fig.2.11. Schema E de încărcare a rambleurilor expuse la alunecări..... | 40 |
| Fig.2.12. Schema F de încărcare a terenului de bază..... | 40 |
| Fig.2.13. Schema G simplificată, de încărcare a terenului de bază..... | 41 |
| Fig.2.14. Schema H simplificată (fără sarcini de circulație), de încărcare a terenului de bază..... | 41 |
| Fig.2.15. Schema I simplificată, de încărcare a terenurilor de bază în debleuri..... | 42 |
| Fig.2.16. Determinarea tensiunilor în rambleu..... | 43 |
| Fig.2.16.a. Schema de încărcare în cazul rambleurilor cu contur complex..... | 43 |
| Fig.2.17. Distribuția tensiunilor în rambleu la diferite niveluri..... | 44 |
| Fig.2.18. Calculul tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri..... | 44 |
| Fig.2.19. Diagramele de variație a tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri..... | 45 |
| Fig.2.20. Distribuția tensiunilor la diferite niveluri provenite din greutatea proprie și sarcini utile..... | 45 |
| Fig.2.21. Schema debleurilor în vederea calcului eforturilor..... | 46 |
| Fig.2.22. Diagramele de încărcare la debleuri provenind din greutatea taluzurilor și circulație..... | 46 |
| Fig.3.1. Tasări normale de stabilizare în corpul rambleului..... | 50 |
| Fig.3.2. Lăsături din prima perioadă de tasare..... | 50 |
| Fig.3.3. Deformațiile platformei sub forma de albie..... | 51 |
| Fig.3.4. Tasarea terenului de bază..... | 52 |
| Fig.3.5. Tasarea terenului de bază la debleuri..... | 52 |
| Fig.3.6. Tasări în urma contracțiilor..... | 53 |
| Fig.3.7. Tasări în urma contracțiilor de profil mixt..... | 53 |
| Fig.3.8. Adâncituri superficiale..... | 54 |

| | |
|---|----|
| Fig.3.9. Pungi de balast formate în rambleu..... | 55 |
| Fig.3.10. Pungi de balast formate în debleu..... | 55 |
| Fig.3.11. Umflări prin îngheț formate la rambleuri..... | 56 |
| Fig.3.12. Umflări prin acțiunea apei sub presiune la debleuri..... | 57 |
| Fig.3.13. Refularea taluzurilor în rambleu..... | 57 |
| Fig.3.14. Refularea terenului de bază la rambleuri..... | 58 |
| Fig.3.15. Refularea taluzurilor la debleuri..... | 58 |
| Fig.3.16. Refularea șanțurilor la debleuri..... | 59 |
| Fig.3.17. Refularea platformei căii..... | 59 |
| Fig.3.18. Refularea taluzului amonte..... | 60 |
| Fig.3.19. Alunecări superficiale la rambleuri..... | 61 |
| Fig.3.20. Alunecări de profunzime..... | 61 |
| Fig.3.21. Alunecări plastice (lățiri) la rambleuri..... | 62 |
| Fig.3.22. Alunecări pe suprafața de contact dintre rambleuri și terenul de bază..... | 63 |
| Fig.3.23. Alunecări în terenul de baza la rambleuri..... | 63 |
| Fig.3.24. Alunecarea superficială deplasivă..... | 64 |
| Fig.3.25. Alunecare superficială detrusivă..... | 65 |
| Fig.3.26. Alunecarea de profunzime deasupra platformei..... | 65 |
| Fig.3.27. Alunecare de profunzime după suprafețe preexistente..... | 66 |
| Fig.3.28. Alunecări de profunzime depășind adâncimea platformei..... | 66 |
| Fig.3.29. Alunecare (curgere) plastică în taluzul debleului..... | 67 |
| Fig.3.30. Alunecări superficiale aval..... | 67 |
| Fig.3.31. Alunecări superficiale amonte..... | 68 |
| Fig.3.32. Alunecări de profunzime amonte..... | 68 |
| Fig.3.33. Alunecări pe terenul natural..... | 68 |
| Fig.3.34. Alunecări de profunzime sub nivelul platformei..... | 69 |
| Fig.3.35. Ravinări..... | 69 |
| Fig.3.36. Eroziuni..... | 70 |
| Fig.3.37. Eroziuni interioare (sufozii)..... | 70 |
| Fig.3.38. Ravinare în debleu..... | 71 |
| Fig.3.39. Eroziuni interioare (sufozii) în debleu..... | 71 |
| Fig.3.40. Prăbușiri pe goluri..... | 72 |
| Fig.3.41. Prăbușiri în urma eroziunilor..... | 72 |
| Fig.3.42. Prăbușiri de loess..... | 73 |
| Fig.3.43. Variația coeficientului de frecare în funcție de accelerația relativă a vibrației..... | 77 |
| Fig.3.44. Variația coeficientului de frecare interioară în funcție de frecvența vibrațiilor..... | 77 |
| Fig.4.1. Rezistența la forfecare..... | 80 |
| Fig.4.2.a. Dreapta intrinsecă - pământ necoeziv..... | 81 |
| Fig.4.2.b. Dreapta intrinsecă - pământ coeziv..... | 81 |
| Fig.4.3. Condiția de echilibru în funcție de eforturile principale..... | 82 |
| Fig.4.4. Cercul lui Mohr..... | 83 |
| Fig.4.5. Curba intrinsecă..... | 84 |
| Fig.4.6. Curba intrinsecă și cercurile Mohr pentru limita echilibrului..... | 84 |
| Fig.4.7.a. Condiția de rupere pentru pământurile necoezive - îndeplinită..... | 85 |
| Fig.4.7.b. Condiția de rupere pentru pământurile necoezive - neîndeplinită..... | 85 |
| Fig.4.8. Condiția de rupere pentru pământuri coezive..... | 86 |
| Fig.4.9.a. Variația lui τ_f în funcție de deplasare - nisip afânat..... | 88 |

| | |
|---|-----|
| Fig.4.9.b. Variația lui τ_f în funcție de deplasare - nisip îndesat..... | 88 |
| Fig.4.10. Curba de variație $\tau_f - \delta$ la pământurile coezive..... | 90 |
| Fig.4.11. Influența umidității asupra rezistenței la forfecare a argilelor..... | 90 |
| Fig.4.12. Diagrama de încărcare - tasare..... | 91 |
| Fig.4.13.a. Fazele deformării pământului - faza îndesării..... | 92 |
| Fig.4.13.b. Fazele deformării pământului - faza alunecări..... | 92 |
| Fig.4.14. Dezvoltarea zonelor plastice..... | 92 |
| Fig.4.15. Cedarea terenului de fundare..... | 93 |
| Fig.4.16. Definirea coeficientului de siguranță..... | 95 |
| Fig.4.17. Metoda fâșiilor..... | 99 |
| Fig.4.18. Determinarea coeficientului de siguranță minim..... | 101 |
| Fig.4.19. Graficul lui Jambu pentru determinarea centrului suprafeței critice de alunecare..... | 102 |
| Fig.4.20. Metoda forțelor orizontale..... | 103 |
| Fig.4.21. Metoda cercului de frecare (schema de încărcare)..... | 105 |
| Fig.4.22.a. Metoda cercului de frecare - determinarea suportului forței de coeziune..... | 106 |
| Fig.4.22.b. Metoda cercului de frecare - poligonul forțelor..... | 106 |
| Fig.4.23. Schema de determinare grafică a factorului de stabilitate..... | 106 |
| Fig. 4.24. Forțele care acționează asupra fâșiei verticale..... | 107 |
| Fig.4.25. Metoda Bishop - Morgenstern a fâșiilor..... | 110 |
| Fig. 4.26. Analiza eforturilor totale..... | 112 |
| Fig.4.27. Scăderea bruscă a nivelului apei din exterior..... | 113 |
| Fig.4.28. Acțiunea hidrodinamică asupra unui taluz..... | 114 |
| Fig.4.29. Acțiunea hidrodinamică asupra unui taluz din nisip..... | 115 |
| Fig.4.30. Profil transversal la rambleurile inundabile..... | 117 |
| Fig.4.31. Taluz supus la acțiunea forțelor seismice..... | 118 |
| Fig.4.32. Schemă de discretizare a unui masiv de pământ taluzat..... | 122 |
| Fig.4.33. Diferențierea câmpului de deplasări în funcție de condițiile de margine..... | 123 |
| Fig.4.34.a. Calculul în etape în funcție de fazele de execuție a lucrării - etapa 1..... | 123 |
| Fig.4.34.b. Calculul în etape în funcție de fazele de execuție a lucrării - etapa i..... | 123 |
| Fig.4.35. Schema de solicitare reprezentată prin eforturile inițiale..... | 125 |
| Fig.4.36. Definirea suprafeței de alunecare în funcție de parametrul λ | 126 |
| Fig.5.1. Zid de sprijin degradat pe linia de cale ferată Orșova - Băile Herculane km.392+400 - km.392+550..... | 132 |
| Fig.5.2. Căderi stânci în cap X stația Băile Herculane km.404+950..... | 133 |
| Fig.5.3. Căderi de stânci în linia 2 stația Băile Herculane km.405+070 - km.405+220 | 133 |
| Fig.5.4. Căderi de stânci la portalul de ieșire din tunelul de la km.405+070 - km.405+220..... | 134 |
| Fig.5.5. Versant instabil între stațiile de cale ferată Crușovăț și Domașnea km.428+750 - km.428+800..... | 135 |
| Fig.5.6. Alunecare versant între stațiile de cale ferată Teregova și Armeniș km.446+200 - km.446+350..... | 135 |
| Fig.5.7. Terasament afectat de alunecarea versantului km. 446+200 - km.446+350..... | 136 |

12 Lista figurilor

| | |
|--|-----|
| Fig.5.8. Rularea împletiturii TECMAT pe versant..... | 137 |
| Fig.5.9. Execuția forajelor pentru tiranți..... | 137 |
| Fig.5.10. Detaliu protejare taluz..... | 138 |
| Fig.5.11. Șanț din beton armat pentru asigurarea scurgerii apelor..... | 138 |
| Fig.5.12. Tunel cu probleme tehnice între Teregova și Armeniș km.446+811 - km.447+080..... | 139 |
| Fig.5.13. Portalul de intrare al tunelului de la km.446+811 - km.447+080..... | 139 |
| Fig.5.14. Fenomenul de eroziune la sfertul de con al podului de la km.448+075..... | 140 |
| Fig.5.15. Porțiunea de linie situată între km.456+400 - km.456+500..... | 141 |
| Fig.5.16. Șanț de colectare al apei situat perpendicular pe calea ferată..... | 141 |
| Fig.5.17. Linia de cale ferată Slatina Timiș - Vălișoara km.459+500 - km.460+000..... | 142 |
| Fig.5.18. Fenomenul de afuiere a pilei podului km.456+276..... | 143 |
| Fig.5.19. Pilă degradată la podul de la km.469+553 dintre stațiile Turdaș și Simeria linia 200..... | 143 |
| Fig.5.20. Stația de cale ferată Brănișca linia 200 km.495+381..... | 144 |
| Fig.5.21. Stația de cale ferată Brănișca linia 200 dubla II km.494+900 - km.496+100..... | 145 |
| Fig.5.22. Stația de cale ferată Brănișca linia 200 trecere la nivel km.495+465..... | 145 |
| Fig.5.23. Apa stagnează la baza terasamentului linia 200, km.510+300 - km.510+600..... | 146 |
| Fig.5.24. Linia industrială cap.X stația Gurasada km.510+300 - km.510+600..... | 147 |
| Fig.5.25. Podeț colmatat la capătul X stația Gurasada..... | 147 |
| Fig.5.26. Albie pârâu colmatată linia 200 stația Câmpuri Surduc km.514+657..... | 148 |
| Fig.5.27. Podeț km.514+657 linia 200 dubla II..... | 148 |
| Fig.5.28. Lărgirea albiei unui pârâu km.514+657 linia 200 dubla II..... | 149 |
| Fig.5.29. Terasament instabil km.628+350 - km.628+600..... | 150 |
| Fig.5.30. Fenomenul de eroziune a malului km. 36+660 - km.36+685, linia 116..... | 151 |
| Fig.5.31. Consolidarea culee cu traverse de beton armat pod km.36+673, linia 116..... | 151 |
| Fig.5.32. Instabilitate în corpul terasamentului km.58+150 - km.58+250, linia 116..... | 152 |
| Fig.5.33. Instabilități ale rambleului km.58+150 - km.58+250 linia 116..... | 152 |
| Fig.5.34. Crăpături în zidul de sprijin km.58+900 - km.59+100..... | 153 |
| Fig.5.35. Alunecare de versant km.58+900 - km.59+100..... | 154 |
| Fig.5.36. Alunecare în corpul terasamentului km.60+585 linia 116..... | 154 |
| Fig.5.37. Denivelări pe capătul X al stației Merișor km. 61+740 - 61+790..... | 155 |
| Fig.5.38. Ebulment la capătul X al stației Merișor..... | 155 |
| Fig.5.39. Peronul liniei 2 afectat de alunecare..... | 155 |
| Fig.5.40. Fisuri și crăpături la portalul de intrare tunel km.63+315 - km.63+407..... | 156 |
| Fig.5.41. Detaliu interior tunel km.66+660 - km.67+277..... | 157 |
| Fig.5.42. Podeț colmatat stația Bănița..... | 159 |
| Fig.5.43. Eroziune mal linia 116 Simeria - Livezeni km.71+500 - km.71+800..... | 159 |

| | |
|---|-----|
| Fig.5.44. Consolidare versant linia 116 Simeria - Livezeni km.73+960 - km.74+100..... | 160 |
| Fig.5.45. Șanț din elemente prefabricate km.73+960 - km.74+283..... | 160 |
| Fig.5.46. Versant instabil linia 116 Simeria - Livezeni km.73+960 - km.74+283..... | 161 |
| Fig.5.47. Platforma stației Livezeni - linii desființate..... | 162 |
| Fig.5.48. Zone noroioase în stația Livezeni..... | 162 |
| Fig.5.49. Alunecare taluz debleu linia 130 Berzovia - Oravița km.16+500 - km.16+700..... | 163 |
| Fig.5.50. Soluție propusă pentru consolidarea taluzului..... | 164 |
| Fig.5.51. Detaliu element prefabricat..... | 164 |
| Fig.5.52. Detaliu cap ancoră..... | 165 |
| Fig.5.53. Linia 130 Berzovia - Oravița km.33+600 - km.35+000..... | 166 |
| Fig.5.54. Alunecare taluz linia 130 Berzovia - Oravița km.54+475 - km.54+525..... | 166 |
| Fig.5.55. Eroziune mal - linia 130 Berzovia - Oravița km.70+700 - km.70+800..... | 167 |
| Fig.5.56. Versant stâncos - linia 131 Oravița - Anina km.8+900 - km.9+100..... | 168 |
| Fig.5.57. Crăpături în masivul de stâncă km.8+900 - km.9+100..... | 168 |
| Fig.5.58. Zid de sprijin distrus linia 131 Oravița - Anina km.9+050 - km.9+200..... | 169 |
| Fig.5.59. Traseu de coastă linia 131 Oravița - Anina km.17+900 - km.23+500..... | 169 |
| Fig.5.60. Portal intrare tunel km.19+673..... | 170 |
| Fig.5.61. Intradosul tunelului - zidărie din moloane..... | 171 |
| Fig.5.62. Intradosul tunelului - săpătură în stâncă..... | 171 |
| Fig.5.63. Prelungire aripă tunel km.25+356 - km.26+016..... | 171 |
| Fig.5.64. Alunecare de taluz debleu linia Brebu - Reșița Nord km.24+300 - km.24+500..... | 172 |
| Fig.5.65. Straturile din pământ vizibile la locul producerii alunecării taluzului..... | 172 |
| Fig.5.66. Linia 227 Mintia - Chișcădaga km.7+480 - km.7+640..... | 173 |
| Fig.5.67. Făgașe produse pe taluz de ploile torențiale km.7+480 - km.7+640..... | 174 |
| Fig.5.68. Alunecare taluz debleu..... | 175 |
| Fig.5.69. Zid de sprijin distrus în urma producerii unei alunecări de teren km.25+790 - km.26+000..... | 176 |
| Fig.5.70. Saltele flexibile din beton..... | 180 |
| Fig.5.71. Baraje de fund..... | 180 |
| Fig.5.72. Îmbrăcămintă de nuielă..... | 181 |
| Fig.5.73. Epiuri (pinteni)..... | 183 |
| Fig.5.74. Gabioane tip cutie..... | 183 |
| Fig.5.75. Gabioane cilindrice..... | 184 |
| Fig.5.76. Rectificarea cursului prin corectarea cotului..... | 185 |
| Fig.5.77. Fascinaje..... | 187 |
| Fig.5.78. Cleionaje..... | 188 |
| Fig.5.79. Baraje de reținere..... | 189 |
| Fig.5.80. Stabilizarea unui versant cu ancore..... | 190 |
| Fig.5.81. Utilizarea geosinteticelelor la realizarea infrastructurii feroviare în România..... | 193 |

| | |
|---|-----|
| Fig.5.82. Sporirea dimensiunilor rambleurilor și creșterea stabilității taluzurilor..... | 194 |
| Fig.6.1. Zona traseului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad..... | 197 |
| Fig.6.2. Detaliu geologic pentru linia de cale ferată 317 Sântana - Brad..... | 198 |
| Fig.6.3. Terasament km.112+100 - km.112+300..... | 199 |
| Fig.6.4. Terasament km.112+140 - aprilie 2005..... | 199 |
| Fig.6.5. Profil transversal km.112+146,20..... | 200 |
| Fig.6.6. Diagrama distribuției granulometrice a pământului din corpul terasamentului..... | 201 |
| Fig.6.7. Diagrama distribuției granulometrice a pământului din malul erodat..... | 201 |
| Fig.6.8. Schema de calcul a verificării stabilității taluzului..... | 202 |
| Fig.6.9. Profil transversal al canalului corector..... | 203 |
| Fig.6.10. Profil transversal al canalului corector km.122+024..... | 203 |
| Fig.6.11. Secțiune dig aparare canal corector..... | 204 |
| Fig.6.12. Zona traseului liniei de cale ferată Ilia - Lugoj..... | 205 |
| Fig.6.13. Detaliu geologic pentru traseul liniei c.f. Ilia - Lugoj..... | 206 |
| Fig.6.14. Terasament km.25+375..... | 206 |
| Fig.6.15. Linia de cale ferată Ilia - Lugoj km.25+350 - km.25+500 înainte de închiderea totală a circulației..... | 207 |
| Fig.6.16. Strat de zgură negricioasă în corpul rambleului..... | 208 |
| Fig.6.17. Teren natural - formațiuni argiloase..... | 209 |
| Fig.6.18. Refacere terasament km.25+315 - km.25+435..... | 213 |
| Fig.6.19. Lucrări de consolidare executate..... | 212 |
| Fig.6.20. Contrabanchetă armată cu geogriile..... | 214 |
| Fig.6.21. Șanț pentru scurgerea apelor..... | 215 |
| Fig.6.22. Profil transversal la km.25+400..... | 217 |
| Fig.6.23. Profil transversal la km.25+413,500..... | 218 |
| Fig.6.24. Profil transversal la km.25+425..... | 219 |
| Fig.6.25. Traseul liniei de cale ferată Simeria - Petroșani..... | 220 |
| Fig.6.26. Detaliu geologic pe traseul liniei de cale ferată Simeria - Petroșani..... | 221 |
| Fig.6.27. Linia de cale ferată 116 Simeria - Livezeni km.60+750..... | 222 |
| Fig.6.28. Alunecare versant peste zidul de sprijin..... | 223 |
| Fig.6.29. Deplașarea fâșiilor prefabricate și cedarea elevației..... | 224 |
| Fig.6.30. Prăbușirea completă a zidului de sprijin..... | 224 |
| Fig.6.31. Lucrări de consolidare executate..... | 226 |
| Fig.6.32. Coloane din b.a. solidarizate cu grinda din b.a. și ancore cu tiranți pretensionați..... | 227 |
| Fig.6.33. Ranforți din b.a. dispuși la rosturile verticale dintre fâșiile prefabricate..... | 228 |
| Fig.6.34. Tiranți..... | 229 |
| Fig.6.35. Pretensionarea tiranților..... | 229 |
| Fig.6.36. Șanț de gardă perat km.60+650 - km.60+925..... | 229 |
| Fig.6.37. Profil transversal km.60+875..... | 230 |
| Fig.6.38. Evacuarea apei prin barbacane și șanțul de de gardă..... | 230 |
| Fig.6.39. Terasarea și evacuarea apelor de pe versant..... | 231 |
| Fig.6.40. Detalii terasare versant și evacuarea apei..... | 231 |
| Fig.6.41. Profil transversal km.60+787,50..... | 232 |
| Fig.6.42. Profil transversal km.60+812,50..... | 233 |
| Fig.6.43. Profil transversal km.60+837,50..... | 234 |

Cap.1. INTRODUCERE

Istoria a demonstrat că întreaga dezvoltare a societății omenești 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. De aceea, se poate spune că pentru a avea o economie puternică și sănătoasă este necesar să se asigure în primul rând căi de comunicație corespunzătoare.

Din analiza dezvoltării diferitelor ramuri de transport se constată că, deși volumul de mărfuri transportate pe calea ferată scade procentual și crește cel transportat cu mijloace rutiere, în special pe distanțe scurte, totuși cantitativ crește volumul de mărfuri transportate 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 baza pentru construcții, apare mai justificată folosirea mijloacelor pe calea ferată. Totodată necesitatea alinierii la standardele europene în ceea ce privește protecția mediului, impune dezvoltarea cât mai rapidă a transportului intermodal [58].

1.1. Istoricul dezvoltării căilor ferate pe teritoriul României.

Începutul secolului al XIX-lea marchează nașterea căii ferate, adevărată aventură tehnică feroviară, care a schimbat viața și condițiile existențiale ale locuitorilor planetei.

Inevitabil, pentru a se impune și menține importanța ca transportator, căile ferate au luptat din greu cu un concurent puternic: transportul auto.

La 15 septembrie 1830, se deschidea în Anglia prima cale ferată din lume, între orașele Liverpool și Manchester. La 27 octombrie 1831 linia a fost vizitată de tânărul bursier român Petrarhe Poenaru, care, în raportul său oficial, spunea printre altele: "Am făcut această călătorie cu un nou mijloc de transport, care este una din minunile industriei secolului: douăzeci de trăsuri legate unele cu altele, încărcate cu 240 de persoane sunt trase deodată de o singură mașină cu aburi...". Acesta fost primul român care a călătorit cu trenul.

În România căile ferate au o istorie de mai bine de 125 de ani. De-a lungul acestei perioade, calea ferată a fost un motor al progresului tehnic și economic al societății.

Directorul districtului minier din munții Banatului, Gustav Granzsteim, prin memoriul său adresat Baronului Kubek - șeful Administrației Averilor Imperiale de la

Viena - în anul 1845, atrăgea atenția asupra importanței economice a extragerii cărbunelui din zona Aninei. Aceasta era o importantă sursă de alimentare cu cărbune, la Baziaș, a liniilor de navigare pe Dunăre.

Între anii 1845 - 1846 statul austriac pune stăpânire pe toate minele particulare de cărbune din Munții Aninei. La 31 octombrie 1846 Cancelaria de la Viena aprobă planul de construire a unei căi ferate cu tracțiune cabalină, care să transporte carbunele de la Anina la Oravița, ca și construcția fără întârziere a unei căi ferate normale de la Oravița până în portul Baziaș de la Dunăre.

Prima linie din lume construită pentru transportul mărfurilor a fost realizată în Anglia(1825), între orașele Stokton și Darlington ea fiind denumită și "linia cărbunelui". Coincidența face ca în România, tot prima linie de cale ferată pentru transportul mărfurilor să fie tot o "linie a cărbunelui", între orașele Oravița și Baziaș din sud - vestul țării.

Între anii 1864 -1880, în Principatele Române construcția de "drumuri de fier" a început prin câteva linii construite de concesiuni străine: Barkley, Strousberg și Offenheim.

Concesiunea Barkley:

La 1 septembrie 1865, sub domnitorul Alexandru Ioan Cuza, Guvernul Român dă în construcție companiei engleze John Trevor-Barkley, linia de cale ferată București - Giurgiu, linie care a fost terminată la 26 august 1869. Atunci regele Carol I a putut pleca cu primul tren românesc de la București la Giurgiu și de acolo, cu vaporul, mai departe la Viena.

După inaugurarea oficială, linia a fost dată în exploatare pentru transportul de călători la 19 octombrie 1869, sub direcția francezului Dubois.

Concesiunea Strousberg:

În septembrie 1866 Parlamentul Român votează legea pentru concesiunea construcției liniei Vârciorova - București - Buzău - Brăila - Galați - Tecuci - Roman și Tecuci - Bârlad, în lungime totală de 915km, unui consorțiu german în frunte cu doctorul Strousberg. Concesiunea era dată pentru o perioadă de 90 de ani, prețul construcției fiind de 270.000 franci aur/km. Statul Român garanta 7,5% din capitalul investit, drept dobândă și amortisment.

Pentru obținerea capitalului necesar construcției, consorțiul era autorizat să emită obligațiuni a căror dobândă era plătită pe timpul construcției de către consorțiu, iar după terminarea lucrărilor și darea liniilor în exploatare, de către Statul Român, din venitul obținut prin exploatarea căii ferate. La 10 septembrie 1868 se pune piatra fundamentală a Gării de Nord din București, iar la 27 decembrie 1870 se deschide provizoriu linia de cale ferată București - Buzău - Brăila - Galați - Tecuci - Roman. În primăvara anului 1871 ploile distrug o parte a liniei întrerupând circulația. Guvernul Român refuză în consecință plata către companie a cuponului pe ianuarie 1871, iar Compania Strousberg neîndeplinindu-și obligațiunile, a fost înlocuită prin "Noua Societate a Acționarilor CFR".

Concesiunea Offenheim:

La 24 mai 1868 și în condiții aproape similare cu concesiunea Strousberg, Statul Român încheie cu consorțiul Offenheim o convenție pentru construcția liniilor de cale ferată Roman - Ițcani; Pașcani - Iași și Verești - Botoșani, în lungime totală de 224km.

În decembrie 1869 se dă în circulație linia de cale ferată Roman - Ițcani; în iunie 1870 linia Pașcani - Iași și în noiembrie 1871 linia Verești - Botoșani.

1.1. - Istoricul dezvoltării căilor ferate pe teritoriul României 17

Exploatarea liniilor de cale ferată se face însă în condiții foarte proaste, statul trebuind în mod continuu să plătească anuitatea (amortismentul și dobanda cumulate în baza unui credit și care se plătesc anual) până când, la 18 decembrie 1888 este nevoit să sechestreze liniile, iar în ianuarie 1889 să le răscumpere, obligându-se la plata unei anuități de 3.865.173 lei aur.

Între timp, în urma războiului de independență din 1877, Dobrogea redevenind teritoriu românesc, Statul Român răscumpără în 1882 și linia de cale ferată Cernavodă - Constanța, construită sub Imperiul Otoman în 1860 de către aceeași companie Barkley, care construise și linia Giurgiu - București și care o exploata în acea perioadă.

Astfel, Statul Român devine proprietarul tuturor liniilor de cale ferată de pe teritoriul său, în lungime totală de 1377km, pe care le exploatează de acum înainte în regie, cu personalul și controlul său.

Prima linie de cale ferată construită de ingineri români a fost cea între Buzău și Mărășești.

La 13 septembrie 1872 s-a deschis linia de cale ferată București - Ploiești - Buzău - Galați - Barboși - Tecuci - Mărășești - Roman - Suceava.

Imediat după război, la inițiativa curajoasă a primului ministru din acea vreme Ion Brătianu, s-a hotărât să se încredințeze inginerilor români construcția liniei de cale ferată Buzău - Mărășești. Aceasta reprezenta o prioritate atât politică, strategică cât și economică pentru că lega pe drumul cel mai scurt căile ferate din Moldova cu cele din Muntenia.

La 30 martie 1879 se publică în Monitorul Oficial legea nr. 591, promulgată de Regele Carol I, prin care linia de cale ferată Buzău - Mărășești se declară de "utilitate publică", proiectele urmând să fie întocmite de Ministerul Lucrărilor Publice. Linia, în lungime de 90km a fost studiată, proiectată și executată între 1 mai 1879 și 1 iunie 1881, de către Inspectorul General, ing. Dimitrie Frunză, împreună cu un grup de 22 de tineri ingineri români.

Construcția liniei a costat 8.548.675,4 lei aur, respectiv 93.214 lei aur/km, față de 306.000 lei aur/km reprezentând costul liniilor executate de concesionarii străini.

Inaugurarea oficială a liniei de cale ferată Buzău - Mărășești s-a făcut la 18 octombrie 1881 în prezența Regelui Carol I și a Reginei Elisabeta, a Primului Ministru Ion Brătianu, membrii ai Guvernului și Conducători ai Direcției Generale CFR precum și a unui numeros public.

Căile ferate au pătruns în vechile provincii istorice ale României de astăzi pentru prima dată în Banat (1854), apoi în Dobrogea (1860), Transilvania (1868), Muntenia (1869), Moldova și Bucovina (1869) și Oltenia (1875).

În 1918, Regatul României s-a unit cu regiunile Transilvania, Banat, Basarabia și Bucovina pentru a forma România Mare. Ca urmare, toate căile ferate din aceste regiuni, care au aparținut înainte Austro - Ungariei și Rusiei au intrat în proprietatea C.F.R.. Acest eveniment a fost unul important în istoria C.F.R., deoarece uzina de vagoane de la Arad, aflată înainte sub control Austro - Ungar, a intrat în proprietatea C.F.R., astfel a început fabricarea a numeroase materiale rulante și locomotive pentru C.F.R.. Tot în această perioadă au fost introduse locomotivele diesel.

După anul 1880, mai multe linii de cale ferată au fost dublate, pentru a permite circulația simultană în ambele sensuri și deci un trafic mai mare. Prima linie dublă de cale ferată a fost deschisă la 25 ianuarie 1895 pe distanța de 14km dintre Iași și Lețcani, cu scopul de a facilita lucrările de construcție a liniei Iași - Dorohoi.

În continuare au fost dublate liniile de cale ferată:

- București - Ploiești (1891 - 1909)
- Ploiești - Câmpina (1910 - 1912)
- Constanța - Cernavodă (1931)
- Adjud - Tecuci (1933)
- Teiuș - Apahida (1938-1940)
- Câmpina - Brașov (1938-1941)
- Buzău - Mărășești (1940-1942)

Pe lângă creșterea traficului feroviar și al construcției de noi linii de cale ferată, în special în zonele rurale, electrificarea și dublarea liniilor au ocupat un loc important.

Prima linie de cale ferată electrificată a fost București - Brașov, pe care volumul de pasageri și marfă era foarte mare. Primul proiect pentru electrificarea unor porțiuni din această linie a fost realizat în 1913 de către I. S. Gheorghiu, iar pentru demararea lucrărilor guvernul a luat o serie de hotărâri în anii 1929, 1934 și 1942, urmând ca din 1942 să se treacă la realizarea proiectului. Din cauza războiului lucrul la electrificare a început însă abia în 1959, iar prima porțiune electrificată, Brașov - Predeal a fost deschisă la 9 decembrie 1965. La 20 aprilie 1966 s-a deschis o nouă porțiune, Predeal - Câmpina. Linia a fost totalmente electrificată la 16 februarie 1969 și a funcționat cu energie electrică la tensiunea de 25.000V și frecvența de 50Hz.

Pe parcursul timpului au fost dublate și mai multe linii de cale ferată din țară:

- Făurei - Galați (1965-1971);
- Pantelimon - Cernavodă (1969-1971);
- București - Roșiori de Vede - Craiova (1965-1972);
- Chitila - Golești (1968-1972);
- Brașov - Câmpul Libertății (1970-1974);
- Adjud - Suceava (1972-1975).

La sfârșitul anilor 1960, locomotivele cu abur au fost complet scoase din circulație, fiind înlocuite cu locomotivele diesel și electrice și vagoane construite la uzina Astra Vagoane Arad.

1.2. Probleme actuale ale transportului pe calea ferată în România.

În prezent rețeaua feroviară din România cuprinde 8 magistrale (fig.1.1), și anume:

- 200: Brașov - Podu Olt - Sibiu - Vințu de Jos - Simeria - Arad - Curtici (470km);
- 300: București Nord - Brașov - Sighișoara - Teiuș - Războieni - Cluj Napoca - Oradea (647km);
- 400: Brașov - Siculeni - Deda - Dej - Baia Mare - Satu Mare (518km);
- 500: București Nord - Ploiești Sud - Adjud - Pașcani - Suceava - Vicșani (488km);
- 600: Făurei - Tecuci - Bârlad - Crasna - Vaslui - Iași - Ungheni (395km);
- 700: București Nord - Urziceni - Făurei - Brăila - Barboși - Galați (229km);
- 800: București Nord - Ciulnița - Fetești - Medgidia - Constanța - Mangalia (268km);
- 900: București Nord - Roșiori Nord - Craiova - Filiași - Caransebes - Lugoj - Timișoara Nord (533km).

1.2. - Probleme actuale ale transportului pe calea ferată în România 19

Întreaga rețea a CFR, alcătuită din linii de cale ferată principale și secundare însumează 13.807km și împreună cu cei 6.923km de linii existente în stații formează rețeaua feroviară a României. Din cei 20.730km aflați în exploatarea CFR, 17.535km aparțin rețelei publice, iar 3.197km celei private. Rețeaua feroviară publică aparține statului și este atribuită în concesiune Companiei Naționale de Căi Ferate "CFR" - SA.

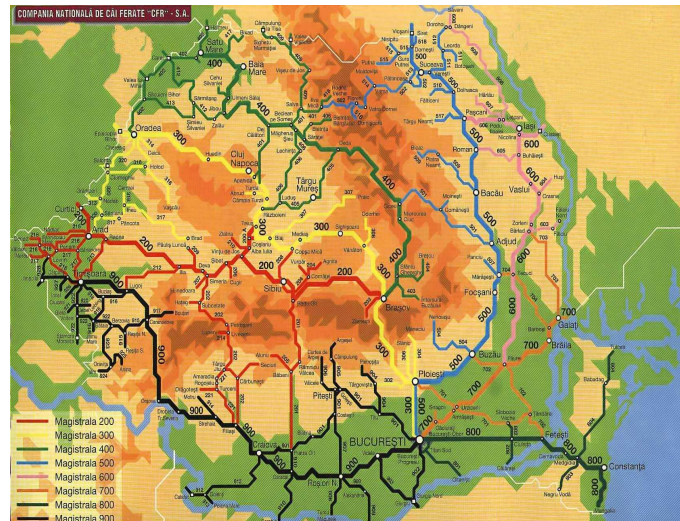


Fig.1.1. Rețeaua de linii de cale ferată din România

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

Aceste aspecte, care vizează viitorul transportului pe calea ferată în Europa și implicit și România, au fost avute în vedere la stabilirea Coridoarelor Europene de Transport, care în conformitate cu acordurile Europene și viitoarea rețea de Transport European (TEN), traversează și România (fig.1.2).



Fig.1.2. Coridoarele TEN stabilite a traversa România

1.3. Rolul și importanța infrastructurii de cale ferată.

Infrastructura căii cuprinde totalitatea construcțiilor prin care se realizează platforma căii (terasamente și lucrări de artă), fiind elementul care asigură siguranța suprastructurii de cale ferată și implicit a transportului pe calea ferată. În funcție de capacitatea portantă și stabilitatea 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 - 20cm, ce sunt înglobate într-un strat de piatră spartă având grosimea de 25 - 35cm, acționează forțe verticale concentrate ce pot ajunge până la 120kN 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 prin care practic nu se realizau compactări eficiente, se constată la această dată numeroase degradări de terasamente și în aproape toate rambleurile 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 condițiilor de rezistență și stabilitate ale acestora, trebuie să țină cont de anumite condiții zonale (geografice, geologice, geotehnice, hidrologice) și de concluziile unei urmăriri permanente în timp a comportării în exploatare.

1.4. Obiectivele tezei de doctorat.

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

Obiectul principal al tezei constă în efectuarea unui studiu aprofundat privind condițiile de rezistență și stabilitate ale terasamentelor și lucrărilor de artă, respectiv de comportare în timp ale acestora, inclusiv propunerea unor măsuri și soluții de

remediere, concretizate la diferite puncte periculoase ale unor linii de cale ferată administrate de Regionala C.F. Timișoara.

În acest sens, pornind de la precizarea unor elemente teoretice generale care trebuie avute în vedere la efectuarea unui astfel de studiu, în teza au fost analizate și prezentate mai multe puncte periculoase de categoria I, existente pe unele linii de cale ferată din zona coordonată de Regionala C.F. Timișoara. De asemenea, au fost efectuate trei studii de caz semnificative, la care autorul a fost implicat, privind producerea în timp a unor degradări majore și instabilități ale terasamentelor de cale ferată și lucrările de artă aferente, analizând atât cauzele determinante ale acestora cât și soluțiile tehnice de remediere și consolidare, aplicate sau propuse de către autor.

Concluziile și constatările rezultate în urma studiului efectuat, completate cu unele contribuții proprii, pot constitui o bază de date și recomandări pentru executarea unor lucrări de consolidare a terasamentelor de cale ferată, afectate de diverse fenomene de instabilitate, precum și pentru luarea unor măsuri de prevenire a acestora prin lucrări de întreținere curentă.

Cap.2. ACȚIUNI STATICE ȘI DINAMICE ASUPRA TERASAMENTELOR DE CALE FERATĂ

2.1. Aspecte generale.

Terasamentele de cale ferată sunt supuse solicitărilor provenite din circulația convoaielor, greutatea proprie, precum și din alte solicitări generate de vibrațiile provocate de circulația feroviară sau 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 mărirea solicitărilor provenite 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 diferite și variabile, care transmit platformei căii, ea însăși deformabilă, solicitările provenite din acțiunea statică și dinamică a materialului rulant de cale ferată. Între vehiculele feroviare și cale există interacțiuni dinamice foarte strânse, în măsura în care materialul rulant solicită calea ferată printr-o serie de acțiuni 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 și stabilirii încărcărilor care acționează asupra terasamentelor de cale ferată constituie 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, iar 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 respectiv pe platforma căii se face în mod elastic; cedarea elastică a traverselor, a stratului de piatră spartă și a platformei căii este complexă greu de prins în coeficienți de calcul; coeficienții de elasticitate depind foarte mulți parametri; transmiterea eforturilor de la un element la celălalt 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; apariția unor 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 următoarele: sarcinile pe osie, care în ultima perioadă au crescut până la 250 - 300kN (la această dată UIC limitează această sarcină la 220kN), intensitatea sporită a traficului (convoaiele ajungând până la greutatea de 100000 - 200000kN) sporirea vitezelor de circulație la 160 - 200km/h și chiar peste această viteză.

Sarcinile verticale și solicitările pe care acestea le produc sunt amplificate cu valoarea coeficientului 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 în mod 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.

2.2. Calculul eforturilor în elementele suprastructurii și infrastructurii căii ferate.

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.

2.2.1. 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.

2.2.2. Calculul eforturilor în șina supusă la acțiuni statice.

Se consideră șina solicitată în ipotezele prezentate și ca deformația fibrei medii este conform curbei lui Zimmerman (fig.2.1), fiind descrisă de ecuația diferențială:

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = - \frac{q}{E \cdot I} \quad (2.1)$$

unde:

q - presiunea reactivă pe care o exercită mediul elastic suport asupra șinei
[daN/m]

E I - rigiditatea la încovoiere a șinei [daN/cm]

Se consideră valabilă ipoteza lui Winkler (proporționalitatea dintre presiunea reactivă și deformația elastică a șinei), exprimată prin relația:

$$q = U z \quad (2.2)$$

unde: U - coeficientul de proporționalitate având semnificația fizică de modul de elasticitate al patului elastic de rezemare a șinei (traversă + piatră spartă + terasament);

z - tasarea (deformația) șinei;

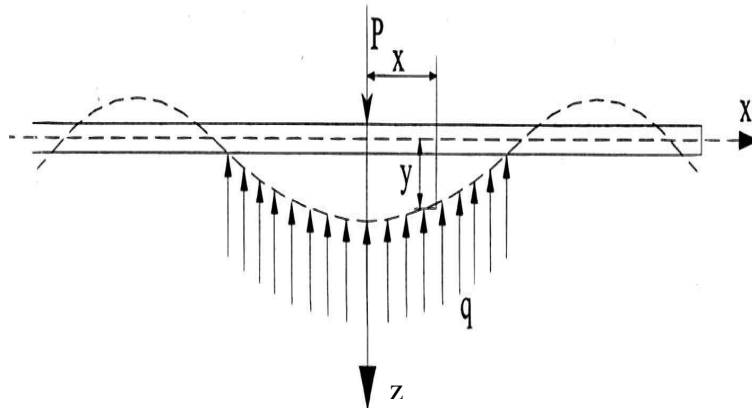


Fig.2.1. Deformația fibrei medii a șinei (curba Zimmerman)

Înlocuind relația (2.2) în ecuația (2.1) se obține:

$$EI \frac{d^4 z}{dx^4} + U z = 0 \quad (2.3)$$

Zimmerman a introdus în calcule așa numita "lungime elastică" a șinei (L_e), a cărei mărime este dată de relația:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{U}}, \text{ iar } k = \frac{1}{L_e} = \sqrt[4]{\frac{U}{EI}} \quad (2.4)$$

ținând seama de mărimea k (inversa lungimii elastice), ecuația diferențială devine:

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + 4k^4 z = 0 \quad (2.5)$$

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

$$r^4 + 4k^4 = 0$$

ale cărei rădăcini sunt:

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

Prin integrarea ecuației diferențiale (2.5) se obține soluția generală a acesteia de forma:

$$z = e^{-kx} \cdot (A \cdot \cos kx + B \cdot \sin kx) + e^{kx} \cdot (C \cdot \cos kx + D \cdot \sin kx) \quad (2.6)$$

Constantele A, B, C, D se determină din condițiile limită privind săgeata z , rotirea secțiunii $\frac{dz}{dx}$, momentul încovoietor $M = -EI \frac{d^2 z}{dx^2}$ și forța tăietoare $T = -EI \frac{d^3 z}{dx^3}$.

$$\text{Punând condițiile ca pentru } x = 0, \quad \frac{dz}{dx} = 0 \text{ și } T = -EI \frac{d^3 z}{dx^3} = \frac{P}{2},$$

$$\text{rezultă : } A = B = \frac{Pk}{2U}$$

Pentru $x = \infty$, $M = 0$ și $T = 0$, rezultând $C \cong D \cong 0$

Introducând valorile constantelor astfel obținute în ecuație se obține:

$$z = \frac{Pk}{2U} \cdot e^{-kx} \cdot (\cos kx + \sin kx) \quad (2.7)$$

Pentru momentul încovoietor $M = -EI \cdot \frac{d^2 z}{dx^2}$ se obține:

$$M = \frac{P}{4k} \cdot e^{-kx} \cdot (\cos kx - \sin kx) \quad (2.8)$$

Din relațiile de mai sus rezultă:

$$q = \frac{Pk}{2} \cdot e^{-kx} \cdot (\cos kx + \sin kx) \quad (2.9)$$

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 :

$$Q = -\frac{Pkl}{2} \cdot e^{-kx} \cdot (\cos kx + \sin kx) \quad (2.10)$$

unde: P - sarcina statică pe roată [daN]

x - distanța secțiunii transversale considerată față de punctul de aplicație a sarcinii P [cm]

l - distanța între axele traverselor [cm]

Sub aspect fizic 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 suferite 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 se indică pentru U valori variind între 70 ... 635 daN/cm², și anume:

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

În literatura sovietică pentru determinarea lui U se folosește expresia:

$$U = c \cdot \frac{\alpha \cdot a \cdot b}{2l} \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (2.11)$$

unde: c - coeficientul de tasare al patului de rezemare [daN/cm³];

a - lungimea traversei [cm];

b - lățimea tălpii traversei [cm];

l - distanța dintre axele traverselor [cm];

α - coeficientul de încovoiere a traversei care se determină prin calculul de încovoiere a traversei aceasta fiind considerată grindă continuă, finită rezemată pe mediu elastic sau pe cale experimentală. Coeficientul α este raportul dintre săgeata medie (z_{med}) și săgeata maximă (z_{max}) a fibrei medii deformată a traversei (fig. 2.1.a). Are valoare cu atât mai mică cu cât traversa este mai flexibilă.

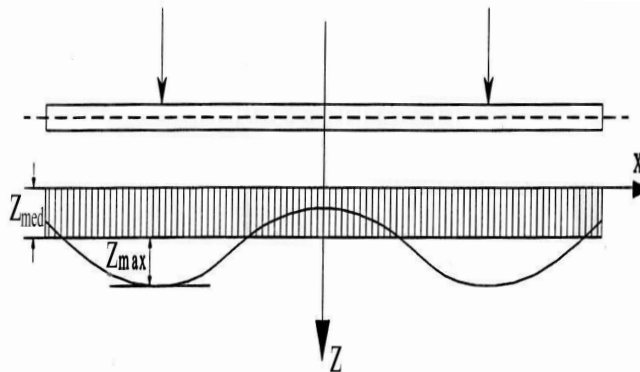


Fig.2.1.a. Deformația fibrei medii a traversei

Obișnuit, 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 a poate fi redus pînă la 0,50).

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

$$\alpha = \frac{2}{a \cdot k_t \cdot \eta_t} \quad (2.12)$$

unde: a - lungimea traversei [cm]

η_t - ordonata liniei de influență a momentului încovoiator;

k_t - coeficientul care are expresia:

$$k_t = \sqrt[4]{\frac{c \cdot b}{4 \cdot E_t \cdot I_t}} \quad [\text{cm}^{-1}] \quad (2.13)$$

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 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 $c = 500 \dots 1230 \text{ daN/cm}^3$;
- pentru traverse din lemn pe piatră spartă $c = 240 \dots 305 \text{ daN/cm}^3$.

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 înnoroit, cu atât valoarea lui U scade și deci eforturile se măresc.

La calea ferată în cazul unui convoi de sarcini statice ($P_1, P_2 \dots P_n$) valoarea sarcinii pe placa de reazem devine:

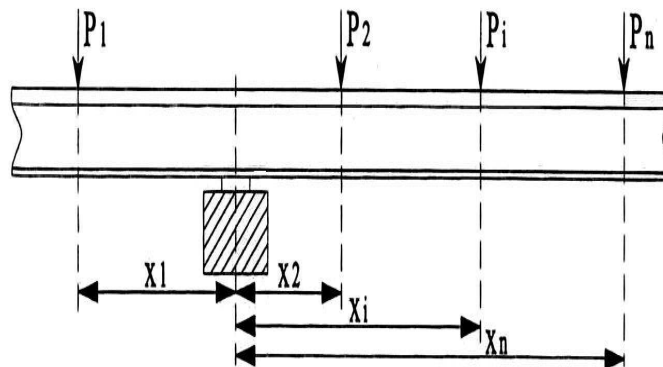


Fig. 2.1.b. Schema sarcinilor pe roată raportate la o traversă

$$Q_t = \frac{k \cdot l}{2} \sum_{i=1}^n P_i \cdot e^{-k \cdot x_i (\cos k x_i + \sin k x_i)} \quad (2.14)$$

unde: i - numărul de ordine al roții;

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

2.2.3. Calculul eforturilor în șina supusă la acțiuni dinamice.

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 (coeficientul de impact). Caracterul dinamic al forțelor și deci supraîncărcarea dinamică asupra căii și implicat 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 a 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[45] măsurătorile au condus la rezultatele prezentate în tab. 2.1:

Tabel 2.1: Influența maselor suspendate și nesuspendate asupra coeficientului dinamic.

| Tipul vehiculului | Vagoane marfă | Vagoane călători | Locomotive electrice | Turbotren |
|--------------------------------|----------------|------------------|----------------------|----------------|
| Viteza de circulație | 70...20 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% |
| Influența maselor nesuspendate | 9...17% | 30...38% | 20...38% | 50% |
| Spor total | 52...57% | 67...73% | 64...76% | 71.3% |
| Sarcina 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 cu relații de forma:

$$\rho = 1 + \frac{15V}{d_r \cdot \sqrt{U}} \quad (2.15)$$

unde: V - viteza de circulație [km/h];
 d_r - diametrul roții (valoare medie) [cm]
 U - modulul de elasticitate al rezemării [daN/cm²]

Relație folosită de căile ferate indiene:

$$k_d = 1 + \frac{V}{18 \sqrt{U}} \quad (2.16)$$

Relație folosită de căile ferate germane

$$k_d = 1 + \frac{4.5V^2}{10^5} + \frac{1.5V^3}{10^7} \quad (2.17)$$

Relație folosită de căile ferate engleze [30]:

$$k_d = 1 + \frac{V^2}{30000} \quad (2.18)$$

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

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

$$Q = Q (\rho - 1) \quad (2.19)$$

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

$$Q_d = \rho Q_{static} \quad (2.20)$$

Acceptând ipoteza Petrov că linia elastică a șinei acționată de încărcări dinamice are aceeași formă și mărime cu linia elastică a șinei încărcată cu sarcini statice de valoarea celor dinamice se obține:

$$\sigma_{real} = \sigma_{dinamic} = \rho \cdot \sigma_{static} \quad (2.21)$$

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 repartiție, terasamentului. Aceste eforturi sunt generate de diverse cauze putând fi:

- 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 încovoieră 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 și traversei, care la rândul ei predă aceste eforturi stratului de piatră spartă.

2.2.4. Calculul presiunii la contactul traversă - piatră spartă.

Traversa se consideră că este o grindă de lungime finită rezemată pe mediu elastic, având diagrama presiunilor pe piatră spartă de forma prezentată în figura 2.2.:

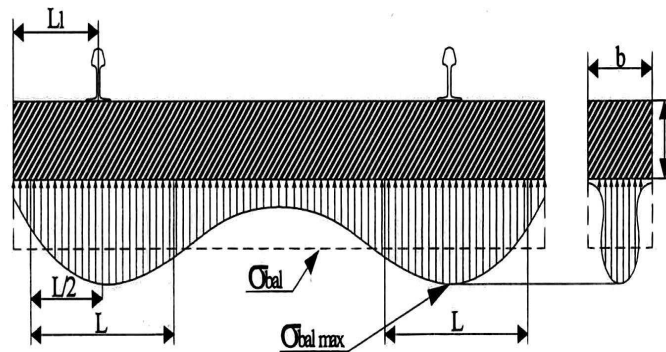


Fig. 2.2. Diagrama de distribuție a presiunilor pe talpa traversei

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

$$S = L b \text{ [cm}^2\text{]} \quad (2.22)$$

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

În figura 2.2 cu σ_{bal} s-a notat valoarea medie a presiunii pe piatră spartă sub talpa traversei.

Diagrama prezentată în fig.2.2, 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 măsurărilor 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.2.2. (cu notațiile b, t și L_1) este:

$$L = 2L_1 \cdot \left(1 - \frac{0.036 \cdot L_1}{\sqrt[4]{t^3}} \right) \text{ [cm]} \quad (2.23)$$

unde: L_1 și t au semnificațiile arătate în fig. 2.2

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

$$S = \alpha \Omega \quad [\text{cm}^2] \quad (2.24)$$

unde: α - este coeficientul de încovoiere al traversei (între 0,70...0,90 calculat cu formula 2.12), iar

$$\Omega = \frac{a \cdot b}{2} \quad [\text{cm}^2] \quad (2.25)$$

unde: a, b sunt lungimea respectiv lățimea traversei în cm.

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

$$\sigma_{bal} = \frac{Q}{L \cdot b} \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (2.26)$$

$$\sigma_{bal} = \frac{Q}{\alpha \cdot \Omega} \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (2.27)$$

În calcule, diagrama din fig. 2.2, 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. 2.2.a).

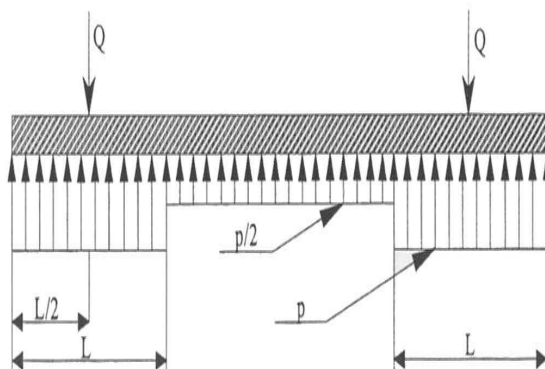


Fig.2.2.a. Diagrama simplificată de distribuție a presiunilor pe talpa traversei folosită în calcule aproximative

În realitate presiunea pe piatră spartă variază în lungul traversei având valoare maximă în axa traversei în dreptul șinei (conform fig.2.2).

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

$$\sigma_{bal \max} = 1.6 \cdot \sigma_{bal} \quad (2.28)$$

2.2.5. 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.2.3.). 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:

$$\sigma_h = \frac{\sigma_{bal} \cdot L \cdot b}{S_h} = \frac{Q}{(b + 2h) \cdot (L + 2h)} \quad (2.29)$$

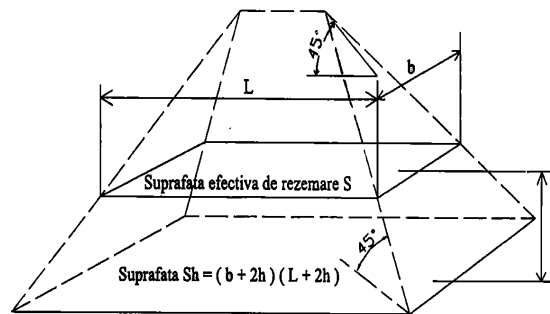


Fig.2.3. Distribuția presiunii

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.2.3.a). Aceste linii în realitate sunt niște hiperbole (fig.2.4).

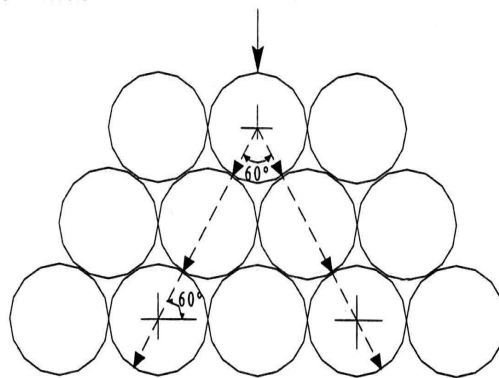


Fig.2.3.a. Transmiterea presiunilor într-un mediu granular.

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.2.4) $\sigma_{h \max}$ este:

$$\sigma_{h \max} = 1.6 \cdot \sigma_{bal} \quad (2.30)$$

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

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

$$\sigma_{h \max} = \frac{53.87}{h^{1.25}} \cdot \sigma_{bal} \quad (2.31)$$

- adâncimea h_0 unde eforturile σ_h se uniformizează (fig.2.4.) și având în vedere că suprafața diagramei lui Q_h se păstrează constantă, se poate scrie:

$$\sigma_{h_0} \cdot l = \sigma_{bal} \cdot b \Rightarrow \sigma_{h_0} = \frac{b}{l} \cdot \sigma_{bal} \quad (2.32)$$

unde: σ_{bal} - este presiunea convențională pe piatră spartă sub talpa traversei;
 l - distanța dintre axele traverselor.

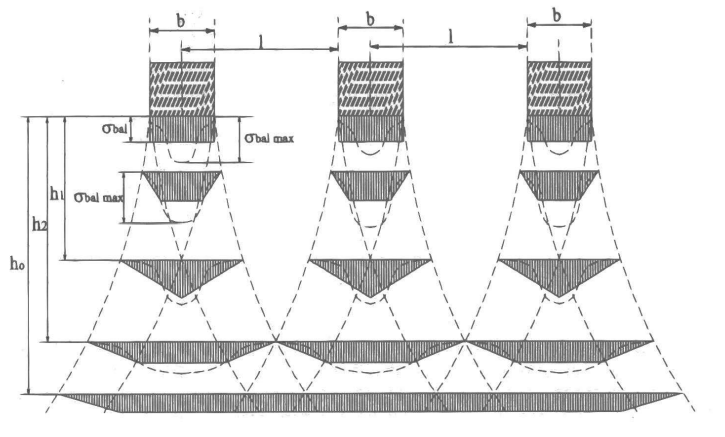


Fig.2.4. Liniile hiperbolice de extindere a presiunilor în adâncime, în planul transversal al traverselor și diagramele presiunilor la diferite niveluri

Se poate constata o scădere accentuată a presiunilor maxime între nivelele h_1 și h_2 , adică aproximativ între 15 și 30cm. 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.2.5).

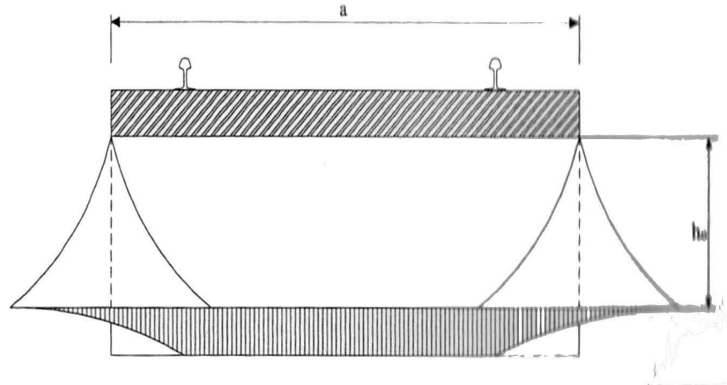


Fig.2.5. Liniile hiperbolice de distribuire a presiunilor în adâncime, în planul longitudinal al traverselor și diagrama presiunilor la nivelul de uniformizare

Prin determinarea adâncimii h_0 încărcarea produsă de circulația feroviară se poate reduce la schema din figura 2.6..

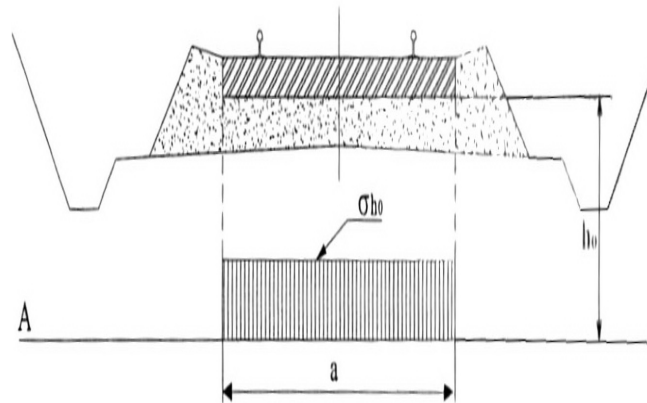


Fig.2.6. Reducerea schemei de încărcare a terasamentelor

Această schemă constă dintr-o încărcare uniform distribuită σ_{h_0} sub forma 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 15cm Verigo a elaborat formule pentru determinarea eforturilor σ_i în terasamente:

$$\sigma_h = \left(\sigma_h' + 2\sigma_h'' \right) \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (2.33)$$

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

σ_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 cea dată de greutatea proprie a suprastructurii notată cu g_s , și de greutatea proprie a stratului de pământ situat deasupra planului AB, notată cu g_h .

Astfel pe planul AB presiunea totală este:

$$\sigma = \sigma_{h_0} + g_s + g_h \quad [\text{daN/cm}^2] \quad (2.34)$$

2.3. Scheme de încărcare a terasamentelor de cale ferată.

În exploatare terasamentele de cale ferată suferă deformații datorate în primul rând circulației feroviare, dar și condițiilor climaterice, geotehnice respectiv hidrologice. În funcție de condițiile și de formele de manifestare ale deformațiilor terasamentelor, abordarea problemelor de rezistență și stabilitate a acestora se referă la diferite aspecte, 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 forfecare 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 calculului de rezistență și stabilitate în toate cazurile posibile de deformare a terasamentelor 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, 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. 2.7) reprezintă modelarea sarcinii uniform distribuite pe 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 $g_s = 0,10 \text{ daN/cm}^2$.

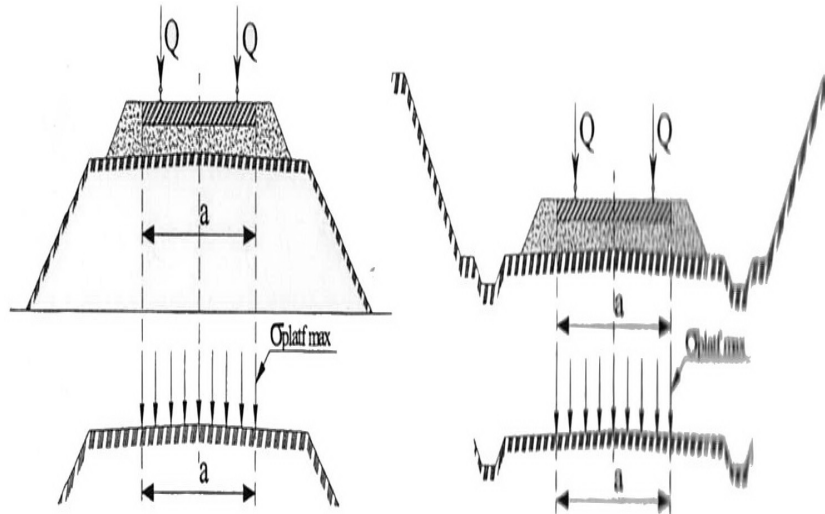


Fig.2.7. Schema A de încărcare a rambleurilor și debleurilor (sarcina maximă la nivelul platformei)

Această schemă se aplică la calculul rezistenței platformei pentru prevenirea adânciturilor superficiale, iar la linii noi pentru calculul gradului de compactare pe adâncime de 1 - 1,5m sub platformă.

Schema din fig.2.7 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.2.8) 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 - 70cm 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 formule preluate din teoria elasticității și folosite în mecanica pământurilor [37].

Pentru rambleuri cu înălțimi mai mici de 1,5m se folosește schema din fig.2.8, 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.

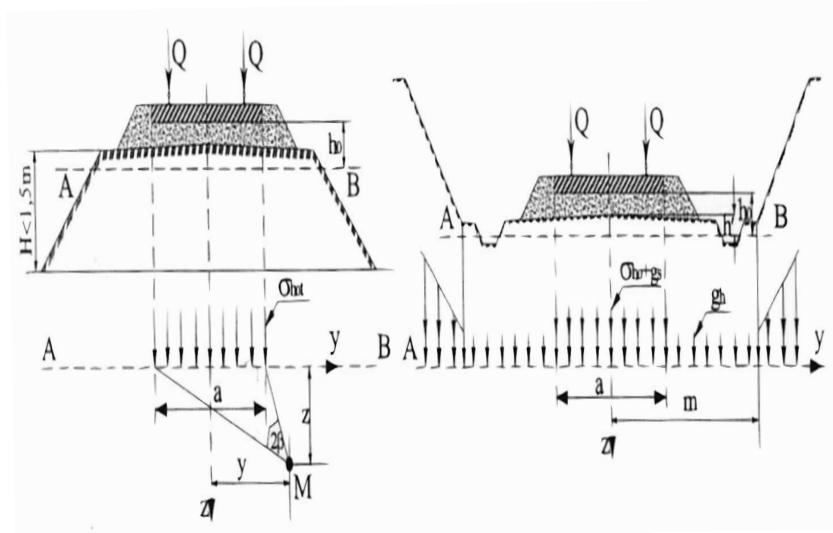


Fig.2.8. Schema B de încărcare a rambleurilor și a debleurilor

La debleuri sarcina uniform distribuită pe lățimea traversei este:

$$\sigma_{h_0} + g_s \quad (2.35)$$

unde: g_s - presiunea din greutatea proprie a suprastructurii

Presiunea din greutatea pământului de deasupra planului AB notată cu g_h , are valoarea:

$$g_h = \gamma \cdot h' \quad (2.36)$$

Presiunea $g_h = \gamma \cdot h'$ se extinde nelimitat în ambele părți, iar începând de la piciorul taluzurilor este sporită cu greutatea taluzurilor, considerate 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. 2.9) este folosită pentru rambleuri, unde în general calculul eforturilor unitare interioare se bazează pe problema penei. Până se obține prin prelungirea laturilor taluzurilor, la vârf aplicându-se o sarcină fictivă P_0 a cărei valoare este:

$$P_0 = P - \frac{\rho \cdot \left(\frac{AB}{2}\right)}{m} \quad (2.37)$$

unde: ρ - densitate la umiditate naturală, în zona platformei;

AB și m - conform notațiilor din fig.2.9;

P - încărcarea produsă de circulație și greutatea proprie a suprastructurii, concentrată după axa căii, care se determină cu relația :

$$P = \frac{2 \cdot Q}{l} + P_s \quad [\text{kN/m}] \quad (2.38)$$

unde: Q - presiunea pe placa de reazem;
 l - distanța între axele traverselor;
 P_s - greutatea proprie a suprastructurii.

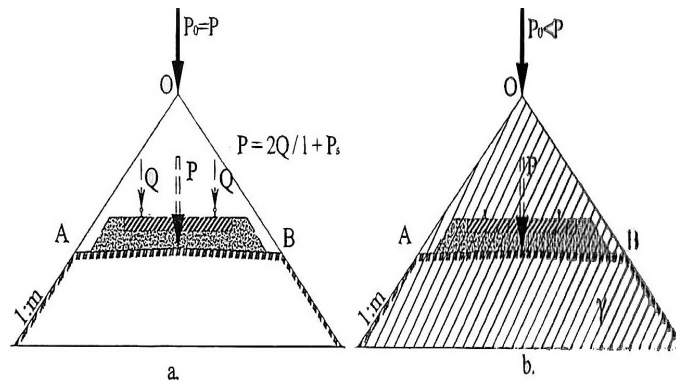


Fig.2.9. Schema C de încărcare a rambleurilor

Prin aplicarea sarcinii P_0 în vârful penei fictive, eforturile σ_z , σ_y și τ_{gz} într-un punct din corpul rambleului se calculează cu următoarele formule:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{z^3}{(z^2 + y^2)^2} \\ \sigma_y &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{y^2 z}{(z^2 + y^2)^2} \\ \tau_{zy} &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{yz^2}{(z^2 + y^2)^2} \end{aligned} \quad (2.39)$$

în care: z - adâncimea punctului;
 y - distanța punctului față de suportul forței P_0 ;
 α - decalajul unghiular al punctului față de suportul forței P_0 .

Eforturile g_z și g_y , provenite din greutatea 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 figura 2.9b se bazează pe aceste considerente. Dacă se consideră prisma AOB fără greutate (nu se ia în calcul pentru eforturile g_z și g_y), atunci se poate folosi schema C a. (fig.2.9a) în care $P_0 = P$. Pentru realizarea unui coeficient de siguranță mai mare se poate folosi și schema C b., la care se ia $P_0 = P$.

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.2.10) reprezintă încărcarea platformei cu o sarcină uniform distribuită p , provenită din încărcările date de circulație și calculată cu ajutorul sarcinii concentrate P după axa căii, definită cu ocazia prezentării schemei C:

$$P = \frac{2Q}{l} + P_s \quad \text{iar} \quad p = \frac{P}{a} \quad (2.40)$$

unde: a - lungimea traversei, iar pentru $a = 2,6$ m vom obține $p = 10,1$ KN/m

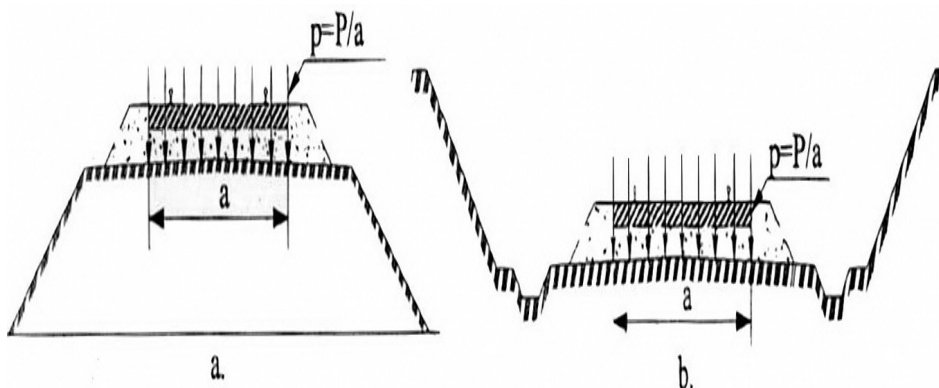


Fig.2.10. Schema de încărcare a rambleurilor și debleurilor

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 platforma de 1,2 deci $p = 12$ kN/m².

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, care acționează pe sprijiniri provizorii sau definitive (ziduri, contrabanchete) precum și la calculul zonelor de refulare.

Schema E (fig.2.11) 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:

$$H_e = \frac{P}{\gamma} \quad (2.41)$$

pentru $\gamma = 1,8...2,2$ kN/m³ se obține $H_e = 5,4...6,65$ m

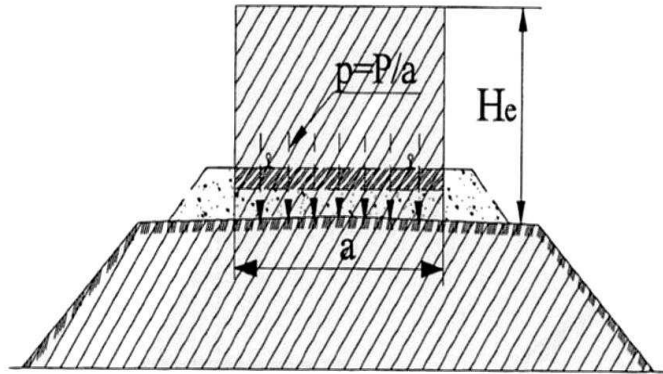


Fig.2.11. Schema E de încărcare a rambleurilor expuse la alunecări

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

Schema F (fig.2.12) reprezintă diagrama presiunilor obținută prin însumarea diagramei g_z (provenită din greutatea proprie a rambleului) și diagrama σ_z simplificată (din sarcini din circulație).

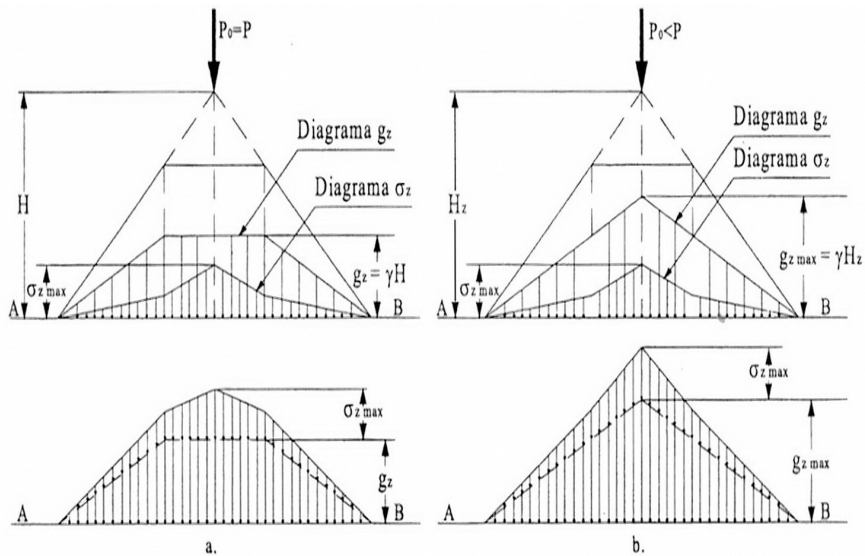


Fig.2.12. Schema F de încărcare a terenului de bază

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.2.13) 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 :

$$p \cdot a = (c + 2n) \cdot p_1 \Rightarrow p_1 = \frac{a}{c + 2n} \cdot p \quad (2.42)$$

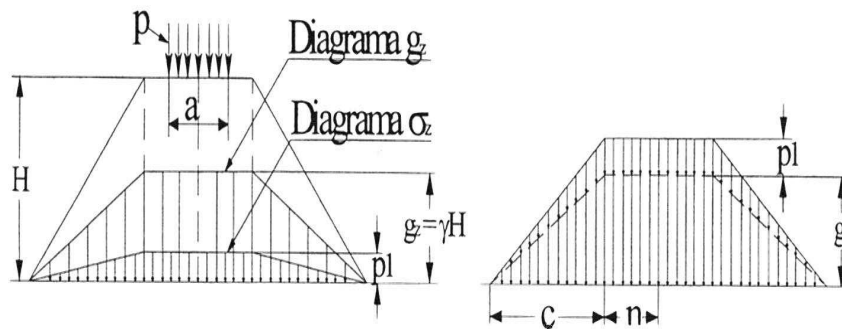


Fig.2.13 Schema G simplificată, de încărcare a terenului de bază

Schema H (fig.2.14) se stabilește luând în considerare numai greutatea proprie a rambleului și se neglijează sarcinile din circulație. Se aplică în cazul rambleurilor înalte unde $p_1 < 0,1p$

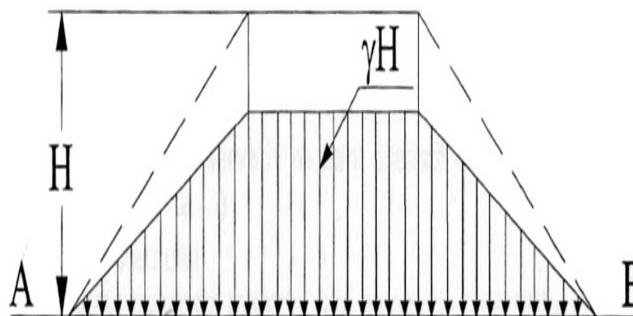


Fig.2.14. Schema H simplificată (fără sarcini de circulație), de încărcare a terenului de bază

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.2.15) 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 unor straturi 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.

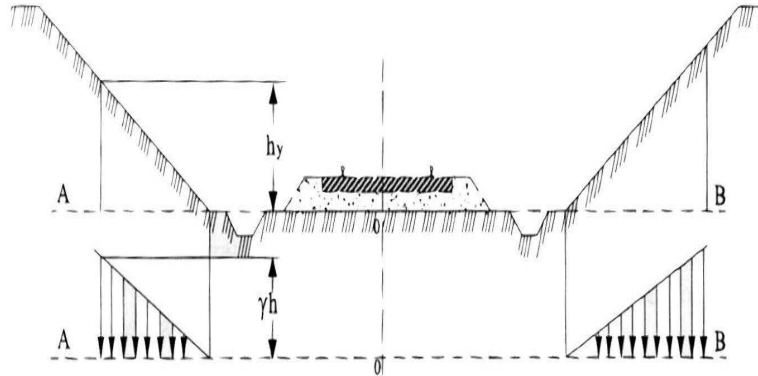


Fig.2.15. Schema I simplificată, de încărcare a terenurilor de bază în debleuri

2.4. Distribuția tensiunilor în terasamentele de cale ferată.

2.4.1. Calculul tensiunilor în rambleuri.

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

$$P = p \cdot b \quad [\text{kN/m}] \quad (2.43)$$

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

$$P = P_0 + \frac{\gamma \cdot a^2}{m} \quad (2.44)$$

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.

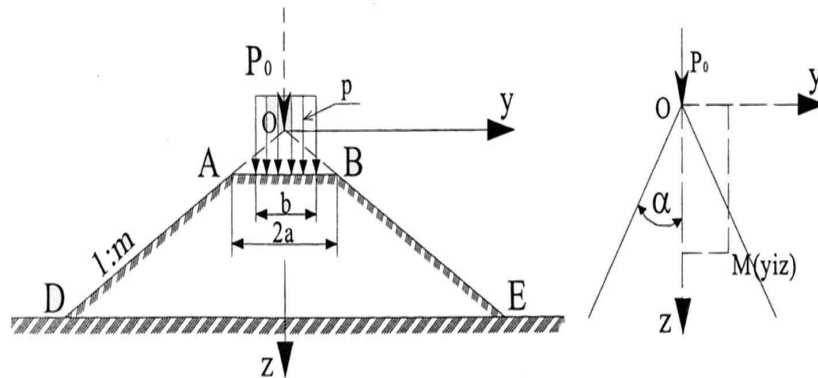


Fig.2.16. Determinarea tensiunilor în rambleu

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:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{z^3}{(z^2 + y^2)^2} \\ \sigma_y &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{z \cdot y^3}{(z^2 + y^2)^2} \\ \tau_{zy} &= \frac{2P_0}{2\alpha + \sin \alpha} \cdot \frac{z^3 \cdot y}{(z^2 + y^2)^2} \end{aligned} \tag{2.45}$$

unde: α - este unghiul format între axa z și prelungirea taluzului

Pentru cazul în care conturul rambleului are o geometrie complexă (fig.2.16 a), tensiunile se calculează în două etape și anume: în prima etapă se consideră conturul $D_1O_1C_1$ și în a doua etapă, $D_2O_2C_2$. Sarcinile imaginare P_0 și P^1_0 se determină tot cu relația (2.45), adaptată formei complexe a rambleului.

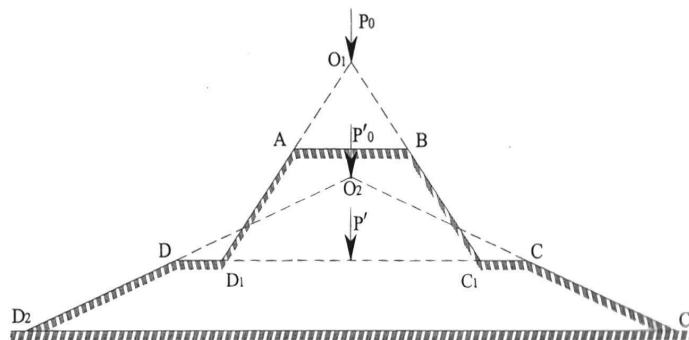


Fig.2.16.a. Schema de încărcare în cazul rambleurilor cu contur complex

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.

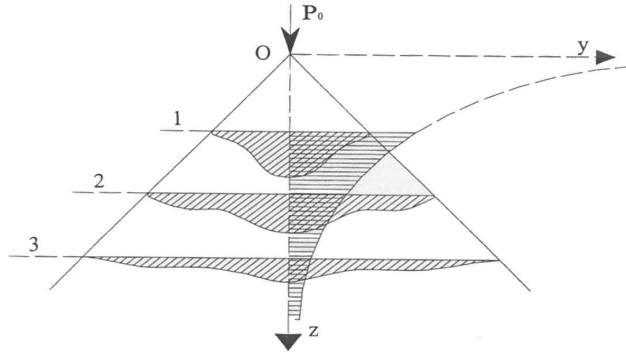


Fig. 2.17. Distribuția tensiunilor în rambleu la diferite niveluri

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

$$\sigma_h = \gamma \cdot z \quad (2.46)$$

$$\sigma_{gz} = K_0 \cdot \sigma_{gz} = K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (2.47)$$

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 că prisma AOB este fără greutate, rezultă $P_0 = P$ deci înălțimea $z = h_{AB}$ conform figurii 2.18.

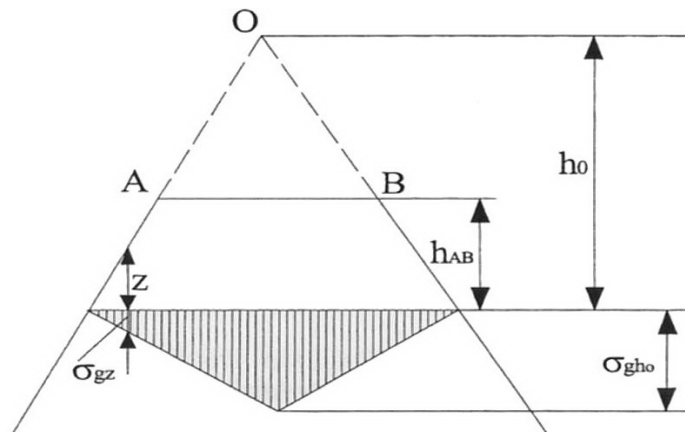


Fig. 2.18. Calculul tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri

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

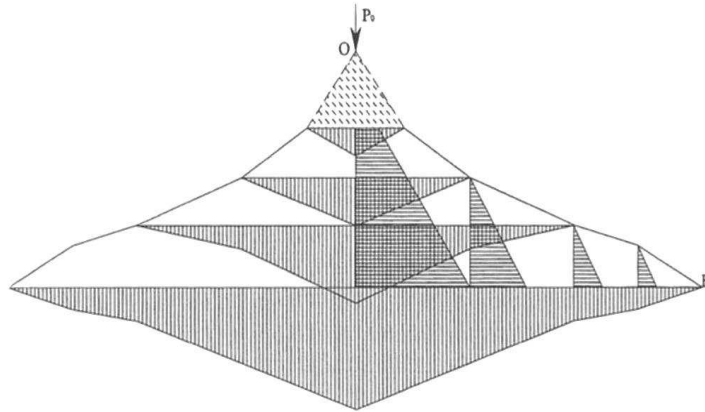


Fig. 2.19. Diagramele de variație a tensiunilor produse de greutatea proprie la rambleuri

În fig. 2.20 sunt raportate pe aceleași plane orizontale tensiunile σ_z și σ_{gz} .

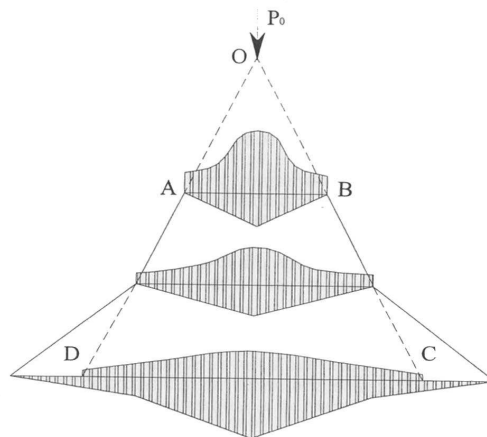


Fig.2.20. Distribuția tensiunilor la diferite niveluri provenite din greutatea proprie și sarcini utile

2.4.2. 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[29]:

$$h_0 = 0,866 \cdot l \cdot \sqrt{1 + \frac{64}{l}} \quad (2.48)$$

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

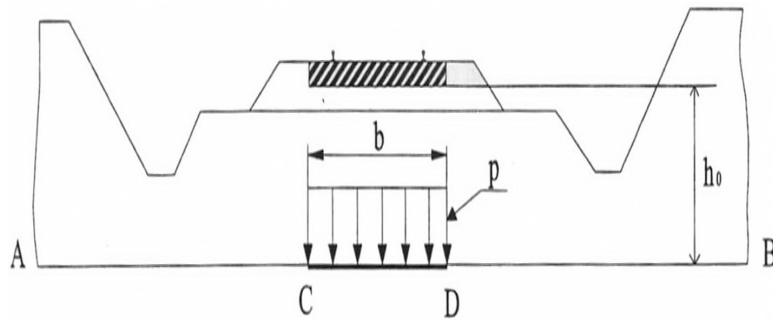


Fig.2.21. Schema debleurilor în vederea calcului eforturilor

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

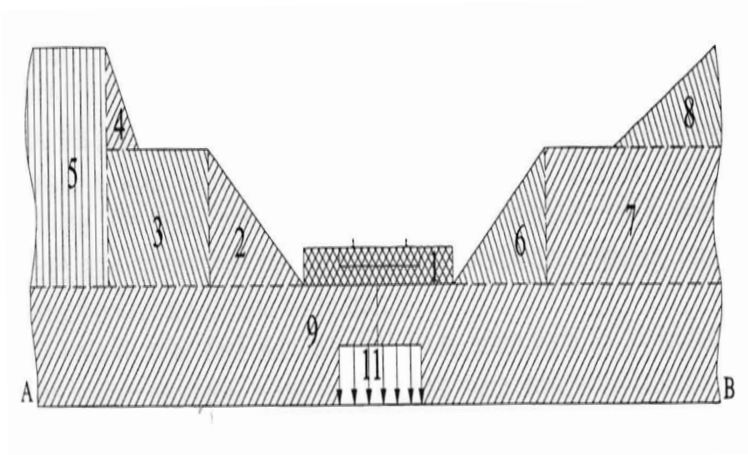


Fig.2.22. Diagramele de încărcare la debleuri provenind din greutatea taluzurilor și circulație

Cap.3. DEFORMAȚII ȘI DEGRADĂRI ALE TERASAMENTELOR DE CALE FERATĂ

Pe timpul exploatării liniilor de cale ferată, terasamentele acestora suferă diferite deformații și degradări, care influențează negativ circulația trenurilor. În afară de solicitările din circulație, producerea și dezvoltarea acestor fenomene de instabilitate se datorează și acțiunii unor factori constructivi sau naturali.

3.1. Factorii constructivi cu influență negativă asupra stabilității terasamentelor.

Factorii din această categorie sunt legați de condițiile de execuție și exploatare a terasamentelor de cale ferată.

Factorii privind execuția terasamentelor se referă la calitatea lucrărilor și respectarea regulilor tehnice de executare a terasamentelor.

Astfel, comportarea necorespunzătoare a terasamentelor din punct de vedere a rezistenței și stabilității se poate datora:

- necompactării sau compactării insuficiente a umpluturilor din corpul terasamentului;
- folosirii materialelor cu proprietăți fizice și mecanice necorespunzătoare (argile cu plasticitate mare, contractile, prafuri tixotropice, pământuri vegetale);
- executării de rambleuri înalte fără compactare în straturi a materialului de umplură;
- executării rambleurilor iarna cu bulgări de pământ înghețați;
- executării tranșeelor în terenuri slabe fără măsuri de asigurare a stabilității platformei și taluzurilor;
- executării rambleurilor pe terenuri de bază cu înclinare peste 10° , fără prevederea treptelor de înfrățire;
- neînălăturării pământului vegetal, adoptării de pante neadmisibile la taluzuri, nerespectării lățimii platformei;
- neexecutării stratului de repartiție, șanțurilor de gardă, drenuri.

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:

- pozarea greșită a traverselor de cale ferată;
- 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.

3.2. Factorii naturali cu influențe negative asupra stabilității terasamentelor.

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

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 a pământului 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.

Factori geomorfologici și geologici 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).

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.

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 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 din rambleu sau în pungile de balast formate;
- nivel ridicat al apei subterane în zona terasamentelor; ascensiunea apei prin subpresiune sau capilaritate, sporind umiditatea din terenul de bază sau din corpul terasamentului, proces care are ca rezultat înrăutățirea condițiilor de rezistență și stabilitate.

3.3. Tipuri de deformații și degradări ale terasamentelor de cale ferată.

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 pentru remediere necesită proiectare și intervenția constructorilor de specialitate.

În general deformațiile reprezintă modificări ale formei și dimensiunilor inițiale, iar în funcție de modul de manifestare în timp acestea 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 a elementului deformat.

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 la proiectarea unui terasament (spre exemplu la proiectarea rambleurilor trebuie avută în vedere 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 care atingând o mărime limită provoacă cedarea acestuia.

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

Principalele tipuri de deformații și cedări ale terasamentelor de cale ferată sunt:

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

3.4. Tasări.

Tasările terasamentelor reprezintă deplasarea pe verticală a acestora și pot fi:

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

3.4.1. 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.3.1).

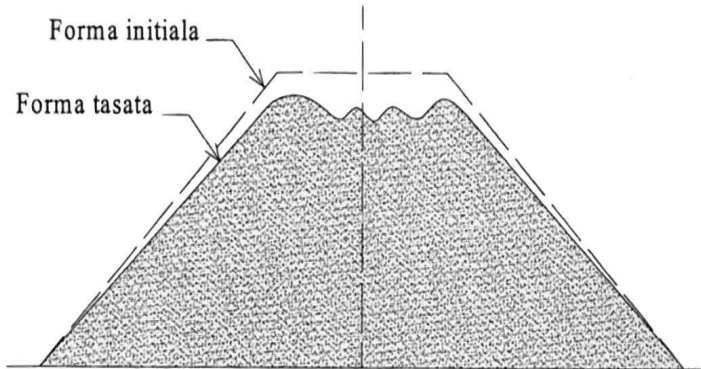


Fig.3.1. Tasări normale de stabilizare în corpul rambleului

Apariția acestor lăsări se concretizează în denivelări locale în lung, uniforme, depinzând ca mărime de înălțimea rambleului. În general lăsarile 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 asigurarea unei calități corespunzătoare materialului de umplutură și a gradului de compactare al acestuia.

3.4.2. Tasări anormale.

Tasările anormale sunt lăsări accentuate suferite de platformă și taluzuri prin îndesarea pământului sub circulație și greutate proprie, cu menționarea ca procesul de îndesare se datorează unor vicii de execuție a umpluturilor. Lăsarurile 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.3.2).

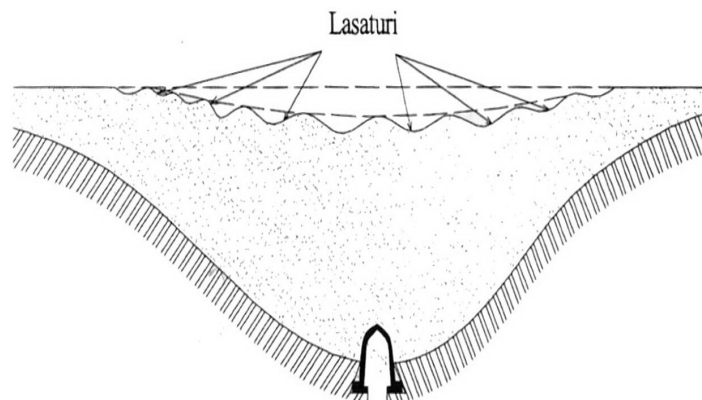


Fig.3.2. Lăsături din prima perioadă de tasare

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 măsurărilor 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 măsurărilor 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 pungi sau albie (figura 3.3).

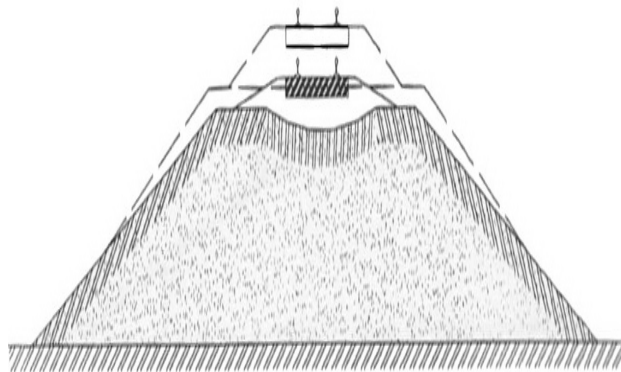


Fig.3.3. Deformațiile platformei sub forma de albie

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 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.

3.4.3. Tasări ale terenului de bază.

Tasarea terenului de bază se produce de regulă sub greutatea rambleului iar dacă terasamentul nu este înalt, intervin și sarcinile din circulație prin îndesarea unor straturi compresibile existente în terenul de bază. La rambleuri (fig.3.4), cât și la debleuri (fig.3.5), calea se denivelează în lung sub forma de șa. Pentru menținerea niveletei se realizează înălțarea prismului din piatră spartă și îngustarea banchetelor.

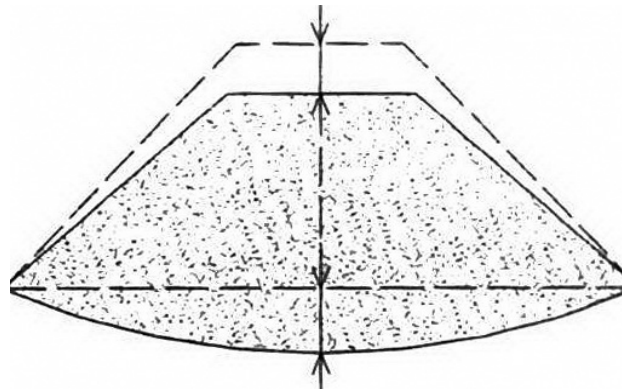


Fig.3.4. Tasarea terenului de bază

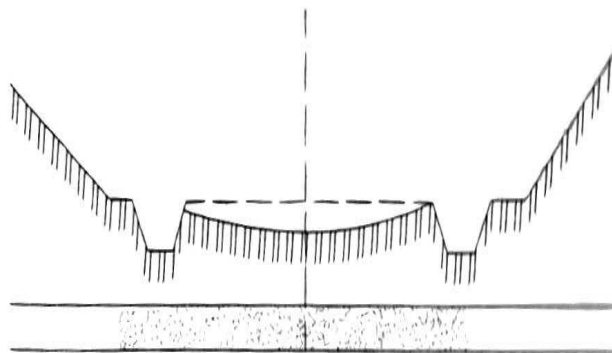


Fig.3.5. Tasarea terenului de bază la debleuri

Cauzele producerii acestui fenomen pot fi:

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

3.4.4. Tasări datorate contracțiilor.

La rambleuri tasările datorită contracțiilor constau în lăsături 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.3.6A).

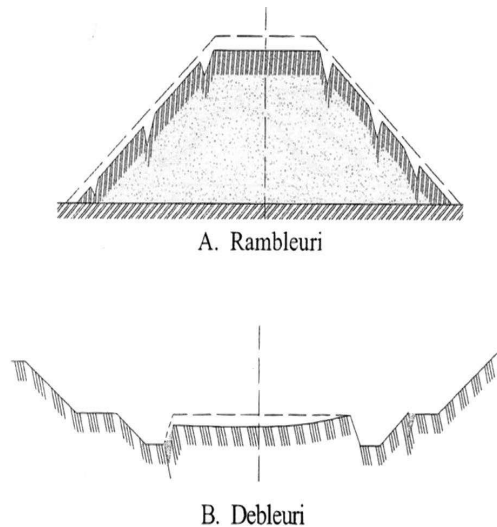


Fig. 3.6. Tasări în urma contracțiilor

La debleuri tasarea din contracție reprezintă lăsarea limitată a 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 3m adâncime (fig.3.6.B). Cauzele apariției sunt aceleași ca la rambleuri.

Apariția tasărilor în urma contracțiilor se manifestă și la profilurile mixte, semi-rambleuri, semi-debleuri (fig.3.7).

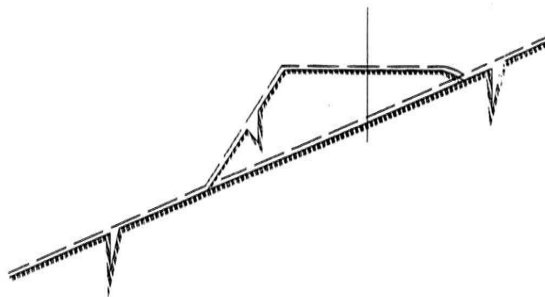


Fig.3.7. Tasări în urma contracțiilor de profil mixt.

3.5. 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.

3.5.1. Adâncituri superficiale.

Acestea reprezintă pătrunderi de balast în platformă până la adâncimea de 0,50m 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.3.8 A,B,C).

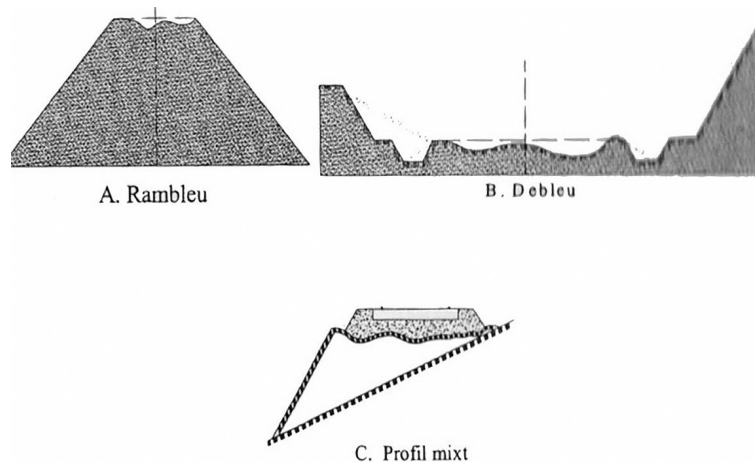


Fig.3.8. Adâncituri superficiale

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 platforma prin banchete nedegajate, fugirea șinelor, precipitații abundente cu apă stagnantă la piciorul taluzului, care prin capilaritate migrează spre platformă, procesul de îngheț - dezgheț, alcătuirea platformei din pământuri tixotropice.

3.5.2. Punji de balast.

La rambleuri punjile de balast reprezintă pătrunderi adânci de piatră spartă până la 4...5m 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 din rambleu (fig.3.9 A, B).

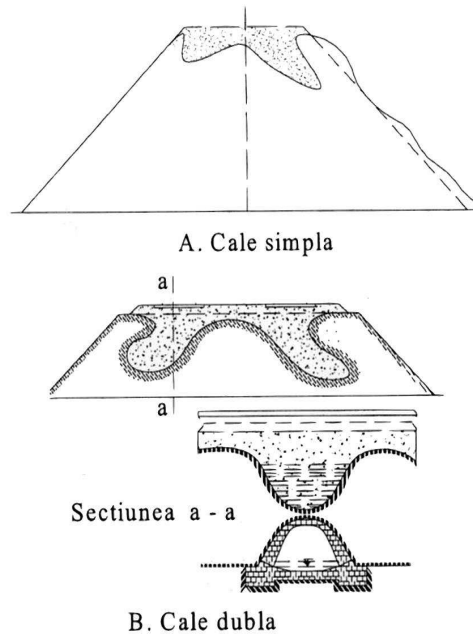


Fig.3.9. Pungi de balast formate în rambleu

La debleuri pungile de balast constau în pătrunderi de piatră spartă în platformă, care depășesc adâncimea de 0,5m și se extind până la maxim 1,5m. Se dezvoltă mai accentuat în dreptul șinelor sau în axul căii (fig.3.10).

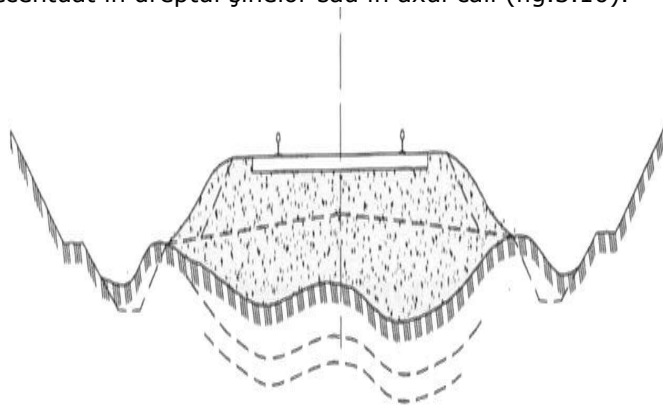


Fig.3.10. Pungi de balast formate în debleu

Pungile de balast se caracterizează prin denivelări și dezaxări accentuate la cale, înnorirea 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 platforma din cauza apelor care staționează în șanțuri.

3.6. 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.

3.6.1. 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.

3.6.2. Umflări prin îngheț.

Se manifestă în timpul iernii prin formarea lentilelor de gheață ca rezultat al migrării umidității spre platformă, generând denivelări la cale prin ridicări denumite cocoșe (fig.3.11).

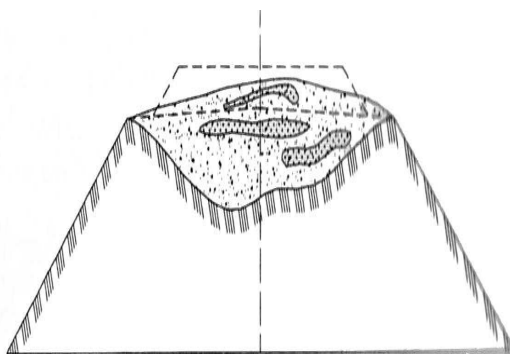


Fig.3.11. Umflări prin îngheț formate la rambleuri

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 stagnante sau de pânze acvifere cu nivel situat la adâncimi mici (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.3.12), care conduce la ridicarea platformei sub efectul presiunii ascensionale a apei (un strat acvifer captiv existent sub platformă la adâncime mică).

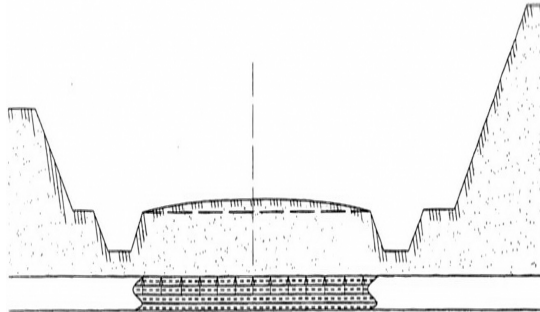


Fig.3.12. Umflări prin acțiunea apei sub presiune la debleuri

3.7. Refulări.

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

3.7.1. 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.3.13).

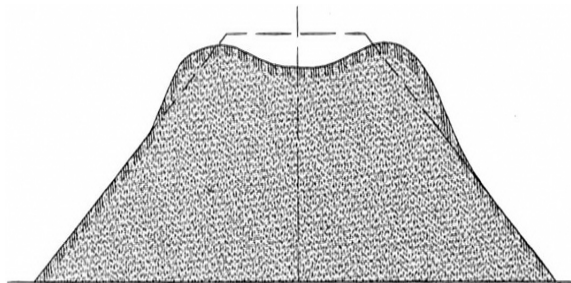


Fig.3.13. Refularea taluzurilor în rambleu

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.

3.7.2. Refularea terenului de bază la rambleuri.

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.3.14).

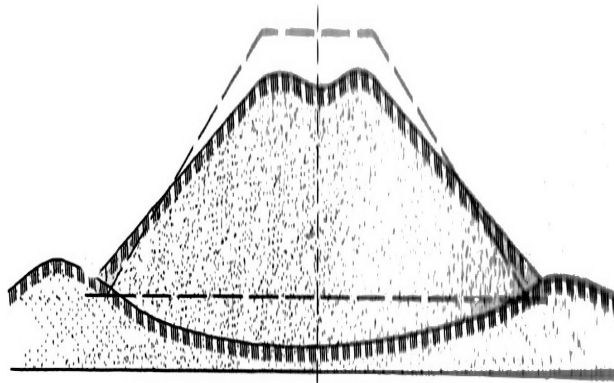


Fig.3.14. Refularea terenului de bază la rambleuri

Caracteristic apariției acestui fenomen este denivelarea căii în lung în formă de șa și uneori dezaxarea în urma scufundării rambleului în terenul de bază. Cauzele apariției acestui fenomen sunt: execuția terasamentelor pe terenuri de bază alcătuite din pământuri cu capacitate portantă redusă (măluri, pământ vegetal, turbă), prezența apei la piciorul taluzului (prin inundații, bălți în șanțuri inundabile).

Pentru rambleuri cu înălțime mică până la 3 - 4m, apariția fenomenului de refulare a terenului de bază poate fi influențată și de modificarea încărcărilor aduse de traficul feroviar.

3.7.3. 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.3.15).

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 depozitări de materiale sau construcții deasupra taluzurilor.

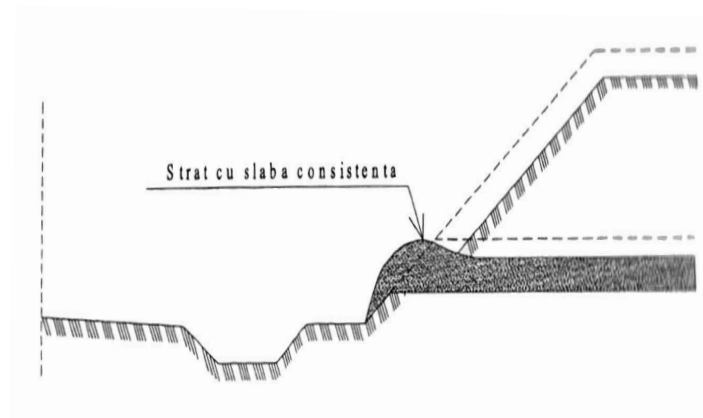


Fig.3.15. Refularea taluzurilor la debleuri

3.7.4. Refularea șanțurilor la debleuri.

Reprezintă deplasarea (răsturnarea) șanțurilor în urma cedării pământului de sub platformă sub efectul circulației (fig.3.16).

Se caracterizează prin denivelări accentuate și dezaxări ale căii. Acest fenomen se datorează pământului din platformă 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.

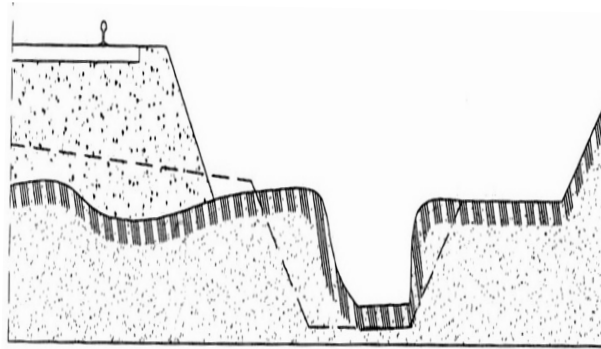


Fig.3.16. Refularea șanțurilor la debleuri

3.7.5. Refularea platformei căii.

Reprezintă ridicarea platformei în urma cedării plastice a stratului de pământ din zona platformei sub efectul greutății taluzului (fig.3.17).

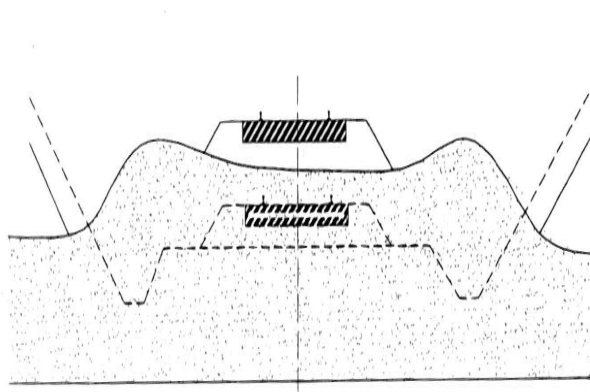


Fig.3.17. Refularea platformei căii

Ca efect al acestui fenomen calea suferă dezaxări și ridicări mari uneori de natură să împiedice 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 excesului apei din crăpături sau a infiltrațiilor în urma unor precipitații abundente conduc la reducerea consistenței.

La profilurile mixte se cunosc 2 tipuri: refularea șanțurilor amonte și refularea taluzului amonte (fig.3.18).

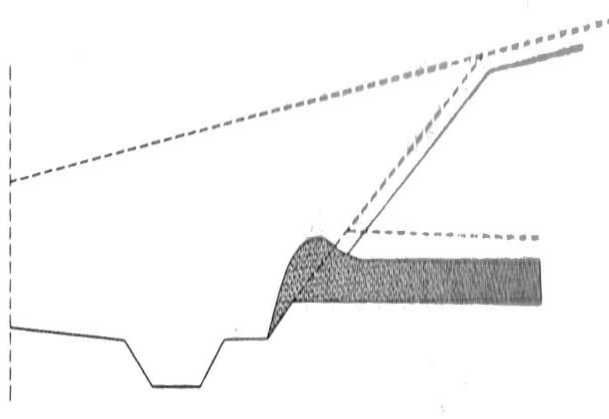


Fig.3.18. Refularea taluzului amonte

3.8. Alunecări.

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

3.8.1. Alunecări caracteristice rambleurilor.

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

3.8.1.1. Alunecări superficiale.

Sunt deplasări de mase de pământ până la adâncimi de 1m din taluzurile rambleurilor provocate în principal de infiltrația apei. Procesul de alunecare este precedat de crăpături pe banchete și taluzuri (fig.3.19).

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; realizarea de pante prea înclinate față de proprietățile mecanice ale pământului din umplutură.

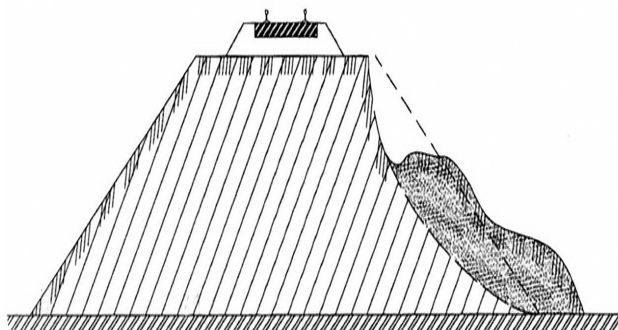


Fig.3.19. Alunecări superficiale la rambleuri

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.

3.8.1.2. Alunecări 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 dezvoltării alunecărilor superficiale (fig.3.20).

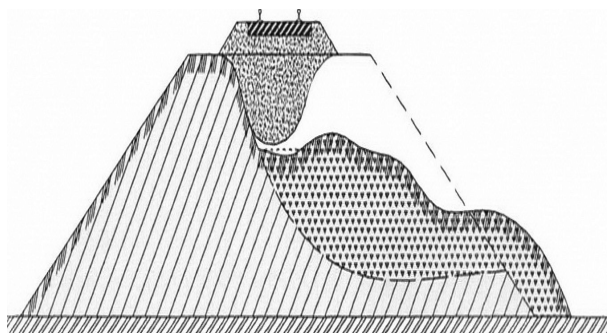


Fig.3.20. Alunecări de profunzime

Alunecările de profunzime sunt în general precedate de fenomene ca burdușirea taluzului, apariția crăpăturilor longitudinale sau oblice pe banchete, pe 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 punji 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).

3.8.1.3. Alunecări (curgeri) plastice.

Aceste alunecări se manifestă prin deplasarea materialelor din rambleuri, fără existența unor suprafețe de alunecare definite, sub efectul greutății proprii și datorită unei rezistențe la forfecare scăzute a pământului din corpul rambleului. Sarcinile din circulație pot accentua acest proces, în special prin vibrații care influențează caracteristicile mecanice ale pământului. Manifestarea fenomenului se concretizează în deplasarea laterală a taluzurilor, baza rambleului lățindu-se și dispărând practic banchetele (fig.3.21).

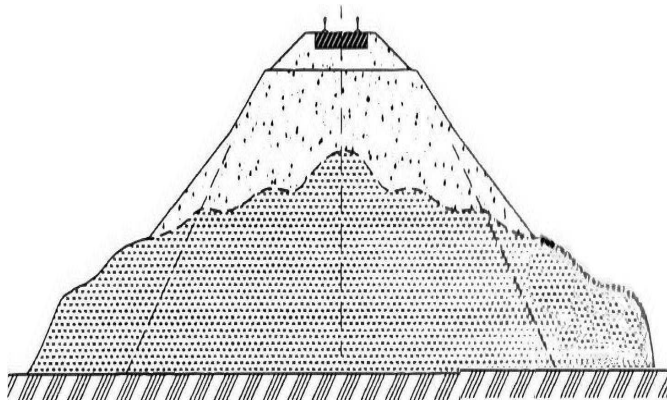


Fig.3.21. Alunecări plastice (lățiri) la rambleuri.

Producerea alunecărilor plastice depinde pe de o parte de proprietățile fizico - mecanice ale pământurilor din rambleu (consistență scăzută, deformabilitate 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 și compactitate scăzută 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.

3.8.1.4. Alunecări pe terenul de bază.

Aceste alunecări constau în deplasări suferite de corpul rambleurilor pe suprafața de contact cu terenul de bază (fig.3.22). 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. Călea suferă denivelări și dezaxări, acestea fiind mai accentuate spre aval; banchetele se denivelează între ele.

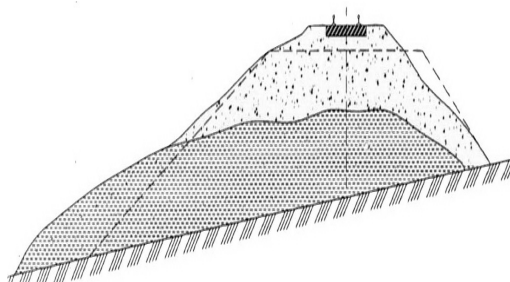


Fig.3.22. Alunecări pe suprafața de contact dintre rambleuri și terenul de bază

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 strânsă legătură cu podețele înfundate sau șanțurile și drenurile colmatate.

3.8.1.5. 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, călea se poate menține la ax și nivel prin umpluturi suplimentare, iar în cazul în care deplasarea este rapidă terasamentul este complet distrus (fig.3.23).

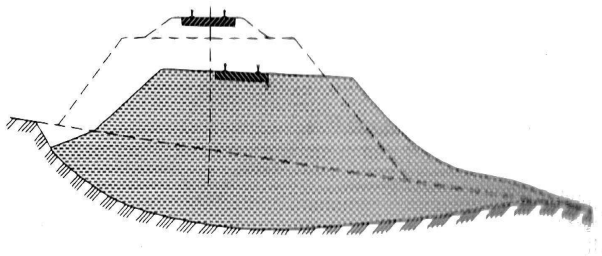


Fig.3.23. Alunecări în terenul de bază la rambleuri

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 argilose - 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 baza trebuie acționat prin lucrări pentru stabilizarea versantului.

3.8.2. 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.

3.8.2.1. Alunecări superficiale deplasive.

Sunt desprinderi de mase de pământ pe adâncimi până la un metru produse în zona de bază a taluzului, care treptat se dezvoltă către vârful taluzului.

În general aceste alunecări sunt provocate de înmuieri produse la piciorul taluzului de către ape ce staționează în șanțuri înfundate (fig.3.24).

Alte cauze pot fi înclinarea mare a pantei, lipsa protejării taluzului cu vegetație sau depozitări de materiale pe taluz. Înainte de producerea alunecărilor pe suprafața taluzurilor se pot observa crăpături longitudinale.

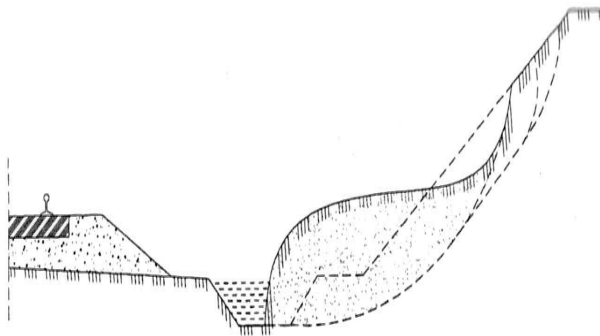


Fig.3.24. Alunecarea superficială deplasivă

3.8.2.2. Alunecări superficiale detrusive.

Sunt desprinderi de mase de pământ pe adâncimi până la un metru produse la partea superioară a taluzului. Aceste alunecări se dezvoltă treptat avansând spre baza taluzului.

Cauzele acestor alunecări pot fi înclinarea mare a pantei, crăpături la suprafața terenului de la partea superioară a taluzului, produse în perioada de secetă prin care în timpul ploilor pătrunde apa, lipsa protejării taluzului cu vegetație sau depozitări de materiale (fig.3.25).

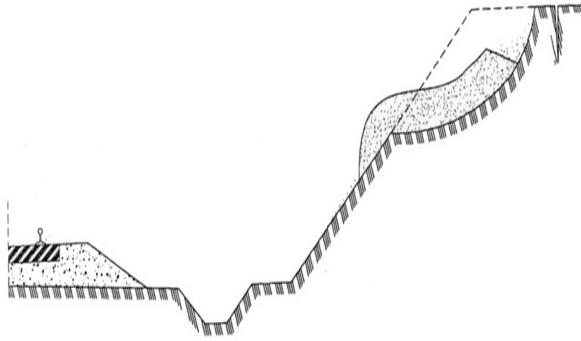


Fig.3.25. Alunecare superficială detrusivă

La atingerea unui anumit grad de dezvoltare, alunecările superficiale detrusive ca și cele deplasive se transformă în alunecări de profunzime.

3.8.2.3. 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 debleului este situată deasupra platformei sau poate ajunge până la nivelul platformei (fig.3.26).

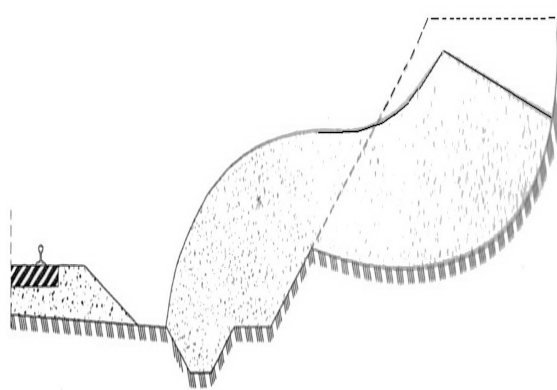


Fig.3.26. Alunecarea de profunzime deasupra platformei

Suprafața de alunecare în secțiune poate fi circulară sau plană ce se poate dezvolta și după separațiile dintre straturi, care constituie suprafețe de alunecare preexistente (fig.3.27).

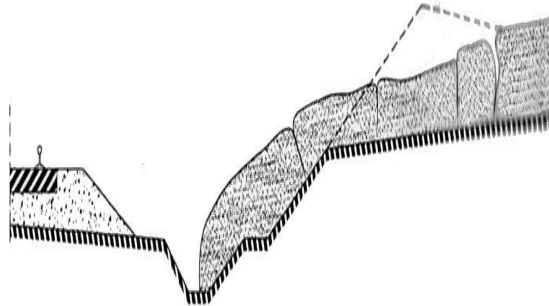


Fig.3.27. Alunecare de profunzime după suprafețe preexistente

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 alunecări de profunzime materialul alunecat deasupra platformei este în cantitate mare, circulația feroviară putând fi întreruptă timp îndelungat.

3.8.2.4. Alunecări de profunzime care depășesc 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.3.28).

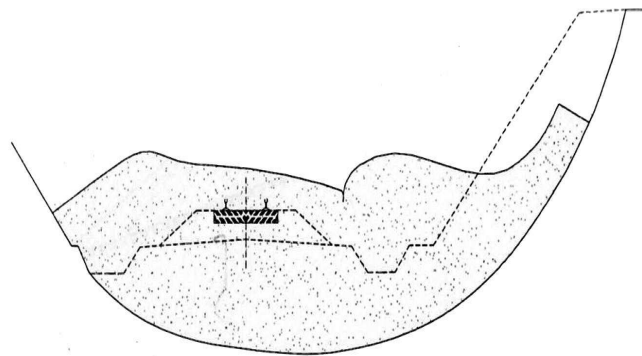


Fig.3.28. Alunecări de profunzime depășind adâncimea platformei

Ca proces mecanic aceste alunecări coincid cu tipul de deformare 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.

3.8.2.5. Alunecările plastice la debleuri.

Alunecările plastice sunt deplasări de mase de pământ din taluzuri prin procesul de curgere sub efectul greutății proprii și în urma reducerii rezistenței la forfecare a pământului datorită infiltrațiilor de apă (fig.3.29).

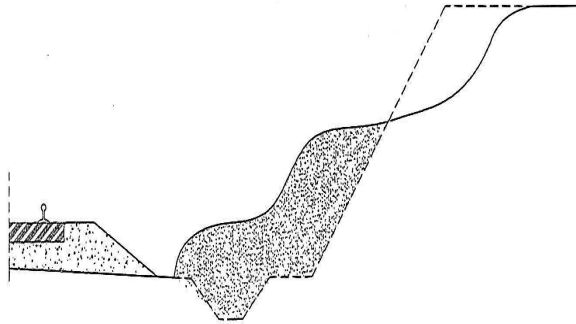


Fig.3.29. Alunecare (curgere) plastică în taluzul debleului

Formele de manifestare sunt în general variabile de la curgeri noroioase la curgeri plastice lente. În general la alunecările plastice în faza inițială are loc ondularea suprafeței taluzului sau a versantului, iar în fază avansată materialul în stare de curgere se adună la piciorul taluzului, 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.

3.8.3. 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.3.30);

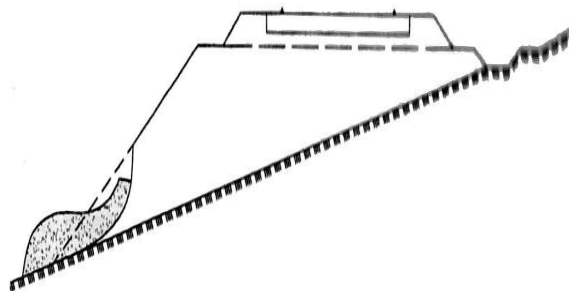


Fig.3.30. Alunecări superficiale aval

- alunecări superficiale amonte (fig.3.31);

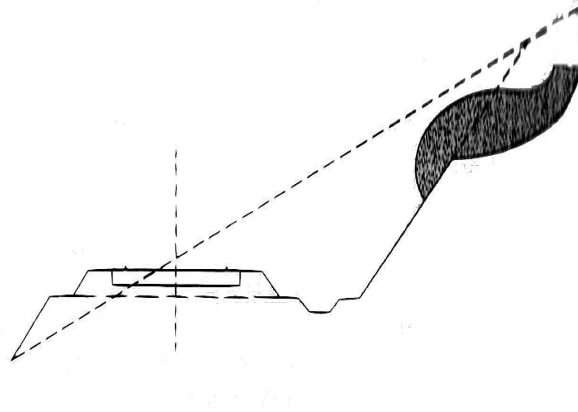


Fig.3.31. Alunecări superficiale amonte

- alunecări de profunzime amonte (fig.3.32);

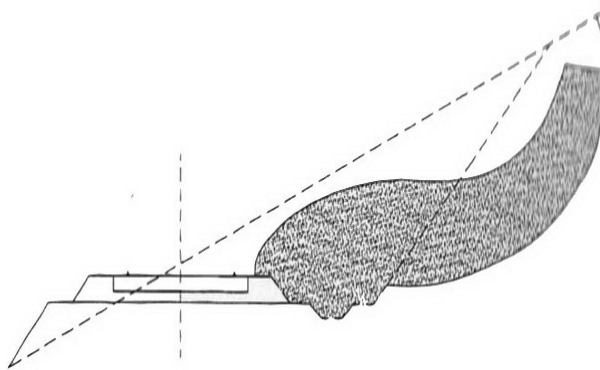


Fig.3.32. Alunecări de profunzime amonte

- alunecări pe terenul natural (fig.3.33);

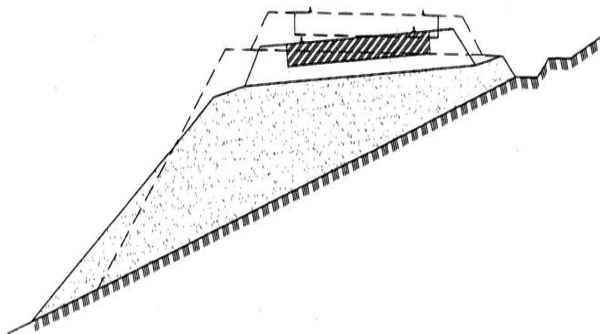


Fig.3.33. Alunecări pe terenul natural

- alunecări de profunzime sub nivelul platformei (fig.3.34).

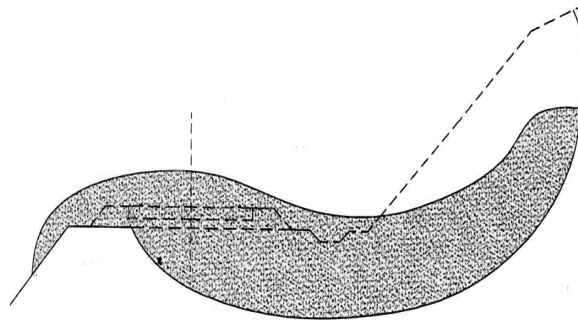


Fig.3.34. Alunecări de profunzime sub nivelul platformei

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

3.9. Eroziuni.

3.9.1. 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 fâgașe neregulate la care adâncimea depinde de natura terenului (fig.3.35).

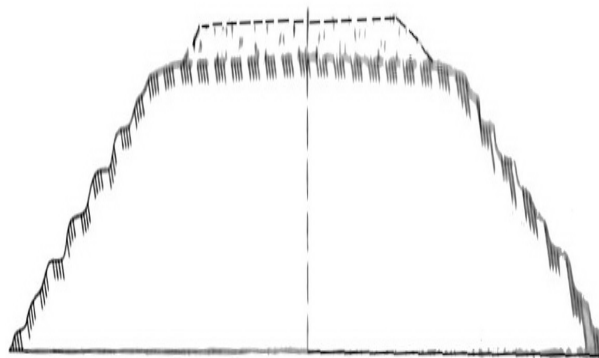


Fig.3.35. Ravinări

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

Eroziunile propriu-zise sunt dislocări provocate în taluzuri de ape curgătoare și ghețuri sau de inundații (fig.3.36).

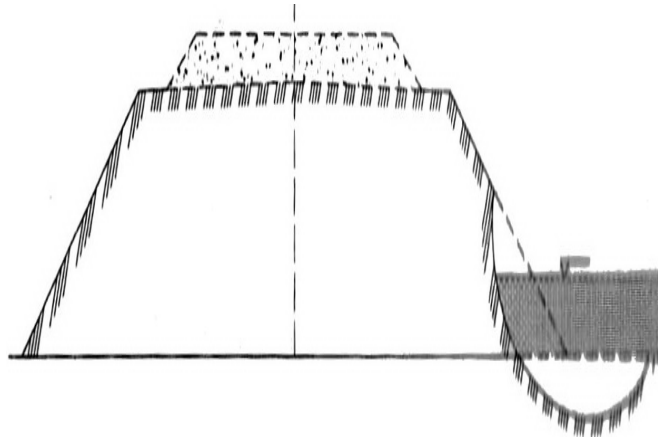


Fig.3.36. Eroziuni

Apele curgătoare produc eroziuni la baza taluzurilor. Când eroziunea se produce sub cota piciorului taluzului acestea se numesc afuieri. Eroziunile se pot produce în orice fel de teren nisipos sau argilos care nu au la bază 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.3.37).

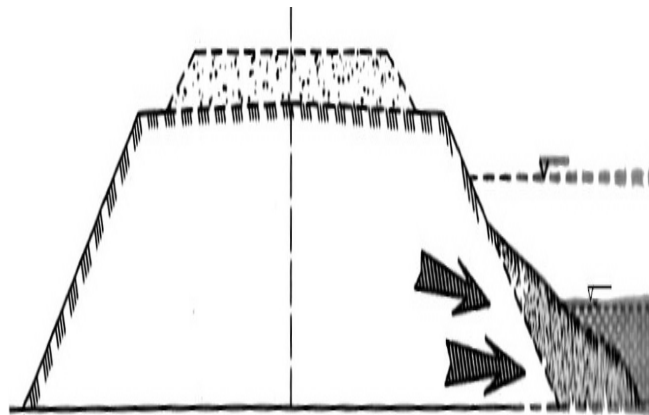


Fig.3.37.Eroziuni interioare (sufozii)

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.

3.9.2. 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.3.38).

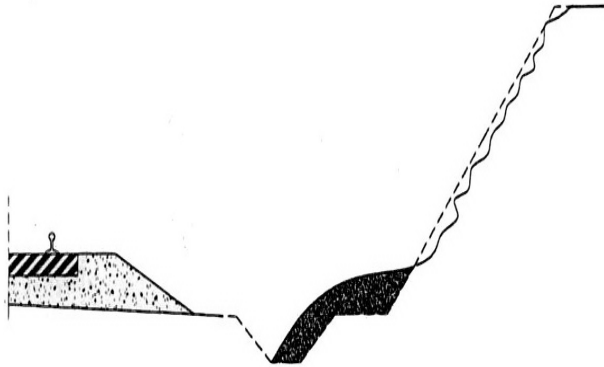


Fig.3.38.Ravinare în debleu.

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.3.39).

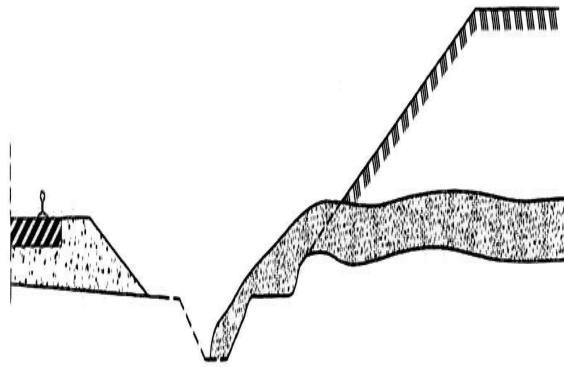


Fig. 3.39. Eroziuni interioare (sufozii) în debleu

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

3.10. Prăbușiri și căderi.

În general aceste instabilități se manifestă sub forma 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 și de altă natură sau procese carstice (fig.3.40).

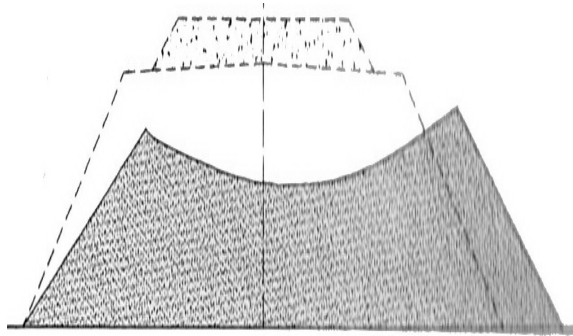


Fig.3.40. Prăbușiri pe goluri

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 exploatarei.

Unele prăbușiri se produc în cazul eroziunilor adânci provocate în timpul viiturilor mari. Prăbușirea are loc când eroziunea se apropie de marginea banchetelor și devine un pericol eminent pentru circulație (fig.3.41)

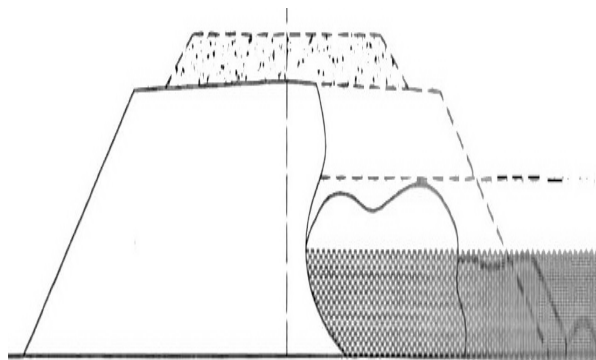


Fig. 3.41. Prăbușiri în urma eroziunilor

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 aproape verticală cu aspect de coloane, fiind 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.3.42).

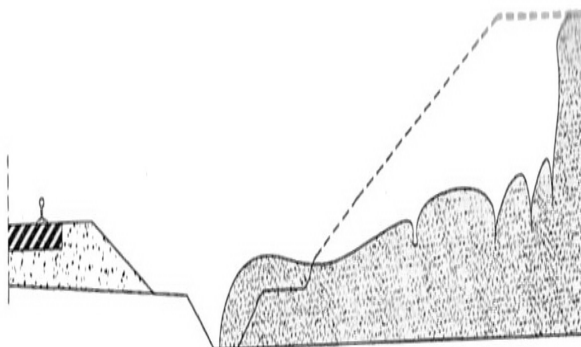


Fig.3.42. Prăbușiri de loess

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 10kg). La semidebleurile 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 10kg. 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.

3.11. Influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor de cale ferată.

3.11.1. Considerații generale.

Asupra pământurilor din terenul de fundare și din corpul terasamentelor de cale ferată, acționează și încărcări dinamice, alături de cele statice. Aceste acțiuni dinamice provenite din vibrații, șocuri seismice, trepidatii 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 ale terasamentului și terenului de bază, cauzând degradări și cedări ale acestora.

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 exploatării 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 construcțiilor. 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 și de sursa care le generează 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, la care variația accelerațiilor este periodică.

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

- oscilații proprii sau libere care se produc într-un sistem izolat în urma unei perturbații exterioare (impuls), iar 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, iar caracterul oscilant este determinat de structura fizică dar și de forțele exterioare.

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

$$\overline{F} = m \cdot \overline{a} \quad (3.1)$$

Pentru un sistem conservativ oscilant această ecuație este:

$$m \ddot{x} + k x = 0 \quad (3.2)$$

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:

$$x = A \cdot \cos \omega t + B \cdot \sin \omega t \quad (3.3)$$

unde: $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [s^{-1}]$ este frecvența proprie a oscilațiilor (3.4)

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 (3.4) devine:

$$x(t) = x_0 \cdot \cos \omega t + \left(\frac{x_0}{\omega} \right) \cdot \sin \omega t \quad (3.5)$$

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:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad [\text{s}] \quad (3.6)$$

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

$$\eta = \frac{a}{g} \quad (3.7)$$

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.

3.11.2. Influența vibrațiilor din circulație asupra stabilității terasamentelor de cale ferată.

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 unul convoi feroviar săgeata șinei din cauza elasticității patului are o anumită valoare. Această tasare ne produce cu o periodicitate T , care depinde de viteză și de distanța dintre osii și

căreia îi 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 constau în 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 [46] a fost posibilă calcularea coeficientului dinamic produs de vibrații cu relația:

$$k_v = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\Psi}\right)^2\right]^2 + 4 \cdot \left(\frac{\omega}{\Psi}\right)^2 \cdot \left(\frac{\xi}{\Psi}\right)^2}} \quad (3.8)$$

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 oscilațiilor.

Dacă se neglijează rezistența specifică a mediului ($\xi = 0$) și se face înlocuirea mărimilor ω și Ψ , se obține relația finală a coeficientului dinamic k_v :

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

$$\rightarrow k_v = \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\Psi}\right)^2} = \frac{1}{1 - \left(\frac{T_l}{T_i}\right)^2} \quad (3.9)$$

în care: T_l - perioada oscilațiilor libere;
 T_i - perioada oscilațiilor întreținute.

Din determinări rezultă 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 negative a vibrațiilor asupra stabilității 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.

3.11.3. 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 se supune un pământ la acțiunea vibrațiilor și se determină rezistența la forfecare τ , sub o presiune normală a constantă, se constată o scădere a rezistenței τ , comparativ cu cea determinată în condiții statice, datorită reducerii coeficientului de frecare interioară $tg \phi = f$.

Micșorarea coeficientului de frecare interioară este determinată de energia cinetică a mișcării oscilatorii, fiind funcție de accelerația vibrațiilor. Cu cât accelerația vibrațiilor este mai mare cu atât coeficientul de frecare interioară scade (fig.3.43), variația fiind descrisă de o hiperbolă.

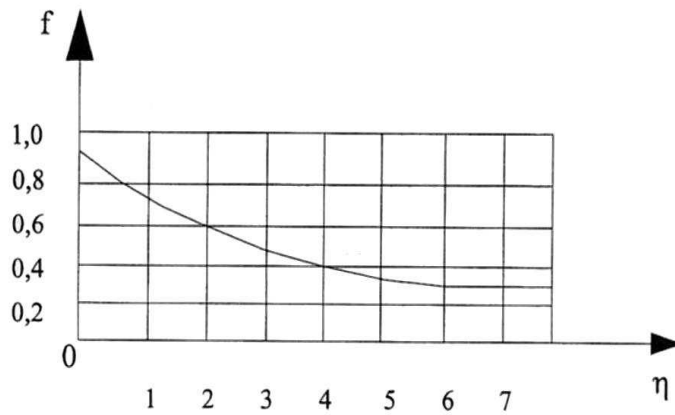


Fig. 3.43. Variația coeficientului de frecare în funcție de accelerația relativă a vibrației

În cazul când accelerația vibrațiilor este constantă, scăderea coeficientului f este influențată de creșterea frecvenței vibrațiilor (fig.3.44), dar influența frecvenței este mai mică decât cea a accelerației.

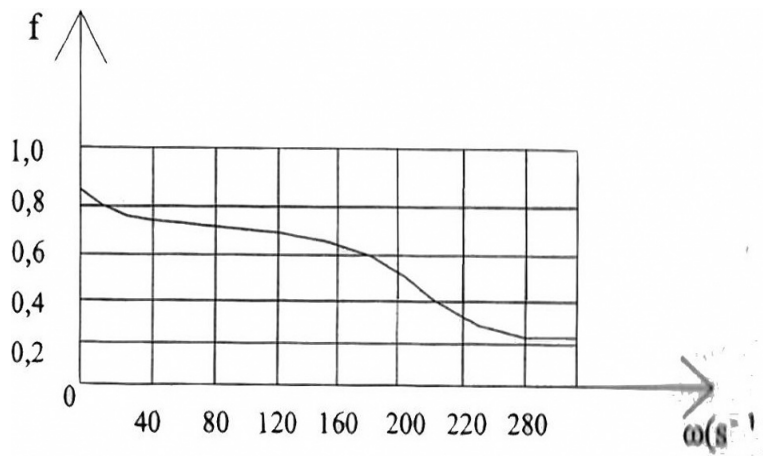


Fig.3.44. Variația coeficientului de frecare interioară în funcție de frecvența vibrațiilor

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 practic 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 [34] 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 la bază se ridică.

Influența vibrațiilor asupra pământurilor coezive se manifestă atât asupra forțelor de frecare internă, cât și asupra forțelor de coeziune. Din aceasta cauza 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 apă legată electro - chimic 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.

Cap.4. ANALIZA ȘI VERIFICAREA STABILITĂȚII TERASAMENTELOR DE CALE FERATĂ.

După ceea ce a rezultat din cele prezentate în capitolul 3, pe timpul exploatării căilor ferate, terasamentele acestora pot fi afectate de diverse fenomene de instabilitate, care perturbă circulația feroviară, impunând în unele cazuri închiderea temporară a acestora. Dintre aceste fenomene de instabilitate, foarte periculoasă este pierderea stabilității taluzurilor rambleurilor și debleurilor, prin producerea de alunecări de teren, care pot fi limitate numai la corpul terasamentului sau extinse și la versanții adiacenți. De aceea, la proiectarea, execuția și întreținerea terasamentelor, mai ales în cazul rambleurilor și debleurilor înalte, o componentă esențială constă în analiza și verificarea stabilității taluzurilor acestora. Eficiența analizei și verificării stabilității taluzurilor rambleurilor și debleurilor precum și a versanților adiacenți terasamentului căii, dacă este cazul, este condiționată de cunoașterea unor elemente geotehnice, care definesc natura și starea pământurilor din corpul acestora.

4.1. Elemente geotehnice folosite la analiza și verificarea stabilității terasamentelor de cale ferată.

Analiza și verificarea stabilității unui masiv de pământ, cu care se poate asimila un rambleu sau debleu creat artificial, precum și a versanților naturali, necesită cunoașterea în primul rând a parametrilor rezistenței la forfecare a pământului din corpul acestora, alături de unele caracteristici fizice de definire a naturii și stării acestuia (granulozitate, starea de îndesare sau compactare, umiditate, greutate volumică, etc.).

4.1.1. Rezistența la forfecare a pământurilor.

4.1.1.1. Semnificația fizică a rezistenței la forfecare a pământurilor.

Aplicarea unei sarcini exterioare asupra unui masiv de pământ (fig.4.1) 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.

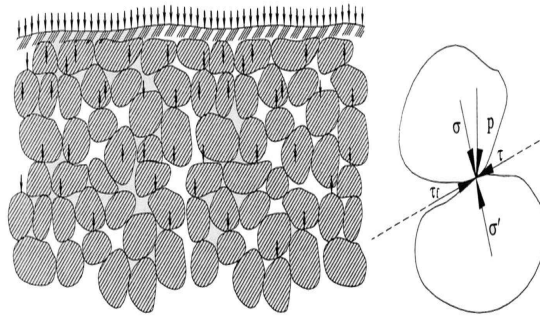


Fig.4.1. Rezistența la forfecare

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, în 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 rezistența pe care acesta o opune la ruperea prin forfecare a legăturilor dintre particulele componente, fiind egală 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.4.2.a) și este egală ca valoare cu mărimea tensiunii tangențiale de rupere, fiind determinată de frecarea dintre particulele componente și de mărimea tensiunii normale a :

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.1)$$

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.

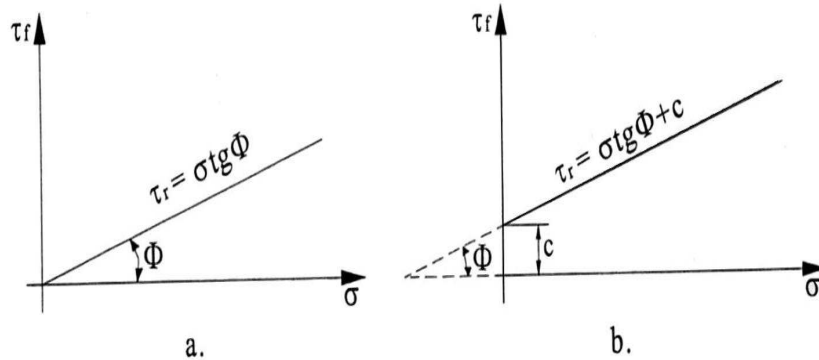


Fig.4.2. Dreapta intrinsecă:
a). - pământ necoeziv b). - pământ coeziv

Pentru pământurile coezive, conform aceleiași legi, rezistența la forfecare se exprimă tot prin ecuația unei drepte (fig.4.2.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:

$$\tau_f = \sigma \cdot \tan \phi + c \quad (4.2)$$

Dreapta corespunzătoare fiecăreia din ecuațiile (4.1) și (4.2) 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 parametri 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 tensiunii 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.

4.1.1.2. Teoria Mohr - Coulomb privind rezistența la forfecare a pământurilor.

Se știe că starea spațială de tensiune într-un punct al unui mediu omogen și izotrop este definită prin cele 3 dimensiuni principale ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Cu ajutorul

acestora se poate exprima valoarea tensiunilor normale și tangențiale pe orice element de suprafață care trece prin punctul respectiv.

Fie OAB o prisma elementară (fig.4.3), în interiorul unui masiv de pământ, având dimensiunile în planul xOz: dx, dz și ds , iar perpendicular pe acest plan (în direcția Oy) o grosime egală cu unitatea. Direcțiile Ox și Oz sunt direcții principale. Se consideră izolată această prismă din masivul de pământ și se studiază echilibrul ei în condițiile problemei plane.

Datorită încărcărilor exterioare, pe suprafețele OA și AB acționează tensiunile principale (σ_1 și σ_3).

Pe suprafața OB, înclinată cu unghiul α față de axa Ox, tensiunile principale σ_1 și σ_3 vor genera tensiunea rezultantă p_α care se poate descompune în componenta normală σ_α și tangențială τ_α . Scriind condițiile de echilibru pentru prisma elementară OAB, rezultă:

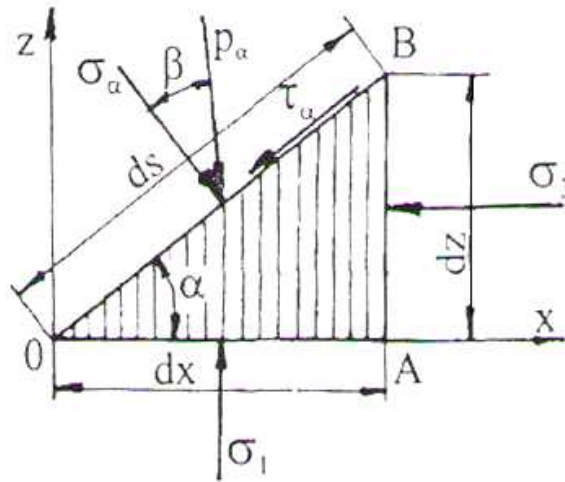


Fig. 4.3. Condiția de echilibru în funcție de eforturile principale

$$\sigma_\alpha \cdot ds \cdot 1 = \sigma_1 \cdot dx \cdot 1 \cdot \cos \alpha + \sigma_3 \cdot dz \cdot 1 \cdot \sin \alpha \quad (4.3)$$

$$\tau_\alpha \cdot ds \cdot 1 = \sigma_1 \cdot dx \cdot 1 \cdot \sin \alpha - \sigma_3 \cdot dz \cdot 1 \cdot \cos \alpha \quad (4.4)$$

de unde prin împărțire cu ds se obține;

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_3 \cdot \sin^2 \alpha \quad (4.5)$$

$$\tau_\alpha = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (4.6)$$

iar prin transformări trigonometrice rezultă:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\alpha \quad (4.7)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\alpha$$

Într-un sistem de coordonate $\sigma O\tau$, ecuația (4.7) poate fi transpusă grafic, descriind un cerc cu diametrul egal cu $\sigma_1 - \sigma_3$ și cu centrul situat la distanța $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$, față de origine, cerc care intersectează axa 0σ în punctele de coordonate $(\sigma_3, 0)$ și $(\sigma_1, 0)$. Acest cerc poartă denumirea de cercul tensiunilor sau cercul lui Mohr (fig.4.4).

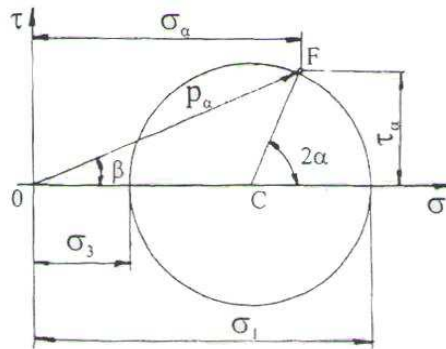


Fig.4.4. Cercul lui Mohr

Din relațiile (4.7), (4.8) și din construcția grafică, rezultă că valorile componentelor σ_α și τ_α ale tensiunii rezultante p_α , ce acționează pe un plan înclinat cu unghiul α față de planul de tensiune principală maximă σ_1 , sunt date de coordonatele punctului F, obținut prin intersecția cercului cu raza construită sub unghiul 2α .

Coordonatele punctelor situate pe semicercul de deasupra axei 0σ dau mărimea tensiunilor σ_α și τ_α , pentru elemente de suprafață care includ cu planul de tensiune principală maximă (respectiv cu axa $0x$ în fig.4.3) un unghi cuprins între 0 și 90° . Coordonatele punctelor situate pe semicercul de sub abscisă reprezintă tensiunile σ_α și τ_α pentru elemente de suprafață care formează cu axa $0x$ un unghi având valorile cuprinse între 90° și 180° .

Segmentul OF reprezintă tensiunea rezultată p_α , care acționează pe elementul de suprafață considerat.

Din cele prezentate rezultă că punctele de pe cercul lui Mohr reprezintă tensiunile pe diferite elemente de suprafață ce trec printr-un punct al masivului de pământ, generate de o singură stare de solicitare, care este definită prin tensiunile principale σ_1 și σ_3 . Dacă tensiunea tangențială τ atinge valoarea limită a rezistenței la forfecare τ_f pe una din aceste suprafețe, se consideră că masivul de pământ cercetat se găsește în stare de echilibru limită. Cum valoarea limită a rezistenței la forfecare depinde de mărimea tensiunii normale σ , care și ea este o funcție a tensiunilor principale σ_1 și σ_3 , înseamnă că pot exista o infinitate de

rapoarte σ_1/σ_3 respectiv o infinitate de stări de solicitare, care pot provoca atingerea echilibrului limită ($\tau = \tau_f$) și apoi ruperea ($\tau > \tau_f$).

Pentru punerea în evidență a curbei intrinseci se reprezintă într-un sistem de axe de coordonate ($\sigma\tau$), tensiunile rezultante $p_1 = OF_1$, $p_2 = OF_2$, $p_n = OF_n$, ale căror componente tangențiale τ_1 , τ_2 ... τ_n ating valorile limită ale rezistenței la forfecare τ_{f1} , τ_{f2} τ_{fn} (fig.4.5).

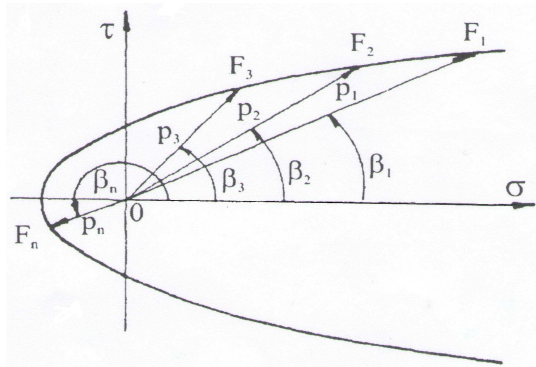


Fig.4.5. Curba intrinsecă

Locul geometric al punctelor F_1, F_2, \dots, F_n reprezintă **curba intrinsecă**, pentru mediul cercetat. Fiecare punct de pe curba intrinsecă unit cu originea sistemului de coordonate, reprezintă o tensiune rezultantă p , care sporită cu o valoare foarte mică provoacă cedarea prin rupere după o anumită suprafață a mediului respectiv.

O reprezentare foarte clară a stării de solicitare într-un mediu considerat (pământ) se obține suprapunând curba intrinsecă și cercurile lui Mohr. Cercurile lui Mohr care pot fi desenate în interiorul curbei intrinseci reprezintă stări de solicitare, la care echilibrul este asigurat; cele tangente indică existența unor solicitări pentru care pe anumite suprafețe există pericolul cedării, adică s-a atins limita echilibrului. Cu această interpretare curba intrinsecă poate fi definită ca înfășurătoarea cercurilor lui Mohr, ce corespund unor stări de solicitare pentru care s-a atins limita echilibrului (fig.4.6).

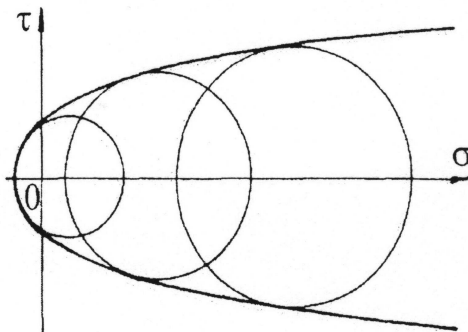


Fig.4.6. Curba intrinsecă și cercurile Mohr pentru limita echilibrului.

În cazul pământurilor, porțiunile aproximativ liniare ale curbei intrinseci se asimilează cu dreapta lui Coulomb, a cărei ecuație a fost prezentată anterior, atât pentru pământuri necoezive cât și coezive.

Din cele arătate, rezultă că în studiul rezistenței la forfecare a pământurilor după teoria de rupere Mohr - Coulomb, pot apărea trei situații, privind poziția relativă a cercului tensiunilor față de dreapta intrinsecă: sub dreapta intrinsecă, tangent și secant la aceasta. Cele trei poziții diferite, corespund cazurilor când starea de solicitare într-un punct al pământului se găsește sub limita echilibrului, la limita echilibrului și peste limita echilibrului (adică s-a produs ruperea).

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.4.7.a), 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.4.7.a) este unghi exterior triunghiului OTC și are valoarea:

$$TCB = 2\alpha = OTC + COT = 90^\circ + \phi,$$

de unde rezultă:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2},$$

adică planul de rupere include cu direcția planului de tensiune maximă unghiul

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}.$$

Din figura 4.3 rezultă că unghiul de înclinare p a efortului unitar total p față de normala la suprafață OB, denumit unghi de deviere, are valoarea:

$$\beta = \arctg \frac{\tau}{\sigma}$$

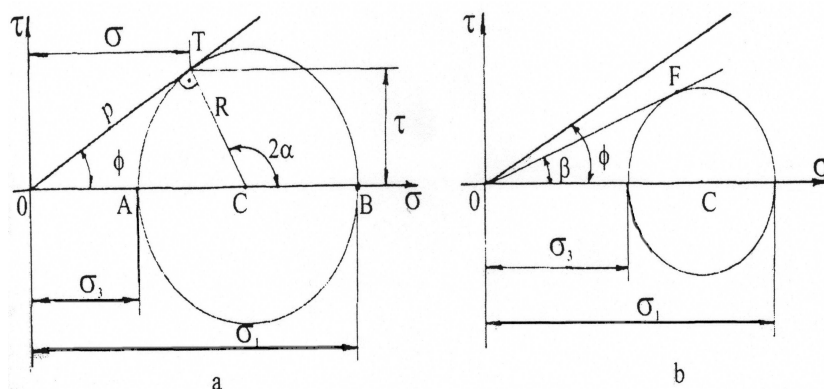


Fig.4.7. Condiția de rupere pentru pământurile necoezive:
a - îndeplinită; b - neîndeplinită

Acest unghi se regăsește și în sistemul de axe de coordonate $\sigma\tau$ (fig.4.4), ca unghi de înclinare a efortului unitar total p_α față de axa 0σ . Comparând figura 4.4. cu figura 4.7.a, se constată că în cazul pământurilor necoezive, la rupere direcția efortului unitar total p_α se confundă cu direcția dreptei intrinseci adică:

$$\beta_{\max} = \phi \quad (4.10.)$$

Condiției (4.10) i se poate da următoarea formulare: la un pământ necoeziv ruperea se produce începând cu acel plan, pentru care unghiul de deviere β devine egal cu unghiul de frecare interioară ϕ .

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

$$R \geq CT \quad (4.11.)$$

unde: R - raza cercului tensiunilor corespunzătoare rupei;
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 (4.11), se obține exprimarea analitică a condiției de rupere pentru pământurile necoezive:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \geq \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi \quad (4.12.)$$

sau:
$$\sin \phi \leq \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (4.12')$$

În cazul când cercul lui Mohr, construit pe baza tensiunilor principale dintr-un punct oarecare a unui masiv de pământ, nu este tangent la dreapta intrinsecă (fig.4.7.b), înseamnă că acel punct se află în condiții de echilibru stabil. Stabilitatea este asigurată pentru orice plan care trece prin acel punct, deoarece pentru oricare punct al cercului va fi îndeplinită condiția $\beta < \phi$.

La pământurile coezive, după cum rezultă din relația (4.2), rezistența la forfecare este majorată în oricare punct a unui masiv cu valoarea coeziunii c. Datorită acestui lucru unghiul de deviere β poate să depășească ca valoare unghiul de frecare interioară ϕ , fără a se produce ruperea.

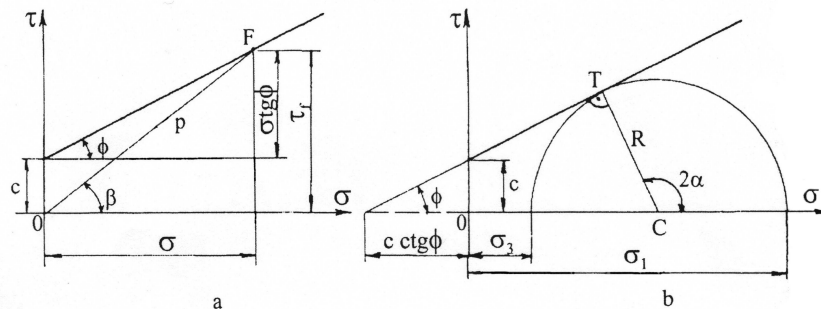


Fig.4.8. Condiția de rupere pentru pământuri coezive.

Într-adevăr din fig.4.8.a, rezultă:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\tau_f}{\sigma} = \frac{\sigma \cdot \operatorname{tg} \phi + c}{\sigma} = \operatorname{tg} \phi + \frac{c}{\sigma} \quad (4.13)$$

deci: $\beta > \phi$

Punând aceeași condiție de rupere (4.11) ca și la pământurile necoezive și făcând înlocuirile necesare, se poate exprima analitic condiția de rupere pentru pământuri coezive (fig.4.8.b):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \geq \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \operatorname{ctg} \phi \right) \cdot \sin \phi \quad (4.14)$$

sau:
$$\sin \phi \leq \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \phi} \quad (4.14')$$

4.1.1.3. 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 (4.1) sau în eforturi unitare efective σ' , conform relației:

$$\tau_f = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi' = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (4.15)$$

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°, iar la cele afânate de 28 - 34°. Pentru nisipuri la care conținutul de nisip fin sau praf este sub 5%, s-a stabilit experimental următoarea relație de legătură între unghiul de frecare interioară ϕ și gradul de îndesare I_D :

$$\phi = 30^\circ + 15 I_D \quad (4.16)$$

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.4.9 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.4.9 curba b).

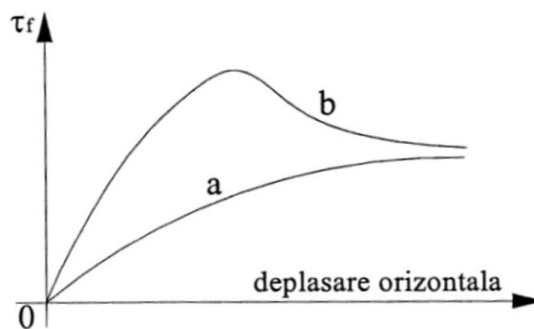


Fig.4.9. Variația lui τ_f în funcție de deplasare:

a) – nisip afânat b) – nisip îndesat

La nisipurile afânate, creșterea continuă a rezistenței la forfecare se explică printr-o reorganizare 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 afânare (creșterea porozității) și nici îndesare (micșorarea porozității). Aceasta 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 crează 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 pori 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, mărirea rezistenței la forfecare este dependentă și de coeziune. Coeziunea unui pământ poate fi considerată ca sumă a doi termeni:

$$c = c_w + c_s, \quad (4.17)$$

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 (4.17) rezistența la forfecare a pământurilor coezive poate fi scrisă în eforturi unitare efective astfel:

$$\tau_f = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi' + c_w + c_s = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi' + c_w + c_s \quad (4.18)$$

Mărirea 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.4.10).

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.

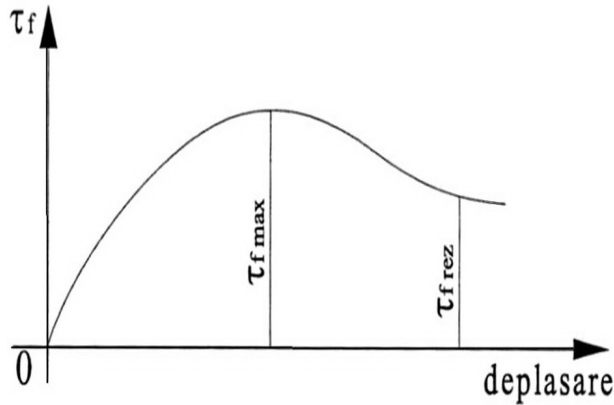


Fig. 4.10. Curba de variație $\tau_f - \delta$ la pământurile coezive

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 foarfecă în aceleași condiții, se constată că rezistența la forfecare este cu atât mai mare cu cât umiditatea inițială a pământului este mai mică (fig.4.11).

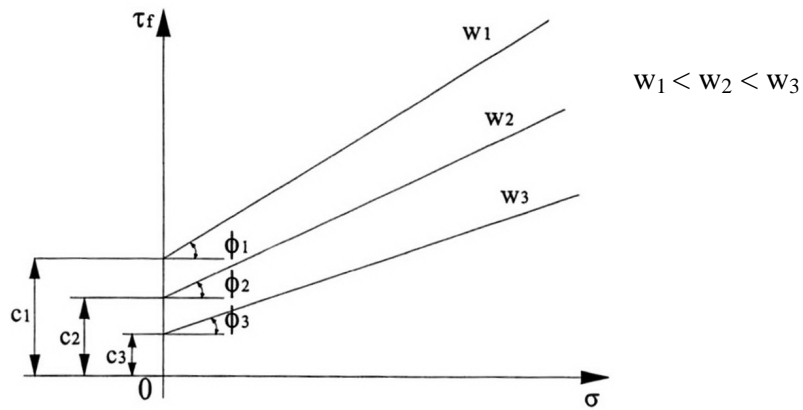


Fig.4.11. Influența umidității asupra rezistenței la forfecare a argilelor

Rezistența la forfecare a pământurilor coezive depinde și de starea anterioară de tensiuni, adică de mărirea încărcărilor anterioare care au acționat

asupra pământurilor. 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.

4.1.2. 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 corespunzătoare fiecărei trepte de încărcare, se poate trasa diagrama de variație a tasării, în funcție de presiunea de încărcare (fig.4.12).

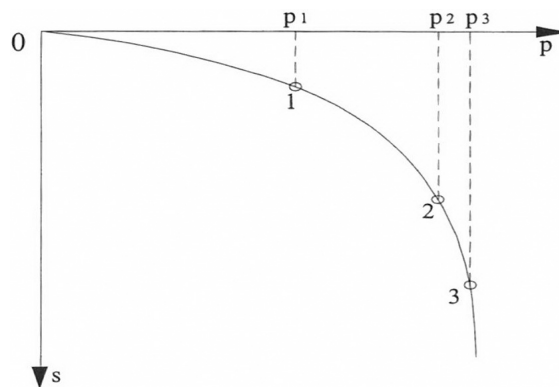


Fig. 4.12. Diagrama de încărcare - tasare

Pe curba obținută (fig.4.12) 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 [37].

Pe **sectorul 0 - 1** se poate considera că relația de dependență dintre deformație și presiune este liniară (cvasi - liniară), diagrama de pe această porțiune putând fi asimilată cu o dreaptă. Considerând două volume elementare de pământ, situate pe verticalele care delimitează suprafața de încărcare (fig.4.13.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 (modulul de deformație liniară, coeficienți de compresibilitate, etc.).

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 (fig.4.13.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 4.14).

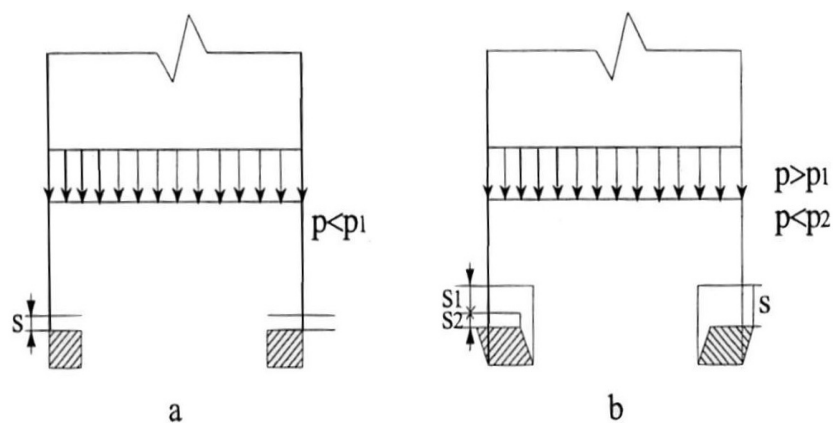


Fig.4.13. Fazele deformării pământului:
a) - faza îndesării b) - faza alunecărilor

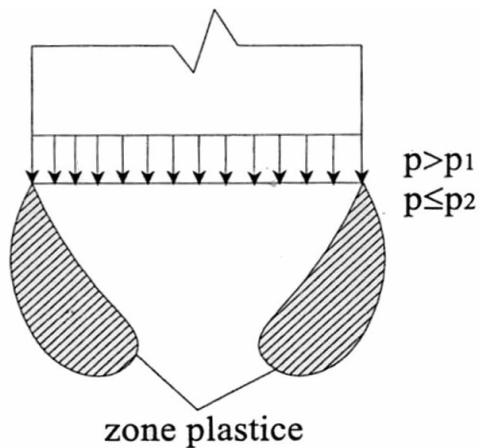


Fig. 4.14. Dezvoltarea zonelor plastice

Faza deformării terenului de fundare corespunzătoare sectorului 1-2 (fig.4.12), 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 rezistența 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, fig.4.12), 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 (fig.4.15).

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

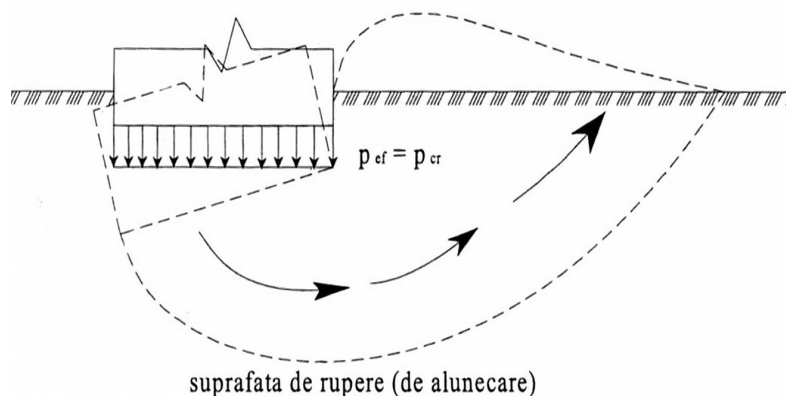


Fig. 4.15. Cedarea terenului de fundare

4.2. Metode de analiză și verificare a stabilității taluzurilor terasamentelor de cale ferată.

4.2.1. Considerații generale.

Pierderea stabilității unui taluz se poate produce ca urmare a dezvoltării unor suprafețe de rupere în interiorul masei de pământ, prin dezvoltarea zonelor plastice în terenul de fundare sau în corpul construcției de pământ sau ca urmare a curgerii vâscoase a masei de pământ.

În prezent analiza și verificarea stabilității taluzurilor se face pe cale teoretică, folosind diferite metode de calcul. De asemenea, se poate evalua pe cale practică prin măsurarea deformațiilor pe teren.

Problema stabilității taluzurilor și a versanților naturali este o nedeterminare, având în vedere numărul mare de factori de teren care intervin. Metodele de calcul folosite până în prezent nu cuprind o exprimare cantitativă satisfăcătoare a factorului geologic.

Din acest motiv rezultatele calculelor de stabilitate au o oarecare relativitate și trebuie considerate ca orientative. Prin măsurarea deformațiilor orizontale și verticale ale taluzurilor și ale versanților se obține o reflectare autentică, reală, a tuturor factorilor de stabilitate sau de pierdere a echilibrului natural.

Analizele de stabilitate au scopul de a evalua siguranța masivelor artificiale (rambleuri, debleuri) sau naturale de pământ (versanți), în condițiile cele mai defavorabile privind posibilitatea de manifestare a cedării lor. Analizele de stabilitate au la bază diferite proceduri sau metode ce s-au dezvoltat în decursul timpului. Orice procedură sau metodă de analiză și verificare a stabilității utilizează un model ce aproximează condițiile concrete în care cedarea poate avea loc și cuantifică, factorii care o produc și o controlează. Procedura sau modelul pe care se bazează această analiză, acceptă o serie de ipoteze privind:

- comportarea materialelor ce intră în componența masivelor artificiale sau naturale din pământ;
- evaluarea solicitărilor ce intervin în diferite etape evolutive ale cedării masivului;
- forma și poziția suprafeței de cedare, repartitia reacțiunilor în lungul acestora și în cuprinsul masei alunecătoare;
- definirea coeficientului de siguranță și variația acestuia în lungul suprafeței de cedare;
- stadiul de mobilizare al parametrilor rezistenței la forfecare.

Stabilitatea taluzurilor și a versanților se exprimă printr-un coeficient de siguranță η_s (sau factor de stabilitate F_s), care, în forma sa cea mai simplificată reprezintă raportul dintre forțele de rezistență și cele de alunecare. Pentru a avea un taluz stabil se cere ca η_s să fie supraunitar, $\eta_s > 1$. Forțele de rezistență fiind în acest caz mai mari decât cele de alunecare apare noțiunea de rezervă de stabilitate.

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

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

Coeficientul de siguranță η_s privind stabilitatea unui taluz sau versant poate fi definit în diverse moduri, după cum se face referire la factorii care produc instabilitatea, la caracteristicile de rezistență ale pământului sau și la unele și la altele. Astfel, în raport cu rezistența la forfecare a materialului din versant sau taluz, coeficientul de siguranță se definește prin relația:

$$\eta_s = \left[\frac{\tau_{f \text{ real}}}{\tau_{f \text{ nec}}} \right]_{\min} \quad (4.19)$$

în care: $\tau_{f \text{ real}}$ - valoarea medie a rezistenței la forfecare disponibilă (reală);

$\tau_{f\ nec}$ - valoarea medie a rezistenței la forfecare necesară (mobilizată) pentru starea de echilibru limită.

În unele metode de verificare a stabilității taluzurilor și versanților, care admit existența unei suprafețe de alunecare de formă cilindrică (fig.4.16), coeficientul de siguranță se exprimă ca raport între momentul de stabilitate M_s , dat de forțele de rezistență și momentul de alunecare M_a , dat de forțele active de alunecare, ambele fiind calculate față de centrul cercului director al suprafeței de alunecare:

$$\eta_s = \frac{M_s}{M_a} \tag{4.20}$$

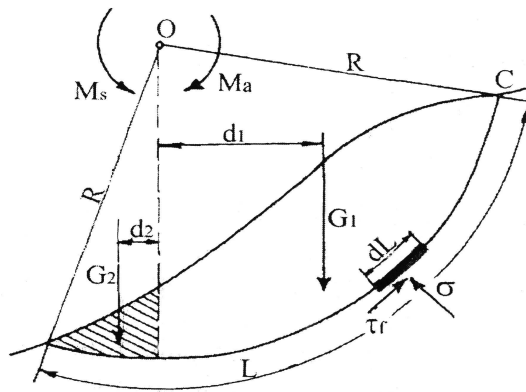


Fig.4.16. Definirea coeficientului de siguranță

Ținând seama de notațiile din fig.4.16, momentul total de stabilitate poate fi scris astfel:

$$M_s = G_2 \cdot d_2 + M_i \tag{4.21}$$

- unde: M_i reprezintă momentul de stabilitate dat de forțele de rezistență interioară (datorat lui $\tau_{f\ real}$) având valoarea:

$$M_i = \tau_{f\ real} \cdot L \cdot R \tag{4.22}$$

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

$$\tau_{f\ real} = \frac{1}{L} \int_0^L \sigma \cdot \text{tg} \phi \cdot dL + c \tag{4.23}$$

Conform schemei de calcul prezentate în figura 9.2, momentul de alunecare este:

$$M_a = G_1 \cdot d_1 \tag{4.24}$$

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

$$M_s = M_a \tag{4.25}$$

sau:

$$G_2 \cdot d_2 + M_i = G_1 \cdot d_1 \quad (4.26)$$

- din care rezultă:

$$M_i = G_1 \cdot d_1 - G_2 \cdot d_2 = M_{i \text{ nec}} \quad (4.27)$$

- unde prin $M_{i \text{ nec}}$ s-a notat momentul forțelor de rezistență interioară, necesar a fi mobilizat efectiv pentru a se ajunge la starea de echilibru limită și care prin analogie cu relația (4.22) poate fi exprimat astfel:

$$M_{i \text{ nec}} = \tau_{f \text{ nec}} \cdot L \cdot R \quad (4.28)$$

Relația (4.27) corespunzătoare limitei echilibrului, sugerează posibilitatea exprimării coeficientului de siguranță, în funcție de momentele forțelor care intervin în echilibru, prin raportul:

$$\eta_s = \left[\frac{M_i}{M_{i \text{ nec}}}_{\min} \right] \quad (4.29)$$

care, dacă se ține seama de relațiile (4.22) și (4.28), devine identic cu relația (4.19), adică:

$$\eta_s = \left[\frac{\tau_{f \text{ real}} \cdot L \cdot R}{\tau_{f \text{ nec}} \cdot L \cdot R}_{\min} \right] = \left[\frac{\tau_{f \text{ real}}}{\tau_{f \text{ nec}}}_{\min} \right]$$

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

În cazul când coeficientul de siguranță este supraunitar, se pune întrebarea, de la ce valoare taluzul sau versantul poate fi considerat ca fiind „suficient de stabil”. Valoarea minimă necesară a coeficientului de siguranță depinde în mare măsură de complexitatea și gradul de cunoaștere de către proiectant a problemei analizate, precum și de dificultatea de exprimare a tuturor factorilor geologici în termeni ingineresti și relații matematice. În cazul când există un grad mai ridicat de incertitudine privind problema analizată, se indică adoptarea unei valori admisibile mai mari pentru coeficientul de siguranță. De asemenea, atunci când estimarea prin calcul a stabilității unui taluz sau versant prezintă o mare importanță socială sau economică, se adoptă în mod deliberat o valoare admisibilă mai mare a coeficientului de siguranță, chiar dacă cazul respectiv este bine cunoscut și stăpânit.

O primă latură dificilă în analiza de stabilitate o reprezintă reflectarea structurii geologice, a condițiilor geologice în general, în formulele de calcul. Din acest punct de vedere trebuie observat că marea majoritate a formulelor de calcul sunt elaborate pentru terenuri omogene, nestratificate, deși acestea se întâlnesc în natură foarte rar. Interpretarea datelor geologice pentru scopurile ingineresti reprezintă o mare dificultate în analiza de stabilitate. O a doua latură dificilă pentru analiza de stabilitate este dată de variația condițiilor climaterice, hidrogeologice, de activitatea inginerescă a omului, etc., care afectează stabilitatea taluzurilor și a versanților naturali. O altă dificultate o reprezintă variația (reducerea) în timp a valorilor proprietăților fizico - mecanice pe care se bazează analiza de stabilitate.

Nu sunt metode de analiză care să ia în considerare timpul, unul dintre cei mai importanți factori și din acest motiv, noțiunea de stabilitate are un caracter

relativ. Versanții și taluzurile se află într-o permanentă modificare a stării de eforturi, de reducere lentă a rezervei de stabilitate. Stabilitatea are un caracter relativ și din punct de vedere spațial, independent de timp. Cercetările au arătat că rezerva de stabilitate a unui taluz sau versant scade de la $\eta = 2 \dots 2,5$, la partea superioară a taluzului, la $\eta = 1 \dots 1,3$, spre baza acestuia.

Studiul alunecărilor de teren este subordonat elaborării prognozei, pe de o parte, și stabilirii măsurilor de stabilizare (consolidare) a versanților și taluzurilor pe de altă parte. Valoarea practică a cercetării alunecărilor de teren este dată de eficiența măsurilor de stabilizare (consolidare) a versanților și a taluzurilor, măsuri care trebuie să aibă la bază elemente de ordin geologic și geotehnic. Stabilizarea alunecărilor de teren reprezintă criteriul practic de apreciere a eficienței studiului geologico - geotehnic, precum și a proiectelor de consolidare.

Alunecările de teren au format și formează una din principalele problematice ale mecanicii pământurilor, care este necesar a fi rezolvată prin aprofundarea și prin dezvoltarea experienței și a cunoștințelor acumulate până în prezent și adaptarea lor continuă la problemele ridicate de nivelul actual de investigare, diagnosticare și intervenție tehnică asupra alunecărilor de teren.

Analiza stabilității taluzurilor se poate realiza în diverse moduri în funcție de principiile de calcul, care se au în vedere la stabilirea metodei de calcul. Aceste metode de calcul pot fi clasificate în trei mari categorii [75]:

- metode clasice sau tradiționale de calcul la rupere, care prin valoarea coeficientului de siguranță η_s sau a factorului de stabilitate F_s , furnizat, cuantifică condițiile de stabilitate prin raportarea la situația de echilibru limită, pentru care $\eta_s = 1$ sau $F_s = 1$;

- metode de analiză numerică care furnizează eforturile și deformațiile din masivul de pământ;

- metode energetice, care au la bază exprimarea condiției de echilibru în funcție de variația energiei masei de pământ studiate.

4.2.2. Metode clasice sau tradiționale de analiză și verificare a stabilității taluzurilor.

Metodele clasice sau tradiționale admit ipoteza comună, conform căreia coeficientul de siguranță (factorul de stabilitate) are o aceeași valoare pentru orice punct aparținând suprafeței de cedare, condițiile de stabilitate fiind caracterizate printr-o valoare medie a acestuia. Ele admit ca pentru o suprafață unitară de alunecare rezistența mobilizată pentru echilibrarea efortului tangențial efectiv reprezintă o cotă parte din rezistența disponibilă.

Metodele din această categorie consideră masa alunecătoare ca fiind rigid - deformabilă, pentru care condițiile de echilibru static sunt satisfăcute.

Pe baza conceptului de echilibru limită au fost create și dezvoltate o serie de metode ale căror limite de aplicabilitate sunt bine precizate și care sunt curent folosite în analizele de stabilitate a masivelor de pământ. Categorisite ca metode clasice sau tradiționale, ele prezintă o serie de facilități și anume:

- aproximează printr-un model simplu mecanismul de rupere al taluzurilor și versanților fără a introduce erori mari;
- sunt accesibile sub aspect teoretic și al utilizării;

- stau la baza întocmirii unor grafice de stabilitate ce ușurează activitatea de dimensionare și verificare a stabilității lucrărilor de pământ;
- abordează problema stabilității în eforturi totale sau efective;
- permit abordarea problemei sub aspect determinist sau sub aspect probabilistic;
- sunt tratate în diverse lucrări de specialitate;
- se regăsesc sub forma unor programe de calcul ce au în vedere geometrii complexe ale formei taluzului și structurii geologice a acestuia;
- admit posibilitatea de analiză a influenței diferiților factori ce determină condițiile de stabilitate;
- sunt pretabile studiului stabilității în condițiile problemei plane și spațiale și abordării prin tehnica programării dinamice;
- permit analiza stabilității ținând cont de mobilizarea progresivă a rezistenței la forfecare.

Metodele tradiționale admit faptul că forma suprafeței de cedare este cunoscută care poate fi considerată: plană, plană - frântă, curbilinie diferită de cea circulară, circulară și oarecare. Aceste metode au în vedere echilibrul static al întregului volum de pământ separat prin suprafața de alunecare sau al mai multor volume din care se consideră alcătuită masa alunecătoare.

Dintre metodele tradiționale de calcul folosite pentru analiza și verificarea taluzurilor și versanților se menționează: metoda fâșiilor (Fellenius), metoda cercului de frecare (Taylor), metoda Bishop simplificată și exactă, metoda Bishop - Morgenstern, metoda de verificare globală, metoda Maslov - Berer, metoda Petterson, etc. Din rândul acestora cele mai des folosite se prezintă în subparagrafele care urmează.

4.2.2.1. Metoda fâșiilor (Fellenius).

Metoda fâșiilor este cunoscută în literatura de specialitate și sub alte denumiri: metoda Fellenius, metoda momentelor, metoda suedeză, ultima denumire datorându-se contribuției deosebite pe care au avut-o unii ingineri suedezi la elaborarea și perfecționarea acestei metode (K. E. Petterson, S. Hultin, W. Fellenius).

Metoda fâșiilor se folosește atât pentru verificarea stabilității taluzurilor cât și a versanților, afectați de alunecări de mică și medie adâncime.

Ea a fost inițial elaborată pentru roci argiloase omogene, nestratificate, dar în prezent se utilizează și pentru formațiuni stratificate, eterogene din punct de vedere litologic.

Suprafața de alunecare în metoda fâșiilor este de formă curbilinie, considerându-se cilindrică - circulară pentru cazurile cele mai simple.

În cazul unui taluz cu panta cunoscută, a cărui stabilitate urmează să se verifice (fig.4.17), se consideră o suprafață posibilă de alunecare definită prin arcul de cerc cu centrul în punctul O și care trece prin baza taluzului.

În mod orientativ, pentru determinarea centrului primei suprafețe posibile de alunecare, se pot folosi unghiurile β_1 și β_2 , date de W. Fellenius, în funcție de panta taluzului (tabelul 4.1).

Unghiul β_1 se construiește la baza taluzului față de planul acestuia, iar β_2 față de orizontala dusă prin vârful taluzului.

Punctul O de intersecție a celor două drepte care delimitează unghiurile β_1 și β_2 reprezintă centrul cercului director al unei suprafețe de alunecare posibile. Considerând ipoteza că suprafața de alunecare trece prin baza taluzului, acest lucru fiind determinat, în principal, de condițiile litologice, atunci cu raza $R = OA$ se trasează arcul de cerc AC care reprezintă o suprafață posibilă de alunecare.

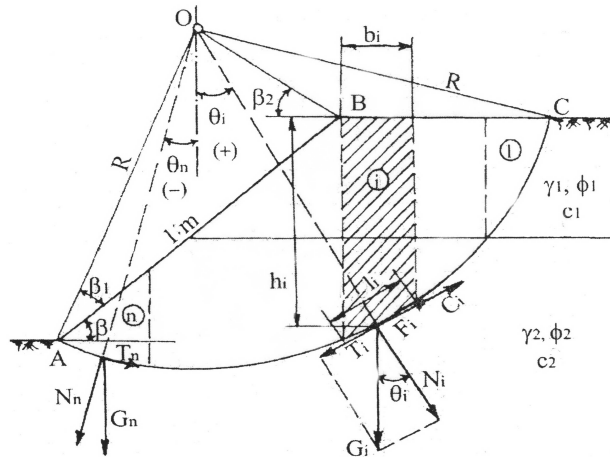


Fig. 4.17. Metoda fâșiilor

Tabelul 4.1: Valorile unghiurilor β_1 și β_2 .

| Panta taluzului | 1 : m | 1,75 : 1 | 1 : 1 | 1 : 1,5 | 1 : 2 | 1 : 3 | 1 : 5 |
|-------------------|---------|----------|-------|---------|---------|---------|---------|
| | β | 60° | 45° | 33° 41' | 26° 34' | 18° 25' | 11° 19' |
| unghiul β_1 | | 29° | 28° | 26° | 25° | 25° | 25° |
| unghiul β_2 | | 40° | 37° | 35° | 35° | 35° | 37° |

Masa alunecătoare ABC se împarte în fâșii, recomandându-se orientativ, ca lățimea fâșiilor să fie $b \sim 0,1R$. În cazul când adoptând acest criteriu rezultă un număr prea mare sau prea mic de fâșii, se va lua o lățime medie care să ducă la un număr total de fâșii cuprins între 5 și 10. Dacă taluzul este executat într-un masiv stratificat, lățimile fâșiilor trebuie astfel alese, încât lungimea arcului de cerc pe care reazemă fiecare fâșie să se găsească într-un singur strat (fig.4.17).

Pentru urmărirea principiului metodei se consideră fâșia i , având dimensiunile b_i și h_i . Dacă se admite că forțele normale și tangențiale, care acționează pe fețele laterale ale fâșiei, se echilibrează reciproc (ceea ce este echivalent cu a admite că fiecare fâșie acționează independent de celelalte), rezultă că asupra fâșiei acționează greutatea proprie G_i , care trebuie echilibrată de forțele de rezistență ce se dezvoltă pe suprafața de alunecare aferentă fâșiei:

$$A_i = l_i \cdot 1$$

l_i - fiind lungimea arcului de cerc aferent fâșiei i .

Pentru o lungime unitară a fâșiei, greutatea acesteia este:

$$G_i = \gamma \cdot b_i \cdot h_i \quad (4.30)$$

Considerând că forța G_i acționează în punctul de intersecție a verticalei centrului de greutate al fâșiei cu suprafața de alunecare și descompunând-o, după normala și tangenta în acest punct la arcul de cerc l_i , se obțin componentele:

$$N_i = G_i \cdot \cos \theta_i \quad (4.31)$$

$$T_i = G_i \cdot \sin \theta_i \quad (4.32)$$

- unde: θ_i - reprezintă unghiul față de verticală, făcut de raza dusă prin mijlocul arcului de cerc aferent fâșiei i .

Componenta T_i reprezintă forța activă care tinde să producă alunecarea fâșiei i spre baza taluzului. Forțele pasive care se opun acțiunii T_i , adică care tind să mențină stabilitatea fâșiei considerate, sunt:

- forța de frecare:

$$F_i = N_i \cdot \operatorname{tg} \phi_j = G_i \cdot \cos \theta_i \cdot \operatorname{tg} \phi_j \quad (4.33)$$

- forța de coeziune:

$$C_i = c_j \cdot A_i = c_j \cdot l_i \quad (4.34)$$

În relațiile (4.33) și (4.34) cu j s-a notat stratul în care se găsește baza fâșiei i .

Se observă că la fâșiile aflate în stânga verticalei centrului O , pentru care unghiurile θ_i , se notează în mod convențional cu $(-)$, componentele tangențiale sunt forțe de rezistență ce se opun alunecării și se notează cu $T_{i(-)}$. Pentru fâșiile situate în dreapta verticalei centrului O , componentele tangențiale ale greutateților și unghiurile θ_i se afectează de semnul $(+)$.

Coeficientul de siguranță corespunzător suprafeței de alunecare considerate, se obține făcând raportul între momentul total de stabilitate M_s , dat de forțele F_i , C_j și $T_{i(-)}$ față de centrul O și momentul total de alunecare M_a , dat de forțele $T_{i(+)}$ față de același punct (centrul O):

$$\eta_s = \frac{\sum [F_i + C_i + T_{i(-)}] \cdot R}{\sum T_{i(+)} \cdot R} = \frac{R \cdot \sum [G_i \cdot \cos \theta_i \cdot \operatorname{tg} \phi_j + c_j \cdot l_i + G_i \cdot \sin \theta_{i(-)}]}{R \cdot \sum G_i \cdot \sin \theta_{i(+)}} \quad (4.35)$$

$$\eta_s = \frac{\sum [G_i \cdot \cos \theta_i \cdot \operatorname{tg} \phi_j + c_j \cdot l_i + G_i \cdot \sin \theta_{i(-)}]}{\sum G_i \cdot \sin \theta_{i(+)}}$$

La calculul greutateții G_i a unei fâșii, trebuie să se țină seama de greutatețile volumice ale diferitelor straturi pe care le străbate fâșia (γ_1, γ_2 , etc.).

Pentru estimarea stabilității taluzului sau versantului analizat, se calculează valorile coeficientului de siguranță și pentru alte suprafețe de alunecare considerate, determinând o valoare minimă, care corespunde celei mai periculoase suprafețe de alunecare, denumită și „suprafața critică de alunecare”. Stabilitatea taluzului sau versantului se consideră că este asigurată, dacă este satisfăcută condiția:

$$\eta_{s \min} \geq \eta_{s \text{ adm}} = 1,25 \dots \dots 1,5 \quad (4.36)$$

Pentru reducerea numărului de încercări necesare determinării valorii minime a coeficientului de siguranță, respectiv a suprafeței critice de alunecare, se poate aplica procedeul aproximativ descris mai jos.

Se consideră că centrele suprafețelor circulare de alunecare periculoase, dintre care una va fi cea critică, se găsesc pe o dreaptă definită prin punctele O și D (fig.4.18), denumită dreapta centrelor. Punctul O, adică centrul cercului director al primei suprafețe de alunecare considerate, se determină conform celor arătate anterior (cu ajutorul unghiurilor β_1 și β_2) iar punctul D, are, în raport cu baza taluzului, coordonatele $4,5H$ și H .

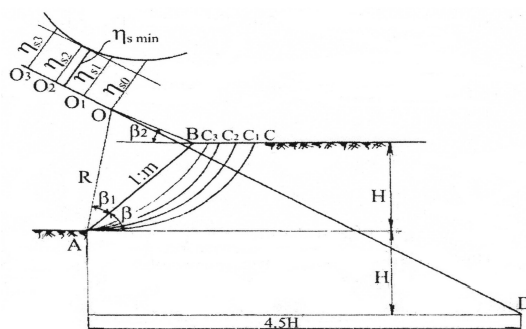


Fig.4.18. Determinarea coeficientului de siguranță minim.

Pe dreapta OD, astfel obținută, se iau diferite alte centre O_1, O_2, \dots, O_n , distanțate între ele la aproximativ $0,3H$ și se trasează suprafețele de alunecare corespunzătoare (AC_1, AC_2, \dots, AC_n).

Valoarea coeficientului de siguranță aferent fiecărei suprafețe de alunecare considerate se reprezintă grafic, la o scară convenabilă, în dreptul centrelor O_1, O_2, \dots, O_n , luând dreapta centrelor ca axă de referință. Se obține astfel curba de variație a coeficientului de siguranță, iar prin ducerea unei tangente la această curbă, paralelă cu dreapta OD, se determină valoarea coeficientului de siguranță minim ($\eta_{s \min}$), care corespunde suprafeței critice de alunecare.

Suprafața de alunecare cea mai periculoasă (critică) de alunecare poate fi determinată și pe altă cale, folosind graficul lui Jambu (fig. 4.19) [11].

Pentru determinarea coordonatelor centrului suprafeței de alunecare se folosesc doi coeficienți adimensionali x_0 și y_0 , fiecare fiind reprezentat de un fascicol de curbe. Valorile coeficienților x_0 și y_0 sunt trecute în ordonată. Fiecare curbă din cadrul celor două fascicole reprezintă un interval de valori, de la 0 la 8, ale unui coeficient λ adimensional care are expresia:

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot h \cdot \text{tg } \phi}{c} \quad (4.37)$$

- în care: γ - greutatea volumică a pământului [kN/m^3];
- h - înălțimea taluzului sau a versantului [m];
- ϕ - unghiul de frecare interioară [grade];
- c - coeziunea [kN/m^2].

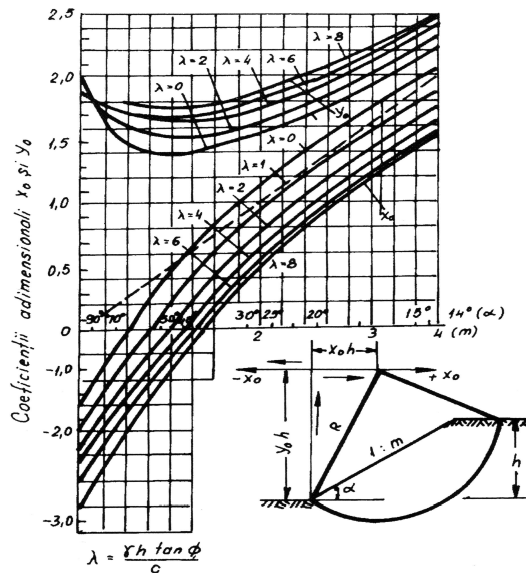


Fig.4.19. Graficul lui Jambu pentru determinarea centrului suprafeței critice de alunecare

Graficul lui Jambu are în abscisă un domeniu de valori ale pantei taluzului sau versantului exprimată prin unghiul α și cotangenta m . Având coeficienții adimensionali x_0 și y_0 se determină coordonatele centrului suprafeței de alunecare O . Cunoscând înălțimea taluzului, h din piciorul taluzului se ridică o perpendiculară pe care se măsoară mărimea $y_0 \cdot h$. La extremitatea acestui segment, pe axa x_0 se construiește o a doua coordonată $\pm x_0 \cdot h$, aflând în acest fel centrul O al celei mai posibile suprafețe de alunecare. Din centrul O , cu raza R se duce un arc de cerc care trece prin baza taluzului și care delimitează masa alunecătoare și pe care se aplică apoi metoda fâșiilor pentru determinarea coeficientului de siguranță. Graficul lui Jambu a fost elaborat pentru pământuri omogene.

4.2.2.2. Metoda forțelor orizontale (Maslov - Berer).

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

Pentru taluzul AB din (fig.4.20) se consideră o suprafață probabilă de alunecare, de formă circulară, definită prin arcul de cerc cu centrul în punctul O . Masa alunecătoare se împarte în fâșii, după aceleași criterii ca și la metoda fâșiilor.

Greutatea G_i calculată pentru fiecare fâșie, se reprezintă grafic, considerând originea vectorului în punctul de intersecție a verticalei centrului de greutate al fâșiei cu suprafața de alunecare.

În același punct se duce și normala la suprafața de alunecare, adică raza arcului de cerc AC (fig.4.20), care se prelungeste până la intersecția cu orizontala dusă prin vârful vectorului forței G_i , reprezentat grafic la scară. Unghiul dintre normala la suprafața de alunecare (raza) și forța G_i se notează cu θ_i ; acestui unghi îi corespunde o forță orizontală T_i :

$$T_i = G_i \cdot \operatorname{tg} \theta_i \tag{4.38}$$

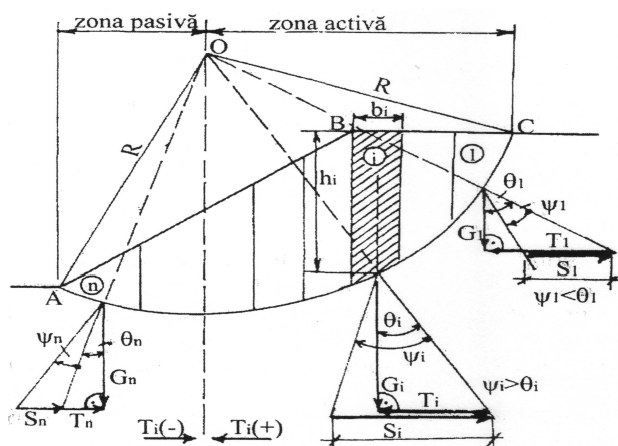


Fig.4.20. Metoda forțelor orizontale

Verticala centrului O împarte masa alunecătoare în două zone:

- zona activă situată în partea dreapta a verticalei, în care forțele T_i , au rol de forțe de alunecare și sunt notate, în mod convențional, cu semnul (+);
- zona pasivă situată în stânga verticalei, unde forțele T_i , sunt forțe de rezistență (de stabilitate), fiind notate cu semnul (-).

După cum se cunoaște legea lui Coulomb privind rezistența la forfecare a rocilor coezive se exprimă prin ecuația:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi + c$$

Împărțind ambii termeni ai ecuației de mai sus cu σ și făcând notația:

$$\frac{\tau_f}{\sigma} = \operatorname{tg} \Psi, \tag{4.39}$$

unde Ψ reprezintă unghiul de rezistență la forfecare, ecuația lui Coulomb devine:

$$\operatorname{tg} \Psi = \operatorname{tg} \phi + \frac{c}{\sigma} \tag{4.40}$$

Având în vedere că efortul unitar σ este o presiune geologică ($\sigma_i = \gamma_i \cdot h_i$), ecuația (4.40), pentru o fâșie oarecare i, poate fi scrisă sub forma:

$$\operatorname{tg} \Psi_i = \operatorname{tg} \phi_j + \frac{c_j}{\gamma_i \cdot h_i} \tag{4.41}$$

unde: ϕ_j și c_j - caracteristicile rezistenței la forfecare corespunzătoare rocii în care se găsește suprafața de alunecare aferentă fâșiei i ;

γ_i - greutatea volumică a rocii din fâșia i ;

h_i - înălțimea fâșiei i .

Cu ajutorul relației (4.41) se calculează unghiul rezistenței la forfecare Ψ_i , pentru fiecare fâșie, care se reprezintă grafic, la stânga razei, în sensul acelor ceasornicului (fig.4.20). Unghiul Ψ_i reprezentat grafic, delimitează pe horizontala ce trece prin vârful forței G_i o forță de rezistență S_i care se opune alunecării.

Coefficientul de siguranță, corespunzător suprafeței de alunecare considerate, se calculează cu următoarea relație:

$$\eta_s = \frac{\sum [S_i + T_{i(-)}]}{\sum T_{i(+)}} \quad (4.42)$$

În cazul când calculul nu se conduce grafic, mărimile forțelor care definesc coeficientul de siguranță pot fi determinate și pe cale analitică. Mărimile forțelor T_i se calculează cu relația (4.38), iar pentru determinarea forțelor S_i se aplică relațiile de calcul prezentate mai jos.

Astfel, pentru toate fâșiile din zona pasivă se aplică următoarea relație de calcul a forțelor S_i (fig.4.20).

$$S_i = G_i \cdot [tg(\theta_i + \Psi_i) - tg \theta_i] \quad (4.43)$$

În zona activă, pentru fâșiile la care $\Psi_i > \theta_i$, se poate deduce relația:

$$S_i = G_i \cdot [tg \theta_i + tg(\Psi_i - \theta_i)] \quad (4.44)$$

iar pentru fâșiile la care $\Psi_i < \theta_i$ rezultă:

$$S_i = G_i \cdot [tg \theta_i - tg(\theta_i - \Psi_i)] \quad (4.45)$$

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

4.2.2.3. Metoda cercului de frecare (Taylor).

Această metodă admite că alunecarea are loc după o suprafață circulară - cilindrică, dar spre deosebire de cele prezentate anterior, se bazează pe studiul echilibrului întregului volum al masei alunecătoare, fără a mai proceda la împărțirea acestuia în fâșii. Metoda poate fi aplicată atât la taluzuri cât și la versanți susceptibili, îndeosebi, la alunecări consecutive.

Asupra prismei ABC (fig.4.21), definită de suprafața circulară de alunecare considerată, acționează forțele:

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

Cunoscând mărimea și direcția rezultantei V precum și direcțiile forțelor N și $F + C$, se poate construi poligonul forțelor (fig.4.22.b), din care rezultă mărimea sumei $F + C$, necesară (mobilizată) pentru starea de echilibru limită.

Factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță al stabilității taluzului) după suprafața de alunecare considerată, se calculează cu relația:

$$F_s \equiv \eta_s = \frac{(F + C)_{real}}{(F + C)_{nec}} = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi_{real} + C_{real}}{N \cdot \operatorname{tg} \omega} \quad (4.48)$$

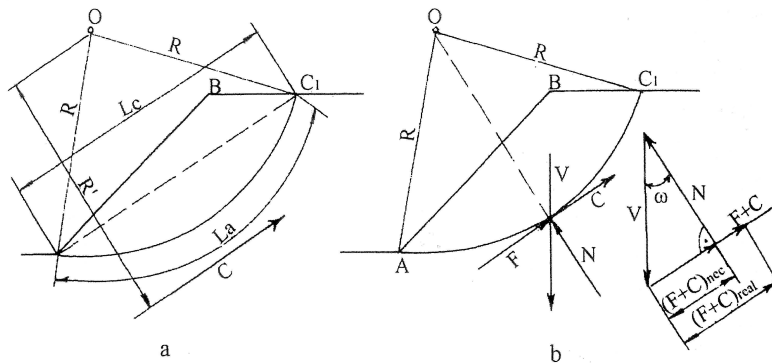


Fig.4.22. Metoda cercului de frecare:
a - determinarea suportului forței de coeziune b - poligonul forțelor

Dacă una dintre cele două caracteristici ale rezistenței la forfecare, ϕ sau c , este redusă ca valoare, putând fi mobilizată integral, coeficientul de siguranță se determină în raport cu caracteristica a cărei mărime este predominantă. Astfel, dacă este mobilizată integral coeziunea, se determină factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) în raport cu ϕ :

$$F_{s\phi} \equiv \eta_{s\phi} = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \phi_{real}}{F_{nec}}, \quad (4.49)$$

iar dacă este mobilizată integral frecarea interioară, se obține factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) în raport cu coeziunea:

$$F_{sc} \equiv \eta_{sc} = \frac{C_{real}}{C_{nec}} \quad (4.50)$$

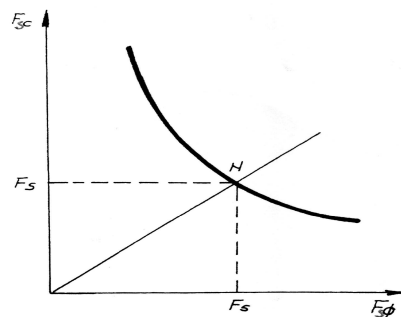


Fig.4.23. Schema de determinare grafică a factorului de stabilitate

Admițând că în momentul ruperii frecarea interioară și coeziunea se mobilizează în mod egal rezultă:

$$F_{s\phi} = F_{sc} = F_S \quad (4.51)$$

Pentru a determina factorul de stabilitate se fac mai multe încercări, determinându-se mai multe perechi de valori $F_{s\phi} - F_{sc}$ cu care se construiește o curbă conform modelului din figura 4.23. La intersecția bisectoarei unghiului drept al axelor de coordonate cu curba $F_{s\phi} - F_{sc}$ se determină punctul N ale cărui coordonate sunt egale cu factorul de stabilitate F_S .

4.2.2.4. Metoda Bishop simplificată.

Metodele de analiză și verificare a stabilității taluzurilor cu ajutorul eforturilor unitare efective au fost dezvoltate de Bishop în anul 1955.

Considerând o fâșie de lățime b_i și înălțime z_i din masa alunecătoare a taluzului din figura 4.24, asupra acesteia acționează următoarele forțe:

- G_i - greutatea fâșiei;
- N_i - forța normală pe porțiunea cu lungimea l_i a suprafeței de alunecare aferentă fâșiei;
- T_i - forța tangențială care acționează la baza fâșiei;
- E_i și E_{i+1} - forțele care acționează pe fețele laterale ale fâșiei, a căror mărime diferă puțin, putând fi considerate egale și în consecință efectul lor se poate neglija.

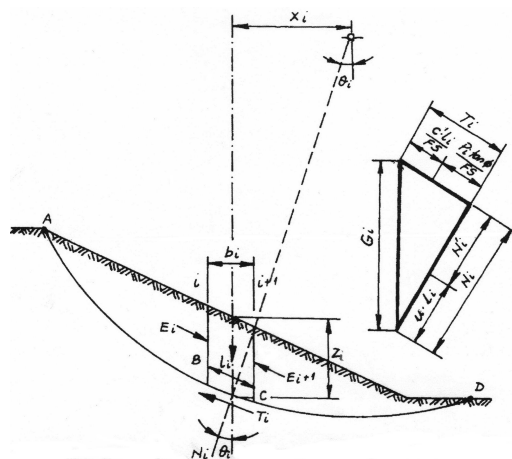


Fig. 4.24. Forțele care acționează asupra fâșiei verticale

În eforturi unitare efective, rezistența la forfecare mobilizată este:

$$\tau = \frac{c' + (\sigma_i - u_i) \cdot \tan \phi'}{F_S} \quad (4.52)$$

Având în vedere că efortul normal pe baza fâșiei are valoarea:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{l_i} \quad (4.53)$$

rezultă:
$$\tau_i = \frac{1}{F_s} \left(c' + \left[\frac{N_i}{l_i} - u_i \right] \cdot \tan \phi' \right) \quad (4.54)$$

în care ϕ' și c' sunt parametrii efectivi ai rezistenței la forfecare.

Pentru echilibru, momentul de stabilitate trebuie să fie egal cu momentul de rezistență:

$$\sum G_i \cdot x_i = \sum T_i \cdot R \quad (4.55)$$

Forța tangențială (tăietoare) de la baza fâșiei este: $T_i = \tau_i \cdot l_i$, astfel că relația de echilibru (4.55) poate fi scrisă sub forma:

$$\sum G_i \cdot x_i = \frac{R}{F_s} \sum [c' \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'] \quad (4.56)$$

de unde rezultă:

$$F_s = \frac{R}{\sum G_i \cdot x_i} \sum [c' \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'] \quad (4.57)$$

Exprimând forța normală de la baza fâșiei prin relația:

$$N_i = G_i \cdot \cos \theta_i \quad (4.58)$$

și făcând notația: $x_i = R \cdot \sin \theta_i$ (4.59)

rezultă relația de calcul al factorului de stabilitate (coeficientului de siguranță) sub forma:

$$F_s = \frac{1}{\sum G_i \cdot \sin \theta_i} \cdot \sum [c' \cdot l_i + (G_i \cdot \cos \theta_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'] \quad (4.60)$$

în care: θ_i este unghiul dintre suportul forței normale N_i și verticală.

Dacă pentru exprimarea presiunii u_i se folosește coeficientul presiunii apei din pori, r_u , se obține:

$$r_u = \frac{u_i}{\gamma \cdot z_i} \quad (4.61)$$

$$u_i = r_u \cdot \gamma \cdot z_i = r_u \cdot \frac{G_i}{b_i} \quad (4.62)$$

pentru $b_i = l_i \cdot \cos \theta_i$, rezultă:

$$u_i = \frac{r_u \cdot G_i}{l_i \cdot \cos \theta_i} = \frac{r_u \cdot G_i}{l_i} \cdot \sec \theta_i \quad (4.63)$$

$$\text{și: } F_s = \frac{1}{\sum G_i \cdot \sin \theta_i} \cdot \sum [c' \cdot l_i + G_i (\cos \theta_i - r_{u_i} \cdot \sec \theta_i) \cdot \tan \phi'] \quad (4.64)$$

Această formulă dă o soluție generală, fiind cunoscută ca "metoda convențională" care permite determinarea rapidă a factorului de stabilitate (coeficientului de siguranță) atunci când suprafețele potențiale de alunecare permit determinarea suprafeței care are factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) minim.

4.2.2.5. Metoda Bishop exactă.

Formula pentru analiza prin metoda simplificată poate da erori de până la 15% ale coeficientului de siguranță obținut. În execuția de taluzuri ale rambleurilor și debleurilor aceasta poate duce la costuri ridicate și erorile cresc când apare o suprafață de alunecare adâncă, unde variațiile unghiului θ funcție de lungimea suprafeței de alunecare sunt mari.

Se pornește de la relația:

$$F_s = \frac{R}{\sum G_i \cdot x_i} \sum [c' \cdot l_i + N_i \cdot \tan \phi'] \quad (4.65)$$

conform figurii 4.23, forța normală efectivă este :

$$N'_i = N_i - u_i \cdot l_i \quad (4.66)$$

iar greutatea G_i poate fi scrisă astfel:

$$G_i = N_i \cdot \cos \theta_i + T_i \cdot \sin \theta_i \quad (4.67)$$

Cele două componente, N_i și T_i se pot exprima astfel:

$$N_i = N'_i + u_i \cdot l_i \quad (4.68)$$

$$T_i = \frac{1}{F_s} \cdot (c' \cdot l_i + N'_i \cdot \tan \phi') \quad (4.69)$$

Prin înlocuire în relația 4.67 rezultă:

$$\begin{aligned} G_i &= u_i \cdot l_i \cdot \cos \theta_i + N'_i \cdot \cos \theta_i + N_i \cdot \frac{\tan \phi'}{F_s} \cdot \sin \theta_i + \frac{c' \cdot l_i}{F_s} \cdot \sin \theta_i = \\ &= u_i \cdot l_i \cdot \cos \theta_i + \frac{c' \cdot l_i \cdot \sin \theta_i}{F_s} + N'_i \cdot \left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi'}{F_s} \cdot \sin \theta_i \right) = \\ &= l_i \cdot \left(u_i \cdot \cos \theta_i + \frac{c'}{F_s} \cdot \sin \theta_i \right) + N'_i \cdot \left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi'}{F_s} \cdot \sin \theta_i \right) \end{aligned} \quad (4.70)$$

de unde se poate explicita:

$$N'_i = \frac{G_i - l \cdot \left(u \cdot \cos \theta_i + \frac{c'}{F_s} \cdot \sin \theta_i \right)}{\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \theta_i}{F_s}} \quad (4.71)$$

Introducând relația (4.71) în ecuația inițială (4.65), rezultă:

$$F_s = \frac{R}{\sum G_i \cdot x_i} \cdot \sum \left[c' \cdot l_i + \frac{G_i - l_i \cdot \left(u_i \cdot \cos \theta_i + \frac{c'}{F_s} \cdot \sin \theta_i \right)}{\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \theta_i}{F_s}} \cdot \tan \phi' \right] \quad (4.72)$$

Făcând înlocuirile $x_i = R \cdot \sin \theta_i$; $b_i = l_i \cdot \cos \theta_i$ și $\frac{u_i}{G_i} = \frac{u_i}{\gamma \cdot z_i} = r_{u_i}$ se obține următoarea expresie finală a factorului de stabilitate (coeficientului de siguranță):

$$F_s = \frac{1}{\sum G_i \cdot \sin \theta_i} \cdot \sum \left[\left(c' \cdot b_i + G_i \cdot (1 - r_{u_i}) \cdot \tan \phi' \right) \cdot \frac{\sec \theta_i}{1 + \frac{\tan \phi' \cdot \tan \theta_i}{F_s}} \right] \quad (4.73)$$

4.2.2.6. Metoda Bishop - Morgenstern.

Bishop și Morgenstern (1960), au folosit relația de determinare a coeficientului de siguranță, (η_s) privind stabilitatea taluzurilor, dată de metoda Bishop simplificată pentru a realiza tabele folositoare, sub formă adimensională. Întocmirea acestor tabele se bazează pe schema din figura 4.25, cu ajutorul căreia se pot defini parametrii considerați în calcul.

Se pornește de la următoarea relație de calcul a factorului de stabilitate (coeficientului de siguranță):

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} c \cdot b_i + (G_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi}{m_{\alpha(i)} \cdot G_i \cdot \sin \theta_n} \quad (4.74)$$

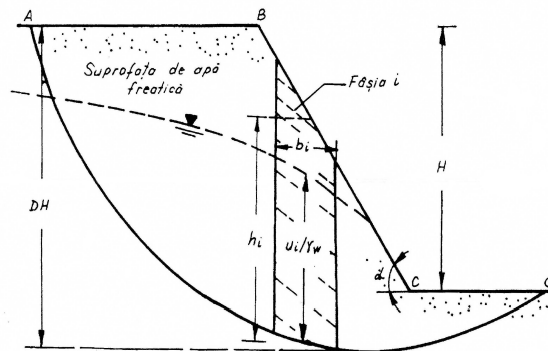


Fig.4.25. Metoda Bishop - Morgenstern a fâșiilor

Mărimile G_i și r_{ui} se pot exprima prin relațiile:

$$G_i = \gamma \cdot b_i \cdot h_i \quad (4.75)$$

$$r_{u_i} = \frac{u_i}{\gamma \cdot h_i} \quad (4.76)$$

Înlocuind mărimile explicitate prin relațiile (4.75) în relația (4.74) și ținând seama de notațiile din fig.4.25, factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) poate fi definit în felul următor:

$$F_s = \left[\frac{1}{\sum_{i=1}^{n=m} \frac{b_i}{H} \cdot \frac{h_i}{H} \cdot \sin \theta_n} \right] \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \left\{ \left[\frac{c}{\gamma \cdot H} \cdot \frac{b_i}{H} + \frac{b_i}{H} \cdot \frac{h_i}{H} \cdot (1 - r_{u_i}) \cdot \tan \phi \right] \cdot \frac{1}{m_{\alpha(i)}} \right\} \quad (4.77)$$

Poate fi observat din relațiile precedente că pentru valori cunoscute $\frac{c}{\gamma \cdot H}$ și

r_u , valoarea factorului de stabilitate depinde de geometria masei alunecătoare dacă presiunea apei din pori este considerată constantă. Pentru un regim permanent de curgere, valoarea medie a presiunii apei din pori poate fi considerată până la maxim 0,5. Astfel, factorul de stabilitate (F_s) poate fi dat de expresia:

$$F_s = m' \cdot n' \cdot r_u \quad (4.78)$$

În care valorile m' și n' pentru diferite mărimi ale raportului $\frac{c}{\gamma \cdot H}$ și panta

taluzului α sunt date în tabele.

4.2.2.7. Metoda de verificare globală.

Cu această metodă, pentru care se folosește și denumirea de "analiza $\phi_u = 0$ ", se poate analiza stabilitatea unui taluz imediat după realizarea lui. Aceasta presupune că taluzul este alcătuit dintr-un pământ saturat, cu o anumită presiune a apei din pori, datorată operațiilor de compactare mecanică.

Se consideră că presiunea internă suplimentară anulează practic, în totalitate frecarea interioară a pământului, care este în stare neconsolidat - nedrenat (UU). Parametrii rezistenței folosiți în analiză sunt cei care reprezintă rezistența la forfecare a terenului în condiții nedrenate (față de eforturile totale), care este determinată fie din încercarea de compresiune monoaxială, fie din încercarea de compresiune triaxială (UU), fără măsurarea presiunii apei din pori.

Se consideră schema din figura 4.26, în care masa alunecătoare este delimitată de arcul AB cu raza r . Fie G - greutatea volumului masei alunecătoare și O_1 - poziția centrului său de greutate. Se consideră $\phi_u = 0$, iar componenta rezistenței la forfecare datorită coeziunii este notată cu c_u .

Momentele de stabilitate și de răsturnare față de centrul de rotație O sunt:

$$M_s = C_u \cdot r = c \cdot l \cdot r = c \cdot r \cdot \theta \cdot r = c \cdot r^2 \cdot \theta \quad (4.79)$$

$$M_r = G \cdot e \quad (4.80)$$

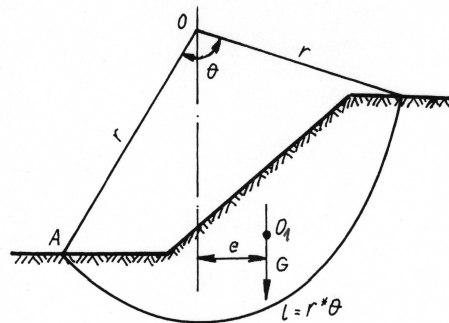


Fig. 4.26. Analiza eforturilor totale

Factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) rezultă:

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{c_u \cdot r^2 \cdot \theta}{G \cdot e} \quad (4.81)$$

Poziția centrului de greutate O_1 nu este necesară, trebuind să se determine numai verticala forței G . Acest lucru poate fi obținut împărțind sectorul într-un grup de fâșii verticale și făcând calculul momentelor acestor fâșii față de o axa verticală convenabilă.

4.3. Influența apei asupra stabilității taluzurilor terasamentelor de cale ferată.

Prezența apei de suprafață și a celei subterane în exteriorul și în corpul taluzurilor, înrăutățește condițiile de stabilitate ale acestora.

În cazul rocilor nisipoase și argiloase, apa subterană reduce rezerva de stabilitate a taluzurilor prin efectul negativ al presiunii apei din pori, care micșorează presiunea efectivă pe suprafața de alunecare, ceea ce duce la reducerea rezistenței la forfecare și implicit a coeficientului de siguranță.

Variațiile de nivel ale apei subterane din corpul taluzurilor pot influența negativ condițiile de stabilitate ale acestora, prin modificarea atât a unor caracteristici fizice cât și mecanice (γ, ϕ, c).

În cazul unor astfel de variații, nivelul apei din corpul taluzului tinde să urmărească nivelul apei din exterior, însă durata necesară pentru ca cele două niveluri să ajungă la aceeași cota este funcție de permeabilitatea pământului din corpul lor.

La taluzuri executate în pământuri cu particule fine, din cauza permeabilității reduse, în primul moment, când nivelul apei din exterior a scăzut, nivelul apei din corpul taluzului poate fi considerat ca fiind neschimbat. Aceasta înseamnă că și presiunea apei din pori pământului rămâne aceeași ca și înainte de scăderea nivelului apei din exterior.

Presiunea apei din pori rămânând neschimbată, înseamnă că nu se schimbă eforturile unitare normale efective σ' ceea ce face ca rezistența la forfecare τ_f a pământului să se păstreze, de asemenea, neschimbată, având aceeași valoare ca și înainte de scăderea nivelului apei din exterior.

Când nivelul apei din exterior scade, pe înălțimea taluzului corespunzătoare acestei scăderi, dispare efectul subpresiunii, ceea ce se manifestă prin creșterea greutății proprii a pământului, adică prin sporirea forței active de alunecare. Cum rezistența la forfecare a pământului din taluz rămâne constantă, iar tendința de alunecare este dată de o forță activă mai mare, corespunzătoare pământului în stare saturată, înseamnă că stabilitatea taluzului s-a redus.

Pentru a ține seama de efectul reducerii bruște a nivelului apei din exteriorul taluzurilor, în calculele de verificare a stabilității acestora se folosește unghiul fictiv de frecare interioară ϕ' .

În cazul când un taluz este complet ud, iar scăderea nivelului apei are loc pe toată înălțimea sa, valoarea unghiului fictiv de frecare interioară poate fi determinată în mod aproximativ cu relația:

$$\operatorname{tg} \phi' = \frac{1}{2} \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.82)$$

Dacă scăderea nivelului apei din exterior este parțială în raport cu înălțimea taluzului, atunci pentru determinarea aproximativă a valorii unghiului fictiv de frecare interioară se poate aplica relația:

$$\operatorname{tg} \phi' = K_1 \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.83)$$

unde: K_1 este un coeficient ce poate fi calculat în funcție de mărimile d , e și f (fig.4.27) cu relația:

$$K_1 = \frac{2d + e + f}{2d + 2e - f} \quad (4.84)$$

Circulația apei din porii pământului exercită asupra scheletului mineral o forță masică, denumită forță de antrenare hidrodinamică, care de asemenea înrăutățește condițiile de stabilitate a taluzurilor.

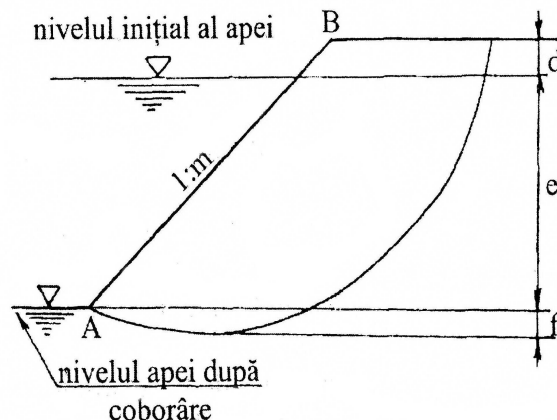


Fig.4.27. Scăderea bruscă a nivelului apei din exterior.

Verificarea stabilității unui taluz supus acțiunii unui curent de apă, se poate face cu una din metodele prezentate, considerând însă în calcul și forța de antrenare hidrodinamică a curentului.

Taluzul AB de pantă 1:m (fig.4.28) este străbătut de un curent de apă a cărei suprafață liberă este linia AD. Volumul masei alunecătoare ABC, definit prin suprafața circulară de alunecare este împărțit de curentul de apă în două părți: volumul V_1 situat deasupra nivelului apei și volumul V_2 , situat sub nivelul apei.

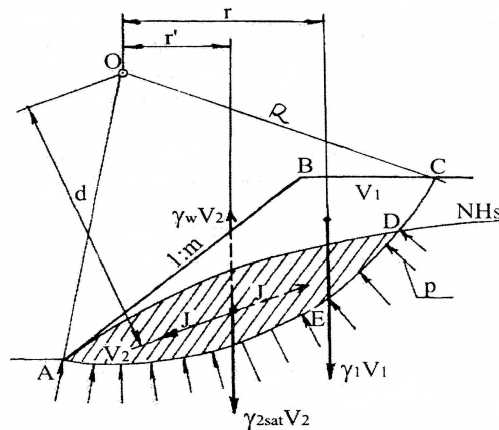


Fig.4.28. Acțiunea hidrodinamică asupra unui taluz

Considerând prisma de apă cu volumul V_2 , asupra acesteia acționează următoarele forțe:

- greutatea proprie $\gamma_w \cdot V_2$;
- reacțiunile unitare p ale apei pe suprafața de alunecare, considerate normale pe aceasta (deci rezultanta lor va trece prin centrul O al suprafeței de alunecare);
- rezistența opusă de scheletul mineral al pământului la curgerea apei prin pori, aplicată în centrul de greutate al volumului V_2 , egală ca valoare și de sens contrar cu forța de antrenare hidrodinamică a curentului $J = \gamma_w \cdot i \cdot V_2$.

Sub acțiunea forțelor menționate prisma de apă AEDA trebuie să fie în echilibru, astfel că făcând momentul acestor forțe față de centrul suprafeței de alunecare rezultă:

$$\gamma_w \cdot V_2 \cdot r' = J \cdot d \quad (4.85)$$

Asupra masei alunecătoare ABC acționează:

- greutatea proprie, corespunzătoare volumului V_1 , situat deasupra apei:

$$G_1 = \gamma \cdot V_1$$

- greutatea proprie, corespunzătoare volumului V_2 submersat:

$$G_2 = \gamma' \cdot V_2$$

- forța de antrenare hidrodinamică J ;
- reacțiunile unitare p ale apei pe suprafața de alunecare.

Calculând momentul activ (de alunecare) al acestor forțe în raport cu centrul O al suprafeței de alunecare, se obține:

$$M_a = \gamma \cdot V_1 \cdot r + \gamma' \cdot V_2 \cdot r' + J \cdot d \quad (4.86)$$

iar dacă se ține seama de relația (4.85) rezultă:

$$M_a = \gamma \cdot V_1 \cdot r + \gamma' \cdot V_2 \cdot r' + \gamma_w \cdot V_2 \cdot r' = \gamma \cdot V_1 \cdot r + \gamma_{sat} \cdot V_2 \cdot r' \quad (4.87)$$

Din analiza relației (4.87) rezultă că la verificarea stabilității taluzului străbătut de un curent de apă, se ține seama de influența defavorabilă a acestuia în mod indirect, prin considerarea volumului V_2 , situat sub apa, în stare saturată (adică prin neluarea în considerare a subpresiunii apei) la calculul momentului activ M_a . La calculul momentului de stabilitate se consideră situația reală, adică se ține seama de subpresiunea apei pentru volumul V_2 .

La taluzuri executate în pământuri necoezive, în punctul de emergență a suprafeței de exfiltrație din taluz, unde forța de antrenare hidrodinamică are valoare maximă, se poate produce antrenarea în mișcare a particulelor solide (fenomenul de antrenare hidrodinamică).

Se consideră un taluz de nisip din care iese un curent de apă tangent, în punctul de ieșire, la planul AB al taluzului (fig.4.29). Asupra volumului unitar de pământ ($V=1$), de greutate $G = \gamma' \cdot 1$, a cărui echilibru se analizează, acționează

$$\text{forțele: } N = G \cdot \cos \beta = \gamma' \cdot \cos \beta$$

$$T = G \cdot \sin \beta = \gamma' \cdot \sin \beta$$

$$S = N \cdot \operatorname{tg} \phi = \gamma' \cdot \cos \beta \cdot \operatorname{tg} \phi$$

$$J = \gamma_w \cdot i$$

unde: γ' reprezintă greutatea volumică în stare submersată a nisipului.

Curentul de apă fiind tangent la planul taluzului, rezultă conform figurii 4.29,

$$\text{că: } i = \frac{h}{l} = \sin \beta \quad (4.88)$$

iar prin înlocuire în expresia forței unitare a curentului se obține:

$$J = \gamma_w \cdot \sin \beta \quad (4.89)$$

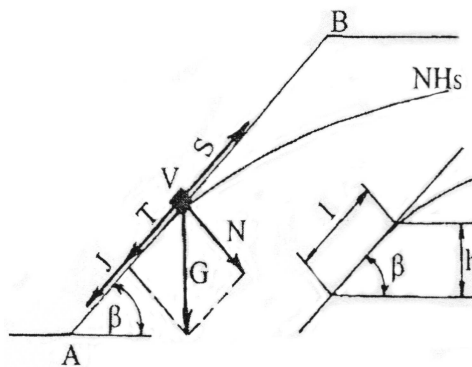


Fig.4.29. Acțiunea hidrodinamică asupra unui taluz din nisip

Condiția de echilibru se poate scrie:

$$T + J \leq S$$

sau:

$$\gamma' \cdot \sin \beta + \gamma_w \cdot \sin \beta \leq \gamma' \cdot \cos \beta \cdot \operatorname{tg} \phi$$

de unde rezultă că:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.90)$$

La un nisip cu porozitatea $n \approx 33\%$ și greutatea volumică a scheletului mineral $\gamma_s \approx 26,5 \text{ kN/m}^3$, valoarea greutății volumice în stare submersată este:

$$\gamma' = (1 - n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w) = (1 - 0,33) \cdot (26,5 - 10) \approx 10 \text{ kN/m}^3$$

Înlocuind în relația (4.90) rezultă:

$$\operatorname{tg} \beta \leq \frac{1}{2} \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.91)$$

adică, în condiții de stabilitate la limita echilibrului, panta taluzului de nisip supus acțiunii unui curent de apă trebuie redusă la jumătate din cea corespunzătoare situației când asupra acestuia nu acționează efectul hidrodinamic al apei.

În cazul rambleurilor inundabile este indicat ca partea ce este în apă să fie executată din piatră cu dimensiuni mari și cât mai uniforme, pentru ca valoarea coeficientului de permeabilitate să fie cât mai mare. Rambleul se execută din piatră cu o contrabanchetă la baza cu lățimea de minimum 2m și deasupra apelor mari cu 50cm (fig.4.30). Mărimea pietrelor trebuie să fie astfel încât să nu fie antrenate de curentul apei.

Viteza critică la care se poate produce antrenarea pietrelor este dată de relația:

$$V_{crit} = A \cdot \sqrt{\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w}} \cdot \sqrt{D_p \cdot \cos \alpha} \quad (4.92)$$

unde: V_{crit} - viteza critică a curentului de apă [m/s];

ρ_p - densitatea pietrei [t/m^3];

ρ_w - densitatea apei [l/m^3];

D_p - diametrul mediu al pietrei [m];

A - un coeficient egal cu 3,8 pentru piatra de la baza rambleului și 5,3 pentru piatra ce se află în stratul de deasupra nivelului apei;

α - unghiul taluzului pe care se poate antrena piatra.

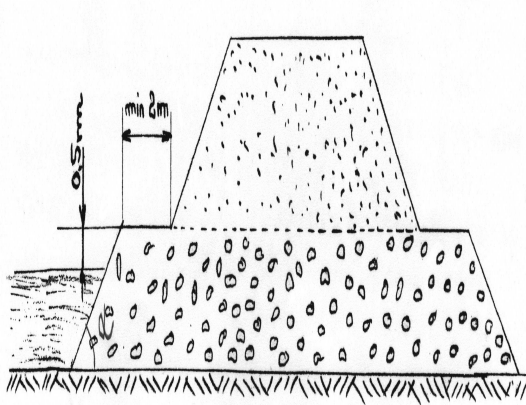


Fig.4.30. Profil transversal la rambleurile inundabile.

4.4. Influența solicitărilor seismice asupra stabilității taluzurilor terasamentelor de cale ferată.

Solicitările seismice generate de cutremurele de pământ, reduc gradul de stabilitate a taluzurilor și versanților. Cutremurele de pământ exercită asupra taluzurilor terasamentelor atât forțe verticale cât și orizontale, ce pot genera diverse fenomene de instabilitate. Forțele verticale reduc presiunea efectivă normală pe suprafețele potențiale de alunecare, ceea ce duce la micșorarea rezistenței la forfecare. Forțele seismice orizontale joacă un rol mult mai mare în reducerea stabilității taluzurilor terasamentelor, ele sporind în mod substanțial rezultanta forțelor active de alunecare.

Pentru exemplificare se consideră taluzul AB, de panta 1: m (fig.4.31) a cărei stabilitate trebuie verificată în condițiile unui cutremur de pământ, caracterizat prin coeficientul de seismicitate:

$$k_s = \frac{a}{g} \quad (4.93)$$

unde: a - componenta orizontală a accelerației seismice;
g - accelerația gravitațională.

Aplicând metoda fâșiilor, se observă că asupra fâșiei i, în afară de greutatea proprie G_i , acționează și forța seismică orizontală F_{si} , care poate fi exprimată astfel:

$$F_{si} = \frac{G_i}{g} \cdot a = k_s \cdot G_i \quad (4.94)$$

Descompunând forțele G_i și F_{si} , în componentele lor N_i și T_i , respectiv N_{si} și T_{si} , rezultă mărimile forțelor active de alunecare (T_i și T_{si}) și se pot explicita ușor și valorile forțelor de stabilitate (F_i și C_i), corespunzătoare fâșiei i.

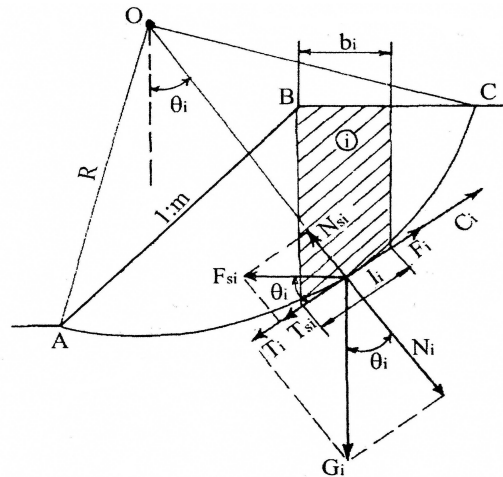


Fig.4.31 Taluz supus la acțiunea forțelor seismice

Relația de calcul (4.35) a coeficientului de siguranță, în acest caz devine:

$$\eta_s = \frac{\sum [G_i \cdot (\cos \theta_i - k_s \cdot \sin \theta_i) \cdot \operatorname{tg} \phi_i + c_i \cdot l_i + G_i \cdot \sin \theta_{i(-)}]}{\sum G_i \cdot [\sin \theta_{i(+)} + k_s \cdot \cos \theta_i]} \quad (4.95)$$

unde semnificația tuturor notațiilor rezultă din figura 4.31.

Șocul seismic generat de explozie are, de asemenea, un efect negativ asupra stabilității taluzurilor. Ca și în cazul cutremurelor de pământ exploziile generează forțe orizontale și verticale, ultimele micșorând brusc rezistența la forfecare a pământului din corpul terasamentelor.

La producerea exploziei, coeficientul de siguranță al stabilității se reduce, iar după ce șocul a trecut se observă o relativă creștere, dar care nu mai atinge valoarea coeficientului de siguranță avută înainte de explozie.

4.5. Analiza stabilității masivelor de pământ prin metoda elementelor finite.

4.5.1. Aspecte generale.

Diferite probleme tehnice, inclusiv cele din mecanica pământurilor, sunt modelate matematic prin ecuații diferențiale ale căror soluții pot fi stabilite pe cale analitică, în forma exactă, sau prin utilizarea unor proceduri numerice.

Procedurile numerice încorporează o serie de metode, printre care face parte și Metoda Elementelor Finite (M.E.F.). Majoritatea tehnicilor numerice sunt bazate pe principiul discretizării, conform căruia o problemă complexă de mare extindere

este împărțită sau discretizată în unități echivalente reduse sau componente. În metoda diferențelor finite ecuația diferențială este cea care se discretizează, pe când în M.E.F. corpul fizic constituie sistemul care este discretizat.

În mecanica pământurilor, M.E.F., alături de metoda diferențelor finite este considerată ca una dintre procedurile numerice cu cea mai mare aplicabilitate pentru soluționarea unor probleme specifice.

Posibilitatea de utilizare pe scară largă a calculatoarelor a adus schimbări considerabile în aspectele aferente analizei stabilității taluzurilor. Astfel, analiza se face din punctul de vedere al mecanicii construcțiilor, mult mai amănunțit și cu mai multă acuratețe decât a fost posibilă fără ajutorul calculatoarelor. Totuși, inginerii care analizează stabilitatea taluzurilor trebuie ca pe lângă un program automat de calcul să posede suficiente cunoștințe specifice mecanicii pământurilor. Ei trebuie să stăpânească bine fenomenele caracteristice stărilor de solicitare și de deformație, respectiv a mecanismelor de cedare a pământurilor, să cunoască bine programele de calcul automat pe care le utilizează și să aibă abilitatea și răbdarea de a verifica și aprecia rezultatele analizei efectuate pentru a se evita greșelile și interpretarea greșită a acestora.

Analiza stabilității taluzurilor și versanților poate fi plasată în categoria problemelor de echilibru sau de propagare, în raport cu natura solicitărilor care intervin în calcul. Primele aplicații ale M.E.F. în probleme ale mecanicii pământurilor se referă la analiza stării de eforturi și deformații în barajele de pământ și în jurul excavațiilor subterane realizate în roci stâncoase[17]. În prezent, datorită capacității metodei de a analiza o mare varietate de probleme implicând materiale neomogene, condiții complexe de contur, diverse tipuri de relații efort - deformații, aceasta este utilizată în studiul stării de efort și deformații în fundații, taluzuri, excavații, tuneluri și alte structuri supuse unor solicitări statice sau dependente de timp.

Metoda Elementelor Finite (M.E.F.) fiind o metodă cu o aplicabilitate generală, a fost dezvoltată și pentru rezolvarea unor aspecte specifice ale stării de tensiune, respectiv pentru analiza comportării sub încărcări a masivelor de pământ, fiind utilizată pentru:

- calculul tensiunilor, deformațiilor și presiunii apei din pori în rambleuri taluzate;
- analiza condițiilor din timpul execuției și după terminarea acesteia, când apare consolidarea sau umflarea și când presiunea apei din pori în exces se disipează;
- investigarea probabilității de fisurare, fracturare hidraulică, cedare locală și stabilitatea globală a taluzurilor.

Metoda permite modelarea multor condiții complexe cu un grad mare de veridicitate, incluzând în analiză factori precum comportarea neliniară tensiune - deformație, condiții neomogene și schimbări în geometrie pe timpul execuției rambleului sau a săpăturii.

4.5.2. Principiile de bază ale metodei elementelor finite.

Aplicarea metodei elementelor finite (M.E.F.) impune parcurgerea mai multor etape principale de lucru:

Schematizarea geometrică sau discretizarea, ca o primă etapă, constă în împărțirea sistemului considerat în sisteme echivalente mici numite elemente finite, separate prin linii nodale care se intersectează în puncte nodale. Mărimile care

urmează a fi determinate în punctele nodale constituie necunoscutele principale sau primare și servesc la determinarea unor mărimi secundare. O caracteristică de bază a metodei este că elementele finite sunt tratate separat, fiecărui element fiindu-i atribuite proprietăți fizice și de comportare ce-l caracterizează, pentru care ecuațiile elementare sunt stabilite și pe baza cărora se obțin ecuațiile pentru întreg sistemul.

Discretizarea admite, funcție de natura problemei, diferite tipuri de elemente: liniare, curbe, triunghiulare, rectangulare, tetraedrice, hexaedrice etc.

Alegerea funcțiilor de aproximare se constituie într-o a doua etapă, în care se propune aprioric un model de variație a necunoscutelor în cuprinsul elementelor finite admise. Se consideră curent, în acest sens, funcții polinomiale exprimate în termenii coordonatelor generalizate sau nodale ale elementului.

Utilizarea funcțiilor de interpolare bazate pe conceptul de coordonate nodale, a elementelor izoparametrice ce permit exprimarea parametrică comună a necunoscutelor și geometriei elementului, facilitează descrierea variației mărimilor primare în cuprinsul elementului.

Etapă a treia se referă la **obținerea ecuațiilor de continuitate a elementului** ce definesc proprietățile acestuia. Sunt utilizate în acest sens metodele variaționale și reziduale.

Utilizarea oricareia dintre metode conduce la obținerea ecuațiilor elementare ce sunt redată în forma:

$$[k] \{n\} = \{s\} \quad (4.97)$$

unde: $[k]$ - matricea caracteristică sau proprietate a elementului;
 $\{n\}$ - vectorul necunoscutelor nodale;
 $\{s\}$ - vectorul parametru sau încărcare.

Etapă următoare o constituie **asamblarea elementelor finite**, care are ca rezultat, pe plan geometric, refacerea corpului studiat iar pe plan funcțional, obținerea modelului numeric global. Asamblarea se poate face după noduri sau după elemente. Asamblarea conduce la obținerea ecuației matriceale sub forma:

$$[K]\{N\} = \{S\} \quad (4.98)$$

în care: $[K]$ - este matricea globală sau de asamblare;
 $\{N\}$ - este vectorul global al necunoscutelor;
 $\{S\}$ - semnifică vectorul global tip parametru sau solicitare.

În metoda deplasărilor notațiile reprezintă matricea globală de rigiditate, vectorul global al deplasărilor și respectiv al forțelor nodale. Asamblarea implementează condițiile la limită specifice modelului numeric global și satisface principiile metodelor variaționale sau reziduale cu referire la funcționala ce definește echilibrul de ansamblu al sistemului. Când ecuațiile elementare sunt obținute în raport cu sistemul local de coordonate este necesară transformarea acestora în sistemul global de coordonate, înainte de asamblare.

Etapă ultimă se referă la **calculul mărimilor primare și secundare**, primele fiind obținute din rezolvarea sistemului de ecuații dat prin ecuația matriceală

globală, celălalte fiind stabilite pe baza unor relații de dependență. Spre exemplu, în problema efort - deformații, deformațiile și tensiunile sunt date prin relațiile matriceale:

$$\{ \varepsilon \} = [B] \{ n \} \quad (4.99)$$

$$\{ \sigma \} = [C] \{ e \} \quad (4.100)$$

în care [B] și [C] sunt matricele ce leagă deformațiile specifice de deplasări și respectiv tensiunile de deformațiile specifice.

4.5.3. Considerații privind aplicarea M.E.F. la analiza stabilității masivelor din pământ.

Analiza stabilității masivelor de pământ sau roci prin utilizarea M.E.F. constă în:

- determinarea deplasărilor, deformațiilor și eforturilor unitare în cuprinsul masivului, ca mărimi primare sau secundare furnizate de metodă;
- interpretarea rezultatelor în scopul precizării zonelor din masiv aflate în stare de rupere și al coeficientului de siguranță cu aspecte specifice problemei de analiză a stabilității.

Majoritatea aplicațiilor M.E.F. axate pe problema stabilității se referă la cazul lucrărilor realizate din pământ sau alte materiale locale (baraje, diguri, rambleuri) și al celor executate în pământ (excavații practice în diferite scopuri). Analizele de stabilitate au în vedere următoarele stadii de lucru pentru masivele artificiale (rambleuri, debleuri) sau naturale[11].

- stadiul de construcție pe durata căruia lucrarea este adusă, prin punerea în operă sau excavarea materialului, la geometria dorită;
- stadiul de acomodare sau adaptare, pe durata căruia, după atingerea formei finale, are loc disiparea presiunii apei din pori și consolidarea apărând noi condiții de solicitare;
- stadiu de lungă durată, pe parcursul căruia pot interveni variații în timp ale solicitărilor sau proprietăților materialului;
- stadiu tranzitoriu, posibil de luat în discuție, pe durata fiecăruia dintre stadiile anterioare, când lucrarea poate fi supusă unor solicitări generate de seisme, explozii, filtrare.

Indiferent de stadiul în care se plasează studiul stabilității, aplicarea M.E.F. pentru precizarea câmpului de eforturi, deplasări și deformații, prezintă unele particularități care se referă la modelarea fizică a masivului și a comportării materialelor ce îl alcătuiesc.

Pentru medii geologice reprezentate de straturi deformabile, limitele rețelei de elemente finite sunt extinse astfel încât prin condițiile de contur câmpul mărimilor determinate să nu fie afectat. Figura 4.32.a redă influența pe care o prezintă extinderea domeniului discretizat asupra dezvoltării zonelor aflate în stare de rupere în cazul unui taluz de debleu[10].

În figura 4.32.b se indică recomandările privind limitele la care se extinde domeniul supus discretizării, în cazul unei excavații (debleu), iar în figura 4.32.c, a unui rambleu.

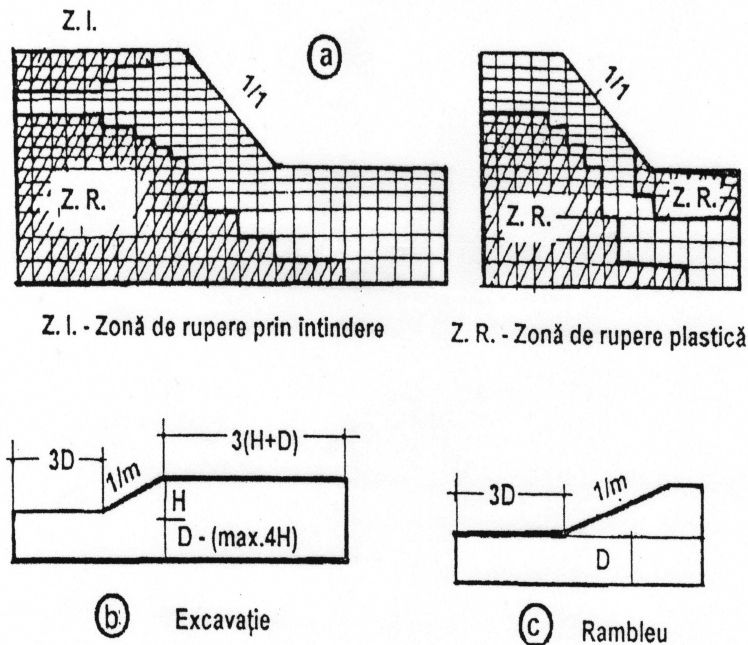


Fig.4.32. Schemă de discretizare a unui masiv de pământ taluzat

Majoritatea problemelor de analiză a stabilității sunt plasate în condițiile stării plane de deformării, caz în care discretizarea are la bază elemente tip "patrulater".

Acuratețea rezultatelor, dar și timpul de calcul, cresc odată cu numărul de elemente utilizate în rețea. Se recomandă ca discretizarea să fie făcută prin alegerea unor dimensiuni reduse pentru cele situate în zonele în care sunt de așteptate concentrări de eforturi, dimensiuni ce pot fi modificate progresiv în restul domeniului, fără ca rezultatele să fie influențate semnificativ. Se consideră ca utilizarea unor elemente caracterizate prin raportul dintre bază și înălțime, cuprins între 5 și 10, satisface condițiile unui calcul corect, care necesită un consum de timp rezonabil.

Totodată, câmpul de eforturi și deplasări este influențat de natura condițiilor la limită neîncorporate în model și care trebuie furnizate de către utilizator pentru conturul domeniului discretizat (fig.4.33). O alegere corectă a acestora are în vedere condițiile de teren la limita domeniului discretizat și presupune în unele situații testări prealabile.

Prin realizarea lucrărilor din sau în pământ, condițiile inițiale de efort din mediul supus intervenției sunt modificate secvențial în urma încărcării sau descărcării rezultate din plasarea, respectiv, îndepărtarea anumitor volume de materiale până la atingerea geometriei finale.

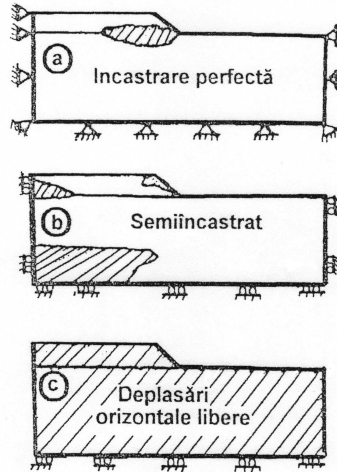


Fig.4.33. Diferențierea câmpului de deplasări în funcție de condițiile de margine

Mișcările de materiale determină o evoluție în timp a eforturilor și deplasărilor de la valorile inițiale $\{s_0\}$ și $\{d_0\}$ la cele finale $\{s\}$ și $\{d\}$. Evoluția acestora reflectă „istoria” completă a lucrării.

În scopul simulării procesului de realizare a taluzurilor se acceptă procedura formulată de Goodman și Brown ilustrată în figura 4.34 a și b.

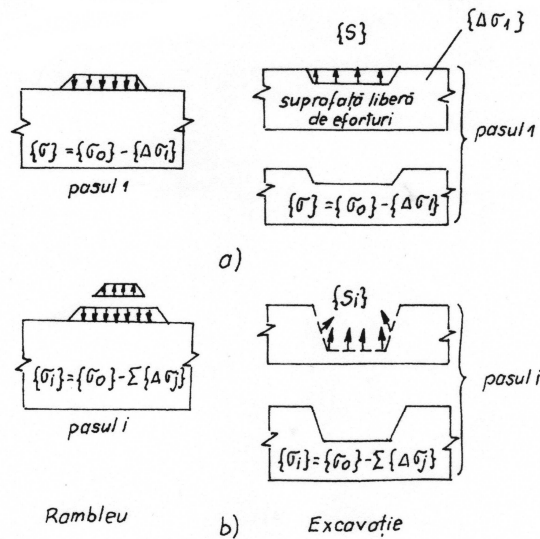


Fig.4.34. Calculul în etape în funcție de fazele de execuție a lucrării:
a) etapa 1; b) etapa i.

În cazul taluzurilor de rambleu, figura 4.34a, starea de eforturi și deplasări corespunzătoare unui stadiu i în realizarea lucrării este dată prin relațiile:

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_o\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\} \quad (4.101)$$

și respectiv,

$$\{d_i\} = \{d_o\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta d_j\} \quad (4.102)$$

unde $\{\Delta\sigma_j\}$ și $\{\Delta d_j\}$ reprezintă vectorii de increment de eforturi și deplasări corespunzătorii unui stadiu j aparținând secvențelor 1-i de realizare a taluzului.

În cazul realizării unor taluzuri de debleu, figura 4.34 b, ce limitează „suprafețe de efort nul”, descărcarea este simulată prin introducerea, corespunzătoare fiecărei etape i de excavare, a unor forțe nodale echivalente $\{S_i\}$, egale și de semn opus cu cele menționate înainte de realizarea etapei. Forțele echivalente $\{S_i\}$ conduc la modificarea eforturilor și deplasărilor în elementele rămase în masiv, acestea fiind date de relațiile:

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_o\} - \sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\} \quad (4.103)$$

$$\text{și respectiv, } \{d_i\} = \{d_o\} - \sum_{j=1}^i \{\Delta d_j\} \quad (4.104)$$

Precizarea stării inițiale de eforturi și deplasări de la care se pleacă în procesul de simulare, constituie un aspect dificil al modelării fizice. Câmpul mărimilor inițiale poate fi stabilit pe baza sarcinii geologice și a coeficientului împingerii în stare de repaus.

Pentru starea plană de deformații, figura 4.35 eforturile inițiale sunt estimate pe baza relațiilor:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \cdot (1 + k \cdot \sin \beta) \quad (4.105)$$

$$\sigma_x = k \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \quad (4.106)$$

$$\tau_{xz} = k \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (4.107)$$

$$k = \frac{K_0 + r_u \cdot (1 - K_0)}{\cos^2 \beta - K_0 \cdot \sin^2 \beta} \quad (4.108)$$

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z} \quad (4.109)$$

în care: u - reprezintă presiunea apei din pori și K_0 este coeficientul de împingere în stare de repaus, care poate fi stabilit pe baza unor încercări de teren și laborator sau estimat prin folosirea unor relații de calcul recomandate în literatură pentru diferite categorii de pământ[87].

Precizarea stării reale de eforturi impune determinarea corectă a coeficientului K_0 .

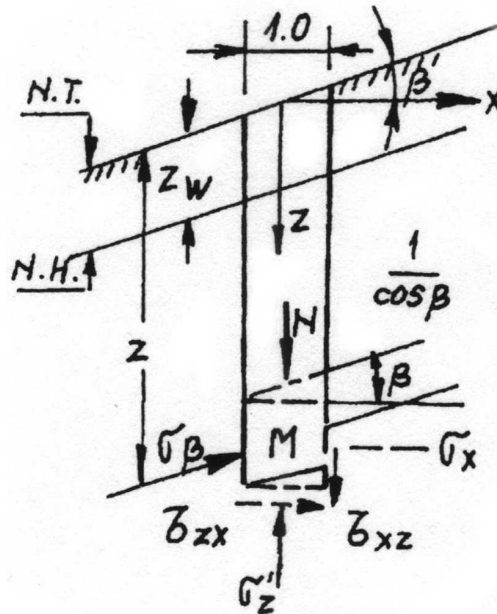


Fig.4.35. Schema de solicitare reprezentată prin eforturile inițiale

Un aspect important al folosirii M.E.F. în analiza stabilității masivelor de pământ îl constituie modelarea comportării materialelor din corpul acestora care de regulă este neliniară. Comportarea neliniară se modelează prin proceduri de tip incremental, iterativ sau mixt. Procedura incrementală aproximează comportarea neliniară printr-o sumă de trepte cu comportare liniară. În procedura iterativă, încărcarea totală este aplicată integral, realizându-se prin iterații corespondența între eforturi și deformații, conform legii neliniare de comportare.

În cazul analizei de stabilitate a masivelor de pământ interpretarea rezultatelor furnizate de M.E.F. constă, în delimitarea zonelor aflate în stare de rupere și precizarea coeficientului de siguranță.

Având tensiunile după două direcții ortogonale precizate de metodă pentru fiecare punct nodal, starea de tensiuni este complet cunoscută. Astfel, pentru o suprafață unitară ce trece printr-un punct N_i și de orientare θ_i (fig. 4.36.) tensiunea normală și tangențială vor fi:

$$\sigma_{\theta_i} = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (\sigma_x + \sigma_y) - \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2\theta_i + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta_i \quad (4.110)$$

$$\tau_{\theta_i} = -\tau_{xy} \cdot \cos 2\theta_i - \left(\frac{1}{2}\right) \cdot (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta_i \quad (4.111)$$

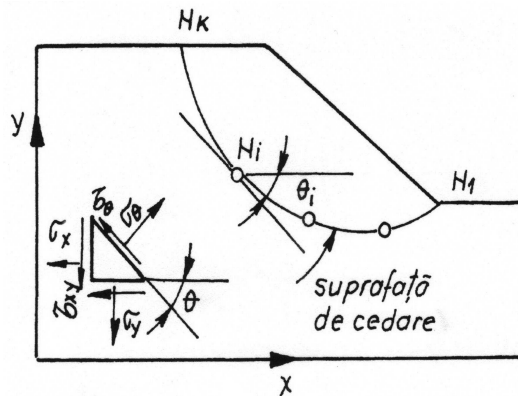


Fig.4.36. Definierea suprafeței de alunecare
în funcție de parametrul λ

Dacă se consideră o anumită suprafață de alunecare, rezistența la forfecare și tensiunile tangențiale pot fi determinate pe întreaga lungime a acesteia.

Admițând definiția coeficientului de siguranță ca raportul dintre rezistența la forfecare $\tau_{f\theta}$ și efortul tangențial τ_{θ} , se obțin informații privind condițiile locale de stabilitate. Dacă se are în vedere coeficientul de siguranță mediu definit prin raportul dintre forța de rezistență F_r și cea de alunecare F_a date de relațiile:

$$F_r = \int_{N_1}^{N_k} \tau_{f\theta_i} \cdot dl = \sum_{i=1}^k (c + \sigma_{\theta_i} \cdot \operatorname{tg} \phi) \quad (4.112)$$

$$F_a = \int_{N_1}^{N_k} \tau_{\theta_i} \cdot dl = \sum_{i=1}^k \tau_{\theta_i} \cdot dl \quad (4.113)$$

se poate formula o imagine privind condițiile de stabilitate ale masivului după suprafața considerată.

Delimitarea zonelor de rupere se face prin considerarea curbelor de egală valoare a parametrului λ [25], definit prin raportul dintre efortul tangențial maxim și rezistența la forfecare disponibilă și care reprezintă inversul gradului de mobilizare.

Aceste aspecte ale prelucrării rezultatelor se pot regăsi încorporate în algoritmul de calcul al programelor cu elemente finite destinate analizelor de stabilitate [52].

Un alt mod de abordare a problemei verificării stabilității taluzurilor prin M.E.F. o constituie modificarea pe parcursul calculelor, a valorilor parametrilor rezistenței la forfecare, ϕ și c . În calculul de dimensionare a unor elemente de construcții, coeficientul de siguranță este, în mod obișnuit, definit ca fiind raportul dintre încărcarea de rupere și încărcarea de serviciu.

Pentru structurile alcătuite din pământ, această definiție nu poate fi aplicată în mod explicit. Astfel, de exemplu, pentru rambleuri ponderea cea mai mare a încărcării o reprezintă greutatea proprie, iar o creștere a acesteia nu ar duce automat și la cedarea structurii.

În aceste condiții, o definiție a coeficientului de siguranță (factorului de stabilitate) mult mai adecvată este cea dată de relația (4.19), adică:

$$\eta_s \equiv F_s = \frac{\text{Rezistența la forfecare disponibilă maximă}}{\text{Rezistența la forfecare necesară pentru menținerea echilibrului la limita}}$$

Introducând ecuația de definiție a rezistenței la forfecare stabilită de către Coulomb, factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) este dat de relația:

$$\eta_s \equiv F_s = \frac{c + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi}{c_r + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi_r} \quad (4.114)$$

în care: c și ϕ - parametri rezistenței la forfecare;

c_r și ϕ_r - parametri reduși ai rezistenței la forfecare necesari pentru menținerea echilibrului masei de pământ în situația de echilibru limită;

σ_n - efortul unitar normal.

Principiul de calcul descris anterior reprezintă baza calculului prin metoda reducerii parametrilor rezistenței la forfecare a pământurilor utilizată în calculul echilibrului masivelor de pământ prin M.E.F. Metodologia de calcul presupune reducerea simultană a coeziunii și a tangentei unghiului de frecare interioară în aceeași proporție în cadrul calculului iterativ specific M.E.F, evidențiată în principal prin relația:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi_r} = \sum M_{sf} \quad (4.115)$$

Reducerea simultană a celor doi parametri ai rezistenței la forfecare este controlată cu ajutorul unui multiplicator, $\sum M_{sf}$ (notat astfel în programul de calcul PLAXIS). În timpul calculului, acest multiplicator este modificat crescător în cadrul procedurii de calcul iterativ până când se atinge o condiție de cedare impusă. În aceste condiții, coeficientul de siguranță este definit ca fiind egal cu valoarea multiplicatorului $\sum M_{sf}$ la momentul cedării.

Cap. 5 ANALIZA PUNCTELOR PERICULOASE DE PE UNELE LINII DE CALE FERATĂ GESTIONATE DE REGIONALA C.F. TIMIȘOARA ȘI PROPUNEREA UNOR MĂSURI DE REMEDIERE.

5.1. Considerații generale.

Fenomenele de instabilitate, care pot afecta liniile de cale ferată în timpul exploatarei și care au fost prezentate și analizate detaliat în capitolul 3 al prezentei lucrări, provoacă, de regulă, sub aspectul siguranței circulației apariția unor puncte periculoase.

Fiecare tip de deformație sau degradare a terasamentelor de cale ferată, inclusiv a zonelor de teren adiacente, indiferent de cauzele care le-au produs, sunt considerate de către gestionarul infrastructurii feroviare publice ca fiind punct periculos pentru siguranța circulației.

Evidența punctelor periculoase se întocmește la nivelul central al gestionarului infrastructurii feroviare publice, la nivelul regionalelor de cale ferată și la nivelul subunităților de întreținere, subordonate regionalelor pe raza cărora se află aceste puncte periculoase.

În principiu punctele periculoase se referă la:

- terasamente supuse fenomenelor de afuiere și eroziune;
- terasamente situate în apropierea malurilor supuse eroziunilor;
- terasamente inundabile;
- poduri și podețe provizorii;
- poduri și podețe definitive în curs de execuție;
- lucrări de artă;
- poduri boltite și podețe tubulare cu secțiune de curgere insuficientă;
- poduri, podețe, ziduri de sprijin, diguri și alte construcții de artă degradate sau supuse afuierii;
- terasamente instabile și neconsolidate;
- versanți adiacenți instabili;
- zone cu căderi de stânci.

Evidențele punctelor periculoase se actualizează periodic de către subunitățile de întreținere din subordinea regionalelor de cale ferată, care trebuie să consemneze toate modificările survenite de la ultima analiză, și anume: apariția de noi puncte periculoase, ameliorarea sau agravarea situației la anumite puncte existente, eliminarea sau modificarea altora prin executarea de lucrări curente de întreținere sau în urma modificării situației existente.

Evidențele punctelor periculoase se completează cu o documentație care trebuie să cuprindă :

- date hidrografice ale văilor care pot produce inundații, suprafața bazinului de recepție, precipitațiile medii anuale, date care se obțin de la administratorul local al apelor;

- date geologice cu privire la natura rocilor din care sunt alcătuiți diferiți versanți instabili, adiacenți;

- lungimea zonei afectate și amploarea eventualelor urmări;

- natura și volumul lucrărilor de reabilitare necesare.

În evidențele Regionalei C.F. Timișoara există în prezent peste 172 astfel de puncte periculoase, care sunt grupate în două categorii (în funcție de gravitatea și modul de manifestare):

- **puncte periculoase de categoria I-a:** la care este necesară intervenția în cel mai scurt timp în vederea înlăturării fenomenului care poate produce perturbarea traficului feroviar. În cadrul acestei categorii eliminarea fenomenului de instabilitate nu se poate face prin simple lucrări de linie, ci sunt necesare lucrări mai complexe, care necesită o investiție materială și financiară mai ridicată;

- **puncte periculoase de categoria a II-a:** la care nu se impune intervenția imediată, dar, situația existentă trebuie ținută sub observație, urmărindu-se eventualele fenomene care pot duce la agravarea acestora. În cadrul acestei categorii deformațiile constatate pot fi eliminate prin lucrări de linii uzuale (buraje mecanice, curățiri de albie, curățirea versanților).

5.2. Descrierea și analiza unor puncte periculoase semnificative.

Din cele 172 puncte periculoase existente în evidențele Serviciului LAT (Lucrări de Artă și Terasament) din cadrul Diviziei de Linii Timișoara un număr de 53 sunt de categoria I.

Pentru o mai bună prezentare, în funcție de fenomenele de care sunt generate, aceste puncte periculoase le-am împărțit în 5 categorii distincte, și anume:

- instabilități în corpul terasamentului;
- instabilități ale versanților adiacenți;
- lucrări de artă degradate sau deteriorate;
- terasamente supuse inundațiilor, eroziunilor, afuierilor;
- terasamente cu zone colmatate și noroite.

În tabelul 5.1 sunt prezentate cele 53 puncte periculoase de categoria I-a. În cele ce urmează doresc să prezint principalele fenomene specifice fiecărei grupe de instabilitate a terasamentelor.

Fiecare caz studiat va fi prezentat prin prisma fenomenului de instabilitate care l-a generat dar și prin soluțiile pe care le propun a fi executate în vederea consolidării terasamentului. Pentru o mai bună explicitare a fenomenelor întâlnite, în analiza acestora s-a avut în vedere și particularitățile specifice ale traseului liniei de cale ferată pe care sunt întâlnite.

Tabel 5.1. Prezentare puncte periculoase de categoria I

| Fenomen | Între stațiile | Poziția km. | Lungime (km) | Cauză |
|--|--------------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| Instabilități în corpul terasamentului | Crivadia - Merișor D1 | 58+150 - 58+250 | 0,100 | terasament instabil |
| | Crivadia - Merișor D1 | 58+900 - 59+100 | 0,200 | terasament instabil |
| | Crivadia - Merișor D1 | 60+585 - 60+615 | 0,030 | terasament instabil |
| | St. Merișor Linia 1 | 61+740 - 61+790 | 0,050 | terasament instabil |
| | Oravița - Lișava | 9+050 - 9+200 | 0,150 | terasament instabil |
| | Gârliște - Anina | 31+900 - 32+600 | 0,700 | terasament instabil |
| | Vărădia - Bătuța D1 | 559+400 - 559+550 | 0,150 | terasament instabil |
| | Glogovăț - Arad D2 | 628+350 - 628+600 | 0,250 | terasament instabil |
| | Dobra - Holdea | 12+240 - 12+270 | 0,030 | terasament instabil |
| | Holdea - Margina | 26+200 - 26+700 | 0,500 | terasament instabil |
| | St. Stoeneasa | 13+300 - 13+600 | 0,300 | terasament instabil |
| | Vasiova - Reșița Nord | 57+200 - 57+350 | 0,150 | terasament instabil |
| | Berzovia - Surduc Banat | 18+900 - 19+100 | 0,200 | terasament instabil |
| | Surduc Banat - Grădinari | 33+600 - 35+000 | 1,400 | terasament instabil |
| Grădinari Caraș - Oravița | 54+475 - 54+525 | 0,050 | terasament instabil | |
| Instabilități ale versanților adiacenți: - alunecări, - curgeri; - căderi stânci. | Valea Cernei-Topleț | 397+320 - 397+520 | 0,200 | căderi de stânci |
| | St. Băile Herculane | 404+950 - 405+220 | 0,270 | căderi de stânci |
| | Mehadia - Iablașița | 413+850 - 414+850 | 1,000 | căderi de stânci |
| | Crușovăț - Domașnea | 428+750 - 428+800 | 0,050 | versant instabil |
| | Teregova - Armeniș | 446+200 - 446+350 | 0,150 | versant instabil |
| | Teregova - Armeniș | 447+200 - 447+900 | 0,700 | căderi de stânci |
| | Bănița - Petroșani D1 | 73+900 - 74+150 | 0,250 | căderi de stânci |
| | Brebu - Reșița Nord | 24+300 - 24+500 | 0,200 | versant instabil |
| | Oravița - Lișava | 6+200 - 6+400 | 0,200 | căderi de stânci |
| | Oravița - Lișava | 8+900 - 9+100 | 0,200 | căderi de stânci |
| | Lișava - Gârliște | 17+900 - 23+500 | 5,600 | căderi de stânci |
| | Hațeg - Subcetate | 75+550 - 76+500 | 0,950 | căderi de stânci |
| | Holdea - Margina | 25+790 - 26+000 | 0,210 | versant instabil |
| | Mintia - Păuliș Lunca | 7+480 - 7+640 | 0,160 | căderi de stânci |
| Vasiova - Reșița Nord | 56+650 - 56+850 | 0,200 | căderi de stânci | |

Tabel 5.1. Prezentare puncte periculoase de categoria I - continuare

| Fenomen | Între stațiile | Poziția km. | Lungime (km) | Cauză |
|---|---------------------------|-------------------|--------------|----------------------------|
| Lucrări de artă degradate sau deteriorate (tuneluri, poduri, ziduri de sprijin) | Orșova - Valea Cernei | 392+400 - 392+550 | 0,150 | zid de sprijin degradat |
| | Teregova - Armeniș | 446+811 - 447+080 | 0,269 | tunel cu probleme tehnice |
| | Merișor - Bănița D2 | 63+315 - 63+407 | 0,092 | tunel cu probleme tehnice |
| | Merișor - Bănița D2 | 66+600 - 67+300 | 0,700 | tunel cu probleme tehnice |
| | Oravița - Lișava | 14+000 - 14+035 | 0,035 | pod cu probleme tehnice |
| | Gârliște - Anina | 25+356 - 26+016 | 0,660 | tunel cu probleme tehnice |
| Terasamente supuse inundațiilor, eroziunilor, afuerilor. | Teregova - Armeniș | 448+050 - 448+100 | 0,050 | eroziune |
| | Subcetate - Băiești D2 | 36+660 - 36+685 | 0,025 | afuieri și eroziuni mal |
| | Bănița - Petroșani D2 | 71+500 - 71+800 | 0,300 | eroziune mal |
| | Oravița - Răcăjdia | 70+700 - 70+800 | 0,100 | eroziune |
| | Orăștie - Turdaș D2 | 456+245 - 456+305 | 0,060 | afuieri |
| | Turdaș - Simeria D1 | 469+493 - 469+613 | 0,120 | afuieri |
| | St. Brănișca D1 | 494+900 - 496+100 | 1,200 | inundații |
| | St. Brănișca D2 | 494+900 - 496+100 | 1,200 | inundații |
| | Ilia - Dobra | 6+400 - 7+100 | 0,700 | inundații |
| | Holdea - Margina | 24+695 - 24+725 | 0,030 | inundații |
| | Vârfurile - Hălmagiu | 112+060 - 112+180 | 0,120 | eroziune |
| | Berzovia - Surduc Banat | 16+500 - 16+700 | 0,200 | inundații, alunecări taluz |
| | Berzovia - Surduc Banat | 20+340 - 20+390 | 0,050 | eroziune |
| Terasamente cu zone colmatate și noroite (inundații) | Slatina Timiș - Vălișoara | 456+400 - 456+500 | 0,100 | inundații |
| | Slatina Timiș - Vălișoara | 459+900 - 460+000 | 0,100 | inundații |
| | St. Bănița | 67+620 - 68+000 | 0,380 | inundații |
| | St. Petroșani | 77+900 - 79+300 | 1,400 | zonă colmatată |
| | St. Livezeni | 83+000 - 84+700 | 1,700 | zonă noroioasă |
| | St. Gurasada D1 | 510+300 - 510+600 | 0,300 | zonă colmatată |
| | St. Gurasada D2 | 510+300 - 510+600 | 0,300 | zonă colmatată |
| | St. Câmpuri Surduc D1 | 514+652 - 514+660 | 0,008 | zonă colmatată |
| | St. Câmpuri Surduc D2 | 514+652 - 514+660 | 0,008 | zonă colmatată |
| | Surduc Banat - Grădinari | 26+500 - 26+550 | 0,050 | zonă noroioasă |

5.2.1. Magistrala de cale ferată 900.

Linia magistrală 900 București Nord - Craiova - Caransebeș - Timișoara Nord, mai precis sectorul de linie Orșova - Timișoara Nord (sector care este în subordinea Regionalei C.F. Timișoara), este una din liniile care în acest capitol, prin prisma fenomenelor de instabilitate existente și a punctelor periculoase generate, este studiată mai amănunțit.

Prin partea vestică a Carpaților Meridionali, culoarul râului Timiș și apoi defileul râului Cerna sunt străbătute atât de șoseaua, care leagă orașul Caransebeș de stațiunea Băile Herculane și de Orșova, cât și de linia ferată.

Datorită formelor de relief pe porțiunea delimitată de km.392+400 - km.392+550 (poziție kilometrică pe calea ferată) a fost necesar să se construiască un zid de sprijin din piatră, care să stabilizeze versantul abrupt din imediata apropiere a liniei de cale ferată. Datorită împingerii pământului din spatele zidului de sprijin, pe la mijlocul lungimii lui, acesta a cedat, din el dislocându-se blocuri de piatră (fig.5.1).



Fig.5.1. Zid de sprijin degradat pe linia de cale ferată Orșova - Băile Herculane km.392+400 - km.392+550

Analizând atent situația la fața locului, am constatat existența unor crăpături care în timp conduc la dislocarea de noi blocuri din zidul de sprijin, lucru care pune în pericol siguranța circulației feroviare.

În vederea rezolvării problemelor apărute propun refacerea zidului de sprijin pe porțiunea pe care s-a produs dislocarea blocurilor de piatră și unde au apărut fisurile, respectiv a consolidării porțiunii neafectate de împingerile pământului din spatele zidului de sprijin.

Tot în cadrul lucrărilor de consolidare a zidului de sprijin propun a fi executate sondaje geotehnice în vederea stabilirii cauzelor care produc instabilitatea versantului.

Un alt fenomen des întâlnit pe traseul acestei linii îl constituie cel al căderilor de stânci de pe versanții adiacenți liniei. Astfel, acest fenomen este întâlnit și în

capătul X al stației Băile Herculane (fig.5.2), acolo unde de pe versantul din stânga s-au produs desprinderi de roci care au căzut în gabaritul liniei.



Fig.5.2 Căderi stânci în stația Băile Herculane
capătul X km.404+950

Tot din cauza rocilor care au căzut de pe versant este afectată circulația pe linia 2 din stația Băile Herculane (fig.5.3), aceasta trebuind să fie închisă temporar, până când toate pietrele care sau desprins de pe versant au fost înlăturate din gabaritul liniei.



Fig.5.3 Căderi de stânci în linia 2 stația Băile Herculane
km.405+070 - km.405+220

În vederea consolidării zonei respective propun adoptarea soluției torcretării versantului pe porțiunea pe care se manifestă fenomenul. În vederea adoptării acestei soluții într-o primă etapă trebuie curățat întregul versant de vegetație și de rocile cu potențial ridicat de desprindere. Apoi se poate trece la operația de torcretare propriu - zisă.

Un fenomen asemănător se manifestă între stațiile de cale ferată Mehadia și Iablanița la tunelul de la km.413+850 - km.414+850, unde atât la portalul de intrare cât și la portalul de ieșire există pericolul alunecărilor de material stâncos desprins de pe versant (fig.5.4).



Fig.5.4 Căderi de stânci la portalul de ieșire din tunelul de la km.413+850 - km.414+850

La ieșirea din tunel există și un pod metalic care traversează un curs de apă. Aici datorită materialului care a alunecat de pe versant s-a produs obturarea albiei râului.

Fenomenul de alunecare al rocilor de pe versant afectează și portalul tunelului. Ca o soluție provizorie de rezolvare a situației existente, într-o închidere de linie, în cadrul lucrărilor de întreținere periodică a lucrărilor de artă, o chipă de alpiniști înlătură rocile cu potențial ridicat de desprindere.

Datorită naturii rocilor din care este alcătuit versantul, fenomenul întâlnit nu poate fi înlăturat definitiv. Ca o soluție în vederea protejării portalelor de intrare în tunel, propun ridicare unor ziduri de apărare în spatele portalelor. Astfel materialele care se desprind de pe versant se opresc în acest zid de apărare nepericlitând cele 2 lucrări de artă (tunelul și podul metalic aflat pe capătul Y al tunelului)

Între localitățile Crușovăț și Domașnea la km.428+750, pe un traseu cu profil transversal mixt, datorită precipitațiilor abundente corelate cu înclinarea mare a taluzului, s-a produs alunecarea unei mase de pământ la partea superioară a taluzului (fig.5.5).

Aceste desprinderi de mase de pământ pe adâncimi de până la 1m, produse la partea superficială a taluzului și care pot antrena treptat și alte zone din aval, se încadrează în categoria de alunecări superficiale detrusive. După atingerea unui anumit grad de dezvoltare, acest tip de alunecări se transformă în alunecări de profunzime, care au un mod de manifestare mai violent și cu consecințe mai grave.

În cazul fenomenului întâlnit la km. 428+750 doar o mică parte din masa de pământ dislocată a ajuns la baza terasamentului liniei de cale ferată.



Fig.5.5 Versant instabil între stațiile de cale ferată Crușovăț și Domașnea
km.428+750 - km.428+800

În urma deplasării pe teren am constatat că pământul din care este alcătuit taluzul respectiv este de natură prăfoasă. Pentru stabilizarea acestei porțiuni de linie propun realizarea sprijinirii taluzului de pe partea stângă cu plăci de beton armat ancorate, iar la baza acestora plăci ancorate trebuie realizat un șanț din elemente prefabricate pentru asigurarea scurgerii apelor. Pe partea dreaptă a liniei este suficient doar execuția unui șanț care să asigure scurgerea apelor, taluzul neavând înălțime și nici pantă accentuată care să pună în pericol siguranța circulației feroviare.

Tot problema versantului instabil a fost și cauza producerii evenimentului de la km.446+300, dintre stațiile Teregova și Armeniș, unde din cauza precipitațiilor abundente (cu formarea de torenți), corelate cu existența pământurilor prăfoase din taluz, s-a produs alunecarea întregului versant.

Pe această porțiune linia are profil transversal tip debleu, cu un taluz cu înclinare foarte mare, la baza căruia se află un zid de sprijin din piatră brută cu rolul de a asigura stabilitatea taluzului (fig.5.6).



Fig.5.6 Alunecare versant între stațiile de cale ferată Teregova și Armeniș
km.446+200 - km.446+350

Fenomenul de alunecare a avut o manifestare violentă, trecând peste zidul de sprijin aflat la baza versantului, antrenând și copacii aflați pe versant, aceștia lovind stâlpii care susțin firul de contact. (fig.5.7).



Fig.5.7 Terasament afectat de alunecarea versantului
km.446+200 - km.446+350

În vederea reluării traficului feroviar a fost necesară intervenția echipelor districtului de linii locale, în vederea îndepărtării aluviunilor și a copacilor de pe terasamentul liniei și a curățirii șanțului de colectare a apelor situat la baza zidului de sprijin. Echipile de intervenție I.F.T.E. au intervenit în vederea repunerii sub tensiune a liniei de contact.

Pentru consolidare a fost aplicat sistemul TECCO de protecție al versantului. Acesta este un sistem destinat consolidării pantelor abrupte, a pantelor de sedimentare și stâncoase. În prealabil întreg taluzul a fost pregătit pentru aplicarea acestui sistem (au fost tăiați copacii, s-au extras rădăcinile acestora iar rocile cu potențial de desprindere au fost îndepărtate).

Pentru diminuarea fenomenului de eroziune, pe taluz a fost așezată o împletitură din polipropilenă. Aceasta este flexibilă, tridimensională, și are rolul de a absorbi energia de impact a picăturilor de ploaie și astfel diminuează erodarea prin spălare a versantului.

Un alt rol al acestei împletituri este acela că îmbunătățește aderența pentru o înrădăcinare rapidă și sigură favorizând astfel revegetarea cu succes a pantei versantului.

Peste această împletitură a fost așezat sistemul de protecție propriu-zis TECCO. Acesta este format dintr-o plasă de sârmă de oțel rezistentă la tracțiuni mari, având o forță maximă de tracțiune de peste 1770N/mm². Plasa tridimensională în formă de diamant dezvoltă caracteristici omogene, cu o capacitate de încărcare a sistemului de fixare de 150kN/m în direcția principală de fixare.



Fig. 5.8 Rularea împletiturii TECMAT pe versant

Această împletitură poate fi întinsă peste stânci ascuțite fără a fi deteriorată. Această plasă de sârmă este ancorată în versant cu ajutorul unor ancore care sunt introduse în găurile forate în stâncă.



Fig.5.9 Execuția forajelor pentru tiranți

Sulurile de plasă de sârmă au lungimea de 30m și lățimea de 3,5m. Aceste suluri sunt prinse între ele prin niște cleme de îmbinare care permit panourilor din plasă de sârmă să fie unite cu o minimă suprapunere a 2 plase și să asigure în continuare transferul de forță.

După ce plasa de sârmă a fost întinsă pe taluz aceasta a fost pretensionată prin prinderea în stratul de bază cu ajutorul ancorelor și a plăcilor de ancorare. Forțele de compresiune rezultate acționează pe suprafața pantei pentru a preveni apariția proeminențelor și a crăpăturilor.

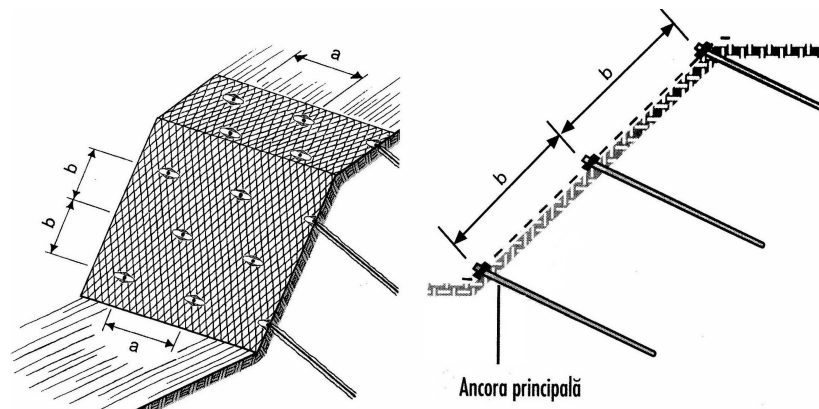


Fig.5.10 Detaliu protejare taluz

În vederea asigurării unei protecții suplimentare, întreg versantul a fost însămânțat cu plante perene.

Tot pe această porțiune de linie pentru o mai bună evacuare a apelor de suprafață pe partea dreaptă a liniei, s-a realizat și un șanț. Colectarea apelor în acest șanț se face prin drenurile orizontale.



Fig.5.11 Șanț din beton armat pentru asigurarea scurgerii apelor

După terminarea lucrărilor de consolidare s-a trecut la ciuruirea integrală a prismului de piatră spartă pe zona afectată de alunecarea de teren.

Pe interstația Teregova - Armeniș, mai există două puncte periculoase de categoria I, care au cauze diferite față de cel prezentat mai sus.

Primul fenomen este cel întâlnit între km.446+811 și km.447+080, la un tunel care prezintă probleme tehnice. Aici apa subterană a reușit să străbată intradosul tunelului și prin rosturile dintre inelele tunelului să pătrundă în tunel. Pe pereții interiori ai tunelului sunt vizibile zonele pe unde apa subterană a reușit să penetreze hidroizolația tunelului (fig.5.12).



Fig.5.12 Tunel cu probleme tehnice între stațiile Teregova și Armeniș
km.446+811 - km.447+080

Cauza principală care a adus la apariția acestei probleme este hidroizolarea executată necorespunzător, care a permis pătrunderea apei subterane printre inelele tunelului, în loc să se scurgă prin salteaua de piatră (aflată între extradosul tunelului și inelele acestuia) și barbacane în canalul de scurgere și apoi în exteriorul tunelului.

În vederea etanșezării tunelului de la km.448+811 - km.447+080 singura soluție care poate fi adoptată este aceea de refacere a hidroizolației. Rezolvarea problemei rosturilor apărute între inelele tunelului se poate face prin injectarea sub presiune a unor rășini poliuretanică.

Excesul de apă este vizibil și pe zidul de sprijin aflat la portalul de intrare în tunel. Pe pereții acestuia apa se prelinge în șanțul de la baza acestuia (fig.5.13).

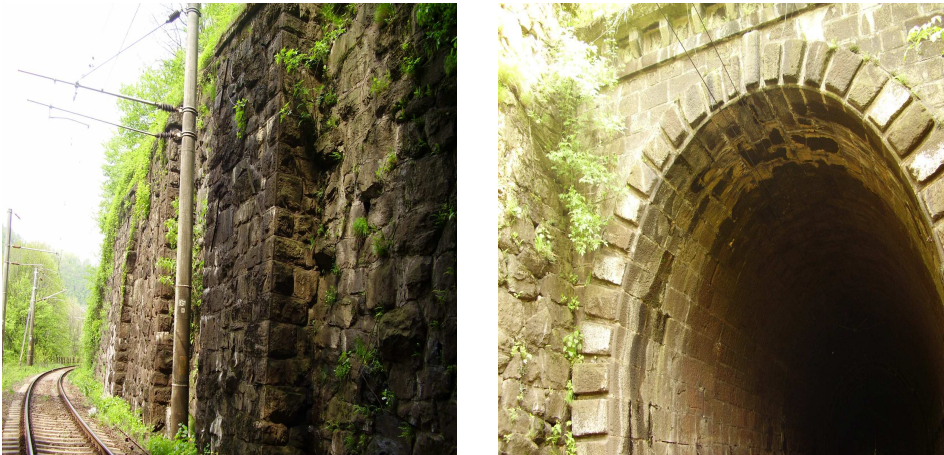


Fig.5.13 Portalul de intrare al tunelului de la
km.446+811 - km.447+080

În vederea eliminării acestei ape apărute la partea superioară a zidului de sprijin consider că este necesar executarea unui șanț pereal cu rol de colectarea și dirijare a apei.

La numai 1km distanță de acest tunel, înspre stația de cale ferată Armeniș, este întâlnit un nou fenomen care pune în pericol siguranța circulației feroviare. De această dată este vorba de eroziunea produsă la sfertul de con al unui pod. Aici apele, având caracter de torent, au reușit să distrugă prin spălare o bună parte din sfertul de con al podului, fenomenul propagându-se până sub scările de acces (fig.5.14).



Fig.5.14 Fenomenul de eroziune la sfertul de con al podului de la km.448+075

Acest fenomen a fost posibil datorită nerealizării corespunzătoare atât a sfertului de con al podului (alcătuit din materiale granulare fine), cât și a protecției acestuia. Nerezolvarea în timp util a acestei probleme poate duce până la distrugerea întregului terasament al liniei.

În acest caz primordial este refacerea în straturi a umpluturii sfertului de con cu realizarea gradului de compactare corespunzător, respectiv a protecției acestuia cu o zidărie din piatră brută. Totodată trebuie realizată și protecția malului cu gabioane atât în amonte cât și în aval în vederea prevenirii producerii de noi afuieri.

Alte două fenomene, care au ca și cauză principală apa meteorică, sunt întâlnite între stațiile de cale ferată Slatina Timiș și Vălișoara.

În primul caz, situat între km.456+400 și km.456+500, linia are profil transversal tip debleu. Datorită faptului că șanțul care avea rolul să dirijeze apele nu are pantă suficientă, apa staționează în șanțul de la baza terasamentului (fig.5.15).



Fig.5.15 Porțiunea de linie situată între
km.456+400 - km.456+500

Pentru asigurarea scurgerii apelor este necesară subtraversarea drumului (pe ambele părți) cu o tubulatură având o secțiune care să asigure scurgerea apelor. Odată cu subtraversarea drumului consider că va fi realizată scurgerea apelor spre podețul aflat la aproximativ 10m de acest drum (fig.5.16).



Fig.5.16 Șanț de colectare al apei situat perpendicular pe calea ferată

Parcurgând încă 3,5km se ajunge într-o zonă în care datorită colmatării șanțurilor de pe marginea terasamentului, nu este asigurată scurgerea apelor meteorice. Între km.459+900 - km.460+000 profilul transversal al liniei este tip debleu, după care trece la profil transversal mixt cu rambleu pe partea stângă a liniei. În vederea asigurării scurgerii apelor șanțurile pereate au panta spre profilul mixt (fig.5.17).

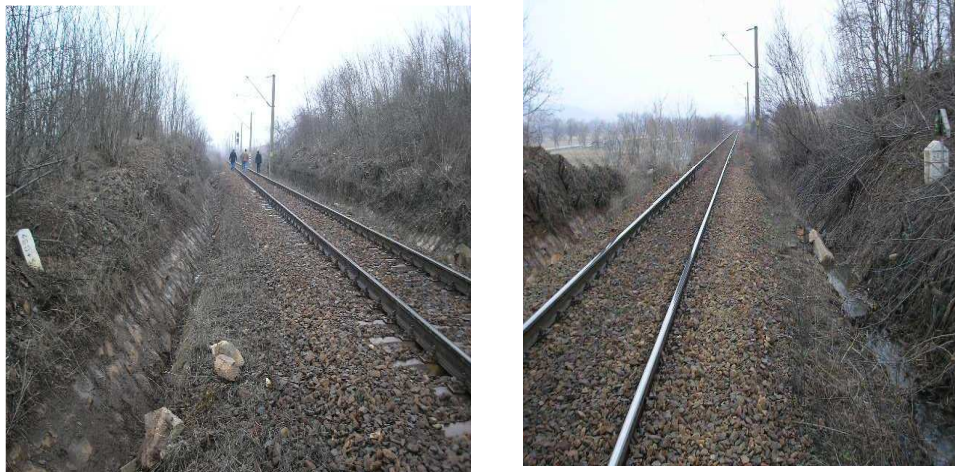


Fig.5.17 Linia de cale ferată Slatina Timiș - Vălișoara
km.459+500 - km.460+000

În acest caz, pentru realizarea scurgerii apelor este necesar decolmatarea acestor șanțuri. Acest gen de lucrare poate fi făcută fără afectarea traficului feroviar pe linia respectivă.

5.2.2. Magistrala de cale ferată 200.

Magistrala 200, Brașov - Vințul de Jos - Simeria - Arad - Curtici, are o lungime totală de 470km., din care o parte este în administrarea Regionalei C.F. Timișoara.

La fel ca pe oricare altă linie de cale ferată, datorită factorilor geologici și hidrografici, și pe această linie există anumite zone care în exploatare prezintă o comportare mai specială, Astfel pe traseul magistralei 200 se întâlnesc zone cu terasament instabil, zone inundabile, cursuri de ape cu albie colmatate, poduri și podețe cu infrastructura parțial distrusă.

Unul dintre aceste puncte cu probleme este situat la km.456+276, între stațiile de cale ferată Orăștie și Turdaș, unde există un pod cu două deschideri care traversează pârâul Sicheș.

Din cauza debitului scăzut albia pârâului se extinde doar pe una dintre deschideri. În cazul unor precipitații intense, debitul pârâului crește brusc luând forma de torent, care prin fenomenul de afuiere afectează pila centrală a podului (fig.5.18).

Datorită faptului că fenomenul de afuiere a pilei podului este întâlnit doar în perioadele anului caracterizate de precipitații abundente, din punctul meu de vedere simpla refacere a radierului pilei podului este suficientă.



Fig.5.18 Fenomenul de afuiere a pilei podului
km.456+276

Același fenomen este întâlnit și la podul de la km.469+553, care traversează râul Strei. Acest pod are infrastructura specifică pentru fiecare dublă de circulație în parte. Metoda care s-a adoptat în vederea protecției pilei din amonte, aferente dublei 2 de circulație, împotriva fenomenului de afuiere a fost prin realizarea unei incinte din coloane de beton armat, solidarizate la partea superioară cu o centură de beton armat (fig.5.19).

Probleme apar însă la pila din aval a podului, aferentă dublei 1, la care existența curenților de apă, duc la producerea fenomenului de afuiere a pilei. Ca o soluție provizorie în încercarea de a stopa degradarea pilei din aval s-a optat pentru consolidarea cu traverse din beton armat.



Fig.5.19 Pilă degradată la podul de la km.469+553
dintre stațiile Turdaș și Simeria linia 200

În vederea rezolvării definitive a problemei apărute la pila podului aferentă dublei I de circulație, consider că soluția optimă ar fi cea adoptată pentru pila din amonte.

Într-o primă etapă a lucrărilor trebuie să fie realizată o incintă uscată în jurul pilei. Acest lucru se poate realiza din palplanșe metalice introduse prin procedeul de vibroînfigere. După realizarea acestei incinte uscate, cu ajutorul instalației Benotto vor fi forate și turnate coloane din beton armat având diametrul de 1080mm, care ulterior trebuie solidarizate la partea superioară cu o centură din beton armat.

Suplimentar în vederea consolidării pilelor podului, incintele din zonele pilelor vor fi umplute cu material pietros și compactat în straturi. După realizarea protecției pilei aferente dublei I palplanșele metalice vor fi extrase și folosite la o altă lucrare.

Tot aici mai este întâlnit un alt fenomen care pune în pericol integritatea podului. Este vorba de fenomenul de eroziune a malului drept din amonte podului. Datorită faptului că în această secțiune cursul râului prezintă o curbă, curentul apei lovește direct în mal. Ca urmare, în timp s-a produs fenomenul de spălare al malului. Acestui fenomen trebuie să i se atribuie o atenție deosebită datorită faptului că de la ultima revizie la care am participat, și la care am plantat martori (țărnuși), am constatat că distanța dintre malul râului și martor s-a micșorat. Împreună cu colegii din cadrul Serviciului LAT (Lucrări de Artă și Terasament) am considerat că acestui fenomen trebuie să i se acorde atenție și ca atare am propus consolidarea malului drept al acestui curs de apă cu un zid de protecție realizat din gabioane solidarizate cu zidărie din piatră.

Un alt punct periculos care consider că este necesar să fie soluționat pe această linie, ar fi problema întâlnită în stația Brănișca unde datorită topografiei terenului din zona stației de cale ferată, porțiunea situată între km.494+900 - km.496+100, are potențial ridicat de inundații.

Configurația stației este în profil transversal tip debleu cu înălțimea taluzului de 2m, cu două linii directe (dubla I și dubla II), în aliniament (fig.5.20).



Fig.5.20 Stația de cale ferată Brănișca linia 200 km.495+381



Fig.5.21 Stația de cale ferată Brănișca linia 200 dubla II
km.494+900 - km.496+100

De o parte și de alta, pe rambleu se întinde localitatea cu același nume. Umiditatea excesivă a zonei este confirmată prin vegetația abundentă crescută pe dubla II (fig.5.21), care este întreținută de apa ce staționează în șanțurile de pe marginea terasamentului cât și rampa pe care o face drumul în dreptul trecerii la nivel cu calea ferată de la km.495+465 (fig.5.22).



Fig.5.22 Stația de cale ferată Brănișca linia 200
trecere la nivel km.495+465

În stația Brănișca sistemul de colectare și evacuare al apelor meteorice este asigurat de șanțul săpat pe partea dreaptă a platformei căii care se întinde din dreptul semnalului de intrare din capătul X al stației și până la trecerea la nivel de la km.495+465 aflat pe celălalt capăt al stației. Din păcate acest șanț nu are adâncimea și panta necesară scurgerii apelor, pe o anumită porțiune el chiar fiind întrerupt. După această trecere la nivel, de o parte și de alta apar șanțuri de scurgere a apelor dar și acestea, pe alocuri, sunt colmatate.

Din acest motiv consider că este necesar, în vederea evitării producerii inundării amplasamentului stației în cazul unor ploi torențiale de lungă durată, realizarea unor șanțuri din elemente prefabricate care să poată asigura scurgerea apelor în condiții normale. Tot din acest considerent este necesar și a se realiza subtraversarea drumului de la km.495+465, cu un tub de beton sau tub metalic, care să asigure continuitatea șanțului realizat din elemente prefabricate. O altă lucrare care trebuie executată este cea de decolmatare a șanțurilor existente de o parte și de alta a liniei de cale ferată.

Continuând traseul magistralei 200 spre Arad, pe capătul X al stației Gurasada, datorită colmatării șanțurilor care aveau rolul de a asigura scurgerea apei, porțiunea de linie cuprinsă între km.510+300 și km.510+600, reprezintă un punct periculos pentru traficul feroviar din acea zonă. În această zonă linia este în aliniament cu profil transversal tip debleu cu 3 linii (cele două linii principale și o linie industrială). Atât între cele două linii curente cât și între dubla I și linia industrială se observă suprafețe mari în care apa bălțește (fig.5.23) favorizând creșterea vegetației.



Fig.5.23 Apa stagnează la baza terasamentului
linia 200 km.510+300 - 510+600

Datorită gradului mare de umiditate care a favorizat creșterea vegetației, o mare parte a liniei industriale este acoperită în totalitate de vegetație iar pe alocuri chiar de apă (fig.5.24).

Una dintre cauzele care au dus la situația existentă o constituie și colmatarea podețului tubular de la km.510+711 care nu mai asigură scurgerea apelor din șanțul de pe partea stângă a liniei (fig.5.25). În prezent pe această porțiune de linie se circulă cu restricție de viteză de 50km/h.



Fig.5.24 Linia industrială capăt X stația Gurasada
km.510+300 - 510+600



Fig.5.25 Podeț colmatat la capătul X stația Gurasada

În cazul acestui fenomen, lucrul cel mai important îl reprezintă decolmatarea podețului tubular de la km.510+711 care avea rolul să descarce apele din șanț.

O altă problemă pe care am constatat-o la fața locului ar fi aceea a colmatării șanțului de pe partea stângă a liniei. Curățirea acestuia de vegetația crescută în abundență va face ca scurgerea apelor să se desfășoare în condiții optime.

Tot în sprijinul scurgerii apelor recomand executarea unui șanț longitudinal între dubla I și linia industrială. După evacuarea în totalitate a apei din terasament este necesară ciuruirea integrală a prisme de piatră spartă, lucrare prin care poate reface și niveleta căii.

Pe capătul X al stației Câmpuri Surduc, la km.514+567, calea ferată traversează un mic curs de apă. Problema întâlnită aici o constituie colmatarea albiei acestui curs de apă. Distanța de la nivelul apei și până la partea inferioară

a tablierului podului variază între 30 - 40cm. (fig.5.26), existând pericolul ca în cazul creșterii bruste a debitului de apă (posibilitatea formării unui torent dat fiind faptul că apa provine de pe dealurile din apropiere), acesta să depășească cuzinetul podului.



Fig.5.26 Albie pârâu colmatată linia 200
stația Câmpuri Surduc km.514+657

În sprijinul afirmației făcute cu privire la posibilele efecte propuse în cazul producerii a unui torent stă mărturie barajul natural din crengi format sub podețul aferent dublei II. Datorită spațiului mic prin care apa trebuie să se scurgă, crengile au rămas prinse de tablierul podului (fig.5.27).



Fig.5.27 Podeț km.514+657 linia 200 dubla II

În prezent s-au luat măsuri de decolmatare a albiei pârâului prin lărgirea și adâncirea cursului de apă. Pe porțiunea adiacentă podului, atât în amonte cât și în aval s-au executat săpături mecanice cu ajutorul utilajului Colmar, aflat în dotarea Regionalei C.F. Timișoara (fig.5.28).



Fig.5.28 Lărgirea albiei unui pârâu
km.514+657 linia 200 dubla II

Porțiunea de albie situată sub podeț, care nu a putut fi decolmatată prin săpătură mecanizată se va face prin săpătură manuală. În vederea stabilizării malurilor, cu precădere în amonte de acest podeț, recomand și consolidarea malurilor cu elemente prefabricate.

În apropiere de stația de cale ferată Arad, în dreptul depoului de locomotive, pe dubla II se află o zonă cu terasament instabil (km.628+350 - km.628+600). Aici linia se află în aliniament, cu profil transversal tip rambleu cu înălțimea de 2,5m pe partea stângă și 0,5m pe partea dreaptă.

Pe partea stângă a liniei (afereță dublei II), se observă o refulare a terasamentului. Acest lucru se datorează în principal existenței în corpul terasamentului a pungilor de balast și a compactării necorespunzătoare a straturilor care alcătuiesc rambleul.

Fenomenul de refulare a terasamentului poate fi remarcat prin înclinarea în timp a gardului societății S.C. Polaris M. Holding, dar și prin urmărirea în profil longitudinal a poziției stâlpilor care susțin firul de contact. În profil longitudinal se remarcă devierea față de verticală a stâlpilor nr.136, 138 și 140 (fig.5.29).

În profil longitudinal, pe porțiunea pe care se manifestă fenomenul de refulare, linia aferentă dublei II este mai coborâtă față de linia din imediata vecinătate. Pentru aducerea acestuia la aceeași cotă cu dubla I s-au executat buraje mecanice repetate, buraje executate cu completare de piatră spartă.

Fenomenul apariției pungilor de balast nu poate fi înlăturat decât prin refacerea în totalitate a terasamentului liniei pe porțiunea pe care aceasta a fost afectată de acest fenomen. Este necesară refacerea umpluturii din corpul rambleului (folosind și materialele geosintetice) respectiv asigurarea stabilității versantului prin ranforsarea cu pământ armat cu geogriile.

Pentru refacerea umpluturii, în prealabil trebuie executată o săpătură cu panta de 2 : 3 spre stânga, cu realizarea compactării corespunzătoare, după care se va așterne materialul de umplură în straturi realizându-se și în acest caz compactarea corespunzătoare. Concomitent cu așternerea materialului de umplură se vor poziționa geogriile cu armătura principală așezată perpendicular pe axul liniei după care acestea trebuie să fie tensionate. Forța de întindere trebuie

menținută până când există o cantitate de material care să împiedice mișcarea acestora.



Fig.5.29 Terasament instabil km.628+350 - km.628+600

Pe magistrala 200, între stațiile Zam și Radna, unde aceasta străbate defileul Mureșului, sunt de asemenea unele puncte periculoase semnificative. În mare parte aceste puncte periculoase au fost analizate, inclusiv soluțiile tehnice de remediere, în lucrarea [20].

5.2.3. Linia de cale ferată 116.

Una dintre liniile principale administrate de Regionala C.F. Timișoara, care prezintă multe puncte periculoase, este linia 116 Simeria - Petroșani - Livezeni. Traseul acestei linii începe din zona de câmpie și se termină în zona montană. Ca urmare și problemele care urmează a fi prezentate sunt diferite, fiind specifice reliefului care este străbătut: de la eroziuni de mal și până la căderi de stânci.

Un punct periculos este întâlnit la podul de la km.36+673, între stațiile de cale ferată Subcetate și Băiești, unde linia ferată traversează râul Sibîșel. La acest pod sunt două probleme care trebuie analizate și soluționate. Prima este legată de eroziunea malului stâng, iar a doua o constituie eroziunea culeei podului.

Cele două fenomene au o evoluție mai îndelungată, în decursul timpului încercându-se a se diminua și chiar a se elimina efectul produs de ape. Pentru protejarea malului erodat s-a apelat la clasică, și cea mai rapidă, consolidare cu traverse de beton armat (fig.5.30).



Fig.5.30 Fenomenul de eroziune a malului
km.36+660 - km.36+685 linia 116

În ceea ce privește protecția culeii podului s-a adoptat o soluție de consolidare cu traverse de beton armat poziționate pe două straturi solidarizate cu zidărie din piatră și beton (fig.5.31).



Fig.5.31 Consolidarea culee cu traverse de beton armat
pod km.36+673 linia 116

În timp această consolidare a început să se degradeze, în prezent cele două straturi de traverse sunt vizibile (fig.5.31), iar la partea superioară a zidăriei a apărut o crăpătură. În schimb eroziunea malului stâng a fost stopată. Cele două fenomene au rămas încă sub supraveghere permanentă.

În ceea ce privește protejarea malului stâng al râului Sibişel, propun lucrări care să vizeze corectarea cursului de apă, și anume executarea unui dig de protecție realizat din gabioane solidarizate între ele cu o zidărie din piatră. În spatele acestui zid de sprijin trebuie executate epiuri iar spațiul dintre aceste epiuri să fie umplut cu materiale locale.

Acest dig de protecție trebuie să se întindă pe o lungime de 200m în amonte respectiv 100m în aval de podețul de la km.36+660. Prin realizarea acestui dig se realizează și protecția culeei podului.

În continuare voi prezenta patru cazuri întâlnite pe aceeași interstație, Crivadia - Merișor, în care terasamentul prezintă probleme de instabilitate.

Primul fenomen se manifestă între km.58+150 - km.58+250, unde profilul transversal al liniei de cale ferată este mixt cu debleu pe partea dreaptă. Aici pe dubla I de circulație, pe 100m, se observă accentuate tasări ale firului stâng exterior (linia fiind în curbă), producându-se deformații în profil longitudinal (fig.5.32).



Fig.5.32 Instabilitate în corpul terasamentului
km.58+150 - km.58+250 linia 116

Taluzul din partea dreaptă prezintă ebulări mai vechi și zone cu vegetație specifică acumulărilor de apă în teren (fig.5.33).

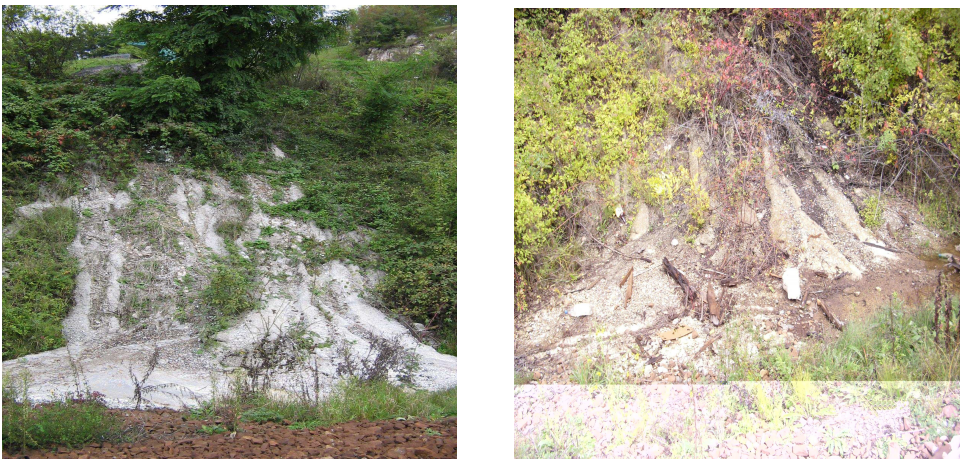


Fig.5.33 Instabilități ale rambleului
km.58+150 - km.58+250

Toate indiciile culese de la fața locului m-au condus la concluzionarea unei singure ipoteze de la care trebuie să se plece în căutarea soluției care să înlăture fenomenul de instabilitate întâlnit: lipsa unui sistem de drenare și evacuare a apei înmagazinată în corpul terasamentului liniei. Principala lucrare care consider că trebuie executată o reprezintă realizarea unor drenuri cu rol de captare și evacuare a apelor.

A doua problemă de instabilitate este întâlnită între km.58+900 - km.59+100, unde se manifestă fenomenul de instabilitate al taluzului de rambleu, cu rupturi care au afectat și zona șoselei DN66, aflată în imediata apropiere a liniei de cale ferată. O caracteristică a traseului liniei în acest sector este aceea că cele două linii (dubla I și dubla II), datorită condițiilor de relief, au terasamentul individual, pentru fiecare linie în parte.

Datorită pantei și înălțimii taluzului, pentru protejarea căii ferate pe anumite zone au fost construite ziduri de sprijin. Actualmente în zidul de sprijin din dreapta dublei II se observă crăpături mari datorate împingerii pământului din spatele zidului de sprijin (fig.5.34).



Fig.5.34 Crăpături în zidul de sprijin
km.58+900 - km.59+100

Din cele ce am constatat deplasându-mă și analizând la fața locului situația de la km.58+900, am tras concluzia că zidul de sprijin a fost subdimensionat, el neputând să susțină întreaga masă de pământ din spatele acestuia.

Din acest motiv propun refacerea acestui zid de sprijin la parametrii dați de calculele împingerii active făcute pe masivul de pământ.

În fața zidului de sprijin se găsește un șanț din elemente prefabricate cu rol de colectare a apelor ce se scurg de pe taluz. Pe porțiunile în care zidul de sprijin lipsește, alunecările din corpul taluzului au acoperit acest șanț împiedicând scurgerea apelor (fig.5.35).



Fig.5.35 Alunecare de versant
km.58+900 - km.59+100

A treia problemă de pe acest sector de linie a apărut la km.60+585, unde pe o lungime de 30m, pe a doua curbă circulară (pe firul exterior), datorită umidității excesive s-a produs alunecarea unei fâșii din corpul terasamentului până în albia pâ râului, obturând parțial secțiunea de curgere a acestuia(fig.5.36).



Fig.5.36 Alunecare în corpul terasamentului
km.60+585 linia 116

Pe porțiunea unde s-a produs acest fenomen de instabilitate s-a introdus restricție de viteză de circulație și s-au plantat martori (țărâși), care să ajute la evidențierea dezvoltării în timp a acestui fenomen.

Cauza principală a producerii acestui fenomen o constituie realizarea terasamentului din materiale necorespunzătoare corelată cu existența apei în exces în corpul terasamentului.

În vederea stopării acestui fenomen consider că este necesar a se reface umplutura din corpul terasamentului, respectiv a consolidării acestuia cu materiale

geosintetice și a asigurării stabilității versantului prin ranforsarea cu pământ armat cu geogridurile de înaltă rezistență.

Instabilitățile din corpul terasamentului care afectează linia 116 culminează cu fenomenul care se manifestă în capătul X al stației Merișor, unde pe o porțiune de 50m s-au produs deformații (fig.5.37), atât în plan longitudinal cât și în plan transversal, care au afectat terasamentul liniei 1 (linie primiri - expedieri de trenuri), fapt pentru care din motive de siguranță a circulației feroviare porțiunea de linie afectată a fost închisă.



Fig.5.37 Denivelări pe capătul X al stației Merișor
km.61+740 - 61+790

În zona producerii fenomenului, taluzul prezintă un ebulment (fig.5.38) cu vârful de alunecare la 330m de podețul de la km.61+429. De la km.61+410 și până la km.61+460 există un zid de sprijin la partea superioară a terasamentului cu înălțimea de 1m, care se prezintă în stare bună, ebularea producându-se la 300m de capătul zidului de sprijin.



Fig.5.38 Ebulment la capătul X
al stația Merișor



Fig.5.39 Peronul liniei 2
afectat de alunecare

Sondajele efectuate au scos în evidență faptul că pământul folosit la realizarea terasamentului a fost o argilă nisipoasă cu potențial de contractilitate ridicat.

În timp datorită precipitațiilor abundente deformațiile terasamentului s-au accentuat antrenând în alunecare și peronul existent între liniile 1 și 2 (fig.5.39).

Datorită faptului că fenomenul este întâlnit doar local, afectând linia 1 pe o porțiune de 50m, propun refacerea terasamentului afectat respectiv a găsirii unei soluții optime de colectare și evacuare a apelor spre podețul de la km.61+429.

O altă soluție care poate fi luată în acest caz în calcul ar fi și prelungirea zidului de sprijin existent între km.61+410 și km.61+460.

Pe interstația Merișor - Bănița, ambele tuneluri, cel de la km.63+315 - km.63+407 respectiv km.66+600 - km.67+300, prezintă defecțiuni tehnice.

La tunelul de la km.63+315 - km.63+407 de pe dubla II, în decursul timpului au apărut fisuri în portalul de intrare și în bolta tunelului (fig.5.40).



Fig.5.40 Fisuri și crăpături la portalul de intrare tunel km.63+315 - km.63+407

La portalul de intrare pe partea dreaptă, aripa tunelului are înălțimea elevației de 8 - 9m și o lungime de 12m. La partea inferioară a secțiunii între cota radierului șanțului de platformă pe o înălțime de 1,2m partea văzută a betonului prezintă degradări evidente, exfolieri și urme de segregări.

Aceste degradări au survenit în urma execuției necorespunzătoare a lucrărilor. În vederea stopării propagării fisurilor în bolta tunelului și a celor apărute la portalul de intrare în tunel recomand adoptarea soluției de injectare sub presiune a unei rășini poliuretanică care să astupe fisurile.

În ceea ce privește fenomenul de exfoliere și cel de segregare consider că este necesar executarea de lucrări cu rol de protecție a zonelor afectate.

Celălalt tunel de la km.66+660 - km.67+277, tot pe dubla II, a fost construit în anul 1870. Cu ocazia electrificării liniei 116, în perioada 1971 - 1973 a mai fost construit în aceeași secțiune, încă un tunel, în partea stângă a celui existent. La darea în folosință a noului tunel, vechiul tunel a fost abandonat.

Între anii 1985 - 1989 în cadrul lucrărilor de dublare a liniei, dublarea pe acest sector de linie s-a făcut pe partea dreaptă, pe traseul vechiului tunel

abandonat. Refacerea vechiului tunel de pe dubla II s-a realizat cu metoda scutului la gabaritul de electrificare.

Din punct de vedere hidrologic, tunelul se află sub influența bazinului hidrografic al râului Strei la intrare și al bazinului hidrografic al râului Jiu la ieșirea din tunel. Regimul hidrologic al zonei străbătute de tunel este influențat de torenții de pe partea dreaptă a tunelului, în zona de intrare și de Pârâul Bănița cu torenții săi de pe partea stângă a zonei de ieșire.

Iarna se formează țurțuri și blocuri de gheață în special sub nașterile bolții și la partea interioară a secțiunii. Se observă că la căptușeala tunelului pe zona portalului de intrare, pe banchine stânga/dreapta bălțește apa care se infiltrează pe rostul de betonare banchine - căptușeala interioară (fig.5.41).



Fig.5.41 Detaliu interior tunel km.66+660 - km.67+277

Tot la căptușeala tunelului sunt vizibile zone cu goluri rămase la betonare în zona cheii bolții căptușelii interioare unde se vede armătura și hidroizolația. Din această cauză există pericolul ca apa din infiltrații să ajungă pe firul de contact.

La fel ca în majoritatea cazurilor întâlnite la tuneluri, cauza principală de producere a acestui fenomen o constituie apa de infiltrație. Datorită nerealizării și pe unele porțiuni chiar a lipsei hidroizolației care să protejeze lucrarea de artă, duce la apariția infiltrațiilor printre inelele tunelului.

Din acest motiv consider că este necesară hidroizolarea prin injecții în masa căptușelii interioare, încercarea de etanșare a căptușelii interioare prin injecții cu rășini poliuretanică respectiv consolidarea zonelor degradate cu beton.

Zona cuprinsă între km.67+620 și km.68+000 (stația Bănița capătul Y) reprezintă un punct periculos de categoria I pe traseul liniei 116, deoarece sistemul existent de preluare și evacuare a apelor de suprafață este deficitar în condițiile normale de precipitații și nefuncțional în cazul unor ploi torențiale (fig.5.42).

În urma ploilor torențiale care au avut loc în perioada iunie 2003, debitul pârâului Bănița a crescut foarte mult, viitura formată antrenând cantități mari de aluviuni, care au colmatat podețul de la km.67+820 situat pe linia 10 din stația Bănița. Ca urmare a colmatării masive a albiei în zona podețului s-a produs inundarea celorlalte linii din stație. În unele zone nivelul apei a depășit nivelul superior al șinei.



Fig.5.42 Podeț colmatat stația Bănița

În urma ploilor torențiale care au avut loc în perioada iunie 2003, debitul pârâului Bănița a crescut foarte mult, viitura formată antrenând cantități mari de aluviuni, care au colmatat podețul de la km.67+820 situat pe linia 10 din stația Bănița. Ca urmare a colmatării masive a albiei în zona podețului s-a produs inundarea celorlalte linii din stație. În unele zone nivelul apei a depășit nivelul superior al șinei.

Același fenomen s-a mai întâmplat încă odată, un an mai târziu la sfârșitul lunii august, când în urma unei ploi terențiale viitura formată s-a revarsat peste platforma stației cu deversare spre capătul Y al stației Bănița, spre podețul situat la km.66+534. Pe unele zone viitura formată a spălat prisma de piatră spartă creând breșe în terasament.

Din acest motiv consider că este primordială intervenția în vederea decolmatării podețului cu asigurarea secțiunii de scurgere corespunzătoare. În paralel cu decolmatarea podețului trebuie adâncită și albia pârâului Bănița pe o lungime de 50m atât în amonte cât și în aval de podețul în cauză. Această ultimă lucrare are un caracter de preîntâmpinare a viitoarelor fenomene de colmatare.

Tot în urma viiturilor produse în urma precipitațiilor abundente, porțiunea dintre km.71+500 și km.71+800, între stațiile de cale ferată Bănița și Peștera Bolii, s-a produs eroziunea malului drept, aferent dublei II. În această zonă linia se află în curbă cu profil transversal tip rambleu.

Albia pârâului Bănița este mărginită de terasamentul liniei de cale ferată (partea dreaptă) și terasamentul drumului european E79 (partea stângă). Pentru protejarea terasamentului căii ferate la baza acesteia s-au descărcat mari cantități de anrocamente în vederea preîntâmpinării efectelor viiturilor (fig.5.43).

Datorită faptului că pe această porțiune cursul de apă este în curbă, fenomenul de eroziune al terasamentului căii este mai accentuat. În urma constatărilor făcute la fața locului, împreună cu colegii din cadrul Serviciului LAT din cadrul Diviziei de Linii Timișoara am ajuns la concluzia că există 2 soluții care pot conduce la rezolvarea acestei probleme.



Fig.5.43 Eroziune mal linia 116 Simeria - Livezeni
km.71+500 - km.71+800

Prima soluție care poate fi adoptată în acest caz este de realizare a unui dig din gabioane solidarizat cu o zidărie din piatră. Cealaltă soluție ar putea fi realizarea unui taluz perat din piatră brută sau din elemente prefabricate.

Ambele lucrări propuse pot fi adoptate în acest caz, diferența făcând-o doar valoarea investiției. Prima soluție propusă implică un volum mai mare de lucru și ca atare o investiție mai mare.

Parcurgând mai departe traseul liniei 116, se ajunge la km.73+900 unde pe partea stângă a dublei I, pe o lungime de 250m există un taluz parțial stâncos și neuniform. În timp, datorită producerii unor fisuri în roca stâncoasă coraborate cu pătrunderea apei în fisuri și a fenomenului de îngheț - dezgheț, stratul superior stâncos s-a dezagregat, conducând la desprinderi de rocă care puteau afecta gabaritul de circulație al liniei.

În urma investigațiilor tehnico - geologice și geotehnice efectuate asupra versantului, s-au tras anumite concluzii:

- la suprafața terenului există un strat de deluviu de pantă, format din fragmente de stâncă de diferite dimensiuni prinsă într-o masă de nisip și pietriș mărunț, care prezintă o îndesare mijlocie; grosimea stratului de deluviu este cuprinsă între 1,6m și 2,2m, dar care ajunge până la 4,5m, pe intervalul cuprins între km.73+990 și km.74+050.

- rocile de bază din care este alcătuit masivul stâncos sunt reprezentate predominant de gnaise argilizate galbene, gnaise cu biolit cenușiu - roșcat și anfibolite cenușiu - verzui. La suprafață la adâncimi de până la 3m roca se prezintă în stare de alterare avansată fiind, intens fisurată și dezagregată cu caracter friabil.

În vederea consolidării versantului stâncos pe distanța km.73+960 - km.74+100 taluzul s-a reprofilat și s-a protejat cu torcret (fig.5.44).

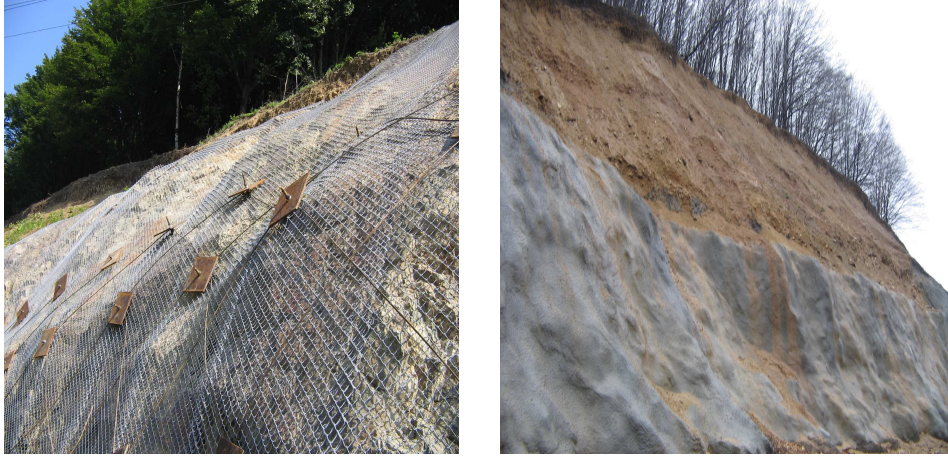


Fig.5.44 Consolidare versant linia 116 Simeria - Livezeni
km.73+960 - km.74+100

În vederea colectării și evacuării apelor de la km.73+960 și până la km.74+283 s-a făcut un șanț din elemente prefabricate pentru deșeurile apelor în pârâul Bănița la podul de la km.74+314 (fig.5.45).



Fig.5.45 Șanț din elemente prefabricate
km.73+960 - km.74+283

În cadrul verificărilor punctelor periculoase din luna august 2009, în urma examinării amănunțite a versantului s-a constatat existența a trei zone umede (posibile izvoare), situate la aproximativ 1,5m de la partea superioară a zonei protejată cu torcret. În cazul precipitațiilor abundente există posibilitatea antrenării

de la partea superioară neprotejată a taluzului a unor bucăți de roci de dimensiuni apreciabile și pământ, care ar putea afecta gabaritul liniei de cale ferată (fig.5.46).



Fig.5.46 Versant instabil linia 116 Simeria - Livezeni
km.73+960 - km.74+283

Având în vedere acest lucru, consider că este necesar a fi torcretat întreg taluzul, cu realizarea unui sistem de colectare și evacuare a apei din corpul taluzului.

În stația Livezeni se semnalează prezența unui punct periculos, datorat neasigurării corespunzătoare a scurgerii apelor meteorice. În această stație liniile de cale ferată sunt încadrate pe partea stângă de canalul râului Strei iar pe partea dreaptă de taluzul de debleu, parțial stâncos, al depresiunii Hunedoara - Hațeg.

Platforma căii este realizată în profil transversal mixt cu taluz de umplură pe partea stângă și taluz de debleu pe partea dreaptă. Taluzul de pe partea dreaptă are înălțimea variabilă cuprinsă între 7m și 8m, este discontinuu și neuniform. Porțiunea de perete stâncos alternează cu suprafețe acoperite cu arbuști, cu pante variabile cuprinse între 60° și 80°. Pe întreaga zonă pe partea dreaptă a liniei nu există șanț pentru preluarea apelor și nu este asigurată bancheta liniei.

Între km.83+890 și km.83+910 taluzul este lipsit de vegetație, iar precipitațiile și fenomenul de îngheț - dezgheț au creat la suprafață un strat de rocă degradată, care prin cădere afectează gabaritul liniei. Desprinderile de rocă apar în special primăvara după perioada de dezgheț sau toamna în urma unor perioade cu precipitații abundente sau de lungă durată.

Datorită faptului că sistemul de preluare și evacuare al apelor de suprafață este inexistent, pericolul de inundare a platformei stației este mare. Acest lucru este vizibil și pe platforma celor patru linii care au fost desființate (fig.5.47), unde pe anumite zone, în urma unor ploi de scurtă durată, bălțește apa, dar și numeroasele zone noroioase care sunt vizibile cu precădere la capetele stației pe zona macazelor (fig.5.48).



Fig.5.47 Platforma stației Livezeni - linii desființate



Fig.5.48 Zone noroioase în stația Livezeni

Din cele prezentate trag concluzia că stația de cale ferată Livezeni se confruntă cu două fenomene diferite care pune în pericol siguranța circulației feroviare. În vederea eliminării acestor inconveniente propun consolidarea taluzului dintre km.83+890 și km.83+910 respectiv realizarea unui sistem de colectare și evacuare a apelor din platforma stației.

Dacă pentru consolidarea taluzului este suficientă o simplă lucrare de torcretare a versantului, pentru rezolvarea problemei apei din platforma stației lucrurile nu stau la fel de simplu. În acest caz este nevoie de lucrări complexe de sistematizare a stației. Aceste lucrări trebuie să se axeze pe lucrări menite să colecteze și să descarce apele din prisma căii, prin realizarea platformei căii cu pante corespunzătoare, prin executarea de drenuri longitudinale între linii.

5.2.4. Linia de cale ferată 130.

O altă linie de cale ferată pe traseul căreia sunt prezente puncte periculoase, este linia 130 Berzovia - Oravița, care din punct de vedere al importanței în exploatare este catalogată ca fiind o linie secundară.

Un prim astfel de punct periculos este întâlnit la km.16+500 unde pe o porțiune de 1200m datorită pământurilor din care este alcătuit taluzul de debleu există pericolul alunecării acestuia.

Linia de cale ferată este executată în debleu, cu taluzurile înierbate și împădurite cu copaci tineri de salcâm. Șanțurile longitudinale ale debleului sunt din pământ. Taluzul din dreapta a fost protejat la partea superioară cu un șanț de gardă de pământ care nu a mai fost întreținut de mult, iar la ora actuală el este total colmatat, practic desființat.

În data de 19.05.2005, din cauza precipitațiilor abundente, s-a produs alunecarea unei mase de pământ din versantul de pe partea dreaptă a căii, pe o lungime de 30m, blocând gabaritul liniei de cale ferată, circulația feroviară fiind închisă. După evacuarea materialului din zona căii ferate, circulația a fost reluată cu restricție de viteză de 5km/h, iar apoi viteza de circulație a trenurilor a fost ameliorată la 30km/h.



Fig.5.49 Alunecare taluz debleu linia 130 Berzovia - Oravița
km.16+500 - km.16+700

În anul 2006, după precipitațiile abundente din luna ianuarie, s-au produs alunecări de pe versant, pe aceeași zonă, cu dislocarea unei noi cantități de pământ. Fenomenul produs a fost favorizat de existența unor pământuri nisipoase cu granulometrie predominant fină și ușor levigabile de către șuvoaiele apelor de suprafață din perioadele cu precipitații abundente.

Pentru a afla cu exactitate natura terenului, împreună cu colegii din cadrul Serviciului LAT din cadrul Regionalei C.F. Timișoara am făcut 10 sondaje de tipul puțurilor deschise și a forajelor semimecanice, amplasate pe trei profile geolitologice transversale, la km.16+731, km.16+746 și km.16+761.

Din sondaje s-au recoltat probe de pământuri tulburate și netulburate care au fost analizate în laboratorul de specialitate al I.S.P.C.F. Rezultatele analizelor au

confirmat observațiile directe efectuate la data executării sondajelor. Alăturat sunt prezentați principalii indici geotehnici rezultați:

| | |
|---|-------------------|
| umiditatea naturala W (%) | 11.0 - 17.5 |
| indicele de plasticitate Ip (%) | 15.4 – 30.2 |
| indicele de consistenta Ic | 0.82 – 0.97 |
| greutatea volumetrica in stare naturala γ (KN/m³) | 15.7 – 18.6 |
| greutatea volumetrica in stare uscata γ_d (KN/m³) | 13.9 – 15.9 |
| modulul de deformatie edometric $M_{2,3}$ (KPa) | 6111 - 11450 |
| porozitatea n (%) | 39.6 – 46.1 |
| indicele de porozitate e | 0.66 – 0.85 |
| grad de saturatie Sr (%) | 0.35 – 0.73 |
| tasarea specifica Σ_2 (cm/m) | 2.3 – 4.3 |
| coeficientul de compresibilitate av (1/kPa) | 0.00014 – 0.00026 |
| unghiul de frecare interna ϕ (°) | 20 - 26 |
| coeziunea c (kPa) | 14 - 24 |

În vederea stabilizării taluzului de pe partea dreaptă a liniei de cale ferată propun executarea de lucrări care au rolul de a sprijini masa de pământ cu risc de alunecare dar și lucrări cu rol de colectare și dirijare a apelor.

În vederea consolidării taluzului propun realizarea unei sprijiniri cu elemente prefabricate din beton armat ancorate în versant cu ancore pasive din oțel beton PC 52 ϕ 25mm. Aceste elemente prefabricate se vor monta pe un strat de beton de egalizare care să asigure orizontalitatea acestora. Forajele pentru ancore se vor executa prin elementele prefabricate.

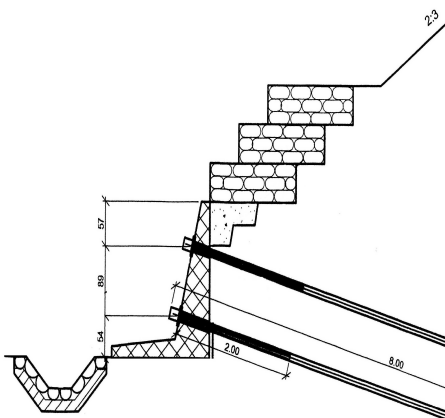


Fig.5.50 Soluție propusă pentru consolidarea taluzului

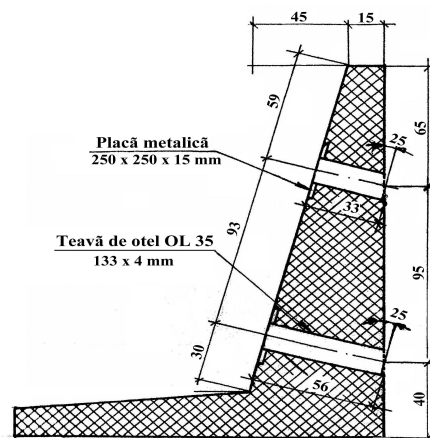


Fig. 5.51 Detaliu element prefabricat

Datorită înălțimii mari a taluzului supraînălțarea lucrării de sprijinire se va face cu 3 rânduri de gabioane cu dimensiunile 2,80 x 1,5 x 0,5m. Aceste gabioane vor fi umplute cu piatră brută.

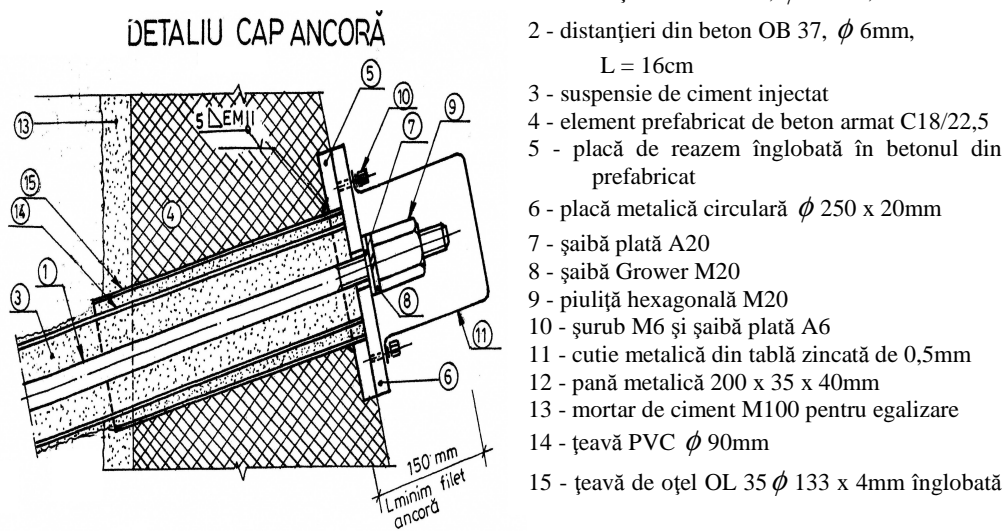


Fig.5.52 Detaliu cap ancoră

Pentru lucrări cu caracter de colectare și evacuare a apelor propun executarea unui șanț pereat cu dimensiunea 40 x 40 x 30cm poziționat la baza sprijinirii respectiv refacerea șanțului de gardă, aflat la partea superioară a taluzului din dreapta, pe porțiunea pe care acesta a fost distrus, iar pe porțiunea pe care acesta nu a fost afectat de alunecare, să fie decolmatat.

Suplimentar se mai poate face și o terasare a versantului, realizându-se taluzuri de 2:3 și banchete cu înclinarea de 5% spre calea ferată.

La km.33+600, între stațiile Surduc Banat și Grădinari, pe o lungime de 1,4 km. linia de cale ferată prezintă o instabilitate a terasamentului datorată existenței pungilor de balast în corpul terasamentului. Pe această porțiune linia are profil transversal tip rambleu (fig.5.53) cu înălțime de 1m pe partea stângă și 2,5 - 3m în partea dreaptă.

În profil longitudinal s-au produs denivelări și dezaxări accentuate care necesită dese intervenții cu completări de piatră spartă. S-a mai observat și fenomenul de burdușire a taluzului rambleului cu modificare geometriei banchetelor. De o parte și de alta a liniei se observă prezența vegetației abundente, semn care conduce la ideea existenței apei în exces în corpul terasamentului.

Și în acest caz ca și în celelalte fenomene în care cauza principală o constituie existența pungilor de balast în corpul terasamentului soluția care trebuie adoptată este cea de refacere a terasamentului pe întreaga zonă afectată.



Fig.5.53 Linia 130 Berzovia - Oravița
km.33+600 - km.35+000

Odată cu refacerea terasamentului trebuie avută în vedere și realizarea problemei scurgerii apelor din corpul rambleului. Acest lucru se va face prin realizarea pantei transversale corespunzătoare scurgerii apei, respectiv prin realizarea de drenuri transversale. Totodată la baza rambleului se va executa un șanț pereat având panta corelată cu topografia terenului.

Între stațiile Grădinari și Oravița, între km.54+475 și km.54+525, datorită apei care stagnează la piciorul taluzului coraborată cu executarea terasamentului din materiale necorespunzătoare, s-a ajuns la alunecarea unei părți din taluzul rambleului. Acumularea mare de apă de la baza terasamentului s-a produs din cauza degradării continue până la distrugerea totală a podețului tubular, în momentul actual acesta nemaiputând asigura scurgerea apelor. Fenomenul s-a manifestat local afectând terasamentul pe o lungime de cca. 50m (fig.5.54), unde în marea majoritate a anului staționează.



Fig.5.54 Alunecare taluz linia 130 Berzovia - Oravița
km.54+475 - km.54+525

În acest caz prima condiție care trebuie asigurată este rezolvarea problemei scurgerii apei de la baza terasamentului. Acest lucru nu poate fi realizat decât prin executarea unui nou podeț de descărcare. Pentru acest lucru propun realizarea unui podeț din elemente tubulare prefabricate din beton armat având diametrul de 2,2m și lungimea de 2m, executat prin metoda Pipe - Jacking (execuție cu scutul și prin împingerea elementelor de podețcu dispozitive hidraulice), iar la capetele podețului executându-se timpane și aripi din beton armat monolit.

După rezolvarea problemei scurgerii apelor trebuie refăcut terasamentul liniei pe porțiunea pe care s-a produs alunecarea. În realizarea acestuia trebuie avut în vedere și folosirea materialelor geosintetice, în vederea armării straturilor compactate.

Un alt fenomen de instabilitate pe care l-am luat pentru studiu este cel al eroziunii terasamentului liniei de la km.70+700 - km.70+800, dintre Oravița și Răcăjdia. Fenomenul este produs de pârâul Ciclova care are albia în imediata apropiere a terasamentului liniei de cale ferată. În această secțiune linia este în aliniament cu profil transversal tip rambleu cu înălțime mare.

Pe porțiunea pe care s-a produs eroziunea, albia râului formează o curbă, lucru care favorizează formarea curenților de apă pe partea exterioară curbei, producând eroziunea terasamentului liniei. În vederea stopării acestui fenomen, pe porțiunea mai sus menționată, taluzul a fost protejat cu traverse de beton armat (fig.5.55).



Fig.5.55 Eroziune mal - linia 130 Berzovia - Oravița
km.70+700 - km.70+800

În prezent fenomenul de la km.70+700 este în regres, existând însă pericolul ca o creștere semnificativă a debitului pârâului să ducă la afectarea terasamentului în acea secțiune sau în aval de locul care a fost consolidat cu traverse de beton armat.

Pentru rezolvarea definitivă a fenomenului de eroziune a terasamentului liniei de la km.70+700 consider că este necesară realizarea unui dig din gabioane pe partea stângă a cursului de apă pe lungimea pe care acesta se apropie de terasamentul liniei de cale ferată.

5.2.5. Linia de cale ferată 131.

Linia secundară 131 Oravița - Anina, are un caracter mai special datorită traseului sinuos (pe această linie existând curbele cu razele cele mai mici din cadrul Regionalei de cale ferată Timișoara), cu care străbate zonele cu relief înalt cu peisaj deosebit dat de Munții Semenic. Pe considerentul acestor două motive, această linie are și un mare potențial turistic.

Între km.8+900 și km.9+100 există pericolul de dislocare al bolovanilor din masivul stâncos care mărginește linia de cale ferată. În acest sector linia se află în curbă cu rază mică (existența contrașinei pe firul interior al curbei fiind obligatorie), cu profil transversal tip debleu. Pe partea stângă a liniei se află un masiv stâncos, din care datorită fenomenului de alterare a rocilor există pericolul de desprinderi iar materialul rezultat să ajungă în gabaritul liniei (fig.5.56).



Fig.5.56 Versant stâncos - linia 131 Oravița - Anina
km.8+900 - km.9+100

La o privire mai atentă, pe peretele stâncos se observă crăpăturile existente între straturile de rocă (fig.5.57).

Periodic, sunt necesare închideri ale circulației feroviare, în timpul cărora o echipă specială escaladează versantul stâncos și îndepărtează rocile cu potențial de desprindere.

Datorită alterării straturilor de rocă din masivul stâncos, materialul dislocat produce perturbări circulației feroviare. Din această cauză principala grijă asupra căreia trebuie îndreptată atenția este aceea de a se încerca consolidarea versantului stâncos.

În acest sens propun ca metodă de soluționare a problemei, adoptarea aproximativă a soluției de consolidare aplicată în cazul alunecării versantului de la km.446+811 de pe linia magistrală 900 dintre stațiile Teregova și Armeniș, cu diferența că în acest caz datorită faptului că nu există material cu granulație mică se poate renunța la împletitura TECMAT.



Fig.5.57 Crăpături în masivul de stâncă
km.8+900 - km.9+100

Sistemul TECCO, format din plasa de sârmă din oțel, tiranții de ancorare a plasei de sârmă, plăcile de ancorare și clemele de îmbinare pentru plasa de sârmă se pretează în acest caz datorită naturii stâncoase a taluzului și a pantei accentuate a acestuia.

În continuarea traseului, brusc se face trecerea de la profilul transversal tip debleu la profilul transversal mixt, pe partea stângă rămânând versantul stâncos iar pe partea dreaptă stabilitatea terasamentului liniei este asigurată de un zid de sprijin (km.9+050 - km.9+200), realizat din blocuri de piatră, înalt de 8 - 9m. Datorită împingerilor pământului, zidul de sprijin a cedat la 1,5m de bază, din el dislocându-se blocuri de piatră (fig.5.58).

În prezent zidul de sprijin este distrus pe o suprafață relativ mare, fiind vizibile straturile care alcătuiesc umplutura terasamentului.



Fig.5.58 Zid de sprijin distrus linia 131 Oravița - Anina
km.9+050 - km.9+200

Datorită dislocării acestor blocuri de piatră din zidul de sprijin este pusă în pericol circulația feroviară pe această porțiune de linie.

Într-o primă fază pentru punerea în siguranță a liniei trebuie refăcut zidul de sprijin degradat. Ulterior, propun realizarea unor studii geotehnice care să scoată în evidență cauza exactă care a făcut posibilă producerea acestui fenomen, urmând ca în funcție de rezultatele obținute să se aleagă și soluția optimă pentru înlăturarea fenomenului.

În sprijinul consolidării terasamentului consider că este util ridicarea unui zid de sprijin din beton armat, în fața zidului din piatră brută.

Tot datorită traseului specific, porțiunea de linie cuprinsă între stațiile Lișava și Gârlăște, între km.17+900 și km.23+500 (fig.5.59) prezintă un risc ridicat de producere a căderilor de stânci. Pe acest sector linia se află în profil transversal mixt cu taluz înalt de debleu pe partea stângă și taluz abrupt de rambleu în partea dreaptă, adică un traseu de coastă.

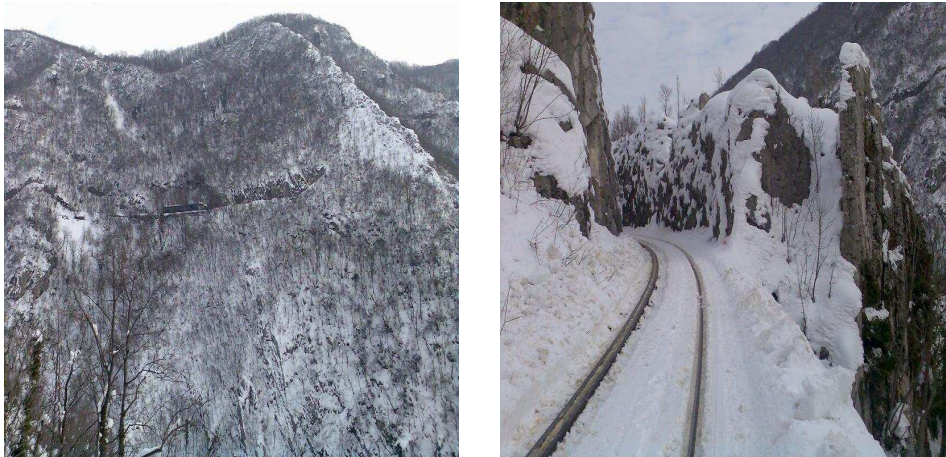


Fig.5.59 Traseu de coastă - linia 131 Oravița - Anina
km.17+900 - km.23+500

Această porțiune de linie este catalogată ca fiind punct periculos de categoria I datorită traseului pe care îl are și mai puțin din punct de vedere al fenomenelor de instabilitate întâlnite. Ca atare, acest punct periculos, trebuie tratat cu maximă seriozitate, conform instrucțiilor aflate în vigoare.

La portalul de intrare a tunelului de la km.19+673 - km.19+749 datorită fisurilor din peretele de stâncă există pericolul desprinderilor de rocă cu afectarea gabaritului liniei (fig.5.60).

În lunile martie - aprilie respectiv septembrie - octombrie, adică în lunile anului cu precipitații și schimbări mari de temperatură (care favorizează producerea fisurilor în rocile versantului), districtul local împreună cu districtul de poduri programează lucrări de curățire a versantului de la portal, de rocile cu potențial de desprindere.



Fig.5.60 Portal intrare tunel km.19+673

În vederea înlăturării pericolului de desprindere a rocilor de pe versantul aflat la portalul de intrare în tunel este necesar adoptarea unei soluții de consolidare cu plasă de sârmă care să nu permită eventualelor roci desprinse să afecteze gabaritul liniei.

Pe interstația Gârliște - Anina tunelul de la km.25+356 - km.26+016 a fost propus pentru reconstrucție cu realizarea gabaritului I.F.T.E.. Din cei 660m ai tunelului până în prezent doar 180m au fost fi terminați, intradosul fiind executat din inele de beton armat. Datorită sistării lucrărilor restul de 480m au rămas neterminați. Aici intradosul este din zidărie din moloane de piatră brută (fig.5.61) iar o porțiune, datorită calității pietrei din munte, a rămas doar săpată în stâncă (fig.5.62).



Fig.5.61 Intradosul tunelului - zidărie din moloane

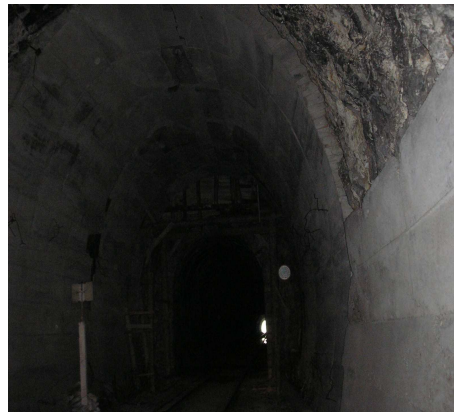


Fig.5.62 Intradosul tunelului - săpătură în stâncă

La portalul de intrare al acestui tunel, aripa tunelului a fost prelungită pentru a rezolva problemele de instabilitate ale versantului din acea zonă (fig.5.63). La acest moment lucrările nu au fost reluate, hidroizolația și intradosul tunelului rămânând neterminate. Din acest motiv în interiorul tunelului sunt prezente infiltrații pronunțate de apă.



Fig.5.63 Prelungire aripă tunel km.25+356 - km.26+016

În vederea eliminării acestor infiltrații apărute în interiorul tunelului trebuie avut în vedere reluarea lucrărilor începute la acest tunel, respectiv refacerea hidroizolației și a intradosului tunelului.

5.2.6. Linia de cale ferată 120.

Pe sectorul de linie delimitat de km.24+300 și km.24+500, între stațiile Brebu și Reșița Nord, de pe linia 120 Caransebeș - Reșița Sud, există un punct periculos generat de instabilitatea taluzului debleului. Porțiunea de linie afectată se află în aliniament cu profil transversal tip debleu, cu taluz înalt de 4 - 5m acoperit cu vegetație.

În taluzul din partea dreaptă s-a produs o alunecare la partea superioară (fig.5.64), antrenând o mare cantitate de pământ care a acoperit șanțul care avea rolul de colectare și evacuare a apelor.



Fig.5.64 Alunecare taluz debleu linia Brebu - Reșița Nord
km.24+300 - km.24+500

Pe taluz, pe porțiunea care nu a fost afectată de alunecare, sunt vizibile crăpături longitudinale (posibile viitoare planuri de alunecare), care pot fi datorate contracțiilor pământului din perioadele secetoase. În profilul alunecării (fig.5.65) se poate observa stratificația terenului, având în compoziția sa pământuri fine prăfos - nisipoase, care favorizează producerea fenomenului de alunecare.



Fig.5.65 Straturile din pământ vizibile la locul producerii alunecării taluzului

Într-o primă fază este necesară intervenția imediată în vederea îndepărtării pământului alunecat de pe versant care colmatează în acest moment șanțul aflat la baza terasamentului. În vederea stabilizării definitive a taluzului, consider că este oportună consolidarea cu elemente prefabricate. Am propus această soluție de lucrare datorită înălțimii reduse a taluzului. Totodată prin adoptarea acestei soluții, pe elementele prefabricate se pot planta culturi perene care să conducă și acestea la stabilizarea taluzului.

5.2.7. Linia de cale ferată 227.

Linia de cale ferată 227 Mintia - Chișcădaga este o linie secundară cu utilitate industrială. La km.7+480, pe o porțiune de 160m, s-a produs alunecarea versantului de pe partea dreaptă. Pe porțiunea de linie în care s-a produs acest fenomen, linia se află în curbă la început după care în aliniament, cu profil transversal mixt, cu taluz de debleu cu pantă accentuată.

În vederea protejării liniei de cale ferată la baza taluzului este construit un zid de sprijin din zidărie din blocuri de piatră executate pe tronsoane cu înălțime variabilă (fig.5.66).

Din examinarea terenului de pe versantul pe care s-a produs alunecarea s-a observat în stratificația terenului zone de rocă stâncoasă cu intercalații de pământuri prăfoase. Pe taluzul afectat sunt vizibile fâgașe produse de apele provenite din ploile torențiale (fig.5.67).

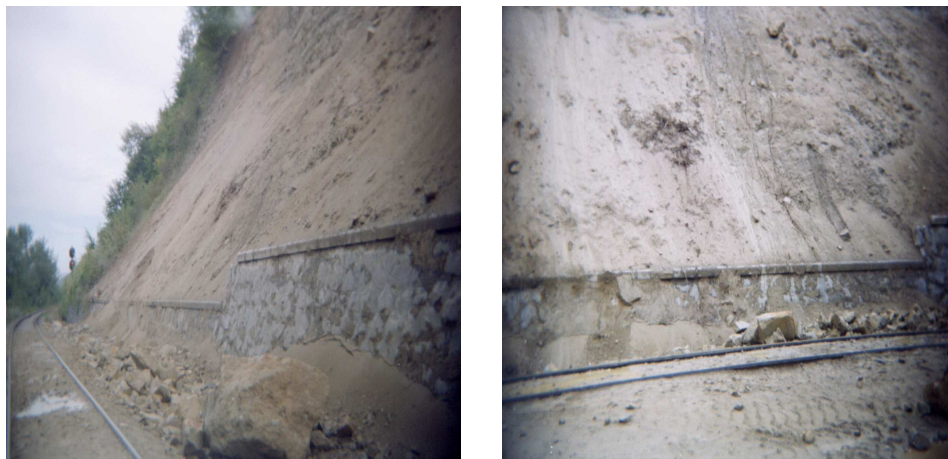


Fig.5.66 Linia 227 Mintia - Chișcădaga km.7+480 - km.7+640



Fig.5.67 Făgașe produse pe taluz de ploile torențiale
km.7+480 - km.7+640

Pe porțiunea pe care zidul de sprijin avea o înălțime mai mare, gabaritul liniei nu a fost afectat. În părțile marginale unde înălțimea zidului este relativ mică (1,5m), materialul antrenat de pe taluz a ajuns în gabaritul liniei, pe alocuri distrugând zidul și acoperind șantul destinat colectării și evacuării apelor, situat în fața zidului de sprijin (fig.5.68).

Și în acest caz datorită existenței în componența versantului a unor zone stâncoase, stabile, consider că se poate aplica sistemul de consolidare tip TECCO sub care, datorită faptului că pe versant sunt prezente și straturi de pământuri prăfoase, este necesar acoperirea întregului versant cu împletitură tip TECMAT.



Fig.5.68 Alunecare taluz debleu

Referitor la fâgașele apărute pe taluz în urma ploilor torențiale, acestea pot fi înlăturate prin executarea la partea superioară a versantului un șanț pereat cu rolul de preluare a apelor meteorice. Pentru o mai bună consolidare propun însămânțarea întregului versant cu plante perene.

O altă lucrare care trebuie executată pe acest sector de linie este cea de refacere a zidului de sprijin de la baza versantului, pe porțiunea pe care acesta a fost afectat.

5.2.8. Linia de cale ferată 216.

Tot datorită naturii pământurilor din care este alcătuit terasamentul liniei 216 Ilia - Lugoj și pe traseul acesteia sunt prezente fenomene de instabilitate. Astfel între stațiile Holdea și Margina există două puncte periculoase, care le voi prezenta în cele ce urmează.

Pe o distanță de 210m, între km.25+790 și km.26+000, linia se află în curbă cu profil transversal tip debleu. Datorită acumulărilor de apă s-a produs alunecarea taluzului. Masa de pământ alunecată a distrus zidul de sprijin (fig.5.69) alcătuit din elemente prefabricate solidarizate la partea superioară cu o centură din beton armat.

Investigațiile geotehnice au scos în evidență faptul că în compoziția pământului se găsesc argile cu consistență redusă. În urma producerii alunecării, pe taluz sunt vizibile planurile de alunecare. Fenomenul de alunecare a antrenat și copacii aflați pe taluzul de debleu.

La circa 200m distanță de această alunecare este o altă zonă cu terasament instabil. Instabilitatea terasamentului este datorată în principal acumulărilor de apă în corpul terasamentului. Pe această porțiune, linia se afla în curbă, cu profil transversal mixt, cu taluzul de debleu sprijinit de un zid de sprijin din elemente prefabricate solidarizate la partea superioară.



Fig.5.69 Zid de sprijin distrus în urma producerii unei alunecări de teren
km.25+790 - km.26+000

Umiditatea excesivă este pusă în evidență de vegetația abundentă care pe anumite porțiuni acoperă în totalitate zidul de sprijin și de apa adunată în șanțul de la baza zidului de sprijin. Pe taluz sunt vizibile crăpături, care indică posibilitatea declanșării unei alunecări de teren, asemănătoare celei de la km.25+790.

Ambele cazuri prezentate au la bază același fenomen de instabilitate, cel al alunecărilor de teren, datorate existenței pământurilor cu consistență redusă coraborate cu existența umidității excesive.

În vederea consolidării zonelor respective scopul principal care trebuie urmărit este acela de eliminare a apei din corpul taluzului. În acest scop propun realizarea unor drenuri forate care să colecteze aceste ape care apoi vor fi îndepărtate de terasament prin șanțurile longitudinale aflate la baza terasamentului. O altă lucrare care trebuie făcută este aceea de refacere a zidului de sprijin din elemente prefabricate care a fost distrus în urma producerii alunecării.

5.3. Rolul lucrărilor de întreținere și reparații curente a liniilor de cale ferată în prevenirea apariției și dezvoltării punctelor periculoase.

Lucrările de întreținere și reparație curente a liniilor de cale ferată, aferente atât suprastructurii cât și infrastructurii, au un rol major în prevenirea apariției și agravării în timp a punctelor periculoase.

În principiu lucrările de întreținere curentă, destinate suprastructurii căii ferate trebuie să asigure o comportare corespunzătoare, sub aspectul rezistenței, deformabilității și stabilității, a tuturor elementelor componente (șină, traverse, prisma de piatră spartă).

Lucrările de întreținere și reparații curente, aferente terasamentelor căilor ferate, trebuie să asigure în primul rând stabilitatea și protecția acestora, prin diminuarea acțiunii apei de suprafață și subterane. Pentru aceasta este foarte

important, ca prin lucrări de întreținere și reparație curentă să se asigure funcționarea eficientă a dispozitivelor de captare și evacuare a apei precum și a unor elemente de susținere a terasamentelor.

Față de alte lucrări din domeniul construcțiilor, lucrările de întreținere și reparații curente a căilor ferate au un caracter specific, având unele particularități neîntâlnite la celelalte lucrări [43].

Lucrările de întreținere și reparații curente se fac în timpul exploatării, sub circulație. Riscul trebuie să fie minim pentru cei care lucrează precum și pentru siguranța circulației. Din această cauză, răspunderea aceluia care execută lucrarea de întreținere este foarte mare, în special în ceea ce privește respectarea cu strictețe a măsurilor de siguranța circulației. Timpul în care se execută lucrarea este scurt între două trenuri. Dacă lucrările nu sunt organizate corespunzător, se produc perturbații în circulația trenurilor.

Se poate constata că între lucrările de întreținere a drumurilor și cele de întreținere a căilor ferate este o mare diferență. La drumuri restricțiile de viteză sau lucrările provizorii influențează într-o măsură mai mică siguranța și regularitatea circulației. Totodată există posibilitatea organizării circulației provizorii pe o rută ocolitoare.

Calea ferată prezintă particularitatea că șinele ghidează materialul rulant, ca atare circulația trebuie obligatoriu desfășurată pe această cale și cu siguranța suficientă. Importanța întreținerii corespunzătoare a căii ferate poate fi ilustrată și prin faptul că neasigurarea condițiilor de siguranță pentru circulația unui tren de 2000 - 3000 tone cu viteze de 80 - 100km/h, poate duce la catastrofe.

Securitatea și protecția muncii au o importanță deosebită, lucrările executându-se în gabaritul căii, multe accidente pot fi mortale, chiar colective. Responsabilitatea pentru executarea lucrărilor de întreținere sub circulație revine integral conducătorului lucrării (picher, maistru, subinginer sau inginer). Această responsabilitate este mult mai mare decât la construcții de linii noi, pentru ca imediat după terminare, trece trenul peste lucrare.

O altă particularitate specifică constă în faptul că lucrările de întreținere sunt influențate de variațiile de temperatură, de ploi, de apă, de anotimp, de calamitățile naturale, etc.

Personalul tehnic care conduce lucrări de întreținere sau reparații de căi ferate trebuie să cunoască o serie de legiferări și instrucții, care reglementează întreaga activitate cu toate amănunțele, detaliile. Instrucțiile se bazează pe calcule matematice, statistice și pe o bogată experiență de zeci de ani. Seriozitatea și importanța problemei este ilustrată și prin faptul că UIC are sute de specialiști care lucrează doar la elaborarea acestor norme.

Inginerul care coordonează lucrările de întreținere și reparații de căi ferate trebuie să dea dovadă de: promptitudine, operativitate, precauție deosebită, subordonare totală ca la armată, disciplină, seriozitate, respectarea dispozițiilor, atenție și grijă deosebită, punctualitate, conștiinciozitate, interes față de meseria aleasă. Toate acestea sunt necesare pentru că trenul vine peste lucrare și orice superficialitate sau incompetență manifestată în executarea lucrărilor poate duce la evenimente nedorite sau chiar catastrofe.

Calea ferată este o construcție elastică, solicitată dinamic de materialul rulant. Elasticitatea căii este o caracteristică foarte importantă. În cazul în care calea ar fi rigidă, din calcule ar rezulta dimensiuni mult mai mari pentru elementele căii, ceea ce ar duce la creșterea deosebită a cheltuielilor de construcție și de întreținere.

Calea clasică, așa cum a fost ea construită, mai îndeplinește o condiție esențială, care completează elasticitatea căii și dă încredere (tărie) liniei ferate: capacitatea de a fi întreținută. O cale ferată care nu poate fi întreținută nu este economică. Încercările, din trecut și din prezent, de a se construi căi ferate solide, astfel ca întreținerea să coste puțin sau deloc, nu au dat rezultate, mai ales în cazul traficului intens și a celui preponderent de marfă.

Daca se ia în considerare o cale ferată cu un trafic de 15 milioane tone brute pe an și cu sarcina medie pe osie de 150kN, rezultă un milion de osii care trec anual într-o secțiune a liniei și care produc un milion de deformații la nivel. Chiar dacă numai 1/100000 din aceste deformații rămân remanente și o deformație este doar 1mm, rezultă deformația totală pe an de 10mm. În cazul unei linii în exploatare, pe care se circulă cu viteza mai mare de 50km/h, nu este admisă denivelarea căii mai mare de 5mm. În aceste condiții sunt necesare două intervenții pe an pentru corectarea nivelului căii.

Rezultă că întreținerea și reparația căii ferate reprezintă un volum foarte mare de lucrări. Executarea lor necesită un sistem de depistare a defecțiunilor, de programare și executare a remedierilor, astfel încât să nu se încarce costul exploatarei, iar condițiile de siguranță asigurate să fie maxime.

Această problemă este greu de rezolvat, întrucât criteriile sunt contradictorii (cost și confort; cost și siguranță). Rezolvarea problemei solicită foarte multe cunoștințe, ingeniozitate, supravegherea continuă a liniei în vederea prevenirii defecțiunilor și a deformațiilor care depășesc toleranțele admise, organizarea optimă a lucrărilor de întreținere curentă.

Pentru a menține o linie de cale ferată la parametri proiectați (viteză, sarcina pe osie, etc.) au fost concepute diferite sisteme de întreținere și reparație a căii. Există însă câteva principii care se consideră că trebuie avute în vedere la organizarea și planificarea lucrărilor de întreținere curentă și reparație a liniilor de cale ferată, și anume:

- urmărirea, verificarea și măsurarea deformațiilor căii trebuie să se facă la perioadele corespunzătoare și cu mijloacele adecvate pentru ca limitele admise ale deformațiilor să nu fie în nici un caz depășite;
- programarea lucrărilor de remediere a deformațiilor să asigure executarea lucrărilor în timp util, pentru a nu se depăși limitele admise;
- perturbațiile în circulația trenurilor să fie cât mai mici, adică, în limita posibilităților, lucrările de întreținere să se execute fără închideri de linie sau restricții de viteză;
- consumurile de materiale și forță de muncă să fie cât mai reduse;
- lucrările de întreținere să fie de calitate și fiabilitate corespunzătoare, astfel încât între două intervenții la cale să fie un interval cât mai mare;
- efectuarea unei programări judicioase a lucrărilor de întreținere în scopul menținerii unui nivel aproximativ constant de forță de muncă, asigurând posibilități de intervenție cu aceleași efective de oameni în toate anotimpurile;
- executarea preventivă a lucrărilor de întreținere, defecțiunile trebuind să fie eliminate înainte de a ajunge la limita admisă, motiv pentru care organul de întreținere trebuie să știe să aprecieze din timp și corect starea căii, interpretând corect observațiile vizuale și rezultatele măsurărilor efectuate la linie cu tiparul, căruciorul sau vagonul de măsurat calea;
- reducerea costului lucrărilor de întreținere prin ridicarea gradului de mecanizare a acestora, care conduc la realizarea unei productivități mai mare.

La folosirea utilajelor grele de cale pentru mecanizarea lucrărilor de întreținere, trebuie avut în vedere reducerea capacităților de transport a liniei, deoarece utilajul ocupă calea o perioadă de timp în care nu se poate circula pe linia respectivă. Spre exemplu o mașină de burat sau o mașină de ciuruit ocupă linia cel puțin 3 - 4 ore zilnic. Pentru aceasta în graficul de circulație al trenurilor trebuie să se creeze un interval de timp disponibil sau să existe linie dublă. Respectarea primei condiții devine tot mai greu de îndeplinit, deoarece liniile de cale ferată sunt din ce în ce mai solicitate. De aceea orientarea spre realizarea de linii duble de cale ferată este benefică și sub aspectul lucrărilor de întreținere.

În afară de mărirea substanțială a capacității de transport, liniile duble permit creșterea productivității mașinilor grele de cale și a calității lucrărilor de întreținere, existând posibilitatea închiderii circulației pe una din linii și dirijarea acesteia, în ambele sensuri, pe cealaltă linie.

5.4. Lucrări de protecție și apărare a terasamentelor de cale ferată.

Din prezentarea și analiza unora din punctele periculoase semnificative, existente pe unele linii de cale ferată gestionate de către Regionala C.F. Timișoara, rezultă că apariția și dezvoltarea unor astfel de puncte periculoase sunt determinate de cauze, atât de factură tehnică cât și naturale.

Cauzele de factură tehnică țin în general de calitatea necorespunzătoare, atât a materialelor folosite la execuția infrastructurii și suprastructurii căii ferate cât și a punerii în operă a acestora.

Cauzele naturale sunt determinate în primul rând de acțiunea apei asupra terasamentelor, dar și de condițiile geotehnice și geologice ale terenului desuport și din vecinătatea terasamentelor, fiind intensificată, în multe situații, de lipsa lucrărilor de întreținere curentă a liniilor de cale ferată sau de calitatea necorespunzătoare și ineficientă a acestor lucrări.

În cele ce urmează se vor prezenta unele categorii de lucrări și soluții tehnice, prin care se poate acționa preventiv împotriva apariției și dezvoltării de puncte periculoase pe liniile de cale ferată. Majoritatea acestor lucrări se pot considera că aparțin activității de întreținere a terasamentelor liniilor de cale ferată, referindu-se la: combaterea afuiierilor și eroziunii, combaterea inundării liniilor de cale ferată de ape de revărsare și torenți, combaterea efectului apei subterane, combaterea efectului căderilor de stânci și grohotiș.

5.4.1. Lucrări pentru combaterea afuiierilor.

Saltelele din fascine lestate constau din 1 - 2 straturi de suluri jontive, cu cadre sau casete la partea dinspre fund și la suprafață; acestea din urmă se umplu cu piatră brută, care scufundă salteaua și o face să se muleze după conturul fundului albiei împiedicând astfel afuierea. Când saltelele sunt așezate deasupra nivelului apelor mici ele se degradează repede prin putrezirea nuielelor. Când salteaua nu a fost încărcată cu o cantitate suficientă de piatră care să o țină la fund sau când mularea ei pe fund a fost împiedecată de bolovani sau trunchiuri de copaci se pot produce afuieri sub ea.

Saltelele flexibile din beton sunt formate din plăci de beton sau beton armat. Plăcile au forma pătrată, dreptunghiulară, octogonală sau trapezoidală și

sunt legate între ele prin fire de articulație. Când materialul de sub placă este antrenat de apă, placa se lasă sub greutatea ei proprie și împiedică afuierea în continuare a terenului.

Plăcile se așează pe umplutura de fundație formată din anrocamente. Când suprafața de consolidare este plană și formată din nisip sau pietriș, se poate renunța la umplutura de fundație. Saltelele flexibile din beton se folosesc în special la apărarea bazei taluzurilor sau apararea culeelor contra afuierilor.

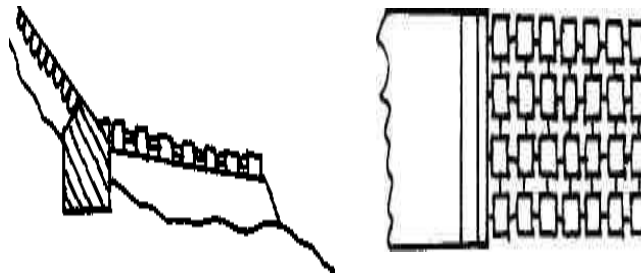


Fig.5.70 Saltele flexibile din beton

Radierile se execută pentru apărarea fundului râurilor, contra afuierii în zona podețelor, în scopul de a proteja fundația infrastructurii. De regulă se execută din zidărie de piatră pe o fundație de beton sau chiar din dale de beton sau gabioane. Radierile se pot degrada prin afuieri, procesul începând din aval și se extinde spre amonte până la compromiterea totală. Uneori afuierea radierului poate începe și din amonte, când capătul lui spre amonte nu este bine racordat cu albia.

Baraje de fund servesc pentru oprirea acțiunii de afuiere a fundului prin micșorarea pantei și a vitezei apei, cu scopul de a proteja fundația infrastructurii podurilor și a altor construcții aflate în albia râului în amonte de baraj. Această acțiune de protecție a fundațiilor este amplificată prin înălțarea fundului cu grosimea depunerilor din spatele barajului. Barajele se construiesc din zidărie de piatră, diguri din beton, anrocamente sau fascine grele fixate cu piloți. Părțile foarte periclitare ale unui baraj sunt încastrările lui în maluri, de aceea malurile din dreptul barajelor sunt protejate. În lunile secetoase, când debitul apei scade la minimum, se va examina corpul barajului pentru a vedea dacă prezintă fisuri, crăpături, dislocări sau alte deteriorări ale materialului din care este făcut.

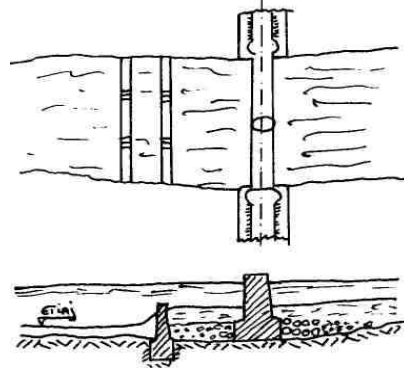


Fig.5.71 Baraje de fund

5.4.2. Lucrări pentru combaterea eroziunii

5.4.2.1. Lucrări pentru combaterea eroziunii prin îmbrăcări de maluri.

Pentru prevenirea și oprirea eroziunilor se execută îmbrăcăminți de taluzuri și de maluri precum: pereuri, îmbrăcăminte de fascine, saltele, anrocamente și plantații.

Pereurile se execută din piatră brută sau dale din beton, zidite uscat sau cu mortar de ciment, așezate pe un strat de balast sau de piatră spartă de 10cm grosime. Numai în locurile atacate puternic de apă, pereurile se execută cu mortar de ciment. De regulă ele se execută din zidărie din piatră uscată, care se rostuieste după tasare.

Pereurile pot fi deteriorate prin cedarea fundației sau a banchetei de rezemare, prin spălarea patului de pietriș sau chiar a materialului ce formează taluzul propriu-zis, prin dislocarea pietrelor de către corpurile plutitoare. Pereurile uscate pot fi distruse ușor dacă vreuna din pietre este scoasă, de la aceasta începe distrugerea unei suprafețe mari din pereu.

Îmbrăcămintile de nuiete sau fascine constau dintr-un strat de acoperire, fie din nuietele simple nelegate, fie din suluri de fascine așezate unele lângă altele în direcția de cea mai mare pantă a taluzului și fixate cu rânduri de suluri așezate paralel cu malul. Rândurile longitudinale de suluri se așează din metru în metru și se prind cu țărushi bătuți la circa 1m distanță. Stratul de nuiete de fascine este protejat de un strat de piatră spartă de 10 - 15cm grosime. Un principiu de mare importanță care trebuie respectat la executarea construcțiilor de fascine care nu rămân permanent sub apă este că nuietele trebuie să prindă rădăcini de aceea lucrările trebuie să fie executate din nuiete de salcie proaspăt tăiată, din speciile ce prind repede rădăcini, care consolidează malul. În caz contrar îmbrăcămintea de protecție putrezește și se distruge.



Fig.5.72 Îmbrăcăminte de nuiete

Saltele de fascine lestate sau saltele flexibile de beton se utilizează numai pentru apărarea părții taluzului aflată sub nivelul apelor mici, partea superioară a saltelei se fixează pe o banchetă la nivelul apelor mici și de acolo îmbrăcămintea se continuă cu nuietele sau fascine.

Anrocamentele se realizează din blocuri de piatră și constituie o protecție a taluzurilor, la care se recurge în cazuri de intervenții urgente. Anrocamentele apără taluzurile prin diminuarea vitezei curentului. Blocurile de anrocamente trebuie să fie așezate direct pe taluzurile înierbate, în caz contrar, să se interpună o saltea de nuiete.

Anrocamentele se degradează în urma afuierii terenului, ceea ce provoacă rostogolirea blocurilor în albie. Din acest motiv trebuie făcute sondaje pentru a afla starea taluzului sub apă, între blocuri, spre a vedea dacă este nevoie de completări cu piatră.

5.4.2.2. Lucrări pentru combaterea eroziunii prin apărări de maluri

Lucrările de apărări de maluri se execută pe acele porțiuni ale cursului unei ape unde malul este atacat și erodat de apă. În general partea de jos a malului este mult mai expusă atacului apei, de aceea lucrările de apărare în părțile inferioare malului trebuie să fie mai puternice decât la părțile sale superioare. Materialele ce se întrebuintează pentru lucrări de apărare depind de importanța și apropierea construcției care trebuie apărată.

Gardurile se execută la baza taluzului malului care trebuie apărat. Sunt alcătuite dintr-un șir de tăruși bătuți la 0,7 - 1m distanță între ei, împlețiți cu nuietele, peste un pat de crengi sau saltea de fascine. Patul sau saltea au rolul de a împiedica afuieră țărșurilor. Pornind de la gard în sus, apărarea se continuă cu o îmbrăcăminte de mal, fie printr-un pat de crengi. Creasta gardului se execută la 0 - 0,8m peste etiaj sau peste nivelul apelor mici.

Gardurile sunt construcții ușoare și nedurabile, având nevoie de o supraveghere continuă. La aceste construcții se va urmări: dacă nuietele împletiturii și saltea gardului au lăstărit și în general starea crengilor și a nuietelelor.

Epiurile (pinteni) sunt construcții izolate constând din diguri transversale râului, având direcția de la mal spre râu. Caracteristica lor principală constă în aceea că ele crează condiții favorabile pentru oprirea eroziunilor și formarea în decursul a câțiva ani a unui mal nou, prin depunerea aluviunilor aduse de curentul apei.

Epiurile fiind construcții transversale râului au secțiuni mari. Ele se execută din suluri grele așezate paralel cu direcția curentului, până la nivelul apelor mici formând fundamentul construcției. La adâncimi mari și în locuri unde puterea de eroziune este mare, se așterne pe fund o saltea lestată, iar deasupra ei se așează suluri grele. Partea superioară a acestui fundament se nivelează cu parchetaj de fascine și piatră. Coronamentul construcției este format fie din 1 - 2 suluri de-a lungul epiului, așezate între 2 rânduri de piloți bătuți printre sulurile de fundament, fie din blocuri de beton de 1 x 1m secțiune și 2m lungime legate între ele cu cârlige.

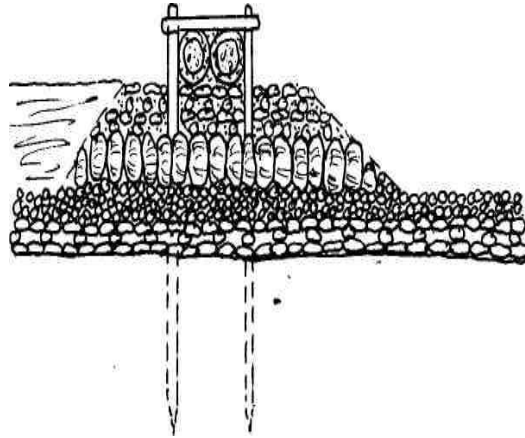


Fig.5.73 Epiuri (pinteni)

Deoarece epiurile îngustează albia și deci între capetele acestora și malul opus se produce eroziunea fundului, capul epiului este astfel alcătuit încât să poată urmări adâncimea fundului și să reziste la subspălări. Acest lucru se realizează prin lățirea fundamentului la cap.

La coronamentele formate din blocuri de beton se va observa în ce măsură s-au tasat blocurile, dacă articulațiile dintre blocuri le-au permis să urmărească tasarea fundamentului, dacă sunt blocuri suspendate de fiarele de legătură, dacă sunt fiare rupte.

Gabioanele sunt cutii metalice formate din cadre de fier de 10 - 15mm îmbrăcate cu plase de sârmă galvanizată, umplute cu piatră brută sau bolovani. Cu gabioane se pot realiza lucrări elastice care se fixează bine pe fundul albiei și rezistă bine la presiunea apei grație volumului lor mare. Gabioanele se așează goale în opera și apoi se umplu pe loc.

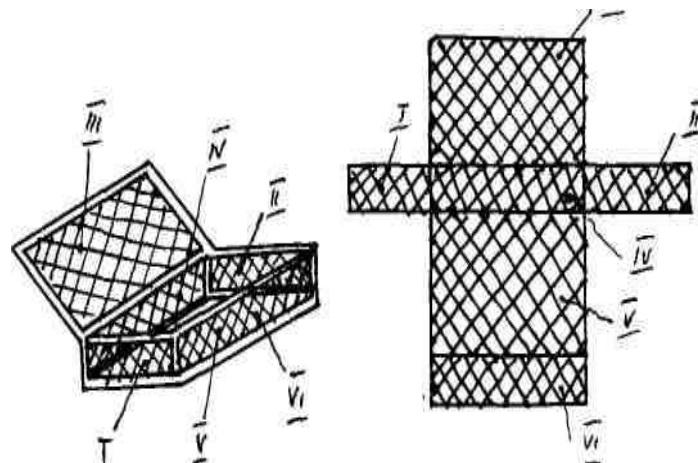


Fig.5.74 Gabioane tip cutie

În cazurile de intervenție urgente, când adâncimea mare a apei și curentul puternic nu permit umplerea pe loc a gabioanelor, se pot executa gabioane în forma de cilindri cu diametru de 1m similar cu sulurile de fascine cu miez de piatră. Grație formei lor rotunde, se pot lansa ușor prin rostogolire pe taluz.

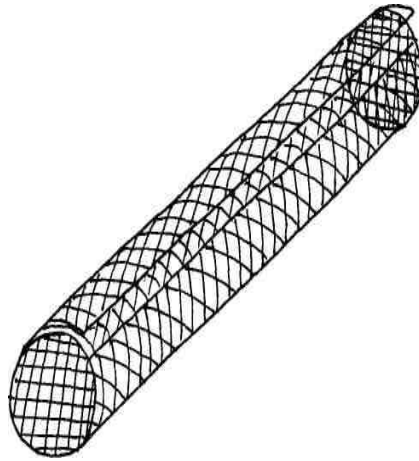


Fig.5.75 Gabioane cilindrice

Gabioanele sunt construcții cu caracter definitiv dar cu toate acestea și ele suferă o serie de degradări la plasa de sârmă, care deși galvanizată se distruge treptat sub efectul eroziunii. Ea poate fi ruptă de corpurile plutitoare, de ghețuri sau chiar de pietrele ascuțite ale umpluturii. În cadrul reviziilor la aceste lucrări se va urmări dacă s-au produs lăsături anormale ale unor elemente din apărare care prin aceasta nu mai pot asigura apărarea.

5.4.2.3. Lucrări pentru combaterea eroziunii prin rectificări de maluri, corectări de coturi și regularizări.

Îmbrăcărilor de taluzuri și apărările de maluri sunt lucrări de protecție a terasamentelor și a malurilor care urmăresc baza taluzurilor fără a aduce vreo modificare în conturul lor. La râurile care străbat regiuni nisipoase și care la cel mai mic obstacol din albie își modifică cursul, malurile sunt puternic erodate formând intrânduri pronunțate care progresează rapid și pot amenința terasamentele. În asemenea cazuri se recurge la lucrări cu caracter ofensiv, prin care se tinde a se corecta în mod convenabil cursul, modificându-i conturul malurilor, secțiunea, viteza și panta. Astfel de genuri de lucrări sunt: rectificări de maluri, corecții sau străpungeri de coturi și regularizări de cursuri.

Rectificarea unui mal concav se realizează prin diguri longitudinale și transversale, cu ajutorul cărora se tinde a se reface malul distrus. Traseul digului longitudinal urmează de regulă o curbă care să rectifice malul și să dea un curs natural apei. Digurile transversale, denumite traverse, formează compartimente în care apa se liniștește și depune materialul de suspensie iar odată cu colmatarea lor se reface malul.

Corecțiile sau tăierile de coturi sunt soluții care aduc modificări bruște ale cursului de apă și se execută numai în cazuri când, în procesul de erodare continuă a malului concav curba se lungeste mult și formează o buclă care avansează spre calea ferată.

În asemenea cazuri o rectificare a malului nu mai este suficientă și trebuie să se recurgă la străpungerea cotului, spre a îndepărta cât mai mult de calea ferată traseul nou al râului. Se realizează prin săparea unui canal inițial de secțiune redusă, lucrări de dirijare a apei pe canalul inițial și închiderea și colmatarea albiei abandonate cu lucrări transversale (fig.5.76).

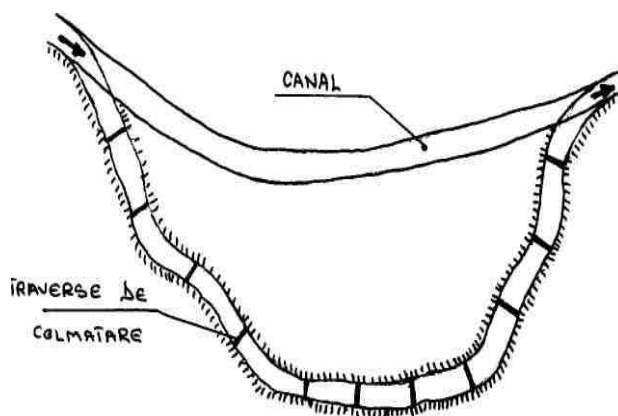


Fig.5.76 Rectificarea cursului prin corectarea cotului

Regularizarea unui curs de apă constituie un complex de lucrări de rectificări de maluri și corecții de coturi prin care se ameliorează condițiile de scurgere pe un sector al râului. Regularizările depășesc caracterul local al lucrărilor pentru apărareaterasamentelor numai în sectoarele râurilor situate în amonte de calea ferată la care se pot produce modificări ce ar dirija cursul spre linie în afara punctelor de traversare sub poduri.

Digurile longitudinale și transversale se execută din fascine grele fixate cu piloți sau cu blocuri din beton și din garduri simple și duble. Digurile sunt alcătuite din saltele lestate sau suluri grele așezate perpendicular pe traseul lor, până la nivelul apelor mici și din coronament din blocuri de beton sau suluri grele longitudinale așezate între două rânduri de piloți. Digurile transversale de compartimente se pot executa și din garduri, de regulă duble, alcătuite din două garduri simple, cu saltea fixată de fund cu împletituri de nuiete. Spațiul dintre garduri se umple cu material local din albie iar parii dintre cele două garduri se leagă între ei.

Închiderile de brațe se realizează tot prin diguri însă de o construcție mai robustă, întrucât sunt construcțiile cele mai solicitate, mai ales în timpul execuției. Acestea se fac de regulă din suluri grele așezate peste saltele lestate și fixate cu piloți.

5.4.3. Lucrări contra inundării liniei de către apele de revărsare.

Liniile ferate amplasate în apropierea cursurilor cu văi largi și maluri joase sau care străbat văile largi ale râurilor cu pante foarte mici și cu tendințe permanente de împotmolire, sunt de multe ori inundate de apele de revărsare. Pentru menținerea circulației fără întreruperi, se execută lucrări destinate să apere terasamentele contra inundării. Dintre aceste lucrări mai importante sunt: digurile din pământuri insubmersibile, corecții de coturi, pereuri, spărgătoare de curenți și de valuri, lacuri de retenție.

Când revărsările unui râu sunt frecvente și apele de revărsare inundă terenul pe care este situată calea ferată, atunci rambleul îndeplinește rolul de baraj și pentru a-l feri de distrugeri, taluzul dinspre apă se protejează cu **pereu**, până la un nivel care se depășește cu 0,5m nivelul maxim atins de apă.

Spărgătoarele de curenți: când apele de revărsare ajung la terasament se angajează într-o depresiune cu pantă pronunțată de-a lungul liniei, terenul se amenajează cu ieșituri pentru a împiedica curentul apei să capete viteza de-a lungul terasamentului. Taluzul spărgătoarelor de curenți se va proteja contra eroziunii.

Spărgătoarele de valuri sunt diguri mici din blocuri, traverse sau șine de cale ferată, așezate în fața și de-a lungul terasamentului sau pe taluz și destinate să anihileze efectul de izbire al valurilor asupra taluzului terasamentului.

Râurile cu variații de debit foarte mari pot provoca distrugerea lucrărilor de apărări și pot da naștere la inundații foarte mari. Pentru atenuarea variației de debit se amenajează **lacuri de retenție**, rezervoare care se amplasează în locuri favorabile formării lacurilor, în regiunea de trecere din bazinul superior în cel mijlociu. Aceste lucrări au un caracter regional.

5.4.4. Lucrări de combatere a efectelor apei subterane.

Apa subterană din panza freatică sau provenită din infiltrarea apei de suprafață influențează negativ terasamentul căii, reducându-i capacitatea portantă și sporind deformațiile. În afară de șanțurile de la marginile terasamentului căii care, prin captarea apei de suprafață și conducerea ei spre un recipient natural, reduc infiltrațiile, pentru diminuarea efectului negativ al apei subterane, se execută drenuri, care pot fi de suprafață, de mică adâncime și de adâncime.

Drenurile de suprafață se construiesc în banchetele platformei căii, în dreptul joantelor noroioase. Lățimea acestor drenuri este de 25 - 30cm și se umplu cu bolovani de râu. Aceste drenuri de suprafață se execută în ambele părți ale platformei. Pe lățimea banchetelor fundul drenului se netezește și se bate bine, pentru a se ușura scurgerea și a se împiedica infiltrația apei în corpul terasamentului.

La debleuri, drenurile au scurgerea în șanțul platformei, fundul lor trebuind să fie cu 10 - 15cm mai sus decât fundul șanțului.

Drenurile de mică adâncime se fac de regulă în rambleuri, pentru asanarea pungilor de balast. Această categorie de drenuri are o construcție specifică drenurilor propriu-zise. Ele sunt alcătuite din șanțuri cu pereți verticali de 0,8m lățime, umplute cu piatră brută și cu straturi filtrante laterale alcătuite din geotextil.

La bază au radier cu rigolă de scurgere, iar la suprafață sunt acoperite cu un dop de argilă nisipoasă sau cu pereu zidit de beton.

Drenurile de adâncime au la bază un radier din beton cu grosime de circa 30cm, prevăzut la mijloc cu un locaș pentru rigolă, care poate fi un tub filtrant cu secțiune completă circulară sau semicirculară, de secțiune specială sub talpa sau tub boltit. În loc de tuburi speciale, rigola poate fi zidită din bolovani sau piatră brută, dându-le o secțiune dreptunghiulară sau boltită. Umplutura drenurilor este formată din piatră brută așezată cu mâna, înconjurată cu un strat filtrant din material geotextil. La partea superioară sunt prevăzute cu un dop de beton de argilă de circa 50cm înălțime.

Lățimea drenurilor de adâncime este de 0,8 - 1m, iar adâncimea poate fi de maxim 4 - 5m, deoarece la o adâncime mai mare execuția este foarte dificilă. În lungul drenurilor de adâncime, la distanțe de 30 - 50m și la schimbările de direcții sau de pantă, se construiesc puțuri de vizitare, pentru control și curățire periodică a rigolei. Puțurile de vizitare se execută din zidărie de piatră, din beton sau beton armat, având secțiunea transversală de 1m².

5.4.5. Lucrări de protecție împotriva efectelor torenților.

Pentru combaterea efectelor provocate de torenți asupra căii ferate se execută lucrări de corectare, având ca scop să reducă cauzele care dau naștere fenomenelor torențiale și a consecințelor lor, prin restabilirea vegetației, reținerea debitului solid și lichid și conducerea apelor în râul colector.

În bazinul superior se execută lucrări ușoare pentru fixarea materialelor solide libere ca: împăduriri, fascinaje și cleionaje. În bazinul mijlociu se execută praguri de zidărie, baraje ușoare de lemn sau mixte, sau baraje de zidărie. În zona conului de dejecție se execută lucrări de dirijare și de îngustare a albiei, pentru a mări forța de antrenare a apei, canale de scurgere.

Împăduririle se realizează prin plantarea versantelor degradate, completate cu terase simple sau sprijinite de gardulețe.

Fascinajele constau din 1 - 3 suluri de fascine având diametru de 15 - 30cm așezate transversal sau longitudinal albiei și fixate cu pari de 1,2 - 1,6m lungime și un diametru de 8 - 12cm (fig.5.71).

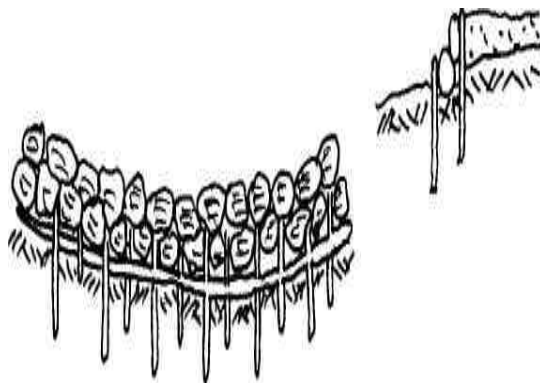


Fig.5.77 Fascinaje

Cleionajele constau din garduri de nuiete, având o înălțime de 0,6m, așezate transversal văii. Parii gardurilor sunt de 2 - 2,5m lungime și un diametru de 8 - 12cm. Gardurile pot fi simple sau duble (fig.5.78).

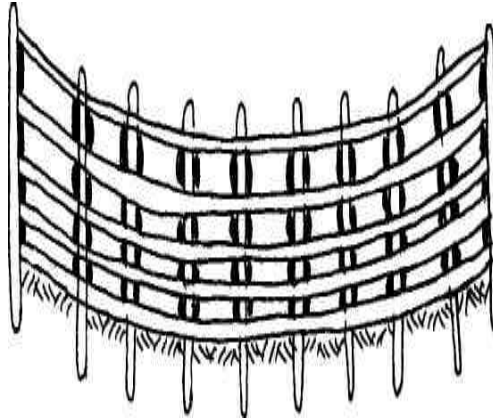


Fig.5.78 Cleionaje

Pragurile din zidărie se fac din zidărie uscată din piatră îngrijit zidită, rostuită sau nu, cu deversor la mijloc și radier simplu sau cu 1 - 3 trepte de cădere. Uneori zidăria din piatră este așezată în plasă de sârmă, pragurile se fac și din gabioane. Înălțimea maximă a pragurilor este de 2m.

Barajele din zidărie sunt construcțiile cele mai robuste ce se folosesc la corectarea torentelor. Ele se construiesc de regulă în treimea mijlocie și inferioară a bazinului și în canalurile de scurgere.

Barajele nu se construiesc în apropierea podurilor, nici în amonte și nici în aval. În primul caz apele deversate pot afuia infrastructura podului, iar în al doilea caz micșorează secțiunea de scurgere a podului prin colmatare.

După fixarea versantelor prin plantații și demolirea viiturilor prin lucrări transversale de reținere a aluviunilor, pe cursul inferior se execută **canale de scurgere**, care împiedică împrăștierea torentului și-l conduc spre râul colector.

5.4.6. Lucrări de protecție împotriva căderilor de stânci și de grohotiș.

Tipurile de construcții care se execută pentru apărarea liniei contra căderilor de stânci și grohotișuri sunt:

- trepte și parapete încastate în rocă pentru accesul personalului însărcinat cu controlul și curățirea stâncilor cu tendințe de desprindere;
- contrabanchete și baraje de reținere;
- plombări cu beton ale interspațiilor din jurul blocurilor de stâncă cu tendință de mișcare;
- torcretarea suprafeței stâncoase a versantului;
- consolidarea cu ancore.

Contrabanchetele de 1 - 2m lățime cu sau fără bordură la margine se execută la piciorul versanților de mică înălțime. Pietrele căzute rămân pe

contrabanchetă. Contrabanchetele de la piciorul versanților de înălțime mai mare și cu înclinare mai pronunțată trebuie să aibă înălțimea de cel puțin 3 - 4m. Pentru scurgerea apei, contrabancheta trebuie să aibă o pantă transversală de 2 - 4 % și una longitudinală de 3 ‰.

Contrabanchetele se dublează prin baraje de reținere sau de dirijare, executate la baza versantului sau la o înălțime convenabilă pe versant (fig.5.80). Barajele se execută din zidărie de piatră cu mortar de ciment sau dintr-un masiv mai mare de zidărie uscată cu taluz de 1:1 spre linie și de 1:0.50 - 0.75 spre versant. Barajele mai lungi de 30m se execută cu întrerupere de 1.5 - 2m la fiecare 20 - 30m, care servesc pentru curățirea materialului adunat în spatele lor. Soluțiile mai noi constau în baraje de reținere sub formă de garduri metalice.

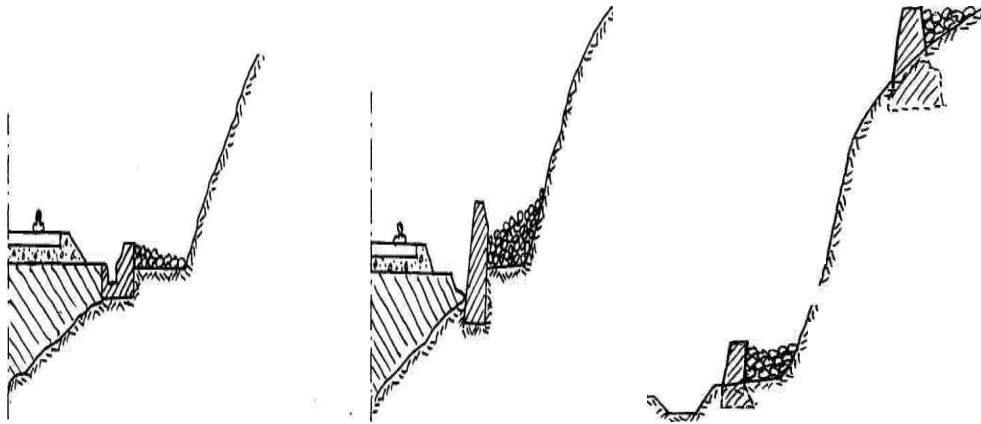


Fig.5.79 Baraje de reținere

Când căderile sunt frecvente și foarte periculoase pentru circulație, soluția radicală constă în executarea unui tunel sau a unei polate.

În cazul masivelor stâncoase care prezintă fisuri cu riscul de desprindere, una din metodele care se poate pune în aplicare este cea de consolidare cu ancore (fig.5.80). Ancorele sunt elemente constructive introduse într-un masiv de rocă care au rolul de a prelua forțele ce se pot dezvoltă în teren pe direcția lor sau transversal pe aceasta, în cazul ancorelor denumite pasive, sau de a transmite eforturi de compresiune în teren în cazul ancorelor protensionate, care sunt denumite active. O ancoră se compune din trei părți: capul ancorei, corpul ancorei sau tendonul (tirantul) și rădăcina ancorei (bulbul).

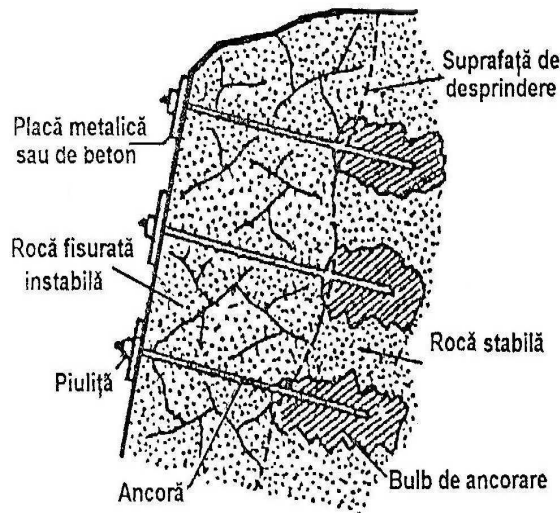


Fig.5.80 Stabilizarea unui versant cu ancore

La lucrările de susținere a taluzurilor și versanților se folosesc două tipuri de lucrări de ancorare. Primul tip de lucrări de ancorare se folosește la execuția taluzurilor în roci stâncoase fisurate și alterate prin susținerea lor prin plăci debeton armat ancorate, care se montează pe măsura adâncirii săpăturii ce se efectuează în etape. Uneori se folosește o combinație de ancore lungi care se tensionează și ancore scurte pasive ce susțin o placă metalică sau de material plastic care se acoperă cu beton torcretat.

Al doilea tip de lucrări de ancorare se folosește la consolidarea unor taluzuri existente și care sunt afectate de mișcări și a căror stabilitate se îmbunătățește prin fixarea masei superficiale cu tiranți ce au bulbul în roca stabilă.

La revizia construcțiilor de apărare contra căderilor de stânci trebuie să se constate :

- deteriorările produse în construcție de către pietrele în cădere, distrugerea sau avarierea parapetelor și treptelor de acces, a zidurilor și barajelor de reținere și dirijare;
- starea betonului de plombare a stâncilor;
- gradul de umplere cu pietre a spațiului din spatele barajelor de reținere;
- starea și integritatea zidăriei construcțiilor de prindere, dirijare și traversare;
- comportarea saltelelor de amortizare peste tuneluri, polate și din spatele barajelor de reținere;
- stagnarea apei în spatele lucrărilor de reținere;
- starea șanțurilor de apărare.

5.5. Folosirea materialelor geosintetice la lucrări de construcție și rehabilitare a liniilor de cale ferată.

5.5.1. Considerente generale.

Încărcările dinamice repetate produc fenomene de instabilitate în zona de contact dintre prisma căii și infrastructura datorită eroziunii prin contact mecanic cauzată de pătrunderea în infrastructură a granulelor de piatră spartă și ocuparea spațiilor libere rămase între particulele din infrastructură. Rezultă deformații plastice (tasări) care produc deformații ale căii peste toleranțele admise. Deosebit de important este că datorită pătrunderii particulelor fine în prisma căii, aceasta se contaminează, elasticitatea patului căii scade iar capacitatea portantă a acestuia nu mai poate fi garantată.

Pentru sporirea vitezei și a siguranței pe căile ferate, infrastructura acestora trebuie să posede rezistență și stabilitate cât mai ridicate. Acest lucru obligă atât firmele de proiectare, cât și cele de construcție, rehabilitare, întreținere și reparații a liniilor de cale ferată să utilizeze materiale și tehnologii noi.

În ultima perioadă atât la construcția liniilor de cale ferată noi cât și la rehabilitarea celor existente tot mai des sunt folosite materialele geosintetice. Materialele geosintetice ajută la prevenirea degradării infrastructurii liniilor de cale ferată reducând atât riscul de accidente cât și costurile întreținerii căii în condițiile creșterii vitezei de circulație și a încărcării pe osie.

Materialele geosintetice pot îndeplini funcții de: separare, filtrare, drenaj, ranforsare și protecție.

La construcția de căi ferate ca straturi de separație se folosesc geotextile în următoarele situații:

- terasamentul este slab, saturat cu apă și cu capacitatea portantă redusă;
- capacitatea de filtrare și drenare între stratul de piatră spartă și infrastructură nu este garantată.

La utilizarea geotextilelor ca straturi de separație, acestea trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

- să nu apară degradări ale geotextilului în timpul execuției și al exploatarei;
- să reziste la îmbătrânire și agenți chimici.

Pentru îndeplinirea acestor condiții se folosesc, în general, geotextile nețesute.

Materialul geotextil îndeplinește și rol de filtrare reținând particulele fine din terasament când apa urcă spre prisma căii. Practic, filtrul realizat din geotextile previne spălarea particulelor fine și asigură trecerea unui debit de apă. Geotextilul utilizat nu trebuie să se colmateze și trebuie să reziste la îmbătrânire respectiv la acțiunea agenților chimici.

Materialul geotextil are și rol de drenaj și ventilație, adică trebuie să dreneze lichidele și gazele din sol. Pentru îndeplinirea acestui rol, se impun următoarele condiții geotextilelor:

- păstrarea grosimii geotextilului independent de solicitări;
- prevenirea pătrunderii particulelor fine în interiorul geotextilului, cauzând reducerea permeabilității acestuia;
- să permită debite mari în planul geotextilului cu pierderi minime de presiune.

În cazul utilizării geotextilelor la realizarea drenurilor longitudinale la calea ferată se combină rolurile de filtrare și de separare. Pentru a preveni colmatarea tuburilor de drenaj sau a materialelor din filtrul invers, acestea se învelesc în

geotextil. Separarea de straturi duce la o mai bună eliminare a apei fără pierderi de presiune prin sistemul de drenaj.

Utilizarea geosinteticelor (geogriile, geocelulele, geomembranele și geocompozitele) îmbunătățește calitatea infrastructurii, sporește stabilitatea terasamentelor prin îmbunătățirea comportării fundației căii de rulare la eforturile din forfecare și asigură ranforsarea întregii fundații.

Pentru a îndeplini funcția de ranforsare, geosinteticele trebuie să îndeplinească următoarele condiții: să preia eforturile transmise de materialul rulant prin elementele suprastructurii căii și să le descarce în sistemul multistrat format din geosintetice și straturile pe care le armează;

- să prezinte deformații mici pe termen lung;
- să reziste la îmbătrânire și la agenți chimici.

Prin utilizarea geosinteticelor la ranforsarea terasamentelor, crește stabilitatea acestora prin modificarea condițiilor hidraulice limită, prin aceasta accelerând procesul de consolidare.

Foarte importantă este conlucrarea dintre pământul de umplutură și geosintetic, deoarece forțele se transmit prin intermediul frecării. În cazul umpluturilor din pământuri coezive se recomandă geocompozitele, deoarece acestea asigură (față de geogriile) funcțiuni de separare, filtrare și drenaj.

Geosinteticele (în special geotextilele) mai pot asigura și o anumită protecție a platformei de pământ împotriva înghețului. Practic, menținerea caracteristicilor granulometrice ale stratului portant care îi conferă insensibilitate la îngheț se realizează prin interpunerea, la baza stratului portant (armat sau nu), a unui geotextil nețesut având funcția principală de separare a straturilor, care să împiedice ascensiunea particulelor fine din bază în stratul portant, ca urmare a efectului de pompaj determinat de trecerea roților materialului rulant.

Geogriile monoaxiale sunt folosite la realizarea de structuri de sprijin din pământ armat cu diferite tipuri de perete - ecran (parament). Alegerea peretelui - ecran adecvat, depinde de o serie de factori, cum ar fi: materialul din care se execută, condițiile locale de mediu, înclinarea pantei, considerente economice și estetice (arhitecturale).

De asemenea, geogriile monoetirate sunt folosite la realizarea structurilor de retenție și a culeelor de pod. Folosirea acestora realizează economii considerabile și oferă avantaje multiple: stabilitate pe termen lung, posibilitatea utilizării pământului excavat, rezistența sporită la încărcările dinamice și șocurile seismice.

Geocelulele sunt sisteme de confinare tridimensionale celulare, formate din benzi perforate și texturate. Aceste sisteme au multiple utilizări, printre care: creșterea capacității portante a terenurilor slabe, realizarea structurilor de sprijin, protecții de taluzuri și control erozional, protecții și apărări de maluri etc. Pentru a asigura o conlucrare cât mai bună cu materialul de umplutură, materialul este texturat, iar golurile practicate în pereți asigură un drenaj eficient, permițând după caz și dezvoltarea vegetației.

5.5.2. Aspecte ale folosirii geosinteticelor la reabilitarea infrastructurii liniilor de cale ferată din România.

În România, alături de utilizarea la realizarea altor categorii de lucrări de construcții, materialele geosintetice se folosesc și la lucrări de reabilitare a infrastructurii liniilor de cale ferată.

a pământurilor din zona platformei. Capacitatea portantă este exprimată prin modulul de deformare liniară EV2 determinat pe ramura de reîncărcare a curbei de compresiune - tasare, corespunzătoare încercării cu placa având diametrul de 300mm, efectuată după o metodologie U.I.C. conform DIN 18134.

Pentru a reduce grosimea straturilor portante cu circa 30% (modulul EV2 având valori modeste la nivelul platformei existente) se realizează armarea cu geogridurile biaxiale amplasate la baza stratului. Armarea se face, de regulă, pe zona lățimii active sub talpa traversei.

Asigurarea protecției împotriva înghețului a pământurilor sensibile la îngheț se realizează prin același strat portant. Pentru a menține caracteristicile granulometrice ale stratului portant (armat sau nu), la baza acestuia a fost interpus un geotextil nețesut, cu rol principal de separare.

Stabilitatea taluzurilor, în cazul rambleurilor înalte, a celor realizate din materiale de umplutură mediocre sau a măririi dimensiunilor acestora, poate fi sporită prin armare cu geosintetice: geotextile țesute, geotextile monoetirate, geocelule (fig.5.82.).

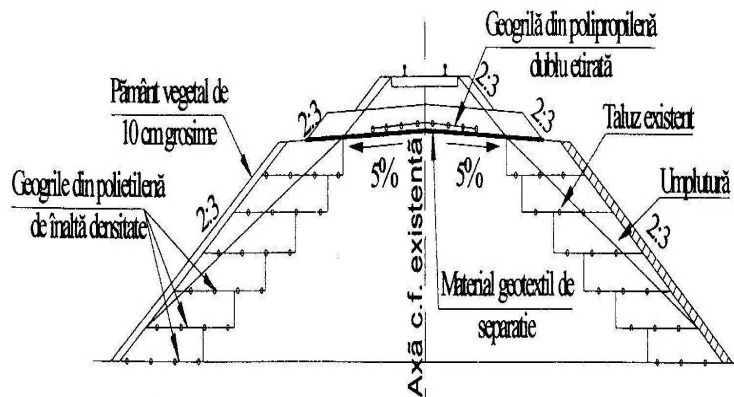


Fig. 5.82. Sporirea dimensiunilor rambleurilor și creșterea stabilității taluzurilor

Drenarea apelor din zona platformei căii este necesară pentru a asigura portanța platformei prin menținerea pământurilor aflate sub stratul portant cu umidități cât mai mici. Pentru aceasta se modifică și profilul transversal, prin prevederea de pante transversale de 5%, atât la nivelul superior al platformei cât și la baza acestuia. Pentru captarea și evacuarea apelor infiltrate se prevăd șanțuri sau rigole iar când nu a fost posibilă amplasarea acestora, se execută drenuri longitudinale.

În corpul terasamentelor de cale ferată executate din materiale cu calitate mediocre, insuficient compactate și fără strat de repartiție, se formează punji de balast (incluziuni de materiale de balastare - piatră spartă sau pietriș - în partea superioară a corpului terasamentului), cu forme și dimensiuni neregulate. Aceste punji de balast reprezintă principala sursă de instabilitate a rambleurilor, deoarece în ele se cantonează apă meteorică, iar pământurile sunt menținute într-o stare de consistență scăzută. Dacă pungile de balast nu pot fi eliminate prin excavare, ele pot fi drenate prin drenuri forate suborizontale, executate cu utilaje de forare clasice.

Tuburile introduse în gaura forată (de tip PEHD sau PVC - G) sunt perforate și îmbrăcate în geotextile care au rolul de filtru.

5.6. Concluzii.

Pe baza analizei efectuate asupra unor puncte periculoase semnificative, existente pe unele linii de cale ferată gestionate de Regionala C.F. Timișoara, inclusiv propunerea de măsuri și soluții de remediere, precum și a considerațiilor făcute asupra particularităților și rolului pe care-l au lucrările de întreținere și reparații curente, se pot sintetiza unele concluzii importante pentru sectorul feroviar.

Astfel, urmărirea atentă și permanentă a comportării în exploatare a infrastructurii și suprastructurii de cale ferată, prezintă importanță majoră pentru desfășurarea normală și în condiții de siguranță a circulației feroviare.

Aceasta activitate de urmărire permite efectuarea unor intervenții imediate prin lucrări de întreținere și reparație, încă din faza incipientă a apariției punctelor periculoase, când acestea sunt de categoria a II-a, oprind astfel transformarea lor în puncte periculoase de categoria I-a.

De asemenea, chiar și în cazul punctelor periculoase de categoria I-a, în multe situații acestea pot fi, dacă nu eliminate, măcar ameliorate prin lucrări de întreținere (combaterea înnoirilor, inundării datorită colmatării șanțurilor, etc.).

În ceea ce privește existența punctelor periculoase de categoria I-a, generate de fenomene complexe (instabilități ale terasamentelor și a versanților adiacenți, degradări și instabilități ale unor lucrări de artă: infrastructuri de poduri, ziduri de sprijin, tuneluri), pe baza analizei constatărilor evidențiate de activitatea de urmărire, se pot stabili în mod judicios prioritățile de rezolvare, evident ținând seama în afară de gradul de pericolozitate pentru siguranța circulației și de importanța economică a liniei respective.

Cap.6. STUDII DE CAZ PRIVIND FENOMENELE DE INSTABILITATE ȘI CEDARE ÎN TIMP A UNOR TERASAMENTE DE CALE FERATĂ ȘI LUCRĂRI DE ARTĂ AFERENTE.

Pentru exemplificarea și mai concretă a unora din aspectele teoretice privind comportarea în timp a terasamentelor de cale ferată, în afara celor prezentate în capitolul anterior, în acest capitol sunt analizate în detaliu trei studii de caz referitoare la fenomene semnificative de instabilitate și cedare, în care autorul a fost implicat și anume:

- erodarea zonei de bază a taluzului unui terasament în rambleu de cale ferată;
- alunecarea produsă în corpul unui terasament în rambleu de cale ferată;
- degradarea unui zid de sprijin de debleu datorită alunecării produsă pe taluzul versantului susținut.

La primul caz menționat autorul a fost implicat direct, efectuând studiul fenomenului sub aspect geologic și hidrogeologic, al cauzelor determinante în producerea acestuia, al stabilirii și detalierii soluției tehnice de consolidare.

La următoarele două cazuri menționate, implicarea autorului a fost în calitate de beneficiar, atât în perioadele de execuție a lucrărilor de consolidare cât și a urmăririi comportării în exploatare a terasamentelor și lucrărilor de artă consolidate.

6.1. Erodarea zonei de bază a terasamentului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad la km.112+060 - km.112+180

6.1.1. Caracterizarea generală a traseului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad.

Punctul de plecare al liniei de cale ferată 317 este în Sântana, o localitate situată în zona de câmpie cu altitudine de 80m, iar după parcurgerea a circa 11km, traseul acesteia trece de la relieful de câmpie la relieful colinar al Dealurilor de Vest.

În localitatea Ineu traseului liniei de cale ferată i se alătură pe partea dreaptă râul Crișul Alb. Acesta este cursul de apă de referință pentru linia 317, dar și principalul râu din bazinul Crișurilor. De aici începând traseul liniei se modifică în funcție de formele de relief și de cursul râului Crișul Alb.

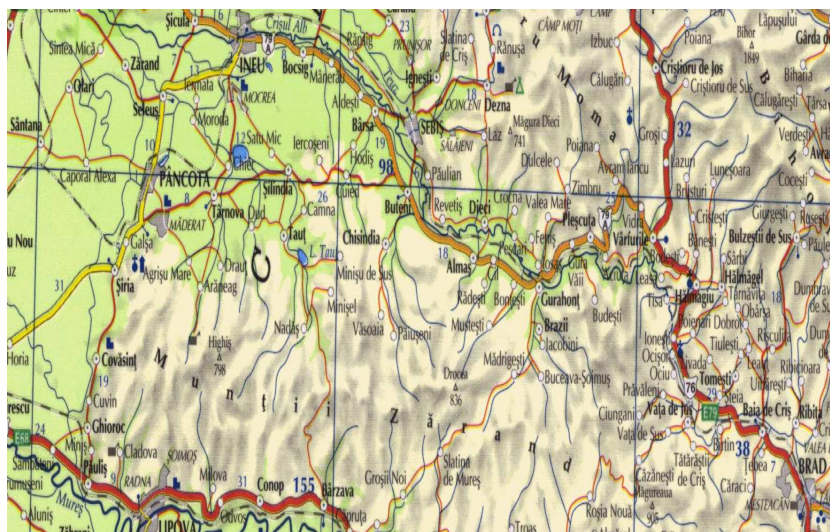


Fig.6.1 Zona traseului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad

De la Ineu și până în localitatea Sebiș (27km.), o localitate situată la poalele munților Codru - Moma, în zona de confluență a râului Dezna cu râul Crișul Alb, linia mai câștigă în altitudine, ajungând la 200m. De aici intervine o modificare de relief, linia de cale ferată intrând în "cleștele" făcut de munții Codru - Moma pe partea stânga și munții Zărandului pe partea dreaptă.

În apropiere de localitatea Almaș, linia de cale ferată trece peste râul Crișul Alb lăsându-l pe acesta în partea stângă până în dreptul localității Gurahonț (altitudine 255m), unde traversează din nou râul Crișul Alb, continuând traseul pe partea stângă a acestuia până în localitatea Vârfurile.

Înainte de a intra în tunelul Gorgana (km.108+260) linia de cale ferată mai traversează o dată cursul de apă, lăsându-l pe acesta să ocolească creasta muntelui prin partea stângă. După circa 3,7km, în care albia râului Crișul Alb se află în stânga căii ferate, se ajunge la podul de la km.112+024 unde, după ce traversează pe partea dreaptă albia formează o buclă, prin care datorită eroziunii pronunțate a malului se pune în pericol stabilitatea întregului terasament de cale ferată.

După această curbă, râul Crișul Alb se depărtează de linia ferată, urmând să o traverseze din nou după stația Hălmăgiu la km.116+177. Cu o mică excepție, între stațiile de cale ferată Vața și Birtin, în care râul trece din nou pe partea dreaptă, până la stația de destinație a liniei 317, Brad, o localitate situată în depresiunea Bradului, la o altitudine de 580m, râul Crișul Alb rămâne în stânga căii ferate.

Sub aspect geologic (fig.6.2), în prima jumătate a traseului liniei de cale ferată Sântana - Brad, stratificația terenului de bază este constituită din depozite aluviale (argile, nisipuri, pietrișuri) caracteristice zonei de câmpie (Câmpia de Vest) și a luncii Crișului Alb.

După localitatea Sebiș, de unde traseul liniei de cale ferată străbate zona cu relief colinar, predomină în stratificația terenului depozitele argiloaluviale cenușii. Din dreptul localității Hălmăgiu și până la capătul liniei, în localitatea Brad, traseul liniei de cale ferată este mărginit de o parte de munții Bihor, iar pe cealaltă parte de

munții Metaliferi. Din punct de vedere geologic în această zonă predomină depunerile sedimentare, depozitate de regulă pe roci stâncose.

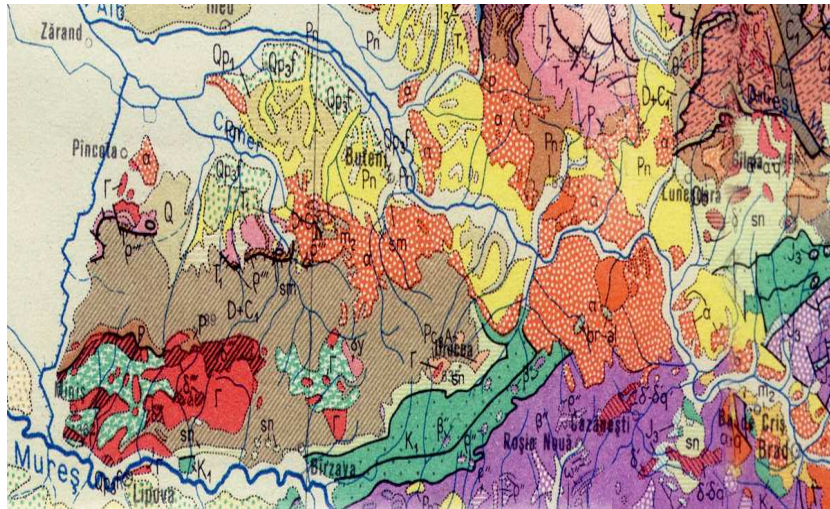


Fig.6.2 Detaliu geologic pentru linia de cale ferată 317 Sântana - Brad

Sub aspect seismic, conform normativului P 100/1-2006, traseul liniei de cale ferată Sântana - Brad, se încadrează în zona cu intensitate seismică redusă, valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare fiind $a_g = 0,08g$ iar perioada de control a spectrului de răspuns are valoarea $T_c = 0,7$ secunde.

Sub aspect hidrologic, așa cum rezultă din elementele prezentate, principalul curs de apă care urmărește traseul liniei de cale ferată Sântana - Brad este râul Crișul Alb. Acesta izvorăște din Munții Apuseni, la altitudinea de 980m, de sub Vârful Cartezul (1184m altitudine), și străbate România și Ungaria prin depresiunile Brad, Gurahonț, Zărand, Dealurile de Brad, Câmpia de Vest, vărsându-se ulterior în râul Crișul Dublu în Ungaria, unindu-se cu Crișul Negru. Pe o porțiune de 500m râul marchează frontiera româno - maghiară. Ca lungime el străbate 234km, din care 9,8km pe teritoriul Ungariei.

La Crișcior, după ce a parcurs 31km, râul coboară deja la altitudini de 292m. De aici și până la Ineu, pe o distanță de 150km, cursul de apă are o cădere de 187m, valoare ce se apropie de căderea medie de 1,2%.

Pantele longitudinale ale râului scad până în dreptul localității Chișineu Criș la 0,07%, iar în aval, în sectorul de câmpie până la 0,03%[79].

6.1.2. Descrierea fenomenului de eroziune și influența sa asupra stabilității terasamentului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad la km.112+060 - km.112+180.

Pe sectorul de linie cuprins între stațiile Vârfurile și Hălmagiu, mai exact între km.112+060 și km.112+180, albia râului Crișul Alb se află în imediata apropiere a terasamentului de cale ferată (fig.6.3). Pe acest sector linia este în aliniament, cu profil transversal tip rambleu cu înălțimea de 2,4m.



Fig.6.3 Terasament km.112+100 - km.112+300

În perioada martie - aprilie 2005, din cauza viiturilor pe râul Crișul Alb s-a produs eroziunea pronunțată a malului, acesta ajungând atunci la circa 8m de marginea ramboului căii ferate (fig.6.4), iar procesul de erodare a continuat în timp, eroziunea înaintând spre terasament la fiecare viitură.



Fig.6.4 Terasament km.112+140 - aprilie 2005

Datorită faptului că pe această porțiune râul Crișul Alb formează o buclă pronunțată, eroziunea malului nu este uniformă, distanța de la albia râului și până la marginea terasamentului de cale ferată variază, valoarea minimă a acesteia fiind în prezent de 2,3m, în dreptul km.112+146 (fig.6.5), unde pericolul afectării stabilității terasamentului este foarte mare.

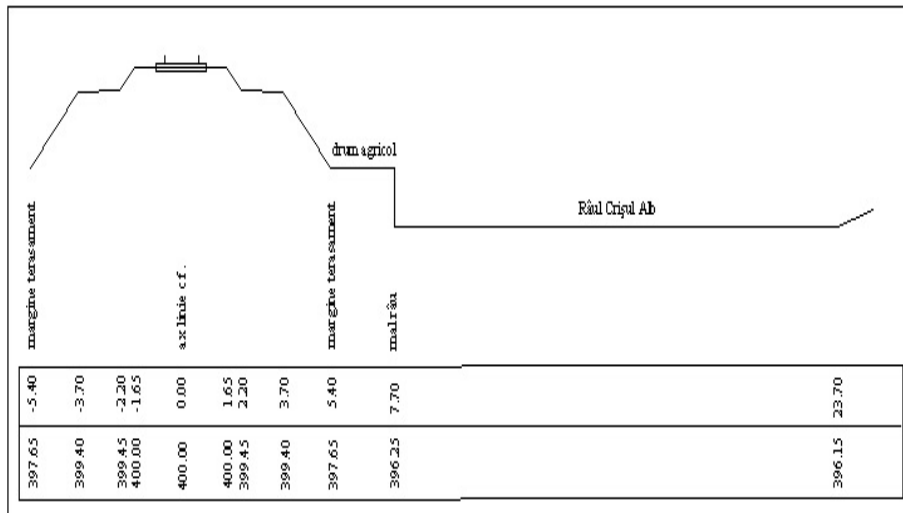


Fig.6.5 Profil transversal km.112+146,20

Având în vedere producerea și evoluția în timp a fenomenului de eroziune precum și pericolul pe care-l prezintă pentru stabilitatea terasamentului siguranța circulației, această zonă a fost introdusă în evidențele Secției L7 Arad, ca punct periculos de categoria I-a. În consecință, după fiecare perioadă cu precipitații bundente în amonte de această zonă, care să afecteze debitul râului Crișul Alb, au fost făcute măsurători în vederea stabilirii gradului de distrugere a malului în zona respectivă.

Din datele transmise de Administrația Națională "Apele Române" reiese faptul că în lungul cursului debitul mediu multianual al râului Crișul Alb crește de la 1,62m³/sec (51,3m³/an) în dreptul localității Blăjeni, la 23,5m³/sec (741,6mil. m³/an) în dreptul localității Chișineu Criș.

Ca o soluție provizorie, în vederea încercării de încetinire a fenomenului de eroziune, malul a fost consolidat cu anrocamente pe porțiunea dintre km.112+080 - km.112+140. Fenomenul a fost parțial stopat, dar acesta a reapărut în amonte de această porțiune, unde s-a manifestat mai violent.

În paralel cu operațiunea de consolidare cu anrocamente, s-a încercat și dirijarea cursului de apă pe un traseu, care să nu mai afecteze terasamentul de cale ferată, prin săparea mecanică a unui canal corector deschis, care să preia în mare măsură debitul Crișului Alb în această zonă. Rezultatul obținut nu a fost cel așteptat, deoarece acel canal a preluat doar o mică parte din debitul râului.

Investigațiile geotehnice efectuate au evidențiat faptul că materialul de umplutură din corpul terasamentului este alcătuit din nisip argilos (fig.6.6), iar în malul erodat al râului Crișul Alb se găsește nisip mare și mijlociu cu rar pietriș (fig.6.7).

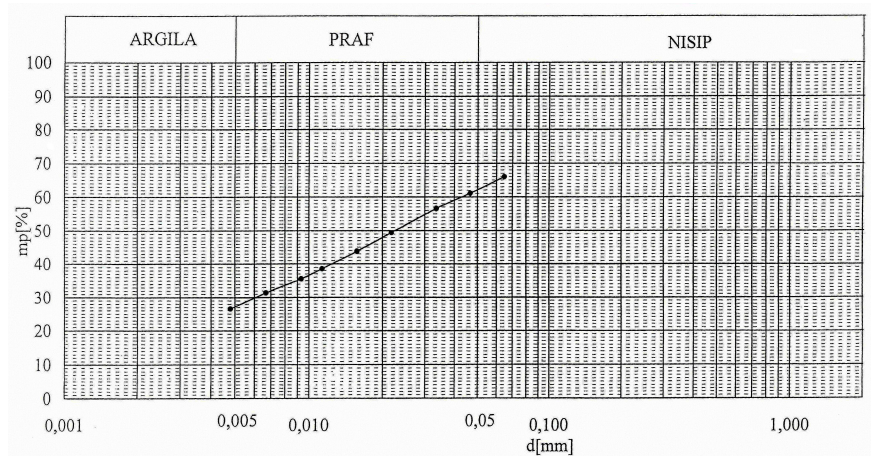


Fig.6.6 Diagrama distribuției granulometrice a pământului din corpul terasamentului (38% nisip, 35% praf, 27% argilă)

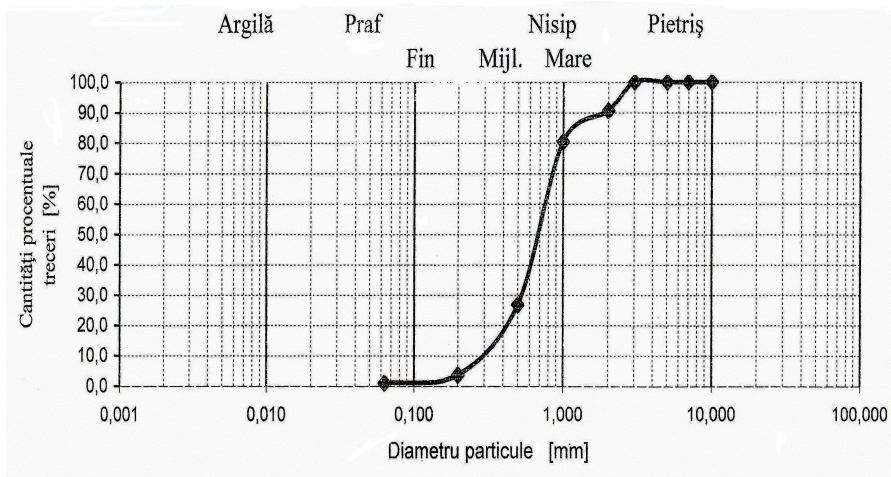


Fig.6.7 Diagrama distribuției granulometrice a pământului din malul erodat (64% nisip mare, 27% nisip mijlociu, 9% cu rar pietriș)

Pe baza analizei profilului transversal tip din fig.6.5 se apreciază că prin continuarea procesului de eroziune a malului alcătuit din pământ necoeziv și reducerea distanței la circa 1,5m față de piciorul taluzului actual cu pantă de 1:1 al terasamentului în rambleu, taluzul se poate extinde în adâncime până la fundul albiei, rezultând o înălțime de circa 3,25m.

Calculul de verificare a stabilității taluzului, care se poate forma prin continuarea eroziunii malului, efectuat cu datele prezentate în fig.6.8, a evidențiat o valoare a coeficientului (factorului) de stabilitate de 0,92, pentru care evident că terasamentul nu mai are stabilitate.

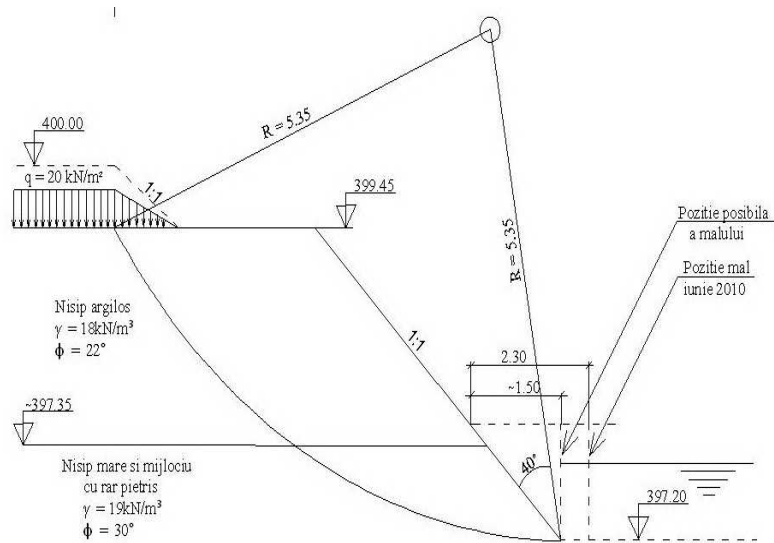


Fig.6.8 Schema de calcul a verificării stabilității taluzului

6.1.3. Soluții tehnice propuse de autor pentru asigurarea stabilității și protecției terasamentului.

Având în vedere natura și intensitatea cu care se manifestă fenomenul de eroziune a malului stâng al albiei râului Crișul Alb și pericolul de afectare a terasamentului căii ferate Sântana - Brad la km.112+060 ... km.112+180, se recomandă intervenția imediată în vederea consolidării și protecției malului erodat.

Pentru rezolvarea acestei probleme, autorul propune executarea următoarelor lucrări:

- corecția albiei râului Crișul Alb pe o distanță de 350m, în amonte de podul de cale ferată de la km.112+024, și 50m în aval de acesta, pe ambele maluri, pe traseul vechiului canal corector;

- protecția malurilor albiei corectate cu diguri din gabioane și pinteni din anrocamente.

Lucrările propuse trebuie executate în perioada de an cu precipitații reduse astfel încât debitul râului Crișul Alb să fie scăzut.

Realizarea corecției albiei râului se va face prin săpătură mecanică cu finisare manuală. Secțiunea albiei corectate va fi trapezoidală având baza de 40m. În figura 6.9 este prezentat profilul transversal curent pentru canalul corector, iar în figura 6.10 profilul transversal al canalului corector din dreptul podului de cale ferată de la km.112+024.

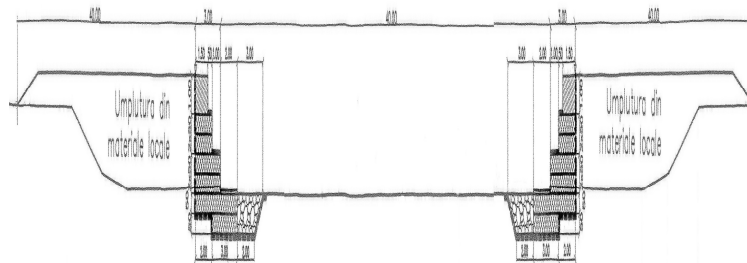


Fig.6.9 Profilul transversal curent al canalului corector

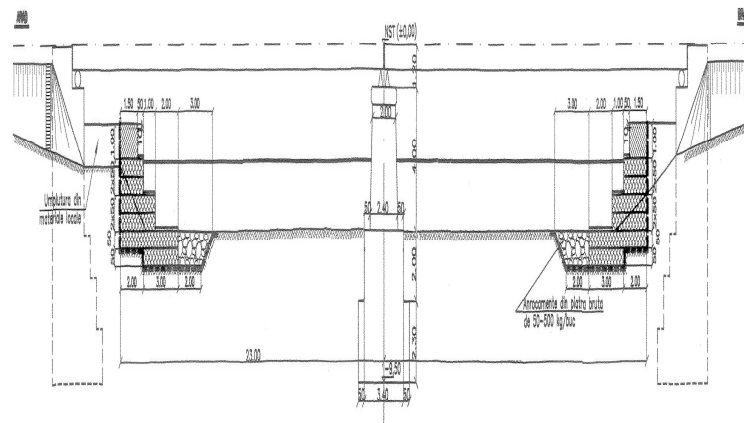


Fig.6.10 Profilul transversal al canalului corector la km.122+024

Devierea cursului de apă în vederea săpării canalului corector se va realiza cu ajutorul palplanselor metalice introduse în teren prin procedeul de vibro - înfigere [69].

A doua etapă a lucrării constă în protecția malurilor canalului corectat cu un dig în lungime totală de 350m în amonte de pod și 50m în aval de pod, pe ambele părți. Digul se va realiza din gabioane, cu un coronament din beton C12/15, turnat monolit în tronsoane de câte 5m lungime, articulate cu ancore OB37 cu diametrul de 25mm.

Digul va fi prevăzut cu epiuri de încastrare în mal, realizate de asemenea din gabioane cu coronament din beton. În fața digului se va realiza o saltea de protecție din anrocamente de piatră brută, cu 50cm grosime. Anrocamentele și gabioanele se așează pe un filtru de geotextil. În spatele digului format se va realiza o umplutură din materiale locale compactate. În figura 6.11 este prezentată alcătuirea constructivă detaliată a digului de apărare, realizat din gabioane.

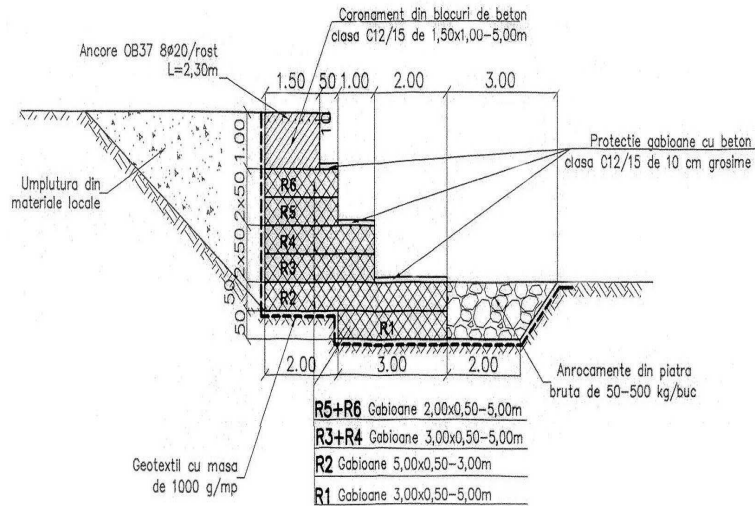


Fig.6.11 Secțiune dig apărare canal corector

Piatra brută pentru umplerea gabioanelor poate fi de natură eruptivă sau sedimentară, dar fără fisuri sau crăpături. Așezarea acestora în carcasa metalice ale gabioanelor se face manual în vederea realizării unei bune împănări între fragmentele de piatră.

6.2. Alunecarea terasamentului liniei de cale ferată 216 Ilia - Lugoj la km.25+350 - km.25+500.

6.2.1. Caracterizarea generală a traseului liniei de cale ferată Ilia - Lugoj.

De la stația Jamul Mare (altitudine 102m) aflată pe frontiera româno - iugoslavă, linia urcă până la stația Gătaia (altitudine 153m) care este punctul cel mai înalt al traseului din zona de câmpie, apoi începe să coboare pe direcția nord - sud spre dealurile Buziașului până la renumita stațiune balneo - climaterică Buziaș (altitudine 118m). În continuare linia traversează Câmpia Lugojului până la stația Lugoj (altitudine 123m).

De la stația Lugoj linia urcă din nou pe dealurile Lipovei până la punctul cel mai înalt al traseului întâlnit în stația Holdea (altitudine 250m), de unde începe să oboare printr-o zonă bine împădurită pe direcția nord - est - sud - vest până la stația Ilia (altitudine 175m) situată în lunca de pe partea dreaptă a râului Mureș.

Făcând referire strict la porțiunea de traseu cuprinsă între localitățile Ilia și Lugoj, se poate menționa că începutul acestuia sub aspect geomorfologic și geologic este influențat de cursul râului Mureș aflat în partea stângă a liniei. La km.3+724 linia de cale ferată traversează râul Mureș după care traseul se îndepartează de albia râului intrând într-un relief colinar dat de dealurile Lipovei. În dreptul localității

Margina linia de cale ferată trece de la traseul colinar la un traseu de câmpie. De la Margina traseului liniei i se alătură pe partea dreapta râul Bega cu afluenții lui.

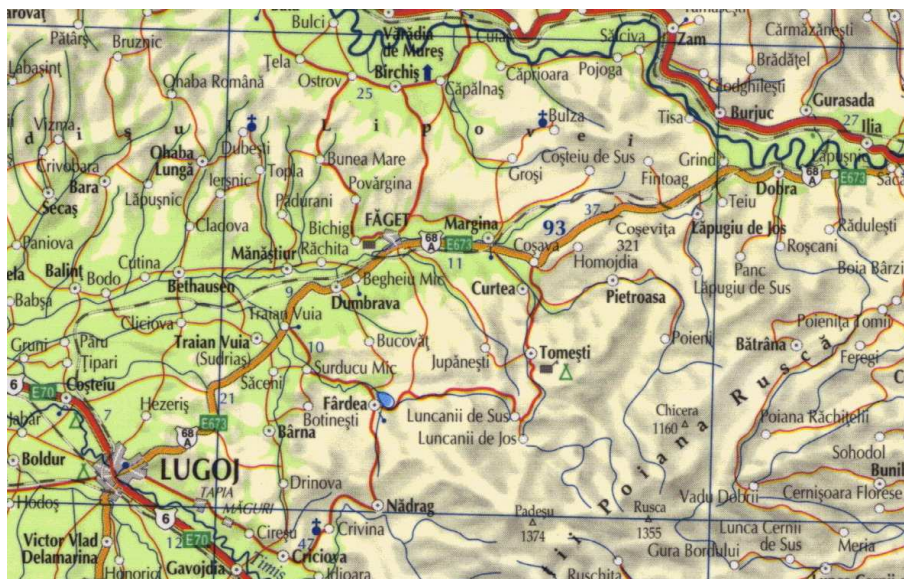


Fig.6.12. Zona traseului liniei de cale ferată Ilia - Lugoj

Până în dreptul localității Balint atât linia de cale ferată cât și râul Bega străbat împreună zona de câmpie. De aici însă traseul liniei de cale ferată deviază spre stânga, până în dreptul localității Coșteiu, unde întâlnește cursul râului Timiș, în continuare mergând aproximativ în paralel cu acesta până în stația Lugoj.

Sub aspect geologic (fig.6.13), în zonele terminale ale traseului liniei de cale ferată Ilia - Lugoj, stratificația terenului de bază de sub terasamentul căii este constituită din depozite aluviale (argile, prafuri, nisipuri, pietrișuri) caracteristice luncilor Mureșului și Timișului.

Între Lapugiu de Jos și Margina, unde traseul străbate zona cu relief colinar, predomină în stratificația terenului depozitele de natură deluvială, ce se caracterizează printr-o copertă de suprafață, alcătuită din pământuri argiloase - prăfoase pe alocuri și cu potențial contractil, care coroborate cu relieful facilitează producerea unor fenomene de instabilitate, în special alunecări de teren.

De la Margina și până în apropiere de Lugoj, respectiv de râul Timiș, stratificația terenului de bază este relativ eterogenă, alternând prezența locală atât a pământurilor argiloase și prăfoase (argile prăfoase, prafuri argiloase) cât și a celor nisipoase (începând cu nisipuri fine și mergând până la pietrișuri).

Sub aspect seismic traseul liniei c.f. Ilia - Lugoj, conform Normativului P100 - 2006, se încadrează în zona cu intensitate mai redusă, valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare fiind $a_g = 0,08g$, iar perioada de control (de colț) a spectrului de răspuns are valoarea $T_c = 0,7$ secunde.

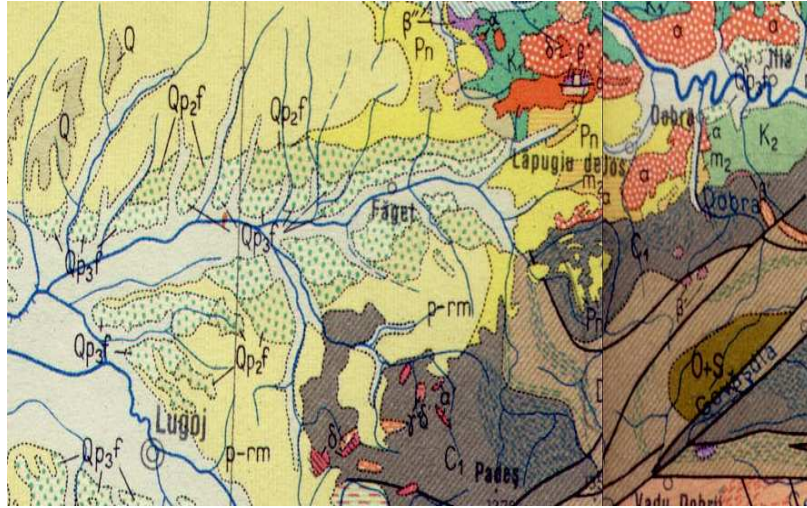


Fig.6.13. Detaliu geologic pe traseul liniei de cale ferată Ilia - Lugoj

6.2.2. Descrierea fenomenului de instabilitate produs la km.25+350.

La km.25+375 (fig.6.14), terasamentul căii ferate pare a fi așezat pe corpul unei vechi alunecări de teren, aspect trădat de morfologia terenului, de zonele de băltire din amonte de calea ferată, de umiditatea terenului de la baza taluzului rambleului din partea dreaptă și de vegetația arborescentă din zonă (arbori înclinați).



Fig.6.14 Terasament km.25+375

Fenomenele de instabilitate care au afectat terasamentul căii ferate s-au manifestat inițial prin tasări la nivelul platformei, situație în care, pentru menținerea în circulație a liniei, personalul de întreținere a burat calea cu piatră spartă.

În continuare fenomenul de instabilitate a devenit ruptural, cedând baza taluzului rambleului din partea stângă, iar la nivelul platformei s-a format o suprafață de desprindere de circa 1,20m înălțime.

La km.25+480 terasamentul căii ferate este subtraversat de un podeț tubular, spre care sunt dirijate apele de suprafață, din zonă.

După podeț, pe intervalul km.25+600 - km.25+700, pe partea dreaptă terasamentul căii ferate a fost afectat anterior de fenomene de instabilitate, motiv pentru care pe acest interval au fost executat o rețea de drenuri orizontale.

Pe tronsonul analizat linia de cale ferată simplă și neelectrificată este executată în pantă spre Lugoj cu declivități de aproximativ 16‰ și 14‰ și în curbă la dreapta cu raza 243m.

Linia de cale ferată este executată în rambleu cu înălțimea de la 2m la 12m pe un profil de coastă în pantă spre dreapta. Pe partea stângă, între km.25+300 - km.25+475 există un șanț perat cu adâncimi ce variază de la 0,50m la 1,40m, care conduce apele la podețul tubular de la km 25+475. Datorită topirii zăpezii într-un interval de timp scurt și pe fondul precipitațiilor abundente căzute, în luna martie 2005, pe zona km.25+350 - km.25+500 s-a produs o tasare de aproximativ 1,2m a terasamentului, cu tendința de pierdere a stabilității prin alunecarea terasamentului pe o suprafață de rupere, a cărei frunte de desprindere a devenit vizibilă între km.25+380 - km.25+430. S-au evidențiat de asemenea burdușiri, crăpături, și rupturi ale șanțului de pe partea stângă.

Zona delimitată de km.25+350 și km.25+500 era considerată încă din anul 2004 ca fiind punct periculos categoria 2 (terasament tasabil), intervenindu-se des pentru menținerea liniei la parametrii normali cu buraje manuale și mecanice, completări ale prisme de piatră spartă. De asemenea, din data de 21.04.2004 circulația pe calea ferată s-a făcut cu viteza de 30km/h iar din 18.03.2005 cu 15km/h.

Comisia întrunită la data de 30.03.2005 pentru verificarea stării tehnice a terasamentului a constatat că fenomenele produse anterior au avansat, constituind un risc major pentru siguranța circulației trenurilor, și în consecință a hotărât închiderea circulației pe calea ferată (fig.6.15).



Fig.6.15. Linia de cale ferată Ilia - Lugoj km.25+350 km.25+500 înainte de închiderea totală a circulației

6.2.3. Investigații geotehnice.

În afară de observațiile făcute direct pe teren, investigarea geotehnică a zonei, în care terasamentul căii ferate a fost afectat de fenomenul de instabilitate, s-a făcut prin sondaje și foraje geotehnice, investigații geofizice și analize de laborator. Sondajele geotehnice executate, au fost de tipul puțurilor deschise, continuate cu foraje manuale de 3" și de tipul forajelor semimecanice Geopac de 7". Acestea au fost amplasate pe profile transversale ale căii ferate, sondajele având ca scop determinarea grosimii materialelor care au fost antrenate în fenomenul de instabilitate, natura și starea acestora, precum și identificarea terenului stabil, în care să se fundeze potențialele lucrări de consolidare.

Din sondaje s-au prelevat probe de teren, tulburate și netulburate, eșantioane care au fost analizate în laboratorul geotehnic din cadrul ISPCF - SA, în vederea determinării caracteristicilor fizico - mecanice ale pământurilor, indici geotehnici necesari stabilirii capacității portante și a stabilității terasamentului căii ferate. De asemenea, s-au prelevat probe de apă subterană, probe care au fost analizate de către colectivul de specialitate din cadrul PROED - SA, în vederea determinării agresivității acestora față de betoane și față de metale.

Investigațiile geofizice au fost executate prin metode seismice, electrometrice și georadar, acestea având ca scop determinarea direcțiilor de curgere a apelor subterane, a limitelor dintre terenul ebulat și terenul stabil.

Pe tronsonul de cale ferată afectat de fenomenul de instabilitate s-au executat trei profile geolitologice transversale, pe bază de sondaje geotehnice, pozițiile acestora fiind la km.25+385, km.25+405 și km.25+425.

Investigațiile geotehnice au demarat după raclarea unei părți din terasament, astfel ca la data realizării sondajelor nivelul platformei de pământ se afla cu circa 4m mai jos decât nivelul superior inițial al traverselor.

În pereții săpăturii, atât spre Iliia cât și spre Lugoj, sub materialele din prisma de piatră spartă, a fost depistat un strat din zgură negricioasă (fig.6.16), foarte umedă, de circa 1m grosime, strat a cărei grosime în zona centrală a alunecării crește.



Fig.6.16. Strat de zgură negricioasă în corpul rambleului

Sondajele și forajele geotehnice executate au evidențiat următoarele:

- în zona superioară a terasamentului s-a identificat un material de umplutură, constituit în general din pământ argilos, cu o stare de consistență redusă, excepție făcând, sondajul de la km.25+105, unde s-a interceptat o zgură negricioasă foarte umedă, la suprafață și saturată în adâncime;
- în profilul de la km.25+405, sub zgură, s-a interceptat umplutură argiloasă cu o stare de consistență redusă;
- în adâncime și spre Lugoj s-a constatat o îmbunătățire a stării de consistență a umpluturilor argiloase;
- excepție face profilul de la km.25+385, unde stare de consistență a umpluturilor argiloase este redusă și unde la limita cu terenul natural, pe o grosime de 0,50m s-a identificat un teren cu aspect de vechi sol vegetal, cu rădăcini de plante, plastic moale;
- terenul natural este constituit din formațiuni argiloase (fig.6.17), cu o stare de consistență relativ ridicată (plastic vârtoasă - sfărâncioasă);
- în profilul de la km.25+405, în terenul natural s-a semnalat o zonă cu oglinzi de fricțiune, cu aspectul unei vechi suprafețe de alunecare.



Fig.6.17. Teren natural - formațiuni argiloase

Probele de teren prelevate din sondaje au fost analizate în laboratorul geotehnic pentru determinarea caracteristicilor fizico - mecanice ale pământurilor, atât din terasamentul căii ferate cât și a celor din terenul natural, pe care este pus în operă rambleul.

Analizele de laborator efectuate pe probele de teren, prelevate din terenul natural au arătat că acesta este de natură argiloasă, fiind plastic consistent și cu plasticitate foarte mare, precum și tasare specifică mare.

Întrucât gradul de compactare al materialului de umplutură era foarte apropiat ca valoare de prescripțiile tehnice (STAS 7582-91) s-a procedat la analizarea terenului din terasament și sub aspectul potențialului de umflare - contracție, rezultând că materialul de umplutură poate fi încadrat, conform STAS 7582-91, la categoria C I.2 - argile grase, sau la categoria C I.8 - pământuri active, categorii de pământuri care sunt improprii, pentru execuția terasamentelor.

Analizele de laborator efectuate pe probele de teren, prelevate din terenul natural au arătat că și acesta este de natură argiloasă, prezentând plasticitate foarte mare, este plastic vârtos, însă cu tasare specifică și compresibilitate mare, respectiv cu potențial de umflare - contracție.

Apa subterană a fost interceptată sub formă de infiltrație în stratul de zgură negricioasă, doar în sondajul executat în axa liniei de cale ferată, km.25+405.

Apa provenită din infiltrație s-a cantonat în zona depresionară (pungă cu zgură), contribuind la înmuierea materialului de umplutură și implicit la scăderea caracteristicilor mecanice ale acestuia.

Investigațiile geofizice efectuate prin metode electrometrice au evidențiat că apele care ajung în terasamentul afectat de fenomenele de instabilitate produse, se infiltrează din zona de debleu, prin stratul de zgură și la limita dintre umplutură și terenul natural, prin vechiul sol vegetal, care nu a fost suficient îndepărtat la execuția terasamentului în rambleu.

Tot din investigațiile geofizice a mai rezultat că aceste ape aflate în corpul terasamentului au o direcție de curgere în lungul liniei, respectiv dinspre Ilia spre Lugoj.

Zona de băltire de pe partea stângă a șantului pereat se poate considera că este caracteristică pentru partea superioară a unor vechi suprafețe de alunecare.

O parte din apele din această zonă de băltire se infiltrează pe sub corpul terasamentului și se descarcă în aval de acesta, ceea ce explică umiditatea și dezvoltarea masivă a vegetației caracteristice, în imediata apropiere a bazei taluzului terasamentului din partea dreaptă.

Investigațiile geofizice au pus în evidență de asemenea, faptul că apele care se infiltrează din zona de băltire din amonte au o direcție de curgere perpendiculară pe calea ferată, respectiv de la stânga la dreapta liniei, aspect ce vine în sprijinul celor prezentate anterior.

Din analiza aspectelor evidențiate de investigațiile geotehnice efectuate rezultă că fenomenul de instabilitate care a afectat terasamentul liniei de cale ferată Ilia - Lugoj în zona km.25+350 - km.25+500 a fost complex ca mecanism de producere și dezvoltare, iar după părerea autorului tezei la producerea acestuia au concurat mai mulți factori, cum ar fi:

- morfologia și structura terenului natural, terasamentul căii ferate fiind așezat pe un bot de deal, afectat în timp de fenomene de instabilitate;
- natura și caracteristicile fizico - mecanice ale terenului natural de bază alcătuit din pământuri preponderent argiloase, cu plasticitate mare, consistență medie și potențial prezentând fenomene de contracție - umflare;
- natura și caracteristicile fizico - mecanice ale materialului de umplutură din corpul terasamentului, alcătuit din pământuri preponderent argiloase, cu stare de consistență scăzută, care sunt de asemenea active;
- prezența unui sol vegetal vechi, la limita terasament - teren natural, nivel pe care s-au infiltrat ape de suprafață;
- existența unui strat de zgură, permeabil, situat la baza prismului de piatră spartă, care a favorizat infiltrarea apelor de suprafață în corpul rambleului;
- existența șanțurilor umplute cu bolovani, pe partea stângă a rambleului, care deși în prima fază au avut un rol benefic, prin drenarea apelor, în final au dus la o infiltrare și mai profundă a apelor de suprafață.

Se apreciază că pe fondul unei perioade cu umiditate excesivă, cauzată de precipitații abundente, toți factorii enumerați anterior au condus la declanșarea alunecării care a afectat terasamentul de cale ferată.

Se menționează și faptul că, terasamentul liniei de cale ferată atât spre Ilia, cât și spre Lugoj a mai fost afectat de fenomene de instabilitate, asemănătoare ca mecanism de producere, cu cel prezentat, în sensul că ebulmentele s-au produs în urma unor precipitații abundente, dar pe fondul unui material de umplutură impropriu pentru terasamente de cale ferată.

6.2.4. Soluții tehnice de consolidare aplicate.

Având în vedere natura, intensitatea și cauzele fenomenelor de instabilitate care au afectat terasamentul liniei de cale ferată Ilia - Lugoj în zona menționată, determinând chiar închiderea completă a circulației, au fost stabilite, proiectate și aplicate următoarele soluții tehnice de consolidare (fig.6.18, 6.19, 6.20 și 6.21):

- refacerea terasamentului la partea superioară în zona km.25+315 - km.25+435, pe lungimea de 120m.
- contrabanchetă la baza rambleului pe partea stângă a liniei, între km.25+388 - km.25+446, în lungime de 58m.
- refacerea șanțului existent pe partea stângă a liniei de cale ferată, între km.25+150 - km.25+411, pe lungimea de 270m.
- retrasarea curbei și rectificarea niveleței.

Lucrările aferente soluțiilor tehnice de consolidare au fost executate în două etape:

- în etapa I-a, cu închiderea circulației pe calea ferată: refacerea terasamentului la partea superioară, retrasarea curbei și rectificarea niveleței;
- în etapa a II-a, după deschiderea circulației pe calea ferată: contrabancheta de la baza rambleului, refacerea șanțului existent și protecția taluzurilor.

6.2.4.1. Refacerea terasamentului la partea superioară în zona km.25+315 - km.25+435, pe o lungime de 120m.

Lucrarea a constat în decapări în terasamentul vechi de sub linia de cale ferată pentru îndepărtarea materialului necorespunzător cu refacerea și ranforsarea terasamentului nou cu geogriile, pentru aducerea elementelor geometrice ale platformei la valorile corespunzătoare.

Decapările s-au executat pînă la adâncimea -2m față de NST la începutul intervalului, avansând în trepte pînă la cota maximă -6m față de NST, măsurată în dreptul firului interior de șină.

Terasamentul s-a refăcut din balast de râu, sort 0 - 70mm, compactat la un grad de compactare de minim 95% - 98% Proctor Normal, în funcție de adâncime, conform STAS 7582-91.

Terasamentul s-a refăcut cu taluzuri având panta 2:3, care s-au protejat cu georețele și cu pământ vegetal în grosime de 10cm.

Terasamentul (umplutura din balast) s-a armat la bază cu geogriile cu rezistența la întindere R 110kN/m, dispuse la distanța pe verticală 0,50m și cu geogriile R 55kN/m dispuse la distanța 1m pe verticală pe restul înălțimii.

Fața superioară a terasamentului s-a amenajat cu 2 pante de 5% spre exterior.



Fig.6.18 Refacere terasament
km.25+315 ... km.25+435

Stratul de repartiție s-a refăcut din balast sort 0,10 - 70mm, compactat la un grad de compactare de 98% Proctor Normal. Grosimea stratului de repartiție este de 30cm. Fața superioară stratului de repartiție s-a amenajat cu 2 pante de 5% spre exterior.

Platforma s-a ranforsat cu geotextil neșesut așternut la baza stratului de repartiție pe toată suprafața, peste care s-a montat o geogrilă biaxială R 30 kN/m cu lățimea de 4m, așternută simetric față de axul căii ferate

6.2.4.2. Contrabanchetă pe partea stângă a liniei de cale ferată între km.25+388 - km.25+446, în lungime de 58 m.

Contrabanchetă s-a executat pe partea stângă (fig.6.20), la cota -7m față de NST, cu lățimea 6m și înălțimea variind de la 0,75m la 5,30m. Săpătura pentru execuția contrabanchetei a fost făcută în trepte de 0,70m înălțime.

Contrabanchetă a fost realizată din balast, sort 0 - 70mm, cu excepția stratului de 0,70m grosime de la bază, care a fost executat din pământul provenit din decapări.

Umplutura s-a realizat cu un taluz cu înclinarea 2:3 cu un grad de compactare minim 95% Proctor Normal. Bancheta a fost amenajată cu panta 5% spre exterior.

Umplutura din contrabanchetă a fost armată cu geogrilă cu rezistența R 55kN/m dispuse la distanța 0,70m pe verticală.

Bancheta cu lățimea 6m s-a protejat cu pământ vegetal în grosime de 15cm grosime iar taluzul cu panta de 2:3 cu georețele și cu pământ vegetal în grosime de 10cm.



Fig.6.20 Contrabanchetă armată cu geogriile

În profilele transversale din fig.6.22, 6.23 și 6.24, se poate urmări alcătuirea constructivă a terasamentului refăcut și consolidat precum și a contrabanchetei executate între km.25+388 și km.25+446.

6.2.4.3. Refacerea șanțului existent pe partea stângă a căii ferate între km.25+150 - km.25+441, pe o lungime de 270m.

La șanțul pereat existent pe partea stângă s-au prevăzut lucrări de refacere pe zonele în care acesta era degradat, respectiv între km.25+150 (zona platformei de depozitare a balastului) și km.25+411, pe lungimea de 270m.

Șanțul a fost executat aproximativ pe amplasamentul inițial, dar la distanța minimă de 4,10m față de axa căii ferate în zona de debleu după care s-a depărtat de axa căii ferate și s-a executat la minim 1m distanță de piciorul rambleului.

Șanțul a fost realizat cu panta spre Lugoj. S-a urmărit ca panta maximă a șanțului să fie 6% și de aceea a fost necesară introducerea unor trepte de 50cm înălțime.

Având în vedere configurația terenului și dimensiunile șanțului existent care a fost demolat, șanțul pereat s-a executat cu adâncimea de 0,50m (secțiune 50 x 50 x 40cm) pe zona km.25+150 - km.25+388 și cu adâncimea 1m (secțiune 100 x 100 x 40cm) pe distanța km.25+ 388 - km.25+411.

Pe toată lungimea sa, șanțul a fost executat din perete zidit de 20cm grosime din piatră brută și mortar de ciment, pe fundație din beton clasa C8/10. Peretele a fost rostuit cu mortar de ciment clasa M100.

Între tronsoanele de șanț (din 3 în 3 metri) și la trepte s-au prevăzut rosturi verticale de separație din 2 foi de carton bitumat.

La capete, șanțul refăcut s-a racordat la cel existent, urmărindu-se ca pe toată lungimea să aibă pantă de scurgere spre podețul de la km.25+475, astfel încât apa să nu stagneze în șanț sau să se infiltreze în terasament.



Fig.6.21 Șanț pentru scurgerea apelor km.25+310

6.2.4.4. Retrasarea curbei și rectificarea niveletei.

Pe zona pe care a fost afectată de tasare și alunecare linia de cale ferată s-a adus la poziție relativ apropiată de cea existentă, atât în plan cât și în profil longitudinal.

În plan a rezultat o curbă cu raza $R = 243\text{m}$, cuprinsă între km.25+340 și km.25+630, având lungimea curbei de racordare la intrare $L_r = 65\text{m}$ și cea a curbei de racordare la ieșire $L_r = 50\text{m}$.

Această curbă se leagă la traseul existent, aflat de asemenea în curbă, prin puncte de inflexiune (fără aliniamente).

În profil longitudinal s-a proiectat un element de profil cu declivitatea $i = 13,9\%$ între km.25+350 și km.25+450.

Autorul tezei de doctorat consideră necesar ca în cadrul programelor viitoare de R.K. să se realizeze o îmbunătățire a profilului longitudinal prin execuția unor elemente de profil de minim 200m.

În profilele transversale din fig.6.22, 6.23, 6.24 se poate urmări alcătuirea constructivă a terasamentului refăcut și consolidat, inclusiv contrabancheta executată între km.25+388 și km.25+446.

6.2.5. Concluzii.

Urmărirea ulterioară a comportării în exploatare a terasamentului refăcut și consolidat, pe porțiunea liniei de cale ferată Ilia - Lugoj, delimitată de km.25+350 și km.25+500, a arătat că aceasta este bună, terasamentul având stabilitate. Acest lucru dovedește pe de o parte, că rezultatele investigațiilor geotehnice au fost corect interpretate, în ceea ce privește stabilirea cauzelor declanșării alunecării și a

mecanismului de producere și dezvoltare, iar pe de altă parte, că soluțiile tehnice de consolidare aplicate au fost corespunzătoare și eficiente.

Legat de investigațiile geotehnice efectuate, se remarcă atât volumul și diversitatea lor cât mai ales calitatea rezultatelor acestora, fapt care a facilitat elucidarea cauzelor principale ale fenomenului de instabilitate a terasamentului precum și adoptarea unor soluții tehnice eficiente de consolidare.

În același timp din analiza detaliată a aspectelor fizico - teoretice și practico - ingineresti, aferente studiului de caz prezentat, rezultă importanța pe care o are activitatea de urmărire și control, respectiv de întreținere a căilor ferate, în general și a terasamentelor acestora în particular, mai ales a rambleurilor înalte, pentru asigurarea eficienței și siguranței transportului feroviar.

Pentru cazul analizat, autorul tezei apreciază că în cadrul programelor viitoare de RK este necesar să se realizeze îmbunătățirea profilului longitudinal, prin execuția unor elemente de profil pe minim 200m, față de 100m, cât s-a prevăzut inițial.

6.3. Refacere și consolidare zid de sprijin pe linia de cale ferată 116 Simeria - Petroșani km.60+700 - km.60+800.

6.3.1. Caracterizarea generală a traseului liniei de cale ferată Simeria - Petroșani.

Calea ferată Simeria - Petroșani pornește din stația Simeria (altitudine 193m) și urcă pe valea Streiului până la stația Subcetate (altitudine 292m), traversând țara Hațegului situată între Munții Poiana Ruscă și Munții Sebeșului.

De la Subcetate linia trece în bazinul Jiului și urcă în continuare pe valea Streiului până la stația Bănița (altitudine 727m), traversând Carpații Meridionali între Retezat și Parâng până la stația Petroșani.

Calea ferată Simeria - Petroșani are declivități maxime de 14mm/m, rezistență caracteristică maximă de 22kg/t, raze minime de 180m și 184 lucrări de artă.

Referitor strict la porțiunea de traseu cuprinsă între stațiile Simeria și Petroșani, din punct de vedere al condițiilor geografice și de relief traseul liniei de cale ferată Simeria - Petroșani se caracterizează printr-un relief depresionar caracteristic depresiunii Hațegului. Pe distanța Livadia - Petroșani traseul este caracterizat de relief montan, în partea dreaptă fiind situați Munții Retezat iar în partea stânga fiind Munții Șureanu.

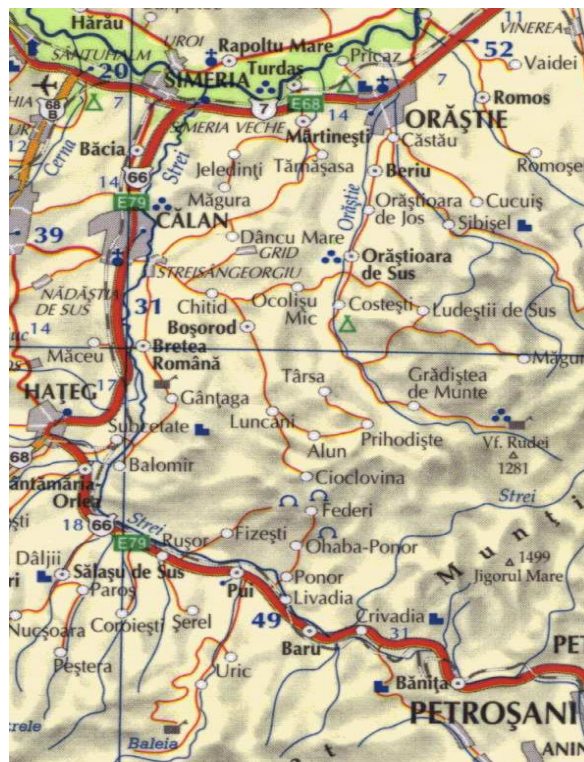


Fig.6.25 Traseul liniei de cale ferată Simeria - Petroșani

De la stația Simeria și până în dreptul stației Bănița, traseul liniei de cale ferată este situat pe partea stângă a râului Strei, un râu care izvorăște din Munții Șureanu, Vârful Bătrâna (altitudine 1793m), iar în dreptul localității Simeria se varsă în râul Mureș.

Sub aspect geologic (fig.6.26), pe prima porțiune a traseului liniei de cale ferată Simeria - Petroșani stratificația terenului de bază este constituită din cernoziomuri carbonatice. Între Halta Călan și Halta Ponor, traseul străbate zona cu relief colinar, predominând în stratificația terenului depozitele de natură deluvială care se caracterizează prin existența pământurilor argilos - prăfoase, care favorizează alunecările de teren.

Ultima parte a traseului, unde zona străbate zona cu relief montan, în stratificația terenului sunt întâlnite solurile brune acide și solurile brune de pajiști alpine, iar în unele locuri roci stâncoase la zi.

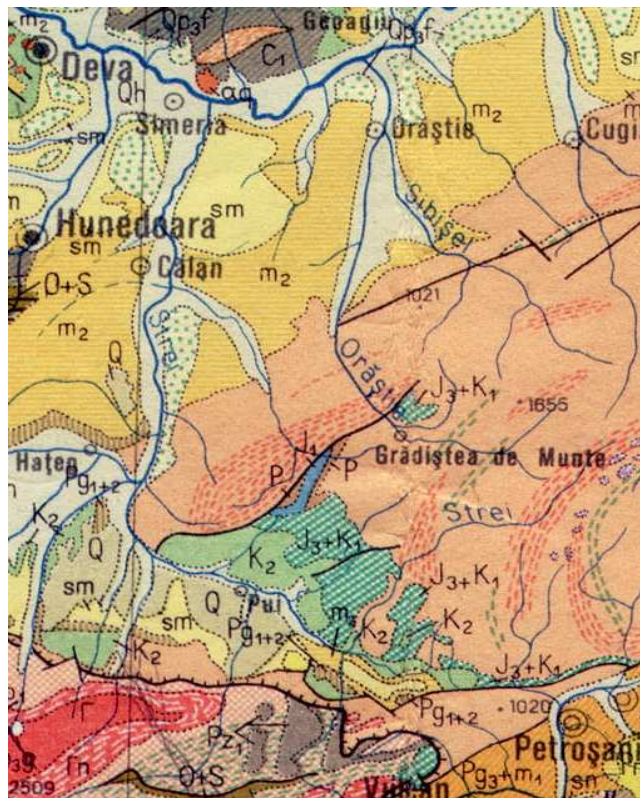


Fig. 6.26 Detaliu geologic pe traseul liniei de cale ferată Simeria - Petroșani

Sub aspect seismic, traseul liniei de cale ferată Simeria - Petroșani, în conformitate cu Normativul P 100/1-2006 din România se încadrează în zona seismică având valoarea de vârf a accelerației terenului pentru proiectare $a_g = 0,08g$ și perioada de colț $T_c = 0,7sec.$, pentru cutremure cu interval mediu de recurență IMR = 100 ani.

6.3.2. Descrierea fenomenului de instabilitate a versantului și de cedare a zidului de sprijin de la km.60+700 - km.60+800.

Porțiunea de linie la care se referă studiul de caz se află pe linia de cale ferată 116 Simeria - Petroșani, dubla II, între stațiile Crivadia și Merișor.

Pe această porțiune calea ferată are profil transversal tip debleu asimetric, săpătura fiind executată la partea terminală a unui bot de deal, ceea ce a condus la înălțimi mai mari ale taluzului stâng (în jur de 8 - 9m), față de cel de pe dreapta (în jur de 4m).

La dublarea liniei în anul 1984, lățirea debleului s-a făcut pe partea stânga, mărindu-se înălțimea taluzului, care corelată cu natura terenului din taluz a impus realizarea unor sprijiniri, iar taluzul din dreapta a rămas în continuare nesprjinit. Sprijinirea taluzului din partea stângă s-a făcut cu un zid de sprijin, cu șanț în față executat în fundație, elevația zidului la partea inferioară fiind din beton monolit, iar la partea superioară din fâșii prefabricate din beton armat (fig. 6.27).



Fig. 6.27 Linia de cale ferată 116 Simeria - Livezeni km.60 + 750

În anul 1991 s-a executat prelungirea zidului de sprijin spre stația Simeria, pe zona km.60+650 - km.60+709. Zidul s-a executat cu elevația din beton monolit.

În decursul timpului, pe zona din vecinătatea coronamentului zidului au existat aproape în permanență bălțiri ale apelor provenite din precipitații și izvoare. În anul 1998 s-au produs alunecări pe versant în spatele zidului de sprijin, care au dus la deplasarea unei mase de pământ peste coronamentul zidului de sprijin până pe platforma căii ferate (fig.6.28). Aceste alunecări au format pe versant mici depresiuni longitudinale prin care circulau apele de șiroire.

Frontul alunecării spre linie a fost de 15 - 20m, având o extindere de 40 - 50m. Zona cu maximă intensitate a alunecării s-a situat tot în dreptul km.60+750, unde pe versant există un organism torențial foarte activ. Cu toate că are o lungime destul de mică și activitatea sa nu este permanentă (are ape numai în perioadele cu precipitații), torentul și-a creat o vale cu maluri abrupte, săpate în prafurile nisipoase ușor erodabile. Valea creată se ramifică în amonte sub forma

unor digitații, care se extind din ce în ce în suprafață, lărgindu-și aria de recepție a precipitațiilor



Fig.6.28 Alunecare versant peste zidul de sprijin

În cadrul lucrărilor de consolidare realizate atunci, ISPCF a elaborat o documentație pe baza căreia pe versant în spatele zidului de sprijin s-au executat 3 drenuri transversale cu spice și un șanț de gardă în spatele coronamentului zidului de sprijin.

În urma precipitațiilor abundente din luna martie 2005 și a topirii bruște a zăpezii, fenomenele de instabilitate a versantului au evoluat, astfel că la sfârșitul lunii zidul de sprijin prezenta o deplasare fâșiilor prefabricate spre calea ferată și o cedare a elevației din beton monolit (fisuri și crăpături cu deschidere până la 120mm, beton desprins și căzut, rosturi între tronsoane deschise) pe zona cuprinsă între km.60+740 - km.60+760 (fig.6.29). La unul dintre tronsoane s-au înregistrat deplasări ale fâșiilor față de tronsonul alăturat de până la 150mm spre calea ferată.

Pentru urmărirea evoluției fenomenului de deformare a zidului, Secția L9 Simeria a montat 3 martori între fâșiile tronsoanelor. Ca urmare a problemelor apărute, zona a fost introdusă în evidența punctelor periculoase la categoria I, fiind urmărită zilnic.

În urma ploilor abundente căzute în luna aprilie, alunecarea versantului a devenit mai activă, fisurile, crăpăturile de la șanțul de gardă și deformațiile la zid au evoluat, pierderea stabilității zidului de sprijin fiind iminentă. Pe data de 12.04.2005 s-a luat măsura de închidere a circulației pe firul II între stațiile Crivadia și Merișor.

În noaptea de 19.04.2005, patru tronsoane ale zidului de sprijin (aproximativ tronsoanele din mijloc) de zid s-au prăbușit (fig.6.30), ulterior prăbușindu-se și tronsoanele de zid adiacente.



Fig. 6.29 Deplasarea fâșiiilor prefabricate și cedarea elevației

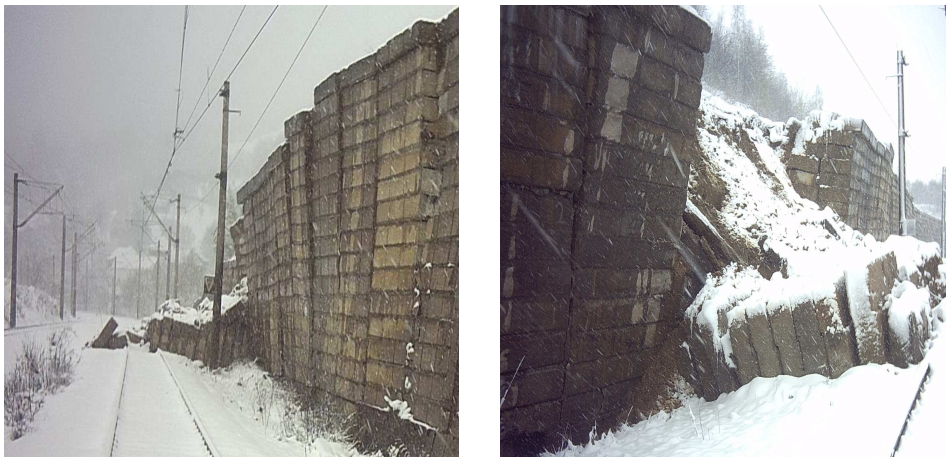


Fig. 6.30 Prăbușirea completă a zidului de sprijin

6.3.3. Investigații geotehnice.

În vederea stabilirii cauzelor care au produs fenomenul de alunecare s-au făcut 5 sondaje la km.60+724, 60+741, 60+758, 60+787 și 60+836. În urma interpretării datelor obținute din sondajele geotehnice și din analizele de laborator a rezultat că în zona de suprafață a terenului, pe o grosime de 2 - 3m, se găsesc pământurile care au fost antrenate în alunecare, fiind alcătuite în principal din prafuri nisipoase - argiloase, de consistență foarte redusă (moale sau plastic consistent - moale), având pe alocuri și fragmente de calcar.

În continuare pe adâncime urmează pământuri de aceeași natură, dar mai puțin înmuiate, având o stare de consistență plastic vârtoasă.

Sub masa de pământ înmuiat de la suprafață, forajele au avut o înaintare greoaie din cauza durității excesive a deluviilor foarte vechi și foarte consolidate (tari și foarte tari). Litologic această depunere deluvială este formată din prafuri argiloase, prafuri nisipoase, argile prăfoase, argile nisipoase, nisipuri prăfoase și nisipuri curate (sub forma de corpuri lentiliforme).

Analiza mecanismului de producere a alunecării de teren a pus în evidență două niveluri la care s-au constatat pierderi de stabilitate în masa pământurilor din versant.

Un prim nivel se găsește în zona de suprafață a terenului, până la adâncimi de 2 - 3m, unde se face simțită influența directă a apelor de infiltrație, care înmoaie pământurile aducându-le la consistențe foarte reduse și le mărește greutatea volumică, determinând deplasarea lor pe pantă, cu caracter de semicurgere, pe suprafața deluviilor puternic consolidate, tari și semitari.

Un alt nivel situat mai de adâncime (la aproximativ 6 - 7m adâncime), care a fost pus în evidență pe baza forfecărilor forajelor, a planurilor de alunecare observate în carotele recuperate din foraje și a zonelor cu oglinzi de fricțiune observate în carote. În zona dinspre linia de cale ferată, planul de alunecare se situează în jurul cotei platformei căii, fiind în cuprinsul deluviilor prăfoase argiloase - nisipoase, tari și semitari. Formarea sa a avut loc în perioada cât taluzul a rămas deschis și supus acțiunii intemperiilor, la săpăturile realizate pentru lărgirea platformei ocazionate de dublarea liniei de cale ferată. Acesta este nivelul la care împingerile din versant au fost foarte puternice, determinând degradările zidului de sprijin.

Apa subterană a fost întâlnită în sondaje rar și numai ca apă de infiltrație la niveluri foarte variate, în funcție de posibilitatea de circulație locală pe care o oferă terenul. Apa subterană prezintă agresivitate carbonică slabă și foarte slabă față de betoane, iar față de metale o agresivitate puternică și medie.

6.3.4. Lucrări proiectate.

Pentru rezolvarea problemelor apărute la zidul de sprijin de la km.60+750 a fost necesară refacerea lucrării de sprijinire a versantului pe zona pe care zidul de sprijin a fost distrus, consolidarea zidului existent, terasarea versantului și asigurarea colectării și evacuării apelor de suprafață și de adâncime.

În acest scop s-a prevăzut executarea următoarelor lucrări de consolidare (fig.6.31):

a.) Între km.60+721 - km.60+781:

- sprijinire versant cu coloane din beton armat cu diametrul $D = 1.08m$, solidarizate cu grindă de beton armat și ancorate cu tiranți pretensionați; lungime sprijinire = 60m
- zid - mască în fața coloanelor din beton armat.
- dren longitudinal în spatele lucrării de sprijinire din coloane verticale drenante din pietriș.

b.) Între km.60+781 - km.60+875:

- consolidare zid existent cu ranforți din beton armat și tiranți pretensionați dispuși la rosturile verticale dintre prefabricatele de zid; lungime consolidare = 94m
- dren longitudinal în spatele zidului existent din coloane verticale secante din pietriș

c.) Șanț de gardă pereat în spatele lucrării noi de sprijinire și zidului de sprijin existent între km.60+650 - km.60+925, L = 275m

d.) Drenuri transversale pe versant cu spice:

e.) Taluzare versant stâng în spatele lucrării noi de sprijinire și zidului de sprijin existent: între km.60+700 - km.60+900, L = 200m

6.3.4.1. Lucrări de sprijinire a versantului între km.60+721 și km.60+781.

Lucrarea s-a executat pe zona pe care s-au prăbușit tronsoanele de zid. S-a adoptat soluția de sprijinire constând din coloane de beton armat cu diametrul $D = 1,08\text{m}$, dispuse pe un rând, la distanța de 11m față de axa căii ferate, dubla II. Coloanele au fost solidarizate la partea superioară cu grindă din beton armat. Cu un panou de grindă având lungimea de 6m au fost solidarizate 4 coloane (fig. 6.32).



Fig.6.32 Coloane din b.a. solidarizate cu grinda din b.a. și ancore cu tiranți pretensionați

Distanța între coloane în lungul liniei a fost 1,50m interaxe. Lungimea de încastrare a coloanelor a fost de 6m sub planul de alunecare de adâncime, pentru care s-a făcut dimensionarea lucrării de sprijinire, în deluviul vechi și consolidat constituit din prafuri argiloase, prafuri nisipoase, argile prăfoase, argile nisipoase, nisipuri prăfoase.

Coloanele din beton armat au fost executate prin forare cu instalația tip Benotto, cu diametru foraj de 1080mm.

Pentru realizarea lucrării de sprijinire a fost necesar un număr de 40 coloane. Coloanele s-au executat de pe o platformă de lucru amenajată la o cotă cu +4,50m față de NST, platforma de lucru având lățimea 8,50m. Pentru a evita decapările mari în versant, care ar fi putut periclita stabilitatea acestuia, realizarea lățimii platformei a necesitat execuția unei umpluturi provizorii de pământ spre calea ferată, care a acoperit parțial dubla II de linie.

După execuția grinzii de solidarizare, s-au executat tiranții pretensionați, câte trei la fiecare panou de sprijinire, în total 30 tiranți cu lungimea 18m. Tiranții au fost confecționați din 24 sârme SBP cu diametrul $\phi = 7\text{mm}$.

În fața coloanelor din beton armat a fost executat un zid - mască. De asemenea, a fost refăcut șanțul de platformă în fața lucrării de sprijinire. În spatele lucrării de sprijinire cu coloane din beton armat, în dreptul fiecărui panou de sprijinire au fost executate câte trei coloane drenante cu adâncimea 5,50m. Forajele executate cu instalația tip Benotto sau umplut cu pietriș sort 3 - 31mm.

6.3.4.2. Lucrări de consolidare a zidului de sprijin existent, între km.60+781 și km.60+875.

Consolidarea zidului de sprijin existent s-a realizat cu ajutorul ranforților din beton armat ancorați cu tiranți pretensionați fixați în teren.

În prima fază s-a început refacerea paramentului din beton monolit al zidului, la refacerea parțială a șanțului de platformă și la amenajarea lui în vederea execuției ranforților. În dreptul ranforților, pe fundul șanțului au fost montate tuburi din beton cu diametrul $D = 400\text{mm}$ și lungime 1m pentru asigurarea scurgerii apelor, după care șanțul s-a umplut cu beton.



Fig.6.33 Ranforți din b.a. dispuși la rosturile verticale dintre fâșiile prefabricate

Au fost executați 31 ranforți din beton armat dispuși la rosturile verticale dintre fâșiile prefabricate, cu lățimea de 1m, lungimea cuprinsă între 6 și 7,50m și având grosimea 0,50m (fig.6.33).

Ancorarea ranforților s-a realizat cu 62 tiranți pretensionați (fig.6.34), câte 2 pentru fiecare ranfort, având lungimea de 16m - 20m. Tiranții au fost confecționați din 24 sârme SBP cu diametrul $\phi = 7\text{mm}$.

În spatele zidului existent s-au executat 93 coloane drenante cu adâncimea 7m, câte trei în dreptul fiecărui tronson de 3m lungime de fâșii prefabricate.

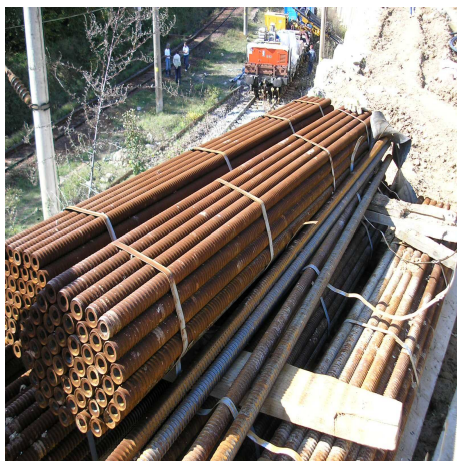


Fig.6.34 Tiranți

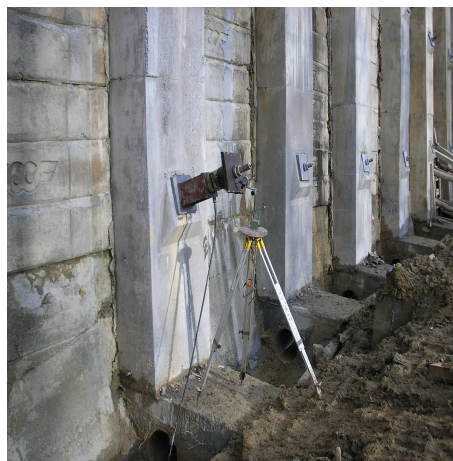


Fig.6.35 Pretensionarea tiranților

6.3.4.3. Șanț de gardă perat

Șanțul de gardă executat inițial în spatele coronamentului zidului de sprijin, distrus în zona lucrării de sprijinire cu coloane de beton armat și degradat pe restul zonei a fost demolat și refăcut pe zona km.60+650 - km.60+925 pe un amplasament nou (fig.6.36 și fig.6.37), la distanța 13,55m față de axa căii ferate dubla II.



Fig. 6.36 Șanț de gardă perat km.60+650 ... km.60+925

Șanțul s-a executat cu secțiunea 50 x 50 x 40cm, și este din perete zidit de piatră brută de 20cm grosime pe fundație din beton clasa C 8/10 de 20cm grosime.

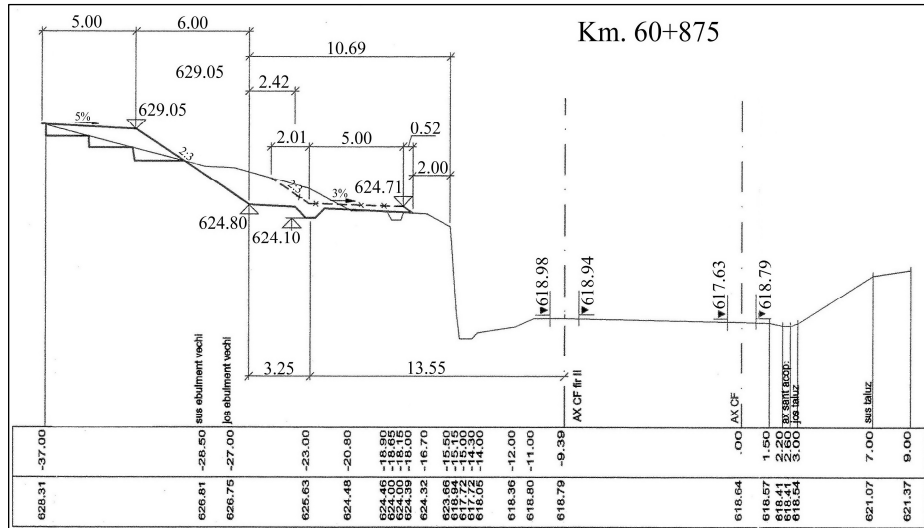


Fig.6.37 Profil transversal km.60+875

6.3.4.4. Drenuri transversale pe versant cu spice.

Drenurile transversale existente (km.60+751 și km.60+806), au fost refăcute și suplimentate cu încă două drenuri transversale noi la km.60+780 și km 60+833.

Drenurile sunt prevăzute cu câte 2 spice și cu cămin de vizitare la intersecția acestora cu ramura principală. Drenurile s-au realizat din pietriș sort 3 - 31mm pe înălțimea de 1m deasupra radierului și din pietriș sort 0,10 - 70mm pe restul înălțimii. Apa colectată de drenuri se evacuează prin barbacanele montate în capetele de dren și este dirijată în șanțul de gardă (fig.6.38).



Fig.6.38 Evacuarea apei prin barbacane și șanțul de gardă

6.3.4.5. Terasare versant.

Terasarea versantului a fost executată pe o lungime de 200m, între km.60+700 și km.60+900. Terasarea s-a realizat în trepte cu înălțimea 4m și lățimea 5m. Atât lucrările de săpătură cât și cele de umplutură s-au executat cu taluzuri 2:3 și banchete cu înclinarea 5% spre calea ferată.

Taluzele și banchetele obținute după terasarea versantului s-au îmbrăcat cu pământ vegetal, s-au însămânțat cu semințe de iarbă și s-au plantat puieți de arbori.

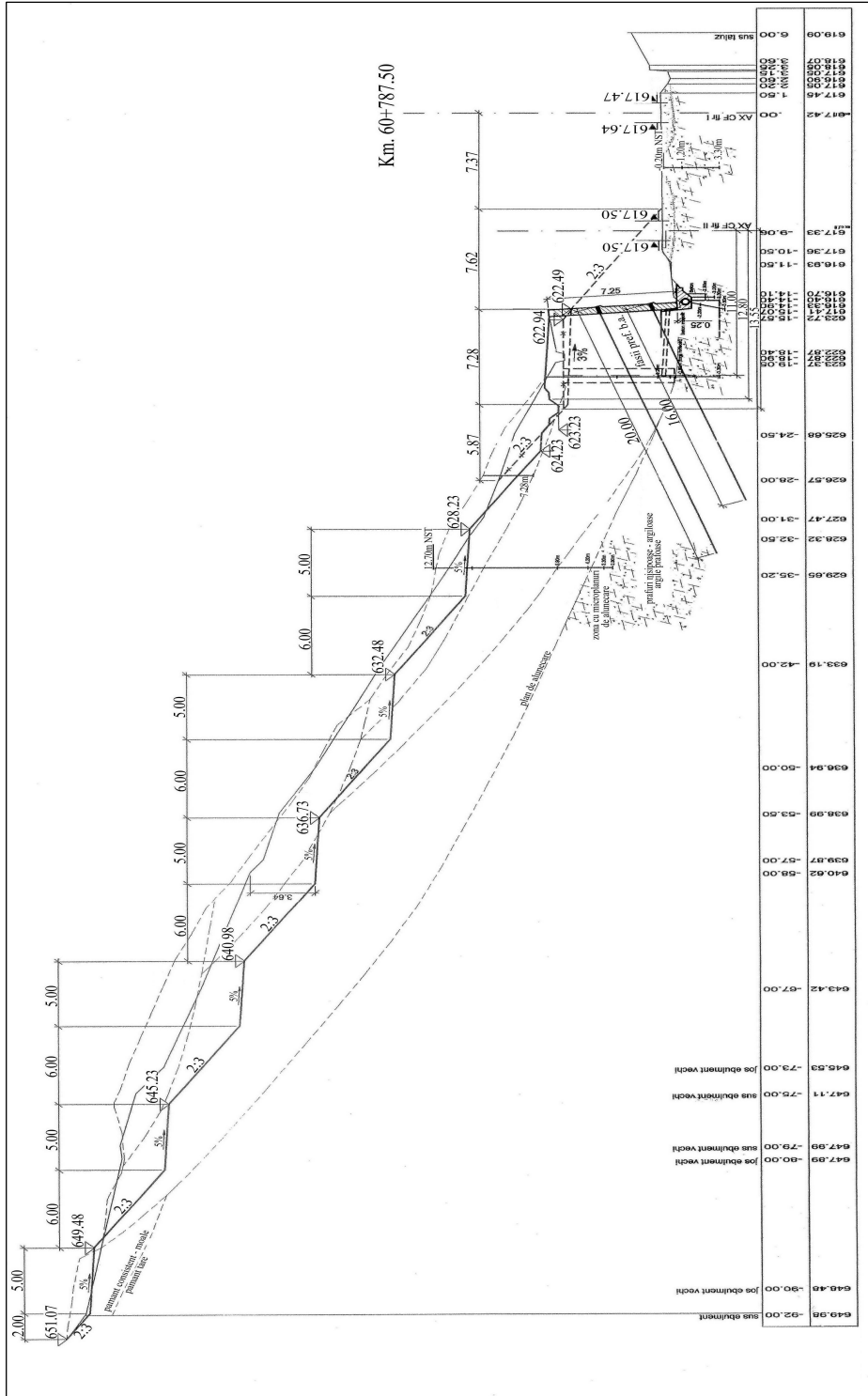


Fig. 6.39 Terasarea și evacuarea apelor de pe versant



Fig.6.40 Detalii terasare versant și evacuarea apei

În figurile 6.41, 6.42 și 6.43 sunt prezentate spre exemplificare profile transversale curente prin lucrarea de consolidare realizată, din care rezultă complexitatea și diversitatea soluțiilor tehnice adoptate.



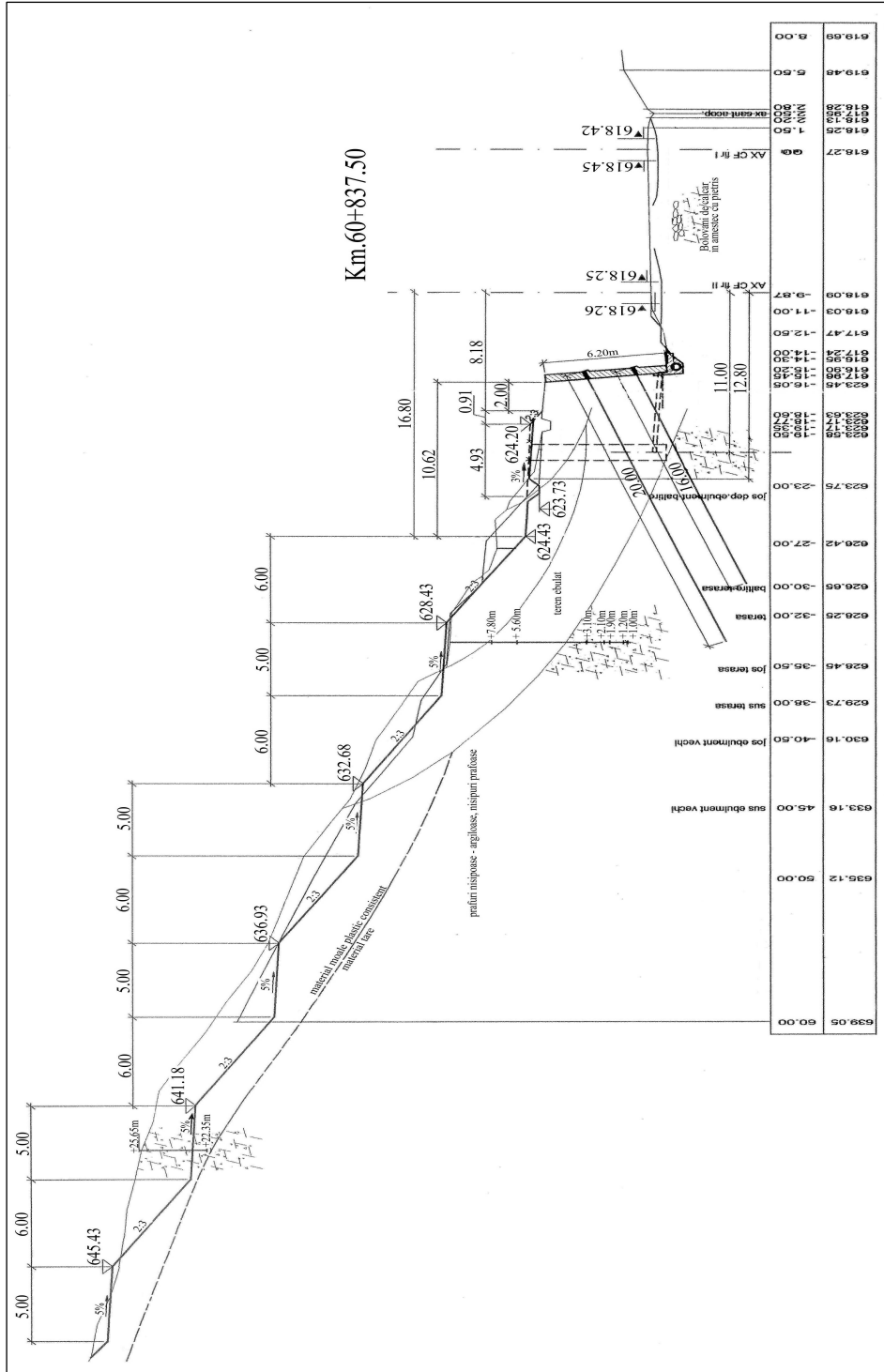


Fig.6.43 Profil transversal km.60+837.50

6.3.5. Concluzii.

Din analiza efectuată asupra acestui studiu de caz, rezultă complexitatea sa, atât prin fenomenele de instabilitate care au afectat lucrările de artă respective și versantul adiacent, cât și prin soluțiile tehnice aplicate la execuția lucrărilor de consolidare. Din rândul soluțiilor tehnice eficiente care au fost aplicate se pot menționa atât coloanele forate cât și ranforții, precum și ancorajele cu tiranți pretensionați fixați în teren.

De asemenea, chiar dacă reprezintă o soluție clasică, prin realizarea drenurilor transversale pe versant (în vederea colectării apelor) și a barbacanelor, s-a rezolvat eliminarea principalului element care a favorizat destabilizarea versantului din spatele zidului de sprijin.

Se subliniază și în acest caz, rolul important pe care l-au avut investigațiile geotehnice și rezultatele acestora în stabilirea cauzelor fenomenelor de instabilitate și a stabilirii unor situații tehnice eficiente de consolidare.

Urmărirea ulterioară a consolidării arată o bună comportare a tuturor elementelor componente ale acesteia, ceea ce denotă că soluția tehnică adoptată a fost corespunzătoare și eficientă.

Cap.7. CONCLUZII FINALE

7.1. Concluzii generale.

Transporturile reprezintă un domeniu important al activității economico - sociale pentru că prin intermediul lor se efectuează deplasarea în spațiu a bunurilor și oamenilor în scopul satisfacerii necesităților materiale și spirituale ale societății omenești.

Dezvoltarea, diversificarea și modernizarea transporturilor pe calea ferată au fost determinate de extinderea și intensificarea producției și a circulației mărfurilor.

Având în vedere necesitatea realizării legăturilor dintre producție și consum, transporturile sunt acelea care deplasează bunurile obținute în celălalte ramuri ale producției materiale din locul în care au fost produse la cel în care urmează a fi consumate în cadrul pieței interne și internaționale.

Transportul pe calea ferată, eficient și nepoluant, va conduce, în viitor la sporirea continuă a capacității de transport. Acest lucru poate fi realizat doar prin sporirea greutateii pe osie, prin creșterea vitezei de circulație și nu în ultimul rând prin creșterea intensității circulației și dezvoltarea transportului intermodal.

Pentru a face față noilor cerințe ale traficului pe calea ferată trebuie să se pună accentul pe realizarea de noi linii de viteză mai mare, care să poată suporta și sporirea greutateii pe osie, dar în aceeași măsură să se treacă treptat la reabilitarea liniilor de cale ferată existente.

Pentru a exista o intervenție eficientă la reabilitarea infrastructurii feroviare este necesară cunoașterea și analizarea amanunțită a condițiilor zonale din punct de vedere geografic, geomorfologic, geotehnic și hidrologic.

Pornind de la importanța infrastructurii feroviare în România și de la necesitatea îmbunătățirii și modernizării acesteia, în capitolul 1 al tezei de doctorat este prezentat un scurt istoric al dezvoltării transportului feroviar la noi în țară, începând cu perioada concesiunilor, continuând cu înființarea instituției C.F.R. și trecerea tuturor liniilor de cale ferată în patrimoniul statului român.

O problemă importantă, atât pentru proiectarea și execuția de noi linii de cale ferată cât și pentru reabilitarea, modernizarea și întreținerea celor existente, o constituie evaluarea corectă a încărcărilor care acționează asupra suprastructurii și infrastructurii căii ferate.

În acest scop s-a considerat util ca în capitolul 2 să se efectueze o analiză aprofundată a schemelor de încărcare a terasamentelor de cale ferată și modul de distribuție a tensiunilor, atât în cazul rambleurilor cât și al debleurilor, care sistematizate și prezentate în partea finală a acestui capitol, pot fi folosite la modelarea și efectuarea calculului de rezistență și stabilitate, pentru diverse tipuri de deformații și instabilități ale acestor terasamente.

Cunoscând modul calitativ și cantitativ al solicitărilor care se preiau de către terasamente, în capitolul 3 se definesc și se analizează la început factorii constructivi și naturali, care au influență negativă asupra stabilității terasamentelor de cale ferată. De asemenea, este făcută o prezentare sistematică a principalelor tipuri de deformații și degradări ale terasamentelor de cale ferată prin prisma principalelor cauze și fenomene care le produc și le propagă.

Aspectele evidențiate la finalul capitolului 3, privind influența vibrațiilor asupra stabilității terasamentelor de cale ferată, în general și în particular, asupra rezistenței la forfecare a pământurilor, sunt utile în desfășurarea unei activități eficiente de urmărire a comportării în timp a terasamentelor de cale ferată și lucrărilor de artă aferente, mai ales prin prisma stabilirii cauzelor care au generat anumite fenomene de instabilitate.

La analiza și verificarea stabilității terasamentelor de cale ferată, care fac obiectul capitolului 4, rezistența la forfecare a pământurilor, respectiv parametrii ϕ și c ai acesteia, prezintă importanță majoră pentru modelarea fenomenelor de instabilitate și alegerea metodei de verificare prin calcul a stabilității. Având în vedere acest lucru, la începutul acestui capitol au fost prezentate unele elemente geotehnice privind definirea fizică a rezistenței la forfecare a pământurilor, factorii determinanți ai mărimii acesteia, exprimarea analitică a condiției de cedare a pământurilor conform teoriei Mohr - Coulomb precum și fazele deformării și cedării (ruperii) pământurilor.

În următoarele două capitole (5 și 6) ale tezei s-a efectuat o analiză detaliată a unor cazuri reale de fenomene de instabilitate, produse pe diverse linii de cale ferată, corelată cu aspectele teoretice și fizice evidențiate în capitolele anterioare și cu experiența personală, acumulată în activitatea de urmărire a comportării și de întreținere a liniilor de cale ferată.

Astfel la începutul capitolului 5, după unele considerații generale asupra definirii noțiunii de punct periculos și implicațiile acestuia asupra traficului feroviar, s-a făcut o clasificare a punctelor periculoase de pe sectoarele de magistrale și unele linii de cale ferată principale și secundare, administrate de Regionala C.F. Timișoara. Considerând ca parametru principal cauzele care le produc, aceste puncte periculoase, unele de categoria I-a, altele de categoria II-a, au fost încadrate în cinci grupe de către autor.

Capitolul 6 al tezei este destinat analizei detaliate și prezentării a trei studii de caz, unul existent pe linia secundară de cale ferată 317 Sântana - Brad (fenomen de eroziune a malului Râului Crișul Alb, în imediata apropiere a bazei terasamentului la km.112+146) și alte două existente pe liniile principale de cale ferată 216 Ilia - Lugoj (fenomenul de alunecare a terasamentului întâlnit între km.25+350 și km.25+500) și linia 116 Simeria - Petroșani (fenomenul alunecării versantului adiacent și cedarea zidului de sprijin de la km.60+700).

Acestor trei cazuri li s-a făcut o analiză de detaliu a particularităților specifice de ordin morfologic, geologic, hidrogeologic și hidrologic, la care un rol important l-a avut și experiența acumulată pe parcurs de către autor.

În urma analizei primului caz menționat, au fost propuse și detaliate soluțiile tehnice de consolidare a malului și de protecție a terasamentului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad, la km.112+146.

Analiza celorlalte două cazuri, foarte complexe, atât prin cauzele și natura fenomenelor de instabilitate produse cât și prin soluțiile tehnice aplicate pentru consolidarea terasamentelor și lucrărilor de artă afectate, a condus la sublinierea unor aspecte teoretice și practice, utile pentru rezolvarea altor cazuri similare.

7.2. Contribuții personale ale autorului.

Având în vedere rolul major pe care-l are infrastructura liniilor de cale ferată în asigurarea eficienței și siguranței transportului feroviar, iar pe de altă parte,

starea existentă destul de precară a acesteia în țara noastră, în prima parte a tezei (capitolele 1 - 4) s-a efectuat o analiză aprofundată și sistematică a principalelor aspecte teoretice și practice, care trebuie avute în vedere la studiul comportării în timp a terasamentelor de cale ferată, precum și la stabilirea strategiei de reabilitare și întreținere a rețelei feroviare naționale.

Astfel, au fost prezentate și analizate acțiunile statice și dinamice care solicită suprastructura de cale ferată, eforturile induse în elementele acesteia precum și modul de transmitere al acestora către infrastructură în punctele caracteristice, pornind de la nivelul șină - traversă, apoi traversă - piatră spartă, continuând cu distribuția prin piatra spartă către corpul terasamentului și mai departe până la nivelul terenului de bază.

În prezentarea și analiza tipurilor de deformații și degradări, autorul a încercat să țină cont de problemele reale cu care se confruntă personalul secțiilor de întreținere a liniilor de cale ferată. Tipurile de deformații și degradări prezentate sunt copii fidele ale problemelor întâlnite pe liniile de cale ferată și care prin manifestarea lor, mai violentă sau mai lentă, produc perturbații în desfășurarea și siguranța traficului feroviar.

Urmărirea și cunoașterea unor astfel de fenomene de instabilitate permit evaluarea corectă și introducerea în evidențele secțiilor de întreținere a liniilor de cale ferată a așaziselor puncte periculoase, precum și stabilirea categoriei acestora în funcție de gradul de pericolozitate.

Alături de trecerea în revistă a principalelor metode clasice (tradiționale) folosite încă la verificarea stabilității taluzurilor, cu sublinierea unor particularități de aplicare la terasamente supuse acțiunii apei sau solicitărilor seismice, autorul prezintă și principiile de bază ale verificării stabilității masivelor de pământ cu Metoda Elementelor Finite.

Concretizarea unora dintre aspectele teoretice și practice menționate anterior s-a făcut în partea a doua a tezei (capitolele 5 și 6), începând cu prezentarea și analizarea în detaliu a unora dintre cele mai semnificative puncte periculoase de categoria I-a, cu menționarea cauzelor care le-au produs și le-au agravat în timp, inclusiv cu recomandarea unor măsuri de intervenție, încercând să se argumenteze faptic rolul și importanța pe care o are activitatea de urmărire și control a funcționării liniilor de cale ferată.

Totodată constatările și concluziile subliniate privind cauzele apariției și dezvoltării în timp a fiecărui punct periculos analizat, inclusiv unele recomandări de remediere, pot fi folosite de către unitățile care desfășoară activitatea de urmărire, control și întreținere a liniilor de cale ferată.

De asemenea, în același scop au fost subliniate unele particularități ale lucrărilor de întreținere și reparație curentă a liniilor de cale ferată, alături de rolul lor în preîntâmpinarea apariției și dezvoltării punctelor periculoase, respectiv de transformare a acestora din categoria a II-a în categoria I-a.

În acest sens face referire la diverse tipuri de lucrări, de protecție și apărare a terasamentelor împotriva efectului produs de apele curgătoare, apele meteorice, apele subterane, de lucrări de protecție împotriva căderilor de stânci și lucrări împotriva efectelor produse de torenți, unele dintre acestea putând fi executate și prin activitatea de întreținere curentă.

De asemenea, este subliniată noua tendință de realizare și reabilitare a terasamentelor de cale ferată, prin folosirea în procesul tehnologic de execuție a materialelor geosintetice. În acest scop autorul prezintă pe scurt avantajele pe care le oferă folosirea acestor materiale cât și caracteristicile îmbunătățite pe care le

oferă terasamentelor folosirea acestora, în comparație cu folosirea materialelor tradiționale.

În continuare sunt prezentate și analizate trei studii de caz referitoare la instabilitatea terasamentelor de cale ferată, fenomene întâlnite pe unele linii gestionate de Regionala de Căi Ferate Timișoara.

Primul studiu de caz, respectiv fenomen de instabilitate îl constituie eroziunea produsă în imediata vecinătate a terasamentului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad, fenomen întâlnit la km.112+060 - km.112+180 și cauzat de râul Crișul Alb.

La început se face o scurtă prezentare a traseului liniei scoțând în evidență aspecte geologice, morfologice și hidrologice dar și gradul de seismicitate caracteristic zonei. În continuare, este prezentat un scurt istoric al evoluției fenomenului de eroziune cu precizarea soluției adoptate de către districtul local de întreținere, în speranța protejării malului, dar care nu s-a dovedit a fi eficientă.

Pentru stabilirea unei soluții care să ducă întradevăr la stoparea fenomenului întâlnit, autorul a făcut investigații geotehnice atât asupra pământului din corpul terasamentului, cât și a celui din malul erodat, precum și măsurători topografice pentru realizarea de profile transversale.

În urma calculului de verificare a stabilității taluzului terasamentului liniei de cale ferată, în ipoteza că eroziunea se extinde până la piciorul taluzului, a rezultat că acesta își pierde stabilitatea (factorul de stabilitate $F < 1$), impunând în mod obligatoriu luarea unor măsuri de protecție eficiente.

În consecință, pe baza rezultatelor investigațiilor geotehnice și a măsurătorile topografice efectuate, autorul a propus o soluție tehnică pentru protejarea terasamentului liniei de cale ferată.

Al doilea studiu de caz analizat de autor în cadrul tezei de doctorat îl reprezintă alunecarea terasamentului liniei de cale ferată 216 Ilia - Lugoj la km.25+350 - km.25+500.

După o scurtă prezentare a caracteristicilor traseului liniei din punct de vedere geologic, hidrologic și seismic, este analizat modul de desfășurare în timp a fenomenului de instabilitate.

Împreună cu colegii din cadrul Diviziei de Linii Timișoara, autorul a participat la executarea investigațiilor geotehnice și interpretarea rezultatelor acestora, în vederea stabilirii cauzelor și a naturii fenomenului de instabilitate a terasamentului liniei de cale ferată.

În urma rezultatelor obținute s-a concluzionat faptul că fenomenul de instabilitate a fost unul complex ca mecanism de producere iar la dezvoltarea acestuia au concurat mai mulți factori dați de morfologia și structura terenului natural, de natura dar și de caracteristicile fizico-mecanice ale materialului din care este executat rambleul.

Urmărirea în continuare a comportării în exploatare a terasamentului consolidat a arătat că soluțiile tehnice aplicate au fost corespunzătoare și eficiente, terasamentul fiind stabil.

Al treilea studiu de caz analizat a fost cel al refacerii și consolidării zidului de sprijin de pe linia de cale ferată 116 Simeria - Petroșani km.60+700 - km.60+800.

Și în acest caz autorul face o prezentare a traseului liniei, a caracteristicilor zonei studiate dar și un scurt istoric al dezvoltării în timp al fenomenului de instabilitate, începând de la apariția primelor fisuri în zidul de sprijin și culminând cu etapa în care, datorită împingerii pământului din spatele acestui zid, patru tronsoane din zid s-au prăbușit peste dubla II de circulație, perturbând traficul feroviar între stațiile Crivadia și Merișor.

Soluțiile propuse, de către comisia deplasată la fața locului (în care autorul a avut rol consultativ din partea beneficiarului) și care ulterior au fost puse în practică s-au axat pe rezolvarea celor două probleme apărute, și anume: refacerea zidului de sprijin distrus și consolidarea porțiunii din zidul de sprijin care nu a fost afectat respectiv consolidarea versantului din spatele acestui zid de sprijin.

Pe baza aspectelor aprofundate în capitolele 2, 3 și 4, a cunoașterii problemelor cu care se confruntă secțiunile de întreținere a liniilor de cale ferată din cadrul Regionalei C.F. Timișoara, prezentate în capitolul 5, precum și a celor trei studii de caz prezentate în capitolul 6, autorul recomandă ca proiectele care se referă la reabilitarea liniilor de cale ferată 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 defectiunilor existente în prezent în terasamentele liniilor de cale ferată, cele mai importante fiind:

- deficiențe ale profilului longitudinal;
- deficiențe și deformații în profil transversal;
- deficiențe ale calității terasamentelor.

În profil longitudinal deficiențele se referă în special la existența unor elemente de profil cu lungimi nepotrivite.

Principalele deficiențe și defectiuni 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 repartitie, sau grosimi insuficiente ale acestora.

În ceea ce privește calitatea terasamentelor, rețin atenția următoarele deficiențe:

- straturi de repartitie colmatate;
- platforma prezintă albie și punji de balast și nu are pante transversale pentru dirijarea apelor meteorice în afara platformei;
- platforma a fost realizată, pe unele sectoare, din pământuri ale căror caracteristici geotehnice (granulozitate, 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 defectiunilor și deficiențelor la profilul longitudinal și transversal se recomandă luarea următoarelor măsuri:

- îmbunătățirea nivelului liniei de cale ferată prin elemente de profil cu lungimi mai mari de 200m, care permit și întreținere eficientă;
- în unele cazuri, refacerea stratului de distribuție cu material nou și realizarea unui strat de formă cu soluții moderne;
- pentru eliminarea defectiunilor de platformă se recomandă decaparea completă a părții superioare a rambleului cu pantă din axa 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 repartitie și întărirea rambleului se recomandă a se face folosind geotextile și geogrilă;
- refacerea compactării umpluturilor din rambleurile unde nu corespunde;
- corectarea albiei râurilor pentru podețe cu o deschidere $D < 6m$;
- protejarea tuturor șanțurilor de scurgere pe zonele inundabile;

- calibrarea albiei râurilor în apropierea podurilor existente, a podețelor tubulare și a zonelor de tangență cu terasamentul căii ferate.

În concluzie la cele prezentate în acest paragraf precum și a unor concluzii parțiale și considerații evidențiate pe parcursul tezei, se pot sintetiza principalele contribuții originale ale autorului, astfel:

- sublinierea argumentată a rolului și importanței pe care le joacă infrastructura de cale ferată în asigurarea condițiilor de siguranță a circulației în regim de viteză sporită;

- sistematizarea și prezentarea aspectelor teoretice principale privind calculul eforturilor în elementele suprastructurii căii ferate, inclusiv modul de transmitere și distribuție la și în terasament;

- definirea și analizarea principalelor fenomene de instabilitate caracteristice terasamentelor de cale ferată;

- evidențierea principalelor elemente geotehnice care intervin în analiza și verificarea stabilității taluzurilor rambleurilor și debleurilor de cale ferată;

- analiza unor puncte periculoase semnificative, existente pe unele linii de cale ferată administrate de Regionala C.F. Timișoara, concretizată în recomandarea de măsuri și soluții de remediere, precum și în concluzii utile privind particularitățile și rolul activității de întreținere și de preîntâmpinare a apariției și dezvoltării punctelor periculoase;

- analiza unui studiu de caz existent pe linia de cale ferată 317 Sântana - Brad, km.112+146, concretizată în propunerea și detalierea soluțiilor tehnice de asigurare a stabilității și protecției terasamentului în rambleu, împotriva eroziunii produsă de râul Crișul Alb;

- prezentarea a altor două studii de caz foarte complexe de pe liniile de cale ferată 216 Ilia - Lugoj și 116 Simeria - Petroșani, cu sublinierea unor concluzii importante, privind atât modul de efectuare a analizei acestora cât și folosirea unor soluții tehnice eficiente de consolidare a terasamentelor de cale ferată și a unor lucrări de artă;

- sintetizarea principalelor deficiențe și defecțiuni, aferente profilului longitudinal, profilului transversal și calității terasamentelor liniilor de cale ferată, gestionate de Regionala C.F. Timișoara, completată cu recomandarea unor măsuri, care după părerea autorului trebuie avute în vedere în activitatea de reabilitare și de întreținere curentă a liniilor de cale ferată.

7.3. Direcții viitoare de cercetare.

Eficientizarea transportului pe calea ferată, respectiv creșterea capacității de transport feroviar, impune sporirea greutateii pe osie, alături de creșterea vitezei și a intensității circulației.

Aceste deziderate vizează prezentul dar mai ales viitorul transportului pe calea ferată în Europa și implicit în România, fiind avute în vedere și la stabilirea Coridoarelor Europene de Transport Feroviar, care traversează țara noastră, în conformitate cu acordurile europene privind viitoarea Rețea de Transport European (TEN).

Infrastructura căii ferate, respectiv terasamentele de cale ferată, prin capacitatea portantă și stabilitatea lor joacă un rol determinant pentru desfășurarea normală și în siguranță a traficului feroviar.

În consecință, pentru modernizarea transportului feroviar, este necesar a se stabili și aplica strategii eficiente de reabilitare a infrastructurii de cale ferată,

respectiv de îmbunătățire a condițiilor de rezistență și stabilitate a terasamentelor afectate, iar stabilirea acestei strategii trebuie să se bazeze pe cunoașterea și interpretarea condițiilor zonale, precum și pe constatările și concluziile unei urmăriri permanente a comportării în timp atât a infrastructurii cât și a suprastructurii căii ferate.

Pe lângă aplicarea unor strategii eficiente la lucrările de reabilitare mai trebuie avut în vedere și utilizarea materialelor de nouă generație (geotextile, geogriile, geomembrane) care față de cele tradiționale au caracteristici fizice și mecanice mult superioare.

Utilizarea geosinteticelor îmbunătățește calitatea infrastructurii, sporește stabilitatea terasamentelor prin îmbunătățirea comportării fundației căii de rulare la eforturile din forfecare și asigură ranforsarea întregii fundații.

Prin utilizarea geosinteticelor la ranforsarea terasamentelor, se sporește stabilitatea acestora prin modificarea condițiilor hidraulice limită, prin aceasta accelerând procesul de consolidare.

Geosinteticele (în special geotextilele) mai pot asigura și o anumită protecție a platformei de pământ împotriva înghețului. Practic, menținerea caracteristicilor granulometrice ale stratului portant care îi conferă insensibilitate la îngheț se realizează prin interpunerea, la baza stratului portant (armat sau nu), a unui geotextil nețesut având funcția principală de separare a straturilor, care să împiedice ascensiunea particulelor fine din bază în stratul portant, ca urmare a efectului de pompaj determinat de trecerea roților materialului rulant.

În prezent sunt în curs de derulare lucrările de reabilitare a liniei magistrale 200 Sibot - Curtici - Frontieră, pe sectorul de linie cuprins între km.614+000 - km.655+175.

Acest sector de linie face parte din proiectul de modernizare a rutei nordice a coridorului IV Pan European (Constanța - București - Brașov - Alba Iulia - Curtici) de pe teritoriul românesc, care poate fi considerată axa principală de transport feroviar dintre țările europene și Marea Neagră.

În acest sens linia trebuie să permită o viteză maximă de circulație de 160km/h pentru trenurile de călători și 120km/h pentru trenurile de marfă.

Proiectul propriu-zis se referă la reabilitarea infrastructurii liniilor curente și directe din stații, a liniilor abătute, a capetelor stațiilor în zona macazelor și a altor linii din stații.

În concluzie la cele prezentate, se consideră că pentru alinierea traficului feroviar din țara noastră la traficul feroviar european, este necesar ca la reabilitarea infrastructurii și a suprastructurii liniilor de cale ferată să se folosească materiale și tehnologii performante (materialelor geosintetice, elemente înlocuitoare a prisme de piatră spartă, etc.).

O direcție asupra căreia trebuie îndreptată atenția este aceea a rezolvării problemei instabilității taluzurilor și a versanților adiacenți liniilor de cale ferată. Un astfel de caz, de alunecare a întregului versant, autorul l-a prezentat amănunțit în capitolul 5 al acestei teze.

În momentul de față, pe piața europeană, există mai multe firme care produc diferite sisteme de consolidări ale versanților. Din păcate regionalele de căi ferate de la noi din țară, din considerente economice, nu au acces liber la produsele acestor firme.

O altă direcție căreia autorul consideră că trebuie să i se acorde atenție, este aceea a rezolvării colectării apei din corpul terasamentelor dar și din corpul

versanților adiacenți liniei de cale ferată, prin aplicarea unor soluții eficiente de drenaj.

Eficientizarea transportului feroviar la noi în țară poate fi făcută și prin promovarea sistemului de transport intermodal. Acest sistem de transport este de fapt combinare a două sau mai multe tipuri de transport tradiționale.

Oportunitatea elaborării unei strategii intermodale de transport în România, este justificată de următoarele considerente:

- reducerea impactului transporturilor asupra mediului și al fundamentării unei strategii de dezvoltare durabilă, realizând un echilibru între creșterea economică și protecția mediului;

- transportul intermodal este considerat o alternativă sigură pentru viitor, întrucât răspunde cel mai bine atât cerințelor acute privind descongestionarea drumurilor naționale, cât și cerințelor crescânde ale beneficiarilor de transport în ceea ce privește gama și calitatea serviciilor;

- transportul intermodal are capacitatea de a contribui la relansarea traficului de marfă în România și reducerea efectelor crizei economice;

- transportul intermodal are capacitatea de a contribui la conectarea principalelor rute naționale de transport la axele europene prioritare TEN-T și anume Axa prioritară nr.7 - axa autostrăzii Igoumenitsa / Patras - Atena - Sofia - Budapesta - Autostrada Nădlac - Sibiu - București / Constanța, Axa prioritară nr.18 - axa pe căile navigabile interioare Rin / Meuse - Main - Dunăre, Axa prioritară nr. 21 (autostrăzi maritime) și Axa prioritară nr. 22 - axa feroviară Atena - Sofia - Budapesta - Viena -Praga - Nürnberg / Dresda - Curtici - Brașov - București / Constanța, precum și la respectarea obligațiilor prevăzute în acorduri și convenții internaționale precum AGTC (Acordul European privind marile linii de transport internațional combinat și instalații conexe), TER, NATO.

Transporturile intermodale prezintă avantaje de natură economică, socială dar și de mediu. Astfel, din punct de vedere economic transportul intermodal conduce la câștiguri importante în economia de energie, costuri de personal, întreținerea vehiculelor și reducerea costurilor interne și externe.

Din perspectivă socială, intermodalitatea transporturilor duce la îmbunătățirea condițiilor de lucru ale șoferilor, reducerea duratei de condus, a stresului cauzat de conducerea pe rute aglomerate, a riscului de accidente, a riscului de agresiune asupra încărcăturii și despărțirile lungi de familie. Înlocuirea transportului rutier de mărfuri printr-un alt mod de transport aduce o creștere a siguranței pe șosele, o mai bună calitate a circulației, o creștere a calității vieții în orașele și localitățile traversate de fluxuri importante de camioane grele ce parcurg distanțe lungi.

Din punct de vedere a mediului înlocuirea transportului rutier cu un alt mod de transport conduce la reducerea locală a poluării atmosferice, la reducerea emisiilor de gaze cu efect de seră și de gaze care formează ploile acide, depozite toxice în aer care apoi, prin depunere pe sol, afectează lanțul alimentar. În unele cazuri se reduce și poluarea sonoră.

BIBLIOGRAFIE

1. ANDREI, S., ANTONESCU, I., Geotehnică și fundații, I.C. București, 1981
2. ARAD, V., BOGDAN, I., G Geotehnică și fundații, Editura Solness, Timișoara, 2001
3. ARAD, V., Geotehnică minieră, Editura Tehnică, București, 1995
4. BALLY, R. J., Stadiul actual al problemei alunecărilor de teren. Aspecte importante pentru teritoriul României, In: Construcții, nr.4, 1984
5. BALLY, R. J., STANESCU, P., Alunecările și stabilitatea versanților agricoli, Editura Ceres, București, 1977
6. BARKAN, D., D., Osnovanae problemi dinamiki osnovanii i fundamentov, „Osnov., fundamenti i mehanika gruntov”, nr.6/1965, Moskva
7. BANCILĂ, I. s.a., Geologie inginerească, vol. I, Editura Tehnică, București, 1981
8. BANCILĂ, I. s.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 stabilite, În: Bull. Liaison Lab. P. et Ch., Paris, Num. special, II (Versants naturels), mars, 1976
11. BOLDUREAN, A., Contribuții privind studiul stabilității masivelor de pământ - Teză de doctorat, Editura Politehnica, Timișoara, 2008
12. BOLDUREAN, I. P., BOLDUREAN, A., Metodă de calcul a stabilității taluzurilor la suprafața de alunecare, Zilele Academice Timișene, Simpozionul “Infrastructuri eficiente pentru transporturile terestre”, Ediția a VII-a, vol.II, Editura Solness, Timișoara, 2001
13. BOȚI, N., STANCIU, Cuantificarea potențialului de alunecare a versanților din intravilan, Zilele Academice Iașene, Iași, 1999
14. CLOUGH, R. W.; WOODWARD, R., 3., Analysis of Embankment Stresses and Deformations, In: Soil Mech. And Found. Div., Proceedings ASCE, SM 4, 1967
15. COMSA, R., REISS, Al., Precizări asupra folosirii parametrilor rezistenței la forfecare în prognosticarea stabilității versanților, În: a IV-a conf. de geotehnică și fundații, Iași, 1979
16. CUTEANU, E., MARINOV, R., Metoda elementelor finite în proiectarea structurilor, Editura Facla, Timișoara, 1980
17. DESAI, S.,C., CRISTIAN, T.,j. – Numerical Method in Geotechnical Engineering, Mc.Graw Book Companz, 1977
18. DRON, A., Combaterea instabilității pământurilor în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare, Editura Ceres, București, 1982
19. DRON, A., Geotehnica pentru hidroameliorați, Editura Ceres, București, 1984
20. DROAȘCĂ, L. - Contribuții la studiul condițiilor de stabilitate și rezistență a terasamentelor de cale ferată - Teza de doctorat, Editura Politehnica Timișoara, 2006

21. DROAȘCĂ, L., POPIȘTERIU, N., „Soluție adoptată pentru consolidarea terasamentului liniei magistrale C.F. Șibot - Curtici, km.512+600 - 512+700", Zilele Academice Timișene ediția a IX-a Timișoara, Ed. Solness, 2005
22. DROAȘCĂ, L., POPIȘTERIU, N., „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 Bârzava și Conop", Zilele Academice Timișene ediția a IX-a Timișoara, Ed. Solness, 2005
23. EFTIMIE, T., Folosirea cimentului pentru consolidarea platformei de cale ferată, Centrul de documentare și publicații tehnice, București, 1966
24. EISENMANN, J., LEYKAUF, G. și MATTNER, L., Zukunft perspectiven Eisenbahnoberbau. Eisenbahningenieur, 1992/3, pag.130 ... 140
25. FEDOROVSKI, V.,G. - Tree methods of slope stability analysis, X-th ICSMFE vol.1, Stockholm, 1981
26. FLOREA, N., Alunecări de teren și taluze, Editura Tehnică, București, 1979
27. GĂZDARU, A., FEODOROV, V., MANEA, S., BATALI, L, Geosinteticele în Construcții, Editura Academiei Române, București, 1999
28. GOLDSTEIN, M., N., Mehaniceskie svoistva gruntov (Proprietatile mecanice ale pamanturilor), Moscova, 1971 vol. I, 1973 vol. II, 1979 vol. III.
29. GRADIN, V., Stabilitatea terasamentelor de cale ferată, vol. I, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, 1964
30. GRADIN, V., Stabilitatea terasamentelor de cale ferată, vol. II, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, 1964
31. GRUIA, A., HAIDA, V., Geotehnică și fundații, I.P. „Traian Vuia", Timișoara, 1990
32. HAIDA, V., Geologie, geotehnică și fundații - Elemente de geologie și geotehnică, I.P. Traian Vuia", Timișoara, 1981
33. HAIDA, V., Geologie, geotehnică și fundații - Mecanica pământurilor, I.P.Traian Vuia", Timișoara, 1982
34. HAIDA, V. "Contribuții la studiul comportării pământurilor solificate dinamic și folosirii tehnicii vibrații în geotehnică", Teza de doctorat, I.P. "Traian Vuia", Timișoara, 1979
35. HAIDA, V., PANTEA, P., Geologie, geotehnică și fundații - Fundații și procedee de fundare, LP. „Traian Vuia", Timișoara, 1984
36. HAIDA, V., MARIN, M., Geotehnica, Universitatea Tehnică Timișoara, 1994
37. HAIDA, V., MARIN, M., MIREA, M., Mecanica pământurilor, Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, 2004
38. HERMAN, A., Calea fără joante. Teorie și aplicații. Editura Mirton, Timișoara, 2000
39. HERMAN, A., KAZINCZY, L., KOLLO, G. - Căi ferate: elemente geometrice, Editura Mirton, Timișoara, 2011
40. HERMAN, A., KAZINCZY, L., Căi ferate - Infrastructura, Editura Mirton, Timișoara, 2011
41. HERMAN, A., STOICESCU, G., HERMAN, C., CARA, P., Căi ferate. Elemente de proiectare, construcție, întreținere și exploatare, Editura Mirton, Timișoara, 2003
42. HERMAN, A., IVANA, C, Elemente geometrice ale căii ferate, Editura MIRTON, Timișoara, 1999
43. HERMAN, A., HERMAN, C., CARA, P., - Considerații privind particularitățile lucrărilor de întreținere a liniilor de cale ferată, Zilele Academice Timișene, Ediția a IX-a, Timișoara, 2005

44. ITALFERR, SpA., Revizuirea SF pentru reabilitarea liniei de cale ferată de la graniță cu Ungaria către Simeria, 2004
45. IZDRĂILĂ, V., BERBERICH, W., Căi Ferate, I.P.Timișoara, 1981
46. IZDRĂILĂ, V., Căi ferate. Elemente de proiectare, Litografia I.P.T.V. Timișoara, 1993
47. IZDRĂILĂ, V., HERMAN, A., Întreținerea și exploatarea liniilor de cale ferată, Litografia U.T. Timișoara, 1993
48. KRAIOVAN, M., COSTESCU, I., LUCACI, GH., BANCEA, C, BERBERICH, W., Căi de comunicații terestre, I.P. „Traian Vuia”, Timișoara, 1985
49. LEE, I. K., WHITE, W., INGLES, O. G., Geotechnical engineering, Pitman, 1983
50. LEFTERESCU, D. M., Trasee de linii ferate, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, București, 1960
51. LIDERS, G. V., Calea Ferată, Oficiul de presă, Editura și documentare CFR, București, 1950
52. LO, K., Y., Lee, C., P. - Stress analysis and slope stability in strain - softening materials, Geotechnique nr.XXIII, 1, 1973
53. LUNGU, I., STANCIU, A., BOJI, N., Probleme speciale de geotehnică și fundații, Editura Junimea, Iași, 2002
54. MAIOR, N., Mecanica pământurilor, Institutul Politehnic Timișoara, 1957
55. MAIOR, N., PAUNESCU, M., Geotehnică și fundații, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1973
56. MARINESCU, C, Asigurarea stabilității terasamentelor și versanților, Editura Tehnică, București, 1988
57. MASLOV, N. N., Opolzni i borba s nimi (Alunecările de teren și combaterea lor), Moscova, Stroiizdat, 1977
58. MAYER, A., Considerații asupra transportului combinat rutier - feroviar, Zilele Academice Timișene, Ediția a XII-a, Editura Solness, Timișoara, 2011
59. MAYER, A., HAIDA, V., „Studiul eroziunii terenului de la baza terasamentului liniei de cale ferată 317 Sântana - Brad și soluții tehnice de consolidare și protecție”, Zilele Academice Timișene, Ediția a XII-a Timișoara, Editura Solness, 2011
60. MIHĂILESCU, N., Geologie Tehnică, vol. I, Editura Tehnică, 1954
61. MIHĂILESCU, N., Geologie Tehnică, vol. II, Editura Tehnică, 1955
62. MORINO, A., IMAI, S., KUSANO, K., Study of a Prevention Method of Slopes Failure, In: Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports, vol.20, 1979
63. 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
64. NECHITA, M., KOLO, G., Căi ferate, Litografia LP. Cluj - Napoca, 1982
65. NICOLESCU, L., Argila în construcția terasamentelor, Centrul de documentare și publicații tehnice al M.T.Tc, 1974
66. PAUN, E., Studii și cercetări privind comportarea pământurilor la solicitări seismice, INCERC, 1992
67. PĂUNESCU, M., POP, V., SILION, T., Geotehnică și fundații, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1983
68. PĂUNESCU, M., HAIDA, V., GRUIA, A., Fundații, Editura Didactică și Pedagogică, București, 1973
69. PĂUNESCU, M., Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor, Editura Facla, Timișoara, 1979

70. PERLEA, V., PERLEA, M., Stabilitatea dinamică a pământurilor nisipoase, Editura Tehnică, București, 1984
71. POPA, A., Geotehnică și fundații, vol. I, LP. Cluj - Napoca, 1981
72. POP, V., POPA, A., Geotehnică și fundații, vol. II, LP. Cluj - Napoca, 1982
73. POPESCU, M., Stabilitatea taluzurilor și versanților, I.C. București, 1982
74. RĂILEANU, P., BOȚI, N., STANCIU, A., Geologie, geotehnică și fundații, LP. Iași, 1986
75. RĂILEANU, P., MUȘAT, V., TIBICHI, E., Alunecări de teren - studiu și combatere, Casa de Editură VENUS, Iași, 2001
76. SAHUNIANT, G.M., Terasamente de cale ferată, O.P.E.D. CFR, 1949
77. SAHUNIANT, G.M., Calea ferată și întreținerea ei, Editura Tehnică a Transporturilor, Traducere din limba rusă, 1951
78. SCHWEIZER, I., Controlul compactării terasamentelor, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, București, 1965
79. SOLOCALU, P., Amenajarea bazinului hidrografic al Crișurilor, Wikipedia
80. SILION, T., RĂILEANU, P., MUȘAT, V., Fundații în condiții speciale, LP. Iași, 1988
81. SILION, T., Geologie, geotehnică și fundații, vol. I și II, Iași, 1971, 1972
82. SMITH, G. H., Elements of Soil Mechanics, BSP, Professional Book, Oxford, 1990
83. STANCIU, A., LUNGU, I., Fundații, Editura Tehnică, București, 2006
84. STEOPOE, AL., Materiale de construcții, Editura Tehnică, București, 1964
85. STOICESCU, G., Suprastructura căii ferate, Editura Conspress, București, 2009
86. HILA, V., RADU, C., UNGUREANU, C., STOICESCU, G., Căi ferate, Editura Institutului de Construcții București, 1975
87. TEODORESCU, A., Proprietățile rocilor, Editura Tehnică, București, 1984
88. WEHRY, A., DAVID, I., MAN, T. E., Probleme actuale în tehnica drenajului, Editura Facla, Timișoara, 1982
89. WINTERCOM, F., H., FANG, H., Y., - Foundation Engineering Handbook, cap.10,11, Van Nostrand Reinhold, 1975
90. ZAHARESCU, E., Calculul la limită în geotehnică, (Prezentarea discuțiilor din „Ground Engineering”, Anglia, 1981), Referat ICH
91. ZAMFIRESCU, F., COMȘA, R., MATEI, L., Rocile argiloase în practica inginerescă, Editura Tehnică, București, 1985
92. I.N.C.E.R.C., Studii și cercetări privind comportarea pământurilor la solicitări seismice, București, 1992
93. I.S.P.C.F., Condiții tehnice ale căilor ferate existente și noi pentru circulația trenurilor cu viteze mari, București, 1994
94. 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 160 km/h, București, 2001
95. R.E.F.E.R., Sporirea portanței terasamentelor, a stratului de formă și consolidarea prin armare a taluzelor utilizând geogridurile și geotextile, București, 1995
96. U.T.C.B., Normativ pentru proiectarea antiseismică a zidurilor de sprijin și terasamentelor pentru căi de comunicație, București, 1996
97. *** STAS 10849 - 85, Infrastructura și suprastructura căii, ISR, 1985
98. *** STAS 7582 - 91, Lucrări de cale ferată - Terasamente, ISR, 1991
99. *** STAS 1242/1 - 89, Teren de fundare - Principii generale de cercetare, ISR, 1989
100. *** STAS 9850 - 89, Verificarea compactării terasamentelor, ISR, 1989

101. *** STAS 2914/4 - 89, Determinarea modului de deformare liniară, ISR, 1989
102. *** STAS 2246 - 96, Piatra spartă pentru balastarea liniilor de cale ferată, ISR, 1996
103. *** EUROCODE 7
104. *** UIC 719 R, 1994
105. *** Sisteme moderne de drenare a terasamentelor de cale ferată, Centrul de documentare și publicații tehnice, București, 1966
106. *** Consolidarea terasamentelor de cale ferată, Editura Transporturilor și Telecomunicațiilor, București, 1960
107. *** Instrucțiuni de serviciu