

CONTRIBUȚII PRIVIND STUDIUL STABILITĂȚII MASIVELOR DE PĂMÂNT

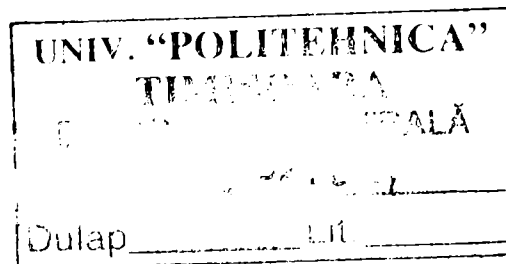
Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea "Politehnica" din Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ
de către

Ing. Alexandra Boldurean

Conducător științific:
Referenți științifici:

prof.dr.ing. Virgil Haida
prof.dr.ing. Paulică Răileanu
prof.dr.ing. Augustin Popa
prof.dr.ing. Marin Marin

Ziua susținerii tezei: 25.07.2008



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, 2008

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

Doresc să aduc mulțumiri conducătorului științific, Prof. dr. ing. Virgil HAIDA pentru îndrumarea sa competentă pe tot parcursul perioadei de pregătire a examenelor, referatelor și a tezei de doctorat și pentru faptul că datorită îndrumărilor sale am putut finaliza redactarea tezei de doctorat.

Mulțumesc colegilor din cadrul Departamentului de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestre, care prin sprijinul, încrederea și încurajările acordate pe parcursul întregii perioade de elaborare a tezei de doctorat au fost un sprijin real care mi-a permis să-mi continui și să-mi perfecționez pregătirea până în această fază de elaborare și susținere a tezei de doctorat. De asemenea, le mulțumesc membrilor comisiilor în fața cărora am susținut examenele de pregătire și referatele din perioada de pregătire pentru observațiile și sfaturile competente primite din partea dâșilor.

Mulțumesc Domnilor profesori referenți ai tezei de doctorat care au avut răbdarea și amabilitatea să-mi analizeze teza de doctorat și să-mi acorde încrederea lor pentru susținerea publică a acesteia.

Și nu în ultimul rând vreau să mulțumesc familiei care a fost alături de mine și m-a susținut și încurajat pe întreaga perioadă în care mi-am desfășurat activitatea de pregătire și de elaborare a tezei de doctorat.

Ing. Alexandra BOLDUREAN

Boldurean, Alexandra

Contribuții privind studiul stabilității masivelor de pământ

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 25, Editura Politehnica, 2008, 216 pagini, 186 figuri, 14 tabele.

ISSN: 1842-581X

ISBN: 978-973-625-689-9

Cuvinte cheie:

alunecări de teren, versanți, taluzuri, stabilizare-consolidare, coloane, zid de sprijin, drenare, metode elementului finit, măsurători topografice

Rezumat:

Obiectul prezentei lucrări îl constituie studiul cu privire la stabilitatea masivelor din pământ, o primă parte a lucrării având ca obiect documentarea asupra complexității fenomenelor de instabilitate. Tematica abordată cuprinde aspecte multiple, prima categorie constând în studiul mecanismelor și a modului de desfășurare a unor fenomene de instabilitate ale masivelor de pământ. O a doua mare grupă de probleme studiate constă în abordarea metodelor de calcul și de verificare a stabilității masivelor de pământ. Aceste metode pot fi cele din categoria mecanicii construcțiilor sau din categoria metodelor analitice bazate pe utilizarea programelor de calcul. Cea de-a treia mare grupă de probleme abordate o constituie tehnologiile și metodele constructive de stabilizare-consolidare a masivelor de pământ.

În cea de-a doua parte se prezintă contribuțiile personale în problematica urmării, verificării și aplicării unor soluții de stabilizare care au rezolvat câteva cazuri concrete. Activitatea desfășurată în cadrul unor contracte de cercetare-proiectare a permis urmărirea evoluției unor fenomene de instabilitate, precum și proiectarea unor soluții de stabilizare în amplasamentele monitorizate pe DN 67D și DN 57.

CUPRINS

1. Introducere	9
1.1. Considerații privind definirea proceselor de mișcare a maselor de pământ	9
1.2. Clasificarea proceselor de mișcare a maselor de pământ	10
1.3. Impactul proceselor de mișcare a maselor de pământ asupra mediului înconjurător	13
1.4. Obiectivele tezei de doctorat	16
2. Elemente tehnico-geologice privind fenomenele de instabilitate a masivelor de pământ	17
2.1. Descrierea și clasificarea alunecărilor de teren	17
2.2. Cauzele alunecărilor de teren	28
2.2.1. Aspecte generale	28
2.2.2. Modificarea unor proprietăți fizico-mecanice ale rocilor	29
2.2.3. Acțiune înghețului	32
2.2.4. Efectul alterării rocilor	33
2.2.5. Starea de eforturi din masiv	35
2.2.6. Acțiunea apei de suprafață	36
2.2.6.1. Acțiunea precipitațiilor	37
2.2.6.2. Eroziunea bazei versanților	38
2.2.7. Acțiunea apei subterane	39
2.2.7.1. Presiunea apei din pori	39
2.2.7.2. Presiunea de filtrare a apei subterane	40
2.2.7.3. Sufoziunea	41
2.2.8. Acțiunea vibrațiilor	42
2.2.8.1. Tixotropia rocilor	42
2.2.8.2. Șocul cutremurelor de pământ	44
2.2.8.3. Șocuri și vibrații locale produse de explozii, trafic rutier sau feroviar, fundații de mașini	44
2.3. Prăbușiri	46
3. Metode de calcul pentru studiul și analiza stabilității masivelor de pământ	48
3.1. Introducere	48
3.2. Metode clasice sau tradiționale	50
3.2.1. Metoda suedeză (Fellenius)	50
3.2.2. Metoda cercului de fricțiune (Taylor)	57
3.2.3. Metoda Bishop	59
3.2.3.1. Metoda Bishop simplificată	59
3.2.3.2. Metoda Bishop exactă	61
3.2.4. Metoda Bishop-Morgenstern	62
3.2.5. Metoda de verificare globală	64
3.2.6. Metoda de calcul a stabilității taluzurilor la care suprafața de alunecare are o formă poligonală	65
3.3. Metoda Elementului Finit (M.E.F.)	67
3.3.1. Aspecte privind analiza masivelor de pământ prin M.E.F.	67
3.3.2. Principiile de bază ale Metodei Elementului Finit (M.E.F.)	68
3.3.3. Aplicarea M.E.F. la studiul stabilității masivelor de pământ	70
3.3.4. Programe de calcul a structurilor prin M.E.F.	79

4. Soluții de stabilizare a versanților și masivelor de pământ instabile ...	84
4.1. Introducere	84
4.2. Descărcarea taluzurilor și versanților	84
4.2.1. Amenajarea pantei taluzurilor	84
4.2.2. Umpluturi ușoare	88
4.3. Contraforți	89
4.3.1. Umplutură din rocă și pământ	89
4.3.2. Berme	90
4.3.3. Pineni	91
4.3.4. Structuri din pământ armat	91
4.3.5. Pământuri armate cu anvelope	92
4.4. Drenarea taluzurilor și versanților	94
4.4.1. Drenuri de suprafață	94
4.4.2. Drenuri de adâncime	94
4.5. Stabilizare prin utilizarea unor elemente rigide	101
4.5.1. Ancore scurte (nailing, clouage, nagelung)	101
4.5.2. Coloane din material granular	107
4.5.3. Micropiloți	109
4.5.4. Taluzuri armate cu geogriile	110
4.6. Sistem de susținere și de rezistență	116
4.6.1. Ziduri de sprijin	116
4.6.2. Piloți prefabricați și coloane	117
4.6.3. Piloți forțați secanți	117
4.6.4. Pereți ancorați	118
4.7. Vegetația	120
4.8. Exemple de lucrări de stabilizare și consolidare a versanților instabili executate în cadrul Departamentului I.G.C.C.T.	123
4.8.1. Consolidarea unui rambleu de cale ferată cu coloane din var executate prin vibrație	123
4.8.2. Soluții de stabilizare prin realizarea de ziduri de sprijin de greutate și drenuri transversale-ranfort	124
4.8.3. Soluție de consolidare a unui zid de sprijin	126
4.8.4. Soluție de stabilizare a unui sector de drum pe DN 76	128
5. Studii de caz privind investigarea tehnico-geologică și monitorizarea unor zone instabile inclusiv soluțiile de stabilizare și consolidare	132
5.1. Scopul investigațiilor tehnico-geologice și a monitorizării fenomenelor de instabilitate a terenului	132
5.2. Particularități specifice ale investigării tehnico-geologice a alunecărilor de teren	132
5.2.1. Teledetecția aeriană	133
5.2.2. Sistemul Global Positioning System (GPS)	133
5.2.3. Piezometre cu coardă vibrantă	134
5.2.4. Înclinometre	135
5.2.5. Nivele pentru măsurarea înclinării suprafețelor orizontale	136
5.2.6. Reflectometrie (TDR)	137
5.3. Cartarea tehnico-geologică a alunecărilor de teren	139
5.3.1. Ridicări topografice	141
5.3.2. Investigarea în adâncime a terenului	141
5.3.3. Date geologice necesare calculului de verificare a stabilității versanților și interpretarea rezultatelor	142
5.4. Studii de caz asupra unor zone cu potențial ridicat de instabilitate	143
5.4.1. Descrierea amplasamentelor și a condițiilor de stabilitate	143

5.4.2. Măsurători topografice efectuate	156
5.4.3. Investigații tehnico-geologice și geotehnice aferente amplasamentului A6	166
5.4.4. Soluția de stabilizare proiectată și executată pentru amplasamentul A6	170
5.4.5. Verificarea prin M.E.F. a condițiilor de stabilitate realizate prin soluția propusă – amplasament A6	177
5.4.6. Analiza soluției de stabilizare a unui versant instabil în zona localității Svișița	188
6. Concluzii	196
6.1. Conținutul lucrării	196
6.2. Contribuțiile autorului	203
6.3. Direcții pentru cercetarea viitoare	204
7. Bibliografie	205

1. INTRODUCERE

1.1. Considerații privind definirea proceselor de mișcare a maselor de pământ

Definiția cea mai larg acceptată pentru procesele de mișcare în masă (*mass-movement, mouvement en masse*) este aceea a deplasării, sub acțiunea gravitației a unor mase de roci fără influența altor agenți de transport [54], [65], [87], [83], [8]. În funcție de mecanismul transportului, procesele de mișcare în masă sunt definite de M. Pecs, [59] ca mișcări spontane ale depozitelor de pe versanți, cu viteze diferite. Alte definiții pun în evidență schimbările stării fizice a depozitelor antrenate în mișcare prin modificarea unor proprietăți inițiale. Un exemplu în acest sens este definiția dată de J. Tricart, [86] care arată că procesele de mișcare în masă sunt mișcări produse datorită variației conținutului de apă din materiale fine, având drept consecință deformarea lor sub influența gravitației și a suprasarcinii exercitate asupra lor de straturile acoperitoare.

În 1984, R.J. Chorley, S.A. Schumm și D.E. Sugden [21] fac precizări legate de faza pregătitoare a procesului, declanșarea lui și transportul materialului deluvial spre partea joasă a versantului. M.A. Carson, [19] arată că procesul de mișcare în masă (*mass-movement*) se referă la deplasarea pe versant, spre baza lui, a depozitelor de destrucție sau a pachetelor de roci, sub influența forței gravitaționale a pământului, fără ajutorul altor forțe / medii de mișcare (apa, aerul sau gheața). În continuare acesta a făcut unele detalieri privind:

- frecvența procesului: continuă, apariție cu frecvență singulară sau repetată;
- fazele în care se execută mișcarea;
- starea materialului afectat: intact, remaniat;
- tipul depozitului: pachete de rocă / roci în loc, depozite de destrucție;
- caracterele diagnostice: cădere liberă, corpuri rigide - rotaționale, translație, plastic-vârtoasă.

Noțiunea de mișcare în masă (*mass-movement*) a fost introdusă în literatura de specialitate de către A. Penck, [60] care a inclus în aceasta și procesul de spălare de suprafață (*érosion en surface, sheet-wash*). Aceste procese, reunite, ar defini calitativ noțiunea de denudație care contrastează cu celălalt proces de modelare, cel al eroziunii liniare.

În 1989, J.C. Flageollet [38] propune un nou termen, cel de *mouvement de terrain*, motivând că în limbaj științific acest termen are capacitatea de a exprima toate formele de deplasare care implică o ruptură și o deplasare simultană a materialelor. Se menționează că mișcările de teren sunt o componentă a mișcărilor în masă, alături de mișcările lente, superficiale datorate fenomenului de *creep* (adică, curgere lentă care este fenomenul de deformare a pământului în timp datorat efectului structurii acestuia, alcătuită din faza solidă, lichidă și cea gazoasă) sub efectul conjugat al gravitației, al mobilității particulelor solide prin activitatea biologică sau prin îngheț-dezghet. Acest termen a intrat în uzanța oficială mai ales în momentul elaborării hărților de risc natural. În accepțiunea lui J.C. Flageollet [38], acest termen ar îngloba toate formele de deplasare (tasarea, prăbușirea,

alunecarea, alunecarea-surparea, curgerea, etc.) și materialele care pot fi puse în mișcare.

Termenul propus de J.C. Flageollet [38] este mai conform cu adevărul decât termenul în italiană *frana*, introdus în literatura de specialitate de R. Almagia [5], care desemnează atât procesul, respectiv modul de deplasare cât și rezultatul său, adică materialul acumulat.

În 1971, L. Trevisan [85] a recomandat a se utiliza termenul de *frana* doar pentru desemnarea acumulării de material apărut în urma derulării procesului, iar pentru mișcarea în sine, termenul de *franamento*.

În limba engleză, termenul de mișcare de teren ar avea echivalentul de *ground failure* folosit de National Research Council Committee on Ground Failure Hazard, 1984.

Marea majoritate a autorilor contemporani, în general de expresie anglo-saxonă, utilizează termenul de *landslides*, impus pe plan internațional de Asociația Internațională a Inginerilor Geologi și a fost reținut oficial de UNESCO (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization) și UNDRR (United Nations Disaster Relief Co-Ordinator). Termenul de *landslides* este tradus în limba română prin alunecări de teren și reprezintă o categorie de fenomene reunite în clasa mișcărilor de masă, gravitația fiind singura forță de antrenare, iar deplasarea făcându-se cu viteze ce le depășesc pe cele ale curgerii lente. Mișcarea poate fi o cădere/surpare, o alunecare sau o curgere noroioasă. Suprafața de demarcare, între partea mobilă și cea stabilă (suprafața de alunecare), cât și zona furnizoare de masă nu se pot identifica cu o falie. Materialul deplasat poate include formațiuni superficiale și/sau roci in-situ și prezintă limite nete, reprezentând doar o parte limitată din suprafața versantului.

La cel de-al XXVI-lea Congres Internațional de Geologie (1981) termenul de *mass-movement* a fost echivalat cu limitativul *earth movements*. Cel de-al V-lea Congres de Alunecări de Teren (Laussane, Elveția, 1988) a consacrat termenul de *landslides* doar pentru ceea ce în limba franceză se înțelege prin *glissements de terrain*.

1.2. Clasificarea proceselor de mișcare a maselor de pământ

În literatura de specialitate din România, prima încercare de clasificare a proceselor de mișcare în masă este publicată de G. Macovei și G. Botez în 1923 și se referă la fenomenele investigate pe văile Râmnicului Sărat și Râmnei, acestea fiind clasificate astfel:

- alunecări propriu-zise;
- curgeri de noroi;
- alunecări de grohotișuri;
- surpări.

Mai târziu, în 1938, V. Mihăilescu [54] încearcă să introducă un termen românesc în definierea acestor procese, acela de *pornitură*, realizând și o clasificare a acestora pe baza mecanismului deplasării în:

- rostogoliri (blocuri desprinse și rostogolite – grohotișurile);
- alunecări umede și uscate;
- surpări (apărute în lipsa suportului natural).

În cadrul proceselor de mișcare în masă au fost incluse o serie de fenomene de deplasare pe versanți, fiecare dintre termenii mai sus amintiți având o anumită încărcătură semantică.

C.F.S. Sharpe (1938) [76] distinge două tipuri principale de mișcare în masă:

- mișcări cu continuitate și deformare plastică, tip clasic de curgeri noroioase și solifluxiuni (solifluxiunea fiind un caz particular de alunecare de teren, caracteristic zonelor muntoase, fiind un proces lent și continuu de curgere pe versanți a unor mase de sfărâmături care în urma dezghețului rămân saturate cu apă);
- mișcări prin care materialul suferă o deformare continuă, pe un plan de alunecare (*slip plan*).

La aceste tipuri principale se pot adăuga căderile (*fall*) care sunt mișcări prin cădere liberă sau salturi, care se execută în josul pantei.

În anul 1946, V. Mihăilescu [54] revine și împarte porniturile în două mari categorii:

- pornituri seci (uscate sau semiuscate), în care se includ prăvălirile (termen popular utilizat în Moldova), surpările-rostogolirile, tasările;
- pornituri umede care reunesc solifluxiunile, curgerile de glod, torenții de pietre și alunecările de teren.

Procesele de mișcare în masă sunt clasificate de V. Dragoș, 1956 [34] după mediul geologic în care se produc, după modul de manifestare și după mijloacele care contribuie la combaterea lor în:

- deplasări subaerene (prăbușiri în roci compacte și neconsolidate, nisipuri curgătoare, deplasări lente de tipul încovoierii capetelor de strate, solifluxiuni, alunecări ale formațiunilor superficiale sau ale formațiunilor de bază);
- deplasări submarine;
- deplasări tectonice.

În 1958, D.J. Varnes [88] în lucrarea sa *Landslide Types and Processes. Landslides and Engineering Practice* dă o nouă interpretare a termenului de *mass-movements*, care în accepțiunea lui ar include mișcările subaerene, naturale sau induse în activitatea antropică.

În 1960, A. Rapp [65] propune ca în rândul mișcărilor în masă să fie incluse următoarele procese:

- căderi (*fall*), care sunt mișcări în masă rapide, prin cădere liberă, salturi și rostogolire și în care particulele se mișcă individual (ex.: căderea unor bolovani dintr-un versant);
- alunecări ale unor volume de pământ care își păstrează în mare forma și volumul (*slides*);
- alunecări bruște (*slump*), care sunt mișcări în masă executate pe unul sau mai multe planuri de separare între partea mobilă și cea stabilă (plan de alunecare), combinate de multe ori cu fenomene de curgere noroioasă sau mișcări rotaționale, masa de depozite care se pune în mișcare păstrându-se unitară;
- curgeri noroioase (*mudflows*), care sunt mișcări rapide ale unor mase de depozite supraamezite groase în care sunt cuprinse fragmente de roci;
- *creep*-ul, care reprezintă deplasări lente, imperceptibile, fără a se realiza un plan de demarcație între partea mobilă și cea stabilă (plan de alunecare);
- subsidiențele, care sunt scufundări ale terenurilor.

În 1966, V. Tufescu [87] clasifică procesele de mișcare în masă în funcție de mecanismul mișcării și a formei rezultate, astfel:

- pornituri prin cauze mecanice datorită distrugerii suportului natural sau distrugerii unității masei terenului, în care apa joacă un rol secundar:
 - rostogoliri (distrugerea unității masei);
 - surpări (distrugerea suportului natural);
 - sufoziunea (subminarea prin eroziune fizică și chimică);
 - încovoierea capetelor de strate;
 - tasările (compactarea particulelor);
 - *creep*-ul.
- pornituri prin înmuiere la apariția cărora acțiunea apei are un rol hotărâtor în generarea mișcării;
- nisipurile curgătoare (antrenarea particulelor care alcătuiesc rocile necoezive);
- curgerile noroioase (supraumectarea și curgerea laminară a masei de depozite);
- solifluxiunea (înmuiera și deplasarea unei pături superficiale de sol, pe un suport rigid, înghețat);
- alunecările de teren (patinarea unei mase de depozite pe o bază înmuiată).

Q. Zaruba și V. Mencl, 1969 [89] în lucrarea *Landslides and Their Control* definesc procesele de mișcare în masă, ca deplasări pe versanți cu următoarele diferențieri:

- mișcări ale formațiunilor de cuvertură (solifluxiuni, încovoierea capetelor de strate, alunecări);
- mișcarea rocilor neaggregate;
- deplasarea rocilor necoezive pe suprafețe de alunecare cilindrice;
- deplasări datorate comprimării bazei plastice;
- deplasări-alunecări pe planuri preexistente;
- surpări de stânci.

În tratatul *Landslides: Analysis and Control*, editat de R.L. Schuster și R.J. Kriizek (1978) [75] regăsim aceeași concepție, cu mențiunea că aceiași autori exclud din rândul proceselor de mișcare în masă pe cele induse de gravitația tectonică. Astfel, dintre procesele de mișcare în masă, a căror tipizare se face după morfologie, mecanism, material transportat și rata mișcării, se disting:

- mișcări de surpare asociate cu taluzurile excavațiilor sau cu malurile râurilor, subsăpate de agentul apă (*rebound*);
- *creep*-ul care se poate împărți astfel:
 - *creep*-ul superficial (*soil creep, talus creep*, în medii morfogenetice, în care înghețul nu este veșnic și *creep*-ul de îngheț din mediile periglaciare);
 - *creep*-ul continuu care precede mișcările de alunecare și care le urmează după ce au intrat în echilibru morfodinamic.
- încovoierea capetelor de strat;
- alunecări de teren, cu delimitare între cele cu rupere limitată, alunecări rotaționale, compuse, de translație, în horsturi și grabenuri;
- alunecări ale fragmentelor de rocă (*debris*) sau forme similare de curgere de noroi atât cele în zone periglaciare cât și în medii morfoclimatice calde, avalanșele de pietre;
- căderi pe planuri de stratificație;
- căderi;
- mișcări complexe de versant.

Criteriile de clasificare ale mișcărilor de terenuri folosite în cele circa 50 de clasificări, unele datând din secolul al XIX-lea au fost grupate de către J.C. Flageollet, 1989 [38] în trei mari grupe:

- o primă grupă cuprinde acele clasificări care au drept criteriu de bază materialul în care are loc mișcarea, la care diferă natura materialului, stadiul, structura și panta versantului, localizarea geografică sau geologică, caracteristicile fizico-mecanice ale depozitelor afectate, suprafața de demarcare între partea mobilă și cea stabilă (suprafața de alunecare);
- a doua grupă de clasificări ia drept criteriu principal mișcarea, cu tipul deplasării, viteza de deplasare, vârsta și cauzele ei;
- în cea de-a treia grupă criteriul principal îl constituie rezultatul deplasării, forma și dimensiunile ei, indicii morfometrici, evoluția previzibilă și riscul apărut.

Dintre acestea, cele mai des utilizate criterii de clasificare sunt cele care se bazează pe natura materialului și tipul mișcării.

1.3. Impactul proceselor de mișcare a maselor de pământ asupra mediului înconjurător

În cadrul mării familii a proceselor de mișcare în masă, alunecările de teren sunt fenomene geomorfologice care produc, prin cantitatea de material pe care o deplasează, prin rapiditatea cu care se efectuează deplasarea, prin marile suprafețe scoase din circuitul productiv precum și prin daunele produse, cele mai importante pagube.

La noi în țară, termenul de alunecare de teren coexistă cu o serie de sinonime care-i definesc, în limbaj popular, mecanismul (fugitură, ruptură) sau formele rezultate (fărămituri, hârtop, iuzi, țiglăi, copârșai, gruieti etc.). Așa cum am precizat mai sus, în literatura mondială, termenii cei mai mult utilizați sunt cei de *landslides* și *glissements de terrain*, care se referă atât la proces cât și la forma indusă de acesta pe versanți.

Alunecările de teren sunt procese de modelare a terenurilor în pantă, sub acțiunea gravitației, care se produc pe o suprafață de demarcație, între partea mobilă și cea stabilă (suprafața de alunecare, plan de alunecare, oglindă de fricțiune).

Alunecările de teren se încadrează, alături de cutremurele de pământ și inundații, în rândul catastrofelor naturale, cu toate că acestea, ca fenomene naturale, pot fi mai ușor prevăzute și stăpânite.

Alunecările de teren sunt fenomene geodinamice de modificare a reliefului, cu caracter în general lent și periodic, prin care se restabilește echilibrul natural al versanților și al taluzurilor. Când au loc pe neașteptate, în funcție de amploarea lor, alunecările de teren pot produce pierderi de vieți omenești și importante pagube materiale, motiv pentru care sunt considerate ca fiind catastrofe naturale.

Una dintre catastrofe este cea care a distrus sanatoriul Roc-des-Fiz din Savoie din Franța, produsă la 16 aprilie 1970, când au dispărut 71 de persoane, dintre care peste 50 de copii. Catastrofa a cutremurat opinia publică din Franța și în același an, M. Roubault a publicat lucrarea *Peut-on prévoir les catastrophes naturelles? (Se pot anticipa catastrofele naturale?)* pe care o încheie cu concluzia că alunecările de teren cu consecințe catastrofale pot fi anticipate dacă se analizează corect fenomenele de mai mică amploare care au loc anterior declanșării alunecărilor masive.

În Peru, alunecările de teren produse de cutremurul din 31 mai 1970 au acoperit două orașe, care se aflau la baza unui versant. Masa alunecătoare a ajuns în valea Rio Santa, deplasându-se în lungul ei pe circa 130 km cu o viteză de 40 km/oră.

Alunecarea unui versant în lacul de acumulare al barajului Vajont din Italia, ce a avut loc în octombrie 1963, a reprezentat una dintre cele mai mari catastrofe din istoria construcțiilor, în care și-au pierdut viața circa 2000 oameni. Din ancheta care a fost inițiată a rezultat că barajul a fost construit fără a se acorda atenția cuvenită analizei stabilității versanților.

În catastrofa de la Goldau, Elveția produsă la 2 septembrie 1806, au pierit 457 persoane. Alunecarea s-a produs pe muntele Rorsberg, de unde s-a desprins o masă de conglomerate terțiare, stratificate, care s-a deplasat pe o intercalație de rocă alterată. Semnele precursorare ale acestei alunecări au început cu circa 30 ani înaintea catastrofei. Locuitorii din zonă, simțind deplasările lente ale alunecării spuneau că „muntele va cădea într-o zi în vale”. Masa alunecătoare a avut 1524 m lungime, 305 m lățime și 30 m grosime.

În România cea mai mare catastrofă de acest gen pare să fie cea care a avut loc prin cedarea iazului de decantare de la Certej-Săcărâmb, din zona Deva la 31 octombrie 1971, în care și-au pierdut viața circa 50 de oameni.

În țara noastră amenajările hidroenergetice de pe râurile interioare au necesitat și necesită o foarte bună cunoaștere a stabilității versanților. Exploatarea miniere, în care se operează cu volume mari de minereu sărac ridică și probleme pentru construcția haldelor de steril și a iazurilor de decantare, din punctul de vedere al stabilității taluzurilor.

La execuția construcțiilor hidrotehnice alunecările de teren pot crea serioase dificultăți, care pot duce chiar la abandonarea lucrării. Astfel, la execuția barajului Grand Coulee de pe râul Columbia, S.U.A. s-a produs în unul dintre versanți o alunecare de teren, chiar în amplasament, care a oprit temporar lucrarea. Săpăturile au fost continuate numai după consolidarea versantului alunecător.

Pe râul Latorița, în timpul execuției barajului Petrimanu, un baraj în arc de circa 50 m înălțime, s-a pus în evidență o alunecare în versantul drept, alcătuit din șisturi sericitoase, șisturi muscovitice și șisturi verzi, având căderea în aceeași parte cu panta versantului. Prezența acestei alunecări în zona de încastrare a barajului la coronament, nefiind cunoscută în timpul efectuării studiilor geologice și geotehnice, a determinat o modificare a proiectului de execuție, care a fost adaptat prin soluții speciale de fundare, la condițiile mai slabe din versantul drept.

În România alunecările și alte forme de deplasări de teren au o răspândire foarte largă și sunt în legătură cu substratul litologic și cu regimul climateric. Cele mai răspândite tipuri de alunecări și surpări sunt legate de rețeaua de eroziune în adâncime, pe când curgerile noroioase sunt legate de eroziunea de suprafață ajunsă în stadiul avansat. Zonele cu deplasări de teren foarte frecvente sunt Depresiunea Transilvaniei și părțile deluroase ale Olteniei, Munteniei și Moldovei.

În Dobrogea, Banat și regiunea Crișurilor, alunecările au o răspândire mai redusă, constituind fenomene cu totul locale. În general, alunecările sunt legate de prezența argilelor, marnelor șistoase, iar surpările sunt legate de roci friabile ca și loessurile, nisipurile și pietrișurile.

În Câmpia Moldovei, 70 % din suprafața ocupată de alunecări reprezintă alunecări stabilizate sau în curs de stabilizare și numai 30 % reprezintă alunecări active. Alunecări importante s-au produs în Câmpia Moldovei în anii 1912, 1915, 1932, 1942, 1955, 1962, 1970. Curgerile plastice și cele noroioase au o răspândire mai redusă și sunt întâlnite pe versantul drept al Prutului, producându-se mai ales

primăvara. În Câmpia Moldovei, solifluxiunea este de asemenea puțin răspândită și de cele mai multe ori este asociată cu alte fenomene de modelare a versanților, fiind întâlnită mai ales pe versanții înierbați din bazinul mijlociu al Miletinului și Bașeului, pe versanții văii Jijiei și ai unor văi mai mici. Pe valea Bistriței, alunecările vechi, stabilizate și cele reactivitate au avut și au o dezvoltare mare în zona alternanțelor de roci marnoase cu gresii.

De asemenea, fenomene de alunecare mai sunt semnalate și în Subcarpații de Curbură, Subcarpații Munteniei, Câmpia Transilvaniei, Podișul Târnavelor. În podișul Getic și în zona dealurilor vestice s-au efectuat mai puține studii asupra alunecărilor.

Cu ocazia inventarierii terenurilor degradate s-a efectuat o estimare orientativă a suprafețelor ocupate de alunecările de teren (1953). Astfel, terenurile cu alunecări active ocupau 115 000 ha. Ulterior, studiile geografice apreciază că terenurile cu alunecări stabilizate sau active ocupă o suprafață de circa 900 000 ha.

În 1966, V. Tufescu [87] a elaborat o zonare a potențialului de alunecare pe întreg teritoriul României în funcție de litologie, de panta combinată cu energia de relief și de gradul de acoperire cu păduri. Astfel, zonele cele mai expuse la alunecări favorizate de apă sunt:

- Subcarpații, cu intensificare în sectorul de curbură;
- Câmpia Transilvaniei, mai ales partea centrală și sudică;
- Podișul Târnavelor, inclusiv bazinul Hărtibaciului;
- Platforma Someșeană;
- Podișul Moldovei, cu intensificări în câmpia Jijiei și în partea răsăriteană a podișului Bârladului.

Zone cu condiții medii de dezvoltare a deplasărilor de teren se întâlnesc în:

- Maramureș, zona flișului extern;
- Munții Banatului;
- culoarul Timișului;
- estul Munților Apuseni;
- Podișul Getic;
- unele zone din Dobrogea.

Zonele mai puțin expuse la alunecări sunt amplasate în munții cu roci tari și în câmpii. În zona muntoasă, la altitudini de peste 1000-1200 m se întâlnesc condiții favorabile pentru dezvoltarea solifluxiunii.

Abundența precipitațiilor din ultimii ani a favorizat declanșarea și extinderea alunecărilor pe suprafețe mari de teren agricol. Astfel, cele mai afectate județe au fost Vaslui, Iași, Mehedinți, Gorj, Bacău, Olt, Vâlcea, Vrancea.

Aproape 300 de case din comuna gorjeană Seciuri au fost distruse într-o noapte din cauza unor alunecări de teren cauzate de mineritul din zonă. Alunecarea de teren a avut loc în data de 6 Mai 2006.

Pe lângă numeroasele rele cauzate de alunecările de teren se poate produce, întâmplător, și un lucru bun, de înfrumusețare a naturii. În România, stațiunea Lacul Roșu se dezvoltă lângă lacul cu același nume care este un lac de baraj natural care s-a format în vara anului 1837. În urma ploilor abundente, o cantitate mare stânci de pe versantul nordic al Stâncii Ucigașului a alunecat blocând drumul Pârâului Bicajel, astfel apa acumulându-se și formând lacul de baraj natural.

1.4. Obiectivele tezei de doctorat

Având în vedere scopul declarat al pregătirii de specialitate prin treapta superioară, care constituie elaborarea unei teze de doctorat, în domeniul tehnic ales pentru teza de doctorat, se pot menționa următoarele obiective:

- Documentarea aprofundată în domeniul problematicii legată de stabilitatea masivelor din pământ;
- Studiul fenomenelor care determină pierderea stabilității masivelor din pământ, precum și metodele constructive care permit stabilizarea unui versant sau taluz, atât ca mijloc de prevenire a unei posibile viitoare alunecări cât și ca mijloc de stabilizare a unui fenomen de pierdere a stabilității în curs de desfășurare;
- Însușirea și aplicarea în practica curentă de proiectare a metodelor de calcul de verificare a condițiilor de stabilitate ale unor masive din pământ;
- Implicarea în rezolvarea directă a unor probleme de instabilitate atât în faza de urmărire și monitorizare cât și în faza de proiectare a soluțiilor de stabilizare optime.

2. ELEMENTE TEHNICO-GEOLOGICE PRIVIND FENOMENELE DE INSTABILITATE A MASIVELOR DE PĂMÂNT

Principalele tipuri de mișcări care afectează masivele naturale pot fi clasificate astfel:

1. Prăbușiri, căderi – fenomene de desprindere a pământului sau a rocii stâncoase dintr-o pantă abruptă de-a lungul unei suprafețe, fără alunecare.
2. Răsturnări – fenomene de rotire a unei mase de pământ sau rocă stâncoasă în jurul unui punct aflat mai jos de centrul de greutate al masei.
3. Alunecări – fenomene de mișcare înspre în jos a unei mase de pământ sau stâncă, mișcare produsă prin alunecare pe suprafețe de rupere sau pe zone subțiri de cedare.
4. Extinderi laterale – fenomene de lățire a unei mase de pământ coeziv sau stâncă, asociată cu o scufundare generală a masei fracturate în materialul mai moale aflat dedesubt.
5. Curgeri – fenomene de mișcare spațială continuă a maselor pământoase, asemănătoare mișcării unui fluid vâscos.

Din rândul acestor fenomene de instabilitate a masivelor de pământ, alunecările de teren au cea mai mare arie de răspândire în natură.

2.1. Descrierea și clasificarea alunecărilor de teren

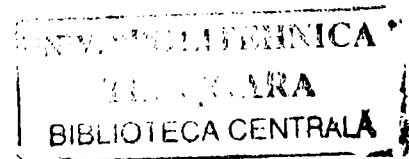
În studiul și analiza unei alunecări de teren, primul element îl reprezintă procesele fizico-mecanice premergătoare alunecării (acțiunea cauzelor), al doilea element îl constituie procesul de alunecare și durata lui, iar ultima trăsătură este dată de forma morfologică caracteristică care apare în relief ca manifestare geodinamică.

Cunoașterea tipurilor caracteristice de alunecări de teren, din punct de vedere geologic, are rolul de a ușura activitatea de cartare și permite prevederea evoluției viitoare a alunecărilor de teren într-o regiune dată. Din punct de vedere ingineresc, cunoașterea tipurilor de alunecări de teren este foarte utilă activității practice de proiectare și execuție a măsurilor constructive de stabilizare (consolidare) a versanților și a taluzurilor.

Elementele unei alunecări de teren ne ajută, în primul rând, să recunoaștem pe teren și să cartăm cât mai exact zona din versant afectată de alunecare, iar în al doilea rând utilitatea lor este foarte mare în alegerea schemelor și metodelor de calcul pentru estimarea stabilității versantului. Necunoașterea elementelor unei alunecări de teren poate conduce la ipoteze eronate în alegerea metodelor de calcul, la rezultate care nu exprimă starea reală de stabilitate sau instabilitate a versantului, la concluzii nefondate privind măsurile de asigurare a stabilității.

Elementele unei alunecări de teren se stabilesc prin cercetări geologice efectuate pe teren.

În continuare se prezintă principalele elemente ale unei alunecări de teren, definite conform normelor anglo-saxone în figura 2.1.



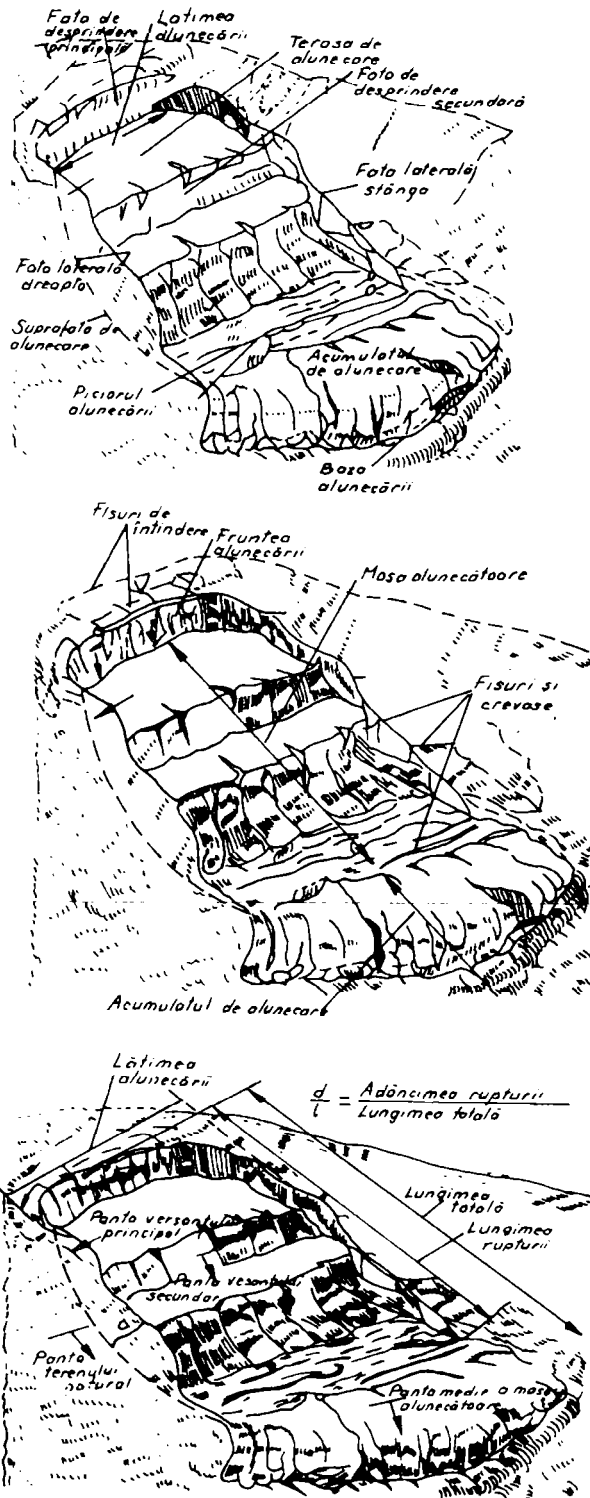


Figura 2.1. Elementele descriptive ale unei alunecări.

Fața de desprindere principală reprezintă o suprafață înclinată sau verticală, adesea concavă, care limitează alunecarea de teren la partea superioară și care se prelungește sub nivelul terenului prin suprafața de alunecare.

Fruntea alunecării este zona situată deasupra feței de desprindere principale care în majoritatea cazurilor nu este afectată de alunecarea de teren. În unele cazuri însă, apar fisuri sau crăpături, care se datorează eforturilor de întindere care iau naștere în această zonă datorită desprinderii masivului care alunecă.

Lățimea alunecării în zona feței de desprindere principală este limita în amonte a alunecării sau mai exact, zona unde materialul care alunecă se găsește în contact cu fața de desprindere principală.

Fața de desprindere secundară este formată din fisuri asemănătoare cu fața de desprindere principală, care sunt vizibile în masa alunecătoare. Aceste fețe secundare conferă alunecării o structură asemănătoare cu o scară.

Terasa de alunecare (element) este fracțiunea din masa alunecătoare situată între două fețe de desprindere.

Fața laterală (stânga și dreapta) este limita laterală a alunecării aflată în prelungirea feței de desprindere principală, paralelă cu direcția de alunecare.

Piciorul alunecării corespunde intersecției în aval a suprafeței inițiale a terenului cu suprafața de alunecare.

Baza alunecării reprezintă zona în aval a terenului aflat în mișcare.

Acumulatul de alunecare este alcătuit din teren cu o structură foarte tulburată datorită suprapunerii unor eforturi de frecare, forfecare, compresiune, etc.

Suprafața de alunecare corespunde zonei de separare dintre terenul aflat în mișcare de alunecare și terenul stabil de dedesubt.

Masa alunecată constituie partea centrală a alunecării, alcătuită din zona superioară a masei în mișcare.

Fisurile și crăpăturile reprezintă rupturile din masa materialului alunecător și diferă ca și dimensiuni, direcție de orientare, în funcție de solicitările care au dus la formarea lor. Acestea pot fi: fisuri din întindere, fisuri datorate forfecării și fisuri datorate eforturilor de compresiune (Figura 2.2.).

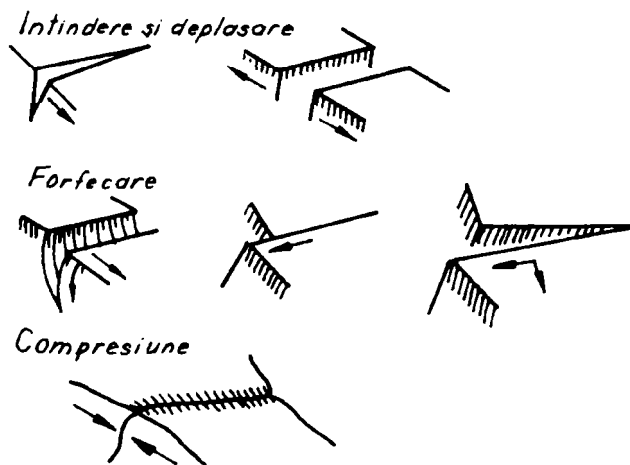


Figura 2.2. Tipuri de fisuri și crăpături.

Dimensiunile alunecării sunt definite prin lățimea și prin lungimea totală a alunecării și de către adâncimea alunecării (Figura 2.1.). **Lățimea alunecării** este

distanța dintre fețele laterale stânga și dreapta. **Lungimea totală** a alunecării este zona cuprinsă între fruntea alunecării și baza alunecării, măsurată după linia de cea mai mare pantă. **Adâncimea alunecării** este distanța dintre suprafața de alunecare și suprafața terenului natural. În funcție de aceste elemente se definește următorul raport:

$$\frac{D}{L} = \frac{\text{adancimea alunecarii}}{\text{lungimea totala a alunecarii}} \quad (2.1)$$

Valoarea raportului $\frac{D}{L}$ permite identificarea tipului de alunecare.

Clasificarea alunecărilor de teren a stat în atenția cercetătorilor încă de la începuturile cunoașterii științifice a proprietăților fizico-mecanice ale rocilor și a folosirii acestora în explicarea procesului de alunecare. În urmă cu un deceniu, în literatura de specialitate se menționa că existau și într-o anumită măsură se și foloseau, peste 100 clasificări ale alunecărilor de teren. În prezent numărul lor probabil a crescut și mai mult. În această situație, prezentarea clasificărilor cunoscute în literatura de specialitate nu este nici posibilă și nici necesară, deoarece în majoritatea cazurilor clasificările aparținând diferiților cercetători au ca scop sistematizarea alunecărilor cartate într-o anumită zonă. De aceea, cele mai multe clasificări au o importanță locală și nu pot fi întrebuintate și în alte zone. Sistematizarea alunecărilor dintr-o regiune este, totuși, importantă și necesară pentru inginerul geolog ca metodă de analiză.

În clasificarea alunecărilor de teren apar numeroase dificultăți legate de insuficienta cunoaștere a cauzelor care generează alunecările, de cunoașterea incompletă a procesului de alunecare și de multitudinea formelor morfologice pe care le îmbracă alunecările. Este utilă folosirea unei clasificări care se bazează pe criterii clare, cu răspândire regională într-o zonă dată. O clasificare a alunecărilor de teren trebuie să permită întrevvedere evoluției viitoarelor procese de alunecare, pe de-o parte, și să servească la elaborarea măsurilor de stabilizare, pe de altă parte. Alunecările de teren sunt foarte diferite ca structură, forme morfologice, dimensiuni, cauze și condiții de formare, ca procese dinamice, ca evoluție a procesului de alunecare, etc.

Cunoașterea poziției suprafeței de alunecare este un element de prim ordin în stabilirea metodelor și soluțiilor de stabilizare a alunecărilor de teren, inclusiv pentru analiza tehnico-economică care se face pentru alegerea metodei de stabilizare și prevenire a alunecărilor. De la o anumită adâncime a suprafeței de alunecare, stabilizarea alunecărilor de teren nu este nici economică și nici posibilă din punct de vedere practic. Iată de ce clasificarea alunecărilor de teren după adâncimea suprafeței de alunecare are sens numai când aceasta se află la câțiva zeci de metri adâncime.

Intuind importanța acestui criteriu, în 1846, inginerul francez Alexandre Collin [24] în cadrul lucrării sale "*Cercetări experimentale asupra alunecărilor spontane a terenurilor argiloase*" a definit două tipuri de alunecări de teren în funcție de poziția suprafeței de alunecare:

- alunecări de adâncime;
- alunecări de suprafață.

În cazul alunecărilor de adâncime, suprafața de alunecare este situată în zona de variație sezonieră a umidității și temperaturii, iar în cazul celei de-a doua categorii, suprafața de alunecare se găsește sub această zonă. În 1943, F.P.Savarenski [68], propune o clasificare care se folosește și astăzi, menționată în prezent de mai mulți autori (Q.Zaruba și G.V.Gvelesiani) (Tabelul 2.1.):

Clasificarea alunecărilor de teren după adâncimea suprafeței de alunecare**Tabelul 2.1.**

Tipul de alunecare	Adâncimea suprafeței de alunecare, m
de suprafață	< 1
de mică adâncime	1 - 5
adâncă	5 - 20
foarte adâncă	> 20

Alunecările de teren se produc cu viteze extrem de variate, de la m / s la mm / an. Alunecările care au loc cu viteze mari sunt deosebit de periculoase, mai ales când sunt de proporții mari, putând produce catastrofe ca și în cazul cutremurelor de pământ.

K. Terzaghi [84] folosește pentru deplasările de teren extrem de lente care au loc în natură termenul de "*curgere plastică*". În curgerea plastică, procesul de alunecare are o durată foarte mare și nu se poate distinge o suprafață de alunecare clară, deplasarea efectuându-se ca deformare plastică, în limitele unei mase cu grosime mai mare.

Clasificarea alunecărilor de teren după viteza de alunecare, elaborată de C.F.S.Sharpe și E.B.Eckel, este următoarea (Tabelul 2.2.):

Clasificarea alunecărilor de teren după viteza de alunecare**Tabelul 2.2.**

Tipul de alunecare	Viteza de alunecare
Extrem de rapidă	$v > 3 \text{ m / s}$
Foarte rapidă	$3 \text{ m / s} \dots 0,3 \text{ m / min}$
Rapidă	$0,3 \text{ m / min} \dots 1,5 \text{ m / zi}$
Moderată	$1,5 \text{ m / zi} \dots 1,5 \text{ m / lună}$
Lentă	$1,5 \text{ m / lună} \dots 1,5 \text{ m / an}$
Foarte lentă	$1,5 \text{ m / an} \dots 0,06 \text{ m / an}$
Extrem de lentă	$v < 0,06 \text{ m / an}$

În literatura de specialitate mai sunt definite și "*alunecările gravitaționale*". Acestea sunt deplasări de-a lungul unor suprafețe preexistente (fețe de strat, planuri de șistozitate, linii tectonice, etc.).

Deteriorarea rocilor alunecate este determinată de distanța pe care se deplasează acumulatul de alunecare față de zona de desprindere din versant. Pentru distanțe de deplasare mici, masa alunecătoare își menține în general structura pe care o are în versant și caracteristicile fizico-mecanice ale rocilor, exceptând zona suprafeței de alunecare. Dacă distanța de alunecare crește, structura masei alunecătoare se modifică, apărând o compartimentare în blocuri din ce în ce mai mici, fapt care are drept urmare reducerea tot mai mare a valorilor caracteristicilor fizico-mecanice ale rocilor.

Din punct de vedere a distanței de deplasare a acumulatului de alunecare, alunecările de teren se clasifică în:

- **alunecări propriu-zise**, la care acumulatul de alunecare se sprijină în majoritate pe suprafața de alunecare, în apropierea zonei de desprindere din versant;

- **alunecări tip curgeri de teren**, la care acumulatul de alunecare este deplasat la o distanță mare de zona de desprindere din versant.

Pe cursul văilor sau a pâraielor, dacă acumulatul de alunecare este îmbibat cu apă, alunecările de tip curgere de teren (uscate) se pot transforma în "curgeri de noroi". În acest proces de transformare a alunecărilor de tip curgere de teren (Figura 2.3 a.), la partea superioară a masei alunecătoare există o suprafață clară de alunecare, iar în partea inferioară are caracterul unei curgeri de teren fără o suprafață de alunecare ca atare. În acest proces un rol important îl joacă cantitatea de apă din acumulatul de alunecare.

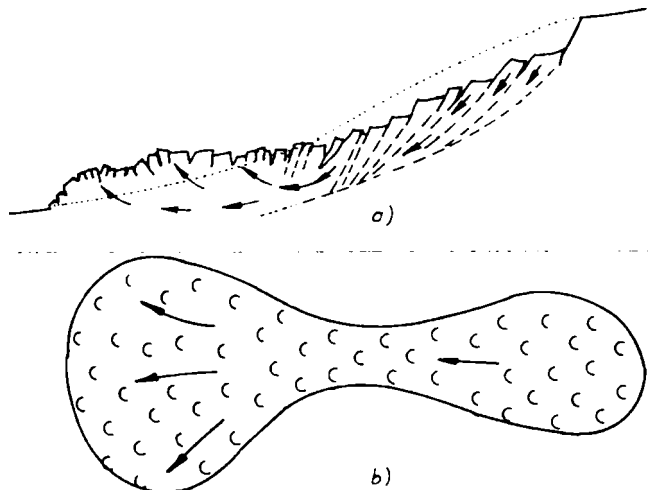


Figura 2.3. Formarea unei alunecări tip curgere de teren: a) secțiune transversală; b) vedere de sus.

Acumulatul de alunecare se poate transforma într-o masă fluidă care curge pe pâraie, văi, pe suprafața morfologică a versantului ca urmare a unei cantități crescânde de apă provenită din ploi sau izvoare. Aceste tipuri de alunecări au forma caracteristică în plan prezentată în figura 2.3 b. și se găsesc în zonele muntoase și de dealuri, în terenuri argiloase, în deluviile argiloase ale flișului, în deluviile formate pe tufuri și pe alte roci.

Argilele sensitive de tip "quick clay" sunt caracterizate printr-o umiditate mare în condiții naturale și prin faptul că își pierd repede echilibrul când sunt deranjate, apa fiind eliberată din structura intermoleculară, constituind în curgerile de teren mijlocul de transport al particulelor minerale.

Alunecările de teren se formează de regulă la baza versanților în urma eroziunii râurilor, lacurilor, mării, a activității ingineresti a omului, de descărcare a bazei versanților sau ca urmare a unor eforturi suplimentare date de construcții, halde, etc. A.P.Pavlov a împărțit alunecările de teren în două categorii în funcție de direcția de evoluție a alunecării pe versant în raport cu direcția de deplasare a acumulatului de alunecare, și anume:

- **alunecări deplasive**, care încep de la baza versantului și evoluează pe versant într-o direcție opusă celei de deplasare a acumulatului de alunecare. Ele au astfel un caracter regresiv și se caracterizează prin faptul că acumulatul de alunecare este supus unei tensiuni longitudinale, iar suprafața de alunecare iese în baza versantului;

- **alunecări detrusive**, care se formează pe versant sau la partea superioară a acestuia și evoluează în direcția în care are loc deplasarea acumulatului de alunecare. Ele au un caracter progresiv, caracterizându-se printr-o comprimare a acumulatului de alunecare, iar suprafața care coboară sub baza versantului provoacă o ridicare a fundului văii.

Comisia suedeză de geotehnică a grupat alunecările de teren funcție de direcția de evoluție a alunecărilor pe versant în:

- alunecări regresive;
- alunecări progresive.

Clasificarea în funcție de poziția suprafeței de alunecare față de stratificația versantului a fost elaborată în 1934 de către F.P.Savarenski. Astfel, alunecările de teren se împart în următoarele categorii (Figura 2.4.) în:

- **alunecări consecvente**, care se formează pe versanți sau pe taluzuri, la care căderea straturilor este în aceeași parte cu panta morfologică. Suprafața de alunecare corespunde cu o suprafață de stratificație. Tot de acest tip sunt și alunecările care au loc pe fisuri, pe un plan de falie sau alte accidente tectonice, cu căderea în aceeași parte a versantului sau taluzului. Aceste alunecări de teren sunt cele mai răspândite în natură. Din această grupă de alunecări mai fac parte și alunecările deluviului pe rocă;
- **alunecări insecvente**, care se formează pe taluzuri sau versanți, care au căderea straturilor spre interiorul masivului sau sunt stratificate orizontal. Suprafața de alunecare interceptează straturile sub diferite unghiuri. Acest tip de alunecare de teren are o răspândire mai mică în natură;
- **alunecări asecente**, care au loc în masive omogene, lipsite de stratificație, în roci moi sau stâncoase fisurate. Este cazul frecvent al alunecărilor care au loc în loess, în roci argiloase, în deluvii, fără a se înscrie pe contactul cu roca de bază, sau chiar în roci stâncoase stratificate în bancuri groase traversate de fisuri neregulate.

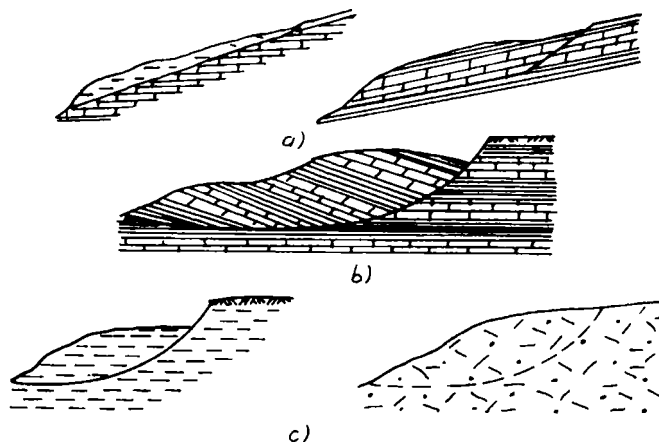


Figura 2.4. Tipuri de alunecări: a) consecvente; b) insecvente; c) asecente.

În 1946, I.V.Popov a realizat o clasificare a alunecărilor de teren în funcție de vârsta alunecării, adică în funcție de intervalul de timp scurs de la data producerii procesului de alunecare. Pe baza acestui criteriu, alunecările de teren pot fi:

- **alunecări actuale**, care se formează la baza nivelului actual de eroziune sau abraziune, iar alunecările vechi s-au format la un alt nivel, mai vechi al bazei de eroziune sau abraziune;
- **alunecări vechi**, care pot fi neacoperite sau îngropate. În general, alunecările vechi nu se reactivează de la sine în condițiile geologice contemporane, ci ele pot fi reactivate prin modificarea condițiilor din natură ca urmare a activității omului.

Stabilirea vârstei alunecării poate fi dificilă când corpul alunecării este acoperit cu loess, morene glaciare, deluvii sau alte formațiuni acoperitoare.

După desprinderea de pe versant, masa alunecătoare se poate deplasa printr-o mișcare de rotație sau de translație. Pentru prima dată, mișcarea de rotație a fost observată în 1846 de Alexandre Collin, iar după observațiile sale, alunecările de tip rotațional, au suprafața de alunecare cicloidă și fisuri de tensiune la partea superioară a taluzului.

Din acest punct de vedere se pot observa două tipuri de alunecări:

- **alunecări rotaționale**, care se formează în depozite omogene, au o lungime limitată și se produc pe taluzuri mai abrupte;
- **alunecări de translație**, care se formează pe suprafețele de stratificație sau pe o suprafață de separație preexistentă, pe relieful vechi dintre formațiunea acoperitoare și roca de bază. Ele sunt lungi și se produc pe taluzuri mai line.

În 1911, K.I. Bogdanovici a adoptat următoarea clasificare după caracterul materialului alunecat:

- **alunecări de ordinul I**, care afectează roca în loc;
- **alunecări de ordinul II**, care sunt reactivări ale unor alunecări mai vechi.

Această clasificare ține seama de fenomenul de reactivare a alunecărilor. Alunecările de teren la care masa alunecătoare sau acumulatul de alunecare, după primul proces de alunecare rămâne suspendat pe versant, sunt pasibile de reactivare.

Toate aceste aspecte ilustrează dificultatea realizării unei clasificări universal-acceptate. În continuare se încearcă abordarea acestor aspecte prin prisma modului în care au loc aceste fenomene.

Alunecările de teren sunt mișcări care se produc în general în materiale mult mai deformabile decât cele supuse fenomenelor de prăbușire. În general, ele afectează zone mai mari decât prăbușirile de rocă. Studiul acestor fenomene se bazează în principal pe mecanica pământurilor. Se disting două mari categorii de alunecări de teren: alunecări plane și alunecări după suprafețe de alunecare curbe.

Alunecările plane se produc după o suprafață plană și se datorează:

- alunecării unui strat de suprafață subțire amplasat pe un teren argilos afectat la suprafață de infiltrații de apă, care au redus substanțial parametrii rezistenței la forfecare ai argilei (Figura 2.5 a.);
- alunecării cauzate de deformarea mai multor straturi deformabile în cazul în care cel mai puțin rezistent strat se află la partea inferioară (Figura 2.5 b.).

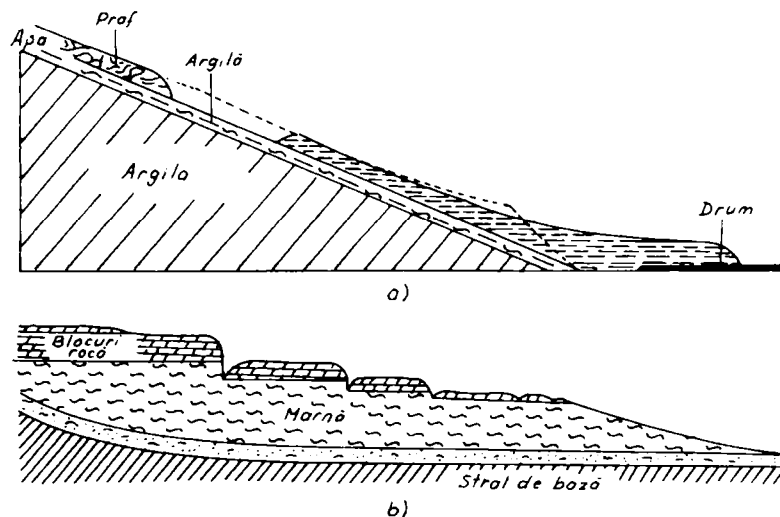


Figura 2.5. Scheme de alunecare datorită unui substrat deformabil: a) plan de alunecare înclinat; b) refulare laterală datorită greutateii stratului de deasupra.

Acest tip de alunecări se produce adesea în cazul în care se elimină prin lucrări de excavație sau prin lucrări de eroziune o parte din materialul existent la baza taluzului sau versantului, fapt care modifică echilibrul masivului de pământ sau în cazul în care se schimbă condițiile hidrogeologice ale amplasamentului.

Alunecările după suprafețe de alunecare curbe se caracterizează prin faptul că o parte din masiv suferă o deplasare după o suprafață mai mult sau mai puțin circulară. Suprafața de alunecare simplă poate fi asimilată cu un arc de cerc, iar analiza echilibrului se poate face prin metodele clasice ale mecanicii pământurilor. Alunecările de teren complexe au adesea o suprafață de alunecare diferită de cea a unui arc de cerc.

Cauzele care determină alura acestor suprafețe pot fi:

- anizotropia structurii;
- anizotropia caracteristicilor fizice și mecanice ale terenului care alcătuiește masivul;
- variația caracteristicilor fizico-mecanice cu adâncimea;
- dispariția unei rezistențe pasive la baza taluzului care poate amorsa fenomenul de alunecare.

Metodele de analiză ale acestor fenomene complexe diferă de la caz la caz, dintre acestea putându-se enumera:

- alunecările în trepte, care sunt alcătuite dintr-un ansamblu de suprafețe de alunecare curbe puțin adânci care generează o suprafață a terenului asemănătoare unor trepte (Figura 2.6.);
- alunecările datorate eliminării unui element de sprijin la piciorul taluzului, care determină alunecarea unei părți din masiv, concomitent cu scufundarea unei alte zone afectate (Figura 2.7.).

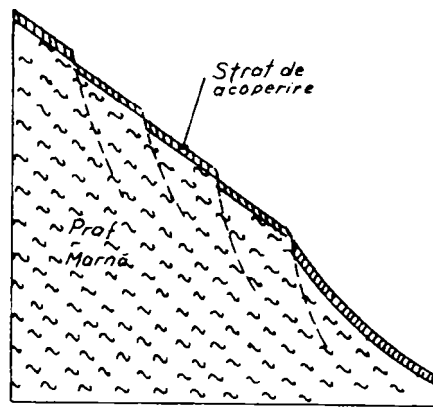


Figura 2.6. Alunecare în trepte.

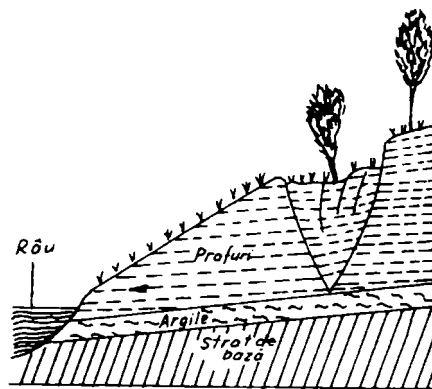


Figura 2.7. Alunecare datorită scufundării terenului.

Alunecările compuse reprezintă situațiile complexe rezultate din suprapunerea mai multor modele dintre cele discutate anterior. Geometria suprafeței de alunecare poate fi alcătuită din suprafețe de alunecare curbe și plane, în funcție de suprapunerea straturilor de teren.

În cazul deformațiilor suprafeței terenului datorate unor fenomene de deformații plastice, mișcarea se produce în mod lent fără modificarea încărcărilor aplicate. Solicitățile sunt datorate în principal greutateii proprii a terenului ceea ce face ca solicitarea structurii să ducă la un stadiu ultim, corespunzând fie stabilizării masivului, fie cedării acestuia prin mobilizarea unei suprafețe de rupere. Fenomenul se caracterizează prin deformarea masivului printr-o mișcare continuă, însă cu o viteză foarte mică. De asemenea, nu poate fi pusă în evidență o suprafață de alunecare. Aceste fenomene sunt caracteristice versanților naturali. Un exemplu tipic îl reprezintă versanții din apropierea viaductului Lodeve, (Franța) unde marnele argiloase se deplasează practic cu o viteză nesensibilă de circa 1 cm / an, dar care pun în pericol structura de rezistență din zidărie de piatră a viaductului (Figura 2.8 a, b.).

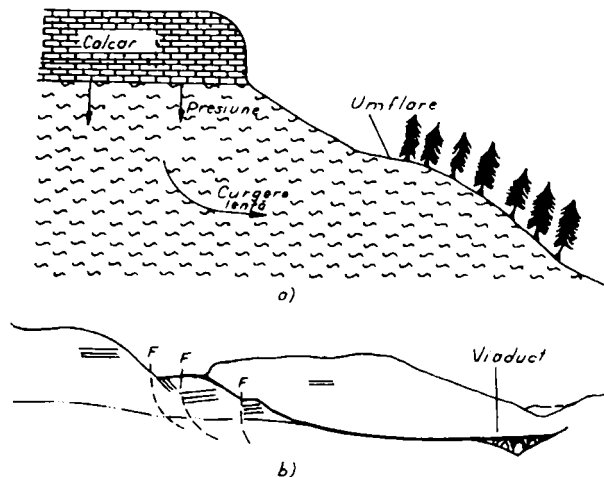


Figura 2.8. Alunecare datorată fenomenului de curgere lentă: a) fenomen de curgere lentă; b) exemplu viaduct în localitatea Lodeve (Franța).

Un caz special de fluaj îl reprezintă sufoziunea. Acest fenomen este o consecință a condițiilor locale, când în urma unui dezgheț, conținutul de apă crește la suprafața masivului și mișcarea terenului se accelerează. Efectul constă în alunecarea unor mase superficiale de pământ care pot avea drept consecință îndepărtarea straturilor vegetale.

Curgerile noroioase, respectiv curgeri de material grosier – pietrișuri, bolovănișuri provenite din morene – (Figura 2.9. și 2.10.), reprezintă mișcări ale terenului care pot fi asimilate mai degrabă cu probleme de transport de materiale de către apă decât cu probleme de mecanică a pământului.

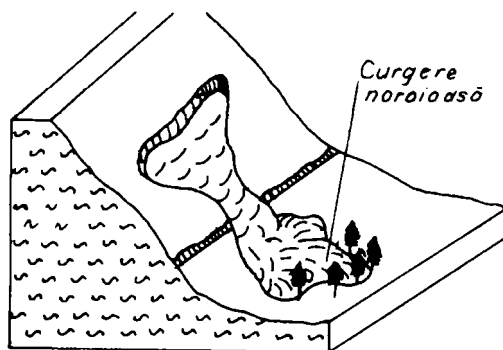


Figura 2.9. Model de curgere noroioasă.

Totuși aceste mișcări de materiale provin inițial din alunecări de teren, care în anumite condiții locale se pot transforma în curgeri noroioase în cazul antrenării lor de către un torent. Pământurile care generează aceste curgeri noroioase sunt în general argile sensibile la umezire și nisipuri care prezintă tendințe de lichefiere. În alte cazuri, materialul care curge este alcătuit dintr-un amestec de apă, pământuri și blocuri de rocă. În acest caz, cel mai adesea acest amestec se produce la înălțimi

relativ mari, peste 2000 m și ele sunt transportate de ghețari sau de ape torențiale. Aceste scurgeri se pot produce uneori și în zonele calcaroase prin prăbușirea și eliberarea unor ape subterane care pot antrena cantități importante de pământ și rocă.

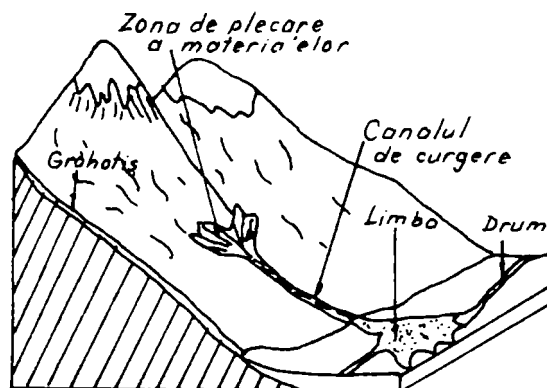


Figura 2.10. Elementele caracteristice unor curgeri de materiale grosiere.

Se pot aminti aici și curgerile care sunt generate de către avalanșele de zăpadă, în care rolul apei a fost preluat de către zăpadă. Caracteristicile generale ale acestor fenomene pot fi enumerate ca fiind:

- materialul este eterogen, deformabil și în principal alcătuit din argile;
- fenomenul se declanșează în general atunci când materialul depășește un conținut de apă critic, care îl transformă într-o masă semifluidă.

Aceste curgeri antrenează și pământurile peste care se deplasează. Vitezele de deplasare pot fi uneori foarte mari.

2.2. Cauzele alunecărilor de teren

2.2.1. Aspecte generale

Studiul alunecărilor de teren se începe cu cercetarea cauzelor acestor fenomene, care sunt deplasări spontane, naturale ale unor mase de pământ spre piciorul versanților sau taluzurilor, fiind o perturbare a echilibrului dinamic în care se află versanții. Acest echilibru este determinat de acțiunea factorilor de mediu (forțe active) și de opoziția masivului la această acțiune (forțe rezistive), asigurându-se versantului o stare de repaus sau de mișcare uniformă. Cunoșcând cauzele alunecărilor cunoaștem de fapt direcțiile în care trebuie să se acționeze pentru stabilizarea alunecărilor de teren, prin eliminarea acțiunii cauzelor sau prin reducerea efectului lor în timp.

În cele ce urmează se vor prezenta o parte din agenții și factorii care, prin acțiunea lor constituie cauze ale alunecărilor de teren, acțiunea lor concretizându-se de fapt prin procese fizico-mecanice care se desfășoară pe durata mai multor ani sau zeci de ani. Marea majoritate a alunecărilor de teren se produc ca urmare a intervenției simultane a mai multor factori. Complexitatea proceselor de alunecare permite ca același factor să acționeze la un moment dat în favoarea dezvoltării alunecării, în alt moment în sensul stăvilirii acesteia și de aceea trebuie evitată o împărțire rigidă în factori favorabili sau defavorabili proceselor de alunecare.

În 1950, Terzaghi [84] a studiat factorii care influențează alunecările de teren, clasificându-i în factori externi, care produc o creștere a tensiunilor tangențiale de-a lungul suprafeței posibile de alunecare și în factori interni, care duc la scăderea rezistenței la forfecare a pământurilor.

În tabelul 2.3 se prezintă o imagine de ansamblu a interacțiunii dintre influența diferiților factori asupra stării de echilibru a pantelor, influență care se exercită în mod izolat sau combinat.

Acțiunea combinată a factorilor care influențează echilibrul pantelor. Tabelul 2.3.

Natura factorului	Modul de acțiune	Parametrul sau fenomenul influențat	Interacțiunea cu agenții
Pământul	Modificarea proprietăților	Umiditatea, îndesarea, rezistența la forfecare	2,3,4,7,10
Stratificația	Sucesiunea, înclinarea straturilor, intercalațiile	Umiditatea, formarea suprafeței de cedare	1,3
Hidrogeologia	Apa de infiltrare, apa subterană, zonele de izvorâre	Circulația apei, presiunea de filtrație	1,2,4,6,9,10
Clima	Precipitațiile, variațiile de temperatură, vânt	Eroziunea, umiditatea, înghețul	1,5,9
Morfologia	Înclinarea pantei, radiația solară	Eroziunea, umiditatea	1,2,3,4,9
Încărcările statice	Sarcinile statice	Presiunea apei din pori, tasările	1,4,7,8
Seismele	Sarcinile dinamice	Presiunea apei din pori, lichefierea, tasările	1,2,3,6
Lucrările ingineresti	Modul și viteza de excavare, drenajul, compactarea	Presiunea din pori, umiditatea, lichefierea, tasările	1,2,3,4,5,7
Vegetația	Stabilizarea, protecția superficială	Eroziunea, umiditatea	1,2,3,4,10
Animalele	Producerea de cavități	Eroziunea, umiditatea	1,2,9

2.2.2. Modificarea unor proprietăți fizico-mecanice ale rocilor

Modificările proprietăților fizico-chimice ale rocilor au consecințe negative directe asupra stabilității versanților și taluzurilor, reducând rezerva de stabilitate până la limita de pierdere a echilibrului natural, favorizând frecvente alunecări de teren pe versanți și taluzuri. Durata necesară pentru aceste modificări se împarte într-un timp la "scara vieții", în care se examinează influența apei asupra unor proprietăți fizico-mecanice, și un timp la "scara geologică", care modifică esențial toate proprietățile fizico-mecanice ale rocilor prin procesul de alterare. Astfel, la "scara vieții", s-a observat că apa subterană sau cea de suprafață contribuie în mod simțitor la modificarea unor proprietăți fizico-mecanice ale rocilor, de care depinde

stabilitatea versanților și a taluzurilor. Proprietățile fizico-mecanice folosite cel mai frecvent în calculul stabilității sunt greutatea volumică a rocilor și caracteristicile rezistenței la forfecare (unghiul de frecare interioară și coeziunea). În timpul unei ploii cu durată mică, rocile din versant sau taluz se îmbibă cu apă chiar până la starea de saturație și greutatea volumică a rocilor se mărește. Astfel, datorită supraîncărcării versantului sau taluzului, cresc forțele de alunecare și se reduce rezerva de stabilitate. Creșterea rapidă a greutateii volumice a rocilor, a presiunii apei din pori și a presiunii de filtrare în timpul unei ploii constituie cauzele multor alunecări de teren.

Prin umezirea rocilor de către apa de suprafață sau subterană, se reduce rezistența la forfecare. Pentru urmărirea dependenței dintre coeziune și umiditate, se pleacă de la corelația dintre umiditate și presiunea apei din pori (Figura 2.11.), evidențiindu-se reducerea umidității pe măsura creșterii presiunii.

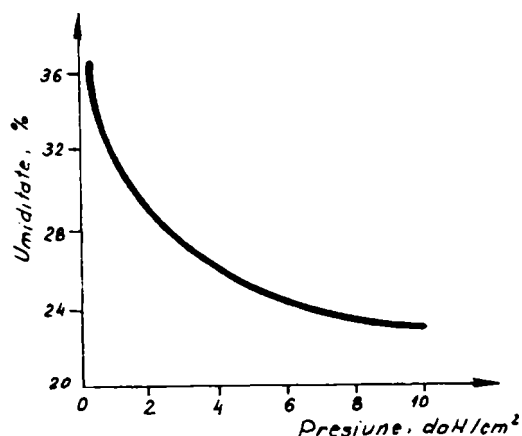


Figura 2.11. Corelația dintre umiditate și presiunea apei din pori.

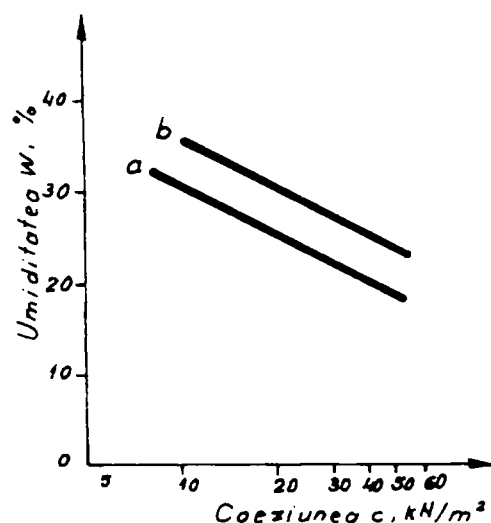


Figura 2.12. Corelația dintre coeziune și umiditate (după Sevaldson).

După Hvorslev, unghiul de frecare interioară al argilelor este un indice variabil, care depinde de umiditate. Determinând coeziunea unor argile în aparatul triaxial pe probe cu structură naturală, Sevaldson a obținut modele de corelație dintre coeziune și umiditate, prezentate în figura 2.12., constatându-se că între acești doi parametri există o variație liniară. De asemenea, graficele din figura 2.12. pun în evidență reducerea coeziunii rocilor pe măsura creșterii umidității.

Unghiul de frecare interioară variază în funcție de indicele de plasticitate, după cum se poate vedea din figura 2.13.

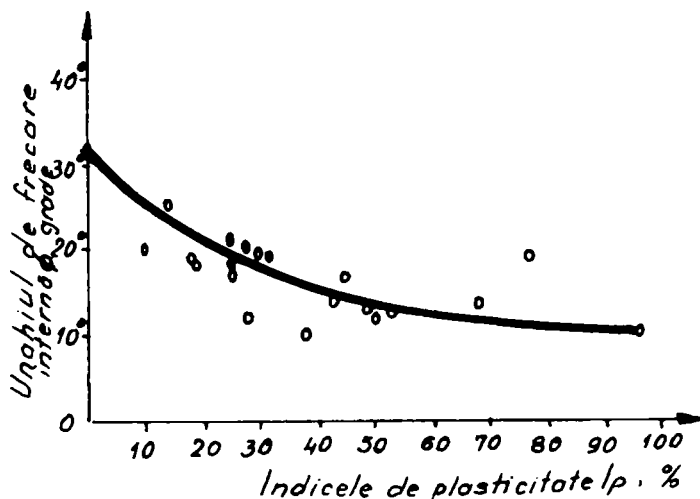


Figura 2.13. Corelația dintre unghiul de frecare interioară și indicele de plasticitate.

Argilele pe care s-au stabilit corelațiile dintre coeziune și umiditate și dintre unghiul de frecare interioară și indicele de plasticitate sunt de tip "quick clays", argile marine sensibile, de origine glaciară și postglaciară, frecvent afectate de alunecări de teren.

În urma cercetării unor alunecări de teren s-a stabilit că există o legătură între variația mineralizației apei din pori și rezistența la forfecare (L.Bjerrum – Norvegia). Pentru a înțelege fenomenul de reducere a mineralizației apei din pori trebuie să se plece de la condițiile de formare a acestor roci de natură argiloasă. În Pleistocen, prin topirea ghețarilor, apele au erodat uscatul și au depus în mediul marin produsele de eroziune, producându-se o ridicare lentă a suprafeței terenului. Ridicându-se deasupra nivelului mării, argilele sensibile au avut mineralizația de circa 35 g / l, care a fost micșorată în timp de apele subterane, procesul de spălare a sărurilor fiind foarte lent. Această mineralizație s-a redus la 2 – 3 g / l, reducerea medie fiind de circa 1,5 g / l în 100 ani. Deteriorarea proprietăților fizico-mecanice, a rezistenței la forfecare a argilelor sensibile este în funcție de gradul de spălare a sărurilor din apa porilor, care este în funcție de permeabilitatea argilelor, fiind un fenomen foarte lent. Astfel, la o scădere a concentrației în săruri mai mică de 10 g / l, modificarea proprietăților fizico-mecanice este mai mică, la reduceri mai mari ale mineralizației apar modificări importante ale proprietăților fizico-mecanice ale rocilor. L. Bjerrum a făcut clasificarea din tabelul 2.4. a rocilor după valoarea sensibilității, care este caracteristică argilelor sensibile și reprezintă raportul dintre rezistența la forfecare în stare netulburată și rezistența la forfecare în stare tulburată:

Clasificarea rocilor funcție de sensibilitate.

Tabelul 2.4.

Sensibilitatea	Caracterizarea rocii
1 - 2	slab sensitive
2 - 4	sensitivitate medie
4 - 8	foarte sensitive
8 - 16	ușor curgătoare
16 - 32	mediu curgătoare
32 - 64	foarte curgătoare
64 - 1000	extra curgătoare

Ridicarea nivelului apei subterane și presiunea hidrostatică a apei din fisuri reprezintă alte cauze frecvente ale alunecărilor de teren, atât în rocile stâncoase cât și în cele moi. Prin ridicarea nivelului apei subterane, greutatea volumică a rocilor trece din "stare umedă" în "stare inundată", facilitând producerea alunecărilor. Ca măsură a stabilizării alunecării, se adoptă coborârea apei subterane, alunecarea încetinindu-și viteza, în cele din urmă stabilizându-se. Când stratul acvifer este acoperit de un strat impermeabil, ridicarea nivelului apei subterane se traduce prin creșterea subpresiunii pe fața inferioară a stratului impermeabil, ceea ce este în dauna stabilității. Ridicarea nivelului apei subterane este în funcție de condițiile de alimentare a acviferului, de capacitatea de înmagazinare a rocilor (calitățile rocilor colectoare), între care porozitatea și permeabilitatea se află pe primul loc.

2.2.3. Acțiunea înghețului

Înghețul este o cauză frecventă a formării alunecărilor de teren pe versanți și taluzuri. Prin îngheț, rocile suferă deformații importante, degradându-și structura, adică scăzând brusc valorile proprietăților fizico-mecanice. De asemenea, are loc o dilatare a rocilor (ridicare ușoară a rocilor) și o mărire a cantității de apă. În timpul înghețului, în teren se dezvoltă un efort foarte mare, care după datele lui Leopold Muller este de circa 2000 daN/cm², ducând la fisurarea și fragmentarea rocilor. Influența înghețului asupra rocilor este diferită în funcție de natura petrografică a acestora. Argilele suferă o degradare mai mare distrugându-și structura, în comparație cu nisipurile și pietrișurile. La rocile stâncoase, influența înghețului este diferită, în funcție de rezistența la compresiune și de gradul de fisurare naturală.

Un alt proces care apare în timpul înghețului este migrația apei în teren pe verticală, din adâncime spre suprafața terenului (Figura 2.14.).

La temperaturi scăzute îngheață mai întâi apa gravitațională din teren, urmând apoi apa capilară și la temperaturi și mai mici îngheață apa peliculară din jurul particulelor minerale. Prin înghețarea unei părți din apa peliculară, particula minerală are un potențial electrocinetic ce se satisface prin atragerea unei noi cantități de apă din adâncime, de sub zona de îngheț și care se ridică pe verticală spre zona de îngheț prin migrație peliculară. Apa peliculară migrează de la o particulă minerală la alta, din zonele neînghețate spre zonele care îngheață, măbind cantitatea de apă din teren pe toată adâncimea de îngheț. Procesul de migrație a fost dovedit experimental prin determinări de umiditate făcute într-o secțiune verticală în teren, înainte și după îngheț.

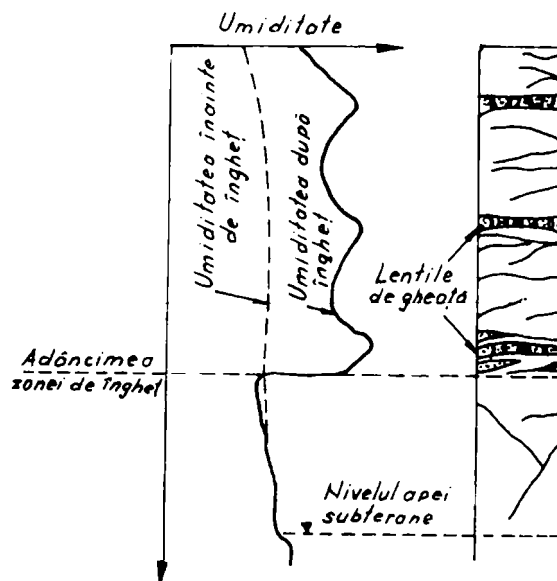


Figura 2.14. Migrația apei în timpul înghețului.

În figura 2.14. linia întreruptă arată valorile umidității în adâncime înainte de îngheț, iar linia continuă reprezintă valorile umidității după îngheț-dezgheț. Umiditatea rocilor după îngheț este mai mare decât cea anterioară înghețului, sporul de umiditate venind din adâncime de sub zona de îngheț sau din apa subterană prin migrație peliculară. Imediat sub adâncimea de îngheț, există o zonă de deficit de umiditate în teren, umiditatea rocilor după îngheț fiind mai mică decât cea anterioară înghețului. Această zonă este aceea care a cedat cea mai mare cantitate de apă ca urmare a acțiunii înghețului, în terenul înghețat formându-se lentile de gheață, umiditatea rocilor după îngheț în dreptul acestor lentile fiind mai mare decât cea din vecinătate.

Creșterea umidității terenului prin îngheț reprezintă mai ales în cazul rocilor argiloase o reducere a rezistenței la forfecare, lucru care poate duce la formarea unor alunecări de teren.

2.2.4. Efectul alterării rocilor

Ca proces fizic, chimic sau biologic, alterarea este o cauză de bază, cu efect de durată în formarea alunecărilor de teren pe versanți și taluzuri. Prin alterare toate tipurile de roci își modifică esențial proprietățile fizico-mecanice și rezistența la forfecare necesară în menținerea stabilității versanților și taluzurilor. Un rol important în procesul de alterare a rocilor îl au condițiile climaterice (Figura 2.15.).

În climatul rece, unde cantitatea de precipitații este mai mare decât evaporarea, un rol important îl are alterarea fizică, care mai apare și în zonele de deșert și semideșert, unde evaporația depășește mult cantitatea de precipitații. În climatul cald și umed, unde precipitațiile sunt mai mari decât evaporația, un rol important îl au alterarea chimică și biologică, zona alterată atingând grosimea maximă. Prin alterare fizică, se produce doar fragmentarea rocilor, fără a li se modifica conținutul chimico-mineralogic, fiind legată de variațiile bruște de temperatură, care duc la comprimare și dilatare neuniformă a mineralelor

componente ale rocilor. Intensitatea alterării fizice depinde de compoziția mineralogică a rocilor, structura și textura, proprietățile termice, coeficientul de dilatare liniară și volumică, culoarea rocilor, etc. Alterarea chimică transformă radical conținutul chimic și mineralogic al rocilor, un rol foarte important avându-l apa, bioxidul de carbon, oxigenul, acizii organici și alți acizi, care rezultă din transformările mineralogice, din descompunerea resturilor vegetale și prin acțiunea microorganismelor.

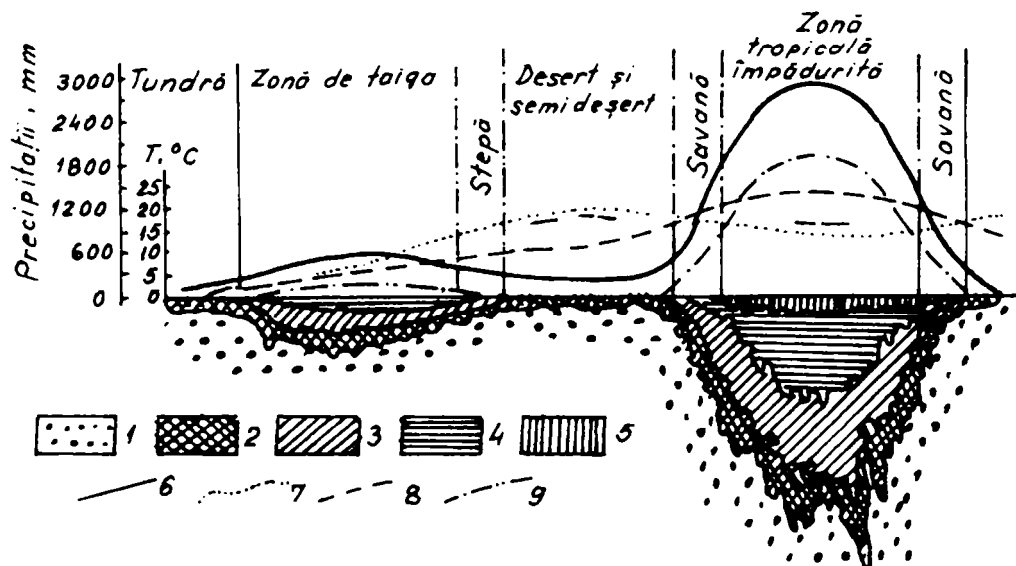


Figura 2.15. Zonalitatea alterării (după Strahov): 1-rocă nealterată, 2-rocă slab alterată chimic, 3- hidromice, 4-caolinit, 5- ocră, 6- precipitații, 7- evaporare, 8- temperatură, 9- resturi vegetale.

Un rol, de asemenea, foarte important în procesul de alterare îl are relieful. În cazul unui relief accidentat, produsele de alterare sunt îndepărtate prin eroziunea de suprafață într-un timp mai scurt decât durata proceselor de alterare și grosimea zonei de alterare este neînsemnată. Pentru un teren cu o pantă mică, eroziunea de suprafață este foarte slabă și alterarea se dezvoltă pe o adâncime mare.

Grosimea zonei de alterare a versanților este variabilă, de la câțiva metri, la câteva sute de metri. Alterarea activă, care transformă radical proprietățile fizico-mecanice ale rocilor se extinde pe o grosime mai redusă, de la câțiva metri la câteva zeci de metri, care corespunde cu adâncimea la care se formează suprafețele de alunecare în versanți. Evoluția procesului de alterare, în linii mari, în cazul versanților este foarte lentă, în raport geologic față de rambleele taluzate construite de om, unde procesul de alterare este mult mai activ și mai rapid, deoarece rocile au fost aduse prin intervenția omului, în contact direct cu factorii climaterici. Ca urmare a procesului de alterare, în roci apar fisuri, goluri, crește porozitatea, se micșorează greutatea volumică, crește starea de afânare, se reduce compactitatea, se micșorează rezistența rocilor.

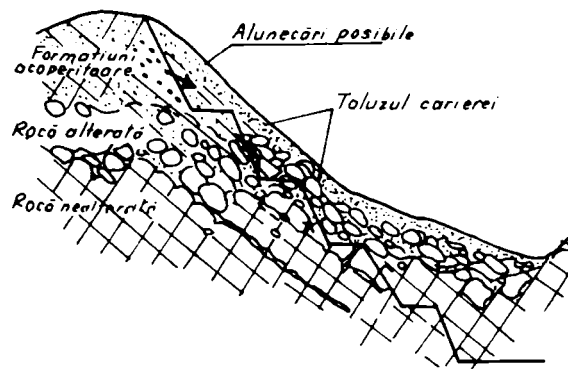


Figura 2.16. Alunecări de taluzuri în roci alterate și în formațiunea acoperitoare.

Taluzurile carierelor pot fi afectate de alunecări care apar la treptele superioare, spre versant, în zona de alterare. În figura 2.16. este prezentat taluzul unei cariere într-o rocă stâncoasă stratificată. În zona de alterare și în formațiunea acoperitoare sunt posibile alunecări ale taluzului pe direcția stratificației. Treptele inferioare ale carierei sunt executate în roci nealterate. Reducerea rezistenței la forfecare este în funcție de intensitatea procesului de alterare. Astfel, din punct de vedere calitativ, rocile se împart în: roci puternic alterate, alterate, slab alterate.

Cantitativ, intensitatea procesului de alterare la rocile stâncoase poate fi dată de rezistența la compresiune sau prin măsurarea vitezei de propagare a undelor elastice. Astfel, în rocile stâncoase variația vitezei de propagare a undei elastice longitudinale în zona de alterare poate fi:

- $v_p = 300 - 1200 \text{ m / s}$ - zonă puternic alterată;
- $v_p = 1700 - 2300 \text{ m / s}$ - zonă alterată;
- $v_p = 2400 - 3300 \text{ m / s}$ - zonă slab alterată;
- $v_p = 3800 - 5200 \text{ m / s}$ - rocă nealterată.

Grosimea păturii de alterare de pe versanți are un rol important în formarea alunecărilor de teren și se poate determina cu metode geofizice. Cu ajutorul seismicității se pune în evidență intensitatea procesului de alterare, viteza de propagare a undelor elastice scăzând pe măsură ce crește intensitatea procesului de alterare, fiind un criteriu cantitativ de clasificare a alterării rocilor. În cazul unor valori mari ale vitezei de propagare a undelor elastice, crește rezistența rocilor cu adâncimea, reprezentând o premisă favorabilă a stabilității versanților.

2.2.5. Starea de eforturi din masiv

Schimbarea defavorabilă a stării de eforturi constituie de multe ori cauza esențială a alunecărilor în versanții în care se execută săpături (pentru cariere de pământ, amplasarea unor construcții în umerii barajelor, amplasarea drumurilor, etc.).

În figura 2.17. este reprezentat un versant inițial instabil, în care s-au executat două taluzuri cu pante diferite. Cu cât panta este mai abruptă, cu atât deviatorul de eforturi, în zonele apropiate de suprafața taluzului, crește mai mult față de situația inițială. Astfel, rezistența versantului va slăbi, situația devenind mai defavorabilă pe măsură ce se trece de la profilul morfologic inițial la taluzul cu pantă mai lină, apoi la cel cu pantă abruptă.

Prin decopertare se schimbă și regimul de aerăție: umezire în contact cu atmosfera, succesiune de uscare-contrație, umezire-umflare, exfoliere prin îngheț-

dezgheț. Contactul cu atmosfera a noii suprafețe realizate prin decopertare și retragerea pe suprafața respectivă a zonelor de izvorâre slăbesc rezistența versantului, cu atât mai mult cu cât panta taluzului va fi mai abruptă.

Astfel de taluzuri apar nu numai ca urmare a intervenției omului. Eroziunile provocate de râuri și mai ales de scurgerile torențiale în timpul viiturilor pot fi foarte dăunătoare, prin schimbarea bruscă a stării de eforturi la pante abrupte, simultan cu înmuierea bazei versantului.

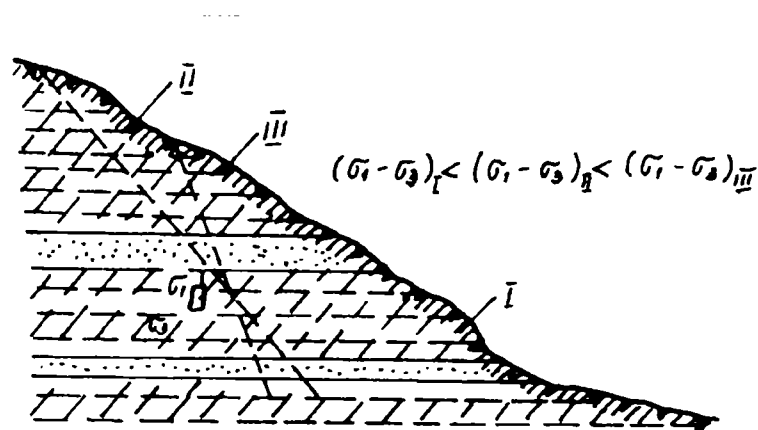


Figura 2.17. Influența schimbării stării de eforturi din masiv.

Lichefierea unor mase de pământ poate provoca fenomene de instabilitate. Cauzele care duc la modificarea structurii pământurilor lichefiabile pot fi:

- vibrații produse de cutremure, explozii, circulația unor utilaje; trafic rutier și feroviar;
- șocuri provocate de înfigerea piloților, de compactarea cu plăci grele;
- acțiunea valurilor;
- apariția unor focare locale de curgere care se propagă în interiorul masivului.

Un masiv din material lichefiabil care se sprijină pe un element de susținere exercită presiuni foarte mari când masivul trece din stare de echilibru în stare lichefiată. Coeficientul de împingere laterală care inițial este egal cu 0,6 – 0,8 după lichefiere devine egal cu unitatea. Ca și materiale lichefiabile se pot menționa nisipurile fine.

2.2.6. Acțiunea apei de suprafață

Apa de suprafață care circulă pe suprafața versanților poate influența stabilitatea acestora pe două căi:

- ca sursă de umezire a pământului și de creștere a nivelului apei subterane prin infiltrare;
- prin erodarea terenului și formarea de ravene, care sunt un punct de plecare a unor alunecări.

În cadrul acțiunii apei de suprafață se va face referire la precipitațiile atmosferice și la eroziunea bazei versanților.

2.2.6.1. Acțiunea precipitațiilor

Prin acțiunea lor asupra versanților, precipitațiile atmosferice joacă un rol de prim ordin în declanșarea și evoluția unor alunecări de teren, în reactivarea altor alunecări cu evoluție mai lentă sau chiar în reactivarea unor alunecări deja stabilizate. Precipitațiile trebuie privite ca și o acțiune periodică începută cu mult timp în urmă și repetată pe un număr de ani. Cu fiecare anotimp ploios, valorile proprietăților fizico-mecanice ale rocilor se reduc, rezistența rocilor devine mai mică prin reducerea coeziunii și a unghiului de frecare interioară. Acțiunea precipitațiilor asupra versanților și taluzurilor se încheie în momentul declanșării procesului de alunecare. Repetarea periodică a precipitațiilor reprezintă o accentuare a aceleiași cauze, o creștere a efectului ei negativ asupra stabilității masivului. Apariția unei alunecări de teren într-un anotimp ploios reprezintă efectul final al unui șir mai lung de efecte însumate ale acțiunii precipitațiilor asupra rocilor.

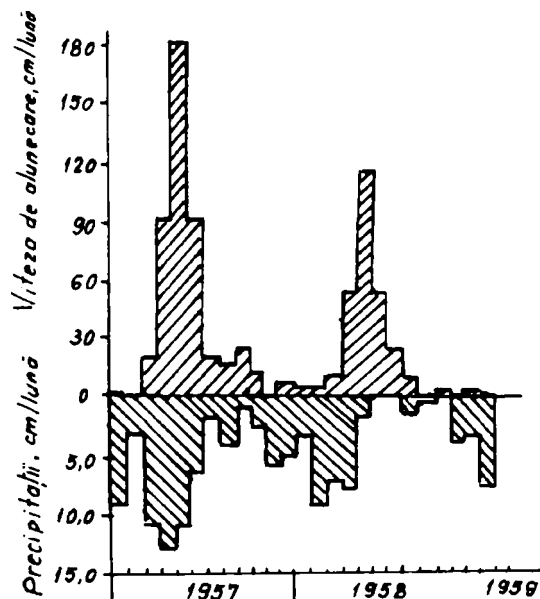


Figura 2.18. Corelația dintre precipitații și viteza de alunecare (după Wilson).

S-au stabilit corelații între cantitatea de precipitații și mărimea absolută a deplasării totale a alunecării de teren și între cantitatea de precipitații și viteza de alunecare (Figura 2.18.). Astfel, viteza de alunecare depinde de cantitatea de precipitații. Cel de-al doilea aspect al corelației dintre precipitații și viteza de alunecare se referă la decalarea lor în timp în funcție de procesul de alunecare. Din aceste date, precipitații maxime de 13 cm / lună au fost în primăvara anului 1957, care au determinat în același an o viteză de alunecare maximă de aproximativ 180 cm / lună. În 1958, la precipitații mai mici decât în anul precedent, adică 10 cm / lună, s-a înregistrat o viteză de alunecare de asemenea, mai mică, de circa 100 cm / lună. În 1957 viteza maximă de alunecare s-a constatat la o lună după căderea precipitațiilor maxime, alunecarea fiind în curs de desfășurare, iar în anul 1958 acest interval a fost de două luni, alunecarea fiind într-o fază mai apropiată de stabilizare. În anul 1959, alunecarea a fost practic stabilizată, ceea ce demonstrează că nu întotdeauna există o corelație între volumul de precipitații și vitezele de alunecare.

2.2.6.2. Eroziunea bazei versanților

Apele curgătoare, cele din lacuri și din mări exercită o acțiune permanentă de eroziune a bazei versanților care este una din cele mai importante cauze ale alunecărilor de teren. Cartând alunecările de teren, cele mai multe se regăsesc în lungul râurilor și pâraielor. În lungul unui râu, terasele aluvionare inferioare protejează versanții de eroziune și acționează ca adevărați contraforți naturali în menținerea echilibrului natural al zonei. Eroziunea apelor curgătoare asupra bazei versantului sau a taluzului duce la micșorarea forțelor de rezistență, determinând o reducere a rezervei de stabilitate. Eroziunea râurilor descarcă baza versantului lipsindu-l de un sprijin natural cu rol de pinten de rezistență. Eroziunea intensă și de durată poate micșora rezerva de stabilitate a versantului, exprimată prin coeficientul de siguranță, până la condiția echilibrului limită când se declanșează procesul propriu-zis de alunecare.

Calitativ, reducerea rezervei de stabilitate a versantului a fost reprezentată grafic de K. Terzaghi, acesta reprezentând un model de principiu foarte bun pentru analiza stabilității versanților.

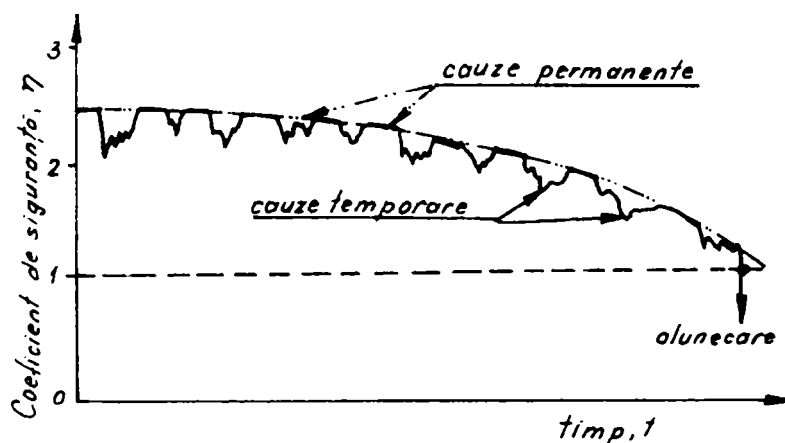


Figura 2.19. Variația coeficientului de siguranță (K.Terzaghi).

În figura 2.19. este reprezentat coeficientul de siguranță, η , pe ordonată și timpul, t pe abscisă. Astfel, versantul se află simultan sub acțiunea a două categorii de cauze: cauze care acționează permanent și reduc rezerva de stabilitate, precum și cauze care acționează temporar și reduc rezerva de stabilitate pe o perioadă limitată de timp. Sub acțiunea cauzelor permanente există o reducere continuă a rezervei de stabilitate, iar cauzele temporare determină o reducere locală, limitată ca mărime. Procesul de alunecare poate apărea ca urmare a cauzelor temporare, în condițiile în care rezerva de stabilitate este foarte mică, apropiată de valoarea critică, $\eta = 1$.

E.P.Emelianova [36] a luat în considerare diferite cauze ale alunecărilor de teren și a diversificat reprezentările grafice dând o imagine diferențiată procesului de formare a alunecărilor. În figura 2.20. este pusă în evidență eroziunea bazei versantului, pe ordonată fiind dat coeficientul de siguranță, η iar pe abscisă timpul, t . Linia punctată orizontală reprezintă coeficientul de siguranță limită, $\eta = 1$, iar linia punctată înclinată spre dreapta reprezintă coeficientul de siguranță mediu, care se

reduce continuu sub eroziunea bazei versantului de către un curs de apă. Linia continuă care oscilează în jurul coeficientului de siguranță mediu este variația coeficientului de siguranță când versantul este supus succesiv unei perioade cu ploi, urmată apoi de o perioadă secetoasă. În timpul ploilor, rezerva de stabilitate se reduce, cresc forțele de alunecare, linia continuă situându-se sub cea punctată. În perioada de secetă, cresc forțele de rezistență ale masivului, rezerva de stabilitate este mare, linia continuă situându-se deasupra celei punctate. Prin eroziunea de durată a bazei versantului rezerva de stabilitate se reduce continuu, alunecarea se produce de multe ori chiar mai devreme, sub efectul acțiunii ploilor.

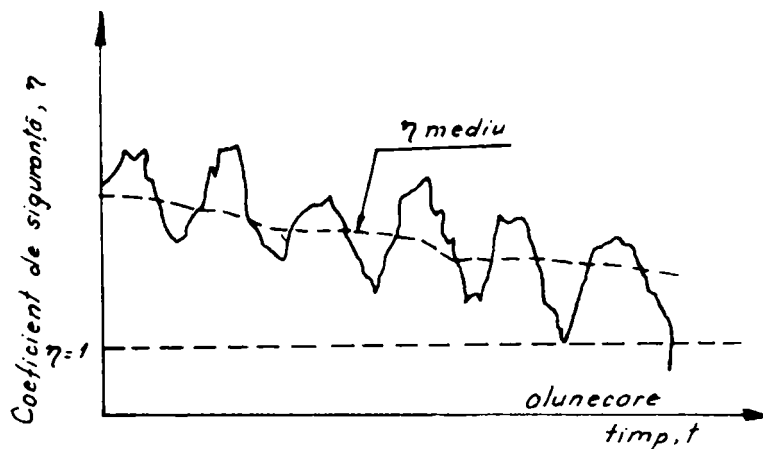


Figura 2.20. Formarea alunecărilor (după Emelianova).

Săpăturile executate la baza versanților sau pe versanți joacă la o scară mai mică un rol asemănător cu eroziunea râurilor, lipsind versanții de un contrafort natural.

2.2.7. Acțiunea apei subterane

Apa subterană prin acțiunea ei manifestată sub diferite forme generează cele mai multe alunecări de teren pe versanți și taluzuri. Apa subterană poate influența declanșarea alunecărilor de teren pe mai multe căi:

- prin schimbarea greutateii pământului;
- prin punerea sub presiune a unor straturi permeabile cu nivel liber;
- prin exercitarea unui efect mecanic de eroziune internă sau o acțiune de spălare chimică.

2.2.7.1. Presiunea apei din pori

În rocile argiloase-nisipoase (roci sedimentare moi) acțiunea apelor subterane se manifestă prin presiunea apei din pori, presiunea de filtrare, procesul de sufoziune la care se adaugă modificarea în timp a unor proprietăți fizico-mecanice, reducerea mineralizației apei din pori și efectul negativ al ridicării nivelului apei subterane. În rocile stâncoase (roci tari) acțiunea apelor subterane se manifestă prin presiunea hidrostatică a apei din fisuri, presiunea de filtrare.

Sub acțiunea apei din pori se reduce rezistența la forfecare a rocilor, fapt care duce la micșorarea forțelor de rezistență a masivului și la creșterea forțelor de

alunecare. La rocile argiloase-nisipoase porozitatea depinde de mărimea porilor, de legăturile dintre aceștia, adică de posibilitățile de acumulare și de filtrare a apei subterane. Filtrarea apei subterane se face prin porii mari, porii subcapilari sau porii mici chiar dacă comunică între ei nu permit filtrarea apei subterane. Porii prin care circulă apa subterană definesc porozitatea dinamică, care este mai mică decât porozitatea efectivă. Când vorbim despre presiunea apei din pori avem în vedere porozitatea dinamică. În acest proces în afară de porozitatea dinamică, în funcție de presiunea apei din pori participă și porozitatea efectivă, care reprezintă totalitatea porilor care comunică între ei.

Astfel, în terenul neafectat de alunecare presiunea apei din pori este egală, la o adâncime dată cu presiunea hidrostatică. În cuprinsul alunecării, deasupra suprafeței de alunecare, presiunea apei din pori este mai mare decât presiunea hidrostatică pentru că în cuprinsul masei alunecătoare structura rocilor este deranjată, nu mai poate prelua sarcina geologică ci o transmite direct apei din pori și se obține o creștere suplimentară a presiunii apei din pori. Sub suprafața de alunecare, roca în loc nu mai este deranjată și presiunea apei din pori devine din nou egală cu presiunea hidrostatică. În vecinătatea alunecării s-au constatat valori mai mari ale presiunii apei din pori, față de presiunea hidrostatică, fenomen ilustrat în figura 2.21.

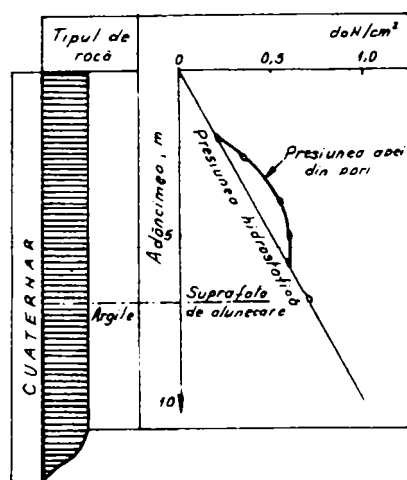


Figura 2.21. Variația presiunii apei din pori.

2.2.7.2. Presiunea de filtrare a apei subterane

O cauză frecventă a alunecărilor de teren pe versanți sau taluzuri este presiunea de filtrare a apei subterane. Datorită rezistenței opuse de roci în procesul de filtrare, suprafața apei subterane cu nivel liber are o anumită înclinare în sensul curgerii subterane. Presiunea de filtrare generează o forță de volum și acționează în direcția liniilor de curent ale curgerii subterane, ducând la mărirea forțelor de alunecare, această forță apare ca un rezultat direct al rezistenței pe care o opun rocile procesului de filtrare. Ea se formează cel mai des în versanții lacurilor de acumulare, în taluzurile carierelor sau ale canalelor, la scăderea bruscă a nivelului apei din canal. În iazurile de decantare, presiunea de filtrare este un factor esențial în pierderea stabilității. Schematic, presiunea de filtrare este prezentată în figura

2.22., care prezintă o secțiune geologică a unui versant alcătuit dintr-o alternanță de argile, nisipuri și gresii, nisipurile conținând un strat acvifer cu nivel liber.

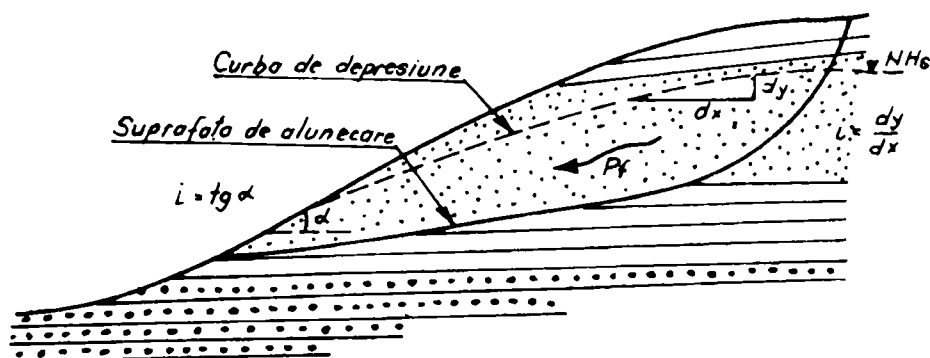


Figura 2.22. Schema presiunii de filtrare a apei subterane.

Forța unitară a curentului generată de presiunea de filtrare este dată funcție de gradientul hidrolic, i , fiind dată de relația:

$$P_f = \gamma_a \cdot i \quad (2.2)$$

în care γ_w este greutatea specifică a apei.

La coborârea bruscă a apei din canale asistăm la o creștere importantă a gradientului hidrolic, fapt care mărește considerabil presiunea de filtrare.

2.2.7.3. Sufoziunea

Prin sufoziune se înțelege procesul de antrenare de către apa subterană a celor mai fine particule din masa rocilor nisipoase, atunci când în timpul filtrării se depășește o anumită viteză, numită viteză critică. Prin antrenarea particulelor fine, masa rocilor nisipoase, a depozitelor nisipoase în amestec cu pietriș sau a depozitelor de terasă, se afânează sau în ea se formează goluri mici pe direcția liniilor de curent sub nivelul hidrostatic, care duc la pierderea stabilității rocilor de deasupra, dând naștere la alunecări de teren. Acest tip de sufoziune se numește "sufoziune hidrodinamică" și are loc numai în curgerea turbulentă a apei subterane. "Sufoziunea chimică" se produce în loess și uneori în rocile loessoide. Este un fenomen de graniță între carst și sufoziunea hidrodinamică. În prezent, noțiunea de sufoziune este înțeleasă de fapt ca sufoziune hidrodinamică, care este frecvent întâlnită în natură, în săpăturile care se fac pentru fundațiile construcțiilor, în iazurile de decantare din industria minieră sau energetică.

Sufoziunea hidrodinamică este un proces rapid față de sufoziunea chimică. În cadrul sufoziunii hidrodinamice se deosebesc și manifestări mai lente, ce se desfășoară în condițiile curgerii subterane naturale, dar și manifestări cu evoluție rapidă sau foarte rapidă în cazul antrenărilor din săpăturile pentru fundații și a curgerii subterane în iazurile de decantare. Sufoziunea chimică se produce într-o perioadă mare de timp și este legată de procese de dizolvare, în acest proces având loc dizolvarea cimentului de legătură, particulele devenind libere și putând să se deplaseze. În primă fază se dizolvă sărurile depuse pe pereții porilor, după care se

dizolvă ușor particulele alcătuite din carbonați, ceea ce face ca porii să se mărească, fapt care favorizează transportul particulelor mici. În loess se dizolvă cimentul calcaros, după care particulele argiloase și nisipurile fine sunt antrenate și spălate din rocă. Ca urmare a sufoziunii chimice, la loess, se formează depresiuni cu forme ovale, cu lungimi de ordinul a zeci și chiar sute de metri și de asemenea se pot forma pâlniile în cazul când formațiunea loessoidă este patul unor ape curgătoare. Sufoziunea chimică poate fi o cauză a alunecărilor de teren, însă la o scară mai mică, dată de natura rocilor afectate de acest tip de sufoziune, intensitate mai redusă și durată mai mare de timp necesară pentru procesele de dizolvare.

2.2.8. Acțiunea vibrațiilor

Acțiunea vibrațiilor asupra versanților sau taluzurilor modifică starea de eforturi din teren și are drept rezultat creșterea forțelor de alunecare. Efectul negativ al vibrațiilor este general, în funcție de natura rocilor, structura versanților, intensitatea vibrațiilor. Mai ales la argile un alt efect negativ îl reprezintă modificarea structurii, care duce la micșorarea rezistenței la forfecare. Vibrațiile pot fi produse de cutremurele de pământ sau pot avea cauze locale (traficul rutier, feroviar sau explozii).

2.2.8.1. Tixotropia rocilor

Tixotropia este un proces fizico-chimic reversibil prin care o rocă argilooasă sub acțiunea vibrațiilor se transformă într-o masă semifluidă, iar după încetarea vibrațiilor semifluidul capătă proprietățile unui gel. Deci, tixotropia este un proces reversibil, izotermic, gel-semifluid-gel.

Tixotropia poate fi o cauză importantă a alunecărilor de teren pentru că ea poate duce la o reducere substanțială a rezistenței la forfecare a rocilor argiloase. Interpretarea tixotropiei, ca un proces de care depinde rezistența la forfecare a rocilor a fost făcută în 1937 de către Hvorslev (Suedia). Ulterior au fost efectuate cercetări în Elveția de Haefeli, Mors, Reutsch și în Norvegia de Akkermann, care au confirmat rezultatele lui Hvorslev. Tixotropia este pusă în evidență prin acțiunea vibrațiilor care pot proveni din mai multe surse. Sub efectul vibrațiilor, o parte din apa legată fizic trece în apă liberă, reducând rezistența la forfecare. După ce vibrațiile încetează se produce fenomenul invers, apa liberă se transformă în apă legată fizic, ducând la mărirea rezistenței la forfecare a argilei.

Reducerea rezistenței la forfecare sub efectul vibrațiilor a fost arătată experimental.

În figura 2.23. este reprezentată variația coeziunii unor paste bentonitice sub acțiunea vibrațiilor, în două situații diferite, în funcție de timpul scurs după încetarea acțiunii dinamice. Astfel, se poate observa că la aceeași accelerație a vibrațiilor, coeziunea este mai mare la pasta bentonitică testată la 120 de zile de la încetarea vibrațiilor (curba 1) decât coeziunea obținută pe cealaltă pastă bentonitică imediat după încetarea solicitării dinamice. La valori mici ale accelerației vibrațiilor reducerea coeziunii este neînsemnată, dar de la o anumită valoare a accelerației vibrațiilor, numită "*accelerație critică*", pasta bentonitică își reduce sensibil coeziunea. Dacă accelerația vibrației crește peste valoarea critică, coeziunile celor două paste bentonitice se apropie foarte mult, dar scad în valoare absolută, ajungând la valori neînsemnate din punct de vedere practic.

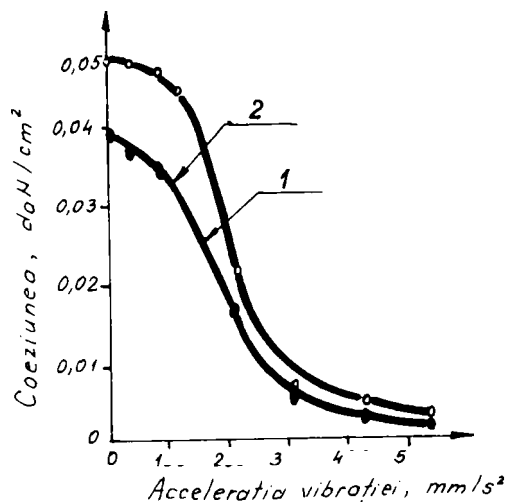


Figura 2.23. Reducerea coeziunii sub efectul vibrațiilor.

Rezistența la forfecare a argilelor sub acțiunea vibrațiilor ca și coeziunea se reduce substanțial (Figura 2.24.).

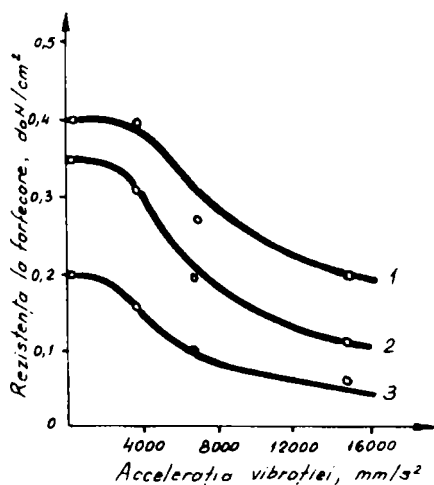


Figura 2.24. Reducerea rezistenței la forfecare a argilelor sub efectul vibrațiilor.

Dacă o argilă se supune la presiuni normale diferite, rezistențele la forfecare inițiale, în absența vibrațiilor sunt diferențiate, valori mai mari corespunzând valorilor mari ale presiunii normale. Prin aplicarea unei sarcini dinamice, sub formă de vibrație, rezistența la forfecare se reduce din ce în ce mai mult, pe măsură ce crește accelerația vibrațiilor.

Supuse la solicitări dinamice, rocile argiloase suferă un proces lent de degradare a structurii, în funcție de timpul de acțiune a vibrațiilor. Timpul de la care rocile încep să-și reducă rezistența la forfecare se numește "timp critic", fiind în funcție de intensitatea vibrațiilor. Timpul critic are o durată mare la rocile argiloase în cazul unor vibrații de intensitate mică și se reduce pe măsură ce crește intensitatea vibrațiilor. Pentru a pune în evidență gradul de reducere a rezistenței la

forfecare a argilelor sub influența vibrațiilor, s-a definit coeficientul de reducere a rezistenței la forfecare (η_0), care este raportul dintre rezistența la forfecare a rocii supuse vibrațiilor (τ_d) și rezistența la forfecare în condiții statice (τ):

$$\eta_0 = \frac{\tau_d}{\tau} \quad (2.3)$$

2.2.8.2. Șocul cutremurelor de pământ

Cutremurele de pământ sunt o cauză foarte activă a alunecărilor de teren pe versanți și taluzuri. Sub efectul șocului cutremurului, versanții și taluzurile își reduc rezerva de stabilitate prin creșterea aproape instantanee a forțelor de alunecare. Iată de ce unii versanți sau unele taluzuri pot ceda în timpul cutremurelor, chiar dacă valoarea coeficientului de siguranță este acoperitoare. Formarea alunecărilor este în funcție de intensitatea cutremurului, natura rocilor și stratificația formațiunilor din versanți și taluzuri. Rocile stâncoase nestratificate preiau relativ ușor șocul seismic. Stratificația, în cazul în care înclinarea straturilor este în același sens cu panta taluzului sau versantului, mărește probabilitatea de formare a alunecărilor. Efectul negativ al cutremurelor de pământ este foarte mare în cazul deluviilor și a grohotișului de pantă, care sunt formațiunile cele mai susceptibile la alunecări de teren. Argilele cuaternare neconsolidate de origine glaciară, argilele sensitive de tip „quick clay”, alături de depozitele alcătuite din nisipuri fine saturate sunt în mod deosebit susceptibile la alunecări de teren în timpul cutremurelor.

2.2.8.3. Șocuri și vibrații locale produse de explozii, trafic rutier sau feroviar, fundații de mașini

Datorită intensității, duratei sau periodicității lor, vibrațiile de acest gen reprezintă cauze frecvente ale alunecărilor de teren pe versanți sau taluzuri. Vibrațiile locale, mai ales cele din explozii, pot genera o componentă verticală care este foarte dăunătoare stabilității versanților sau taluzurilor. Componenta verticală a vibrațiilor afectează stabilitatea naturală a versanților sau taluzurilor, mai ales prin reducerea rezistenței la forfecare a rocilor de-a lungul elementelor de discontinuitate (fețele de strat, faliile și contactul dintre formațiunea acoperitoare și roca de bază).

Pierderea stabilității unui versant sau taluz prin șocul provocat de explozii poate fi urmărită calitativ în figura 2.25., în care se reprezintă printr-o serie de curbe întrerupte (I-VI), înclinate și paralele, rezistența rocilor, considerată crescătoare de la curba I la curba VI.

Din figura 2.25. se poate vedea că versantul a suferit șocuri succesive provenite din explozii. Sub acțiunea primului șoc, coeficientul de siguranță se reduce treptat până în momentul când în teren se atinge accelerația maximă a vibrației, după care versantul sau taluzul își mărește rezerva de stabilitate, coeficientul de siguranță crește, fără a mai ajunge la valoarea pe care a avut-o înainte de explozie. La o nouă explozie, coeficientul de siguranță se reduce din nou, valoarea absolută în timpul accelerației maxime fiind mai mică decât în cazul precedent. La încetarea vibrațiilor, imediat după atingerea accelerației maxime, coeficientul de siguranță crește, creștere mai mică decât în cazul precedent. Sub acțiunea celui de-al treilea șoc, coeficientul de siguranță se reduce încă o dată, iar când ajunge la valoarea unitară, versantul sau taluzul își pierde stabilitatea.

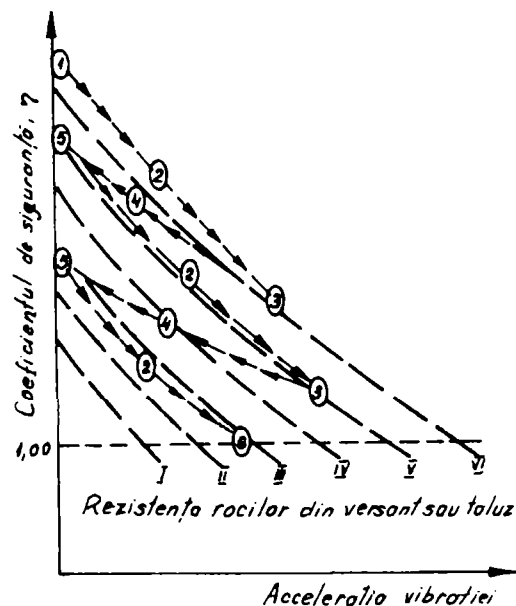


Figura 2.25. Pierderea stabilității versanților sau taluzurilor datorită șocului exploziilor.

Vibrațiile care provin din traficul rutier sau feroviar și cele transmise de fundațiile de mașini, prin efectul lor de durată, reduc substanțial rezistența la forfecare a rocilor, mai ales în condiții de saturare cu apă, ceea ce poate avea ca efect declanșarea unor alunecări de teren. Timpul în care se reduce rezistența la forfecare este pentru aceeași rocă, în funcție de accelerația vibrațiilor. La accelerații mici ale vibrațiilor, de ordinul a câtorva sute mm/s^2 , timpul de reducere a rezistenței la forfecare este mare, în timp ce la accelerații mari ale vibrațiilor, mii mm/s^2 , timpul de micșorare a rezistenței la forfecare este mic. Datorită domeniului larg al accelerațiilor vibrațiilor locale, declanșarea alunecărilor de teren este o problemă de durată. După observațiile făcute de Edwards și Northwood, la viteze de ordinul a 5 cm/s în orice direcție, efectul vibrațiilor asupra construcțiilor a fost neînsemnat, iar la o viteză de 20 cm/s efectul negativ a fost maxim. O imagine mai cuprinzătoare ne-o oferă datele experimentale obținute de Bauer Alan și Calder Peter (Tabelul 2.5.):

Efectele vibrațiilor asupra rocilor în funcție de viteza de propagare Tabel 2.5.

Viteza de propagare a vibrațiilor (mm / s)	Efectul vibrațiilor asupra rocii
< 253,9	Domeniu de siguranță
253,9 – 380,85	În roci apar tensiuni mici
634,75 – 2539	Tensiuni puternice și crăpături radiale
>2539	Roca cedează

2.3. Prăbușiri

Prăbușirile constituie fenomenul de cădere bruscă a unor mase de rocă, desprinse din masiv datorită unor condiții locale precum neomogenitatea rocii, fisurarea acestora, efectul agenților atmosferici, adică precipitațiile, infiltrațiile de apă, îngheț-dezgheț, eroziunea, etc.

Prăbușirile se pot datora următoarelor cauze:

- pantei mari aproape de verticală a versanților;
- deformațiilor plastice ale stratului suport;
- eroziunii.

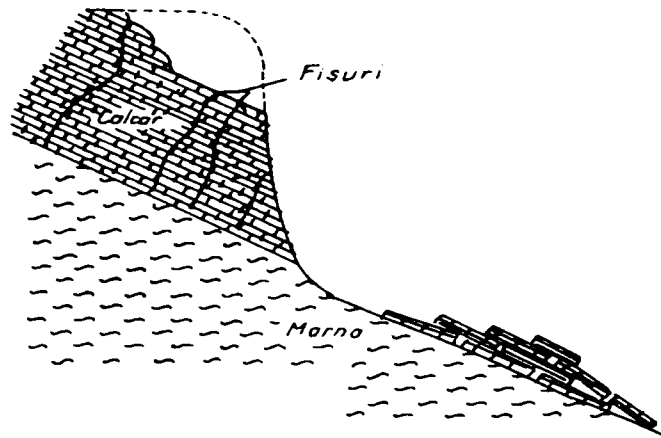


Figura 2.26. Prăbușiri de rocă cu alunecare pe taluz.

În cazul unor versanți cu pantă mare masa se dislocă datorită unor fisuri în masa masivului, în special în perioadele de iarnă și primăvară, când prin fenomenul de îngheț-dezgheț se produc infiltrații de apă în fisuri și crăpături (Figura 2.26.). Apa îngheață și iau naștere eforturi importante în masa rocii care pot duce la fragmentarea și amorsarea unor procese de pierdere a echilibrului unei părți din masiv. Fragmentele prăbușite, în funcție de geomorfologia zonei pot parcurge distanțe importante, de ordinul sutelor de metri sau chiar kilometri.

Masivele de rocă pot fi adesea amplasate pe straturi de marne sau argile, care suferă deformații datorită greutateii stratului de rocă și a unor condiții hidraulice defavorabile. Deformarea masivului argilos poate produce fisurarea masivului de rocă și răsturnarea blocurilor desprinse (Figura 2.27.). În unele cazuri, aceste blocuri, de dimensiuni mai mari sau mai mici, prezintă tendințe de alunecare pe pantele aflate în apropiere. Un exemplu în acest sens îl constituie acela al muntelui Granier în Savoie, produs în 1248, mobilizând un volum de circa 500000000 m³ pe o lungime de 7 km, acoperind circa 20 km². Faleza creată are o înălțime astăzi de circa 1000 m.

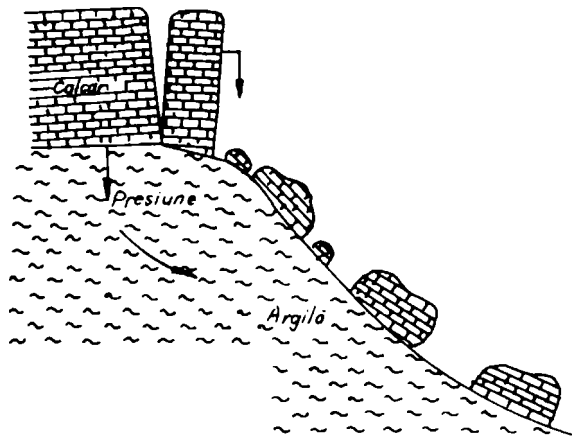


Figura 2.27. Prăbușiri datorate deformațiilor plastice ale stratului suport.

Blocuri cu dimensiuni câteodată considerabile a unor versanți stâncoși se pot prăbuși adesea datorită:

- eroziunii stratului suport care poate fi alcătuit dintr-o rocă mai moale (Figura 2.28.);
- excavării în masivul de rocă de către om în vederea realizării unor construcții.

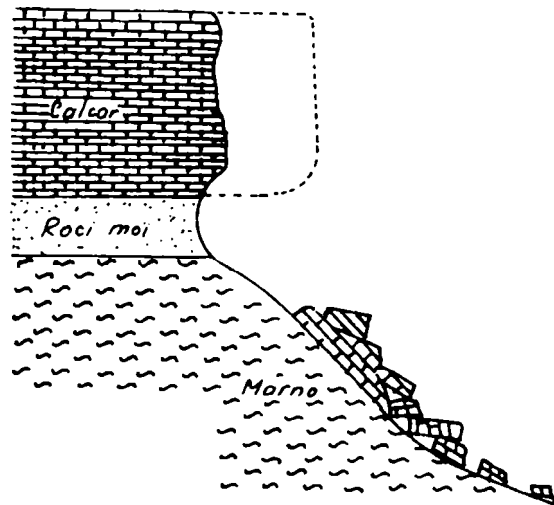


Figura 2.28. Prăbușirea blocurilor datorită eroziunii stratului suport.

3. METODE DE CALCUL PENTRU STUDIUL ȘI ANALIZA STABILITĂȚII MASIVELOR DE PĂMÂNT

3.1. Introducere

Stabilitatea taluzurilor și versanților a constituit pentru om o problemă practică, pe care a rezolvat-o la început, în lipsa unor metode de calcul, prin observarea atentă a naturii în cazul versanților, sau prin adoptarea unor modele din natură, atunci când a fost nevoit să proiecteze taluzuri.

Metodele de calcul iau în considerare echilibrul eforturilor din masiv, stabilite pe baza cunoașterii caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor, determinate prin încercări de laborator sau prin măsurători ale deplasărilor in-situ.

În general, în versanți sau taluzuri acționează eforturi a căror intensitate și durată de aplicare depinde de comportarea lor, manifestată prin deformații și prin mobilizarea într-o anumită măsură a capacității lor de rezistență. Pentru asigurarea stabilității terenului este necesar ca acesta să nu se rupă (să nu cedeze). Pentru rocile stâncoase ruperea este asemănătoare cu cea a altor materiale de construcții. Ruperea (cedarea) acestora constă în fisurarea lor, separarea, împrăștierea lor în bucăți, care nu mai sunt legate între ele. Pentru pământuri, care sunt medii disperse și alcătuite din fragmente de rocă și din particule cu o slabă legătură între ele, modul de rupere este diferit.

Cea mai simplă ipoteză formulată de Mecanica Pământurilor arată că pământul își păstrează rezistența până când apare o alunecare fără oprire a unei părți a pământului în raport cu alta, sub acțiunea forțelor aplicate, care trebuie să depășească forțele de legătură dintre particule. Rezistența pământului trebuie să se caracterizeze numeric prin rezistența sa la forfecare, care depinde de caracteristicile geotehnice ale pământului și de starea sa de efort-deformație. Frecarea internă depinde de efort, coeziunea de deformație, pământul deosebindu-se prin acestea de celelalte materiale de construcții.

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

În prezent, stabilitatea taluzurilor și a versanților se estimează pe cale teoretică, folosind diferite metode de calcul. De asemenea, se poate estima pe cale practică prin măsurarea deformațiilor pe teren.

Problema stabilității taluzurilor și a versanților 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. Exprimarea în termeni ingineresti a condițiilor geologice nu este încă satisfăcătoare. Rezultatele calculelor de stabilitate au o valoare relativă 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.

Proiectarea profilului unui taluz în terenuri deranjate este mai complicată pentru că nu se cunoaște poziția suprafeței potențiale de alunecare, fiind folosite o serie de metode analitice, în aplicarea cărora utilizarea calculatorului este de mare ajutor. Dezavantajul folosirii acestor două căi îl reprezintă faptul că participarea proiectantului în desfășurarea calculului este redusă. Prin observarea modului în care forțele active, preponderente la partea de sus a taluzului, se transformă treptat în forțe de rezistență odată cu coborârea în lungul suprafeței de alunecare, se poate obține o imagine clară a mecanismului în cazul respectiv. Astfel, importanța formei taluzului, efectul măsurilor de corecție, etc. vor apărea în imaginea lor reală.

Stabilitatea taluzurilor și a versanților se exprimă printr-un coeficient de siguranță η (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 să fie supraunitar, $\eta > 1$. Forțele de rezistență fiind în acest caz mai mari decât cele de alunecare apare noțiunea de rezervă de stabilitate. Conceptul de stabilitate reprezintă o nedeterminare. Coeficientul de siguranță se ia mai mare, în funcție de gradul de nedeterminare al problemei.

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 inginerești 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 inginerească a omului, etc., care afectează stabilitatea versanților și a taluzurilor. O altă dificultate o reprezintă variația (reducerea) în timp a valorilor proprietăților fizico-mecanice pe care se bazează analiza de stabilitate.

Nu avem 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 la 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:

- metode tradiționale de calcul la rupere care prin valoarea coeficientului de siguranță η sau a factorului de stabilitate F_s , furnizat, cuantifică

condițiile de stabilitate prin raportarea la situația de echilibru limită, pentru care $\eta = 1$ 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.

Dintre metodele de calcul folosite pentru calculul stabilității versanților și taluzurilor se amintesc: metoda suedeză (Fellenius), metoda cercului de fricțiune (Taylor), metoda Bishop simplă, metoda Bishop simplificată, metoda Bishop-Morgenstern, metoda de verificare globală, metoda de calcul a stabilității taluzurilor la care suprafața de alunecare are o formă poligonală, metoda Maslov-Berer, metoda Petterson, etc. Dintre acestea cele mai des întâlnite vor fi prezentate în paragrafele care urmează.

3.2. Metode clasice sau tradiționale

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 că 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.

3.2.1. Metoda suedeză (Fellenius)

Metoda suedeză este cunoscută în literatura de specialitate și sub alte denumiri, dintre care se pot aminti: metoda Fellenius, metoda momentelor sau metoda fâșiilor. La elaborarea inițială a acestei metode de calcul, care este prima metodă teoretică cunoscută în literatura de specialitate, au contribuit inginerii suedezi Petterson K. E. și Hultin S. Metoda a fost elaborată în Suedia, unde alunecările de teren și taluzuri care s-au produs în primele decenii ale secolului XX au forțat progresul științei. Metoda suedeză a fost elaborată în 1916 cu ocazia studierii unei alunecări din portul Göteborg.

Metoda suedeză se folosește atât pentru estimarea stabilității taluzurilor cât și a versanților. Ea a fost elaborată pentru roci argiloase omogene, nestratificate, dar în prezent unii autori o folosesc și pentru formațiuni stratificate, eterogene din punct de vedere litologic.

În metoda suedeză, suprafața de alunecare are o formă cilindrică-circulară, un arc de cerc pentru cazurile mai simple. În numeroase cazuri suprafața de alunecare are o formă curbilinie, lucru dovedit în practică. Având în vedere forma circular-cilindrică a suprafeței de alunecare, metoda suedeză nu se recomandă pentru estimarea stabilității versanților afectați de alunecări de teren pe adâncime mare. Modul de aplicare practică a acestei metode se exemplifică pentru un taluz AB (Figura 3.1.), cu înălțimea h și panta exprimată prin unghiul α sau sub forma $1:m$, executat în pământ argilos.

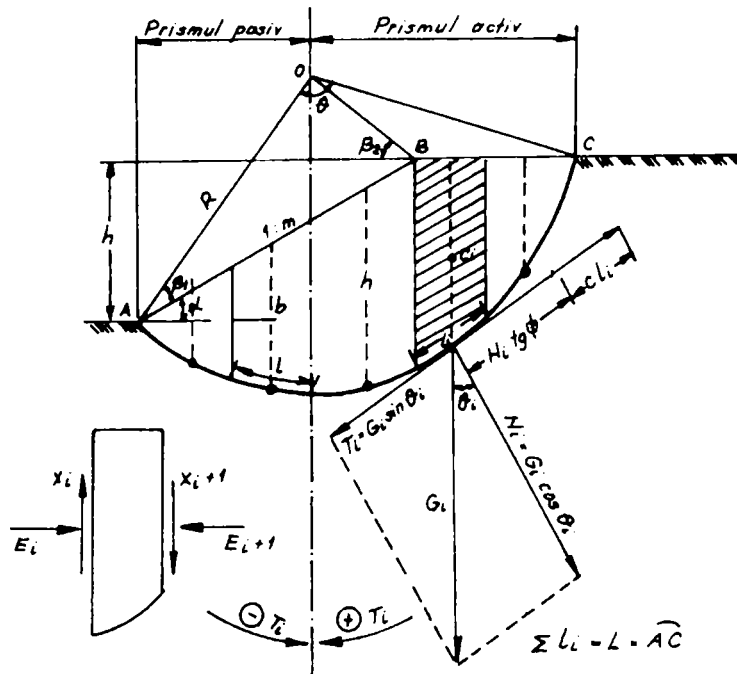


Figura 3.1. Schema de calcul a metodei suedeze.

Metoda suedeză se aplică în următoarele ipoteze:

- alunecarea se produce după o suprafață de formă circular-cilindrică;
- forțele luate în considerare sunt greutatea masivului de pământ care alunecă și rezistența la forfecare a pământului exprimată cu ajutorul unghiului de frecare interioară și coeziunii.

Pentru a determina centrul suprafeței de alunecare se folosesc unghiurile β_1 și β_2 , date de Fellenius în funcție de unghiul de taluz α cunoscut. Unghiul β_i se construiește la baza taluzului (Figura 3.1.). Dreptele care delimitează unghiurile β_1 și β_2 se intersectează în punctul O, care reprezintă centrul suprafeței de alunecare. Cu raza $R=OA$ se duce arcul de cerc AC, care reprezintă suprafața de alunecare. Masa alunecătoare ABC este formată dintr-un prism activ și altul pasiv, separate de verticala care trece prin centrul O al suprafeței de alunecare. În prismul activ predomină forțele de alunecare, iar în cel pasiv forțele de rezistență care se opun alunecării.

Apoi se va trece la împărțirea prismelor în fâșii, lățimea unei fâșii fiind $b \approx 0.1 \cdot R$. În cazul în care rezultă un număr prea mare sau prea mic de fâșii, se recomandă să se ia o lățime medie care să ducă la un număr total de fâșii în cele două prisme cuprins între 5 și 10. În continuare se va calcula greutatea fiecărei fâșii. Astfel, greutatea fâșiei i este:

$$G_i = b_i \cdot h_i \cdot \gamma \quad (3.1)$$

în care: G_i este greutatea fâșiei, în kN;

b_i este lățimea fâșiei, în m;

h_i este înălțimea fâșiei, măsurată pe planul ei median, în m;

γ este greutatea volumică al terenului, în kN/m^3 .

Grosimea fiecărei fâșii este de 1,00 m, considerându-se cazul problemei plane. Forța G_i , care acționează în centrul de greutate al fâșiei i , se translatează la mijlocul arcului de cerc l_i și se va reprezenta la scară în afara suprafeței de alunecare. La mijlocul arcului l_i , corespunzător fâșiei i , forța G_i se descompune în componentele sale: una normală, N_i pe direcția prelungirii razei care trece prin centrul O și alta tangențială, T_i perpendiculară pe N_i . Forțele N_i din toate fâșiile se opun alunecării prin forțele de rezistență pe care le generează (notate cu -), iar forțele T_i din prismul activ sunt forțe de alunecare (notate cu +). Cele două componente ale greutății sunt exprimate astfel:

$$N_i = G_i \cdot \cos \theta_i \quad (3.2)$$

$$T_i = G_i \cdot \sin \theta_i \quad (3.3)$$

Se va măsura unghiul θ_i pentru fiecare fâșie și cunoscând forțele G_i se vor putea determina componentele N_i și T_i pentru toate fâșiile masei alunecătoare.

Rezistența la forfecare pe suprafața de alunecare a unei fâșii este dată de ecuația lui Coulomb:

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (3.4)$$

în care: τ este rezistența la forfecare pe suprafața de alunecare l_i ;

σ este presiunea normală pe suprafața de alunecare l_i ;

ϕ este unghiul de frecare interioară al terenului;

c este coeziunea terenului.

De-a lungul suprafeței de alunecare l_i , forța de rezistență care se opune procesului de alunecare este:

$$\tau \cdot l_i = (\sigma \cdot \tan \phi + c) \cdot l_i \quad (3.5)$$

Știind că $\sigma = \frac{N_i}{l_i}$, expresia (2.5) devine:

$$\tau \cdot l_i = \left(\frac{N}{l_i} \cdot \tan \phi + c \right) \cdot l_i = N \cdot \tan \phi + c \cdot l_i \quad (3.6)$$

Coeficientul de siguranță al taluzului împotriva alunecării are expresia:

$$\eta = \frac{M_r}{M_a} \quad (3.7)$$

în care M_r este momentul forțelor rezistente, iar M_a este momentul forțelor de alunecare. Aceste momente se iau în raport cu centrul O al suprafeței de alunecare. Momentul forțelor de rezistență pentru toate fâșiile este:

$$M_r = \left(\tan \phi \sum N_i + c \sum l_i \right) R = \left(\tan \phi \sum N_i + cL \right) R \quad (3.8)$$

în care L este lungimea totală a suprafeței de alunecare.

Făcând suma algebrică a forțelor T_i , se ia momentul acestei sume în raport cu centrul O, care reprezintă momentul forțelor de alunecare:

$$M_a = R \cdot \sum \pm T_i \quad (3.9)$$

Componentele N_i fiind în prelungirea razei cercului de alunecare nu dau momente în raport cu centrul O. Introducând expresiile (3.8) și (3.9) în ecuația (3.7), coeficientul de siguranță η devine:

$$\eta = \frac{(\tan \phi \sum N_i + cL)R}{R \cdot \sum \pm T_i} \quad (3.10)$$

sau

$$\eta = \frac{\tan \phi \sum N_i + cL}{\sum \mp T_i} \quad (3.11)$$

Ținând seama de expresiile analitice ale forțelor N_i și T_i , date de ecuațiile (3.2) și (3.3), ecuația (3.11) devine:

$$\eta = \frac{\tan \phi \sum G_i \cdot \cos \theta_i + cL}{\sum \pm G_i \cdot \sin \theta_i} \quad (3.12)$$

în care G_i este greutatea unei fâșii, în kN;

N_i este forța normală pe suprafața de alunecare, în kN;

T_i este forța tangențială la suprafața de alunecare, în kN;

θ_i este unghiul dintre forțele N_i și direcția verticală, în grade;

ϕ este unghiul de frecare interioară, în grade;

c este coeziunea pământului, kN/m³;

R este raza suprafeței de alunecare, m;

L este lungimea suprafeței de alunecare, m.

Pentru determinarea lungimii suprafeței de alunecare se folosește formula:

$$L = \frac{2 \cdot \pi \cdot \theta \cdot R}{360^\circ} \quad (3.13)$$

în care θ este unghiul la centru al suprafeței de alunecare (Figura 3.1.). Caracteristicile de rezistență ϕ și c se iau de-a lungul întregii suprafețe de alunecare L , ca valori medii.

Coeficientul de siguranță în metoda suedeză se exprimă prin trei ecuații:

- ecuația (3.10) sub formă de momente, care se folosesc pentru luarea în considerare a unor forțe de alunecare și de rezistență;
- ecuația (3.11) care se folosește atunci când forțele de alunecare și de rezistență se determină pe cale grafică;
- ecuația (3.12) care se folosește în calculul analitic al forțelor de rezistență și de alunecare.

Pe cele două fețe laterale ale fâșiei, considerate pe direcția de alunecare, mai acționează încă două categorii de forțe: forțele X_i , care sunt forțe verticale de forfecare și forțele orizontale E_i . În echilibrul general al masei alunecătoare, forțele X_i au fost neglijate pentru că ele sunt foarte apropiate ca mărime și sunt de sens contrar. În 1954, Bishop, considerând forțele X_i în analiza stabilității a constatat că acestea nu au o valoare practică, deoarece coeficientul de siguranță diferă de cel obținut prin metoda suedeză cu circa 1 %. În 1926, W. Fellenius a arătat că dacă forțele orizontale E_i nu sunt considerate în metoda suedeză, nu se produce o eroare mai mare de 5 % a coeficientului de siguranță, iar Beichman în 1937, adoptând 13 ipoteze diferite asupra forțelor E_i , a dovedit că diferența maximă în coeficientul de siguranță este de 4 %.

Pentru ca taluzul sau versantul să nu alunece, coeficientul de siguranță calculat trebuie să fie supraunitar, adică $\eta > 1$. Pentru valori $\eta \leq 1$ masivul își pierde echilibrul natural și are loc alunecarea taluzului sau versantului examinat. Pentru a avea o asigurare bună împotriva alunecării, valoarea adoptată a coeficientului de siguranță trebuie să fie cât mai mare. Pe de altă parte, însă, trebuie avut în vedere că valorile mari ale coeficientului de siguranță duc la proiectarea și la execuția unor taluzuri neeconomice. Ținând seama de aceste două aspecte, este potrivit ca valoarea coeficientului de siguranță să fie $\eta = 1,25 \dots 1,50$.

Coeficientul de siguranță este o expresie a gradului de necunoaștere a fenomenului de alunecare. În raport cu valorile obținute pentru alte suprafețe de alunecare posibile, coeficientul de siguranță are cea mai mică valoare pentru suprafața de alunecare cea mai probabilă.

Determinarea celei mai probabile suprafețe de alunecare, denumită și "suprafața critică de alunecare" sau "suprafața cea mai periculoasă de alunecare", se face printr-o construcție grafică, în care se determină punctul O ca punct de intersecție al dreptelor trasate conform unghiurilor β_1 și β_2 . Valorile unghiurilor β_1 și β_2 depind de panta taluzului și sunt prezentate în tabelul 3.1.

Valorile unghiurilor β_1 și β_2 .

Tabel 3.1.

Panta	Unghiul taluzului	β_1	β_2
1:0,58	60°	29°	40°
1:1	45°	28°	37°
1:1,5	33,79°	26°	35°
1:2	26,57°	25°	35°
1:3	18,43°	25°	35°
1:5	11,32°	25°	37°

Cunoscând centrul O al primei suprafețe de alunecare și elementele geometrice ale unui taluz, adică înălțimea h și unghiul de pantă α , se extrag din tabelul 3.1. valorile unghiurilor β_1 și β_2 . Se construiește apoi dreapta OM numită "linia centrelor", unind centrul O cu punctul M, situat în interiorul masivului, la adâncimea $2 \cdot h$ față de vârful taluzului și la o distanță de $4,5 \cdot h$ față de baza acestuia. Pe linia centrelor se aleg diferite alte centre O_1, O_2, \dots, O_n , distanța dintre două centre alăturate fiind $0,3 \cdot h$, și pentru fiecare dintre ele se construiește suprafața de alunecare, care trece de fiecare dată prin baza taluzului, calculându-se pentru fiecare situație coeficientul de siguranță.

Cu valorile obținute $\eta_1 \dots \eta_n$ se construiește curba de variație a coeficientului de siguranță. Ducând o tangentă la această curbă, care trebuie să fie în același timp și paralelă la linia centrelor OM, se identifică coeficientul minim de siguranță, care corespunde centrului suprafeței critice de alunecare. În cazul în care coeficientul minim de siguranță determinat de tangenta la curbă se înscrie între două valori η cunoscute, pe linia centrelor se figurează centrul suprafeței critice de alunecare, se construiește această suprafață care trece tot prin baza taluzului, se împarte în fâșii și se calculează apoi coeficientul minim de siguranță.

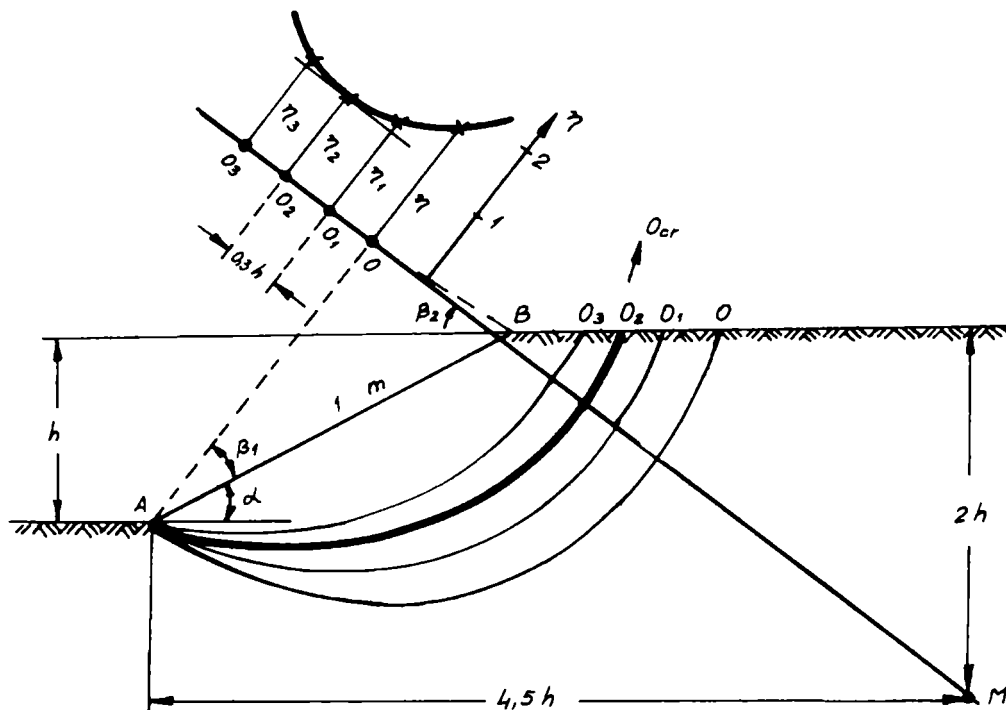


Figura 3.2. Determinarea suprafeței critice de alunecare.

Dacă suprafața de alunecare iese în baza taluzului sau versantului, suprafața cea mai posibilă de alunecare poate fi determinată și pe altă cale, folosind graficul lui Jambu (Figura 3.3.).

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:

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot h \cdot \tan \phi}{c} \quad (3.14)$$

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 .

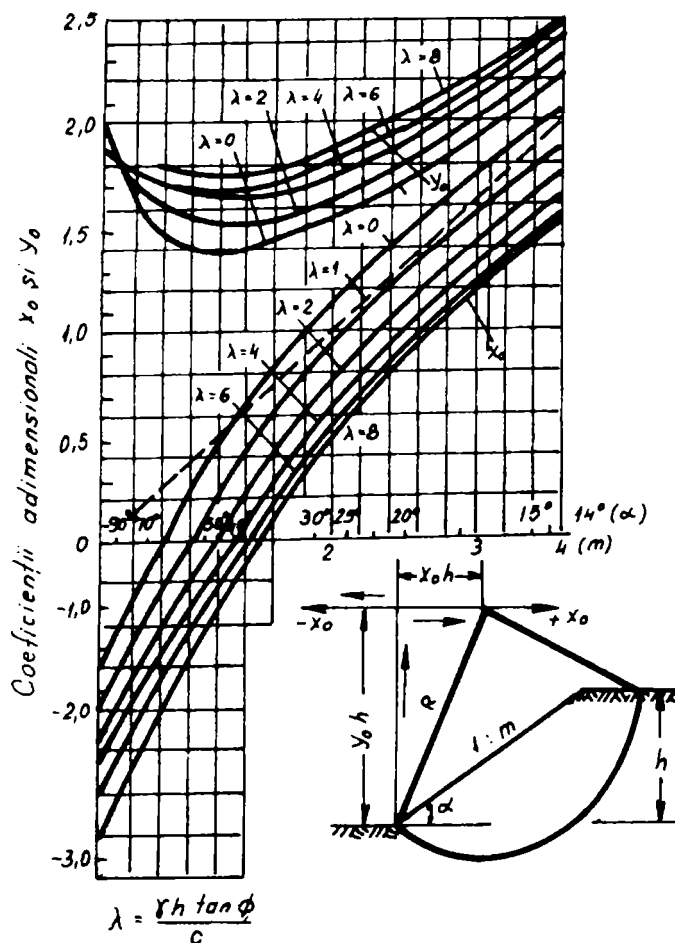


Figura 3.3. Graficul lui Jambu pentru determinarea centrului suprafeței critice de alunecare.

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 în baza 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 probabile 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 suedeză pentru determinarea coeficientului de siguranță. Graficul lui Jambu a fost elaborat pentru pământuri omogene. În cazul terenurilor stratificate, determinarea poziției centrului O se complică.

În cazul în care taluzurile sunt neomogene, împărțirea în fâșii verticale se face în așa fel, încât limitele dintre acestea să coincidă cu punctele de intersecție a cercului de alunecare și a suprafeței libere a taluzului, cu limitele de strat.

Astfel, greutatea unei fâșii se obține cu relația:

$$G_i = b_i(h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + \dots + h_n \cdot \gamma_n) \quad (3.15)$$

Relația de calcul pentru coeficientul de siguranță devine:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n G_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi_i + \sum_{i=1}^n c_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n G_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (3.16)$$

În care ϕ și c corespund tipurilor de pământ din baza fiecărei fâșii prin care trece suprafața de alunecare.

3.2.2. Metoda cercului de fricțiune (Taylor)

În 1948, D. W. Taylor a propus o metodă simplă de determinare a coeficientului minim de siguranță pentru un taluz într-un teren omogen. Folosind analiza eforturilor totale și ignorând posibilitatea apariției fisurilor datorate întinderii, el a determinat o serie de curbe care definesc coeficientul de siguranță funcție de panta taluzului, α .

Metoda cercului de fricțiune admite ipoteza că alunecarea se produce după o suprafață circular-cilindrică, iar forțele care acționează asupra masei de pământ din prismul alunecător sunt greutatea acestuia, forțele de frecare de pe suprafețele de rupere și coeziunea.

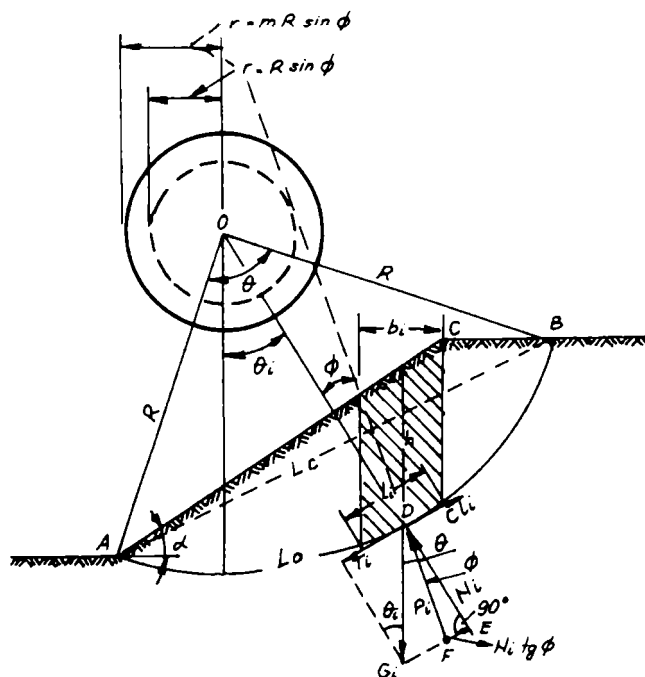


Figura 3.4. Forțele care acționează într-un punct pe suprafața de alunecare.

În punctul corespunzător mijlocului suprafeței de alunecare aferent fâșiei i (Figura 3.4.) acționează greutatea G_i care se descompune în componentele normale $N_i = G_i \cdot \cos \theta_i$ și tangențiale $T_i = G_i \cdot \sin \theta_i$. Dacă din punctul în care acționează forța G_i se duce o dreaptă care face unghiul ϕ cu normala N_i , atunci vectorul $FE = N_i \cdot \tan \phi$ reprezintă o forță de rezistență datorată frecării care împreună cu forța $c \cdot l_i$ se opune alunecării. Suma vectorială a forțelor N_i și $N_i \cdot \tan \phi$ dau o rezultantă P_i , care face unghiul ϕ cu normala N_i și are suportul tangent la un cerc cu raza $r = R \cdot \sin \phi$, concentric cu suprafața de alunecare. Cum toate forțele P_i corespunzătoare fiecărei fâșii fac unghiul ϕ cu normala N_i , orientată după direcția razei R a cercului de alunecare, înseamnă că toate forțele P_i vor fi tangente la cercul de rază $r = R \cdot \sin \phi$.

Rezultanta forțelor P_i se notează cu Q_ϕ și este tangentă la un cerc de fricțiune concentric cu arcul AB al cercului de alunecare, dar al cărui rază este $r = m \cdot R \cdot \sin \phi$, în care m este coeficientul adimensional în funcție de modul de distribuție a eforturilor pe suprafața de alunecare și de unghiul la centru θ .

Rezultanta Q_c a forțelor de coeziune este paralelă cu coarda AB și creează un moment de stabilitate M al cărui braț este:

$$d = \frac{R \cdot \theta}{2 \cdot \sin \frac{\theta}{2}} \quad (3.17)$$

Dacă ϕ' și c' sunt parametrii rezistenței la forfecare în eforturi efective, fiecărui factor de stabilitate exprimat prin unghiul de frecare interioară:

$$F_\phi = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi_{nec}} \quad (3.18)$$

îi corespunde un factor de stabilitate exprimat prin coeziune:

$$F_c = \frac{c'}{c_{nec}} \quad (3.19)$$

unde ϕ_{nec} și c_{nec} sunt parametrii rezistenței la forfecare necesari pentru asigurarea stabilității taluzului la limita echilibrului.

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

$$F_\phi = F_c = F_s \quad (3.20)$$

Pentru a determina factorul de stabilitate se fac mai multe încercări, determinându-se mai multe perechi de valori $F_\phi - F_c$ cu care se construiește o curbă conform modelului din figura 3.5. La intersecția bisectoarei unghiului drept al axelor de coordonate cu curba $F_\phi - F_c$ se determină punctul N ale cărui coordonate sunt egale cu factorul de stabilitate.

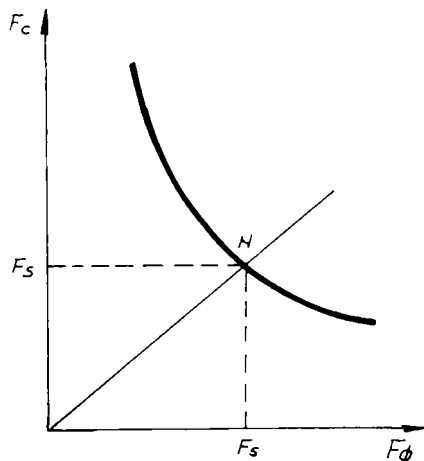


Figura 3.5. Schema de determinare grafică a factorului de stabilitate.

3.2.3. Metoda Bishop

3.2.3.1. Metoda Bishop simplificată

Metodele de analiză a eforturilor efective au fost dezvoltate de Bishop în 1955. Figura 3.6. ilustrează o suprafață circulară de cedare (ABCD) și forțele care acționează asupra unei fâșii verticale din masa alunecătoare.

Fie E_n și E_{n+1} reacțiunile laterale egale care acționează pe sectoarele n , respectiv $n+1$. Diferența dintre E_n și E_{n+1} este mică și efectul acestor forțe poate fi neglijat. Alte forțe care acționează asupra fâșiei sunt:

G_i – greutatea fâșiei, în kN;

N_i – forța normală totală care acționează la baza fâșiei, în kN;

T_i – forța tăietoare care acționează la baza fâșiei, în kN;

z_i – înălțimea fâșiei, în m;

b_i – lățimea fâșiei, în m;

l_i – lungimea suprafeței de alunecare aferent fâșiei i , în m;

θ_i – unghiul dintre forța N_i și verticală, în grade;

x_i – distanța pe orizontală dintre centrul suprafeței de alunecare aferent fâșiei și centrul de rotație O, în m.

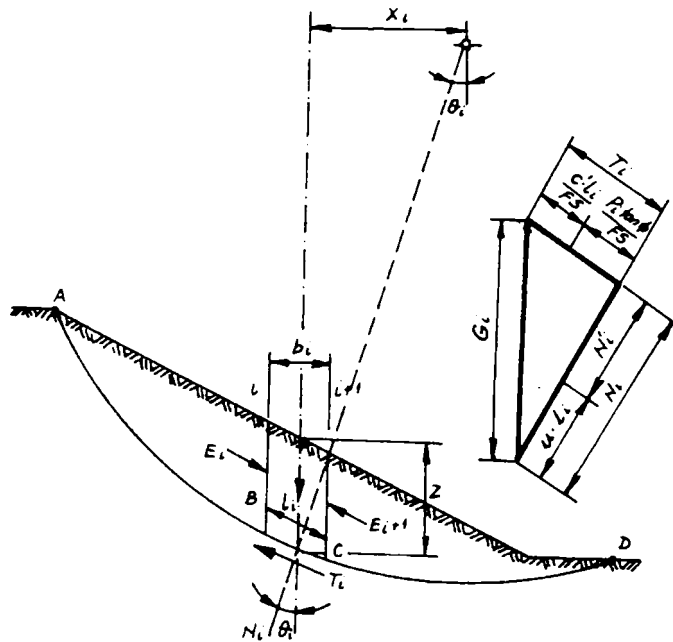


Figura 3.6. Forțele care acționează asupra fâșiei verticale.

În termeni de eforturi efective, rezistența la forfecare mobilizată este:

$$\tau = \frac{c' + (\sigma_u - u) \tan \phi'}{F_S} \quad (3.21)$$

Efortul normal total la baza fâșiei:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{l_i} \quad (3.22)$$

$$\tau_i = \frac{l}{F_S} \left(c' + \left[\frac{N_i}{l_i} - u_i \right] \tan \phi' \right) \quad (3.23)$$

Forța tăietoare la baza fâșiei este $T_i = \tau_i \cdot l_i$. Pentru echilibru, momentul de stabilitate trebuie să fie egal cu momentul de rezistență:

$$\sum G_i \cdot x_i = \sum T_i \cdot R = \sum \tau_i \cdot l_i \cdot N_i = \frac{R}{F_S} \left[c' \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi' \right] \quad (3.24)$$

respectiv:

$$F_S = \frac{R}{\sum G_i \cdot x_i} \sum \left[c' \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi' \right] \quad (3.25)$$

Dacă neglijăm efectele forțelor E_n și E_{n+1} , singura forță verticală care acționează asupra fâșiei este G_i . Astfel,

$$N_i = G_i \cdot \cos \theta_i \quad (3.26)$$

$$F_S = \frac{R}{\sum G_i \cdot x_i} \sum \left[c' \cdot l_i + (G_i \cos \theta_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi' \right] \quad (3.27)$$

Notând $x_i = R \sin \theta_i$

$$\Rightarrow F_S = \frac{l}{\sum G_i \sin \theta_i} \sum \left[c' \cdot l_i + (G_i \cos \theta_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi' \right] \quad (3.28)$$

Dacă exprimăm u_i în funcție de coeficientul presiunii apei din pori, r_u , obținem:

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z} \quad (3.29)$$

$$u_i = r_u \cdot \gamma \cdot z = r_u \cdot \frac{G_i}{b} \quad (3.30)$$

Pentru $b_i = l_i \cdot \cos \theta_i$

$$u_i = \frac{r_u \cdot G_i}{l_i \cdot \cos \theta_i} = \frac{r_u \cdot G_i}{l_i} \sec \theta_i \quad (3.31)$$

și

$$F_S = \frac{l}{\sum G_i \sin \theta_i} \sum \left[c' l_i + G_i (\cos \theta_i - r_u \sec \theta_i) \tan \phi' \right] \quad (3.32)$$

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.

3.2.3.2. 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 și diguri din pământ aceasta poate duce la costuri ridicate și erorile cresc când apare o suprafață de alunecare adâncă, unde variațiile unghiului θ funcție de lungimea de alunecare sunt mari.

Se va folosi relația:

$$F_S = \frac{R}{\sum G_i \cdot x_i} \sum \left[c' \cdot l_i + N'_i \cdot \tan \phi' \right] \quad (3.33)$$

Conform figurii 3.6., forța normală efectivă este:

$$N'_i = N_i - u_i \cdot l_i \quad (3.34)$$

iar greutatea G_i poate fi scrisă astfel:

$$G_i = N_i \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i \quad (3.35)$$

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

$$N_i = N'_i + u_i \cdot l_i \quad (3.36)$$

și

$$T_i = \frac{l}{F_S} (c' \cdot l_i + N'_i \tan \phi') \quad (3.37)$$

Prin înlocuire în relația (3.35) rezultă:

$$\begin{aligned}
 G_i &= u_i \cdot l_i \cdot \cos \theta_i + N'_i \cdot \cos \theta_i + N_i \frac{\tan \phi'}{F_S} \sin \theta_i + \frac{c' \cdot l_i}{F_S} \sin \theta_i = \\
 &= u_i \cdot l_i \cdot \cos \theta_i + \frac{c' \cdot l_i \cdot \sin \theta_i}{F_S} + N'_i \left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi'}{F_S} \sin \theta_i \right) = \quad (3.38)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= l_i \left(u_i \cdot \cos \theta_i + \frac{c'}{F_S} \sin \theta_i \right) + N'_i \left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi'}{F_S} \sin \theta_i \right) \\
 N'_i &= \frac{G_i - l_i \left(u_i \cdot \cos \theta_i + \frac{c'}{F_S} \sin \theta_i \right)}{\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \sin \theta_i}{F_S}} \quad (3.39)
 \end{aligned}$$

Introducând relația (3.39) în ecuația inițială (3.33), rezultă:

$$F_S = \frac{R}{\sum G_i \cdot x_i} \sum \left[c' \cdot l_i + \frac{G_i - l_i \left(u_i \cdot \cos \theta_i + \frac{c'}{F_S} \sin \theta_i \right)}{\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \sin \theta_i}{F_S}} \tan \phi' \right] \quad (3.40)$$

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

$$F_S = \frac{l}{\sum G_i \cdot \sin \theta_i} \sum \left[\left(c' \cdot b_i + G_i (1 - r_{u_i}) \tan \phi' \right) \frac{\sec \theta_i}{l + \frac{\tan \phi' \tan \theta_i}{F_S}} \right] \quad (3.41)$$

3.2.4. Metoda Bishop – Morgenstern

Bishop și Morgenstern (1960) au folosit ecuația pentru determinarea coeficientului de siguranță, (η) pentru taluzuri, dată de metoda Bishop simplificată pentru a realiza tabele folosite, sub formă adimensională. Întocmirea acestor tabele se bazează pe schema din figura 3.7., 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):

$$F_S = \sum_{n=1}^{n=m} \frac{c \cdot b_i + (G_i - u_i \cdot b_i) \tan \phi}{m_{\alpha(i)} \cdot G_i \cdot \sin \theta_n} \quad (3.42)$$

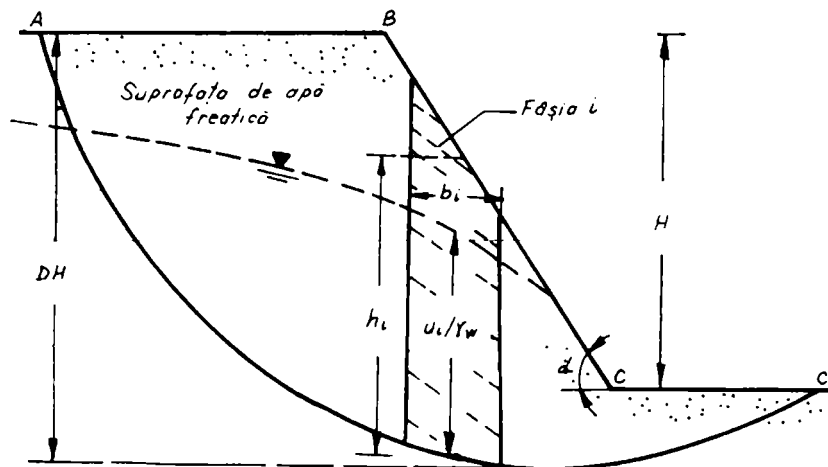


Figura 3.7. Metoda Bishop – Morgenstern a fâșiilor.

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

$$G_i = \gamma \cdot b_i \cdot h_i \quad (3.43)$$

și

$$r_{ui} = \frac{u_i}{\gamma \cdot h_i} \quad (3.44)$$

Înlocuind aceste ecuații în relația (3.42), factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) poate fi definit în felul următor:

$$F_S = \frac{l}{\sum_{i=1}^{n=m} \frac{b_i h_i}{H H} \sin \theta_n} \sum_{n=1}^{n=m} \left\{ \left[\frac{c}{\gamma \cdot H} \frac{b_i}{H} + \frac{b_i h_i}{H H} (1 - r_{ui}) \tan \phi \right] \frac{l}{m_{\alpha(i)}} \right\} \quad (3.45)$$

Poate fi observat din relațiile precedente că pentru valori cunoscute $\frac{c}{\gamma \cdot H}$ și r_{ui} , valoarea factorului de stabilitate depinde de geometria corpului alunecător dacă presiunea apei din pori este considerată constantă. Pentru un regim permanent de curgere, valoarea medie cântărită a presiunii apei din pori poate fi considerată până la maxim 0,5.

Astfel, factorul de stabilitate (F_S) poate fi dat de expresia:

$$F_S = m' \cdot n' \cdot r_u \quad (3.46)$$

unde m' , n' reprezintă coeficienții de stabilitate. Valorile m' și n' pentru diferite valori ale raportului $\frac{c}{\gamma \cdot H}$ și panta taluzului α sunt date în tabele.

3.2.5. Metoda de verificare globală

Cu această metodă, des numită analiza $\phi_u = 0$, se analizează 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. 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 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 3.8. în care masa de teren instabilă este delimitată de arcul AB cu raza r . Fie G – greutatea volumului de teren 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:

$$M_s = C_u \cdot r = c \cdot l \cdot r = c \cdot r \cdot \theta \cdot r = c \cdot r^2 \cdot \theta \quad (3.47)$$

$$M_r = G \cdot e \quad (3.48)$$

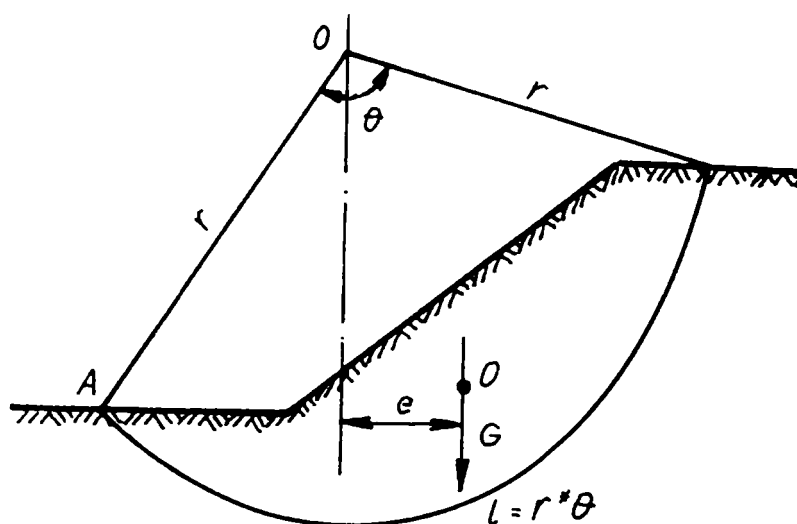


Figura 3.8. Analiza eforturilor totale.

Factorul de stabilitate (coeficientul de siguranță) rezultă:

$$F_S = \frac{M_s}{M_r} = \frac{c_u \cdot r^2 \cdot \theta}{G \cdot e} \quad (3.49)$$

Poziția centrului de greutate O_1 nu este necesară, fiind necesar 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 axă verticală convenabilă.

3.2.6. Metoda de calcul a stabilității taluzurilor la care suprafața de alunecare are o formă poligonală

Suprafețele de alunecare cilindrice pot fi luate în considerare cu rezultate satisfăcătoare pentru taluzuri omogene. Există însă multe situații când suprafețele de alunecare au forme impuse de condițiile geologice și structurale locale. În aceste cazuri eficiența metodei de calcul depinde în mare măsură de precizia cu care este identificată poziția suprafeței de alunecare.

Principiul metodei de calcul are la bază următoarele ipoteze:

- suprafața de alunecare are o formă neregulată, dar pentru simplificarea calculului, se asimilează cu o linie frântă;
- masa alunecătoare se împarte în fâșii verticale, limitele dintre fâșii corespunzând punctelor de frângere a suprafeței de alunecare;
- forțele care acționează asupra unei fâșii sunt (Figura 3.9.): greutatea proprie a fiecărei fâșii, rezistența la forfecare a pământului care alunecă, forțele de împingere cu care acționează fâșiile adiacente și, dacă există o pânză de apă în masa alunecată, forțele hidrodinamice și hidrostatice ale apei subterane.

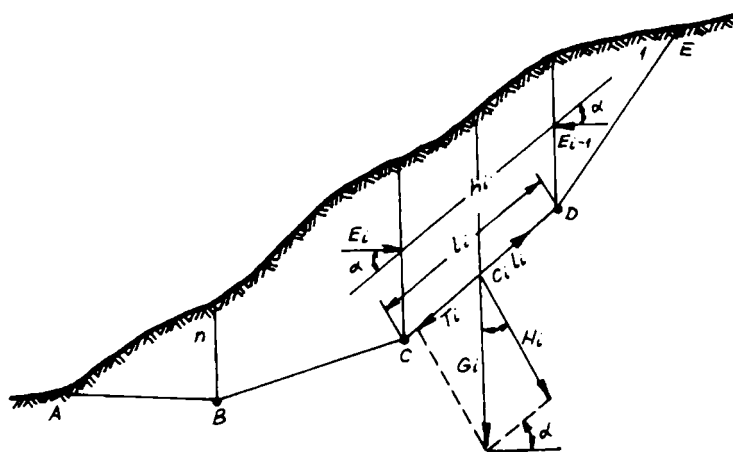


Figura 3.9. Forțele care acționează asupra unei fâșii în cazul unei suprafețe de alunecare de formă poligonală.

Echilibrul unei fâșii este asigurat când suma forțelor active este egală cu suma forțelor de rezistență. Echilibrul în ansamblu al taluzului se verifică însumând proiecțiile pe direcție orizontală a tuturor forțelor care acționează în lungul taluzului. Rezultanta acestora poate fi o forță care asigură stabilitatea taluzului sau o forță care duce în final la pierderea stabilității taluzului dacă rezultă ca fiind orientată spre piciorul taluzului.

Pentru o fâșie i (Figura 3.9.) se scrie ecuația de echilibru prin proiecția forțelor pe orizontală:

$$E_i + (N_i \tan \phi + c \cdot l_i) \cos \alpha_i - E_{i-1} - T_i \cos \alpha_i = 0 \quad (3.50)$$

sau

$$E_i = E_{i-1} + T_i \cos \alpha_i - N_i \cos \alpha_i \tan \phi - c \cdot l_i \cos \alpha_i \quad (3.51)$$

Astfel pentru prima fâșie, relația 3.51 devine:

$$E_1 = T_1 \cos \alpha_1 - N_1 \cos \alpha_1 \tan \phi - c \cdot l_1 \cos \alpha_1 \quad (3.52)$$

în care E_1 este forța cu care fâșia 1 acționează asupra fâșiei 2.

Pentru fâșia 2 rezultă:

$$E_1 = E_1 + T_2 \cos \alpha_2 - N_2 \cos \alpha_2 \tan \phi - c \cdot l_2 \cos \alpha_2 \quad (3.53)$$

și așa mai departe.

Pentru ultima fâșie – fâșia n – situată la baza alunecării se va scrie relația:

$$E_n = E_{n-1} + T_n \cos \alpha_n - N_n \cos \alpha_n \tan \phi - c \cdot l_n \cos \alpha_n \quad (3.54)$$

Însumând toate aceste forțe rezultă ecuația:

$$E_i = \sum_{i=1}^n T_i \cos \alpha_i - \tan \phi \sum_{i=1}^n N_i \cos \alpha_i - c \sum_{i=1}^n l_i \cos \alpha_i \quad (3.55)$$

În cazul în care $E_n = 0$ înseamnă că masivul de pământ se află în condiții de echilibru limită, ceea ce corespunde unui factor de stabilitate $F_S = 1$. Când $E_n > 0$ echilibrul masei de pământ nu este asigurat, existând pericolul ca alunecarea să se poată declanșa în orice moment ($F_S < 1$). Dacă $E_n < 0$ masivul de pământ se află în stare de echilibru stabil ($F_S > 1$).

În prezența unei pânze de apă subterană cu nivel liber situată deasupra suprafeței de alunecare (Figura 3.10.), în fiecare punct de pe suprafața de alunecare, perpendicular pe aceasta și orientată de jos în sus, acționează presiunea hidrostatică:

$$u_i = \gamma_w \cdot h_{wi} = \gamma_w \cdot h_{ai} \cdot \cos \alpha_{wi} \quad (3.56)$$

Forța hidrostatică care acționează asupra bazei fâșiei este:

$$U_i = u_i \cdot l_i \cdot l \quad (3.57)$$

și este orientată pe aceeași direcție dar în sens invers față de componenta N_i a forței de greutate.

Fiind vorba de un curent subteran înseamnă că există și o forță hidrodinamică orientată în sensul de curgere. Forța hidrodinamică care acționează asupra scheletului mineral este:

$$J = j \cdot l_i \cdot h_{ai} \quad (3.58)$$

în care $j = \gamma_w \cdot i$ reprezintă forța curentului asupra unității de volum iar i este gradientul hidrolic al curgerii.

Dacă se cunoaște spectrul hidrodinamic al curgerii se poate cunoaște și orientarea vectorului forței hidrodinamice față de suprafața de alunecare în orice secțiune. În cazul în care se cunoaște numai curba nivelului hidrostatic, în limite acceptabile se poate considera că vectorul forței hidrodinamice este paralel cu suprafața de alunecare. În aceste condiții împingerea orizontală la baza alunecării este dată de relația:

$$E_n = \sum_{i=1}^n T_i \cos \alpha_i - \tan \phi \sum_{i=1}^n (N_i - u_i) \cos \alpha_i - c \sum_{i=1}^n l_i \cos \alpha_i + \gamma_w \sum_{i=1}^n i \cdot l_i \cdot h_{ai} \quad (3.59)$$

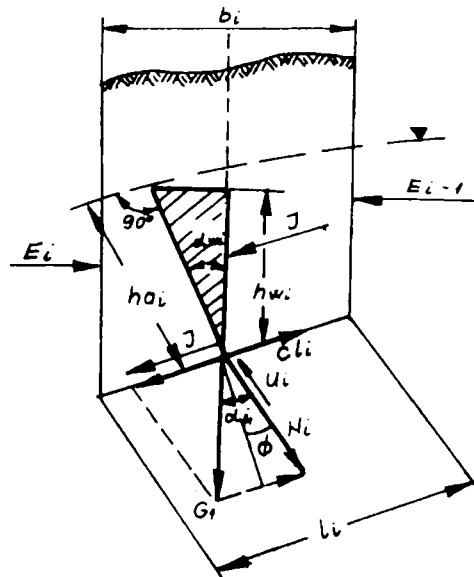


Figura 3.10. Acțiunea forței hidrodinamice asupra unei fâșii verticale.

3.3. Metoda Elementului Finit (M.E.F.)

3.3.1. Aspecte privind analiza masivelor de pământ prin M.E.F.

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

Procedurile numerice încorporează o serie de metode dintre care face parte și Metoda Elementului Finit (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. M.E.F. este considerată ca un caz particular al unei proceduri care reunește toate metodele de discretizare și care poartă denumirea de „multigrid”.

M.E.F. a apărut și s-a dezvoltat în domeniul structurilor aerospațiale [10]. Ulterior, metoda a cunoscut o deosebită dezvoltare teoretică și o largă aplicabilitate în diferite domenii ale tehnicii, condiționată fiind de dezvoltarea tehnicii de calcul automat și de posibilitățile de adaptare ale acestuia la rezolvarea unor probleme de echilibru, stare, interacțiune, mixte și cu valori proprii.

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.

În ultimii 25 de ani s-au făcut pași importanți în ceea ce privește analiza statică a stabilității și a deformațiilor structurilor. Posibilitatea de a utiliza pe scară largă a calculatoarelor a adus schimbări considerabile în aspectele 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 să aibă mai mult decât un program automat de calcul. Ei trebuie să stăpânească fenomenele caracteristice stărilor de solicitare și de deformație, respectiv a mecanismelor de cedare a pământurilor, să cunoască 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 din roci stâncoase [32]. În prezent, datorită capacității metodei de analiză a unei mari varietăți de probleme implicând materiale neomogene, condiții complexe de contur, diverse tipuri de relații efort-deformații, este utilizată când se justifică în studiul stării de efort și deformații în fundații, taluzuri, excavații, tuneluri și alte structuri supuse unor solicitări statice sau dependente de timp, în analizele vâsco-elastice, în studiul consolidării și propagării undelor, curgerii și dispersiei fluidelor prin medii poroase, frecvențelor naturale ale fundațiilor și structurilor, etc.

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

- calculul tensiunilor, deformațiilor și presiunii apei din pori pentru taluzuri și ramblee;
- 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 este atât de generală încât este posibilă 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 în timpul execuției rambleului sau a săpăturii.

3.3.2. Principiile de bază ale Metodei Elementului Finit (M.E.F.)

La aplicarea Metodei Elementelor Finite (M.E.F.) se parcurg mai multe 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. Cantitățile care urmează a fi determinate în punctele nodale constituie necunoscutele principale sau primare și servesc la determinarea unor cantități 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 ca de exemplu: liniare, curbe, triunghiulare, rectangulare, tetraedrice, hexaedrice, etc.

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

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

Etapă a treia constă în **obținerea ecuațiilor de continuitate a elementului** ce definesc proprietățile acestuia și în acest sens sunt utilizate metodele variaționale și reziduale. Utilizarea oricăreia dintre metode duce la obținerea ecuațiilor elementare care sunt de forma:

$$[k] \cdot \{n\} = \{s\} \quad (3.60)$$

în care: $[k]$ este matricea caracteristică sau proprietate a elementului;

$\{n\}$ este vectorul necunoscutelor nodale;

$\{s\}$ este vectorul parametru sau încărcare.

În analiza stării de eforturi și deformații pentru probleme de mecanica solidului, ecuația elementară poate fi formulată prin deplasări sau rigidități, eforturi sau echilibru și mixt. În metoda deplasărilor, deplasările sunt considerate necunoscute, ecuațiile elementare fiind obținute prin calcul variațional de minimizare a energiei potențiale. În acest caz, $[k]$ reprezintă matricea de rigiditate a elementului, $\{n\}$ vectorul deplasărilor și $\{s\}$ vectorul forțelor nodale. Majoritatea problemelor din geotehnică sunt formulate prin utilizarea metodei deplasărilor, acest lucru fiind motivat de următoarele aspecte:

- numărul și lățimea de bandă a ecuațiilor de rigiditate sunt mai reduse decât în cazul altor metode;
- este mai ușor să se stabilească funcțiile de aproximare și să se respecte condițiile de compatibilitate;
- este sensibilă la variația unor parametri ai problemei - geometrie, proprietate material și legea efort-deformație.

Asamblarea elementelor finite are ca rezultat, pe plan geometric, refacerea corpului studiat și pe plan funcțional, obținerea modelului numeric global. Asamblarea se poate face după noduri sau după elemente și duce la obținerea ecuației matriceale sub forma:

$$[K] \cdot \{N\} = \{S\} \quad (3.61)$$

în care: $[K]$ este matricea globală sau de asamblare;

$\{N\}$ este vectorul global al necunoscutelor;

$\{S\}$ este 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 care 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.

Ultima etapă se referă la **calculul cantităților primare și secundare**, primele fiind obținute din rezolvarea sistemului de ecuații dat prin ecuația matriceală globală, celelalte fiind stabilite pe baza unor relații de dependență. De exemplu, în problema efort-deformații, deformațiile și tensiunile sunt date prin relațiile matriceale:

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{n\} \quad (3.62)$$

și

$$\{\sigma\} = [C] \cdot \{\varepsilon\} \quad (3.63)$$

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

3.3.3. Aplicarea M.E.F. la studiul stabilității masivelor de pământ

Studiile privind stabilitatea masivelor de pământ sau roci prin utilizarea M.E.F. constau în:

- determinarea deplasărilor, deformațiilor și eforturilor 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, ramblee) și al celor executate în pământ (excavații practicate în diferite scopuri). Analizele de stabilitate au în vedere următoarele stadii de lucru pentru masivele artificiale sau naturale [31]:

- 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 (prin umplerea acumulării și dezvoltarea unui regim permanent de curgere a apei prin corpul barajului, spre exemplu);
- stadiul de lungă durată, pe parcursul căruia pot interveni variații în timp ale solicitărilor sau proprietăților materialului;
- stadiul 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.

Modelarea fizică încorporează unele trăsături specifice privind schematizarea geometrică și discretizarea cazului tratat, determinarea stării inițiale de eforturi, simularea analitică a procesului secvențial de încărcare sau de descărcare și alegerea condițiilor limită neîncorporate în modelul analitic.

Particularitățile legate de schematizarea geometrică și discretizare sunt determinate de alcătuirea constructivă a lucrării și plasarea acesteia pe sau în prezența unor medii geologice „infinite” cu structuri litostratigrafice complexe. În cazul unor limite finite reprezentate de straturi rigide ce constituie mediul geologic sau care intră în alcătuirea acestuia, discretizarea se extinde până la acesta [32].

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 3.11. 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 3.11 b se rezumă recomandările privind limitele la care se extinde domeniul supus discretizării.

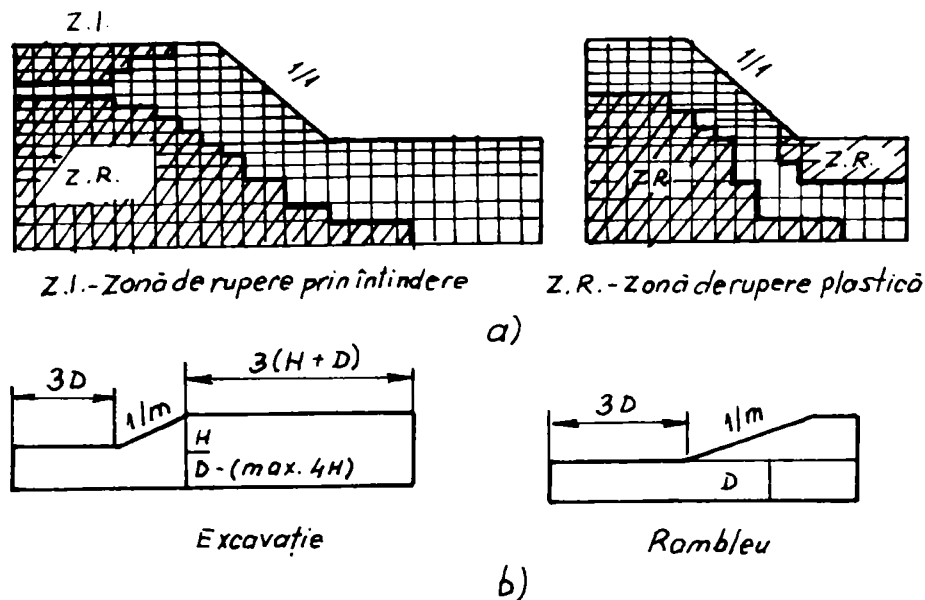


Figura 3.11. Schemă de discretizare a unui masiv taluzat: a) Influența distanței de plasare a domeniului analizat asupra dezvoltării zonelor de rupere în M.E.F.; b) Limitele orientative ale domeniului ce încadrează taluzurile în M.E.F.

Majoritatea problemelor de analiză a stabilității sunt plasate în condițiile stării plane de deformații, caz în care discretizarea are la bază elemente de 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 așteptat concentrări de eforturi, dimensiuni ce pot fi modificate progresiv în restul domeniului, fără ca rezultatele să fie influențate semnificativ. Se consideră că utilizarea unor elemente caracterizate prin raportul dintre bază și înălțime, cuprins între 5 și 10, satisface condițiile unui calcul corect cu un consum de timp de calcul acceptabil [32].

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 (Figura 3.12.). O alegere corectă a acestora are în vedere condițiile de teren la limita domeniului discretizat și presupune în unele situații testări prealabile.

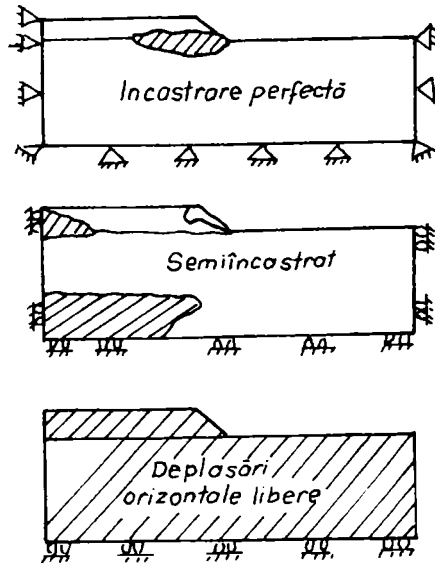


Figura 3.12. Diferențe ale câmpului de deplasări în funcție de condițiile de margine.

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.

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 taluzului se acceptă procedura formulată de Goodman și Brown [32] ilustrată în figura 3.13 a și b.

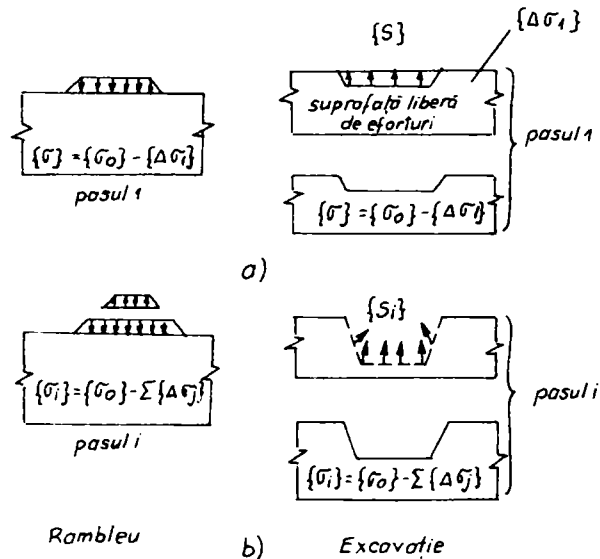


Figura 3.13. Calculul în etape în funcție de fazele de execuție a lucrării: a) Etapa 1; b) Etapa i.

În cazul taluzurilor de rambleu, figura 3.13 a, starea de eforturi și deplasări corespunzătoare unui stadiu i în realizarea lucrării este dată prin:

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_o\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\} \quad (3.64)$$

și respectiv,

$$\{d_i\} = \{d_o\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta d_j\} \quad (3.65)$$

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

În cazul realizării unor taluzuri de debleu, figura 3.13 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 calculate prin relațiile:

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_o\} - \sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\} \quad (3.66)$$

și respectiv,

$$\{d_i\} = \{d_o\} - \sum_{j=1}^i \{\Delta d_j\} \quad (3.67)$$

Vectorii increment de eforturi și deplasări pentru stadiul j rezultă din aplicarea unor forțe nodale echivalente evaluate în mod curent după tehnica „lichidului dens” propusă de King sau „presiunii de suprafață” introdusă de Lefebvre [32]. Prima repartizează greutatea noului element în mod egal punctelor nodale prin care se aplică sistemului, iar a doua simulează realizarea unui nou strat prin aplicarea unei suprasarcini ce este convertită în forțe nodale echivalente. Rezultatele sunt practic identice.

De asemenea, sunt aduse în discuție, cu referiri la excavații, tehnici de evaluare a vectorului încărcări echivalente pe baza incrementelor deplasărilor nodale ale elementelor situate pe „suprafața de efort nul” sau plecând de la eforturile nodale evaluate prin interpolarea celor din centrele elementelor adiacente [32].

O atenție deosebită în aplicarea acestei proceduri de simulare trebuie acordată numărului de stadii de realizare, dat fiind că deplasările, spre deosebire de eforturi, sunt sensibil influențate de acestea.

Precizarea stării inițiale de eforturi și deplasări de la care se pleacă în procesul de simulare constituie un aspect dificil al modelării fizice [10]. Câmpul mărimilor inițiale poate fi stabilit pe baza sarcinii geologice și a coeficientului împingerii în stare de repaus.

Pentru starea plană de deformații, figura 3.14 a, eforturile inițiale sunt estimate pe baza relațiilor:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \cdot (1 + k \cdot \sin \beta) \quad (3.68)$$

$$\sigma_x = k \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \quad (3.69)$$

$$\tau_{xz} = k \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (3.70)$$

CU

$$k = \frac{K_o + r_u \cdot (1 - K_o)}{\cos^2 \beta - K_o \cdot \sin^2 \beta} \quad (3.71)$$

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z} \quad (3.72)$$

în care u reprezintă presiunea apei din pori și K_o 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 [94].

Precizarea stării reale de eforturi impune determinarea corectă a coeficientului K_o . Studiile efectuate de K.Y. Lo și C.P. Lee [50] referitor la influența parametrului K_o asupra rezultatelor obținute prin M.E.F. sunt edificatoare în acest sens (Figura 3.14 b și c).

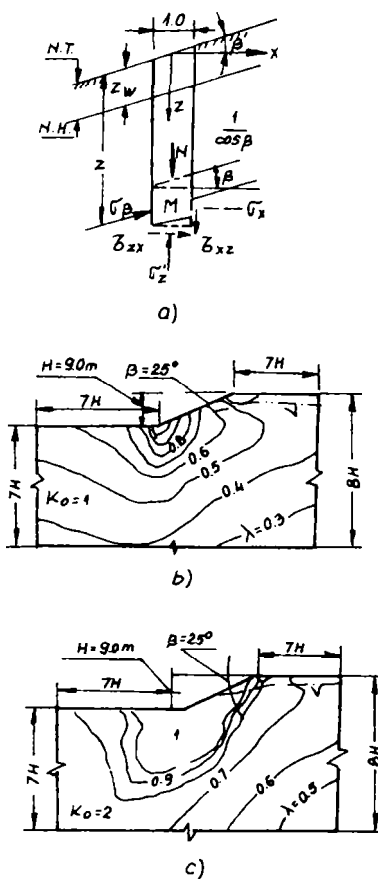


Figura 3.14. Influența parametrului K_o asupra stării de eforturi: a) Schema sollicitării reprezentată prin eforturile inițiale; b) Variația stării de eforturi $\lambda = \frac{\tau}{\tau_f}$ pentru $K_o = 1$; c)

Variația stării de eforturi $\lambda = \frac{\tau}{\tau_f}$ pentru $K_o = 2$;

Un aspect major al utilizării M.E.F. în probleme de stabilitate îl constituie modelarea comportării materialelor. Comportarea neliniară determinantă în modul de alcătuire, prezența discontinuităților, starea de eforturi in-situ, istoricul încărcării, temperatura, prezența fluidului în pori, etc. este modelată prin proceduri de tip incremental, iterativ sau mixt. Procedura incrementală aproximează comportarea neliniară printr-o sumă de trepte cu comportare liniară. Considerând comportarea neliniară redată prin legătura efort-deformație sau încărcare-descărcare, figura 3.15 a, procedura împarte încărcarea totală $\{S\}$ în trepte $\{\Delta S\}$ care sunt aplicate succesiv.

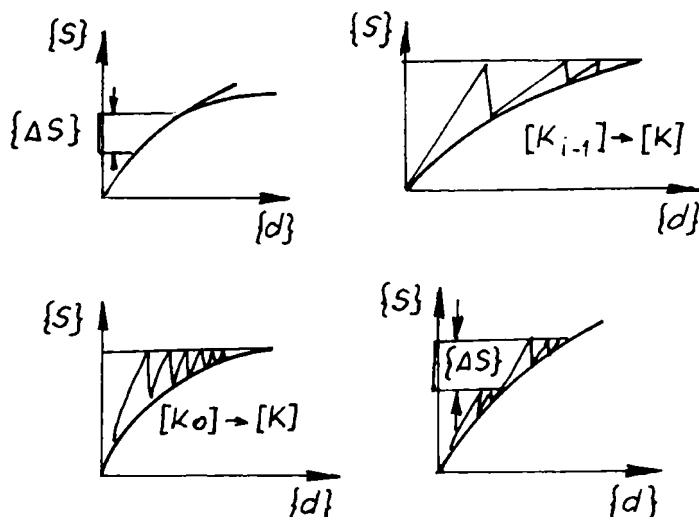


Figura 3.15. Procedura incrementală pentru aproximarea comportării neliniare.

Deplasările, deformațiile și eforturile sunt calculate pentru fiecare treaptă de încărcare și sunt succesiv cumulate. Dacă $\{S_0\}$ semnifică vectorul încărcare inițială, pentru treapta de încărcare j , vectorii elementari încărcări, deformații, deplasări și eforturi vor fi:

$$\{S_j\} = \{S_0\} + \sum_{i=1}^j \{\Delta S_i\} \quad (3.73)$$

$$\{d_j\} = \{d_0\} + \sum_{i=1}^j \{\Delta d_i\} \quad (3.74)$$

$$\{\epsilon_j\} = \{\epsilon_0\} + \sum_{i=1}^j \{\Delta \epsilon_i\} \quad (3.75)$$

$$\{\sigma_j\} = \{\sigma_0\} + \sum_{i=1}^j \{\Delta \sigma_i\} \quad (3.76)$$

Determinarea deplasărilor incrementale $\{\Delta d_i\}$ implică matricea de rigiditate $[K]$ care într-o schemă simplă poate fi evaluată având ca bază datele obținute în pasul anterior și legea efort-deformații ce descrie comportarea materialului sau prin utilizarea unei tehnici similare procedurii Runge-Kutta [32]. În procedura iterativă, încărcarea totală $\{S\}$ este aplicată integral realizându-se prin iterații corespondența

Între eforturi și deformații în conformitate cu legea neliniară de comportare, figura 3.15 b și c. Interpretarea rezultatelor furnizate de M.E.F. constă, în cazul analizelor de stabilitate, 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 (Figura 3.16.) tensiunea normală și tangențială vor fi:

$$\sigma_{\theta} = (1/2) \cdot (\sigma_x + \sigma_y) - (1/2) \cdot (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \cos 2\theta_i + \tau_{xy} \cdot \sin 2\theta_i \quad (3.77)$$

$$\tau_{\theta} = -\tau_{xy} \cdot \cos 2\theta_i - (1/2) \cdot (\sigma_x - \sigma_y) \cdot \sin 2\theta_i \quad (3.78)$$

Dacă se ia în discuție 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 :

$$F_r = \int_{N_1}^{N_k} \tau_{f\theta} \cdot dl = \sum_{i=1}^k (c + \sigma_{\theta} \cdot \operatorname{tg} \phi) \quad (3.79)$$

$$F_a = \int_{N_1}^{N_k} \tau_{\theta} \cdot dl = \sum_{i=1}^k \tau_{\theta} \cdot dl \quad (3.80)$$

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

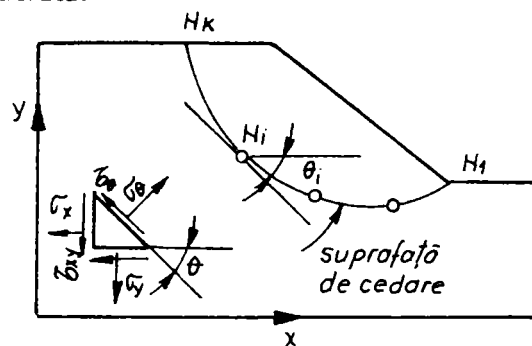


Figura 3.16. Definierea suprafeței de alunecare în funcție de parametrul λ .

Delimitarea zonelor de rupere se face prin considerarea curbelor de egală valoare a parametrului λ [37], 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 [50].

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 ramblee ponderea cea mai mare a încărcării o reprezintă greutatea proprie, iar o creștere a acesteia nu ar duce automat și la cedarea structurii. Într-adevăr, un taluz alcătuit în totalitate dintr-un pământ necoeziv nu și-ar pierde stabilitatea datorită unei încărcări într-o centrifugă. În aceste condiții, o definiție a coeficientului de siguranță mult mai adecvată este următoarea:

$$F_s = \frac{\text{Rezistența la forfecare disponibilă maximă}}{\text{Rezistența la forfecare necesară pentru menținerea echilibrului la limită}} \quad (3.81)$$

Raportul dintre rezistența la forfecare disponibilă și rezistența la forfecare minimă necesară pentru păstrarea stării de echilibru limită reprezintă coeficientul de siguranță care este utilizat curent în mecanica pământurilor.

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

$$F_s = \frac{c + \sigma_n \cdot \text{tg} \phi}{c_r + \sigma_n \cdot \text{tg} \phi_r} \quad (3.82)$$

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:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\text{tg} \phi}{\text{tg} \phi_r} = \sum M_{sf} \quad (3.83)$$

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.

În cazul unei aplicații realizate cu programul de calcul PLAXIS 7.2, în figura 3.17. se reprezintă suprafața cu potențial de alunecare maxim rezultată în urma unui calcul utilizând principiul reducerii parametrilor rezistenței la forfecare, c și ϕ . În această reprezentare nu este semnificativă valoarea deformațiilor rezultate, ci variația deplasărilor în momentul producerii cedării, variație cu intensitate maximă la acest moment.

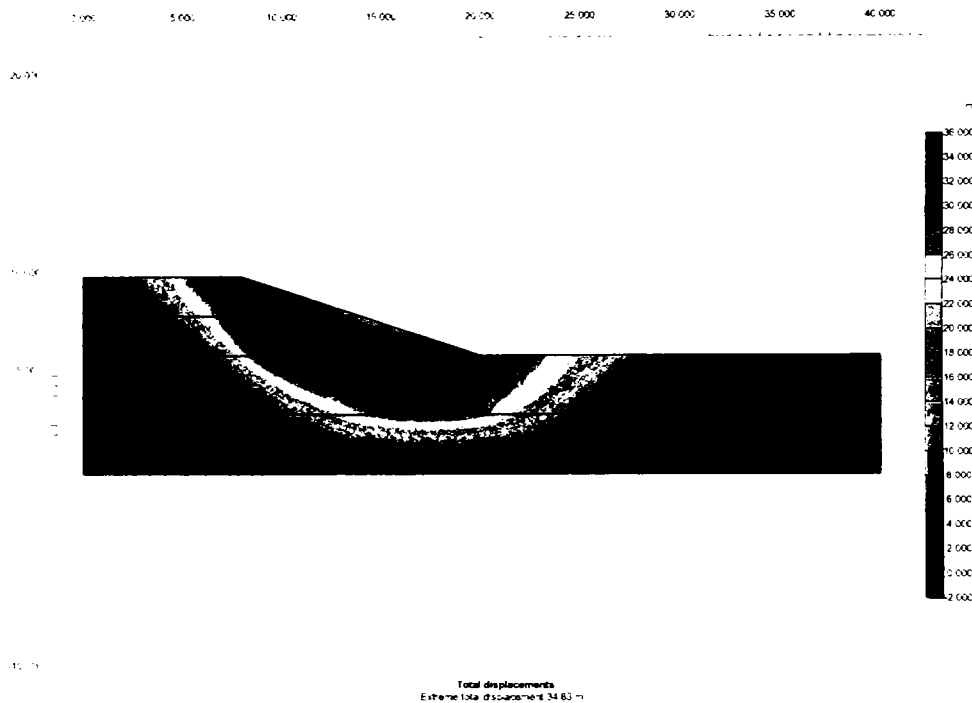


Figura 3.17. Reprezentarea variației deplasărilor punând în evidență suprafața de alunecare.

Utilizând opțiunea de reprezentare grafică a variației acestui parametru, în raport cu multiplicatorul $\sum M_{sf}$ se poate obține valoarea coeficientului de siguranță după cum se observă în figura 3.18. În figura 3.18. sunt trei valori ale coeficientului de siguranță deoarece s-a efectuat un calcul simultan pentru trei faze diferite de execuție a unui rambleu.

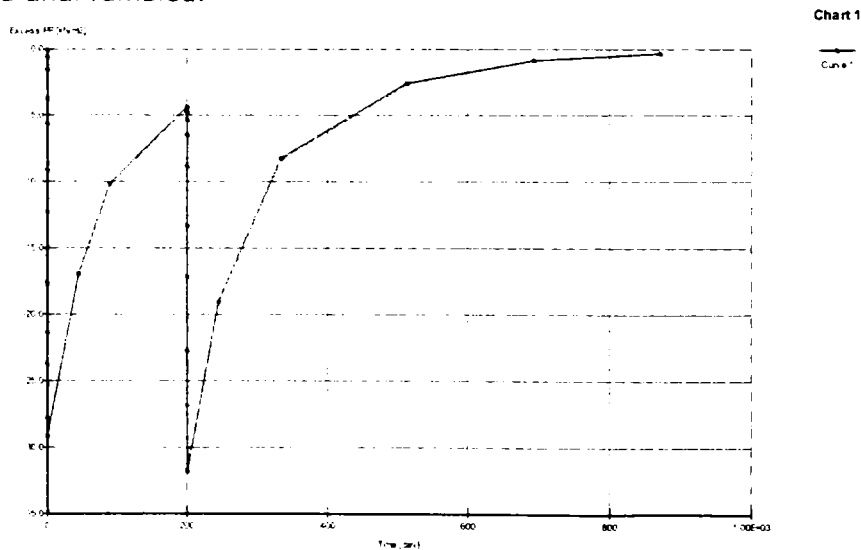


Figura 3.18. Reprezentarea grafică a coeficienților de siguranță pentru cele trei faze de execuție.

3.3.4 Programe de calcul a structurilor prin M.E.F.

Atunci când în cazul unei solicitări a unui element de construcție sau material pentru care curba de încărcare-deformație este aceeași, atât la încărcare, cât și la descărcare, comportarea materialului este definită ca fiind elastică. Comportarea elastică poate fi liniară atunci când tensorul deformațiilor este proporțional cu tensorul eforturilor pe tot parcursul unei solicitări. Acest tip de comportare a fost descoperit de către Robert Hooke, care a publicat legea care îi poartă numele în 1678 în lucrarea intitulată „*De Potentia Restituva*”. El se referea la patru experimente pe care le-a realizat și anume: întinderea unui arc, încovoierea unui arc spiral, întinderea unui fir metalic și încovoierea unei grinzi din lemn încastrată la un capăt. Comportarea liniară constituie numai în parte aproximarea comportării reversibile a materialelor. Într-adevăr, încercările au demonstrat că curba de încărcare-deformație devine foarte rapid neliniară. Prima lege a comportării elastice neliniare a fost definită de Leibniz în 1690 pentru interpretarea rezultatelor experimentale efectuate de Bernoulli privitor la întinderea unui furtun elastic. Cea mai mare parte a solidelor prezintă o comportare reversibilă, cel puțin în cazul unor solicitări suficient de mici. Domeniul de comportare elastic (sau reversibil) este foarte diferit pentru diverse materiale. Astfel, pentru metale, limita domeniului elastic este atinsă pentru deformații de ordinul a 0,1 %, în timp ce pentru cauciuc ea este atinsă pentru deformații de ordinul a 600 %. În cazul pământurilor, limita de comportare elastică poate fi pusă în evidență numai pentru deformații foarte mici, mai mici de 0,01 %. Trebuie remarcat că limita de elasticitate depinde desigur, în principal de materialul studiat, dar foarte importante sunt și mijloacele tehnice (aparatura) de care se dispune pentru efectuarea măsurătorilor în timpul încercărilor experimentale. Dincolo de limita de elasticitate, curba efort-deformație în momentul descărcării este diferită de curba obținută în faza de încărcare, deformația nu mai este reversibilă, comportarea se spune că este inelastică. După o descărcare completă, rămâne o deformație permanentă denumită ireversibilă sau plastică. În plus, pornind de la un anumit nivel al încărcării, corespunzător unei limite de elasticitate inițiale, limita de elasticitate evoluează în funcție de solicitările aplicate: acesta este fenomenul de cedare plastică locală. În cazul materialelor granulare, deformațiile sunt datorate în mare parte deplasărilor relative ale particulelor solide, unele în raport cu celelalte. Aceste deplasări nu sunt, din punct de vedere fizic reversibile. Această observație dorește să sublinieze faptul că un material granular nu prezintă un domeniu elastic inițial. Anumite modele de calcul presupun că domeniul inițial nu există. Totuși, un domeniu elastic este creat prin fenomenul de cedare plastică locală în cursul aplicării încărcărilor. Astfel, noțiunea de comportare elastică depinde în totalitate de tipul materialului și de modul în care acesta a fost solicitat anterior.

Totuși, simplitatea comportării elastice face ca aceasta să fie încă foarte des utilizată pentru analiza comportamentului masivelor din pământ sau a unor elemente de construcție. De altfel, partea de deformații elastice nu poate fi neglijată în cazul formulării unei legi de comportare elastico-plastică. Într-adevăr, prezența componentei elastice este necesară la inversarea tensorului de deformații, asigurând legătura între creșterile de deformații și creșterea solicitărilor.

În prezent există multe programe de calcul prin Metoda Elementului Finit (M.E.F.). Unele au un caracter general și au implementate module de calcul, respectiv legi de comportare neelastică a unor materiale care pot modela comportarea pământurilor, ca de exemplu: ABAQUS, COSMOS, etc. De asemenea, există programe dedicate care permit analiza structurilor din pământ și alte

elemente de construcții subterane (sprijiniri, fundații indirecte, tuneluri), ca de exemplu: PLAXIS, GEO4-GEO FEM, etc.

PLAXIS este un program de calcul prin Metoda Elementului Finit (M.E.F.) având drept scop în special analiza deformațiilor și a stabilității problemelor de inginerie geotehnică.

Aplicațiile geotehnice necesită constituirea de modele care să simuleze comportarea neliniară și dependentă de timp a pământurilor. În plus, întrucât pământul este un material constituit din mai multe faze, este necesar de mai multe proceduri speciale în ceea ce privește presiunea hidrostatică și presiunea apei din porii pământului. Deși modelarea pământului este o chestiune importantă, multe probleme de inginerie geotehnică necesită modelarea structurilor și a interacțiunii dintre structură și teren. PLAXIS este conceput ca un program alcătuit din mai multe module, fiecare având un rol specific în definirea structurilor geotehnice complexe și în efectuarea calculelor.

Programul are o bibliotecă de module care pot fi accesate foarte ușor pentru crearea modelului de calcul.

Definirea structurii din punct de vedere geometric: Introducerea straturilor de teren, a structurii, a etapelor de execuție, a încărcărilor și a condițiilor de margine se bazează pe module interactive de desenare ale programului (CAD), care permit o reprezentare detaliată și exactă a situației reale. Odată definită geometria și componentele structurii, rețeaua de elemente finite este generată în mod automat.

Generarea automată a rețelei de elemente finite: Programul PLAXIS permite generarea automată a rețelei elementelor finite folosind opțiunile pentru îndesirea globală și locală a rețelei, acolo unde apar concentrări de eforturi, respectiv acolo unde este necesară o analiză mai detaliată a stării de eforturi și de deformații. Rețeaua poate conține mii de elemente finite.

Tipuri de elemente finite: Pentru reprezentarea cât mai exactă a distribuției eforturilor și a deformațiilor în teren, se pot utiliza elemente finite triunghiulare cu 6 noduri de calcul (puncte în care se obțin valorile deplasărilor și eforturilor), respectiv elemente finite triunghiulare cu 15 noduri de calcul.

Grinzi: Elemente speciale de grindă se utilizează pentru modelarea unor elemente de infrastructură precum fundații, grinzi de fundații, ziduri de sprijin, sprijiniri, tuneluri și alte tipuri de structuri plane sau axial simetrice. Comportarea acestor elemente se definește folosind rigiditatea la încovoiere ($E \cdot I$), la compresiune-întindere ($E \cdot A$), precum și posibilitatea de a calcula un moment încovoietor ultim, corespunzător momentului ruperii elementului. În cazul grinzilor elasto-plastice poate apărea o articulație plastică de îndată ce se atinge valoarea momentului încovoietor ultim. Grinzile se pot folosi în combinație cu interfețele pentru a realiza o analiză reală a unei game largi de structuri geotehnice.

Articulații ale grinzii: O articulație a grinzii reprezintă o legătură a grinzii care permite o rotație discontinuă în punctul de legătură (nod). Articulațiile se introduc pentru a crea noduri în care capetele libere ale grinzii se pot roti liber.

Interfețe: Aceste elemente de legătură sunt necesare în cazul calculelor care includ interacțiunea dintre teren și structură. Se pot folosi pentru a simula zona subțire de material supus intens la forfecare, la contactul cu fundațiile, piloții sau zidurile de sprijin. Elementelor de interfață le pot fi atribuite valori diferite ale parametrilor rezistenței la forfecare, ϕ și c , față de cele ale terenului înconjurător pentru a modela mai exact fenomenele care apar în zona suprafețelor de contact dintre elementele cu rigidități mult diferite.

Ancoraje: Pentru modelarea ancorajelor și a șpraițurilor se utilizează elemente cu rigiditate axială care au o comportare elasto-plastică. Comportarea acestor elemente este definită folosind o rigiditate normală și o forță maximă. Există o opțiune specială pentru analiza ancorajelor pretensionate și a unor elemente de sprijin a excavațiilor (palplanșe).

Geogriile: Geotextilele sau geogriile sunt folosite des în practica execuției taluzurilor armate și a structurilor de sprijin. Ele pot fi simulate în programul PLAXIS folosind elemente speciale care pot prelua numai eforturi de întindere. De multe ori este convenabil să se combine aceste elemente cu elementele de interfață pentru a modela mai exact interacțiunea dintre geogriile și terenul înconjurător.

Tuneluri: Programul PLAXIS oferă o opțiune foarte utilă pentru crearea tunelurilor circulare și necirculare compuse din arce. Grinzile și elementele de interfață pot fi utilizate pentru modelarea fazelor de execuție a unui tunel, precum și pentru interacțiunea cu terenul înconjurător. Elementele izoparametrice sunt folosite pentru modelarea contururilor curbe din rețeaua de elemente finite. Sunt implementate diferite metode practice de analiză a deformațiilor care apar în timpul execuției tunelului atât în structura de rezistență propriu-zisă, cât și deformațiile terenului din jurul tunelului.

Condiții de margine: Încăstrările au deplasările egale cu zero. Aceste condiții pot fi aplicate liniilor cât și punctelor în direcția x și y care aparțin geometriei rețelei. Deplasările impuse constituie condiții speciale care pot fi atribuite liniilor aparținând geometriei rețelei.

Încărcări: Pentru aplicarea încărcărilor punctiforme și a încărcărilor uniforme distribuite se pot folosi două tipuri independente de sisteme de încărcare. Încărcările punctiforme pot fi aplicate în orice punct al rețelei, în timp ce încărcările uniforme distribuite pot fi aplicate în orice zonă a modelului de calcul.

Proprietățile materialelor: Proprietățile fizice și mecanice ale terenului cât și cele ale elementelor structurale sunt introduse în baza de date a proiectului. Seturile de date din baza de date a proiectului se pot copia în baza de date globală pentru a putea fi folosite și în alte proiecte.

Modelul Mohr-Coulomb: Acest model de comportare neliniară se bazează pe cunoașterea parametrilor rezistenței la forfecare a pământului, ϕ și c , care sunt caracteristici uzuale prin care se definesc proprietățile terenului în orice studiu geotehnic. Comportarea neliniară a terenului nu poate fi definită în totalitate pe baza calculului utilizând criteriul Mohr-Coulomb. Cu ajutorul modelului Mohr-Coulomb se pot însă calcula valorile reale ale încărcărilor ultime pentru fundații, piloți, etc. Criteriul Mohr-Coulomb mai poate fi utilizat pentru a calcula coeficientul de siguranță pentru o structură folosind metoda reducerii parametrilor rezistenței la forfecare, ϕ și c .

Alte modele de calcul: Programul PLAXIS oferă o varietate de modele de comportare elasto-plastică a pământurilor. Pentru a analiza în detaliu comportarea pământurilor argiloase moi normal consolidate, având în vedere evoluția logaritmică a variației deformațiilor în raport cu variația încărcărilor, se utilizează modelul de calcul Cam-Clay. Acest model de calcul este denumit „*The soft soil model*”. O versiune îmbunătățită a acestui model include și luarea în considerare a fenomenului de curgere lentă (*creep*), caracteristică etapei de compresiune secundară. Pentru pământurile „mai rigide”, din categoria argilelor supraconsolidate și a nisipurilor, în cadrul programului PLAXIS mai este disponibil și un așa numit „*model hiperbolic*” (Hardening soil model).

Presiunea apei din pori în regim de curgere staționar: Există două abordări pentru generarea presiunii apei din pori în regim de curgere staționar.

Distribuția complexă a presiunii apei din pori poate fi generată pe baza analizei bidimensionale a curgerii apei subterane.

Presiunea suplimentară a apei din pori: Programul PLAXIS face diferența dintre pământurile drenate și cele nedrenate atât pentru modelarea nisipurilor permeabile cât și a argilelor aproape impermeabile. Presiunile suplimentare ale apei din pori se calculează în timpul calculului plastic când pământurile nedrenate sunt supuse încărcărilor. Situațiile de încărcare în condiții nedrenate sunt des decisive în stabilitatea structurilor geotehnice. În cazurile de stabilitate insuficientă în calcul pot fi introduse etape suplimentare de calcul care modelează reducerea presiunii apei din pori.

Generarea tensiunilor inițiale: În programul PLAXIS generarea tensiunilor inițiale se face prin introducerea în calcul a coeficientului presiunii laterale în stare de repaus K_0 sau prin folosirea încărcării gravitaționale. Pentru modelele de tip Cam-Clay este posibilă de asemenea generarea presiunii de preconsolidare folosind OCR (coeficient de supraconsolidare) sau POP (presiune litostatică).

Aplicarea încărcării: Programul PLAXIS poate efectua calculul prin aplicarea în mod automat a unei creșteri a încărcărilor în trepte sau prin urmărirea variației solicitărilor în timp în cazul analizei unor structuri din pământ supuse unui proces de consolidare.

Verificarea momentului cedării: Această caracteristică permite determinarea încărcărilor la rupere și a mecanismelor de cedare. Procedura de iterație încetează în momentul în care încărcarea crește peste încărcarea maximă de rupere. Cu ajutorul acestei opțiuni se mai poate obține și valoarea unei încărcări reziduale care poate fi preluată de structură după cedarea acesteia.

Modelarea fazelor de execuție: Programul PLAXIS permite simularea fazelor de execuție cum ar fi realizarea excavațiilor în etape, verificându-se în acest fel condițiile de comportare și pentru fiecare fază în parte. Un exemplu ar putea fi realizarea unei săpături adânci sprijinite cu palplânse ancorate la mai multe nivele.

Analiza de tip lagrangian actualizată: Utilizând această opțiune, rețeaua de elemente finite este în permanență modificată și actualizată pe durata efectuării calculelor. Această metodă dă rezultate deosebit de bune în cazul în care este semnificativă analiza unei zone din structură cu variații mici ale deformațiilor pe parcursul aplicării încărcărilor.

Modelarea fenomenului de consolidare: Reducerea presiunii apei din pori în timp poate fi modelată prin adoptarea modului de calcul de tip consolidare. O analiză de tip consolidare necesită introducerea coeficienților de permeabilitate pentru fiecare din straturile de pământ care alcătuiesc structura. Apelarea la procedura automată de calcul în ceea ce privește introducerea incrementului timp asigură rezultatele exacte ale calculului.

Determinarea coeficientului de siguranță: Coeficientul de siguranță reprezintă raportul dintre încărcarea de rupere și încărcarea de calcul. Această definiție este utilizată în calculul fundațiilor, dar nu dă rezultate corespunzătoare în cazul taluzurilor sau în cazul pereților din palplânse. Pentru aceste ultime tipuri de structuri este mult mai potrivită folosirea definiției coeficientului de siguranță din geotehnică care reprezintă raportul dintre rezistența la forfecare admisă și rezistența la forfecare minimă necesară pentru menținerea stării de echilibru. În această situație se recomandă utilizarea metodei reducerii parametrilor rezistenței la forfecare, ϕ și c .

Rezultatele calculului: Post procesorul programului PLAXIS asigură o calitate foarte bună a reprezentării rezultatelor calculului atât sub formă de tabele

cât și prin reprezentări grafice foarte sugestive. Graficele color și tabelele pot fi transmise direct la orice imprimantă suportată de Windows sau în clipboard-ul din Windows, de unde se pot importa în programul Microsoft Excel, Microsoft Word și în alte programe.

Deplasările și eforturile: Rezultatele grafice ale deplasărilor se pot vizualiza ca și rețea deformată, deplasări totale sau diferențiale. Toate graficele deplasărilor și a eforturilor se pot vizualiza sub formă de săgeți, linii de contur sau suprafețe colorate.

Secțiunile: Prin această opțiune din programul PLAXIS se pot defini secțiuni pe orice direcție care permit reprezentarea grafică a variației deplasărilor sau a eforturilor unitare în lungul acestor secțiuni.

Curbele de încărcare-deplasare și traiectoria eforturilor: Un instrument specific este folosit pentru desenarea curbelor de încărcare-deplasare, a traiectoriei eforturilor și a diagramelor de tensiune-deformație. În mod particular, vizualizarea traiectoriei tensiunilor asigură o bună cunoaștere a comportării terenului în zone de interes și validează o analiză detaliată a rezultatelor calculului efectuat cu ajutorul programului PLAXIS.

4. SOLUȚII DE STABILIZARE A VERSANȚILOR ȘI MASIVELOR DE PĂMÂNT INSTABILE

4.1. Introducere

În general, metodele de stabilizare a versanților și a masivelor de pământ au rolul de a reduce forțele care generează fenomenele de instabilitate sau de a mări forțele rezistente care asigură condițiile de stabilitate. Forțele care generează fenomenele de instabilitate pot fi reduse prin excavarea materialului din anumite zone, îmbunătățindu-se condițiile de echilibru și prin drenarea apei subterane pentru reducerea presiunii hidrostatice care acționează în zona instabilă. Condițiile de stabilitate pot fi îmbunătățite prin:

- drenarea apelor subterane care are ca efect creștea parametrilor rezistenței la forfecare a pământurilor;
- eliminarea unor straturi cu parametri rezistenței la forfecare reduși sau a unor zone cu potențial de cedare;
- realizarea unor structuri de sprijin sau a unor lucrări de stabilizare (piloți, pereți mulați, ancoraje, etc.);
- realizarea unor structuri din pământ armat;
- tratament chimic pentru a crește rezistența la forfecare a pământului.

Înainte de selectarea metodei de stabilizare, trebuie determinate cauzele concrete sau potențiale ale instabilității taluzurilor și versanților. Deseori se constată existența mai multor factori care pot duce la declanșarea unei alunecări de teren sau care pot provoca instabilitatea unui taluz. Aprecierea incorectă a cauzelor care provoacă fenomene de instabilitate poate avea drept consecință o eficiență redusă a lucrărilor de stabilizare.

În acest capitol sunt discutate diferite metode de stabilizare a versanților și taluzurilor.

4.2. Descărcarea taluzurilor și a versanților

Descărcarea taluzurilor sau a versanților este o tehnică de reducere a forțelor care generează fenomenele de instabilitate a masivelor de pământ. Cel mai des întâlnit mod de descărcare este excavarea frunții alunecării de teren. În cazul în care construcția unui rambleu obișnuit duce la instabilitatea taluzului se vor utiliza materiale de umplură ușoare pentru a reduce forțele care generează fenomenele de instabilitate din rambleu. Aceste două metode sunt prezentate în detaliu în cele ce urmează.

4.2.1. Amenajarea pantei taluzurilor

Excavarea este o metodă obișnuită de mărire a stabilității taluzurilor prin reducerea forțelor care generează fenomene de instabilitate care au drept consecință declanșarea deplasării. Aceasta include:

- îndepărtarea greutateii de la partea superioară a taluzului (de asemenea, numită îndepărtarea frunții alunecării);

- îndepărtarea tuturor materialelor instabile sau potențial instabile;
- reducerea pantei taluzurilor;
- executarea taluzurilor în trepte.

Unele dezavantaje privind această metodă de intervenție o reprezintă costurile legate de realizarea căilor de acces pentru utilaje având în vedere faptul că lucrarea se execută de sus în jos. La executarea acestor lucrări trebuie să se acorde o atenție deosebită măsurilor de siguranță privind protecția muncitorilor și a echipamentelor, depozitarea materialelor excavate în afara zonei potențial instabile. Principalul avantaj al excavațiilor este costul relativ redus al lucrărilor.

Prin aplicarea acestui procedeu, cantități relativ mari de material sunt îndepărtate de la partea superioară a alunecării (Figura 4.1.). În practică, această metodă se aplică în mod normal cedărilor de teren existente. Îndepărtarea pământului din fruntea alunecării reduce forțele care generează fenomenele de instabilitate și tinde să stabilizeze cedarea. Aceste lucrări pot reprezenta chiar soluții definitive de stabilizare dacă se asigură o colectare și o drenare corespunzătoare a apelor freatice sau a celor provenind din precipitații.

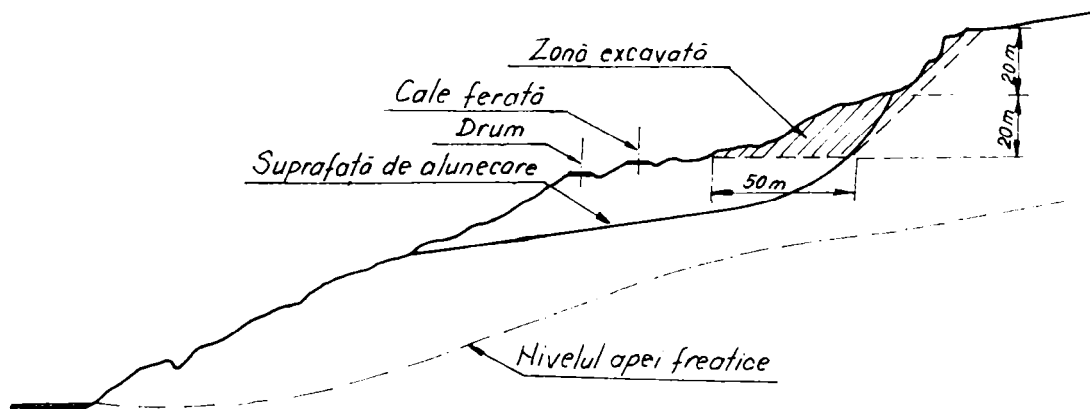


Figura 4.1. Îndepărtarea frunții alunecării.

În cazul în care sunt necesare lucrări de excavații în zona piciorului taluzului sau versantului, se recomandă excavarea unei cantități duble de material din zona frunții alunecării pentru a se menține echilibrul taluzului sau versantului [56].

Reducerea pantei taluzurilor sau versanților este una dintre cele mai larg aplicate și mai economice metode de îmbunătățire a stabilității taluzurilor sau versanților. De cele mai multe ori, aceasta este prima opțiune care trebuie luată în considerare la stabilizarea taluzurilor. Eficiența ei poate varia de la caz la caz.

Figura 4.2. ilustrează schimbarea condițiilor de stabilitate prin modificarea suprafeței de alunecare corespunzătoare coeficientului de siguranță minim. Reducerea pantei taluzurilor nu reduce numai suma forțelor care generează fenomenele de instabilitate, ci tinde de asemenea să forțeze suprafața de cedare mai adânc în teren. Terenul din adâncime are adesea un grad de consolidare mai mare și totodată fenomenele de alterare datorate condițiilor atmosferice (variații de temperatură, precipitații, etc.) au afectat mult mai puțin caracteristicile fizico-mecanice ale acestuia.

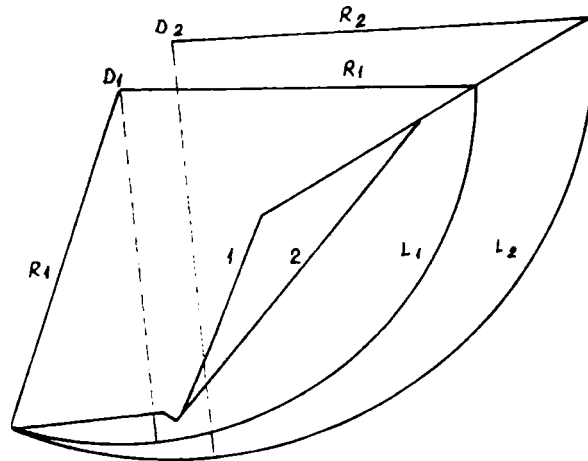


Figura 4.2. Mecanismul care descrie creșterea stabilității prin reducerea pantei unui taluz în debleu.

Figura 4.3. prezintă un rambleu în care cercul critic de cedare original corespunde cedării bazei (L_1). Prin reducerea pantei taluzului, se obține un nou cerc critic (L_2). În acest caz, schimbarea lungște suprafața de cedare și duce la mărirea forțelor rezistente, deoarece rezistența la forfecare va fi distribuită pe o suprafață mai mare. Materialul de umplură prezentat ca fiind hașurat în figura 4.3. își transmite greutatea proprie preponderent în zona cercului de cedare unde se mobilizează forțele de frecare din lungul suprafeței de alunecare care asigură stabilitatea taluzului. În acest fel, suprafața de cedare cea mai periculoasă (cu coeficient de siguranță minim), L_2 se va extinde spre baza taluzului, îmbunătățind condițiile de stabilitate ale rambleului. Pentru verificarea eficienței soluției de modificare a pantei taluzului prin prisma creșterii valorii coeficientului de siguranță trebuie analizate mai multe variante posibile pentru fiecare caz în parte.

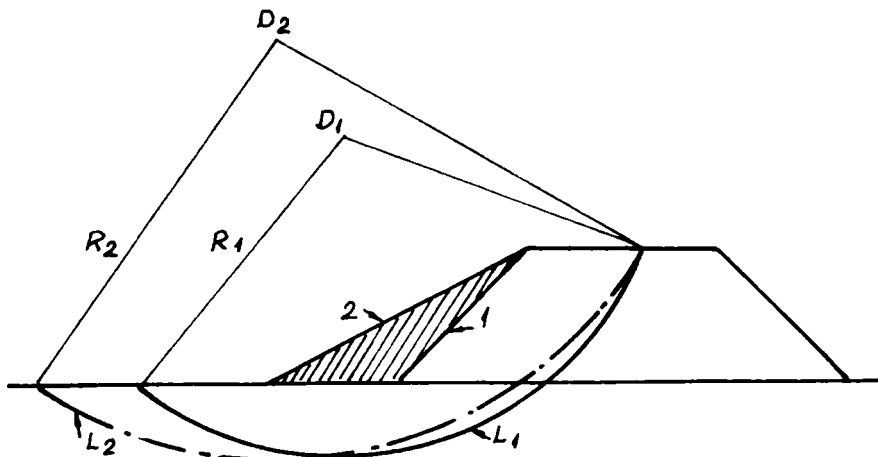
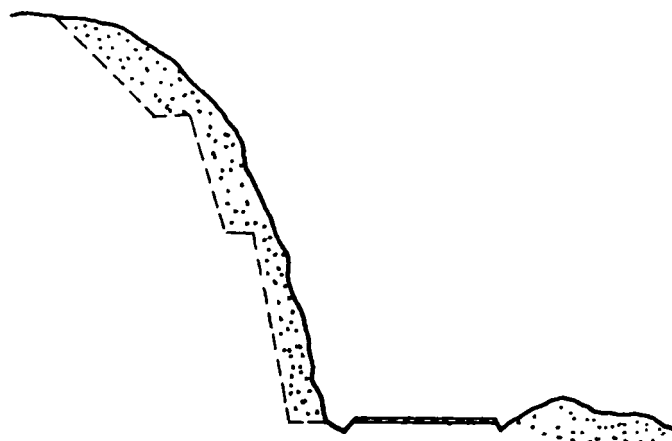


Figura 4.3. Reducerea pantei taluzurilor rambleurilor.

Figura 4.4 a și b prezintă două secțiuni tipice pentru taluzuri executate în trepte, una pentru pământuri coezive (Figura 4.4 a) și cealaltă pentru pământuri care au în componență un liant mineral. Liantul mineral asigură o rezistență la forfecare mărită și implicit o stabilitate mai mare la alunecare a taluzurilor (Figura 4.4 b). Prin realizarea unor trepte intermediare, condițiile de stabilitate ale unui taluz înalt se schimbă. Analizând comportarea de ansamblu a unui taluz realizat în trepte, condițiile de pierdere a stabilității taluzului sunt cele caracteristice fiecărei trepte în parte, stabilitatea de ansamblu fiind mult mai mare. Executarea taluzurilor în trepte va duce la un volum de lucrări de excavații mai mari, în schimb reduce costurile de întreținere.



a)



b)

Figura 4.4. Taluzuri în trepte: a) Taluz în pământuri coezive; b) Taluz în pământuri legate cu lianți minerali.

De asemenea, executarea taluzurilor în trepte este utilizată pentru controlul eroziunii și pentru plantarea vegetației. Înălțimile pe verticală a treptelor sunt în general cuprinse între 6,00 m și 9,00 m. Fiecare treaptă trebuie echipată cu drenuri de colectare a apelor provenite din precipitații care să asigure îndepărtarea acestora din zona taluzului spre un canal colector. Execuția taluzurilor în trepte este prezentată în figura 4.5.

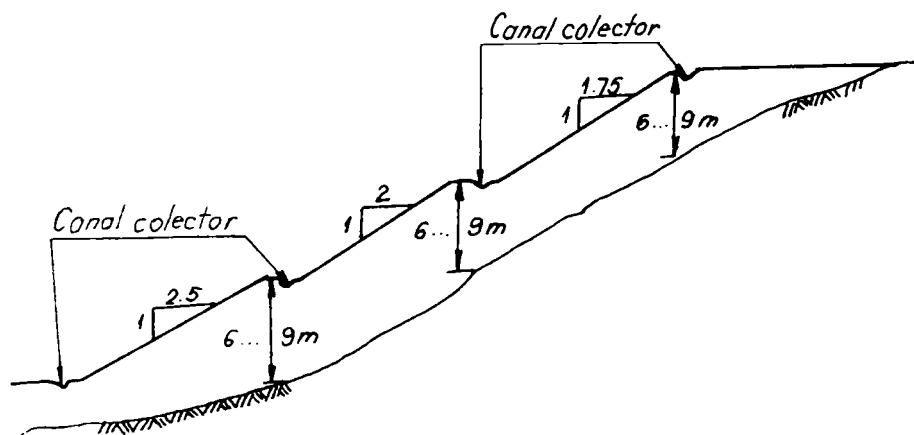


Figura 4.5. Taluzuri în trepte.

4.2.2. Umpluturi ușoare

În execuția rambleurilor, umplutura realizată din materiale cu densitate redusă poate îmbunătăți condițiile de stabilitate ale taluzului dacă este corect amplasată. Materiale ușoare, ca de exemplu, zgura, rumegușul capsulat, argila șistoasă expandată, cenușa, cauciucurile tăiate, polistirenul expandat și scoicile au fost utilizate cu succes. Selectarea tipului de material ușor depinde de costul acestuia și de existența sa în zonă.

Utilizarea polistirenului expandat constituie o soluție aplicată cu succes pentru îmbunătățirea condițiilor de stabilitate ale unui taluz. Scopul utilizării ca material de umplură a polistirenului expandat este de a se păstra aspectul inițial al suprafeței terenului. Această soluție a fost adoptată pentru stabilizarea unor alunecări de teren din zona Parcului Național Mesa Verde din statul Colorado. Situația din teren anterior producerii alunecării, respectiv înaintea aplicării soluției de stabilizare este prezentată în figura 4.6. Lungimea totală a zonei afectate a fost de circa 70 m, iar cantitatea totală de masă alunecătoare a fost de circa 10000 m³.

Elementele caracteristice ale terenului din zonă sunt prezentate în figura 4.6.

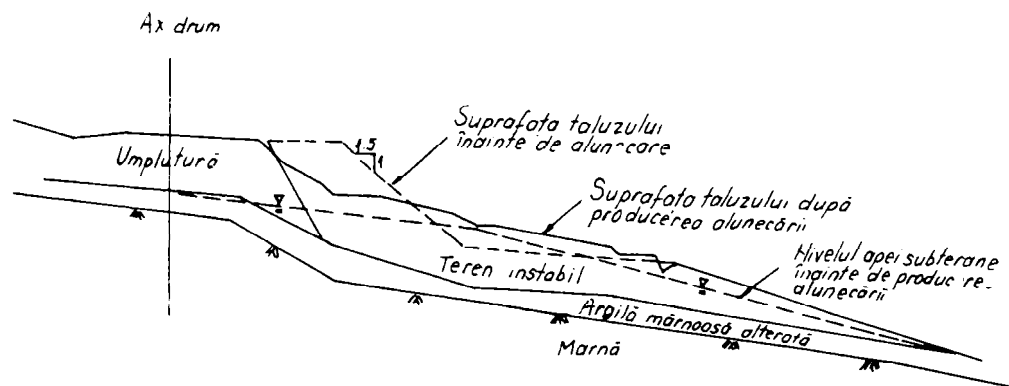


Figura 4.6. Secțiune transversală prin zona instabilă.

Pentru analiza factorilor, respectiv a mecanismului de cedare, a fost aplicată metoda lui Janbu modificată. De asemenea, cu aceeași metodă, a fost analizată situația corespunzătoare soluției de stabilizare adoptată, în care o mare parte a volumului de pământ a fost înlocuită cu un volum de polistiren expandat. În urma analizelor efectuate s-a constatat că nivelul ridicat al apei subterane din zona taluzului a fost unul din factorii determinanți care au dus la producerea alunecării. Ținând seama de acest aspect, în cadrul soluției de stabilizare un rol esențial l-a avut realizarea a trei drenuri colectoare din balast, care au permis coborârea nivelului apei freatice la o adâncime la care să nu mai prezinte un pericol pentru stabilitatea taluzului.

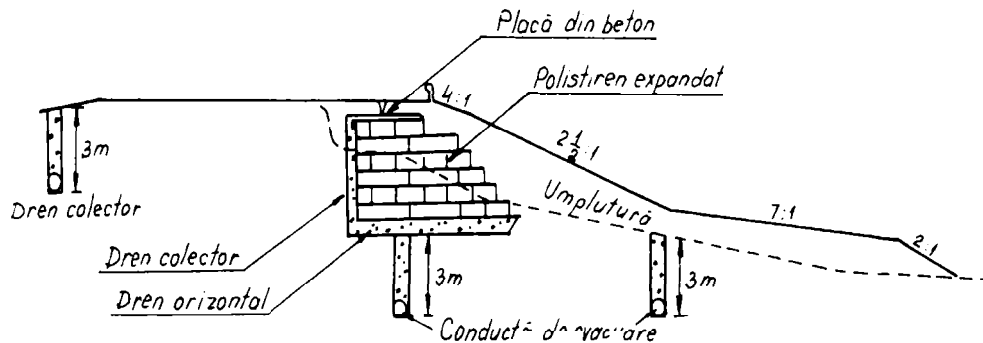


Figura 4.7. Soluția de stabilizare a taluzului.

Refacerea rambleului a constat în plasarea a circa 800 m³ de blocuri din polistiren expandat. Blocurile de polistiren expandat au fost amplasate similar țeserii cărămizilor în zidărie. Deasupra blocurilor de polistiren expandat a fost turnată o placă din beton armat.

4.3. Contraforți

Contraforții reprezintă o modalitate pentru preluarea forțelor generate de fenomenele de instabilitate ale unui taluz, prin aceasta îmbunătățindu-se condițiile de stabilitate ale taluzului.

Contraforții pot consta din:

- umplutură de rocă și pământ;
- berme;
- pinteni;
- structuri din pământ armat;
- utilizarea anvelopelor vechi.

4.3.1. Umplutură din rocă și pământ

Umplutura din pământ și rocă este utilizată pentru a asigura suficientă greutate la baza unui taluz instabil pentru a împiedica deplasarea acestuia (Figura 4.8.). În cazul în care există posibilitatea dispunerii la baza taluzului a unei umpluturi, iar materialul pentru executarea umpluturii se găsește în apropiere, această metodă reprezintă cea mai practică cale de a stopa deplasarea suplimentară a unui taluz instabil.

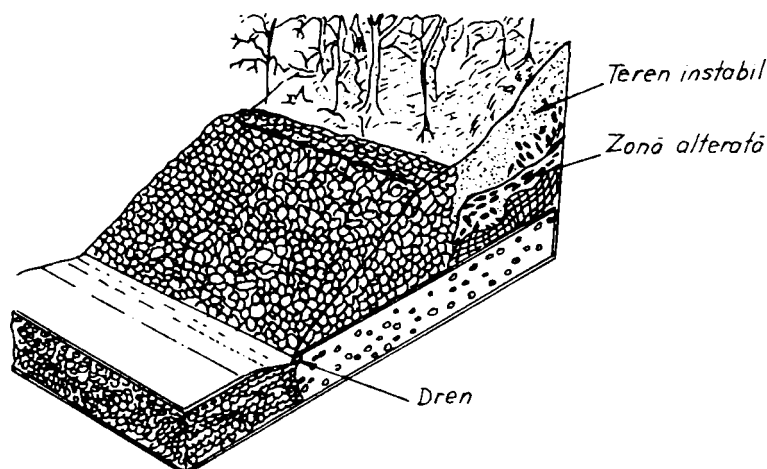


Figura 4.8. Contrafort din umplutură din rocă.

4.3.2. Berme

Bermele sunt utilizate pentru a asigura creșterea greutateii de la piciorul taluzului și de a spori rezistența la forfecare a terenului din zona piciorului taluzului. Această soluție se pretează în cazul rambleurilor executate pe pământuri moi, caz în care zona de teren deformabil de la piciorul rambleului poate refuza, producând o tasare a piciorului taluzului cu efecte negative asupra stabilității de ansamblu a rambleului. Berma trebuie proiectată cu grijă astfel încât greutatea ei să fie utilizată cât mai eficient și să își asigure stabilitatea proprie. În cazul în care nu se realizează o investigație atentă și nu sunt efectuate analize minuțioase, există pericolul ca încărcarea suplimentară dată de bermă să mărească forțele generatoare de fenomenele de instabilitate și în acest caz efectul ei să devină chiar negativ. Un exemplu de bermă care asigură condiții optime de stabilitate este cea care se poziționează între rambleu și un taluz natural sau un versant adiacent, caz prezentat în figura 4.9.

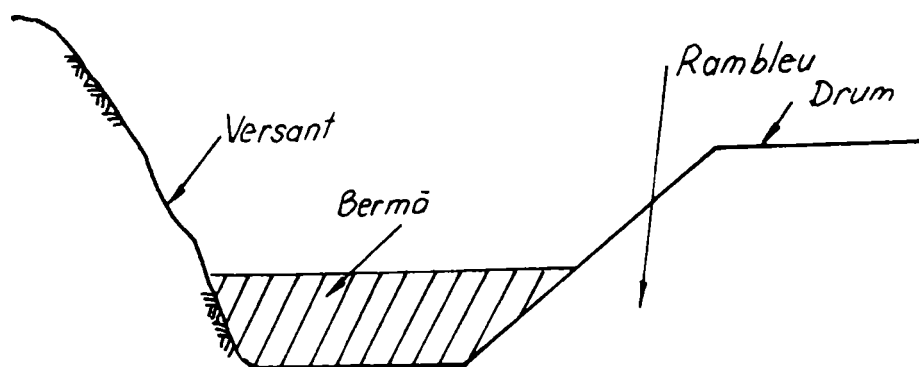


Figura 4.9. Bermă poziționată la piciorul unui rambleu.

Utilizate pentru stabilizarea rambleurilor, bermele cresc lungimea și adâncimea suprafeței potențiale de cedare și măresc momentele generate de forțele rezistente (Figura 4.10.).

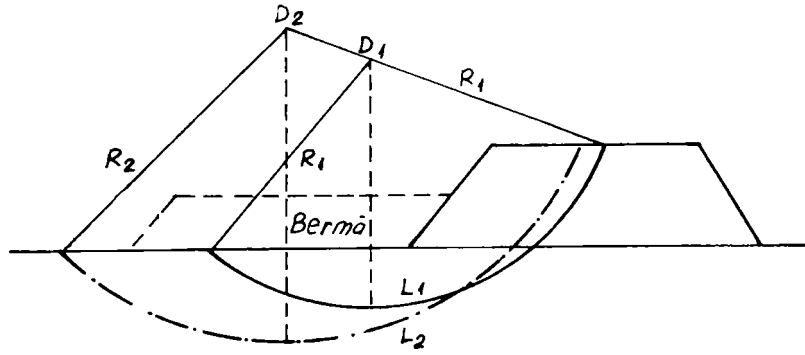


Figura 4.10. Efectul bermelor asupra stabilității rambleurilor.

4.3.3. Pineni

Pinenii sunt utilizați pentru mărirea rezistenței la alunecare a unei berme sau a unor contraforți din rocă. Scopul principal al pinenului este de a forța cercul critic de alunecare în adâncime, într-un strat tare cu parametrii rezistenței la forfecare mari, mărindu-se astfel rezistența de-a lungul suprafeței de alunecare (Figura 4.11.). Această metodă devine foarte practică și eficientă din punctul de vedere al costului dacă stratul tare este la o adâncime redusă față de talpa bermei sau a contrafortului. Execuția unui pinen necesită excavarea unei tranșee la baza piciorului taluzului. În aceste condiții trebuie avut grijă să nu se producă o alunecare a piciorul taluzului. Acest lucru se poate face printr-o proiectare atentă a sistemului de sprijiniri pentru tranșee și prin excavarea în șah a unor porțiuni mici de tranșee.

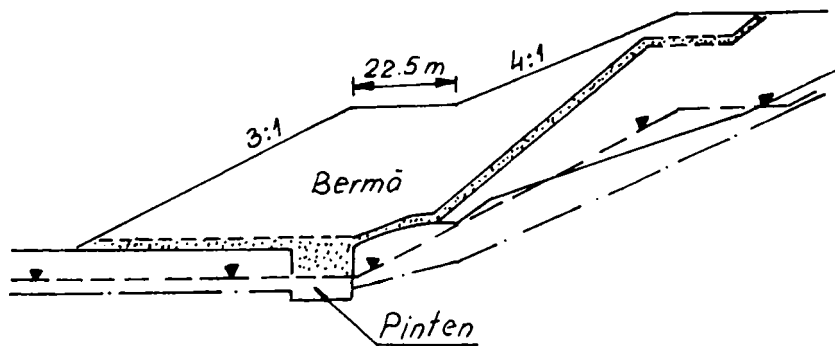


Figura 4.11. Efectul de stabilizare a pinenului.

4.3.4. Structuri din pământ armat

Structurile din pământ armat constau în umpluturi realizate în straturi, cu grosimi de 30,00 ... 50,00 cm, compactate mecanic, între aceste straturi fiind amplasate armături care constau din fâșii metalice, geogridurile sau material geotextil. Aceste structuri din pământ armat prezintă o stabilitate foarte bună și totodată permit preluarea unor încărcări mari (Figura 4.12.). Suprafața vizibilă a structurilor din pământ armat se realizează din elemente prefabricate din beton armat sau din

beton torcretat sau din zidărie din piatră aparentă, având un aspect arhitectonic plăcut.

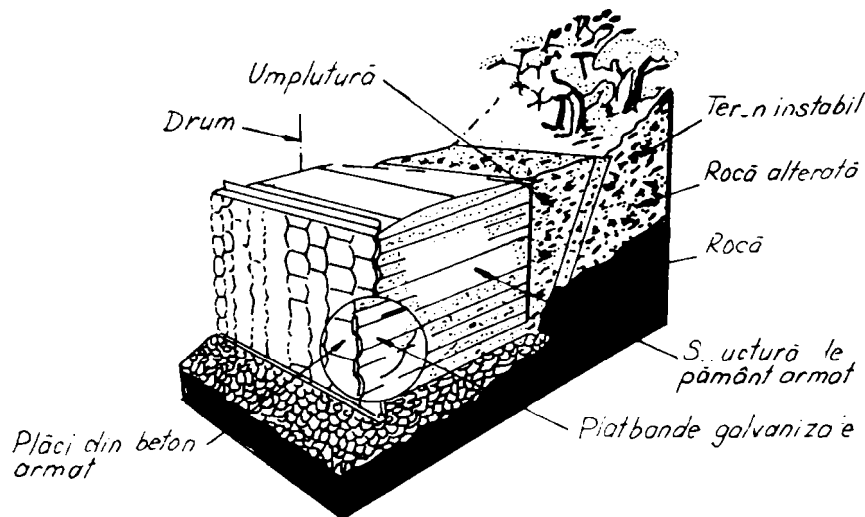


Figura 4.12. Structură din pământ armat.

Proiectarea structurilor din pământ armat presupune o analiză atât a echilibrului de ansamblu a structurii propriu-zise, luând în considerare efectul greutății proprii și al încărcărilor exterioare verticale sau orizontale, precum și o analiză a distribuției eforturilor interioare, verificându-se rezistența la rupere cât și cea la smulgere a armăturii din masa de pământ. Armăturile trebuie să fie dimensionate și plasate în așa fel încât să nu cedeze datorită eforturilor de întindere aplicate și să nu fie smulse din masa de pământ. Pentru stabilitatea exterioară, structurile din pământ armat trebuie să satisfacă aceleași criterii de proiectare, ca și pentru zidurile de sprijin de tip obișnuit, adică trebuie să reziste la forțe care pot duce la răsturnare, la alunecare și la condiția de stabilitate globală, adică o suprafață de cedare care poate duce la pierderea stabilității de ansamblu a întregii structuri de pământ armat împreună cu o parte din terenul înconjurător.

4.3.5. Pământuri armate cu anvelope

Utilizarea anvelopelor uzate pentru realizarea unor structuri de tip „pământ armat” constituie o soluție care prezintă avantaje deosebite, în special din punct de vedere economic. Anvelopele uzate pot fi utilizate în totalitate sau prin decuparea și eliminarea părților lor laterale (Figura 4.13.).

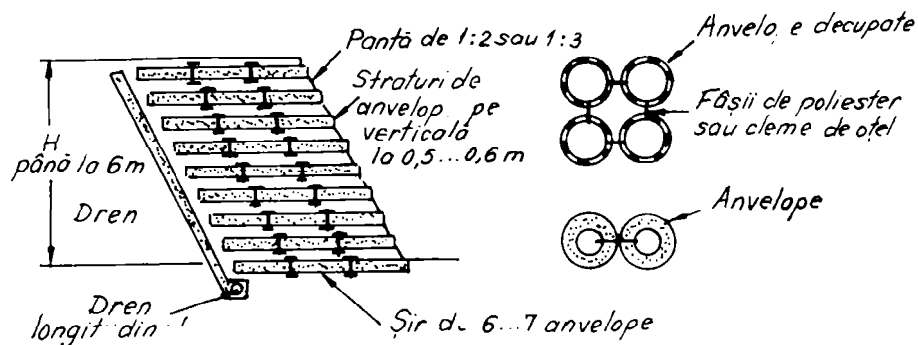


Figura 4.13. Pământuri armate cu anvelope uzate.

Această tehnologie a fost utilizată pentru consolidarea cedării umpluturii unui taluz de-a lungul autostrăzii californiene 236, la nord de Santa Cruz. După îndepărtarea prăbușirilor de stâncă și a aluviunilor, la baza suprafeței de alunecare s-a instalat un sistem de drenuri și rambleul a fost reconstruit, utilizând o structură de pământ armat cu anvelope, dispuse la intervale de circa 50,00 cm pe verticală. Anvelopele au fost legate între ele cu cleme metalice, astfel încât să asigure protecția împotriva eroziunii. Rambleul astfel armat are o pantă 0,5:1 mult mai mare decât pantele utilizate în mod normal de 1,5:1 care se utilizează în cazul pământurilor nearmate. În acest fel, s-a economisit circa 85000 m³ de umplură.

În prezent această tehnică se utilizează pe scară largă în Franța. Inginerii francezi au construit mai mult de 200 de structuri armate cu anvelope în Franța și 12 în Algeria. Termenul care definește în limba franceză acest tip de structuri este „pneusol”. Cercetările asupra pământurilor armate cu anvelope, asupra taluzurilor cu pereți laterali armați cu anvelope sau asupra treptelor plasate în lateral sau pe suprafețe plane ale taluzurilor în trepte au fost efectuate în Franța, la Laboratorul Central de Drumuri și Poduri. În urma încercărilor de laborator efectuate pe structuri de pământ armat cu anvelope s-au obținut următoarele rezultate:

- rezistența la smulgere a unei singure anvelope din pământ a fost de circa la 20 kN, iar în cazul unui grup de anvelope a ajuns la 70 kN;
- greutatea volumică a structurii de pământ armat cu anvelope a variat de la 6 kN/m³ la 8 kN/m³;
- modulul de deformare al structurii în ansamblu a rezultat mai mic, în schimb rezistența la forfecare a crescut semnificativ;
- pentru asamblarea anvelopelor s-au utilizat diferite sisteme de conectare, pornind de la frânhii din materiale sintetice și până la cleme și cârlige metalice.

Proiectarea structurilor de pământ armat cu anvelope este similară cu cea a taluzurilor executate din structuri clasice din pământ armat. În cazul utilizării anvelopelor trebuie să se particularizeze calculul referitor la conlucrarea dintre anvelope și teren, respectiv să se particularizeze rezistența și modul de amplasare al elementelor de legătură dintre anvelope.

4.4. Drenarea taluzurilor sau versanților

Utilizarea drenurilor de colectare a apelor subterane și a celor de infiltrație constituie una din cele mai importante măsuri pentru stabilizarea unui taluz sau versant instabil. Prin drenare se reduc forțele hidrostactice destabilizatoare din taluz și de asemenea, se reduce riscul de eroziune și afuiere. În continuare se prezintă diferite metode de realizare a unor sisteme de drenare.

4.4.1. Drenuri de suprafață

Sistemele de colectare și dirijare a apelor provenite din precipitații constituie un element esențial pentru îmbunătățirea condițiilor de stabilitate ale unui taluz sau versant. Scopul acestor lucrări îl constituie împiedicarea infiltrării apelor de suprafață în teren. Măsurile temporare care trebuie luate pentru reducerea efectelor nefavorabile generate de infiltrarea apelor de suprafață sunt următoarele:

- utilizarea sacilor cu nisip pentru devierea curgerii apelor de suprafață din zona de cedare;
- umplerea crăpăturilor din suprafață cu beton sau impermeabilizarea de suprafață cu un strat de beton sau bitum pentru împiedicarea infiltrării apelor din suprafață;
- acoperirea temporară a suprafeței terenului cu folie din polietilenă sau din alte materiale similare pentru a reduce riscul deplasării maselor de pământ instabile în timpul executării lucrărilor de stabilizare.

Apa colectată din suprafață va fi dirijată spre sisteme de colectare permanente existente anterior în zonă sau prin canale sau conducte din beton sau metal care se vor executa în vederea reducerii riscurilor în scopul evacuării cât mai departe a acestora de zona instabilă.

Pentru dimensionarea sistemelor de drenare de suprafață, trebuie analizate următoarele aspecte:

- mărimea suprafeței și forma zonei de captare;
- intensitatea și cantitatea precipitațiilor;
- panta și lungimea taluzului care trebuie drenat;
- aspectul și natura pământului de la suprafață și din adâncime;
- tipul și extinderea suprafețelor acoperite cu vegetație.

Atunci când scurgerile de suprafață care se infiltrează într-un taluz reprezintă cauza alunecărilor de teren sau a instabilității unei zone potențial instabile, acestea trebuie redirecționate pentru a se elimina cauza care generează fenomenele de instabilitate. Redirecționarea scurgerilor de suprafață este în mod normal condiția necesară pentru a încetini cel puțin fenomenele de instabilitate. Redirecționarea apelor de suprafață trebuie analizată și prin prisma efectului negativ pe care l-ar putea prezenta în zona unde a fost redirecționată.

4.4.2. Drenuri de adâncime

Coeficientul de siguranță al cedării după o suprafață potențială de alunecare, care trece pe sub nivelul suprafeței apei freactice, poate fi îmbunătățit prin realizarea drenurilor de adâncime. Drenurile de adâncime se pot realiza în următoarele variante:

- drenuri cu extindere în plan orizontal sau cu pantă redusă;
- tranșee drenante;
- drenuri în săpătură deschisă;
- drenuri orizontale forate;

- puțuri de descărcare;
- tuneluri drenante.

Din punctul de vedere al costurilor este mult mai eficient ca aceste sisteme de drenare să fie prevăzute inițial la întocmirea proiectului de execuție a unui rambleu, decât să fie necesare a fi realizate ca măsuri de remediere a unor defecțiuni, care pot apărea în lipsa acestora după terminarea construcției.

Spre deosebire de taluzurile realizate ca și construcții ingineresti, taluzurile naturale sunt destul de rar suficient de omogene pentru a permite o proiectare sigură a drenării de adâncime conform principiilor de evacuare a apei. Pentru proiectarea unui sistem eficient de evacuare a apei, proiectantul trebuie să cunoască bine structura geologică și să aleagă o poziționare a sistemului de evacuare a apei astfel încât să crească probabilitatea interceptării principalelor straturi acvifere.

Pentru orice program de drenare de adâncime este importantă monitorizarea acestuia. Se vor instala piezometre pentru măsurarea presiunii apei din pori în timpul execuției preliminare și acestea vor fi monitorizate în timpul și după terminarea execuției pentru a observa efectele sistemului de drenare de adâncime. Pe termen lung, monitorizarea prin intermediul piezometrelor permite sesizarea fenomenelor de colmatare a drenurilor și se pot lua măsuri, în timp util, de curățire sau refacere a drenurilor compromise.

În cazul în care terenul instabil din zona în care urmează a se executa rambleul are o grosime relativ mică ($< 3,00$ m) se recomandă îndepărtarea acestuia și realizarea la baza rambleului a unei suprafețe drenante alcătuită din geotextil, umplutură din pietriș cu o grosime de circa 30,00 ... 50,00 cm și a unor tuburi colectoare care să evacueze apele care se infiltrează în taluz (Figura 4.14.).

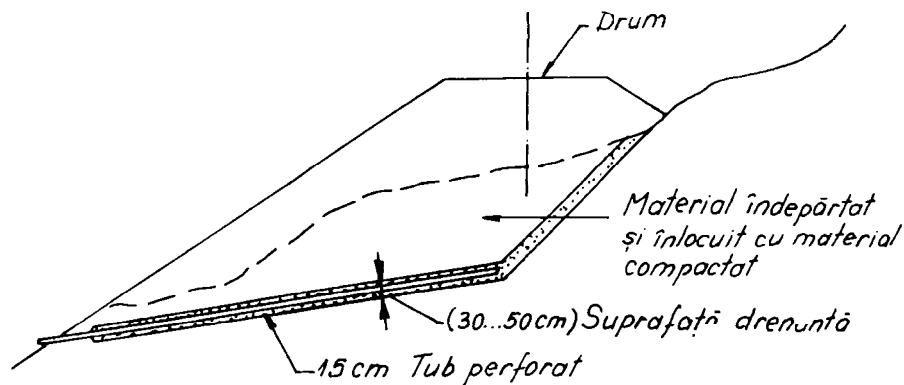


Figura 4.14. Suprafață drenantă sub un rambleu.

Pentru evitarea obturării tuburilor drenante cu vegetație, primii 1,50 m ai capătului tuburilor nu se mai perforază. Pentru a evita efectul eroziunii terenului datorită apelor care se scurg prin tuburile de drenaj se vor amenaja șanțuri de scurgere pe trasee adecvate.

Tranșeele sunt săpături adânci executate transversal pe direcția taluzului după linia de cea mai mare pantă. În unele cazuri sunt necesare lucrări de sprijiniri. Adâncimea săpăturii va trebui să depășească nivelul apei subterane. Tranșeea se umple cu material granular, iar între acesta și terenul natural se interpune un material permeabil de geotextil, la partea inferioară a tranșei fiind amplasat un tub colector (Figura 4.15.).

Numărul necesar de tranșee depinde de condițiile hidrogeologice și de geomorfologia amplasamentului. În cazul unor taluzuri cu o extindere mare în plan, se execută un sistem de drenuri dispuse în formă de V.

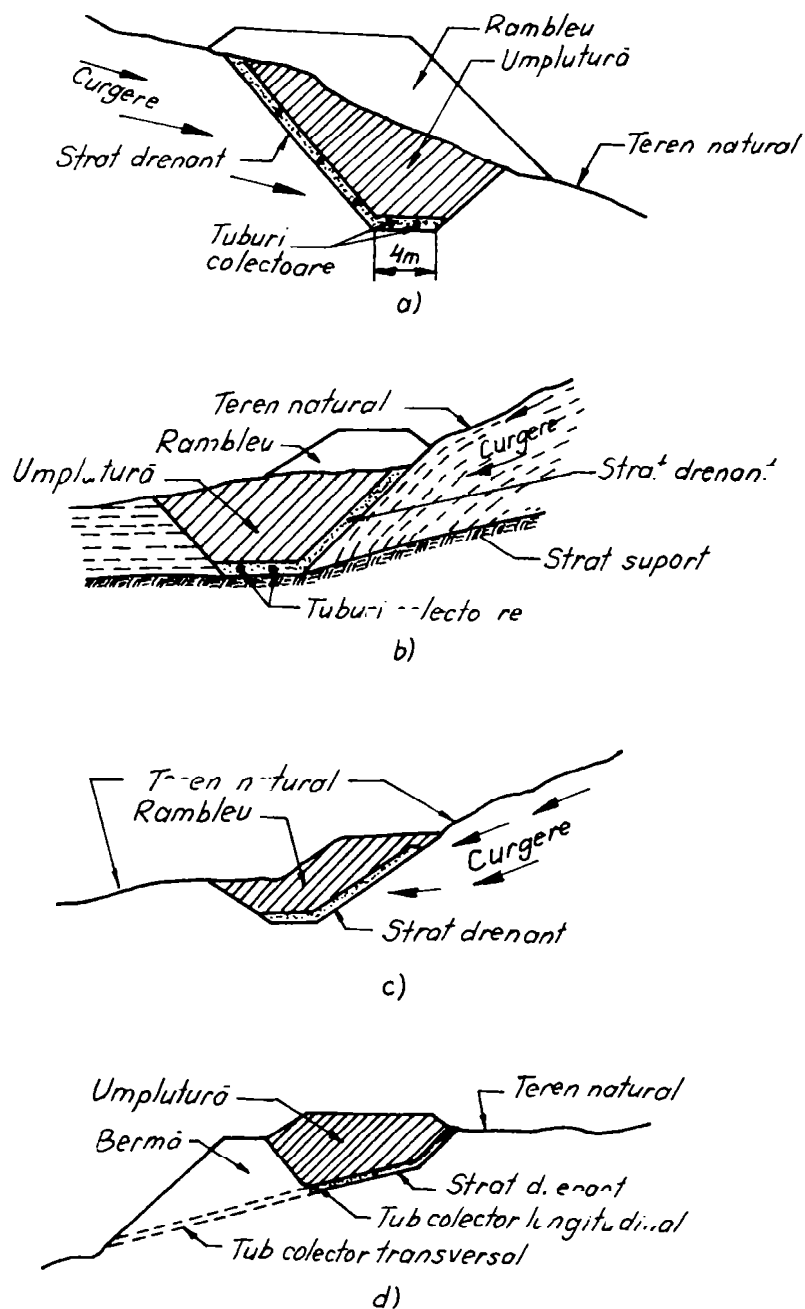


Figura 4.15. Tipuri de tranșee: a)Tranșee sub un rambleu; b)Tranșee care coboară până la stratul stabil asigurând drenarea și susținerea; c)Tranșee într-un rambleu; d)Tranșee cu bermă laterală având o conductă de evacuare a apelor de infiltrații.

Într-un amplasament în care se interceptează apă subterană la adâncimi mici, interceptarea curgerii apei subterane se poate face prin utilizarea drenurilor în săpătură deschisă (Figura 4.16.).

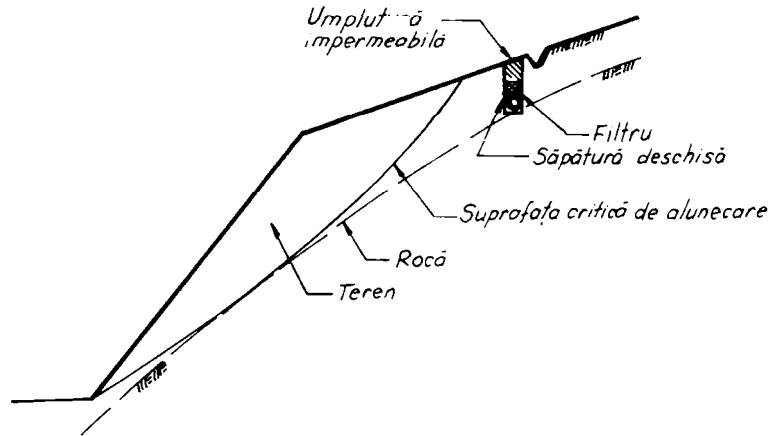


Figura 4.16. Dren în săpătură deschisă.

Drenul este alcătuit dintr-un material granular care înconjoară un tub colector, iar la partea superioară săpătura este obturată cu un dop de argilă impermeabilă care are rolul de a împiedica pătrunderea apelor de suprafață în săpătura deschisă. Pe panta descendentă a drenului se realizează o zonă impermeabilă cu o membrană sau prin acoperirea cu beton torcretat. Materialul drenant folosit la umplerea tranșeelor trebuie să fie ales astfel încât să corespundă criteriului standard de filtrare. Mărimea perforațiilor tubului colector trebuie să fie compatibilă cu diametrul particulelor materialelor filtrante de umplutură.

Drenurile orizontale forate se utilizează în cazul în care adâncimea până la nivelul apei subterane este mare, astfel încât costurile care implică decopertarea sau instalarea tranșeelor drenante este prohibitiv. Drenurile orizontale forate vor trebui să fie proiectate pentru a scădea nivelul apelor subterane în vederea reducerii presiunii hidrodinamice datorată curgerii apelor prin teren. Un dren orizontal forat se realizează printr-un foraj de diametru mic (7,00 ... 10,00 cm), cu o pantă de 5 ... 10 % care se echipează cu o țevă perforată cu diametru de 5,00 ... 9,00 cm învelită într-un geotextil (tub filtrant).

Apa captată de drenuri este deseori deversată la suprafața taluzului care trebuie protejat prin realizarea unor rigole betonate care să colecteze apa provenită din drenuri și să asigure îndepărtarea acesteia din zona potențial alunecătoare.

Lungimea maximă a drenurilor orizontale forate este de circa 100,00 m. Lungimea și amplasarea acestor drenuri trebuie să țină seama de nivelul apei freatice și de adâncimea la care se găsește suprafața de alunecare cea mai periculoasă. Scopul acestor drenuri este de a coborî nivelul apei subterane sub nivelul suprafeței potențiale de alunecare. În figura 4.17 a este prezentată poziția unui dren cu eficiență mai redusă. Soluția care asigură o eficiență maximă a prezenței drenurilor orizontale este prezentată în figura 4.17 b și c.

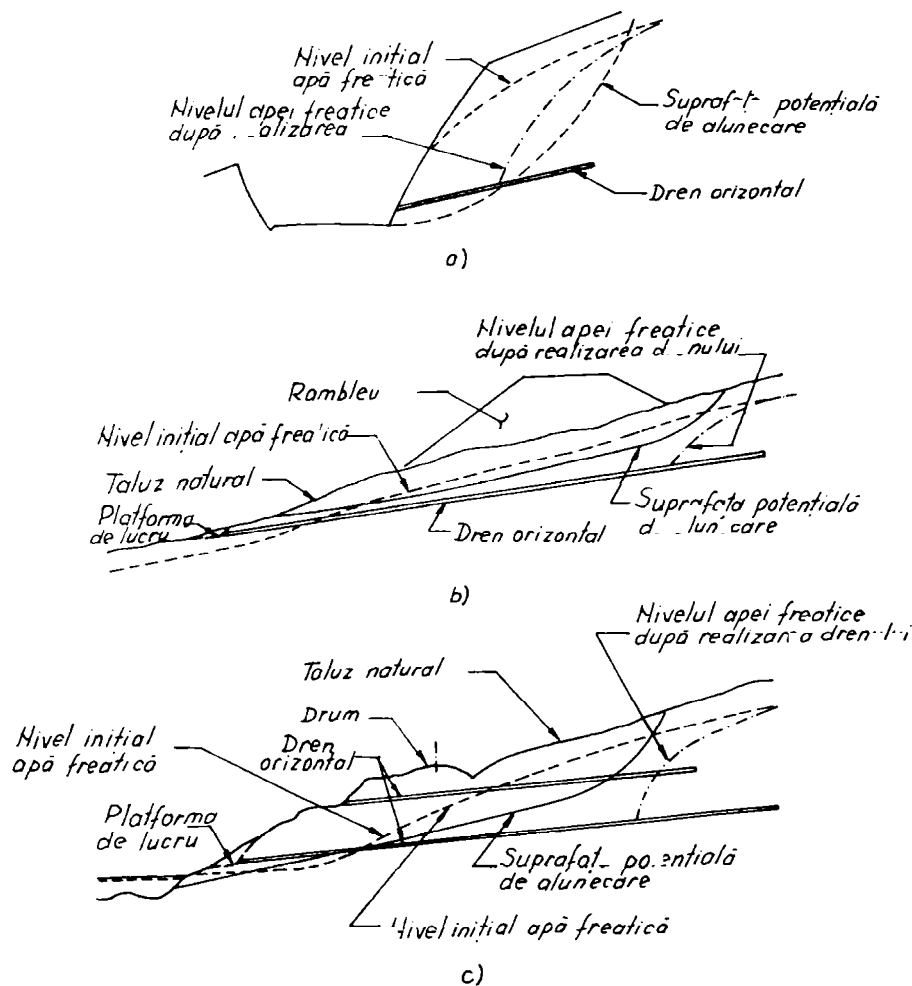


Figura 4.17. Drenuri orizontale forate pentru coborârea nivelului apei subterane în taluzuri naturale: a) Săpătură; b) Rambleu pe un taluz natural; c) Corectarea unei cedări existente.

În cazul pământurilor cu permeabilitate scăzută, distanța dintre drenuri trebuie să fie cuprinsă între 1,50 ... 5,00 m.

Instalarea drenurilor orizontale forate în nisipuri fine prăfoase și în pământuri care conțin bolovani, fragmente de rocă, crăpături deschise și goluri carstice este dificilă. Nisipurile prăfoase tind să cedeze și să formeze goluri carstice în timpul forării, deoarece gaura inițială în general nu este tubată din motive economice. În cazul formațiunilor de bolovani sunt anticipate dificultăți cauzate de duritate și neomogenitate.

Succesul sistemului de drenuri orizontale forate nu se măsoară numai prin cantitatea de apă colectată de drenuri. Drenurile pot intercepta apa liberă din straturile acvifere foarte permeabile, caz în care volumul de apă drenată poate fi impresionant de mare. În schimb, drenurile se pot instala și în formațiuni argiloase cu permeabilitate redusă în care pot reduce foarte eficient presiunea apei din pori și în acest fel contribuie la creșterea stabilității. De asemenea, cantitatea de apă colectată de drenuri poate varia funcție de anotimp.

Se poate nota că eficiența drenurilor orizontale forate poate scădea în timp datorită particulelor fine, care pot colmata tuburile filtrante. Drenurile trebuie instalate într-o astfel de poziție încât să poată fi curățate și spălate prin pomparea apei prin ele. În general, pentru acest tip de lucrări sunt disponibile echipamente speciale cu perii de sârmă și jeturi de apă montate pe tractoare. Execuția drenurilor orizontale forate se poate verifica prin înregistrarea variațiilor înălțimii apei din puțurile de observare plasate strategic în toată zona care trebuie drenată.

Funcția principală a puțurilor de descărcare este aceea de a scădea presiunea apei din straturile de la mare adâncime din teren, straturi care nu pot fi atinse prin metode care implică săpături deschise sau drenuri orizontale, datorită costurilor sau a dificultăților de execuție. Puțurile de descărcare sunt foraje verticale cu diametrul cuprins între 40,00 ... 60,00 cm. În interiorul forajului se plasează un tub perforat cu diametrul cuprins între 10,00 ... 20,00 cm. Spațiul dintre foraj și tub trebuie umplut cu un material filtrant. Apa din puțuri poate fi evacuată prin pompare cu o pompă submersibilă sau prin pompare de la suprafață. O altă posibilitate constă în realizarea unor drenuri orizontale care colectează atât apa din puțurile de descărcare cât și din teren. Evacuarea apei prin pompare poate fi foarte costisitoare, necesitând o supraveghere și întreținere frecventă (Figura 4.18.).

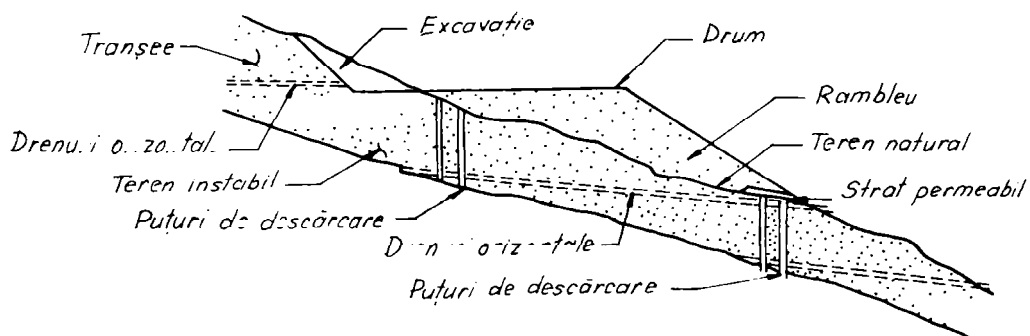


Figura 4.18. Puțuri de descărcare combinate cu drenuri orizontale.

Distanța dintre puțurile de descărcare se stabilește în funcție de condițiile de drenare a apei (permeabilitatea terenului) și de costul necesar realizării sistemului. Sunt uzuale distanțe cuprinse între 5,00 ... 15,00 m și se utilizează în mod frecvent o dispunere în trepte a acestor puțuri. Adâncimea puțurilor de descărcare depinde de zona instabilă pentru care este necesară îmbunătățirea condițiilor de stabilitate. S-au executat puțuri de descărcare și până la adâncimi de circa 50,00 m.

Un tunel de drenare (de asemenea, numit și galerie de drenare) este o construcție inginerescă de tip minier care se utilizează pentru pătrunderea la baza unei zone potențial instabile aflată la adâncime mare când lucrările de intervenție din suprafață devin foarte costisitoare. Tunelurile sunt eficiente pentru stabilizarea zonelor instabile de mari proporții, dar presupun și costuri de execuție relativ mari.

O nouă tehnologie de stabilizare a versanților cu potențial alunecător este aceea a coborârii pânzei de apă freatică utilizând drenuri sifon[15].

Drenul sifon reprezintă o tehnologie inovatoare în domeniul stabilizării alunecărilor de teren prin drenaj de adâncime, peste 200 de șantiere fiind realizate cu această metodă în Franța, Italia și Anglia. Primul șantier din România a fost realizat la Cluj-Napoca [16] pe un versant, lucrările de stabilizare fiind necesare pentru creșterea coeficientului de stabilitate la alunecare, care pentru terenul în stare saturată era inferior valorii minime acceptate de normele în vigoare.

Principiul care stă la baza sistemului de drenare este acela al sifonării gravitaționale. Pe amplasamentul zonei active sau cu potențial de alunecare sunt plasate în foraje drenuri verticale sau înclinate a căror adâncime trebuie să străpungă pânzele de apă freatică ce urmează a fi asanate. Apa din aceste drenuri va fi apoi sifonată gravitațional, prin tuburi de diametru variabil, coborâte până la baza fiecărui dren. De aici, apa este transportată către elemente numite sasuri automate (câte unul pentru fiecare tub de sifonaj), care sunt amplasate într-un cămin de vizitare aflat în aval, față de aliniamentul drenurilor, având rolul de a împiedica dezamorsarea sistemului pe toată perioada exploatării drenurilor.

Condiția esențială este ca limita superioară a rezervorului de apă din drenul vertical să fie la aceeași cotă cu orificiul de eliminare a apei din sasul automat corespunzător. În final, apa este eliminată într-un emisar natural sau depozitată pentru a fi folosită ca apă potabilă sau industrială (Figura 4.19).

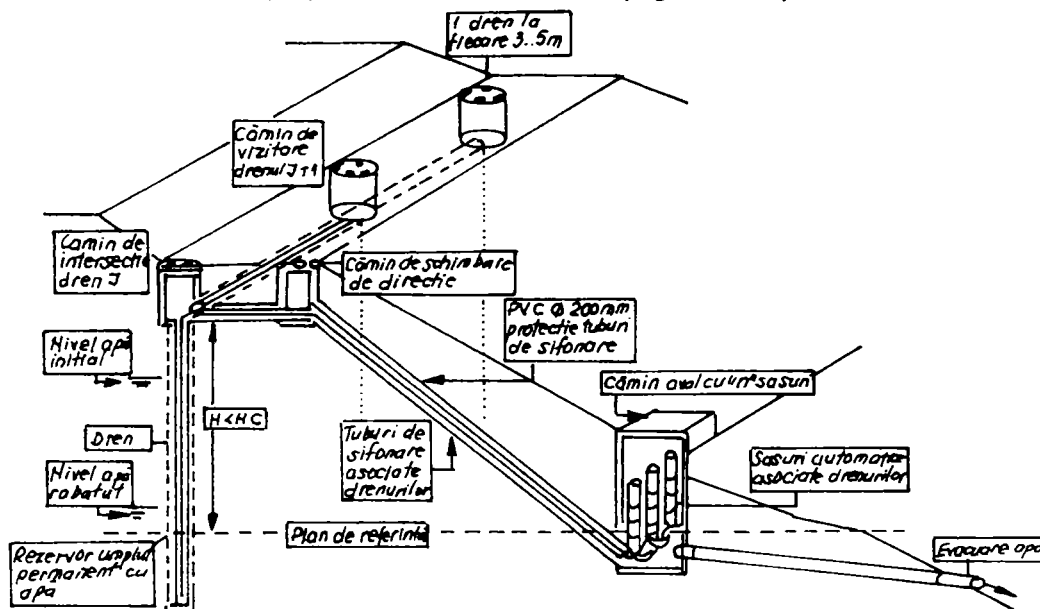


Figura 4.19. Schema de alcătuire a unei rețele de drenuri sifon.

Pentru ca această tehnologie să poată fi folosită este necesar să fie îndeplinite trei condiții esențiale:

- profilul transversal al amplasamentului trebuie să aibă o diferență de nivel de cel puțin 10,00 ... 13,00 m;
- alunecarea efectivă sau potențială trebuie să aibă drept cauză pânza de apă freatică;
- stratul acvifer trebuie să aibă o permeabilitate de 10^{-5} ... 10^{-7} m/s.

Avantajele utilizării drenurilor sifon sunt următoarele:

- costuri mai mici cu 30 ... 40 % decât pentru soluțiile de drenare utilizate în prezent;
- funcționarea corectă a drenurilor la parametrii proiectați este garantată pe timp nelimitat ca urmare a faptului că acestea pot fi spălate ori de câte ori este nevoie (în medie 1-2 ori pe an);
- nivelul pânzei de apă freatică, pe durata funcționării sistemului de drenare, poate fi verificat foarte simplu, în orice moment, după darea în exploatare a lucrării cu ajutorul unui piezometru;

- capacitatea de drenare poate fi modificată în timpul funcționării sistemului de drenare, în funcție de debitul pânzei de apă freatică, prin schimbarea tuburilor de sifonaj;
- timp de proiectare și execuție redus;
- utilajele și aparatura necesară execuției sunt accesibile oricărui șantier.

4.5. Stabilizare prin utilizarea unor elemente rigide

4.5.1. Ancore scurte (*nailing, clouage, nagelung*)

Utilizarea ancorelor scurte este o metodă de armare in-situ care utilizează elemente pasive, care se vor mobiliza în cazul în care apar deformații sau deplasări ale maselor de pământ. Această metodă se poate utiliza pentru sprijinirea excavațiilor și pentru stabilizarea taluzurilor prin crearea in-situ a unei structuri de sprijin similară structurilor din pământ armat. În figura 4.20. se prezintă fazele de execuție ale unei structuri de pământ stabilizată cu ancore scurte. Condiția necesară este ca ancorele scurte să depășească suprafața potențială de alunecare, astfel realizându-se o ancorare a masei de pământ instabil în zona stabilă (Figura 4.21.).

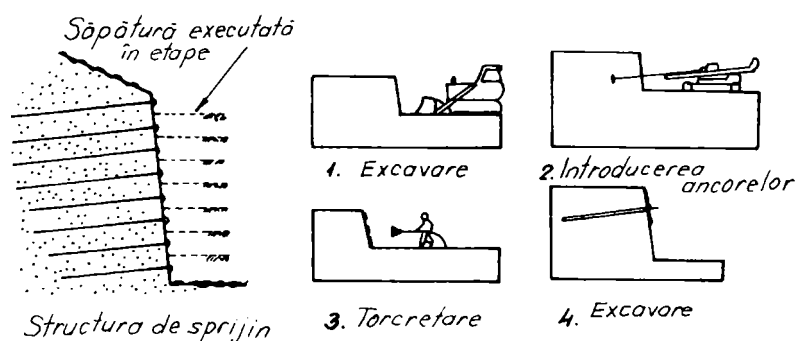


Figura 4.20. Tehnologia de realizare a unei lucrări de stabilizare cu ancore scurte.

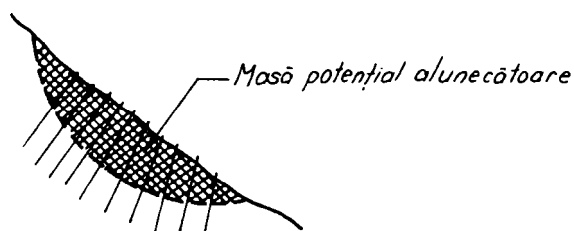


Figura 4.21. Dispunerea ancorelor scurte în raport cu o suprafață potențială de alunecare.

În cazul excavațiilor armate, armăturile constau în general din bare de oțel, tuburi metalice sau alte tije metalice care rezistă eforturilor de întindere, de forfecare sau momentelor încovoietoare rezultate din deplasarea sau deformarea taluzului. În general, ancorele nu sunt pretensionate și sunt poziționate relativ aproape unele de altele. Ancorele pot fi instalate în săpăturile excavate fie prin batere, fie prin injectare în forajele executate anterior. Stabilitatea suprafeței terenului dintre ancore se poate asigura prin acoperirea cu un strat din beton

torcretat (10,00 ... 15,00 cm grosime), armat cu plasă de sârmă sau prin elemente rigide discontinue de tipul unor șaibe mai mari.

Proiectarea săpăturilor armate și a taluzurilor se bazează în general pe analiza la limita echilibrului la care suprafețele critice potențiale de alunecare se verifică prin calculul coeficienților de siguranță globali sau parțiali. Calculul comportării unei astfel de structuri sub efectul greutății proprii sau al unor încărcări exterioare, presupune verificarea stabilității globale a masei de pământ armată cu ancore scurte, precum și verificarea la smulgere, respectiv la rupere a fiecărui nivel de ancore în parte.

Metodele de proiectare a săpăturilor și taluzurilor armate cu ancore scurte, care au apărut între anii 1970 și 1980 constau în metoda Davis, metoda germană [40] și metoda franceză [74], care sunt toate metode de proiectare bazate pe analiza echilibrului limită. O metodă de analiză mult mai complexă o constituie metoda cinematică. Această metodă accentuează rigiditatea ancorelor scurte și este dificil de utilizat.

Trebuie notat că nici una din metodele descrise mai sus nu rezolvă problema taluzurilor armate cu ancore scurte prin eliminarea neconcordanțelor în ceea ce privește parametrii introduși în calcul, metodele analitice și comparațiile la comportarea în teren. Aceste neconcordanțe constau în:

- anularea forțelor dintre fâșii (metoda Davis);
- împingerea pământului nu este în concordanță cu distribuția forțelor și nici cu distribuția eforturilor pe suprafața paramentului (toate metodele);
- nu se realizează o redistribuire a eforturilor din ancorele scurte pe măsura executării structurii (toate metodele);
- parametrii care definesc rigiditatea ancorelor nu permit un calcul operativ al eforturilor preluate de acestea (metoda cinematică).

Proiectarea sistemului de armare cu ancore scurte implică stabilirea distanței dintre ele, pe orizontală și pe verticală, mărimea și lungimea ancorelor scurte precum și proiectarea paramentului zidului. Distanța dintre ancore, mărimea și lungimea ancorelor trebuie determinate pe baza considerațiilor referitoare la stabilitatea globală și a condițiilor de smulgere a acestora din pământ (prin rupere sau prin depășirea forțelor de frecare dintre ancore și teren). Proiectarea paramentului zidului (materiale, grosimi și armături) depinde de forțele care acționează în fiecare ancoră.

Coeficienții de siguranță utilizați în proiectare sunt diferiți de la caz la caz și trebuie să fie compatibili cu scopul în care a fost realizat zidul (indiferent dacă este permanent sau temporar). Pentru taluzuri permanente armate cu ancore scurte, protecția împotriva eroziunii trebuie întotdeauna luată în considerare încă din faza de proiectare. Mai mult, pentru proiectarea sistemului de armare cu ancore scurte inginerii trebuie să aleagă o metodă, pe care o consideră cea mai corespunzătoare, ținând seama de datele culese din experiențe prezentate în literatura de specialitate, precum și de eventualele aparate de măsură și control care se vor instala pe parcursul executării taluzului.

Diferiți cercetători și ingineri au propus metode empirice pentru determinarea parametrilor de proiectare în cazul sistemelor de armare cu ancore scurte. Bruce și Jewell [18] au stabilit următoarele date orientative pentru stabilirea elementelor de calcul în proiectarea structurilor armate cu ancore scurte. Aceste date orientative sunt prezentate în Tabelul 4.1.

Date orientative utilizate în proiectare

Tabel 4.1.

Tipuri de ancore scurte / Natura terenului	Date orientative de proiectare		
	L/H	DL/S	D ² /S
Ancore scurte forate și injectate în pământuri necoezive	0,50-0,80	0,50-0,60	(4-8) x 10 ⁻⁴
Ancore scurte introduse prin batere în pământuri necoezive	0,50-0,60	0,60-1,10	(13-19) x 10 ⁻⁴
Ancore scurte în morene și marne	0,50-1,00	0,15-0,20	(1-2,5) x 10 ⁻⁴

Notațiile din tabelul 4.1 au următoarele semnificații:

L – lungimea ancorelor scurte;

H – înălțimea structurii armate cu ancore scurte;

D – diametrul găurii forate necesar operației de injectare;

d – diametrul barei care formează ancora scurtă;

A – aria ancorei scurte.

În comparație cu soluțiile clasice de realizare a unor structuri de sprijin precum ziduri de sprijin, pământ armat clasic și pereți de sprijin ancorați, sistemele de armare a pământurilor cu ancore scurte prezintă următoarele avantaje:

- **Cost scăzut.** Armăturile din bare de oțel sunt relativ ieftine. Betonul torcretat dintre ancorele scurte este utilizat într-o cantitate relativ mică datorită grosimii reduse a stratului de torcret. De exemplu, se pot realiza economii la prețul de cost de circa 10 % ... 30 % prin utilizarea pământurilor armate cu ancore scurte comparativ cu pereții ancorați;
- **Echipele de lucru ușoare.** Utilajele necesare realizării ancorelor scurte sunt de tip ușor. Armarea pământurilor cu ancore scurte se poate face utilizând echipamente uzuale de forare și injectare. Acest tip de utilaje permite instalarea lor în amplasamente cu acces dificil și în spații limitate;
- **Adaptarea la condiții diferite de teren.** În terenuri neomogene în care se pot întâlni bolovani și roci tari în straturile mai moi, armarea pământurilor cu ancore scurte este mult mai realizabilă decât alte metode, ca de exemplu piloți secanți. Acest lucru este posibil deoarece implică numai forarea de diametru mic pentru instalarea ancorelor;
- **Flexibilitatea.** Structurile de sprijin cu ancore scurte sunt mult mai flexibile decât structurile de sprijin clasice din beton turnat la fața locului. Drept urmare, aceste structuri se adaptează la deformațiile terenului înconjurător și pot prelua tasări totale și diferențiate mai mari. Această caracteristică a pământurilor armate cu ancore scurte face ca acest sistem să reprezinte o soluție preferabilă în cazul lucrărilor de excavații la taluzurile instabile;
- **Redistribuirea eforturilor.** Dacă o ancoră scurtă va fi suprasolicitată, acest fapt nu va cauza cedarea întregului sistem, ci se va realiza o redistribuire a eforturilor ancorelor scurte adiacente ei.

Dezavantajele sunt similare celorlalte sisteme de structuri armate și sunt minore, comparativ cu avantajele prezentate mai sus. Dezavantajele structurilor de pământ armat cu ancore scurte sunt:

- pământul excavat trebuie să fie suficient de stabil pentru ca în cazul unor săpături cu înălțimea de 1,50 ... 2,00 m să rămână stabil cel puțin câteva ore pentru a permite instalarea ancorelor;
- torcretul nu se poate aplica în cazul în care apar infiltrații de apă care se scurg prin suprafața săpăturii excavate;
- sistemele de drenare fiabile sunt dificil de realizat;
- argilele foarte moi nu se pretează la stabilizarea cu acest sistem din cauza deformațiilor în timp datorate fenomenului de curgere lentă.

Avantajele pământului armat cu ancore scurte sunt ilustrate în următorul exemplu [82].

O excavație cu înălțimea de 14,50 m a fost necesară la colțul unui amplasament în pantă, încadrat de o stradă de o parte și de clădiri de locuit de cealaltă parte (Figura 4.22.). Instalarea unor ancore lungi sub aceste clădiri nu a fost permisă.

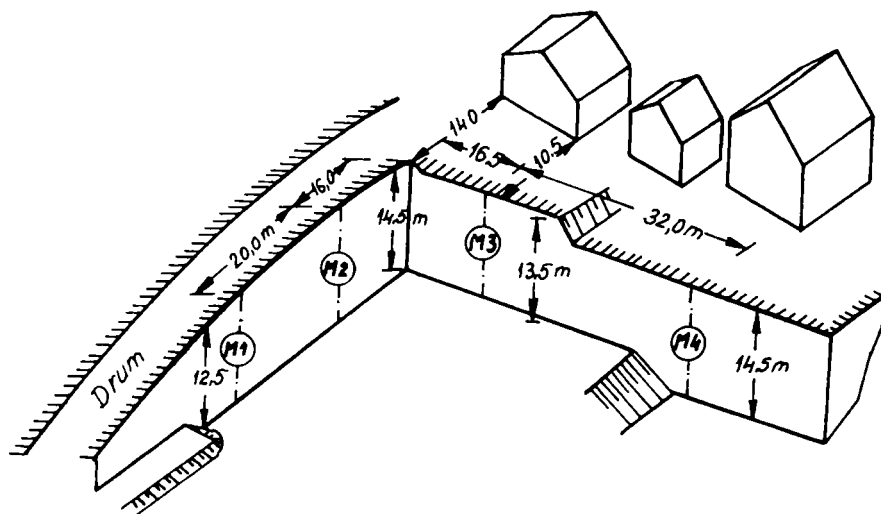


Figura 4.22. Plan de situație.

Stratificația terenului de fundare din zonă și unele caracteristici geotehnice sunt prezentate în tabelul 4.2.

Caracteristicile geotehnice ale terenului.

Tabel 4.2.

Natura terenului de fundare	Grosime strat [m]	Greutate volumică [kN/m ³]	Unghi de frecare interioară [°]	Coeziune specifică [kN/m ²]
Umplutură din praf, nisip și zgură	1,20	19,18	30°	-
Praf nisipos argilos în stare plastic consistentă și pietriș	9,00	20,12	27,5°	4,79 ... 9,58
Marnă	În jos	21,06	23°	47,88

Primele două rânduri de ancore scurte de la partea superioară au constat din bare metalice cu lungimea de 6,00 m și diametrul de 25,00 mm (Figura 4.23.). Următoarele rânduri s-au realizat din bare cu lungimea de 8,00 m și diametrul de 28,00 mm. Protecția împotriva coroziunii s-a realizat cu ajutorul unor tuburi de PVC cu grosimea peretelui de 1,00 mm, injectate cu ciment pe întreaga lungime a barelor. Paramentul structurii armate cu ancore scurte s-a efectuat cu beton torcretat cu grosime de 25,00 cm, armat cu plasă de sârmă. Excavația s-a efectuat în etape de 1,00 ... 1,20 m înălțime.

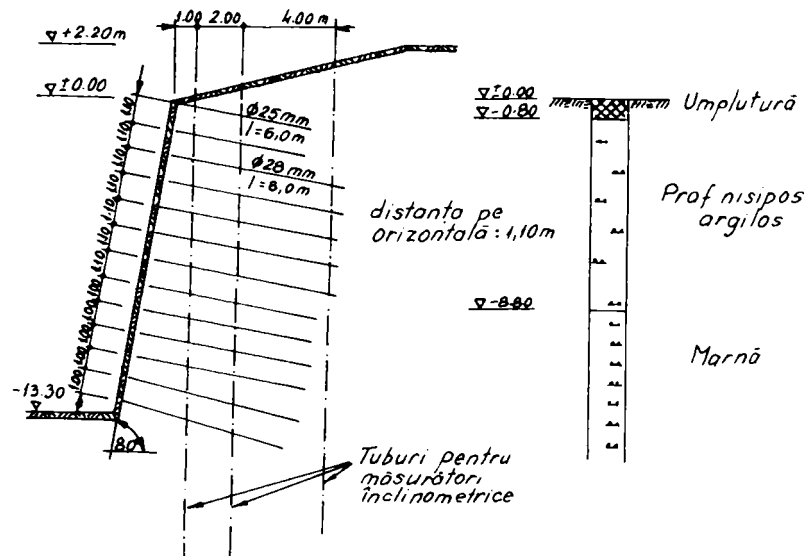


Figura 4.23. Secțiune transversală prin zona armată cu ancore scurte.

Lucrarea a fost instrumentată prin montarea unor tuburi pentru măsurători inclinometrice, celule de măsurare a presiunii, extensometre și timbre tensometrice montate pe ancorele scurte. Un procentaj de 5 % din ancorele scurte montate au fost încercate la smulgere la o forță de 200 kN. O reprezentare grafică a forțelor maxime induse în ancore la terminarea lucrării este prezentată în figura 4.24.

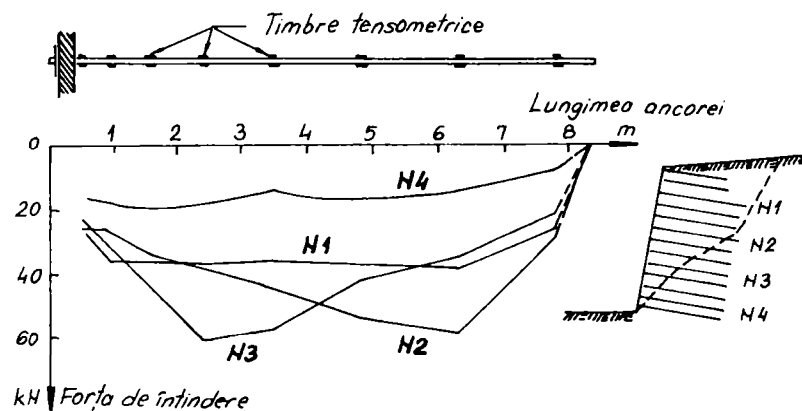


Figura 4.24. Distribuția eforturilor de întindere în ancorele scurte.

Monitorizarea pe termen lung de circa 10 ani a pus în evidență creșteri semnificative a eforturilor de întindere din ancore atunci când temperatura la suprafața terenului a scăzut sub 0°C . Deformația maximă pe orizontală, exprimată în funcție de adâncimea săpăturii a variat între 0,10 ... 0,36 %. Deformații suplimentare s-au înregistrat în timp, având valori cuprinse între 0,06 % și 0,15 %, probabil datorate execuției noii clădiri din zonă. Deformațiile s-au stabilizat la sfârșitul celui de-al treilea an al perioadei de monitorizare. Deformațiile în masa structurii de pământ armat cu ancore scurte au scăzut odată cu creșterea distanței de la fața paramentului zonei armate (Figura 4.25.).

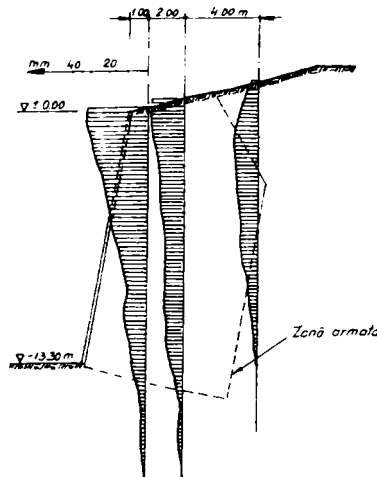


Figura 4.25. Variația deplasărilor orizontale ale structurii.

Distribuția presiunii pe paramentul structurii (fața interioară a betonului torcretat) este prezentată în figura 4.26. S-a constatat că distribuția presiunii este practic constantă pe întreaga înălțime, valoarea maximă înregistrată fiind de circa $50,00\text{ kN/m}^2$.

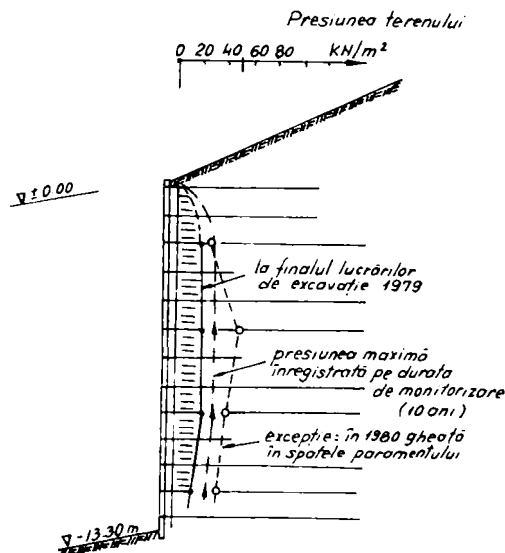


Figura 4.26. Distribuția presiunii exercitate la fața interioară a paramentului.

4.5.2. Coloane din material granular

Coloanele din material granular se pot utiliza și pentru stabilizarea dar mai ales pentru prevenirea alunecărilor de teren. Această tehnică de îmbunătățire a terenului mărește valoarea medie a rezistenței la forfecare a pământului de-a lungul unei suprafețe potențiale de alunecare prin înlocuirea parțială a pământului cu o serie de coloane apropiate de diametru mare din material granular compactat (Figura 4.27.). De asemenea, în plus, coloanele din material granular funcționează ca drenuri verticale eficiente prin asigurarea reducerii presiunii apei din pori, astfel realizându-se o creștere a rezistenței la forfecare a pământurilor argiloase din jur.

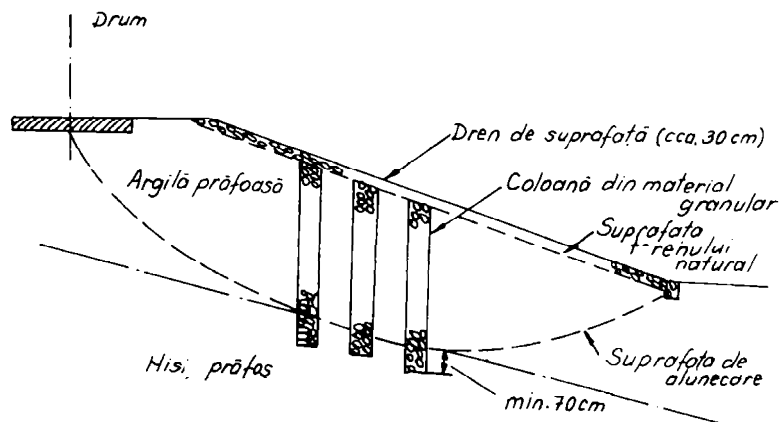


Figura 4.27. Distribuția coloanelor din material granular pentru îmbunătățirea stabilității unui taluz.

Execuția coloanelor din material granular constă din următoarele faze:

- execuția unei găuri verticale în teren, utilizând fie tehnica vibroforării, fie tehnica vibroîndesării;
- punerea în operă, de la suprafața terenului, a materialului granular în gaura executată cu ajutorul unor echipamente speciale;
- compactarea materialului granular prin reînfigerea echipamentului cu care s-a realizat gaura forată anterior. Prin această operațiune se realizează și o îndesare suplimentară a terenului natural din jurul coloanei.

Această tehnologie de sporire a stabilității versanților potențial instabili cu ajutorul coloanelor din materiale granulare prezintă o eficiență maximă în cazul pământurilor a căror rezistență la forfecare este cuprinsă între 10,00 ... 50,00 kN/m². Pământurile cu rezistențe la forfecare mai mici decât valoarea limită ridică probleme în ceea ce privește tehnologia de execuție a coloanelor datorită instabilității pereților laterali ai găurilor forate, manifestându-se un fenomen de curgere a acestor terenuri slabe, care obturează secțiunea transversală a coloanelor. În cazul pământurilor cu rezistențe la forfecare mai mari sau egale cu limita superioară, nu este necesară utilizarea coloanelor din material granular. În pământurile sensibile, execuția coloanelor trebuie efectuată rapid pentru a minimaliza efectul vibrațiilor asupra terenului.

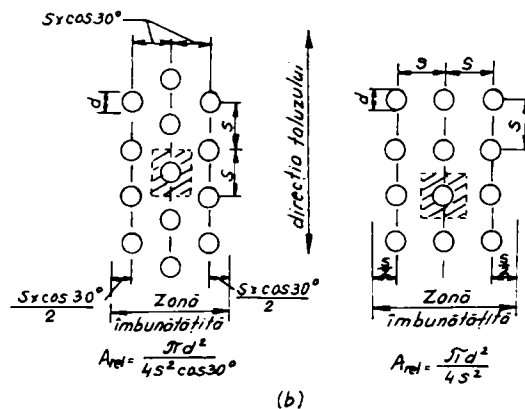
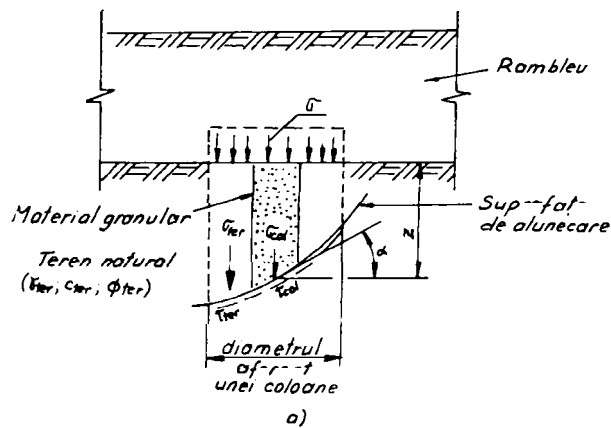


Figura 4.28. Metodologia de determinare a rezistenței la forfecare medii a terenurilor îmbunătățite cu coloane din material granular: a) Metoda japoneză; b) Metoda parametrului rezistenței la forfecare medii.

Proiectarea coloanelor din materiale granulare se poate efectua prin două metode empirice. Prima se bazează pe o tehnologie de realizare a coloanelor din nisip aplicată în Japonia [1]. Cea de-a doua metodă este denumită metoda parametrului rezistenței la forfecare medii [41]. Figura 4.28. pune în evidență metodologia de calcul a taluzurilor stabilizate cu coloane din materiale granulare, definind o rezistență la forfecare medie pentru terenul astfel îmbunătățit. În continuare, stabilitatea taluzului se calculează utilizând metode de convenționale de verificare a stabilității.

În cazul metodei japoneze, rezistența la forfecare medie se calculează cu relația:

$$\tau_{med} = (1 - A_{rel}) \cdot \tau_{ter} + A_{rel} \cdot \tau_{col} \cdot \cos \alpha \quad (4.2)$$

În cazul metodei parametrului rezistenței la forfecare medii, se vor utiliza următoarele relații:

$$c_{med} = c_{ter} \cdot (1 - A_{rel}) \quad (4.3)$$

$$\tan \Phi_{med} = \frac{(1 - A_{rel}) \cdot \tan \Phi_{ter} + S_{rel1} \cdot A_{rel} \cdot \tan \Phi_{col}}{1 + A_{rel} \cdot (S_{rel1} - 1)} \quad (4.4)$$

$$S_{rel1} = 1 + (S_{rel2} - 1) \cdot \cos \alpha \quad (4.5)$$

$$\gamma_{med} = (1 - A_{rel}) \cdot \gamma_{ter} + A_{rel} \cdot \gamma_{col} \quad (4.6)$$

în care:

c_{med} - coeziunea medie utilizată pentru pământul îmbunătățit;

c_{ter} - coeziunea terenului natural;

τ_{med} - rezistența la forfecare medie a terenului îmbunătățit cu coloane;

$S_{rel2} = \sigma_{col} / \sigma_{ter}$ - raportul dintre efortul unitar vertical din coloana din material granular și efortul mobilizat în terenul natural;

S_{rel1} - raportul dintre efortul unitar vertical din coloana din material granular și efortul mobilizat în terenul natural pe direcția suprafeței de forfecare, înclinată cu unghiul α față de orizontală;

S - distanța dintre axele coloanelor;

$A_{rel} = \pi \cdot d^2 / 4 \cdot S^2$ - aria relativă pentru dispunerea coloanelor într-o rețea rectangulară;

$A_{rel} = \pi \cdot d^2 / (4 \cdot S^2 \cdot \cos 30^\circ)$ - aria relativă pentru dispunerea coloanelor într-o rețea triunghiulară;

α - unghiul de înclinare a suprafeței de alunecare în raport cu orizontala;

Φ_{col} - unghiul de frecare interioară al materialului granular din corpul coloanei;

Φ_{ter} - unghiul de frecare interioară al terenului natural;

Φ_{med} - valoarea medie a unghiului de frecare interioară a terenului îmbunătățit;

γ_{med} - greutatea volumică medie a terenului îmbunătățit;

γ_{ter} - greutatea volumică a terenului natural;

γ_{col} - greutatea volumică a materialului granular din corpul coloanei.

4.5.3. Micropiloți

Tehnologia de realizare a micropiloților a fost utilizată pentru început în Italia, micropiloții având rolul de a crea un bloc rigid de pământ armat în adâncime, dincolo de suprafața critică de alunecare (Figura 4.29.).

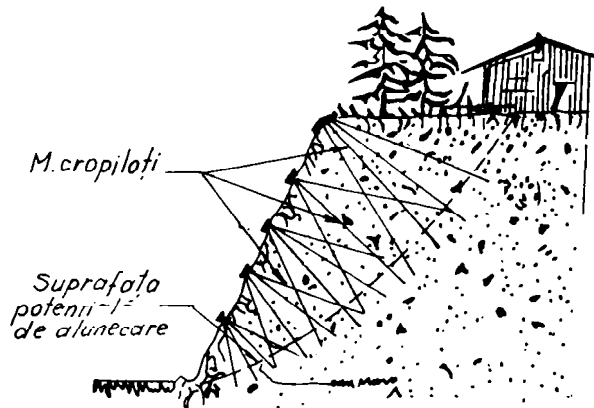


Figura 4.29. Micropiloți utilizați pentru stabilizarea unui taluz.

Micropiloții utilizați au un efect similar sistemului de pământ armat cu ancore scurte. Diferența majoră dintre micropiloți și pământul armat cu ancore scurte este aceea că comportarea micropiloților este influențată semnificativ de dispunerea geometrică a acestora. Încercările de teren și cele pe modele au demonstrat că efectul de grup și rețea a sistemului de micropiloți asigură capacități portante și rezistențe la forfecare mai mari decât acelea ale piloților verticali secanți. Datorită lungimii mari a micropiloților, comparativ cu diametrul lor, încărcarea exterioară și solicitările de forfecare din suprafața de alunecare sunt preluate nu numai de micropiloți ci și de teren. Ca rezultat al modului de distribuție încrucișat prezentat în figura 4.29., micropiloții sunt supuși atât unor eforturi de compresiune cât și a unor eforturi de întindere care asigură o conclucrare foarte avantajoasă a acestora cu terenul din corpul taluzului.

Dintre avantajele utilizării micropiloților la stabilizarea taluzurilor se pot menționa următoarele:

- nu necesită lucrări voluminoase de excavații;
- se pot executa în orice fel de pământuri, indiferent de permeabilitate și indiferent de prezența bolovanilor sau a altor obstacole;
- nu împiedică circulația apei în pământ, astfel încât nu există riscul acumulării apei în sistem ca în cazul pereților obișnuiți;
- prin proiectare se pot stabili direcțiile de realizare a micropiloților în teren în așa fel încât aceștia să conclucraze cât mai eficient cu terenul.

Dezavantajele utilizării micropiloților constau în faptul că aceștia trebuie încastrați în formațiuni stabile care pot fi la adâncimi mari, sub zona de alunecare și de asemenea, trebuie luate măsuri împotriva coroziunii în timp a barelor din oțel.

Proiectarea micropiloților presupune următoarele etape:

- efectuarea analizelor de stabilitate pentru a determina eficiența sistemului de stabilizare cu micropiloți, calculându-se valoarea coeficientului de siguranță pentru cazul terenului stabilizat suplimentar cu ajutorul micropiloților. Coeficientul de siguranță al taluzului stabilizat cu micropiloți poate fi exprimat cu ajutorul relației:

$$\eta = \frac{R + R'}{A} \quad (4.7)$$

în care:

R – rezistența totală pe suprafața critică de alunecare;

R' – rezistența suplimentară la forfecare asigurată de micropiloți;

A – forțele generate de fenomenele de instabilitate pe aceeași suprafață.

- verificarea la smulgere, respectiv la cedarea prin forfecare sau încovoiere a micropiloților care străpung suprafața de alunecare;
- verificarea posibilității de cedare plastică a terenului dintre piloți.

4.5.4. Taluzuri armate cu geogriile

Armarea taluzurilor cu geogriile (Figura 4.30.) este o altă metodă utilizată pentru stabilizarea taluzurilor. Aceste taluzuri sunt artificiale, realizate cu o suprafață având un unghi de înclinare mare în raport cu orizontala.

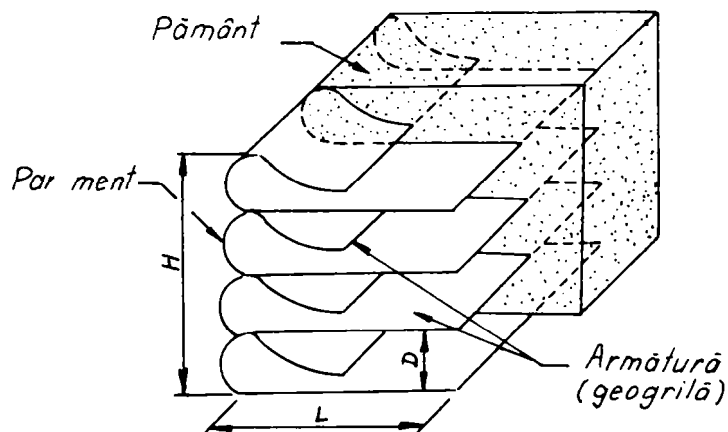


Figura 4.30. Schema a pământului armat cu geogrilă.

Similar metodelor clasice utilizate în proiectarea taluzurilor din umpluturi stabilizate mecanic, metoda de verificare a stabilității taluzurilor stabilizate cu geogrilă se bazează pe o versiune modificată a metodei clasice de verificare a stabilității taluzurilor prin metoda echilibrului limită. Suprafața potențială de alunecare se presupune a fi, la fel ca și în cazul pământului nearmat, o suprafață circulară, spirală logaritmică, etc. În ceea ce privește distribuția eforturilor de întindere mobilizate în geogrilă, în raport cu direcția suprafeței de alunecare, se introduc anumite ipoteze de calcul în baza cărora se verifică comportarea sub încărcări a geogrilelor. Acestea sunt verificate la smulgere din teren, respectiv la solicitări de rupere. Coeficientul de siguranță, al structurii din pământ armat, la alunecare al întregii structuri este similar celui utilizat în cazul zidurilor de sprijin clasice.

Metodologia de verificare a condițiilor de stabilitate a unor taluzuri armate cu geogrilă consideră structura de pământ armat ca un ansamblu rigid care acționează ca un bloc [30].

Stabilitatea externă se referă la stabilitatea masei de pământ armat privită ca un întreg care poate ceda prin mecanismele clasice de cedare a zidurilor de sprijin, mecanismele potențiale de cedare fiind următoarele (Figura 4.31.):

- alunecare pe talpă;
- răsturnare (limitarea excentricității);
- depășirea presiunilor pe teren;
- pierderea globală a stabilității.

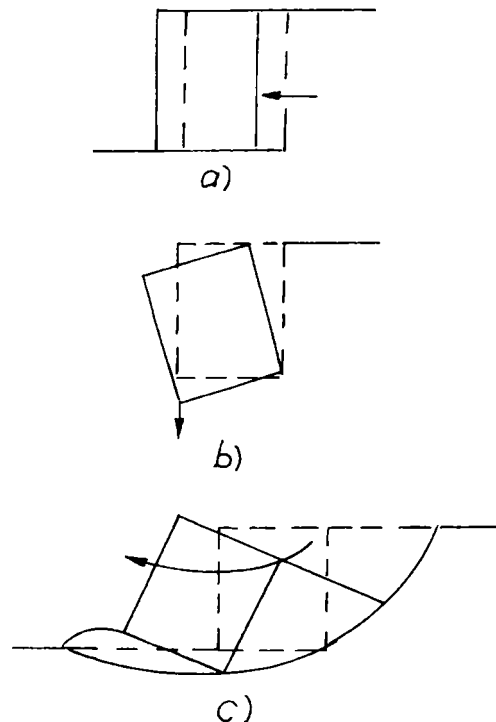


Figura 4.31. Stări limită ultime pentru stabilitatea externă: a) cedare prin alunecare; b) cedare prin răsturnare și depășirea capacității portante; c) pierderea stabilității globale.

Cedarea internă a structurii din pământ armat poate avea loc în două moduri:

- eforturile de întindere din armături devin prea mari, astfel încât acestea suferă deformații foarte mari sau cedează, ceea ce poate provoca deplasări importante sau chiar cedarea structurii (Figura 4.32 a);
- eforturile de întindere din armături devin mai mari decât rezistența la smulgere a acestora. Smulgerea armăturilor determină apariția unor deplasări foarte mari care duc la cedarea structurii (Figura 4.32 b).

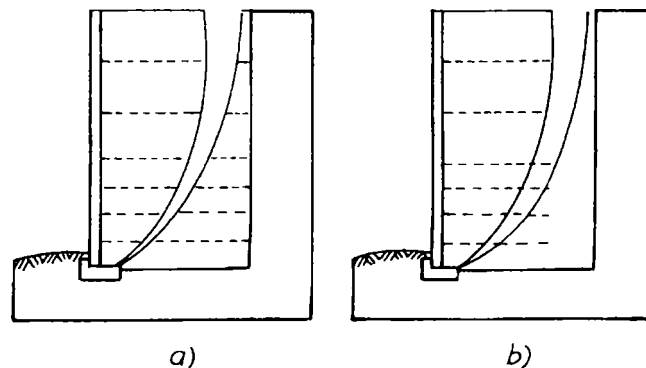


Figura 4.32. Cedarea internă a structurilor de sprijin din pământ armat: a) ruperea armăturilor; b) smulgerea din teren a armăturilor.

Pentru verificarea stabilității interne se consideră planuri paralele înclinate cu $45^\circ - \frac{\Phi}{2}$, reprezentând suprafețele posibile de cedare ale structurii. Aceste planuri împart lungimea armăturilor în două porțiuni: prima face parte din zona activă a structurii de pământ armat, iar cea de-a doua se găsește în zona pasivă (rezistentă) a structurii (Fig. 4.33.). Efortul maxim de întindere care apare în armătură trebuie să fie mai mic decât rezistența la rupere a acesteia, iar porțiunea aflată în zona pasivă trebuie să mobilizeze o forță rezistentă mai mare decât forța de întindere care apare în armătură la nivelul respectiv.

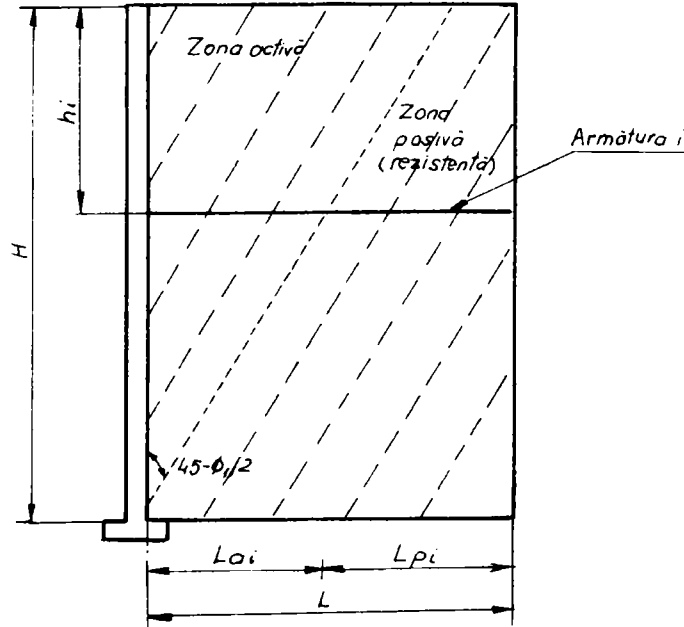


Figura 4.33. Definierea zonelor activă și pasivă.

Etapele proiectării structurilor de sprijin din pământ armat sunt următoarele [100]:

- analiza eforturilor care constă în alegerea unei distribuții a armăturilor și verificarea eforturilor din masivul armat, care trebuie să fie compatibile cu proprietățile pământului și ale armăturilor, necesitând evaluarea stabilității locale la nivelul fiecărei armături;
- analiza stabilității structurii, adică stabilitatea externă și internă;
- analiza deformațiilor pentru a obține o evaluare a comportării structurii la deformații verticale și orizontale. Analiza deformațiilor orizontale este cea mai dificilă și mai puțin exactă. În cele mai multe cazuri este realizată aproximativ sau pur și simplu se presupune că marjele de siguranță obținute pentru stabilitatea internă și externă sunt suficiente pentru ca deformațiile calculate să fie în limitele admise. Analiza deformațiilor verticale se realizează prin calcule clasice de tasare, evaluându-se atât tasările absolute, cât și cele diferențiate, în direcție longitudinală și transversală.

Pentru proiectarea structurilor de sprijin din pământ armat sunt utilizate în mod curent două metode: metoda penei ancorate și metoda gravității coerente. În

ambele metode se vor verifica atât stările limită ultime cât și cele ale exploatării normale.

Jewell și Woods [46], în anul 1984 a propus o serie de diagrame care permit o evaluare rapidă a condițiilor de stabilitate a taluzurilor realizate din pământuri armate cu geogridurile. Metodologia de verificare a condițiilor de stabilitate a unor taluzuri armate cu geogridurile propusă de Jewell și Woods consideră structura de pământ armat ca un ansamblu rigid care acționează ca un bloc (Figura 4.34.).

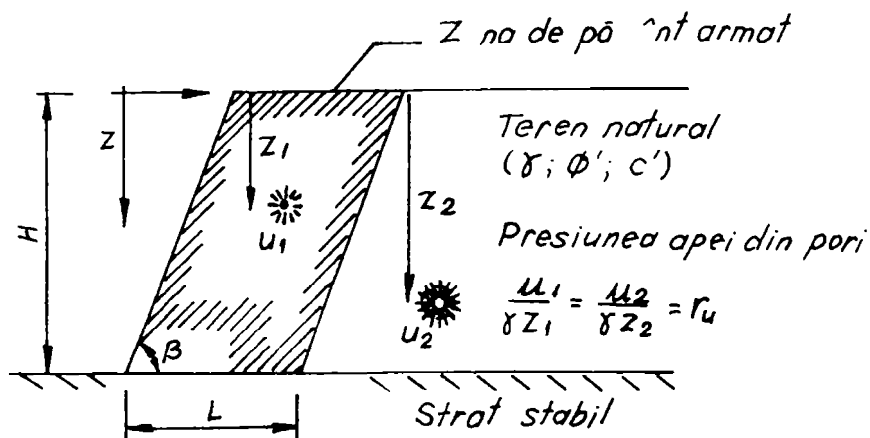


Figura 4.34. Structura de pământ armat: schema de ansamblu.

Diagramele concepute de Jewell și Woods permit stabilirea lungimii necesare a armăturilor (geosinteticelor) în trei cazuri, care diferă în funcție de presiunea apei din pori, u exprimată prin coeficientul presiunii apei din pori, $r_u = \frac{u}{\gamma \cdot Z}$ (Figura 4.35.).

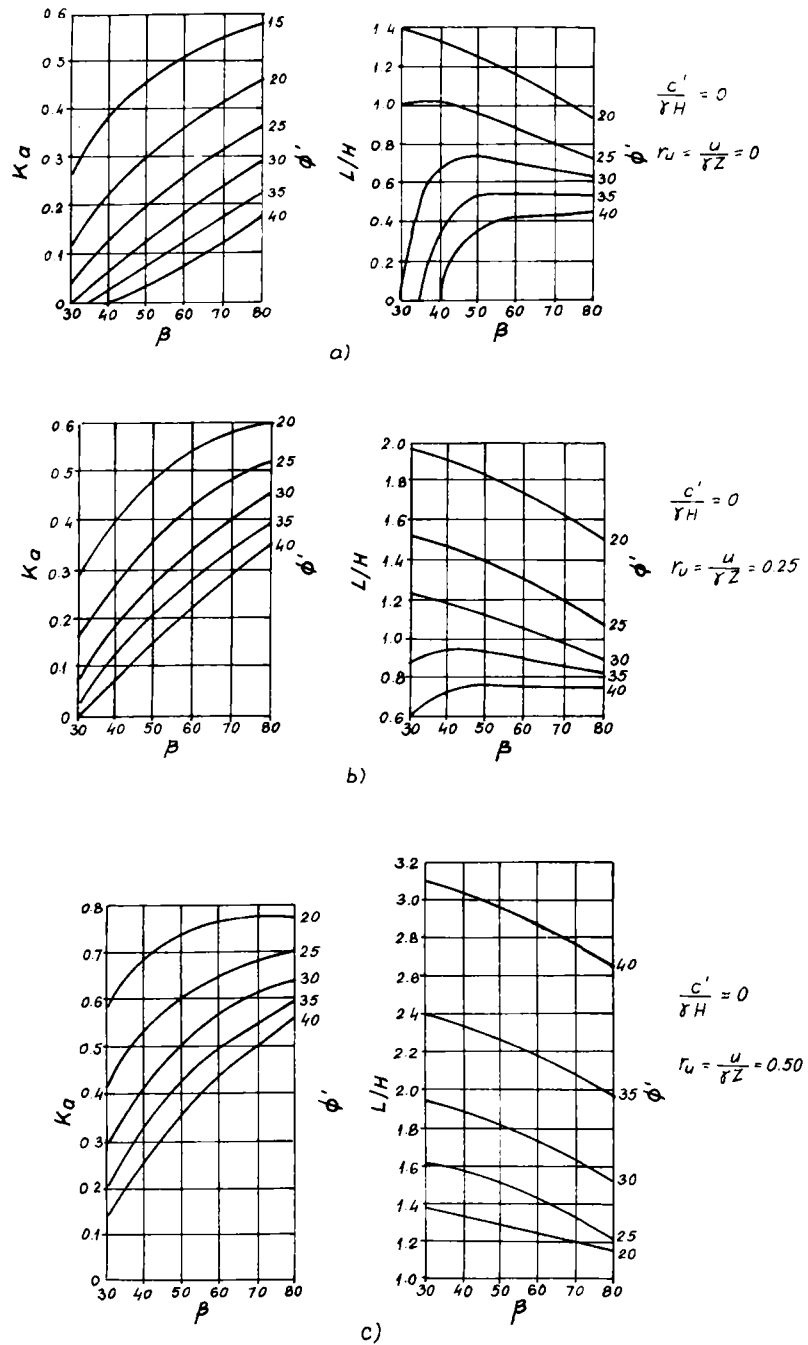


Figura 4.35. Diagrame pentru determinarea lungimii necesare a armăturii (geosinteticului): a) Coeficientul apei din pori, $r = 0,00$; b) Coeficientul apei din pori, $r = 0,25$; c) Coeficientul apei din pori, $r = 0,50$.

4.6. Sisteme de susținere și de rezistență

4.6.1. Ziduri de sprijin

Utilizarea zidurilor de sprijin pentru stabilizarea taluzurilor constituie o soluție uzuală atunci când nu există spațiul necesar extinderii pantei taluzului. Fundația zidului de sprijin trebuie să fie suficient de adâncă astfel încât suprafața de alunecare care trece pe sub ea să aibă un coeficient de siguranță corespunzător unei comportări stabile a zidului de sprijin și a terenului înconjurător (Figura 4.36.). Stabilitatea zidului de sprijin se verifică pe baza mai multor criterii: verificarea la alunecare, verificarea la răsturnare, verificarea globală de stabilitate a zidului de sprijin împreună cu terenul înconjurător, precum și capacitatea portantă a terenului de fundare. De asemenea, sunt necesare verificările condițiilor de rezistență ale secțiunilor de beton simplu sau beton armat la încovoiere și forță tăietoare atunci când este cazul.

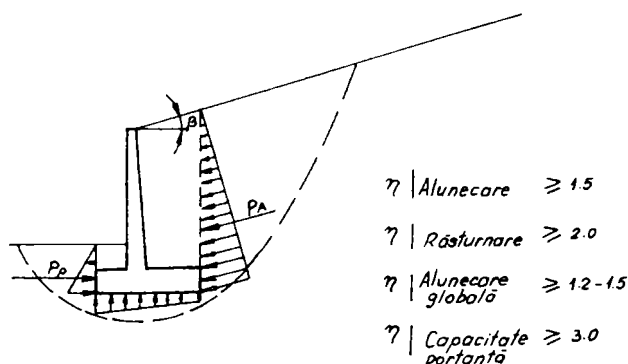


Figura 4.36. Criterii de verificare a stabilității zidului de sprijin.

Una din verificările cele mai delicate în cazul zidurilor de sprijin o constituie verificarea la alunecare. În aceste condiții, este necesară realizarea unor artificii constructive pentru a îmbunătăți condițiile de stabilitate la alunecare. Utilizarea pintenului constituie o soluție frecventă care îmbunătățește semnificativ condițiile de stabilitate la alunecare (Figura 4.37.). Executarea unui pinte presupune săparea unui șanț în lungul fundației zidului de sprijin, de obicei pe verticala axului paramentului zidului. Pinteul se va verifica la solicitarea de forfecare, fiind necesară, de obicei, armarea acestuia.

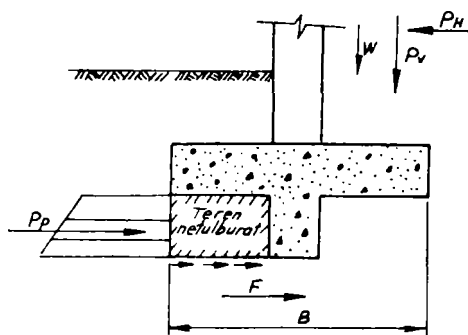


Figura 4.37. Executarea unui pinte.

4.6.2. Piloți prefabricați și coloane

Uneori, piloții prefabricați introduși în teren prin batere sunt utilizați pentru a asigura stabilizarea alunecărilor de teren care se produc pe versanți sau rambleuri executate din materiale de umplură (Figura 4.38.). Această metodă se poate utiliza numai pentru alunecări de suprafață și pentru pământuri care nu au tendința de a curge printre piloți. Alunecările adânci generează forțe de împingere foarte mari care nu pot fi preluate de către piloți. Piloții trebuie încastrați într-un strat rezistent aflat sub nivelul suprafeței de alunecare, pentru a evita cedarea terenului în care sunt încastrați piloții. Uneori între piloți se realizează o placă din beton armat pentru a mări eficiența globală a sistemului și pentru a opri curgerea pământului dintre piloți. În general, piloții prefabricați nu reprezintă o soluție eficientă pentru stabilizarea alunecărilor de teren datorită faptului că având secțiuni transversală relativ mică, nu pot prelua solicitări de încovoiere prea mari. Din acest motiv, în practică, se utilizează piloți de mare diametru sau coloane, care se execută prin forare.

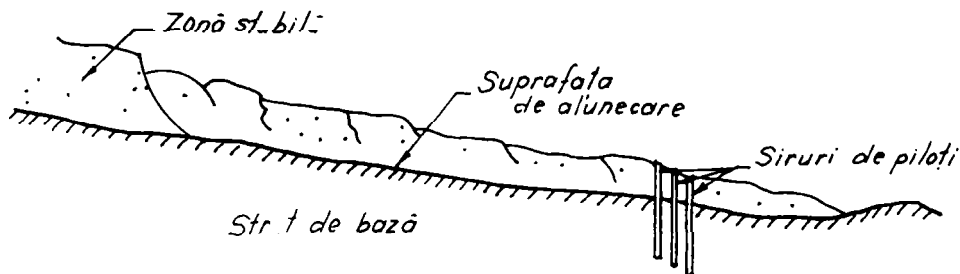


Figura 4.38. Piloți prefabricați introduși în teren prin batere pentru stabilizarea taluzurilor.

4.6.3. Piloți forajați secanți

În zonele urbane unde spațiul disponibil este limitat, respectiv există posibilitatea ca o suprafață de alunecare să treacă pe sub mai multe proprietăți, soluția realizării unui ecran rigid alcătuit din piloți secanți poate constitui o soluție convenabilă (Figura 4.39.).

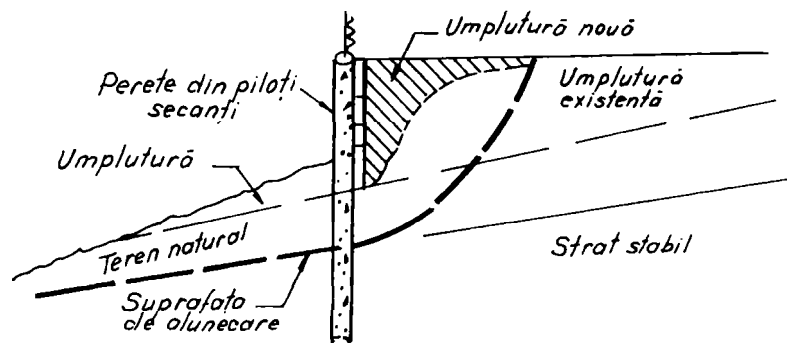


Figura 4.39. Perete din piloți forajați secanți (perete din piloți cilindrici) pentru stabilizarea unei cedări adânci.

Piloții secanți trebuie încastrați la o adâncime suficient de mare în stratul portant pentru a asigura rezistența împotriva forțelor laterale transmise de masa de pământ instabilă. De asemenea, piloții secanți trebuie să ajungă până sub nivelul suprafeței potențială critice de alunecare.

Pereții din piloți forțați secanți (Figura 4.40.) sunt executați pentru a sprijini săpături deschise mari cu adâncimea de până la 30,00 m. Datorită faptului că un perete alcătuit din piloți secanți este practic impermeabil, trebuie să se asigure sisteme de drenare adecvate în spatele acestuia, pentru a permite scurgerea apei și pentru a împiedica creșterea presiunii hidrostatice.

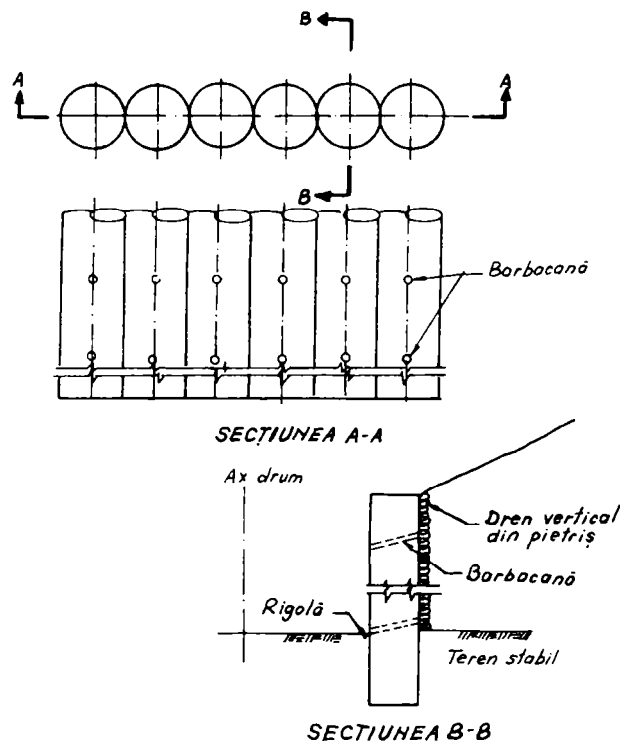


Figura 4.40. Perete din piloți forțați secanți.

Pereții din piloți forțați secanți pot asigura stabilitatea sau pot preveni probleme de instabilitate ale masivelor din pământ. Limitările privind utilizarea pereților din piloți secanți constau în înălțimea acestora, precum și în adâncimea de încastrare necesară care cumulate pot duce la dimensiuni mari ale acestor piloți secanți. Îmbunătățirea condițiilor de comportare sub încărcări, precum și reducerea costurilor o constituie utilizarea pereților din piloți secanți în combinație cu sisteme de ancoraje.

4.6.4. Pereți ancorați

Pereții ancorați se pot utiliza pentru a înlocui zidurile de sprijin convenționale și atunci când spațiul din teren din spatele suprafeței de sprijin nu este ocupat de clădiri sau alte construcții subterane. Proiectarea pereților ancorați pornește de la principiul ca peretele să suporte presiunea laterală a pământului printr-un sistem de „ancore” care transferă încărcarea unei zone din teren stabil aflată sub nivelul

suprafeței de alunecare (Figura 4.41 a). Ancorele constau din cabluri post-tensionate din oțel, tije sau bare metalice care sunt parțial încastrate în teren prin realizarea unui bulb format dintr-un liant injectat sub presiune.

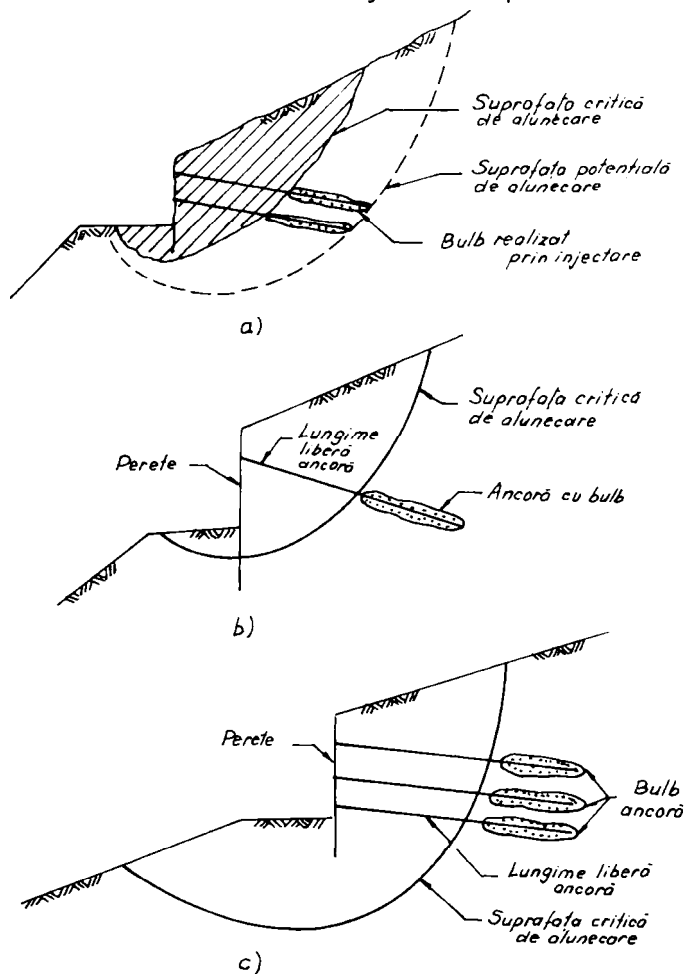


Figura 4.41. Condiții de dispunere a ancorelor.

În ceea ce privește proiectarea pereților ancorați se vor avea în vedere următoarele aspecte [91]:

1. Forța de întindere care poate fi preluată de o ancoră variază între 500 kN și 1300 kN. Ancorele propriu-zise au lungimi și greutate care nu necesită manipulări cu utilaje grele, iar diametrul găurii forate nu trebuie să fie mai mare de 12,00 ... 15,00 cm.
2. Lungimea ancorei este determinată de condițiile necesare pentru asigurarea stabilității masivului de pământ. Lungimea liberă a ancorei (neinjectată) trebuie aleasă astfel încât să depășească suprafața critică de alunecare (Figura 4.41 b). Lungimea totală a ancorei trebuie stabilită astfel încât suprafața potențială de alunecare care cuprinde și partea de ancoră cu bulb să aibă un coeficient de siguranță corespunzător (Figura 4.41 a).
3. În cazul în care suprafața critică de alunecare intersectează peretele din piloți forati secanți (Figura 4.41 b), este suficient un nivel de dispunere a

ancorelor deoarece, se obțin două puncte de sprijin, unul fiind bulbul, iar celălalt porțiunea de perete încastrată sub nivelul suprafeței de alunecare. În cazul în care suprafața critică de alunecare trece pe sub peretele din piloți secanți, este nevoie de mai multe nivele de dispunere a ancorelor.

4. Se recomandă ca primul nivel de ancore să fie amplasat la o adâncime de circa 5,00 m de la partea superioară a peretelui din piloți secanți. Ancorajele se realizează sub un unghi cuprins între 10° și 30° față de orizontală. Unghiul de înclinare poate crește până la circa 45° în condițiile în care configurația straturilor aflate în adâncime o impune. Realizarea unei ancore cu un unghi mare de înclinare față de orizontală generează o componentă verticală care solicită suplimentar structura de sprijin și care trebuie luată în considerare la dimensionarea și la verificările de rezistență ale peretelui vertical.

5. Diametrul găurii forate pentru o ancoră este cuprins în mod normal între 7,00 cm și 12,00 cm, forarea realizându-se de obicei cu tubaj continuu. Tubajul de protecție este alcătuit din tronsoane de țevi cu șnec continuu pe suprafața exterioară.

6. Ancorele sunt realizate de obicei din fascicule din armături de înaltă rezistență având o rezistență la întindere de 1500 N/mm^2 . De asemenea, se utilizează și bare din PC 52 sau PC 60, cu diametrul cuprins între 25,00 mm ... 35,00 mm, cu rezistența la întindere de 300 N/mm^2 ... 350 N/mm^2 .

7. Toate ancorele definitive trebuie protejate împotriva coroziunii. Majoritatea lor sunt livrate pe șantier îmbrăcate într-un manșon din material plastic, având spațiul dintre armătură și interiorul manșonului umplut cu spumă poliuretanică sau cu polietilenă.

8. După realizarea sistemului de ancoraj, este obligatorie efectuarea unor încercări experimentale pentru determinarea capacității portante la smulgere a acestuia.

4.7. Vegetația

Vegetația (iarbă, arbuști și copaci) poate constitui o soluție foarte eficientă și avantajoasă pentru stabilizarea taluzurilor sau versanților. Îndepărtarea pământului pentru execuția rambleurilor și debleurilor în mod inevitabil îndepărtează stratul de vegetație, pământurile din suprafață fiind expuse la acțiunea precipitațiilor și a vânturilor. Vegetația stabilizează suprafața terenului prin interțeserea rădăcinilor, reduce efectul de spălare și de infiltrare a apelor provenite din precipitații, reducând și viteza de scurgere a acestora pe suprafața terenului. În plus, vegetația poate avea o influență indirectă asupra stabilității taluzurilor prin faptul că rădăcinile care pătrund în adâncime reduc umiditatea pământului și asigură o „armare” a acestora.

Vegetația este multifuncțională, relativ ieftină, se autogenerază, este atractivă din punct de vedere vizual și nu necesită echipamente grele sau complicate pentru instalare. Totuși, există anumite dezavantaje. Vegetația este susceptibilă la degenerare și la uscare, este dificil să fie fixată pe taluzurile abrupte, nu este capabilă să reziste spălării puternice și acțiunii valurilor și se fixează încet.

Deoarece plantele și iarba absorb cantități diferite de apă funcție de tipul de pământ în care cresc, există câteva criterii diferite pentru selectarea speciei celei mai potrivite. O regulă generală este utilizarea plantelor locale și a ierbii adaptabile climei locale. Alegerea exactă a tipurilor sau speciilor necesare necesită ajutorul experților horticultori și peisagiști. În general, vegetația care absoarbe o cantitate

mare de apă din pământ este cel mai bine utilizată în cazul pământurilor argiloase pentru a asigura o crustă de pământ mai uscată și tare. În mod contrar, speciile care absorb mai puțină apă sunt ideale pentru pământurile nisipoase, pentru a se evita o uscare intensă la suprafață, fapt care le face mult mai susceptibile eroziunii.

Vegetația poate afecta echilibrul eforturilor dintr-un taluz prin realizarea „armării” prin sistemul de rădăcini ale copacilor, prin supraîncărcarea taluzului datorată greutateii copacilor, modificarea umidității, respectiv a presiunii apei din pori, atenuării adâncimii de penetrare a înghețului și prin acțiunea de boltă a pământului cuprins între doi copaci.

Eroziunea pământului poate contribui la instabilitatea taluzurilor și reprezintă un alt factor care trebuie luat în considerare la proiectarea acestora. Tendința particulelor pământului de a se separa și de a fi antrenate de apa provenind din precipitații depinde de textura pământului, de lungimea și înclinarea taluzurilor, aspecte care vor fi prezentate în continuare.

Luarea în considerare a efectului rădăcinilor se face adăugând la caracteristica intrinsecă a pământului care este coeziunea, o cantitate c_R , care ar reprezenta rezistența la forfecare a rădăcinilor. Există studii care au determinat rezistența aceasta suplimentară la forfecare pe care o opune terenul „armat” în funcție de tipul de vegetație. Principiile de calcul ale stabilității rămân aceleași, utilizându-se metodele cunoscute în literatura de specialitate, luându-se în considerare o coeziune sporită a terenului.

Un alt factor care se ia în considerare este densitatea rădăcinilor raportată la volumul de pământ. Acțiunea efectivă ca și contraforți ale rădăcinilor copacilor îmbunătățește stabilitatea la alunecare a maselor de pământ atât prin rădăcinile principale care pătrund în adâncime, cât și prin rădăcinile secundare care se extind în apropierea suprafeței terenului. De exemplu, distribuția în apropierea suprafeței terenului a rădăcinilor unui pin excede cu mult suprafața proiecției în plan a coroanei acestuia (Figura 4.42.).

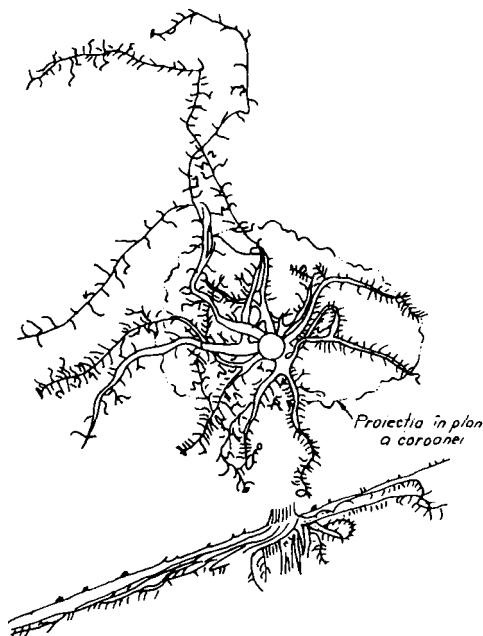


Figura 4.42. Distribuția rădăcinilor la suprafața terenului a unui pin.

Eroziunea este o caracteristică a pământurilor de a fi antrenate particulele solide aflate la suprafață de către curgerea apelor provenite din precipitații. Se știe că eroziunea, mai ales cea de la baza taluzului, declanșează alunecările de teren. Cantitativ, efectul eroziunii se exprimă cu ajutorul unui factor K care este determinat de textura pământului, de lungimea și panta taluzului. Un grafic care poate fi utilizat la estimarea valorilor K (Figura 4.43.) a fost dezvoltat de Serviciul de Conservare a Solului din Utah. Valoarea lui K este cuprinsă în mod uzual între 0,02 și 0,69. Taluzurile care se comportă mai bine la fenomenul de eroziune sunt cele la care coeficientul K are o valoare mai mică.

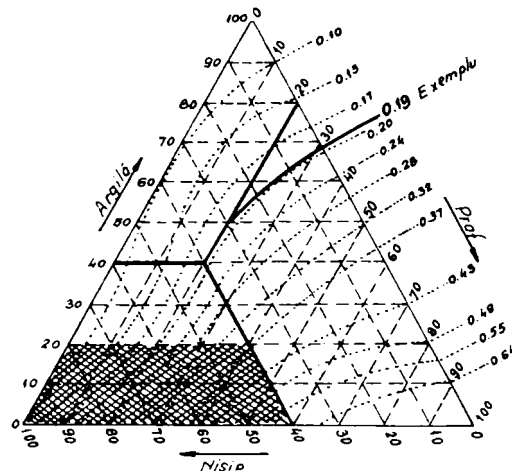


Figura 4.43. Grafic triunghiular pentru estimarea valorilor coeficientului K .

Panta și lungimea taluzului influențează în mare măsură fenomenul de transport al particulelor dislocate de picăturile de ploaie și de șuvoaiele de apă care curg la suprafața taluzului. Datorită acestui fapt, la taluzurile cu lungime mare, se recomandă realizarea unor rupeți de pantă prin executarea unor paliere orizontale și totodată, executarea unor rigole de colectare a apelor de suprafață care să permită evacuarea apelor în lungul taluzului (Figura 4.44.).

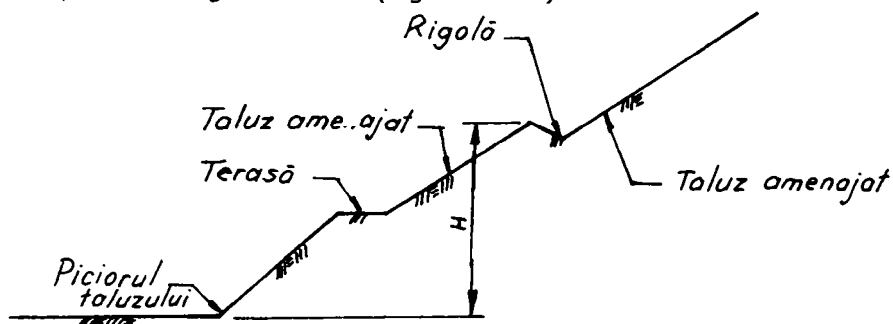


Figura 4.44. Amenajarea taluzurilor.

4.8. Exemple de lucrări de stabilizare și consolidare a versanților instabili executate în cadrul Departamentului I.G.C.C.T.

4.8.1. Consolidarea unui rambleu de cale ferată cu coloane din var executate prin vibrație [58]

Soluția de consolidare propusă de Prof. dr. ing. M. Păunescu a constat în realizarea de piloți din var executați prin vibrație. Soluția aleasă a fost cea mai rapidă și cea mai economică, costurile fiind de circa două ori mai mici decât cele ale celorlalte soluții analizate. Pentru realizarea coloanelor din var a fost utilizat vibratorul VPE 2 care funcționa prin vibropercuție (Figura 4.45.).

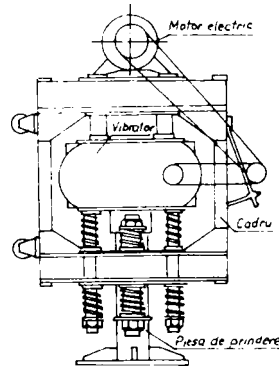


Figura 4.45. Agregat de vibropercuție VPE 2.

În vederea obținerii unei eficiențe maxime privind îmbunătățirea caracteristicilor fizico-mecanice ale pământului din rambleu, acestea au fost dispuse în șah, pe șapte rânduri, cu distanța dintre coloane de 1,00 m după direcția transversală și 1,50 m după cea longitudinală (Figura 4.46.).

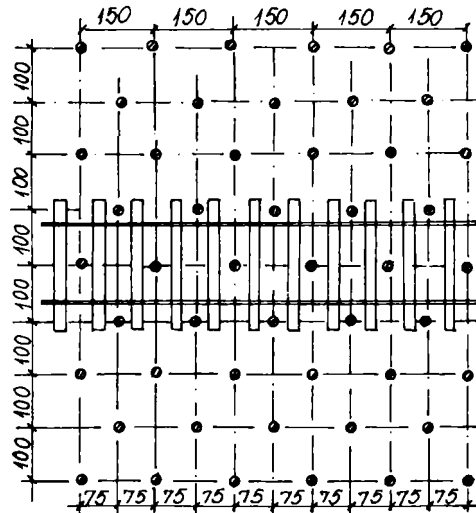


Figura 4.46. Plan dispunere coloane din var.

Pentru a se crea condiții optime de deplasare și lucru a agregatului de vibropresare, lateral terasamentului existent s-au executat două banchete care au și rolul de a echilibra deformațiile laterale ale rambleului. Coloanele din var s-au executat folosind un tub metallic cu diametrul de 200 mm și lungimea de 5,50 m. În vederea executării coloanelor, tubul metallic s-a introdus în teren până la cota prescrisă, durata de înfigere fiind cuprinsă între 3 ... 8 minute. În continuare tubul s-a umplut cu var nestins, operația care a durat circa 10 minute, după care tubul s-a extras din teren prin vibrație, extragerea durând în medie 1 ... 2 minute. După extragerea completă a tubului, s-au executat lucrările de finisare a coloanei de var prin realizarea la partea superioară a unui dop din argilă și balast (Figura 4.47.).

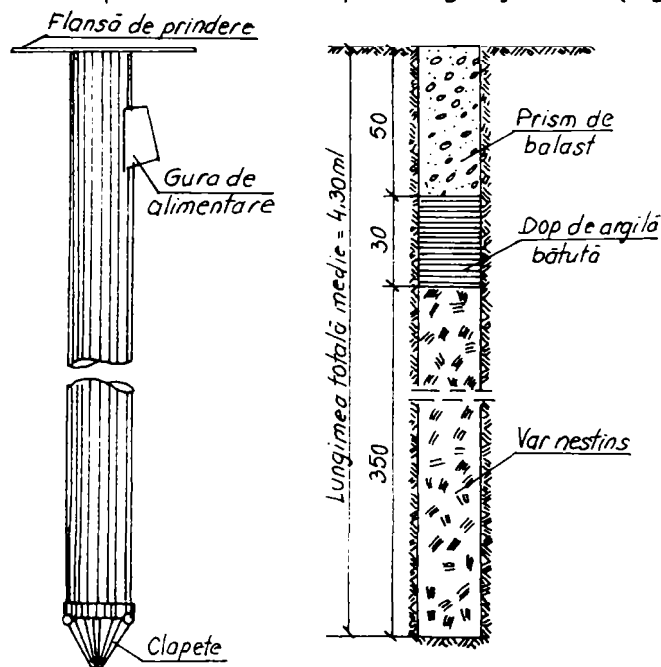


Figura 4.47. Echipamentul de lucru și coloana din var.

Cu toate că lucrările s-au executat în condiții grele, adică sub circulație, când se cerea o atenție deosebită din partea constructorului, soluția adoptată și-a dovedit atât eficiența tehnică cât și cea economică.

4.8.2. Soluții de stabilizare prin realizarea de ziduri de sprijin de greutate și drenuri transversale-ranfort [42]

Soluțiile propuse de către Prof. dr. ing. V. Haida și Prof. dr. ing. Agneta Gruia pentru consolidarea zonelor instabile de pe traseul drumului DJ 109 E, s-au bazat pe analiza detaliată a condițiilor geomorfologice din zonă, precum și a cauzelor care au determinat producerea fenomenelor de instabilitate. În urma efectuării unor investigații geotehnice de teren și de laborator s-a stabilit stratificația și caracteristicile fizico-mecanice ale terenului pentru fiecare zonă investigată (Figura 4.48.).

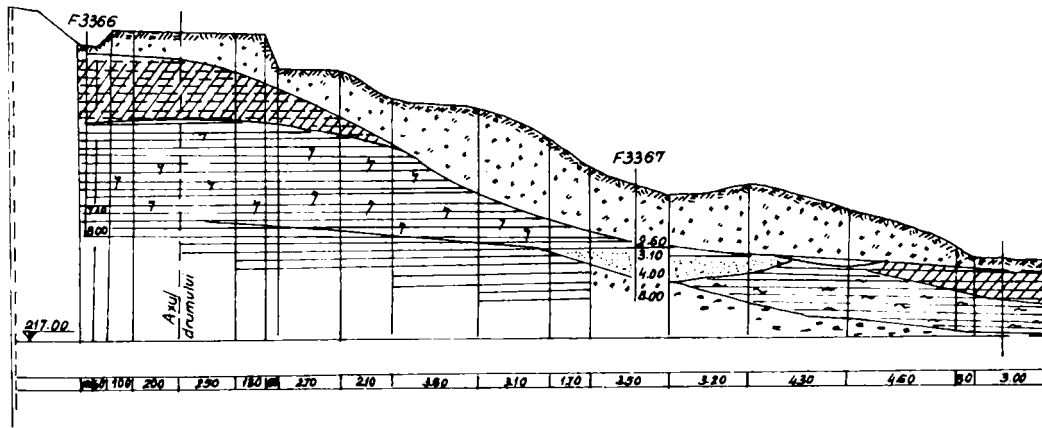


Figura 4.48. Profil geotehnic DJ 109 E.

Soluțiile de stabilizare propuse pentru cele trei alunecări de teren studiate au trebuit să țină seama în primul rând de faptul că apa infiltrată în versant reprezintă una din cauzele determinante ale declanșării și dezvoltării fenomenelor de instabilitate. Pentru stabilizarea alunecărilor produse în zonele de extindere a lor, au fost prevăzute și executate 2 ... 3 drenuri transversale-ranfort, la care radierul cu rigolă este din beton, iar umplutura drenantă din zidărie uscată de piatră brută (Figura 4.49.). La suprafață, drenurile transversale au fost acoperite cu un strat din beton în care s-au fixat elementele prefabricate din care sunt realizate șanțurile de scurgere a apei de suprafață. Apa colectată de către drenurile transversale este dirijată spre un dren longitudinal care evacuează apele de infiltrație în afara zonelor potențial instabile. Aceste lucrări de bază care au atât rol de drenare cât și de susținere au fost completate cu cele de reprofilare și refacere a taluzurilor, respectiv de înierbare și protejare a lor prin plantații forestiere.

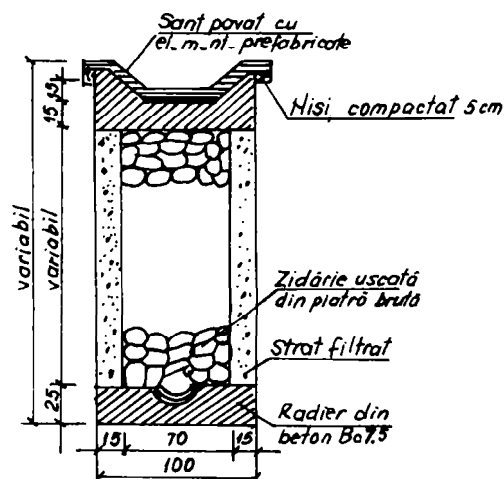


Figura 4.49. Detaliu de execuție a drenului transversal.

La surparea de la km 62+150 s-a prevăzut executarea unui zid de sprijin de greutate având fundația turnată monolit și încastrată în roca stâncoasă, iar elevația

este realizată din elemente prefabricate. Elementele prefabricate din elevație sunt solidarizate prin intermediul unor stâlpi verticali din beton armat, tunaji monolit în golurile suprapuse ale prefabricatelor. După cum se vede și în detaliul de execuție, la partea inferioară armătura verticală a stâlpilor de solidarizare este încastrată în tapla monolită a zidului, iar la partea superioară, o parte din această armătură se încastrază într-o grindă centură executată de asemenea în soluție monolită (Figura 4.50.). La toate cele patru zone unde s-au produs fenomenele de instabilitate au fost prevăzute a se executa și alte lucrări necesare bunei funcționalități a drumului, precum refacerea sistemului rutier, a sistemelor de colectare și evacuare a apei de pe platforma drumului, montarea parapetilor, etc.

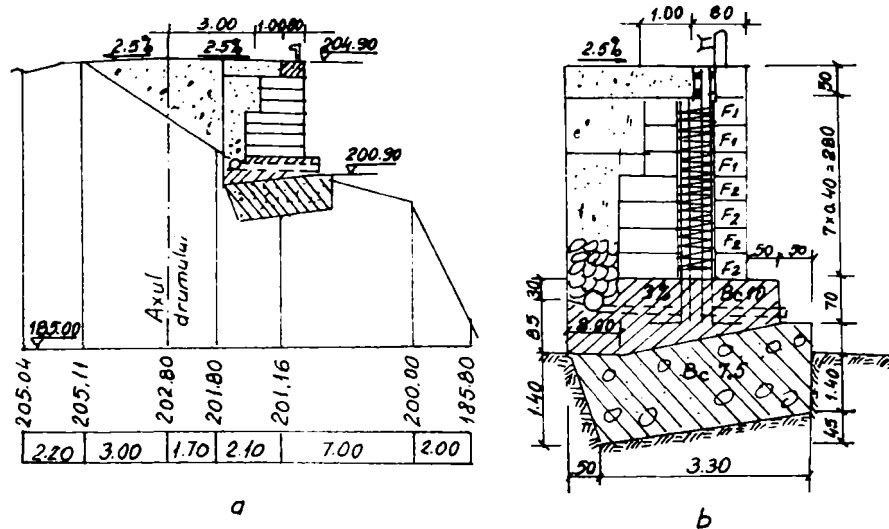


Figura 4.50. Zid de sprijin de greutate din elemente prefabricate: a) Dispunere în profil transversal; b) Detaliu de execuție.

4.8.3. Soluție de consolidare a unui zid de sprijin [69]

Lucrarea care se prezintă în continuare constă în proiectarea soluției de consolidare a unui zid de sprijin de greutate care a prezentat degradări importante care puteau duce la pierderea stabilității acestuia. Zidul de sprijin executat din beton simplu are lungimea totală de 52,25 m, înălțimea totală de 4,20 ... 4,50 m și înălțimea liberă de 2,80 ... 3,00 m. În urma relevului efectuat s-au constatat următoarele:

- existența unui număr de cinci fracturi cu deschidere de 2 ... 5 cm în elevația zidului;
- deplasări pe orizontală și rotiri ale zidului care au produs fenomene de refulare pronunțată care au distrus rigola de la baza zidului de sprijin;
- barbacanele executate în zid erau inactive, ceea ce a evidențiat faptul că drenul din spatele zidului de sprijin era colmatat.

Ca urmare a aspectelor enunțate mai sus, stabilitatea generală a zidului de sprijin era grav periclitată și în consecință nu se mai putea conta pe capacitatea de protejare a construcțiilor din aval și amonte.

Soluția de stabilizare propusă de Prof. dr. ing. T. Schein, Prof. dr. ing. V. Haida și Dr. ing. I. Scordaliu a constat în execuția a opt chesoane cu ranforți (Figura 4.51.).

Etapa 1 – realizarea chesoanelor (cofrarea și turnarea chesoanelor deasupra terenului pe o înălțime de 3,45 m, scoaterea calajelor și începerea lansării; lansarea chesonului până la cota de -4,50 m; umplerea cu beton a bazei chesonului și lestarea acestuia cu balast; montarea armăturii din placa de închidere și turnarea betonului).

Etapa 2 – armarea și turnarea grinzilor, stâlpilor și a ranforturilor care constituie cadrul plan de consolidare a elevației zidului de sprijin între ranforturi.

Etapa 3 – realizarea sistemului de drenaj și de colectare a apelor prin realizarea unei rigole având secțiune trapezoidală și o pantă de 1 %, iar spațiul dintre rigolă și zidul de sprijin s-a betonat pe toată lungimea zidului de sprijin, asigurând o pantă de scurgere spre rigolă de 2 %.

4.8.4. Soluție de stabilizare a unui sector de drum pe DN 76 [70]

Sectorul de drum național DN 76 km 79+650-79+700 este situat în imediata apropiere a localității Vârfurile din județul Arad, la ieșirea din această localitate spre Vașcău, dezvoltându-se în rampă spre culmea masivului muntos ce desparte bazinul hidrografic al Crișului Alb de cel al Crișului Negru.

Datorită precipitațiilor bogate din zonă din perioada noiembrie 1999 – martie 2000 s-au declanșat o serie de procese de instabilitate care au afectat parapetul de protecție cât și platforma drumului, punând în pericol traficul rutier prin diminuarea siguranței circulației (Figura 4.53.).



Figura 4.53. Degradări ale platformei drumului datorită fenomenelor de instabilitate.

Rocile acoperitoare care constituie deluviul de pantă, sunt formate dintr-o succesiune de pământuri argiloase, argilos-nisipoase și nisipos-argilos-prăfoase, care cantonează pe stratul de bază constituit din șisturi cristaline, grosimea stratului de deluviu, în funcție de configurația orizontului rocii de bază, fiind de 1,0...9,0 m.

În anumite condiții meteorologice și climatice, combinate cu defecțiuni tehnice privind colectarea și evacuarea apelor meteorice din zona platformei

drumului, terasamentul drumului din zonă a suferit o serie de procese de instabilitate care au afectat platforma drumului prin tasări accentuate, rupturi parțiale și totale ale acesteia.

În zonă nu se poate vorbi de un nivel definit al apei subterane, aceasta fiind interceptată în cadrul lucrărilor de prospectare la cote diferite și anume în forajul F₁ la -1,00 m, iar în forajul F₂ la -3,50 m de la suprafața terenului natural.

Taluzul prezentat în figura 4.54., respectiv penetrările dinamice ușoare efectuate au permis stabilirea nivelului superior al rocii de bază care constituie suprafața de alunecare (Figura 4.54.).

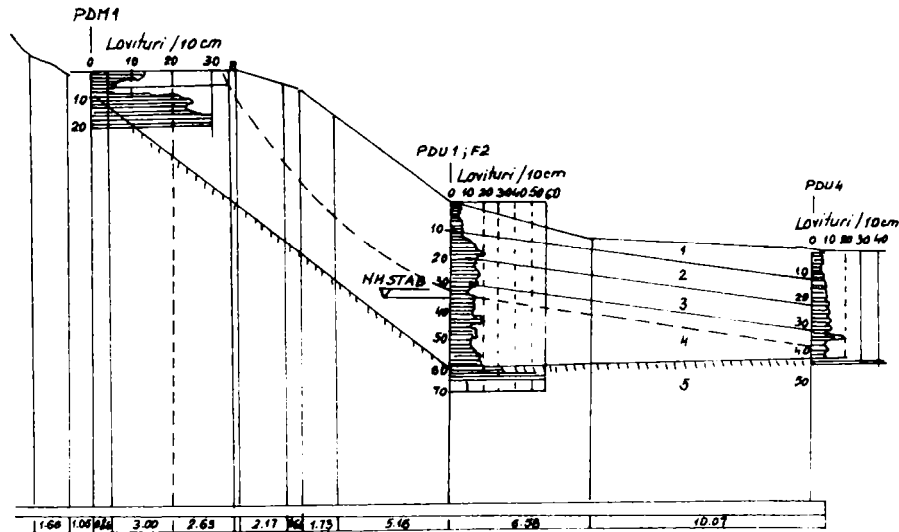


Figura 4.54. Profil transversal caracteristic.

Din analiza datelor a rezultat că în zona platformei de teren natural, suprafața acesteia are și o înclinare după o direcție paralelă cu coronamentul taluzului rambleului, respectiv un potențial de deplasare a terenului de bază dirijat după o direcție înclinată față de linia piciorului taluzului.

În baza prospectării geotehnice realizate prin foraje geotehnice, pentru deluviul de pantă se poate evidenția următoarea stratificație:

- sol vegetal cu o grosime medie de 20-30 cm;
- crustă argilooasă de culoare maronie, plastic vârtoasă care se extinde până la -1,00 m;
- un pachet de pământuri argilos-nisipoase, nisipos-argiloase a căror consistență scade cu adâncimea, fiind spre bază plastic consistente spre plastic moi, grosimea totală a deluviului de pantă în zona celor două foraje fiind de 6,50...6,80 m;
- de la această cotă în jos se semnalează roca de bază constituită din sisturi cristaline, care în amonte de drum ies la suprafață.

Degradările din zona sectorului de drum au fost fracturi longitudinale relativ paralele cu axul drumului, la care partea din aval a suferit tasări de ordinul a 5,00 ... 10,00 cm, care pentru asigurarea planeității părții carosabile au fost „remediate”, conform obiceiului, prin așternerea unui strat de mixtură asfaltică.

Aceste fracturi au fost cauzate în principal datorită fenomenelor de instabilitate apărute în zonă, a modului lor de manifestare ca dinamică și direcție, și care în timp au făcut posibilă conturarea ebulmentului a cărui latură din dreapta intersectează platforma drumului.

Terasamentul din zonă (realizat în profil mixt), care a avut menirea să asigure stabilitatea corpului drumului, datorită umectării excesive a deluviului pe care aceasta este așezat, a suferit tasări pe verticală și fracturi, fenomene ce s-au accentuat și datorită proceselor de instabilitate ce se manifestă în aval de terasament.

Din analiza situației din teren, a investigațiilor geotehnice efectuate pe amplasament cât și a releveului fotografic al zonei în discuție se pot evidenția următoarele cauze:

- umectarea excesivă a corpului terasamentului cu ape provenind din apele meteorice datorită inexistenței pe partea dreaptă a sectorului de drum a unor dispozitive de colectare și evacuare dirijată a apelor meteorice;
- datorită acestei umectări excesive și repetate, în timp, terenul suport al terasamentului și-a redus capacitatea portantă, lucru ce a generat tasări ale terenului de bază urmate de fisuri și crăpături în corpul drumului; datorită configurației platformei drumului în zonă, aceste crăpături longitudinale relativ paralele cu axul drumului au devenit puncte de alimentare cu apă a terenului din corpul terasamentului și implicit a terenului suport;
- acțiunea continuă și conjugată de umectare a terenului din corpul terasamentului cât și a deluviului de pantă suport al terasamentului a dus la modificări brutale ale parametrilor rezistenței la forfecare ale pământurilor din deluviul de pantă; aceste modificări au făcut să apară condiții de cedare a terenului din deluviul de pantă, suport al terasamentului, materializate prin conturarea unui ebulment în aval de drum și care a avut ca urmare accentuarea defecțiunilor din corpul drumului.

Pentru asigurarea condițiilor de stabilitate și durabilitate în timp a sectorului de drum, a siguranței circulației, cât și pentru crearea condițiilor normale de exploatare a drumului DN 76 km 79+650 – 79+700 s-a propus de către Prof. dr. ing. T. Schein și As. ing. Alexandra Boldurean proiectarea și executarea unei construcții de sprijin sub forma unui ecran discontinuu (Figura 4.55.) care să conlucreze cu roca de bază (șisturi cristaline).

5. STUDII DE CAZ PRIVIND INVESTIGAREA TEHNICO-GEOLOGICĂ ȘI MONITORIZAREA UNOR ZONE INSTABILE INCLUSIV SOLUȚIILE DE STABILIZARE ȘI CONSOLIDARE

5.1. Scopul investigațiilor tehnico-geologice și a monitorizării fenomenelor de instabilitate a terenului

Alături de cutremure și inundații, alunecările de teren se situează în topul dezastrelor naturale ale căror consecințe uneori se manifestă sub formă de importante distrugerii de bunuri materiale și pierderi de vieți omenești. Există numeroase exemple de alunecări de teren care au produs mari pagube materiale și pierderi de vieți omenești.

În cadrul cercetărilor, cele mai valoroase date cu privire la parametrii fizico-mecanici ai rocilor afectate de instabilitate, a condițiilor hidrogeologice și climatice în care se desfășoară fenomenul, mecanismul producerii alunecărilor etc., se obțin în urma cercetărilor efectuate pe alunecări deja produse. Datele care se obțin pot fi utilizate doar pentru executarea lucrărilor de stabilizare și remediere a pagubelor produse, diminuându-se sau chiar oprindu-se fenomenul de alunecare respectiv. Aceste date pot fi însă utilizate ca studii de caz pentru alte amplasamente și pot constitui elemente de bază pentru elaborarea proiectelor lucrărilor de prevenire și stabilizare a altor alunecări.

Derularea unui program rațional de măsuri de protecție a zonelor construite împotriva alunecărilor de teren prin microzonarea perimetrelor construite și a zonelor adiacente acestora din punct de vedere al potențialului de producere a alunecărilor prin întocmirea hărților de risc la alunecarea versanților, la scări de detaliu, ex.: 1:5000 sau chiar mai mari dacă este necesar.

5.2. Particularități specifice ale investigării tehnico-geologice a alunecărilor de teren

Cunoașterea alunecărilor de teren este determinată de necesitatea asigurării stabilității versanților lacurilor de acumulare, a traseelor de drumuri și căi ferate din zonele de deal și de munte, de creșterea siguranței în exploatarea carierelor, a iazurilor de decantare și a haldelor. Amplasarea lacurilor de acumulare modifică cu timpul starea de eforturi din versanți, ceea ce are drept urmare o creștere progresivă a deformațiilor care pot duce la formarea unor alunecări mai ales în terenurile sedimentare. Seismicitatea indusă, care apare ca urmare a amplasării lacurilor de acumulare, contribuie și ea, prin creșterea gradului de seismicitate a regiunii, la formarea alunecărilor de teren.

5.2.1. Teledetecția aeriană

Teledetecția aeriană se realizează din avion sau sateliți artificiali și constituie cea mai avansată tehnologie informațională care își găsește o largă aplicabilitate și în cercetarea alunecărilor de teren.

Fotografia alb negru realizată stereoscopic poate furniza date suficient de exacte în ceea ce privește mărimea, forma și localizarea alunecărilor de teren.

Fotografia color datorită precizării unor nuanțe suplimentare permite identificarea diverselor tipuri de roci și straturi de pământ, specii de vegetație, etc. variind utilitatea acestui procedeu.

5.2.2. Sistemul Global Positioning System (GPS)

Denumirea NAVSTAR-GPS derivă de la Navigation Satellite Timing and Ranging-Global Positioning System, sistem american de poziționare globală a sateliților. La sfârșitul anului 1992 erau poziționați pe orbite, la 20000 km înălțime, 24 de sateliți americani (Figura 5.1.), cu o perioadă de revoluție de 12 ore siderale, pentru a deservi sistemul GPS.

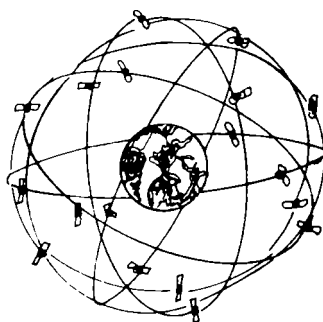


Figura 5.1. Traseul sateliților americani NAVSTAR GPS.

La baza utilizării sateliților pentru determinarea poziției obiectelor și fenomenelor se află emisia continuă a două tipuri de unde herziene. Receptorul GPS determină poziția unui satelit și timpul parcurs de semnalul emis de acesta. Satelitul este dotat cu un ceas atomic, iar stația de recepție cu un ceas de cuarț. Cunoscând viteza de deplasarea a semnalului este posibilă calcularea distanței dintre satelit și receptor, ținând cont de efectul Doppler. Utilizând semnalele emise de patru sateliți (Figura 5.2.) receptoarele GPS sunt capabile să-și determine instantaneu coordonatele (latitudinea, longitudinea, altitudinea) care îi descriu poziția cu o rezoluție de câțiva centimetri.

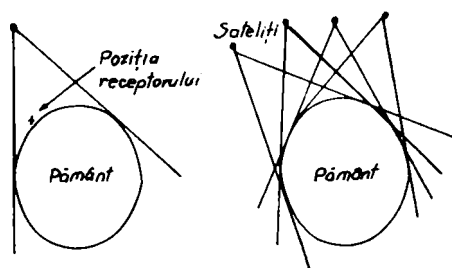


Figura 5.2. Conul vizual a patru sateliți pentru poziționarea receptorului GPS.

Distanța dintre două receptoare situate la 10 km unul de celălalt, care recepționează aceleași semnale poate fi estimată cu o eroare de 1 cm, și cu o eroare de 25,00 cm dacă distanța dintre receptoare este de 1000 km. GPS-ul oferă coordonatele sateliților în sistemul elipsoidal WGS84 (World Geodetic System). Înălțimea la care se află receptorul este raportată la elipsoidul de referință. Altitudinile astfel obținute se impun a fi transformate în altitudini raportate la geoid (nivelul mediu al mării), deoarece acesta reprezintă baza materialelor cartografice actuale.

Receptoarele GPS au căpătat aplicații practice în vederea determinării coordonatelor punctelor topografice și pentru efectuarea diferitelor măsurători de teren. Ele reprezintă instrumente de orientare deosebit de perfecționate și cu mare precizie valorificate în navigația maritimă și aeriană. Domeniul militar a înregistrat un salt spectaculos datorită utilizării GPS. Acest sistem reprezintă în fapt un subprodus al unor aplicații militare. Rachetele au fost dotate cu receptoare GPS care controlează poziția acestora în timp real. GPS-ul analizează terenul survolat raportându-se tot timpul la un model numeric de teren (aplicație de tip SIG), și orientează racheta, fără a greși, spre ținta programată.

Metodele de măsurare GPS se împart în patru grupe:

- metoda de măsurare statică;
- metoda de măsurare cinematică;
- metoda de măsurare pseudo-cinematică;
- metoda de măsurare combinată.

Metoda de măsurare statică este cea mai frecventă metodă de măsurare GPS. În cadrul acestei metode receptoarele ocupă punctele de stație pentru intervale de timp (sesiuni) cu durata de 45 de minute până la câteva zile, funcție de lungimea bazei.

Înregistrările sistematice ale sateliților se desfășoară, de regulă, prin procedeul numit baleiere. Principiul de înregistrare prin baleiere constă în bascularea senzorului de înregistrare pe direcția de zbor a satelitului. Elementele de suprafață înregistrate (pătrate cu latura de ordinul a 5,0 – 30,0 m) sunt transformate în elemente de imagine, într-una sau mai multe benzi spectrale.

Totalitatea radiațiilor electromagnetice, de la cele mai scurte, aflate în componența radiațiilor cosmice, până la cele mai lungi de tip radio, sunt cuprinse în spectrul electromagnetic. Spectrul electromagnetic reprezintă repartitia radiației electromagnetice în funcție de lungimea de undă și de frecvență. Cele mai utilizate zone spectrale de către senzorii de teledetecție sunt: UV, vizibil, IR și radar. Senzorii de teledetecție transformă radiațiile electromagnetice în semnale electrice care sunt achiziționate pe cale electronică și vizualizate sub formă de imagini cu ajutorul tuburilor catodice. Semnalele sunt transmise simultan la suprafața terestră, sau sunt stocate pe suporturi de memorie până când satelitul va intra în unghiul de observație al receptorilor terestri.

5.2.3. Piezometre cu coardă vibrantă

Cea mai simplă metodă de monitorizare a nivelului apei subterane în taluzuri este forarea și tubarea unui foraj. Nivelul apei în foraj se determină prin măsurare directă cu o riglă gradată. Această metodă este eficientă pentru situații simple, dar monitorizarea se poate face folosind alte metode care pot fi mai eficiente. Aceste metode implică utilizarea unor aparate mecanice sau electrice.

Un piezometru cu coardă vibrantă (Figura 5.3.) funcționează pe baza aceluiași principiu ca și acordarea unui pian sau a unei chitare (SINCO, 1994). Pe o

anumită distanță este întins un cablu de oțel. Cablul este vibrat prin „smulgerea” sa cu ajutorul unui câmp electromagnetic. Perioada naturală a cablului este dată funcție de tensiunea din el. Prin reducerea sau creșterea tensiunii din cablu, frecvența devine mai mică sau mai mare. Frecvența vibrației poate fi detectată de bobina electromagnetică și este transmisă unui dispozitiv de citire.

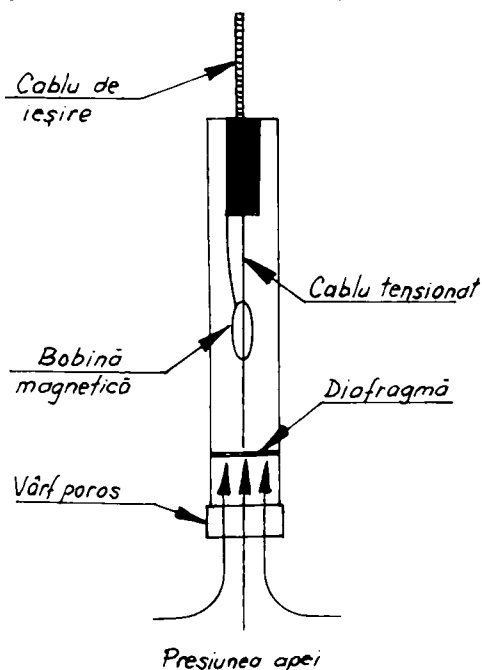


Figura 5.3. Schema piezometrului cu coardă vibrantă.

Un capăt al cablului este conectat la o diafragmă care se deformează sub acțiunea presiunii apei care intră printr-un vârf poros. Creșterea presiunii apei din nivelurile piezometrice reduce tensiunea în cablu și deformează diafragma în sens opus. Miezul magnetic din piezometru „smulge” cablul pentru a-l vibra. Cablul este conectat folosind frecvențe variabile de excitare și apoi este lăsat să revină la frecvența sa naturală. Atunci, miezul magnetic acționează ca și un senzor folosit să „numere” vibrațiile. Semnalul rezultat este convertit în unități de presiune sau de presiune hidrostatică.

Pentru o măsurare exactă a nivelului apei subterane sunt necesare două piezometre. Unul citește presiunea atmosferică și altul presiunea din foraj. Diferența dintre aceste presiuni face posibilă obținerea nivelului corect al apei subterane.

Piezometrele cu coardă vibrantă trebuie folosite pe amplasamente unde sunt necesare determinări frecvente ale nivelului apei subterane. Ca de exemplu, acest echipament este ideal a fi folosit pe un amplasament unde se bănuiesc a fi fluctuații ale nivelului apei subterane sau unde sunt necesare măsurători în timpul unor evenimente critice (ploi, cedări de baraje, etc.).

5.2.4. Încalinometre

Încalinometrele, extensometrele și reflectometria (TDR) pot fi folosite singular sau în combinație pentru a monitoriza deplasarea taluzurilor. Încalinometrul necesită operare manuală, în timp ce alți senzori pot fi citați electronic. De

asemenea, aceste sisteme automate pot fi combinate cu telemetria pentru a permite colectarea de date de la distanță. Programarea adițională a sistemelor de colectare a datelor de la distanță poate fi folosită pentru declanșarea unei alarme în situații critice.

Verificarea deplasărilor maselor de pământ în adâncime se poate realiza cu ajutorul înclinometrelor care presupun executarea în prealabil a unui foraj cu un tub de ghidare al înclinometrului care permite introducerea în adâncime a înclinometrului succesiv în două poziții rotite în plan orizontal cu 90° . Înregistrările privind unghiul de înclinare față de verticală a tubajului se fac la diferite adâncimi, pe întreaga adâncime a forajului echipat cu tubul de ghidaj. Înregistrându-se înclinarea înclinometrului succesiv pe cele două direcții, la aceeași adâncime, se poate calcula unghiul de înclinare al tubului, respectiv valoarea deplasării pământului la nivelul la care s-au efectuat înregistrările.

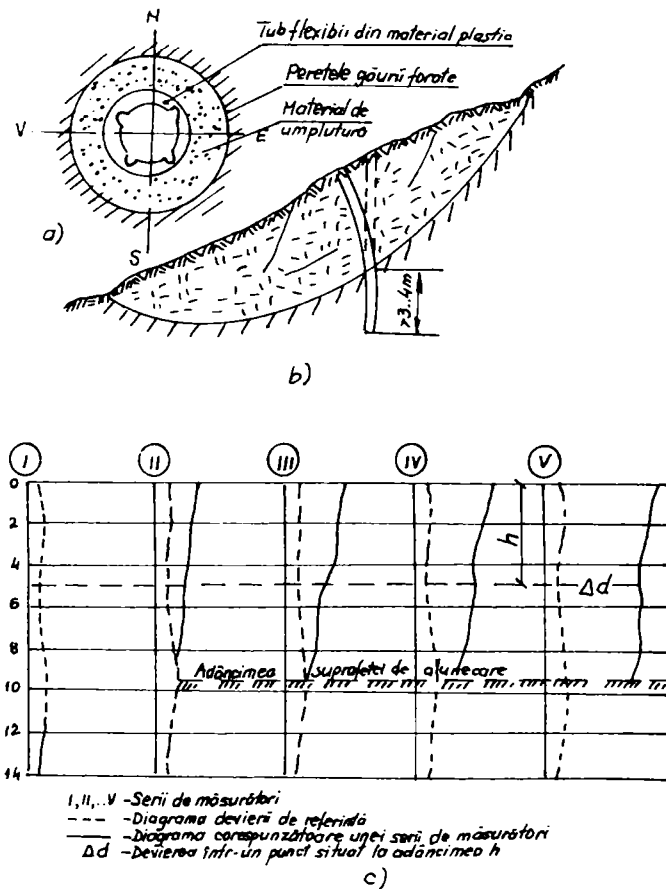


Figura 5.4. Încercarea inclinometrică: a) Detaliu tub de ghidaj; b) Secțiune transversală prin taluzul echipat cu înclinometru; c) Rezultatele încercării inclinometrice.

5.2.5. Nivele pentru măsurarea înclinării suprafețelor orizontale

Nivelele pentru măsurarea înclinării suprafețelor orizontale sunt montate la suprafața terenului. Acestea sunt opțiuni în cazul taluzurilor prea abrupte pentru

săparea unui șanț sau pentru cazul în care bugetul proiectului nu permite forarea. Nivelele pentru măsurarea înclinării suprafețelor orizontale pot fi de asemenea acoperite și cablurile pot fi îngropate.

Nivelele de măsurare a înclinării suprafețelor orizontale și înclinometrele in-situ utilizează bulele electrolitice. Fluidul la acest nivel este conductor electric care se mișcă între trei puncte de contact electric. Un contact este situat la baza fiolei (B) și două la partea superioară (A și C), la distanțe egale față de contactul B. Fluidul asigură conductivitatea curentului prin cele trei contacte A, B și C atâta timp cât bula se află într-o poziție de echilibru (Figura 5.5 a). Dacă bula se deplasează în interiorul fiolei datorită mișcării înregistrate se întrerupe curentul electric care circulă între cele trei contacte prin intermediul fluidului. În acest caz, se declanșează un semnal care avertizează asupra mișcării care a avut loc (Figura 5.5 b).

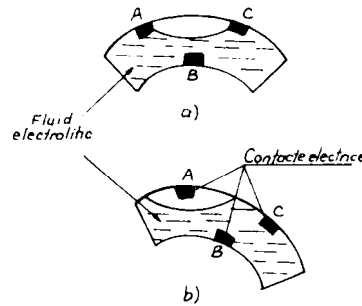


Figura 5.5. Schema bulei electrolitice: a) Poziția inițială de echilibru; b) Bulă dezechilibrată datorită deplasării masivului de pământ.

5.2.6. Reflectometrie (TDR)

În reflectometria TDR (**T**ime **D**omain **R**eflectometry) aparatul de testare transmite un impuls de tensiune electrică sub formă de undă unui cablu introdus într-un foraj (Figura 5.6.) [48]. Dacă impulsul înregistrează o schimbare în valoarea impedanței cablului, este reflectat. Acest lucru poate fi cauzat de o deteriorare, o răsucire sau o rupere a cablului. Aparatul de testare compară impulsul returnat cu impulsul emis și poate pune în evidență apariția unei defecțiuni a cablului datorată mișcărilor pământului, precum și adâncimea la care s-a produs acea deteriorare, respectiv mișcare a masivului de pământ.

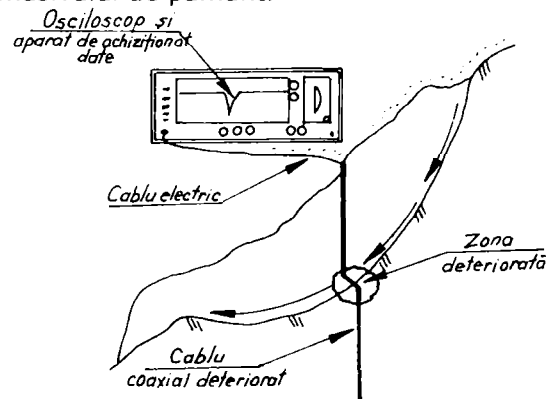


Figura 5.6. Schemă de principiu privind funcționarea TDR.

Impulsul electric circulă cu viteza luminii în vid, dar circulă mai încet prin cablu. Această viteză de deplasare poartă denumirea de viteză de propagare. Când viteza de propagare a semnalului electric printr-un anumit cablu este cunoscută, distanța față de orice reflexie a cablului, defecțiune poate fi determinată cu ajutorul unei aparaturi specifice (osciloscop).

Cablurile coaxiale sunt compuse dintr-un conductor metallic central înconjurat de un material izolant și de o îmbrăcăminte de protecție. Fiecare cablu are o valoare caracteristică a impedanței determinată de compoziția materialului și de tipul cablului. Dacă cablul este deformat, distanța dintre conductorii interiori și exteriori se schimbă. Această schimbare determină o diferență în impedanță și o reflexie rezultată a impulsului returnat la aparatul de măsură.

În figura 5.7. sunt prezentate semnalele înregistrate și prelucrate înregistrate la trecerea semnalului electric înainte de deteriorarea cablului (curba A) și semnalul înregistrat după deteriorarea cablului în teren la adâncimea de circa -6,00 m (curba B) datorită apariției unei suprafețe de alunecare la această adâncime.

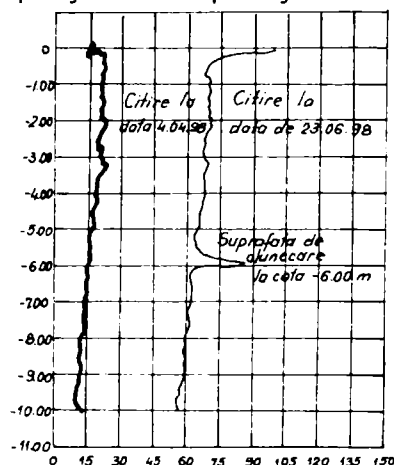


Figura 5.7. Rezultatele măsurătorilor înregistrate prin metoda TDR.

Lungimea și amplitudinea reflexiilor reprezintă o „semnătură” a cablului, indicând gravitatea deteriorării cablului coaxial. Pentru determinarea deplasărilor, respectiv a deformațiilor terenului este necesară efectuarea unor măsurători la intervale regulate de timp. Schimbarea intensității semnalului poate fi folosită pentru determinarea deplasării masivului de pământ, respectiv permite identificarea adâncimii suprafeței de alunecare, forfecare.

Acest sistem poate fi echipat cu un dispozitiv de înregistrare și transmitere de tip telefonie mobilă a semnalului înregistrat la intervale de timp de circa 1 oră ... 3 ore, semnalul urmând a fi recepționat și înregistrat pe un calculator care se poate afla într-un birou la zeci de kilometri distanță [47]. Serverul care recepționează semnalul poate compara succesiv semnalele primite și poate declanșa un sistem de alarmă dacă apar diferențe semnificative de la un semnal la altul, semnalându-se iminența unui fenomen de pierdere a stabilității.

Pentru aplicațiile geotehnice, reflectometria are următoarele avantaje față de tipul convențional de testări înclinometrice.

Cablul coaxial utilizat are un preț de cost semnificativ mai redus față de tubajul înclinometrului. Cu aparatura TDR nu există riscul de a se pierde o aparatură scumpă datorită deformării pronunțate a tubajului, precum înclinometrul, riscul fiind numai de a se pierde cablul care nu mai poate fi recuperat.

În afară de economiile de cost ale echipamentului, citirile prin reflectometria TDR se efectuează mult mai rapid, ceea ce înseamnă că se pot efectua mai multe măsurători în unitatea de timp decât în cazul utilizării inclinometrelor. Un singur cablu, nu are importanță cât de lung, poate fi citit în mai puțin de 5 minute față de 30 minute cât durează citirea cu inclinometrul, care depinde de asemenea și de adâncime. Mai multe cabluri de pe un amplasament pot fi direcționate ușor într-o zonă centrală și toate cablurile pot fi citite fără a necesita deplasarea cu echipamentul necesar la fiecare foraj instrumentat.

Reflectometria permite efectuarea măsurătorilor de la distanță. Telemetria folosește o memorie de date și un telefon celular instalat în amplasament pentru transmiterea rezultatelor înregistrărilor în timp real sau din zone cu acces dificil fără a necesita vizita pe amplasament.

Alt avantaj al sistemelor automatizate de măsurare de la distanță este că pot fi incluși și alți senzori, ca de exemplu piezometrele cu coardă vibrantă pentru măsurarea nivelului apei subterane, extensometrele cu coardă vibrantă pentru monitorizarea deplasării suprafeței terenului și extensometrele cu bulă electrolitică pentru monitorizarea pantelor. Oricare din acești senzori, inclusiv reflectometria TDR, pot fi programați pentru a declanșa o alarmă dacă rezultatele depășesc o anumită limită predeterminată. Când sistemul de reflectometrie TDR este instalat în apropierea unor căi de comunicații, este necesară supravegherea traficului, iar cablurile pot fi instalate sub căile de circulație și pot fi accesate de pe acostamente.

Cu ajutorul reflectometriei TDR, colectarea de date se poate face dintr-un loc sigur, chiar dintr-un birou, folosind un echipament de achiziționat date de la distanță. Astfel, nu este necesară expunerea unui operator la un trafic periculos sau la alunecări și căderi de rocă pe taluzurile care se deplasează.

În situațiile de masive instabile, întrebările la care trebuie să se răspundă sunt: se deplasează? unde se deplasează? și cât de repede se deplasează? Reflectometria TDR asigură aceste informații în timp real. Comparând „semnăturile” cablului în timp, localizarea și schimbările în viteza de deplasare se pot determina simultan cu desfășurarea fenomenului din teren.

Reflectometria TDR are unele dezavantaje comparativ cu inclinometrele.

Cablul coaxial folosit trebuie să se distrugă prin forfecare, răsucire sau întindere pentru a se putea înregistra semnale care să pună în evidență zonele cu deformații sau deplasări semnificative din interiorul masivelor de pământ.

Prin reflectometria TDR nu se poate măsura cantitativ valoarea deplasărilor înregistrate, acestea permițând numai obținerea unei informații calitative.

5.3. Cartarea tehnico-geologică a alunecărilor de teren

Pentru o cunoaștere mai bună a procesului de alunecare este nevoie de cartarea geologico-ingenerească a alunecărilor de teren și de observațiile staționare necesar a fi efectuate asupra acestor fenomene fizico-geologice.

Condițiile geologice și fizico-geografice situează România în categoria țărilor cu potențial ridicat de producere a alunecărilor de teren. Întocmirea unor hărți cu zona teritoriului din punct de vedere al potențialului de producere a alunecărilor de teren este dificilă, dar foarte utilă. O astfel de hartă permite luarea măsurilor de prevenire a producerii alunecărilor care, uneori, pot avea consecințe catastrofale.

La întocmirea hărții României cu zona teritoriului din punct de vedere al potențialului de producere a alunecărilor de teren s-au luat în considerație mai multe criterii stabilite pe baza unor factori care acționând singular sau în interdependență pot influența decisiv stabilitatea versanților.

Conform Normativului intitulat „Ghid privind identificarea și monitorizarea alunecărilor de teren și stabilirea soluțiilor cadru de intervenție în vederea prevenirii și reducerii efectelor acestora, pentru siguranța în exploatare a construcțiilor, refacerea și protecția mediului” – Indicativ GT006-97 [99] s-au luat în considerare criteriile enumerate în Caseta 17 care ține seama de natura litologică, geomorfologică, hidrogeologică, climatică, etc., care permit estimarea potențialului și probabilității de producere a alunecărilor de teren. Metodologia de lucru a fost următoarea:

- cei opt factori care stau la baza criteriilor de analiză adoptate au primit simbolurile a, b, c, ... h;
- s-au stabilit trei grade de potențial cu probabilitatea corespunzătoare de producere a alunecărilor;
- în funcție de potențialul și probabilitatea de producere a alunecărilor s-a stabilit coeficientul de risc conform tabelului din Caseta 17 [99];
- între factorii care controlează producerea alunecărilor de teren, factorii litologic și geomorfologic s-au considerat ca având rol decisiv.

Pentru încadrarea unei zone din punct de vedere al potențialului de producere a alunecărilor de teren s-a folosit relația de calcul:

$$K_m = \frac{K_a \cdot K_b}{6} \cdot (K_c + K_d + K_e + K_z + K_g + K_h) \quad (5.1)$$

Pe baza analizei datelor extrase din hărți geologice, topografice, hidrologice, climatice, hidrogeologice, seismice, silvice, precum și pe baza cercetării fotografiilor aeriene se poate calcula potențialul de producere a alunecărilor pentru fiecare suprafață analizată. Această relație a fost aplicată pentru întreg teritoriul României folosindu-se o rețea cu ochiuri pătrate cu latura de 50 km, rezultând o hartă a României cuprinzând zonarea teritoriului din punct de vedere al potențialului de producere a alunecărilor de teren (Figura 5.8.).

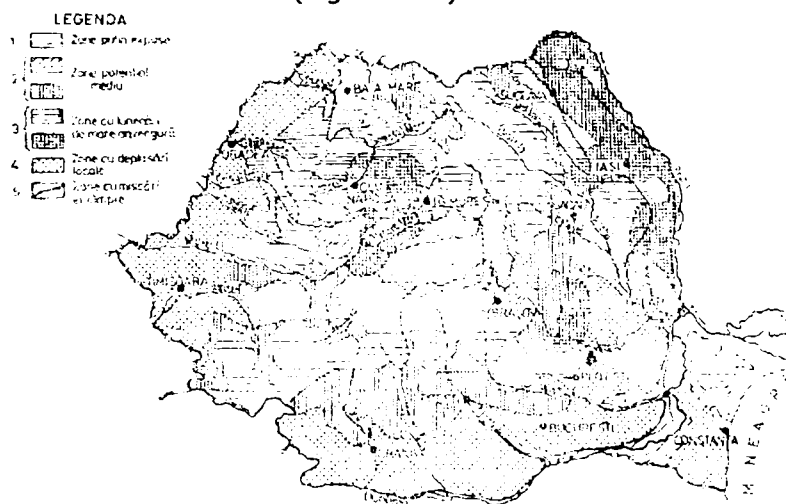


Figura 5.8. Zonarea teritoriului României din punct de vedere al potențialului de producere a alunecărilor de teren.

5.3.1. Ridicări topografice

Dacă din lucrările de cartare și prospecțiune geologică rezultă prezența unei alunecări într-un anumit stadiu de dezvoltare, urmărirea în continuare a evoluției acesteia se poate face prin măsurători topografice clasice.

Metoda constă în plantarea unei serii de reperi pe suprafața masei alunecătoare și a unei alte serii de reperi în zonele stabile, limitrofe alunecării. Reperii din zonele stabile trebuie încastrați astfel încât să existe certitudinea că nu suferă deplasări. Amplasarea reperilor se face după o schemă stabilită în prealabil (Figura 5.9.).

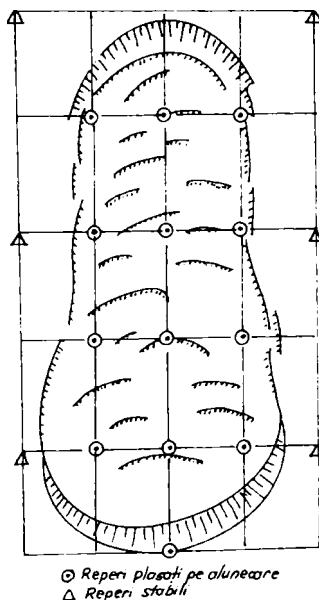


Figura 5.9. Plan amplasare reperi topografici.

Urmărirea începe prin stabilirea coordonatelor și cotelor tuturor reperilor și marcarea acestora pe planul de situație.

În continuare se fac măsurători periodice după un program prestabilit. Măsurătorile care se fac ulterior permit determinarea deplasării reperilor de pe alunecare, atât în plan vertical cât și în plan orizontal față de poziția inițială.

Prin aceste măsurători se pot determina direcțiile și viteza de deplasare a masei alunecate în zona superficială în punctele marcate prin reperii plantați.

5.3.2. Investigarea în adâncime a terenului

Evaluarea potențialului de producere a alunecărilor unui versant trebuie să se fundamenteze pe o serie de elemente rezultate din analiza riguroasă a factorilor care pot avea un rol determinant în modificarea stării de echilibru a versantului.

Investigarea în adâncime trebuie să pună în evidență adâncimea la care se află suprafețele de contact dintre deluviul cu potențial de alunecare și roca de bază stabilă. Reprezentarea grafică a acestei suprafețe de contact dintre roca de bază și deluviul de pantă se realizează prin așa numitele hărți cu izobate.

Pentru întocmirea hărții cu izobate sunt necesare date punctuale certe cu privire la cotele suprafeței de contact dintre deluviu și roca de bază. Astfel de date

se obțin prin cartarea geologică, prin întocmirea profilurilor și prospecțiuni geofizice, în special prospecțiuni electro-metrice, prospecțiuni seismice și prin executarea unor prospecțiuni prin foraje și lucrări miniere. În cazul unor deluvii de grosime redusă alcătuite din materiale argiloase-prăfoase, fără blocuri de rocă se pot executa foraje geotehnice cu diametru mic și penetrări dinamice cu con.

Harta cu izobate trebuie să se redacteze la aceeași scară cu harta topografică, iar echidistanța izobatelor trebuie să fie identică cu echidistanța curbelor de nivel.

Suprapunerea celor două hărți menționate anterior permite obținerea hărții cu izopahite. Diferențele de cotă dintre curbele de nivel și izobate, citite în nodurile rețelei, permit trasarea unor izolinii care se obțin prin unirea nodurilor rețelei în care s-au citit diferențe identice de cotă. Astfel se obține harta cu izopahite – linii de egală grosime – a depozitelor deluviale.

Utilizând informațiile din cele două tipuri de hărți, cu izobate, respectiv cu izopahite, se poate calcula indicele de alunecare, I_a ca fiind raportul dintre unghiul de înclinare al suprafeței structurale, β' , într-o secțiune orientată pe direcția liniei de cea mai mare pantă a suprafeței versantului și unghiul de înclinare al suprafeței versantului, α .

Pe întreaga suprafață de versant cercetată se trasează un carioaj cu ochiuri pătrate. În nodurile rețelei se calculează indicele de alunecare, obținându-se un câmp de valori care prin interpolare permite trasarea unor linii de egală valoare a acestui indice. Analiza și interpretarea acestor hărți ajută la stabilirea cât mai corectă a poziționării suprafeței de minimă rezistență în vederea efectuării calculului de stabilitate la alunecare a versanților.

Probabilitatea de producere a alunecării este maximă atunci când suprafața de contact a deluviului cu roca de bază este apropiată de panta versantului, iar indicele de alunecare are valori cuprinse între 0 și 1. Pentru valori ale indicelui de alunecare negative sau mai mari decât 1 probabilitatea de producere a alunecării pe suprafețe geostructurale scade semnificativ.

După încheierea fazei de redactare și interpretare a acestor hărți se poate construi modelul geostructural și se poate efectua verificarea stării de echilibru a versantului în diverse ipoteze de calcul.

5.3.3. Date geologice necesare calculului de verificare a stabilității versanților și interpretarea rezultatelor

Cunoașterea particularităților geologice ale unei zone alunecătoare reprezintă un aspect important pentru evaluarea riscului de producere a alunecărilor de teren. Întocmirea unui model geologic va trebui să țină seama de următoarele aspecte:

- grosimea, natura litologică și caracteristicile geotehnice ale deluviului;
- grosimea, natura litologică și caracteristicile geotehnice ale materialului cuprins în zona de tranziție a deluviului la roca de bază;
- caracteristicile litologice, structurale și geomecanice ale rocii de bază cu privire la compoziția mineralogică și petrografică, structură și textura, grad de alterare, stratificație, clivaj și fisurare, rezistență la forfecare pe direcții posibile de alunecare, etc.;
- date hidrogeologice privind curgerea apei subterane în versant: poziția suprafeței libere a apei din acviferul freatic, poziția curbei piezometrice a eventualelor acvifere sub presiune din zone apropiate suprafeței

versantului, permeabilitatea rocilor din versant și susceptibilitatea de antrenare hidrodinamică, prognoza modificării spectrului hidrodinamic al curgerii subterane din versant, variația forței de filtrare și influența acestora asupra stării generale de echilibru a versantului, etc.

Metodele de calcul care se pretează cel mai bine la verificarea stării generale de echilibru a versanților sunt cele care admit ipoteza unor suprafețe de cedare de formă oarecare printre care se menționează metoda Janbu și metoda elementului finit.

Se poate concluziona că estimarea pericolului de producere a alunecării versanților și luarea măsurilor corespunzătoare de protecție a zonelor ce pot fi afectate de aceste fenomene necesită efectuarea studiilor de prognoză pe bază de cercetări geologice, geotehnice și calcule de verificare.

5.4. Studii de caz asupra unor zone cu potențial ridicat de instabilitate

5.4.1. Descrierea amplasamentelor și a condițiilor de stabilitate

În cadrul activității de elaborare a tezei de doctorat, am urmărit două sectoare de drum pe DN 67D între km 92+300 ... km 103+150 și DN 57 între km 26+050 ... km 41+200. Această activitate am desfășurat-o în baza unui contract de cercetare încheiat între Universitatea „Politehnica” din Timișoara și CESTRIN București (Contract nr. 523/19.09.2006).

În cadrul contractului s-a monitorizat, pe parcursul a doi ani de zile, evoluția unor zone cu potențial de instabilitate în care au apărut defecțiuni ale corpului drumurilor naționale menționate anterior. Amplasamentele monitorizate au fost numerotate cu indicativul A1 ... A7 pe traseul drumului național DN 67D și cu indicativul C1 ... C5 pe traseul drumului național DN 57. Detalii privind măsurătorile topografice efectuate sunt prezentate în Anexa 1.

Situațiile privind condițiile de instabilitate pentru cele douăsprezece amplasamente studiate pot fi grupate în 6 categorii în funcție de situația din teren și măsurile de stabilizare luate pentru a împiedica evoluția fenomenelor de instabilitate:

1) **Prima categorie cuprinde amplasamentele A1 și A2 de pe drumul național DN 67D și amplasamentul C3 de pe traseul drumului național DN 57.** Situația se caracterizează prin apariția unor alunecări de suprafață în amonte de drum care continuă și în corpul drumului. Ca măsuri de stabilizare, au fost realizate ziduri de sprijin din beton cu înălțimi de circa 2,00 m ... 3,00 m, completate cu gabioane și contraforți din zidărie de piatră în amonte de drum (Amplasament A1, A2). În amplasamentul C3 s-a realizat un zid de sprijin în aval de drum care prezintă deformații orizontale semnificative.

Amplasament A1 – DN 67D, km 92+300

Soluția de stabilizare aplicată în amplasamentul A1 a constat în realizarea unui zid de sprijin mixt alcătuit la bază pe o înălțime de circa 3,00 m dintr-o structură din beton armat pe care s-a executat un zid de sprijin cu contraforți din zidărie de piatră. Pe unele zone din lungimea zidului de sprijin s-au executat și structuri masive din gabioane (Figura 5.10.). Reperii topografici care s-au montat și sunt marcați pe zidul de sprijin sunt prezentați în figura 5.11.



Figura 5.10. Zid de sprijin cu gabioane și contraforți din amplasament A1.



Figura 5.11. Detaliu zid de sprijin din beton și zid din zidărie de piatră cu contraforți din amplasament A1.

Partea din aval de drum a versantului a fost stabilizată prin realizarea unei umpluturi din pământ amestecat cu rocă cu o înălțime de circa 4,00 m ... 6,00 m (Figura 5.12.).

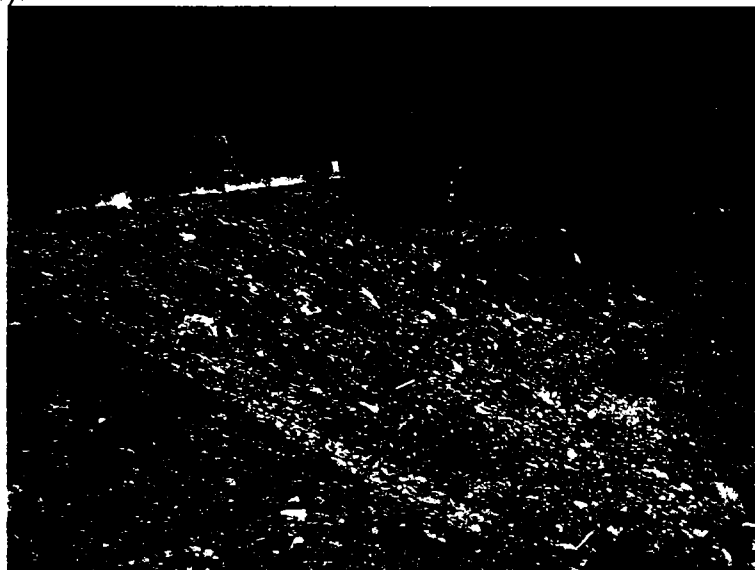


Figura 5.12. Umplutură de pământ amestecat cu rocă amplasament A1.

Aliniamentul urmărit are o lungime de circa 250,00 m și o diferență de nivel de 5,00 m.

În amplasamentul A2, km 93+800 au fost sesizate două probleme diferite.

Prima a constat în cedarea zidului de sprijin din aval de drum, zid de sprijin reprezentat în figura 5.13.



Figura 5.13. Umplutură la baza zidului de sprijin amplasament A2.

În zona deplasată se poate vedea tasarea și deplasarea în lateral a parapetului din elemente prefabricate din beton, observându-se și o reparație a părții carosabile a DN 67D alcătuită din dale din beton simplu, reparație realizată prin acoperirea pe o porțiune de circa 30,00 cu un covor asfaltic (Figura 5.14.).



Figura 5.14. Zid de sprijin și parapet deplasat din amplasamentul A2.

Cea de-a doua problemă a amplasamentului A2 constă în instabilitatea versantului amonte de drum alcătuit din rocă și o copertă din pământ cu grosime de circa 0,50 m ... 1,00 m la care se observă o tendință pronunțată de instabilitate (Figura 5.15.).



Figura 5.15. Alunecare versant din amplasament A2.

Pentru a împiedica blocarea drumului datorită rostogolirii fragmentelor de rocă, în ampriza drumului, precum și stabilizarea masei instabile s-a executat un zid de sprijin din beton (Figura 5.15.).

Ca măsură de reducere a fenomenelor de instabilitate s-a realizat o umplutură din pământ și fragmente de rocă la baza zidului de sprijin din aval (Figura 5.13.).

În amplasamentul C3 de pe DN 57 la km 26+800, stabilitatea terasamentului drumului este asigurată de către un zid de sprijin executat din zidărie de piatră cu înălțimea de circa 7,00 m ... 8,00 m (Figura 5.16.). Acest zid de sprijin prezintă deformații semnificative vizibile cu ochiul liber, de ordinul a 30 cm ... 40 cm. Pe coronamentul zidului este executat un parapet din elemente prefabricate din beton care a suferit deplasări importante de ordinul de mărime menționat anterior (Figura 5.17.).



Figura 5.16. Zid de sprijin din piatră în aval de drum amplasament C3.



Figura 5.17. Deplasare parament din elemente prefabricate din beton amplasament C3.

2) **O altă categorie de probleme de instabilitate**, care vor fi prezentate în continuare sunt de mai mică amploare și acestea au afectat în mai mică măsură partea carosabilă a celor două drumuri naționale monitorizate. Defecțiunile constatate în structura rutieră au constat din tasarea cu ordinul de mărime 3,00 cm ... 5,00 cm a cel mult a unei benzi de circulație, defecțiunile respective fiind remediate prin așternerea unui covor asfaltic.

Amplasamentul A3 aflat în curba drumului DN 67D la km 94+400 prezintă o denivelare pronunțată pe circa jumătate din lățimea drumului, denivelare pusă în evidență și de deplasarea evidentă pe verticală a parapetului alcătuit din elemente prefabricate din beton (Figura 5.18.). Diferența de nivel datorată tasării părții carosabile alcătuită din dale din beton a fost compensată prin realizarea unei plombe din mixtură asfaltică.



Figura 5.18. Denivelarea pronunțată a drumului și deplasarea parapetului din elemente prefabricate din beton.

De asemenea, se constată o subspălare a pământului aflat sub elementele prefabricate de parapet care reazemă pe fundații de tip blocuri izolate din beton simplu (Figura 5.19.).



Figura 5.19. Subspălarea pământului de sub parapetul din elemente prefabricate din beton.

Amplasamentul A4 de la km 95+050 prezintă o degradare pronunțată, degradare care în principal s-a datorat naturii terenului de fundare și a terasamentelor executate. În această zonă nu s-au observat fenomene de instabilitate ale versanților. Aceste defecțiuni au necesitat lucrări de reparare a părții carosabile prin executarea unei îmbrăcăminți asfaltice pe o porțiune de circa 60,00 m (Figura 5.20.).



Figura 5.20. Degradări ale căii de rulare.

În figura 5.21. se observă lucrările de stabilizare a stratului vegetal din amonte realizate cu ajutorul împletiturilor din nuiete, care au rolul de a asigura

ruperi de pantă pentru ca apele din precipitații să nu antreneze fragmente de rocă sau părți fine în zona drumului.



Figura 5.21. Lucrări de stabilizare prin ruperi de pantă cu ajutorul împletiturilor de nuiele.

În **amplasamentul A7** de pe DN 67D la km 103+150 s-a constatat o deplasare a versantului pusă în evidență printr-o denivelare semnificativă a părții carosabile a drumului executat din mixtură asfaltică, precum și din deplasarea pe verticală și pe orizont ală a parapetului din beton (Figura 5.22.).



Figura 5.22. Devieri ale parapetului din beton.

În ceea ce privește partea carosabilă, nu s-au luat măsuri de remediere a denivelării constatate.

Același tip de defecțiuni au fost constatate și pe traseul drumului național DN 57 la km 26+050, respectiv km 26+200.

În **amplasamentul C1** de la km 26+050 s-a produs o alunecare locală care a afectat parțial una din benzile de circulație ale drumului național DN 57. În figura 5.23. se prezintă porțiunea afectată din ampriza drumului marcată cu stâlpi de semnalizare echi ați cu material reflectorizant.



Figura 5.23. Zonă instabilă DN 57 km 26+050 amplasament C1.

O situație similară se întâlnește în **amplasamentul C2** la km 26+200 (Figura 5.24.).



Figura 5.24. Zonă instabilă DN 57 km 26+200 amplasament C2.

Alunecările de teren din amplasamentele C1 și C2 sunt de mică amploare și au afectat numai parțial partea carosabilă a DN 57. Având în vedere faptul că drumul național DN 57 între localitățile Moldova Nouă și Orșova este în curs de reabilitare și modernizare nu s-au luat până în prezent măsuri de remediere a

defecțiunilor prezentate, urmând ca terasamentul să fie refăcut în cadrul lucrărilor de reabilitare-modernizare în cursul acestui an.

3) **În zona amplasamentului A5** de pe traseul drumului național DN 67D la km 95+500 s-a constatat o situație diferită față de cele menționate până în prezent.

Amplasamentul A5 se caracterizează printr-o alunecare masivă în aval de drum, care nu a afectat însă partea carosabilă (Figura 5.25.).



Figura 5.25. Alunecare de teren în aval de drum amplasament A5.

Se observă și lipsa elementelor prefabricate din beton care alcătuiau parapetul drumului.

Fruntea alunecării prezintă o denivelare de ordinul a 2,00 m ... 3,00 m (Figura 5.26.).



Figura 5.26. Fruntea alunecării din amplasament A5.

Având în vedere amploarea fenomenului de instabilitate care se manifesta însă începând numai de la marginea dreaptă a drumului în jos, în cursul anului 2007 s-au executat lucrări de protecție și stabilizare a zonei. Acestea au constat din realizarea unei rigole betonate în amonte pentru colectarea și dirijarea apelor din precipitații în afara zonei cu potențial de instabilitate mare (Figura 5.27.).



Figura 5.27. Rigolă de colectare și dirijare a apelor din precipitații.

În aval, alunecarea a fost stabilizată prin execuția unui zid de sprijin din beton precum și prin realizarea unei umpluturi din pământ și anrocamente în zona piciorului taluzului (Figura 5.28.).

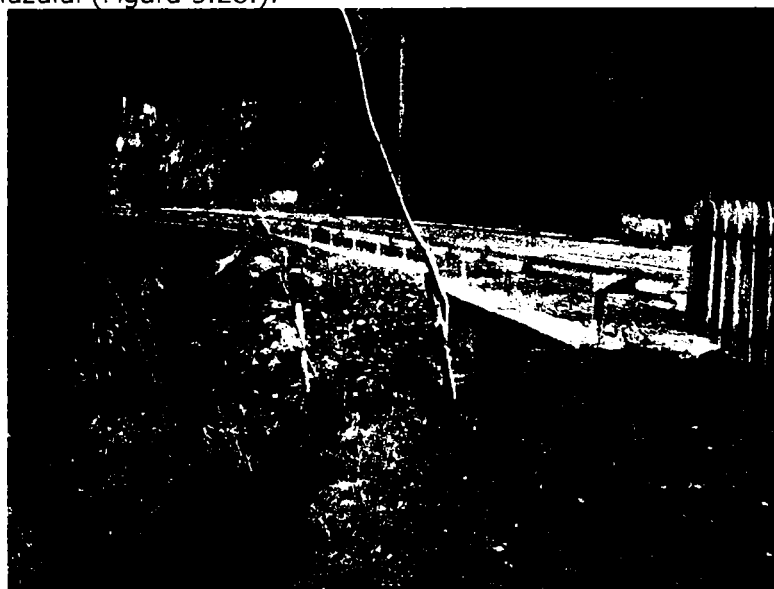


Figura 5.28. Zid de sprijin și umplură din pământ și anrocamente.

4) **Amplasamentul notat A6** de la km 96+800 de pe DN 67D, prezintă o situație particulară datorită fenomenelor de instabilitate manifestate anterior și care au necesitat o intervenție masivă prin realizarea unor lucrări de sprijinire-stabilizare de amploare. Soluția de stabilizare pusă în practică a constat din realizarea a două șiruri de coloane (pe ambele părți ale carosabilului) cu diametrul de 880 mm și cu lungimea de 18,00 m sau 22,00 m solidarizate la partea superioară cu câte o grindă din beton armat (Figura 5.29.).



Figura 5.29. Coloane din aval și grinda de monolitizare.

5) **O altă categorie de lucrări de stabilizare a unor masive de pământ au fost realizate pe amplasamentul C4** de pe traseul drumului național DN 57, km 41+200, unde s-a executat un zid de sprijin din gabioane pentru asigurarea stabilității versantului din amonte de drum. Înălțimea zidului de sprijin din gabioane este de 5,00 m. Fruntea alunecării este amplasată la circa 18,00 m ... 20,00 m deasupra coronamentului zidului din gabioane unde pot fi observate alunecări de ordinul de mărime de 1,00 m ... 2,00 m (Figura 5.30.).

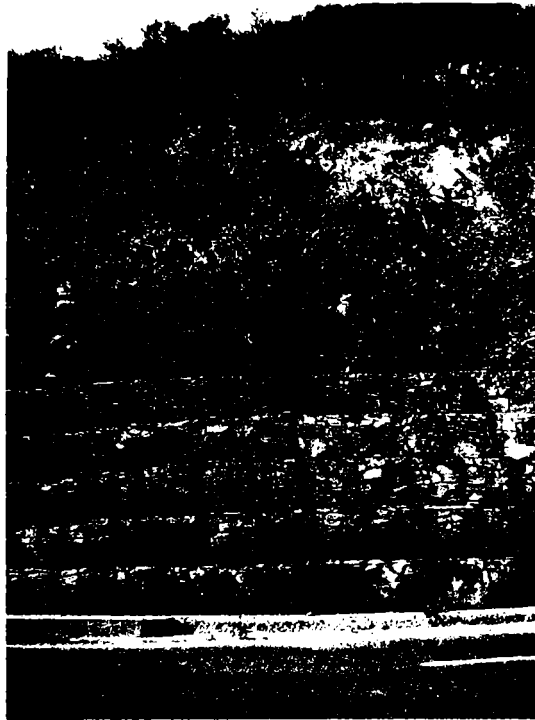


Figura 5.30. Zid de sprijin din gabioane și detalii alunecare de teren.

Rolul de stabilizare asigurat de zidul de sprijin din gabioane este îndeplinit parțial. Una din problemele pe care o rezolvă zidul de sprijin este prevenirea rostogolirii de pietre și bolovani pe suprafața carosabilă a DN 57.

Datorită presiunii exercitate de masele de pământ și fragmentele de rocă din spatele zidului de sprijin din gabioane, acesta a suferit deformații importante pe orizontală de ordinul a 30 cm ... 40 cm. Datorită structurii flexibile a acestui tip de structură, stabilitatea zidului de sprijin din gabioane nu este grav afectată, însă aspectul estetic al paramentului a avut de suferit (Figura 5.31.).



Figura 5.31. Deplasări ale paramentului zidului de sprijin din gabioane.

Situația poate deveni mai complicată având în vedere observațiile făcute în primăvara anului 2006, când nivelul apei din lacul de acumulare al barajului de la Porțile de Fier a scăzut foarte mult și s-a putut vedea fundul albiei Dunării din stânga drumului care se găsește la circa 8,00 m ... 10,00 m față de nivelul drumului. Astfel, s-a putut constata prezența unui ebulment în albia Dunării, ceea ce pune în evidență faptul că suprafața de alunecare care începe de la fruntea alunecării (Figura 5.30.) se continuă pe sub zidul de sprijin și drum și se termină undeva în albia Dunării.

5.4.2. Măsurători topografice efectuate

Măsurătorile topografice efectuate pe fiecare amplasament au avut o fază pregătitoare. Aceasta a constat din materializarea în teren a punctului de stație printr-un reper metalic, precum și a unui reper de nivelment care a fost marcat pe un element de construcție plasat în afara zonei afectate de fenomenele de instabilitate. Punctul de stație și reperul de nivelment au fost utilizate la fiecare ridicare topografică efectuată. Punctele de măsurare a deplasărilor, în funcție de amplasament, au fost reperi marcați pe structuri de sprijin (ziduri de sprijin sau parapeti adiacenți drumului), precum și puncte de pe carosabil. Punctele de măsurare de pe carosabil au fost dispuse la intervale de circa 10,00 m ... 15,00 m, în lungul drumului, luându-se 3 (trei) puncte de măsurare, margine stânga, axă drum și margine dreapta drum.

În figura 5.32. este prezentat un plan de situație desenat în AutoCAD în care sunt reprezentate punctele ale căror cote de nivel au fost măsurate pe parcursul celor trei date în care s-au efectuat măsurătorile topografice (Noiembrie 2006-Martie 2007-Noiembrie 2007).

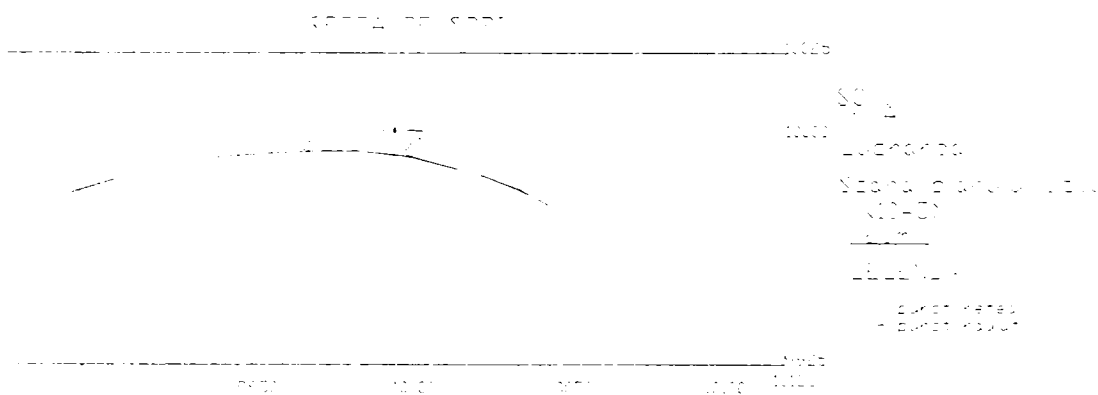


Figura 5.32. Plan de situație amplasament A1 de pe DN 67D km 92+300.

În continuare se prezintă în mod detaliat rezultatele măsurătorilor efectuate pe **amplasamentul A1**, precum și modul de prelucrare al datelor obținute în teren. În tabelele 5.1, 5.2 și 5.3 sunt prezentate rezultatele măsurătorilor efectuate în zona km 92+300 de pe traseul drumului național DN 67 D.

Rezultatele măsurătorilor topografice Noiembrie 2006

Tabel 5.1.

Nr. pct.	Distanța (m)		Unghi orizontal (g c cc)		Cote de referință, H _{ref} (m)			Dif. niv., ΔH (m)	Cote puncte, H _{calc.} (m)
	2	3	4	5	6	7	8		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RN1	E	111.724	Hz	0.0025	h	RN1	97.666	2.334	100.000
10	E	109.278	Hz	395.3609	h	10	97.666	2.081	99.747
11	E	66.114	Hz	7.8162	h	11	97.666	1.340	99.006
12	E	66.829	Hz	399.3193	h	12	97.666	1.500	99.166
13	E	48.653	Hz	10.0008	h	13	97.666	0.879	98.545
14	E	48.757	Hz	398.3402	h	14	97.666	1.090	98.756
15	E	27.437	Hz	13.1210	h	15	97.666	1.025	98.691
16	E	27.680	Hz	399.0262	h	16	97.666	0.491	98.157
17	E	27.661	Hz	398.9876	h	17	97.666	0.491	98.157
18	E	28.131	Hz	393.2957	h	18	97.666	0.650	98.316
19	E	11.421	Hz	21.2670	h	19	97.666	0.193	97.859
20	E	13.425	Hz	375.8198	h	20	97.666	0.310	97.976
21	E	7.675	Hz	207.1948	h	21	97.666	0.285	97.951
22	E	9.124	Hz	274.4568	h	22	97.666	0.092	97.758
23	E	32.463	Hz	220.6326	h	23	97.666	-0.135	97.531
24	E	31.454	Hz	237.5422	h	24	97.666	-0.378	97.288
25	E	44.608	Hz	223.0280	h	25	97.666	-0.830	96.836
26	E	44.013	Hz	235.7010	h	26	97.666	-0.943	96.723
27	E	66.473	Hz	226.4498	h	27	97.666	-0.340	97.326
28	E	65.654	Hz	235.3077	h	28	97.666	-1.323	96.343
29	E	95.586	Hz	231.6802	h	29	97.666	-1.448	96.218
30	E	91.324	Hz	237.5957	h	30	97.666	-1.436	96.230
31	E	113.827	Hz	235.4207	h	31	97.666	-1.904	95.762
32	E	106.956	Hz	240.0643	h	32	97.666	-1.973	95.693
33	E	106.260	Hz	243.6226	h	33	97.666	-2.289	95.377
34	E	90.702	Hz	242.2726	h	34	97.666	-2.122	95.544
35	E	67.891	Hz	246.9844	h	35	97.666	-1.611	96.055
36	E	46.933	Hz	252.9143	h	36	97.666	-1.380	96.286
37	E	37.525	Hz	257.9167	h	37	97.666	-1.142	96.524
38	E	28.591	Hz	289.5057	h	38	97.666	-1.265	96.401
39	E	26.970	Hz	323.2039	h	39	97.666	-1.163	96.503
40	E	27.716	Hz	360.4078	h	40	97.666	-0.725	96.941
41	E	31.656	Hz	379.4557	h	41	97.666	0.162	97.828

Rezultatele măsurătorilor topografice Martie 2007

Tabel 5.2.

Nr. pct.	Distanța (m)		Unghi orizontal (g c cc)		Cote de referință, H _{ref} (m)			Dif. niv., ΔH (m)	Cote puncte, H _{calc.} (m)
	2	3	4	5	6	7	8		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RN1	E	92.911	Hz	68.6907	h	RN1	97.574	2.426	100.000
10	E	54.774	Hz	71.7996	h	10	97.574	1.582	99.156
11	E	49.850	Hz	85.9322	h	11	97.574	1.431	99.005
12	E	33.954	Hz	97.5175	h	12	97.574	0.970	98.544
13	E	30.655	Hz	79.5394	h	13	97.574	1.177	98.751
14	E	17.891	Hz	134.0534	h	14	97.574	1.115	98.689
15	E	11.539	Hz	104.2783	h	15	97.574	0.731	98.305
16	E	16.805	Hz	195.8668	h	16	97.574	0.282	97.856
17	E	8.954	Hz	217.9930	h	17	97.574	0.387	97.961

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
18	E	28.769	Hz	239.3184	h	18	97.574	0.375	97.949
19	E	23.951	Hz	257.0874	h	19	97.574	0.282	97.856
20	E	24.033	Hz	256.3030	h	20	97.574	0.181	97.755
21	E	24.001	Hz	256.2441	h	21	97.574	0.375	97.949
22	E	50.195	Hz	261.0109	h	22	97.574	-0.043	97.531
23	E	46.756	Hz	271.0135	h	23	97.574	-0.289	97.285
24	E	61.345	Hz	266.7454	h	24	97.574	-0.742	96.832
25	E	58.150	Hz	275.1136	h	25	97.574	-0.854	96.720
26	E	81.849	Hz	274.0633	h	26	97.574	-0.256	97.318
27	E	78.194	Hz	281.7555	h	27	97.574	-1.234	96.340
28	E	109.151	Hz	282.1674	h	28	97.574	-1.361	96.213
29	E	104.310	Hz	287.8114	h	29	97.574	-1.347	96.227
30	E	126.183	Hz	287.0506	h	30	97.574	-1.816	95.758
31	E	120.182	Hz	292.0257	h	31	97.574	-1.889	95.685

Rezultatele măsurătorilor topografice Noiembrie 2007

Tabel 5.3.

Nr. pct.	Distanța (m)		Unghi orizontal (g c cc)		Cote de referință, H _{ref} (m)			Dif. niv., ΔH (m)	Cote puncte, H _{calc.} (m)
	2	3	4	5	6	7	8		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RN	E	94.984	Hz	155.4306	h	RN	97.729	2.271	100.000
100	E	94.983	Hz	155.4308	h	100	97.729	2.271	100.000
100	E	91.205	Hz	150.6448	h	100	97.729	2.181	99.910
101	E	93.587	Hz	154.0045	h	101	97.729	2.392	100.121
102	E	50.271	Hz	165.7460	h	102	97.729	1.310	99.039
103	E	49.289	Hz	158.7679	h	103	97.729	1.415	99.144
104	E	32.203	Hz	162.1984	h	104	97.729	1.010	98.739
105	E	33.597	Hz	175.0061	h	105	97.729	0.998	98.727
106	E	15.041	Hz	204.5397	h	106	97.729	0.643	98.372
107	E	11.692	Hz	179.0101	h	107	97.729	0.558	98.287
108	E	11.309	Hz	285.9356	h	108	97.729	0.356	98.085
109	E	5.730	Hz	317.7456	h	109	97.729	0.230	97.959
110	E	24.589	Hz	337.8881	h	110	97.729	0.027	97.756
111	E	22.109	Hz	352.8447	h	111	97.729	0.023	97.752
112	E	47.231	Hz	356.3151	h	112	97.729	-0.458	97.271
113	E	45.674	Hz	364.5500	h	113	97.729	-0.448	97.281
114	E	56.829	Hz	367.9058	h	114	97.729	-1.011	96.718
115	E	58.463	Hz	360.9494	h	115	97.729	-0.757	96.972
116	E	79.545	Hz	367.3443	h	116	97.729	-1.118	96.611
117	E	77.743	Hz	372.4879	h	117	97.729	-1.398	96.331
118	E	106.938	Hz	374.3572	h	118	97.729	-1.546	96.183
119	E	104.540	Hz	378.1840	h	119	97.729	-1.507	96.222
120	E	120.246	Hz	382.1226	h	120	97.729	-2.049	95.680
121	E	123.773	Hz	379.0577	h	121	97.729	-1.941	95.788
122	E	125.165	Hz	377.5792	h	122	97.729	-1.976	95.753
123	E	107.895	Hz	372.9319	h	123	97.729	-1.525	96.204
124	E	80.163	Hz	365.3664	h	124	97.729	-0.404	97.325
125	E	59.324	Hz	358.6915	h	125	97.729	-0.900	96.829
126	E	47.911	Hz	353.4599	h	126	97.729	-0.199	97.530
127	E	25.659	Hz	332.5730	h	127	97.729	0.217	97.946
128	E	13.221	Hz	281.8641	h	128	97.729	0.123	97.852
129	E	16.646	Hz	210.2382	h	129	97.729	0.960	98.689
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

130	E	34.628	Hz	179.6340	h	130	97.729	0.815	98.544
131	E	51.110	Hz	170.3547	h	131	97.729	1.275	99.004

În tabelul 5.4 s-au calculat cotele de nivel ale punctelor de măsurare la cele trei date menționate anterior, iar în figura 5.23. este realizată o reprezentare în Excel a profilului obținut cu ajutorul reperilor marcați pe zidul de sprijin.

Tabel centralizator cote de nivel zid de sprijin măsurători Noiembrie 2006 - Martie 2007 - Noiembrie 2007
Tabel 5.4.

Măsurători 1				
Nr. punct	Distanța (m)	Cotă de referință, H _{ref} (m)	Dif. niv., ΔH(m)	Cote puncte, H _{calc.} (m)
1	2	3	4	5
RN1	111.724	97.666	2.334	100.00
11	66.114	97.666	1.340	99.006
13	48.653	97.666	0.879	98.545
15	27.437	97.666	1.025	98.691
19	11.421	97.666	0.193	97.859
21	7.675	97.666	0.285	97.951
23	32.463	97.666	-0.135	97.531
25	44.608	97.666	-0.830	96.836
27	66.473	97.666	-0.340	97.326
29	95.586	97.666	-1.448	96.218
31	113.827	97.666	-1.904	95.762

Măsurători 2				
Nr. punct	Distanța (m)	Cotă de referință, H _{ref} (m)	Dif. niv., ΔH(m)	Cote puncte, H _{calc.} (m)
1	2	3	4	5
RN1	92.911	97.574	2.426	100.000
11	49.850	97.574	1.431	99.005
12	33.954	97.574	0.970	98.544
14	17.891	97.574	1.115	98.689
16	16.805	97.574	0.282	97.856
18	28.769	97.574	0.375	97.949
22	50.195	97.574	-0.043	97.531
24	61.345	97.574	-0.742	96.832
26	81.849	97.574	-0.249	97.325
28	109.151	97.574	-1.361	96.213
30	126.183	97.574	-1.816	95.758

Măsurători 3				
Nr. punct	Distanța (m)	Cotă de referință, H _{ref} (m)	Dif. niv., ΔH(m)	Cote puncte, H _{calc.} (m)
1	2	3	4	5
RN	94.984	97.729	2.271	100.000
131	51.110	97.729	1.275	99.004
130	34.628	97.729	0.815	98.544
129	16.646	97.729	0.960	98.689
128	13.221	97.729	0.123	97.852
127	25.659	97.729	0.217	97.946
126	47.911	97.729	-0.199	97.530
1	2	3	4	5

125	59.324	97.729	-0.900	96.829
124	80.163	97.729	-0.404	97.325
123	107.895	97.729	-1.525	96.204
122	125.165	97.729	-1.976	95.753

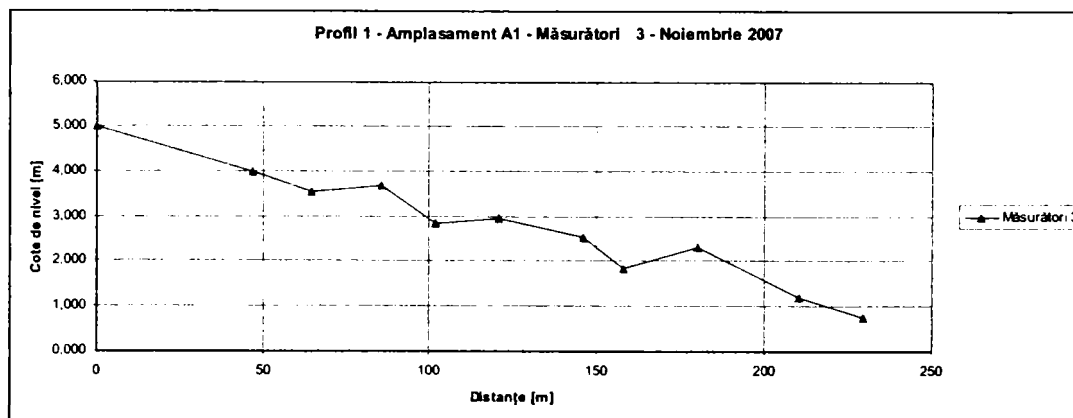
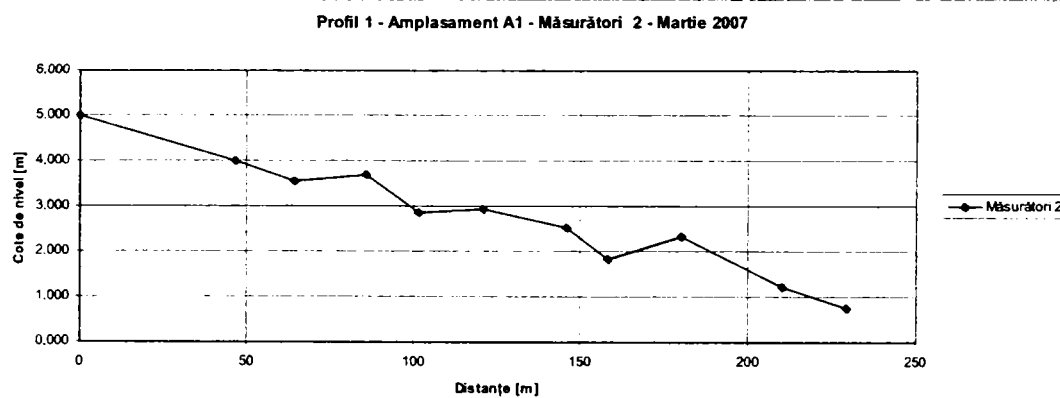
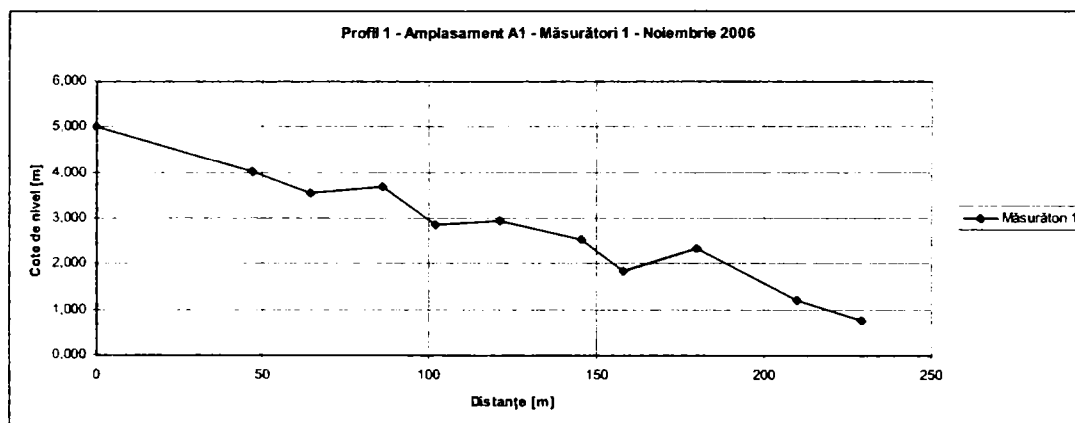


Figura 5.33. Profiluri longitudinale Noiembrie 2006-Martie 2007-Noiembrie 2007 pe zidul de sprijin.

Având în vedere ordinul de mărime al deplasărilor înregistrate, care sunt foarte mici în raport cu distanțele și cotele de nivel din lungul amplasamentului (diferența de nivel pe o lungime de circa 230,00 m este de 4,00 m pe verticală), s-a efectuat și o altă reprezentare grafică din care să se evidențieze mărimea deplasărilor înregistrate (Figura 5.34.).

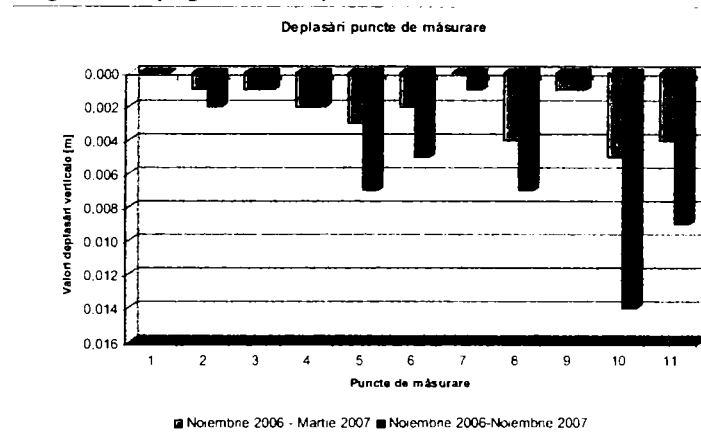


Figura 5.34. Deplasări pe verticală ale punctelor de măsurare de pe zidul de sprijin.

Din măsurătorile efectuate rezultă că deplasările înregistrate în lungul profilului 1 care corespunde zidului de sprijin sunt foarte mici, de ordinul a 7,00 mm înregistrându-se o valoare de 14,00 mm numai într-un singur punct de măsurare.

Similar s-a procedat și pentru punctele de măsurare din lungul profilului 2 corespunzător marginii aval a drumului (Tabelul 5.5).

Tabel centralizator cote de nivel zid de sprijin măsurători Noiembrie 2006 - Martie 2007 - Noiembrie 2007 **Tabel 5.5.**

Măsurători 1				
Nr. punct	Distanța (m)	Cotă de referință, H_{ref} (m)	Dif. niv., ΔH (m)	Cote puncte, $H_{calc.}$ (m)
1	2	3	4	5
12	66.829	97.666	1.500	99.166
14	48.757	97.666	1.090	98.756
18	28.131	97.666	0.650	98.316
20	13.425	97.666	0.310	97.976
22	9.124	97.666	0.092	97.758
24	31.454	97.666	-0.378	97.288
26	44.013	97.666	-0.943	96.723
28	65.654	97.666	-1.323	96.343
30	91.324	97.666	-1.436	96.230
32	106.956	97.666	-1.973	95.693

Măsurători 2				
Nr. punct	Distanța (m)	Cotă de referință, H_{ref} (m)	Dif. niv., ΔH (m)	Cote puncte, $H_{calc.}$ (m)
1	2	3	4	5
10	54.774	97.574	1.582	99.156
13	30.655	97.574	1.177	98.751
15	11.539	97.574	0.731	98.305

1	2	3	4	5
17	8.954	97.574	0.387	97.961
20	24.033	97.574	0.181	97.755
23	46.756	97.574	-0.289	97.285
25	58.150	97.574	-0.854	96.720
27	78.194	97.574	-1.234	96.340
29	104.310	97.574	-1.347	96.227
31	120.182	97.574	-1.889	95.685

Măsurători 3				
Nr. punct	Distanța (m)	Cotă de referință, H_{ref} (m)	Dif. niv., ΔH(m)	Cote puncte, H_{calc.} (m)
1	2	3	4	5
103	49.289	97.729	1.415	99.144
104	32.203	97.729	1.010	98.739
107	11.692	97.729	0.558	98.287
109	5.730	97.729	0.230	97.959
111	22.109	97.729	0.023	97.752
113	45.674	97.729	-0.448	97.281
114	56.829	97.729	-1.011	96.718
117	77.743	97.729	-1.398	96.331
119	104.540	97.729	-1.507	96.222
120	120.246	97.729	-2.049	95.680

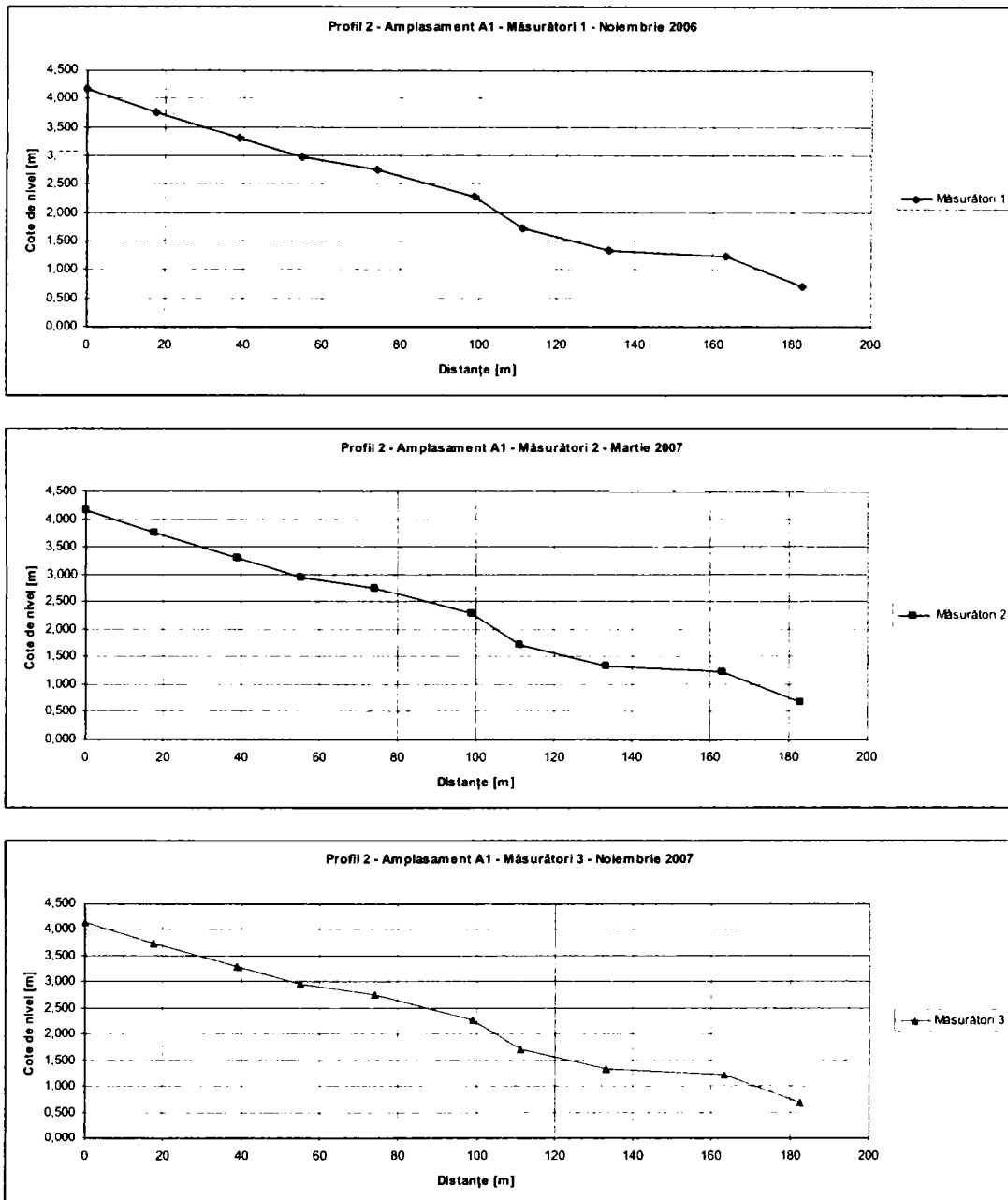


Figura 5.35. Profiluri longitudinale Noiembrie 2006-Martie 2007-Noiembrie 2007 bordură drum aval.

Pentru punerea în evidență a valorilor calculate ale tasărilor în intervalul Noiembrie 2006-Martie 2007, respectiv Noiembrie 2006-Noiembrie 2007, s-au reprezentat grafic mărimile tasărilor înregistrate în figura 5.36.

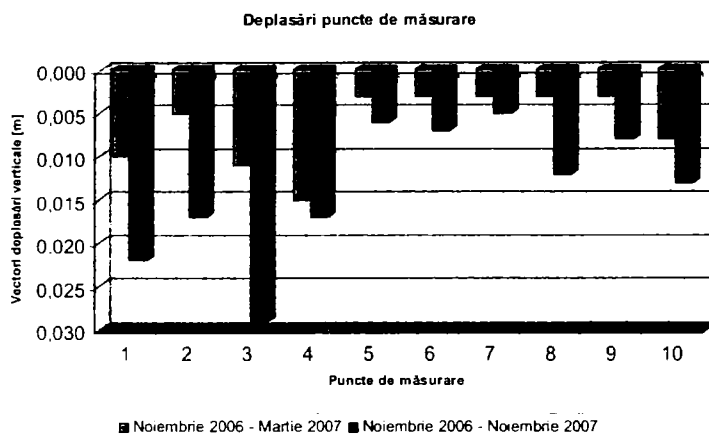


Figura 5.36. Deplasări pe verticală ale punctelor de măsurare de pe bordură drum aval.

Rezultă că zidul de sprijin are o situație mai bună, tasările înregistrate sunt practic neglijabile, tasări mai mari înregistrându-se în lungul profilului 2 corespunzător marginii aval a drumului, care parțial descarcă probabil pe stratul de umplutură realizat pentru stabilizarea versantului așa cum se poate vedea și din figura 5.12.

În mod similar au fost tratate toate amplasamentele, reprezentările grafice și prelucrările datelor obținute din măsurătorile topografice de la fața locului fiind prezentate în Anexa 1.

Pentru **amplasamentul A2** de pe traseul drumului național DN 67D km 93+800 ridicările topografice urmăresc atât zona de instabilitate a zidului de sprijin din aval de drum cât și comportarea zidului de protecție din amonte (Figura A2-1 ... A2-3 – Anexa 1). Reperii topografici au fost montați pe zidul de sprijin din amonte de drum și s-au efectuat măsurători pe două aliniamente, unul pe reperii montați pe zid, iar cel de-al doilea aliniament corespunde marginii dreapta a drumului din dale din beton (Figura A2-8 și A2-10 – Anexa 1). Deplasările înregistrate sunt prezentate în figurile A2-9 și A2-11 din Anexa 1. Nu s-au înregistrat toți reperii topografici la Măsurătoarea 3, de aceea lipsesc din graficele mai sus menționate, tasările aferente perioadei Martie 2007-Noiembrie 2007. Analizând rezultatele obținute se constată o deplasare mai semnificativă în zona punctelor de măsurare nr. 103, 105, 107 și 109 care corespund zonei de după terminarea zidului de sprijin. Valorile tasărilor înregistrate pun în evidență o evoluție lentă a fenomenului de instabilitate care a fost însă stopat în mare măsură probabil datorită umpluturii din pământ și anrocamente realizată la nivelul părții inferioare a taluzului.

Amplasamentul C3 de pe traseul drumului național DN 57 la km 26+800, prezintă aceleași caracteristici ca și cele două amplasamente menționate anterior, din punctul de vedere al lucrărilor de sprijinire, având în zona aval un zid de sprijin din zidărie de piatră. Prelucrarea datelor din măsurătorile efectuate sunt prezentate în figurile C3-1 ... C3-13 din Anexa 1. Analizând rezultatele obținute s-a constatat că în perioada de iarnă Noiembrie 2006-Martie 2007 s-au înregistrat deplasări mai mari ale terasamentului de ordinul a 5,00 mm ... 10,00 mm. Pentru perioada Martie 2007-Noiembrie 2007, valorile deplasărilor obținute au scăzut semnificativ, fiind numai de circa 2,00 mm ... 3,00 mm.

Amplasamentele notate A3, A4, A7, C1 și C2 prezintă similitudini din punctul de vedere al fenomenelor de instabilitate. Rezultatele măsurătorilor topografice pentru aceste amplasamente sunt de asemenea prezentate în Anexa 1.

Rezultatele ridicării topografice a porțiunii de drum aferentă **amplasamentului A3** de pe DN 67D de la km 94+400, precum și prelucrarea datelor măsurătorilor sunt prezentate în Anexa 1 prin figurile A3-1 ... A3-12. Punctele de control au fost alese pe aliniamentul axei drumului, precum și pe cele două margini ale părții carosabile. Din analiza rezultatelor obținute se poate constata că nu s-au produs deplasări-tasări ale terasamentului. Plomba din mixtură asfaltică realizată anterior efectuării primei ridicări topografice a asigurat până în prezent o deplasare corespunzătoare a vehiculelor în sectorul de drum analizat.

Măsurătorile efectuate pe **amplasamentul A4** de pe DN 67D de la km 95+050 au pus în evidență faptul că acesta nu a suferit deplasări semnificative, practic terasamentul fiind stabil.

Amplasamentul A7 de pe drumul național DN 67D, km 103+150 se poate caracteriza în urma măsurătorilor topografice efectuate ca fiind stabil, punându-se în evidență o evoluție lentă a deformațiilor masivului de pământ din zonă, ordinul de mărime al acestora fiind de 5,00 mm ... 10,00 mm în decurs de 1 an după cum arată rezultatele calculului prezentat în figurile A7-1 ... A7-15 din Anexa 1.

Amplasamentele C1 și C2 de pe drumul național DN 57, km 26+050, respectiv km 26+200 se caracterizează prin prezența unor alunecări locale în zona de aval de drum. Măsurătorile topografice din Anexa 1 (Figura C1-1 ... C1-9, respectiv C2-1 ... C2-9) au arătat că versantul din zonele afectate este stabil, alunecările care s-au produs fiind alunecări de suprafață datorate pantei foarte mari a suprafeței terenului.

Măsurătorile topografice efectuate pe **amplasamentul A5** de pe drumul național DN 67D, km 95+500 s-au efectuat atât înainte cât și după efectuarea lucrărilor de stabilizare menționate în subcapitolul 5.4.1. Datele prelucrate ale măsurătorilor efectuate sunt prezentate în figura A5-1 ... A5-9 (Anexa 1). Conform rezultatelor obținute s-a constatat că fenomenele de alunecare au fost stopate, tasările înregistrate fiind de numai 5,00 mm ... 6,00 mm.

Urmărirea condițiilor de stabilitate ale **amplasamentului A6** de pe drumul național DN 67D, km 96+800, au fost realizate după încheierea lucrărilor de stabilizare a versantului cu coloane din beton armat și sisteme de ancoraje pretensionate. Rezultatele măsurătorilor efectuate (Figura A6-1 ... A6-11 din Anexa 1) au arătat că sistemul de stabilizare adoptat funcționează în mod corespunzător, deplasările măsurate fiind practic nule.

Soluția de stabilizare cu un zid de sprijin din gabioane, adoptată pentru versantul amonte din **amplasamentul C4** de pe DN 57, km 41+200, prezintă deformații mari pe orizontală și deplasări semnificative pe direcție verticală. Măsurătorile topografice s-au realizat prin două profiluri pe treptele zidului de sprijin din gabioane, în lungul acestora și prin trei profiluri corespunzătoare axei drumului și celor două margini ale acestuia. Valorile deplasărilor obținute, prezentate în Anexa 1 (Figura C4-1 ... C4-11), au pus în evidență o tendință de deplasare pe verticală a aliniamentului corespunzător marginii din aval a drumului, adică marginea mai apropiată de albia Dunării. Deplasările înregistrate la intervalele la care s-au executat măsurătorile au fost de ordinul a 20,00 ... 30,00 mm. Aliniamentul corespunzător nivelului +3,00 m a zidului de sprijin a suferit deplasări pe verticală mai mari, de ordinul a 50,00 mm ... 70,00 mm, dar însoțite și de deplasări pe orizontală care nu au fost măsurate. Rezultă că zidul de sprijin alcătuit din gabioane

este o structură care a suferit deformații mai pronunțate datorate în principal împingerii pământului care se exercită în spatele zidului de sprijin din gabioane.

5.4.3. Investigații tehnico-geologice și geotehnice aferente amplasamentului A6

Structura geologică a amplasamentului A6 de pe traseul drumului național DN 67D pune în evidență existența în suprafață a unui grohotiș care descarcă pe o formațiune de Wildflysh (Cretacic superior), ce se află în contact cu o zonă de cristalin de Sebeș-Lotru din Precambrian, ambele reprezentând roca de bază stabilă. La baza taluzului se poate observa acumulatul de alunecare care este parțial erodat de apele râului Cerna.

Investigațiile tehnico-geologice inițiale au constat în realizarea unor foraje în care s-au montat tuburile necesare unor măsurători înclinometrice (Figura 5.37.). S-a executat un număr de 7 (șapte) foraje în care s-au efectuat măsurători înclinometrice în perioada 1999-2004. Astfel, s-a constatat că în anul 2004, alunecarea de la adâncimea de circa 16,00 m, identificată anterior în zona forajelor F3s și F4s, s-a reactivat cu amplitudini de circa 250 mm, adică de circa cinci ori mai mare decât cele din anul anterior, afectând și drumul național Băile-Herculane – Baia de Aramă.

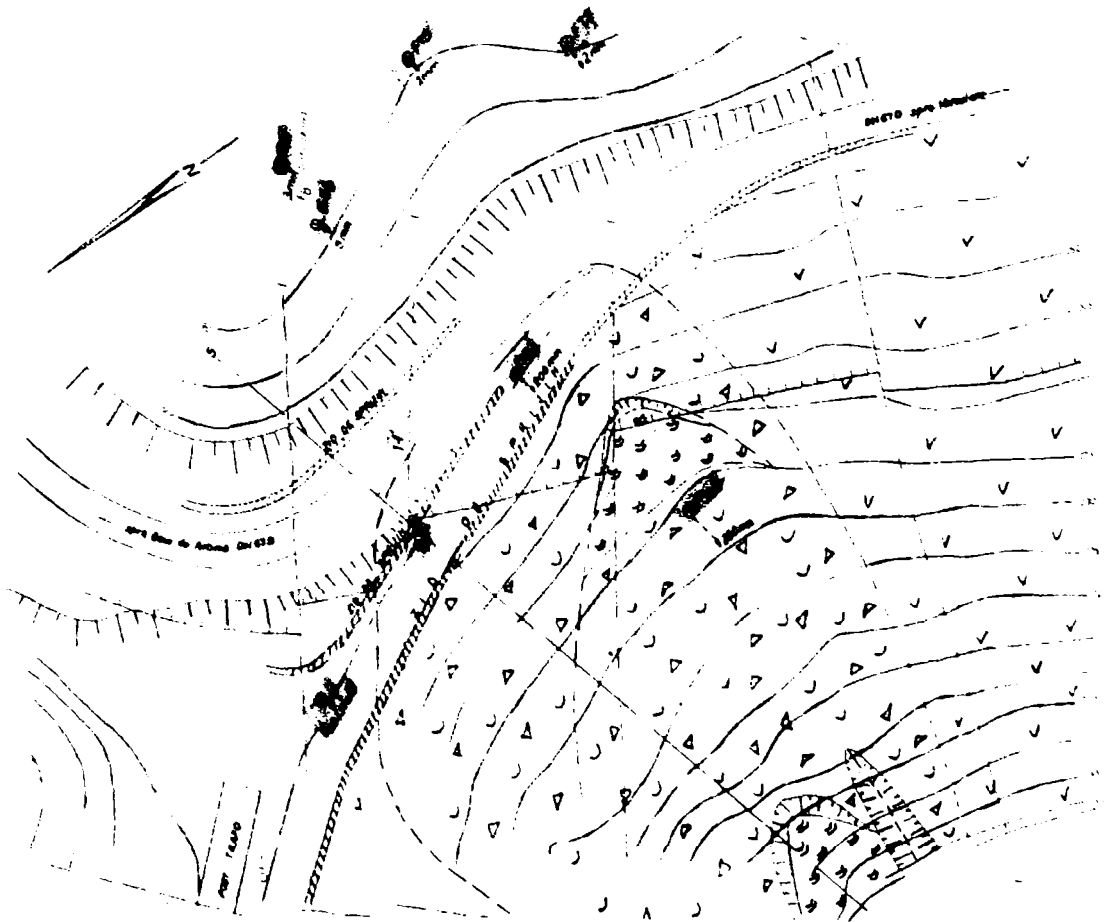
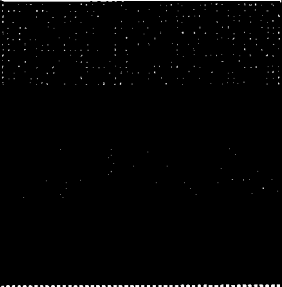
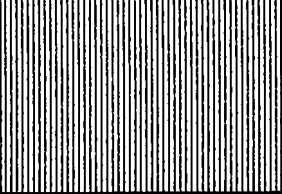



Figura 5.37. Plan dispoziție foraje înclinometrice.

Fișa geotehnică a forajului F2

Tabel 5.6.

Caracterizarea pământului din strat conform STAS 1243-88 și STAS 1917-73	Coloana stratificației	Adâncimea forată, grosimea stratului	
		adâncimea	grosimea
Sol vegetal + umplutură (nisip, pietriș mic și mare)		-2,00	2,00
Nisip prăfos maro cu pietriș		-3,10	1,10
Pietriș mare cu nisip		-4,20	1,10
Praf maro deschis cu intercalații de șist alterat		-6,70	2,50
Șisturi micacee, semicompacte, gri deschis, cu incluziuni prăfoase și intercalații de praf de la -8,50 m la -8,80 m		-12,50	5,80
Șist micaceu gri, semicompact (cu aspect nisipos din cauza sistemului de forare)		-17,20	4,70
Șist micaceu gri, compact, cu rare intercalații de cuarț		-19,00	1,80
Șist micaceu gri, compact		-20,80	1,80
Șisturi micacee gri, cu o lentilă argiloasă la -21,90 m, dar cu șist compact la bază		-24,00	3,20

Primele defecțiuni majore în structura rutieră a DN 67D s-au produs în luna Martie a anului 2006, după cum se poate observa în figura 5.38. În care se prezintă zona de bifurcație dintre DN 67D și drumul de acces la barajul Herculane de pe râul Cerna.



Figura 5.38. Aspecte privind defecțiuni în structura rutieră (Martie 2006).

Alunecarea a evoluat semnificativ în perioada imediat următoare, afectând foarte grav drumul național DN 67D (Figura 5.39.).



Figura 5.39. Evoluția fenomenului de alunecare și începutul lucrărilor de investigare geotehnică (Aprilie 2006).

Alunecarea de teren s-a produs în adâncime, la circa -16,00 m, afectând și drumul de acces la baraj, care a suferit o deplasare practic pe verticală. Banda din aval de drum a DN 67D și drumul de acces la baraj formează practic terasa de alunecare. Drumul de acces s-a deplasat pe verticală, producându-se o rupere a acestuia, care marchează marginea zonei alunecătoare (Figura 5.40.).

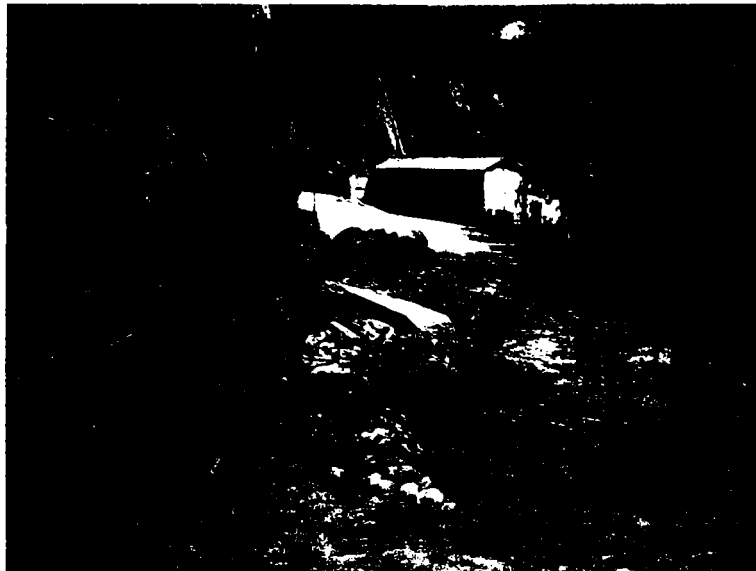


Figura 5.40. Drum acces baraj în zona de margine a alunecării (Aprilie 2006).

În perioada următoare situația s-a agravat, deplasarea pe verticală a porțiunii de drum a DN 67D ajungând la circa 1,50 m (Figura 5.41.).



Figura 5.41. Deplasarea pe verticală a porțiunii de drum (Mai 2006).

O deplasarea pe verticală de același ordin de mărime a fost înregistrată și în zona de margine a alunecării pe drumul de acces la baraj (Figura 5.42.).



Figura 5.42. Drumul de acces la baraj afectat de alunecarea de teren (Mai 2006).

Având în vedere această situație, s-a impus proiectarea și executarea unei soluții de stabilizare a alunecării. Pentru elaborarea proiectului, s-au executat 4 (patru) foraje geotehnice prin care s-a urmărit stabilirea adâncimii la care se găsește roca de bază și caracteristicile acesteia. Poziția acestor foraje este prezentată în figura 5.43. Având în vedere că drumul de acces la baraj a fost compromis, s-a proiectat și executat o altă cale de acces la baraj conform planului din figura 5.43.

5.4.4. Soluția de stabilizare proiectată și executată pentru amplasamentul A6

Așa cum s-a mai arătat, pentru stabilizarea versantului și în special a drumului național DN 67D (Amplasament A6) s-a adoptat o soluție mixtă care constă din realizarea unor coloane din beton armat și a unor ancore pretensionate. Având în vedere deplasarea foarte mare pe verticală a zonei dislocate în urma alunecării de teren, precum și faptul că fruntea alunecării se găsește chiar în ampriza drumului, s-a pornit de la conceptul ca să se realizeze o structură rigidă care să preia toate încărcările datorate drumului (trafic, îmbrăcăminte rutieră și fundația drumului), respectiv stratul suport care descarcă pe roca de bază stabilă.

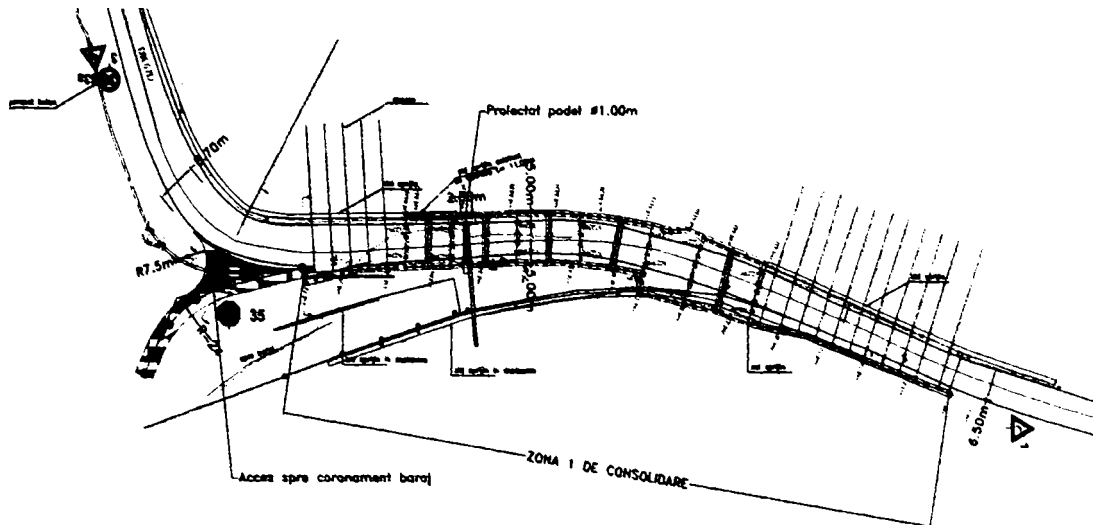


Figura 5.43. Plan amplasare coloane amplasament A6.

S-au executat două șiruri de coloane cu diametrul de 880 mm, la marginea amonte și aval a drumului (Figura 5.43.), distanța dintre coloane fiind de 2,00 m în lungul drumului și 10,00 m între cele două șiruri de coloane. Coloanele din aval de drum au fost executate cu lungimea de 22,00 m, iar cele din amonte cu lungimea de 18,00 m, asigurându-se o încastrare a acestora pe o lungime de 4,00 m ... 6,00 m în roca de bază stabilă (Figura 5.44.).

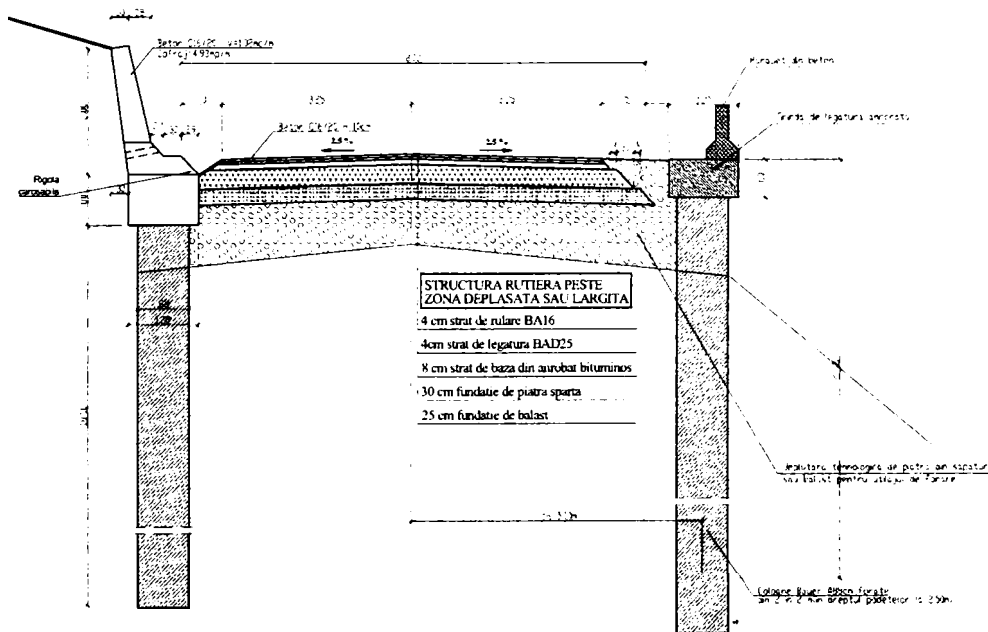


Figura 5.44. Secțiune transversală prin drum și sistemul de stabilizare.

Efectul spațial al sistemului de „susținere” a drumului, alcătuit din coloane din beton armat, s-a obținut prin realizarea suplimentară a unor coloane dispuse transversal cu axa drumului, șirurile acestora fiind executate la 14,00 m unele de altele, iar capetele tuturor coloanelor au fost legate între ele printr-o grindă din beton armat cu dimensiunile secțiunii transversale de 120 cm x 60 cm și 120 cm x 80 cm. Suplimentar s-au realizat și grinzi transversale la nivelul superior al coloanelor în zona rosturilor grinzilor longitudinale paralele cu axa drumului.

Acest sistem de stabilizare a fost utilizat în porțiunea de drum afectată masiv de alunecarea de teren. Pentru asigurarea zonelor de capăt ale porțiunii instabile de versant, au fost executate coloane din beton armat numai în lungul drumului, în zona aval. Acest șir de coloane a fost asigurat prin realizarea unei grinzi de monolitizare a capetelor superioare a coloanelor, grindă ancorată în roca de bază prin ancore pretensionate cu lungimea de 30,00 m care sunt realizate pe sub drum, transversal pe axa acestuia.

Ancorele au fost dispuse la distanța de 4,00 m una față de cealaltă, fiind realizate cinci ancore în zona stabilizată spre Baia de Aramă și un număr de unsprezece ancore în capătul spre Băile Herculane.

Coloanele s-au executat prin tehnologia de execuție prin forare cu tubaj de protecție. Lucrările au fost executate de către firma S.C. BAUER ROMANIA S.A., cu un utilaj cu tijă de tip Kelly. Lucrările de foraj s-au executat cu tubaj de protecție, alcătuit din tronsoane de țevă cu diametrul interior de 880 mm. Manevrarea acestor tuburi s-a efectuat tot cu instalația de forare, nefiind necesare utilaje suplimentare de ridicat și transportat. Având în vedere natura diferită a rocilor întâlnite pe adâncimea de foraj, 18,00 m, respectiv 22,00 m, a fost nevoie de dotarea instalației de foraj cu carotiere, respectiv burghie care au permis adaptarea echipamentului de foraj la condițiile întâlnite în adâncime. Forajul ajuns la adâncimea din proiect a permis trecerea la faza următoare care constă în introducerea carcasei de armătură a coloanei în interiorul tubajului de protecție și turnarea betonului, lucrare realizată cu ajutorul unei pâlnii prin procedeul Contractor. Pentru realizarea unui efect de conlucrare între coloane, s-a realizat la partea superioară a acestora o grindă din beton armat.



Figura 5.45. Instalație de foraj tip Kelly echipată cu burghiu.

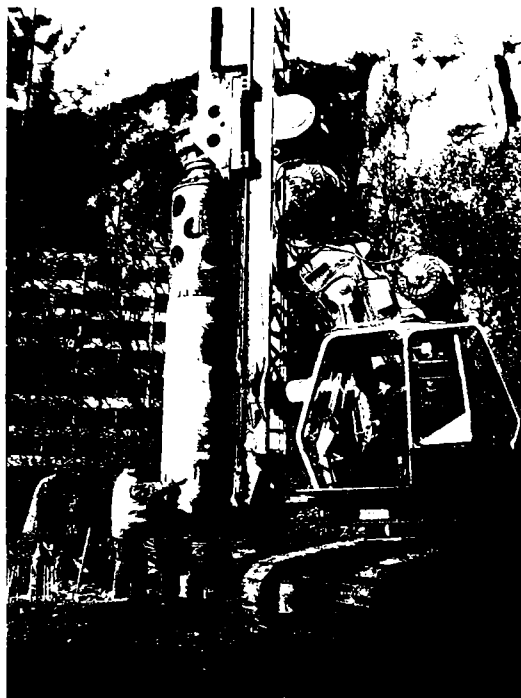


Figura 5.46. Montarea tuburilor de protecție a pereților forajului.



Figura 5.47. Carotiere și burghie de foraj pentru diverse tipuri de pământuri și roci.



Figura 5.48. Carcasă pentru armarea coloanelor.



Figura 5.49. Pâlnie pentru betonarea coloanelor prin procedeul Contractor.



Figura 5.50. Detaliu de armare a grinzilor de monolitizare a capetelor coloanelor.

În afara zonei stabilizate cu ajutorul coloanelor din beton armat, s-a luat măsura de realizare a unui sistem alcătuit dintr-un singur șir de coloane realizate în lungul drumului spre aval. Aceste coloane au fost de asemenea monolitizate la partea superioară prin intermediul unei grinzi din beton monolit, realizându-se și o ancorare a capetelor superioare ale coloanelor cu ancore, având o lungime de 30,00 m, conduse înă în roca stabilă.



Figura 5.51. Instalație de foraj pentru realizarea sistemului de ancoraj.

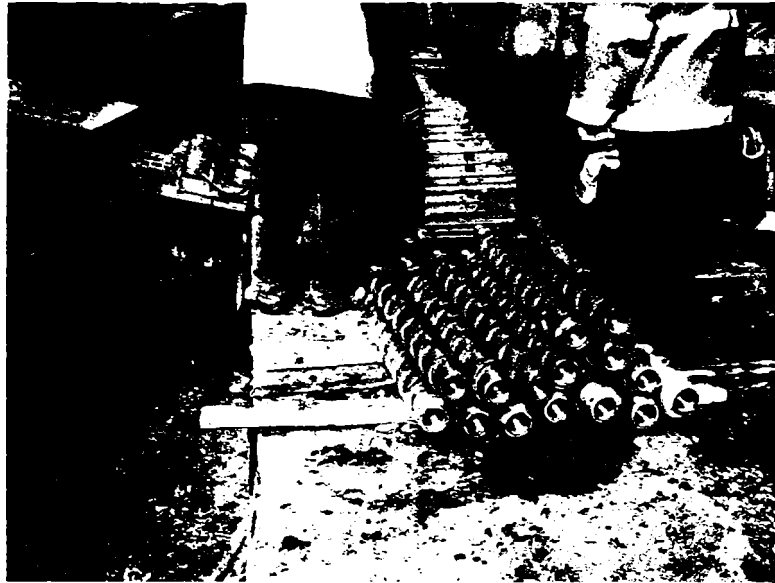


Figura 5.52. Tuburi de foraj cu șnec continuu.



Figura 5.53. Detalii privind ancorele cu lungimea de 30,00 m utilizate.



Figura 5.54. Capete libere ale ancorelor înainte de pretensionare.



Figura 5.55. Capetele protejate ale ancorelor după operațiunea de pretensionare.

5.4.5. Verificarea prin M.E.F. a condițiilor de stabilitate realizate prin soluția propusă – amplasament A6

Pentru verificarea soluției de stabilizare propusă s-a efectuat un calcul prin Metoda Elementului Finit (M.E.F.), analizându-se atât situația inițială din momentul producerii alunecării cât și starea de eforturi și de deformații în versantul stabilizat după executarea coloanelor din beton armat.

Metoda Elementului Finit nu este o metodă de calcul și de proiectare oficializată prin normative sau standarde, fiind o metodă care permite o analiză în funcție de diverși parametrii a stării de eforturi și de deformații a unei structuri. În

cazul masivelor din pământ, precum în analiza stabilității taluzurilor, elementele care se introduc în calcul și care pot fi modificate în vederea stabilirii efectului, respectiv a ponderii pe care o are în echilibrul masivelor din pământ, sunt caracteristicile fizico-mecanice ale pământului, precum și legile de comportare sub solicitări.

Parametrii fizico-mecanici ai straturilor de pământ care intervin în calcul sunt în principal greutatea volumică și parametrii rezistenței la forfecare, coeziunea specifică și unghiul de frecare interioară. O apreciere cantitativă a condițiilor de stabilitate a unui masiv din pământ se face prin așa numita metodă de reducere a parametrilor rezistenței la forfecare, Φ și c , numită „Phi-c Reduction Method”. M.E.F. este o metodă care se pretează la un calcul repetitiv, printr-un algoritm de calcul, pornindu-se de la o anumită stare inițială de eforturi și deformații calculată, reluându-se calculul de la această stare cu alte valori Φ și c reduse cu o anumită cantitate. În pasul următor, Φ și c se reduc din nou, obținându-se o nouă stare de eforturi și de deformații. Aceste cicluri se repetă până în momentul când, la o nouă valoare redusă a lui Φ și c , structura devine instabilă, deformațiile calculate fiind incompatibile cu situația unei exploatare normale. Ultimele valori ale Φ și c utilizate în calcul reprezintă caracteristicile rezistenței la forfecare corespunzătoare cedării structurii.

Calculând raportul dintre valorile Φ și c reale și valorile Φ_{red} și c_{red} reduse se obține un coeficient de siguranță care poate fi considerat ca fiind o expresie cantitativă a condițiilor de stabilitate ale unui taluz.

Situația reală din teren, corespunzătoare momentului pierderii stabilității taluzului, a fost modelată prin M.E.F., utilizând programul de calcul PLAXIS 7.2.

În continuare se vor prezenta rezultatele obținute în urma calculului efectuat pe baza datelor privind structura geologică a versantului, precum și a datelor obținute în urma efectuării forajelor geotehnice. Pentru calculul situației din amplasament s-au luat în considerare datele obținute în urma executării forajului F2 care a fost amplasat în centrul zonei alunecătoare. În figura 5.56. este prezentat modelul de calcul utilizat în aplicația rezolvată cu ajutorul programului de calcul PLAXIS 7.2.

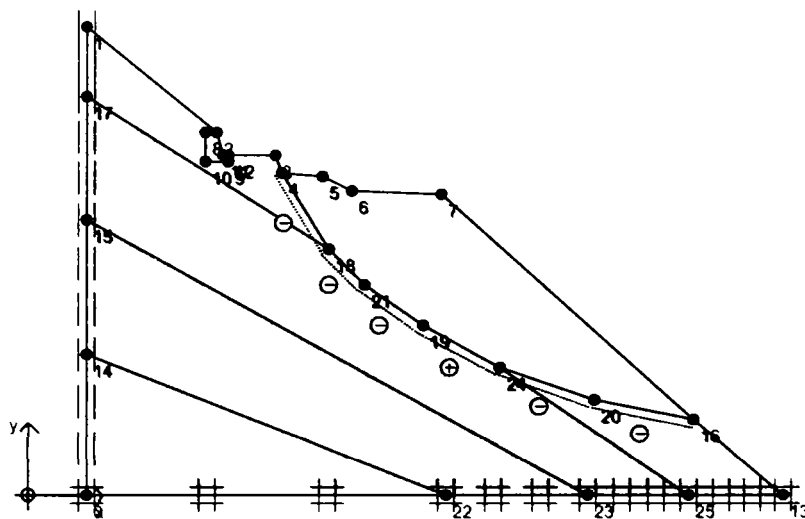


Figura 5.56. Model de calcul prin M.E.F. – geometrie și structură geologică.

Discretizarea structurii în elemente finite s-a efectuat utilizând elemente finite triunghiulare cu 6 noduri, iar calculele s-au efectuat pentru o structură plană.

În figura 5.57. este prezentată această discretizare, introducându-se și o suprafață potențială de alunecare prin elemente de interfață care urmăresc suprafața de alunecare identificată în urma măsurărilor topografice și a lucrărilor de investigare de adâncime (foraje și măsurători inclinometrice). Se observă în figura 5.59. platformele celor două drumuri din zonă (drumul național DN 67D și drumul de acces către baraj), precum și faptul că suprafața de alunecare pornește din zona axei drumului național DN 67 D.

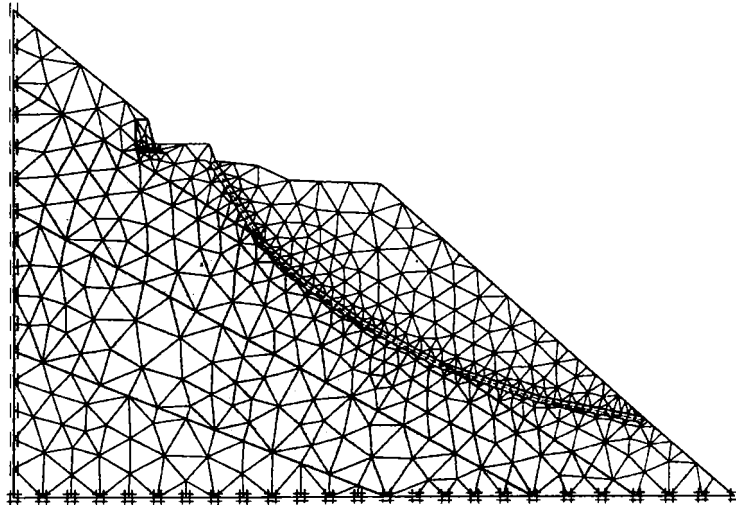


Figura 5.57. Model de calcul prin M.E.F. – discretizare în elemente finite.

În urma rulării programului de calcul, s-a obținut distribuția eforturilor în întreaga structură, precum și deplasările, respectiv deformațiile suferite de versant sub efectul încărcărilor din greutate proprie. Figura 5.58. prezintă structura deformată a versantului.

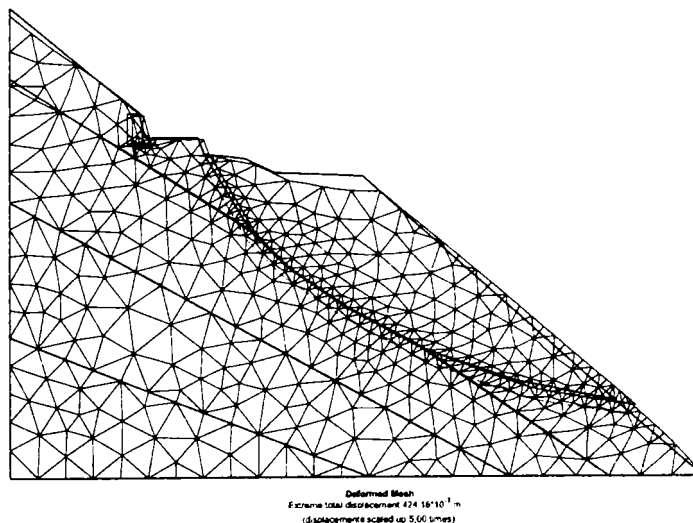


Figura 5.58. Structura deformată a versantului după pierderea stabilității.

Deplasările suferite de nodurile rețelei de elemente finite poate fi prezentată în diverse moduri, cu săgeți sau sub formă de izobare care prezintă avantajul posibilității reprezentării în culori a fiecărui contur în parte, ceea ce face ca reprezentarea grafică să fie mai interesantă și mai sugestivă (Figura 5.59. și Figura 5.60.).

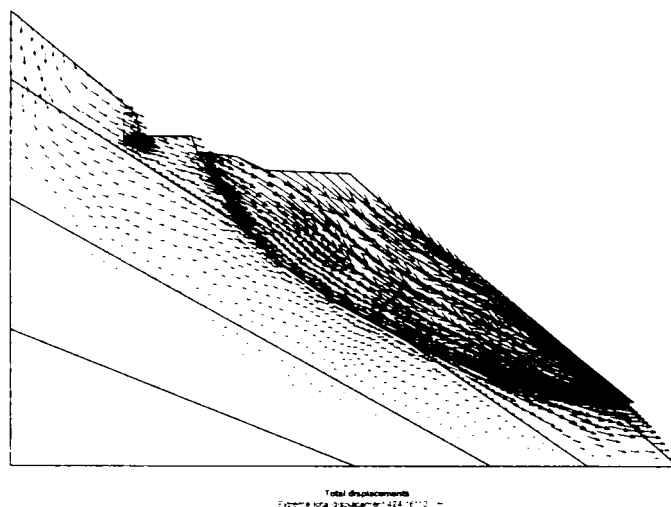


Figura 5.59. Reprezentarea deplasărilor masei de pământ și rocă – cu săgeți.

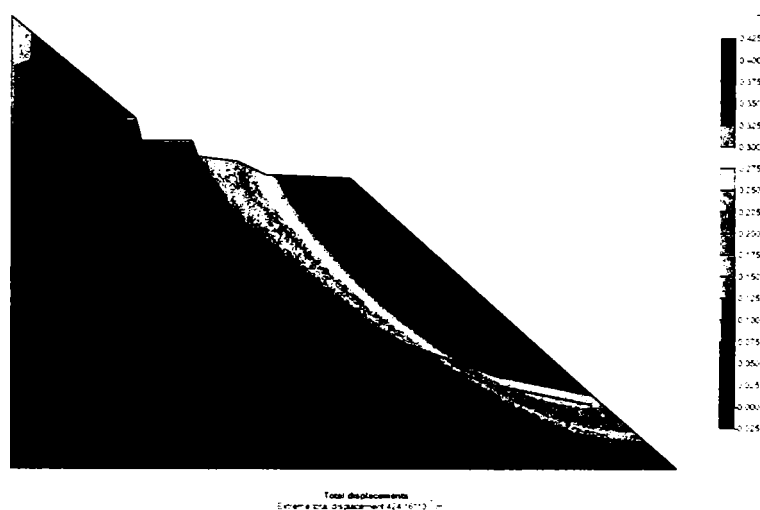


Figura 5.60. Reprezentarea deplasărilor masei de pământ și rocă – cu izobare.

Cu toate că s-a încercat modelarea unei suprafețe de alunecare prin introducerea unor elemente de interfață, alunecarea pusă în evidență de modelul de calcul prin M.E.F. a urmărit stratul de rocă cu proprietăți diferite de cele ale copertei alcătuită dintr-un grohotiș, apropiindu-se mai mult de modul real de cedare. Din observațiile culese din teren se pare că acesta este mecanismul real de cedare. În modelul de calcul deformațiile mici din colțul dreapta-jos al modelului se datorează condițiilor de margine inerente unei modelări prin M.E.F.

Prezența suprafeței reale de alunecare este pusă în evidență în figura 5.61. În care se prezintă zona de producere a deformațiilor maxime datorate cedării prin forfecare a bazei stratului de grohotiș de la suprafața versantului.

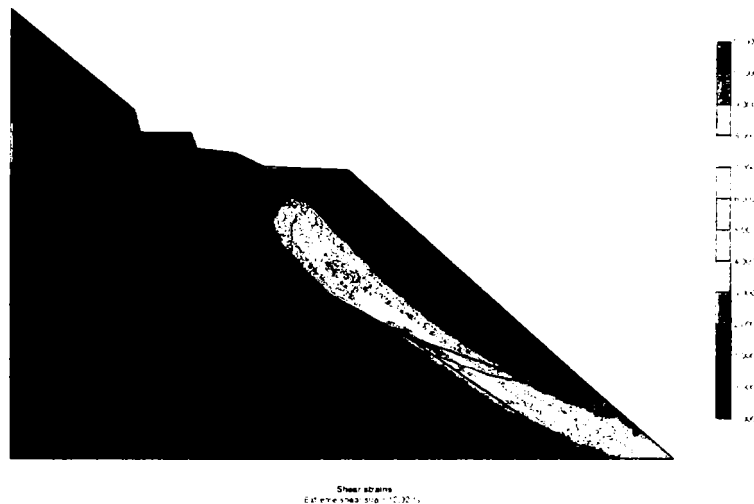


Figura. 5.61. Suprafața de cedare prin forfecare a terenului.

Desigur că M.E.F., respectiv programul PLAXIS pune la dispoziția utilizatorilor și alte informații privind deformațiile și starea de tensiune existentă în structură atât grafic cât și tabelar. Reprezentările grafice care sunt mai sugestive permit o înțelegere și o analiză rapidă a rezultatelor calculului, iar valorile din tabele permit o apreciere cantitativă a stării de deformații și de eforturi din structura analizată.

O a doua etapă de calcul a constituit-o analiza stării de eforturi și de deformații a versantului consolidat prin realizarea celor două șiruri de coloane dispuse în lungul drumului. În modelul de calcul prin M.E.F. prezența coloanelor și a grinzii de legătură a fost introdusă prin utilizarea unui element special – Beam – care permite modelarea unor structuri liniare, programul PLAXIS 7.2 calculând eforturile (forță axială, moment încovoietor și forță tăietoare), precum și deformațiile acestor elemente.

Rezultatele obținute au evidențiat faptul că structura rigidă realizată, prin cele două șiruri de coloane și prin elementele de legătură reprezentate de grinzile din beton armat dispuse transversal pe axa drumului și structura rutieră propriuzisă, asigură condițiile de stabilitate necesare unei funcționări corespunzătoare a DN 67D.

În figura 5.62. se prezintă structura geologică și coloanele executate pentru stabilizarea versantului, modelate în programul de calcul PLAXIS 7.2.

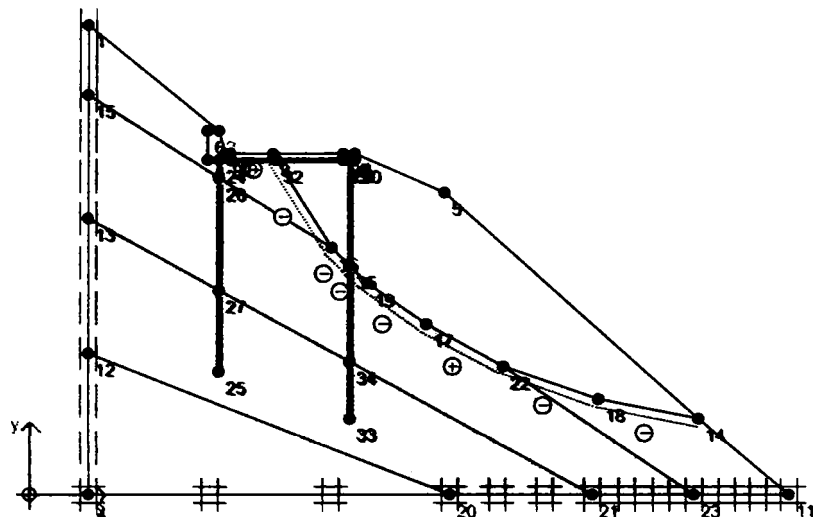


Figura 5.62. Model de calcul prin M.E.F. - geometrie și structură geologică.

Discretizarea în elemente finite s-a executat prin îndesirea rețelei de discretizare în zonele mai sensibile ale structurii, precum în lungul coloanelor și a suprafeței potențiale de alunecare (Figura 5.63.).

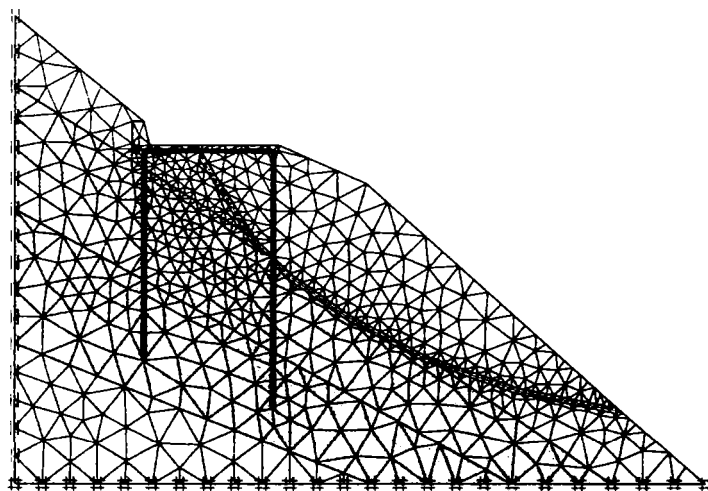


Figura 5.63. Model de calcul prin M.E.F. - discretizare în elemente finite.

În urma calculului stării de eforturi și de deformații, a rezultat că deformațiile maxime sunt de ordinul a 8,00 ... 9,00 cm și sunt concentrate în zona superioară a modelului de calcul (Figura 5.64.).

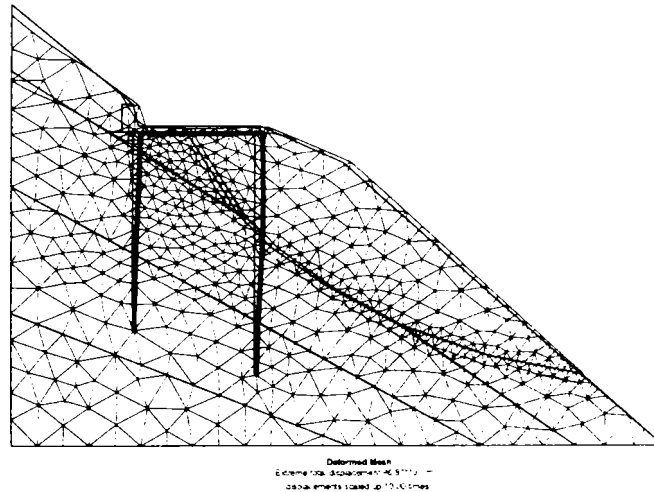


Figura 5.64. Structura deformată a versantului stabilizat cu coloane din beton armat.

De asemenea, se constată că deformațiile structurii din beton armat alcătuită din coloane și grinda de legătură sunt de circa 1,00 ... 2,00 cm.

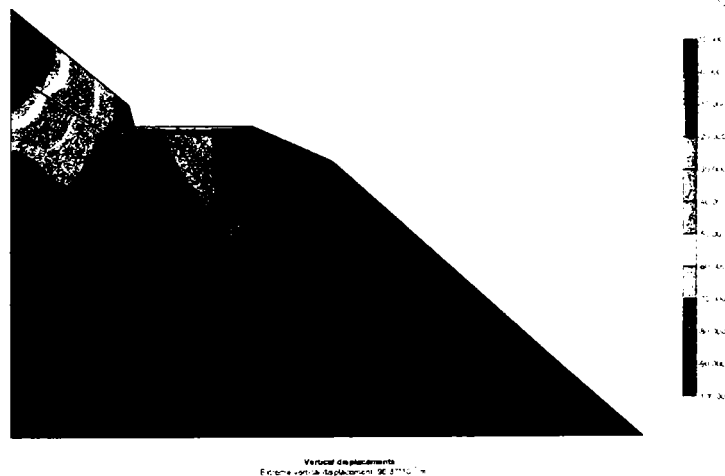


Figura 5.65. Reprezentarea grafică a deplasărilor pe verticală ale modelului.

O vizualizare sugestivă a efectului eforturilor unitare care solicită structura o constituie reprezentarea grafică a eforturilor de forfecare relative (Relative Shear Stresses) prin raportul $\tau_{rel} = \tau / \tau_{max}$. Valorile raportului menționat sunt cuprinse între 0,00 ... 1,00, zonele unde τ_{rel} este apropiat de 1,00 sau egal cu 1,00 fiind zone solicitate la o stare apropiată de starea de echilibru limită când cercul lui Mohr ajunge în situația de a fi tangent la dreapta intrinsecă definită prin ecuația $\tau = \sigma \cdot \tan \Phi + c$.



Figura 5.66. Distribuția eforturilor de forfecare relative.

Programul pune la dispoziția utilizatorilor și date referitoare la solicitările care apar în elementele de tip Beam care modelează prezența coloanelor, respectiv a grinzii de legătură în modelul de calcul. În figurile 5.67., 5.68., 5.69. și 5.70. sunt prezentate deformată, diagrama de moment încovoietor, diagrama de forță tăietoare și diagrama de forță axială.

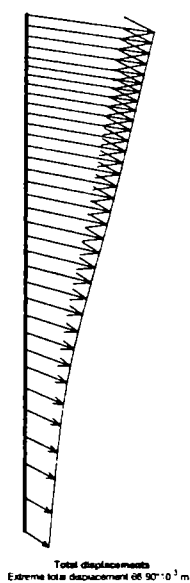


Figura. 5.67. Deformată coloanei din amonte de drum.

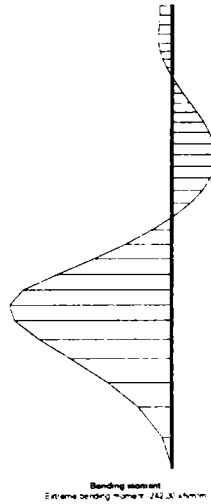


Figura 5.68. Diagrama de moment încovoietor a coloanei din amonte de drum.

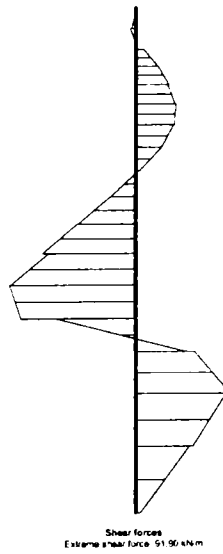


Figura. 5.69. Diagrama de forță tăietoare a coloanei din amonte de drum.

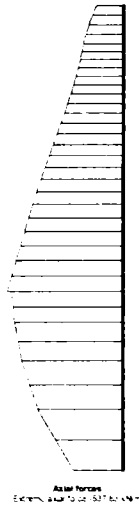


Figura 5.70. Diagrama de forță axială a coloanei din amonte de drum.

Pentru o apreciere cantitativă, globală a stării de echilibru a unui masiv din pământ-rocă programul PLAXIS 7.2 pune la dispoziție și așa-numita metodă a reducerii valorilor parametrilor rezistenței la forfecare Φ și c (Phi-c Reduction Method). Prin acest calcul programul modifică succesiv valoarea unghiului de frecare interioară, respectiv a coeziunii specifice, efectuând un anumit număr de pași în care la fiecare pas valorile menționate anterior se modifică. În acest fel, la un anumit pas, structura cedează prin apariția unor deformații foarte mari. În acest moment programul înregistrează ultima valoare a unghiului de frecare interioară, Φ_{reduc} , calculând raportul $\tan \Phi_{initial} / \tan \Phi_{reduc}$, respectiv $c_{initial} / c_{reduc}$, raport care reprezintă coeficientul de siguranță la alunecare al structurii modelate.

În figura 5.71. se prezintă rezultatele calculelor efectuate pentru cele două variante analizate prin metoda reducerii valorilor parametrilor rezistenței la forfecare Φ și c (Phi-c Reduction Method).

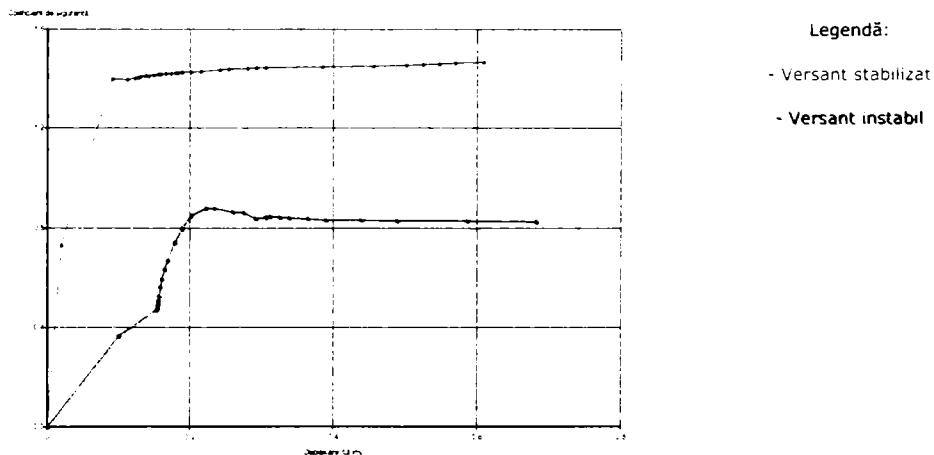


Figura 5.71. Variația coeficienților de siguranță globali la alunecare pentru versantul instabil și pentru cel stabilizat cu coloane din beton armat.

Rezultă că pentru versantul nestabilizat coeficientul de siguranță la alunecare este de 0,90, iar pentru versantul stabilizat s-a obținut un coeficient de siguranță la alunecare de 1,45.

În urma rezultatelor obținute, precum și a observațiilor și măsurărilor efectuate pe teren, se constată că structura din coloane din beton armat își îndeplinește rolul de stabilizare a terasamentului drumului național DN 67D.

În prezent, drumul național DN 67D, în zona stabilizată, se prezintă în condiții optime traficului (Figura 5.72.).



Figura. 5.72. Aspect al DN 67D din zona stabilizată.

S-a constatat însă că alunecarea masivului de pământ din aval de drum continuă, tasările terenului, vizibile la fața exterioară a grinzii din beton executată pe coloanele care alcătuiesc șirul din aval de drum, fiind de circa 50,00 cm (Figura 5.73.).

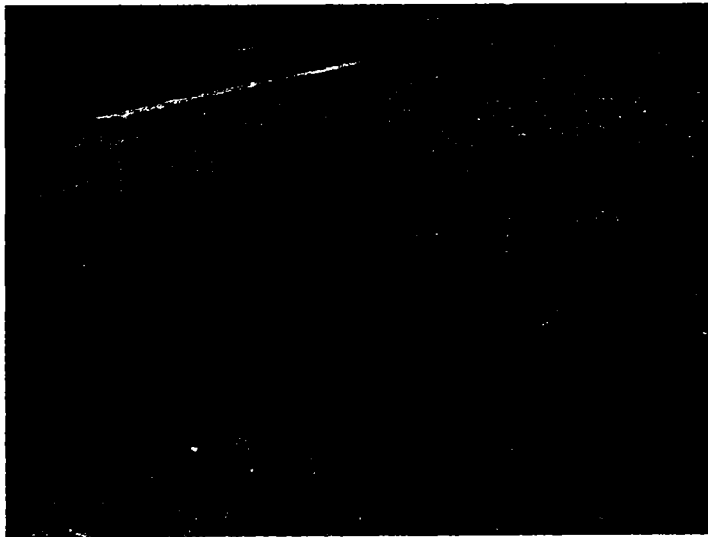


Figura 5.73. Aspecte privind alunecarea masivului din aval de drum după stabilizare.



Figura 5.74. Deplasarea ulterioară a stratului alunecător împreună cu vechiul drum de acces către baraj.

Sistemul de stabilizare conceput și realizat își îndeplinește rolul de a asigura o comportare corespunzătoare a structurii rutiere pe drumul național DN 67D, continuarea alunecării terenului din partea de aval de drum neafectând stabilitatea acestuia.

5.4.6. Analiza soluției de stabilizare a unui versant instabil în zona localității Svinița

În cadrul acestui paragraf, se prezintă o analiză prin M.E.F. a unei structuri de sprijin complexe, executată pe versantul din zona cheiului localității Svinița, la Dunăre [23], pe drumul național DN 57.

Pe acest versant era realizat un drum de coastă care asigura accesul de pe drumul național DN 57 spre localitatea Svinița. Localitatea Svinița este amplasată pe un versant complex care a prezentat multiple puncte în care s-au manifestat fenomene de instabilitate, fenomene soluționate prin aplicarea unor diverse sisteme de stabilizare. Unul dintre aceste puncte l-a reprezentat versantul pe care este executat drumul de acces spre localitatea Svinița.

Pierderea stabilității versantului din zona mai sus amintită a necesitat realizarea unei lucrări de consolidare a versantului și asigurarea unui suport stabil drumului de acces (Figura 5.75. și 5.76.).

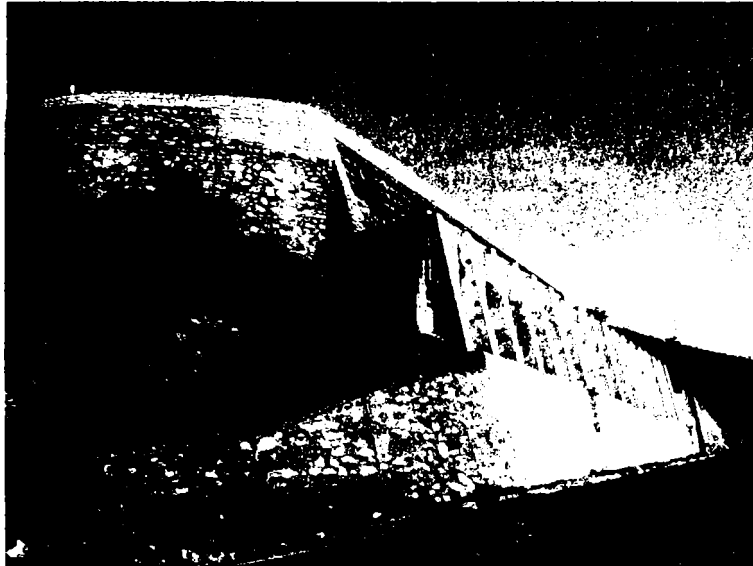


Figura 5.75. Structură mixtă de sprijin din beton monolit și elemente prefabricate.

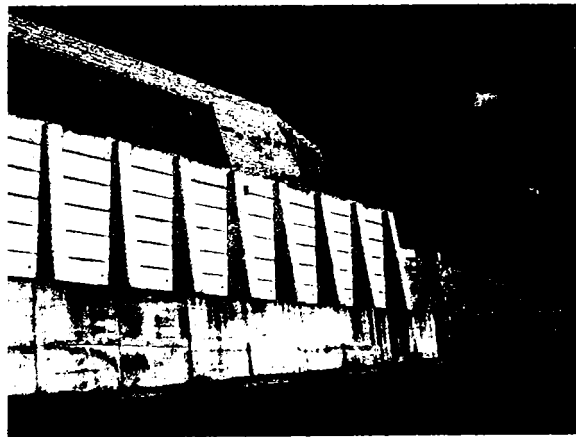


Figura 5.76. Zid de sprijin și structură din pământ armat cu parament din zidărie de piatră.

Pentru remedierea traseului drumului de acces, care a fost afectat de o alunecare de teren s-a realizat o lucrare complexă de sprijinire ce a constat dintr-un zid de sprijin alcătuit dintr-o fundație din beton armat monolit și un parament din elemente prefabricate din beton armat, executat la baza versantului și o structură de pământ armat ca suport al terasamentului drumului de acces.

Lungimea zidului este de 54,00 m, iar înălțimea de sprijinit este de 18,00 m (Figura 5.77.). Zidul de sprijin este alcătuit dintr-o fundație masivă din beton armat, cu înălțime variabilă cuprinsă între 4,50 m ... 7,00 m, în funcție de panta terenului natural.

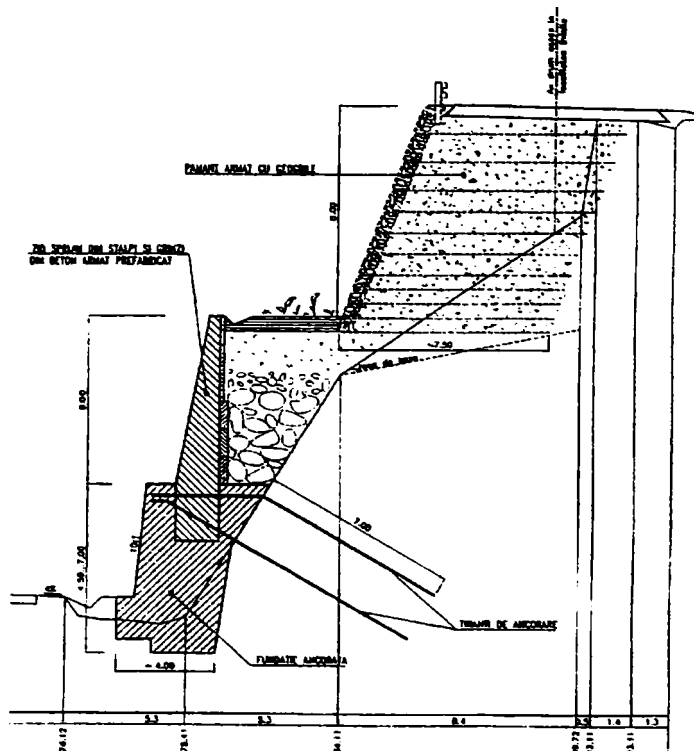


Figura 5.77. Secțiune transversală prin structura de sprijin, zid ancorat și masiv din pământ armat.

Zona acestui amplasament nu mai prezintă fenomene de instabilitate și de aceea nu a făcut parte din programul de monitorizare prezentat anterior. Am colaborat însă la lucrările de verificare a compactării umpluturilor din materiale granulare realizate la această lucrare și am realizat o analiză prin M.E.F. a structurii complexe descrisă anterior.

Acest bloc de fundație este ancorat în roca stabilă prin intermediul a două rânduri de ancore cu lungimea de 7,00 m. Elevația zidului de sprijin este realizată din elemente prefabricate care constau din stâlpi verticali și plăci din beton armat așezate orizontal. Distanța dintre stâlpii prefabricați verticali care alcătuiesc elevația este de 3,00 m interax, stâlpii fiind montați în pahare prevăzute în fundația din beton armat monolit. Pentru stabilizarea părții superioare a versantului și totodată pentru a se obține geometria corespunzătoare traseului drumului de acces de la nivelul coronamentului zidului de sprijin, în sus s-a realizat o structură din pământ armat cu înălțimea de 8,00 m și cu lățimea de 7,50 m.

Elementele componente ale sistemului de stabilizare prezentate anterior pot fi proiectate și dimensionate independent unele de altele, prin metodele clasice ale mecanicii pământurilor. Suplimentar, M.E.F. permite însă o verificare a comportării de ansamblu, care asigură obținerea unor concluzii suplimentare privind comportarea soluției adoptate.

Analiza prin M.E.F. s-a efectuat în domeniul elasto-plastic considerând materiale diferite pentru zidul de sprijin din beton, pământul din umpluturi, roca de bază, geogriile și armătura din ancoraj (Figura 5.78.).

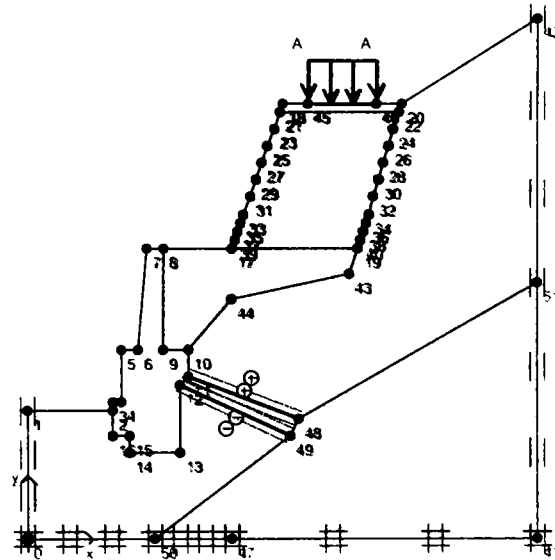


Figura 5.78. Model de calcul prin M.E.F. - elementele componente ale structurii.

Discretizarea s-a efectuat cu elemente finite plane, triunghiulare, cu 16 noduri (Figura 5.79.).

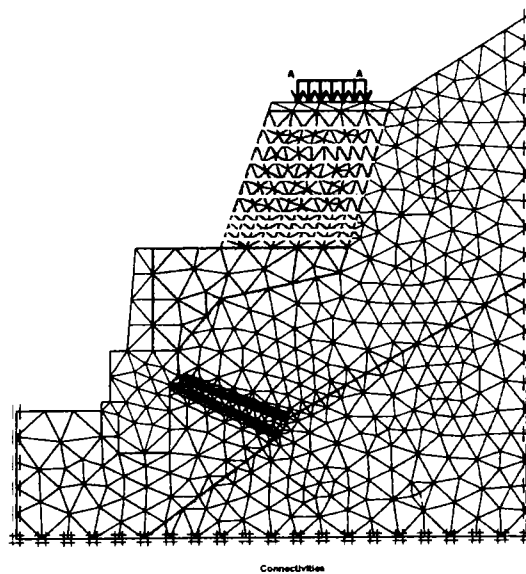


Figura 5.79. Model de calcul prin M.E.F. - discretizarea în elemente finite.

Calculul s-a efectuat în ipoteza continuității deplasărilor nodurilor, urmărindu-se succesiv modelarea fazelor de execuție a ansamblului structurii de stabilizare. Fazele de calcul au constat în următoarele:

- Faza 1: executarea zidului de sprijin din beton armat și introducerea în calcul a ancorelor cu lungimea de 7,00 m;

- Faza 2: realizarea umpluturii din spatele zidului de sprijin până la nivelul coronamentului acestuia;
- Faza 3: executarea structurii de pământ armat ca suport al terasamentului drumului de acces.

Programul de calcul PLAXIS 7.2 permite calculul stării de tensiuni și de deformații pentru fiecare fază în parte, calculul fazei 2 pornind de la rezultatele calculului efectuat în faza 1, iar pentru faza 3, se preiau rezultatele obținute în faza de calcul 2.

Verificarea stării de tensiuni și de deformații pentru fiecare fază în parte este importantă pentru a se putea stabili o tehnologie de lucru adecvată, în așa fel încât condițiile de rezistență și stabilitate să fie verificate pentru fiecare fază tehnologică. Acest lucru se realizează prin dezactivarea unor zone din modelul creat care se activează ulterior când se trece la faza următoare de calcul.

Figura 5.80. prezintă starea de tensiune inițială corespunzătoare situației inițiale după executarea zidului de sprijin din beton armat și a ancorelor, înainte de executarea umpluturii din spatele acestuia, precum și a terasamentului drumului din pământ armat. Aceste două ultime componente ale structurii au fost dezactivate.

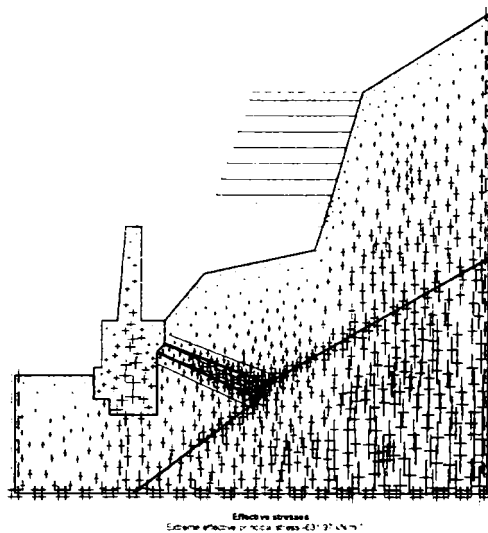


Figura 5.80. Starea de tensiune inițială pentru structura cu volumele de umplură și pământ armat dezactivate.

După acest prim pas s-a trecut la activarea umpluturii din spatele zidului de sprijin și la calculul stării de tensiune și de deformații corespunzătoare noii situații.

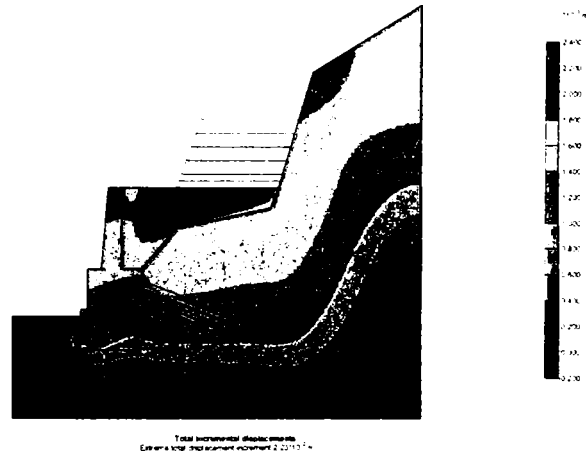


Figura 5.81. Reprezentarea grafică a deformațiilor corespunzătoare fazei 2 de execuție a structurii.

Analizând rezultatele calculului se poate determina și starea de eforturi și de deformații din structură, precum și eforturile de întindere din ancorele realizate, forța axială de întindere fiind de 4,20 kN/m, respectiv 4,50 kN/m.

Faza următoare de calcul a constat din activarea structurii din pământ armat care a dus la o nouă modificare a stării de tensiune și de deformații, figura 5.82. prezentând structura deformată.

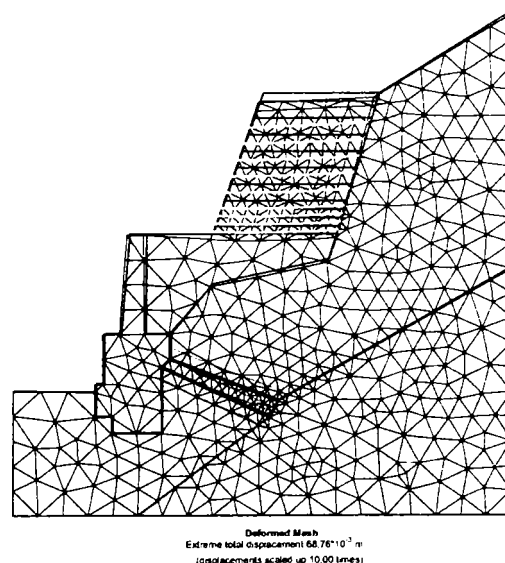


Figura 5.82. Deformată structura după realizarea masivului din pământ armat.

Prezența structurii din pământ armat, prin greutatea proprie, a dus la modificarea distribuției stării de tensiune de la finele fazei anterioare, stare de tensiune, care se pune în evidență prin reprezentarea grafică a raportului dintre efortul unitar tangențial și efortul unitar tangențial maxim determinat în funcție de criteriul de plasticizare Mohr-Coulomb.

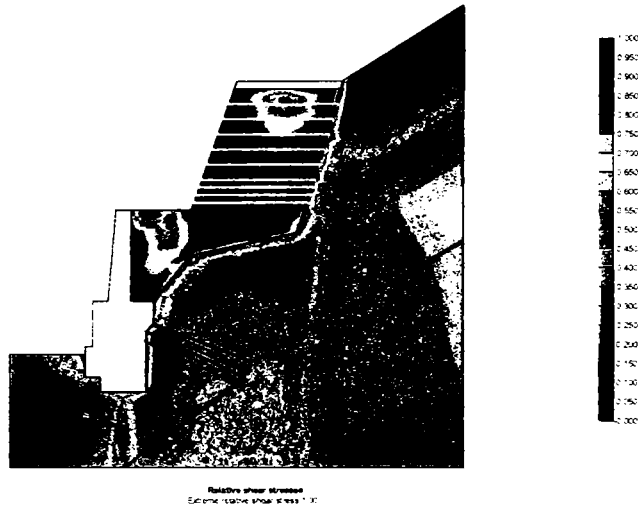


Figura 5.83. Reprezentarea grafică a raportului dintre efortul unitar tangențial și efortul unitar tangențial maxim.

Se constată o concentrare a eforturilor tangențiale maxime în zonele de capăt ale geogrilelor, precum și în zona de la baza structurii din pământ armat. Verificând efortul de întindere din ancorele de stabilizare a bazei zidului de sprijin, se constată că valorile forțelor de întindere au crescut de circa 3 ori, valorile obținute fiind de 12,86 kN/m, respectiv 11,59 kN/m.

Ultima fază verificată prin calcul a constat în considerarea unei încărcări la partea superioară a structurii de pământ armat, corespunzătoare traficului pe drumul de acces spre localitatea Svinița. Efectul acestei încărcări a constat în creșterea cu circa 5 % a deformațiilor înregistrate pe parcursul fazelor analizate anterior, deformație care este compatibilă cu o comportare corespunzătoare structurii și căii de rulare a drumului de acces. Efectul suprasarcinii din trafic se face resimțit pe o porțiune limitată în suprafață, aspect pus în evidență în figura 5.84.

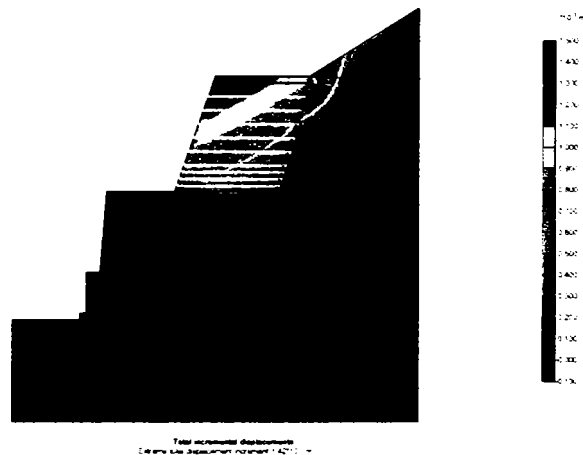


Figura 5.84. Reprezentarea grafică a deformațiilor corespunzătoare fazei 3 de calcul corespunzătoare încărcării din trafic.

Creșterea deplasării maxime înregistrate datorită încărcării din trafic este de 1,42 mm. Efectul la nivelul ancorelor fundației zidului de sprijin este de asemenea neglijabil, valorile eforturilor de întindere crescând de la 12,86 kN/m la 13,19 kN/m pentru ancora superioară, respectiv de la 11,59 kN/m la 11,87 kN/m pentru ancora inferioară. Se pot determina și eforturile din fiecare geogrilă care face parte din structura din pământ armat. În figura 5.85. este reprezentată variația efortului de întindere din lungul unei geogriile. Diagrame similare se pot obține pentru geogriile de la fiecare nivel. Aceste eforturi de întindere sunt necesare pentru alegerea tipului de geogrilă care trebuie utilizat la realizarea structurii din pământ armat.

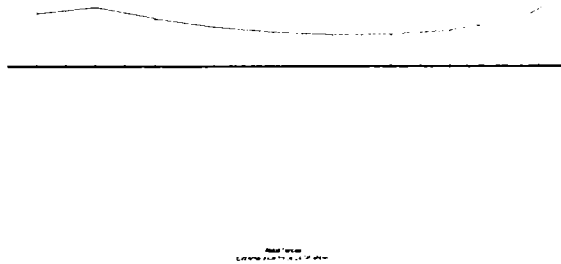


Figura 5.85. Variația efortului de întindere din geogrilă.

Rezultatele calculului eforturilor unitare din toate nodurile structurii permit verificarea condiției de plasticizare pe baza criteriului Mohr-Coulomb, pentru fiecare din materialele utilizate în modelarea structurii, fapt care permite punerea în evidență a unor zone mai solicitate și în măsura în care se consideră necesar, se pot aduce modificări în alcătuirea unei structuri pentru a se evita apariția și dezvoltarea unor zone de cedare plastică, care pot avea drept consecință o cedare parțială sau totală a structurii analizate.

6. CONCLUZII

6.1. Conținutul lucrării

Obiectul prezentei lucrări îl constituie studiul cu privire la stabilitatea masivelor din pământ, o primă parte a lucrării având ca obiect documentarea asupra complexității fenomenelor de instabilitate, a metodelor de verificare prin calcul a condițiilor de stabilitate, precum și a metodelor care se utilizează pentru stabilizarea masivelor din pământ. În cea de-a doua parte se prezintă contribuțiile personale în problematica urmării, verificării și aplicării unor soluții de stabilizare care au rezolvat câteva cazuri concrete.

Lucrarea de față conține principalele rezultate obținute de doctorandă în cercetările făcute asupra stabilității masivelor din pământ.

Alături de cutremure și inundații, alunecările de teren se situează în topul dezastrelor naturale ale căror consecințe uneori se manifestă sub formă de importante distrugerii de bunuri materiale și pierderi de vieți omenești. Există numeroase exemple de alunecări de teren care au produs mari pagube materiale și pierderi de vieți omenești.

Alunecările de teren au format și formează una din principalele problematice ale mecanicii pământului 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 la nivelul actual de investigarea, diagnosticare și intervenție tehnică asupra alunecărilor de teren.

În cadrul cercetărilor, cele mai valoroase date cu privire la parametrii fizico-mecanici ai rocilor afectate de instabilitate, a condițiilor hidrogeologice și climatice în care se desfășoară fenomenul, mecanismul producerii alunecărilor etc., se obțin în urma cercetărilor efectuate pe alunecări deja produse. Datele care se obțin pot fi utilizate doar pentru proiectarea și executarea lucrărilor de stabilizare precum și remedierea pagubelor produse, diminuându-se sau chiar oprindu-se fenomenul de alunecare respectiv. Aceste date pot fi însă utilizate ca studii de caz pentru alte amplasamente și pot constitui elemente de bază pentru elaborarea proiectelor lucrărilor de prevenire și stabilizare a altor alunecări.

Pornind de la aceste considerente, prezenta teză de doctorat evidențiază monitorizarea unor alunecări de teren și soluțiile de consolidare propuse, precum și modelările alunecărilor de teren prin Metoda Elementului Finit, exemplificate de către doctorandă. Unul dintre obiectivele lucrării l-a constituit și urmărirea comportării în timp a unor alunecări de teren, cu prezentarea evoluției fenomenelor pe parcursul ultimilor ani din punctul de vedere al deplasărilor, determinate pe baza ciclului de măsurători topografice pe care le-am efectuat.

Teza prezintă stadiul actual al conceptelor, metodelor și tehnologiilor utilizate pentru monitorizarea zonelor afectate de fenomene de instabilitate, cu prezentarea valorilor obținute în urma efectuării măsurărilor și a concluziilor care s-au desprins în urma cercetărilor efectuate.

Plecând de la aceste idei principale, teza de doctorat a fost structurată într-un număr de șase capitole, o anexă și bibliografie. Studiul efectuat s-a evidențiat pe parcursul a 203 pagini care cuprind 94 relații de calcul, 14 tabele, 186 figuri (desene și fotografii).

Studiul bibliografic a cuprins un număr de 110 titluri cuprinzând tratate de specialitate din literatura națională și internațională, normative, standarde pentru analiza stabilității masivelor de pământ, reviste și publicații de specialitate, lucrări științifice și referate publicate de către autor.

În **capitolul 1** s-au definit noțiunile de bază care permit o abordare științifică și unitară a tematicii având ca obiect studiul stabilității masivelor de pământ.

Se prezintă o clasificare exhaustivă a fenomenelor de instabilitate a maselor de pământ pornind de la aspectele multicriteriale care determină și caracterizează atât începutul cât și evoluția până la prăbușire a acestora.

Tot în cadrul acestui capitol se trec în revistă o serie de fenomene din această categorie, din întreaga lume, care au avut consecințe nefaste atât asupra mediului înconjurător cât și a unor bunuri materiale. Din păcate însă alunecările de teren pot produce și pierderi de vieți omenești datorită amplitudinii și rapidității cu care acestea pot să se desfășoare în anumite condiții. Viteza de deplasare a unor masive de pământ poate atinge 20 ... 30 km / oră și se pot parcurge de către acestea distanțe de kilometri. În finalul capitolului se menționează zonele cele mai expuse la alunecări de teren din România, zone din regiuni subcarpatice și de podișuri.

Capitolul 2 are ca obiect un studiu aprofundat al fenomenelor de alunecare a masivelor de pământ. Astfel, se trec în revistă elementele caracteristice care permit descrierea și definirea unui fenomen de alunecare. Sunt descrise diverse tipuri de alunecări de teren care depind de condițiile locale dintre cele mai variate.

Dintre fenomenele care influențează în mod negativ stabilitatea unor masive din pământ sunt:

- Modificarea unor proprietăți fizico-mecanice ale rocilor;
- Acțiunea înghețului;
- Efectul alterării rocilor;
- Starea de eforturi din masiv;
- Acțiunea apei de suprafață;
- Acțiunea apei subterane;
- Acțiunea vibrațiilor.

Fenomenele legate de prezența apei atât la suprafața versanților și taluzurilor cât și în adâncime prezintă multiple aspecte în ceea ce privește efectul acestora asupra condițiilor de stabilitate. Apa de suprafață are două componente negative, prima o constituie efectul de eroziune și formare de ravene care pot constitui puncte de plecare a unor alunecări, iar cea de-a doua o constituie efectul de creștere a umidității pământurilor cu consecințe negative asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale acestora, precum și ca sursă de alimentare a apelor freatice.

Acțiunea apei subterane este complexă, manifestându-se prin mai multe forme. Printre acestea menționăm presiunea apei din pori care reduce rezistența la forfecare a pământurilor și reduce greutatea proprie a pământurilor datorită efectului de submersare a acestora. Datorită curgerii apei subterane prin pământ se pot amorsa două fenomene distincte, ambele la fel de periculoase vis-a-vis de condițiile de stabilitate ale masivului de pământ.

Datorită rezistenței opuse de particulele de pământ în procesul de filtrare, suprafața apei subterane cu nivel liber are anumită înclinare în sensul curgerii subterane. Presiunea de filtrare generează în interiorul masivelor de pământ o presiune în direcția tendinței de pierdere a stabilității masivelor de pământ. Presiunea de filtrare se formează cel mai des în versanții lacurilor de acumulare sau ale canalelor, la scăderea bruscă a nivelului apei.

Sufoziunea însoțește fenomenul de presiune de filtrare al apei prin antrenarea de către apa subterană a particulelor mai fine din masa pământurilor nisipoase atunci când în timpul filtrării se depășește o anumită viteză numită viteză critică. Prin antrenarea particulelor fine din depozitele nisipoase, acestea se afânează sau se formează goluri mici, pe direcția liniilor de curent, sub nivelul hidrostatic, fapt care poate duce la declanșarea unor alunecări de teren.

Capitolul 3 este dedicat metodelor de calcul de verificare a stabilității masivelor de pământ. Metodele de calcul iau în considerare starea de echilibru din interiorul masivelor din pământ, calculându-se starea de tensiune în secțiuni prestabilite, aceasta comparându-se cu rezistența la forfecare, respectiv coeziunea, pe care o opune masivul de pământ în lungul aceleiași suprafețe.

În prezent stabilitatea taluzurilor și versanților se estimează pe cale teoretică, folosind diferite metode de calcul. Aceste metode de calcul pot fi clasificate în trei mari categorii:

- Metode tradiționale de calcul la rupere care prin valoarea coeficientului de siguranță η sau a factorului de stabilitate F_s , furnizat, cuantifică condițiile de stabilitate prin raportarea la situația de echilibru limită, pentru care $\eta=1$ 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.

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 că 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.

În ordinea cronologică și am putea spune a complexității sau exactității calculului, aceste metode sunt următoarele:

- Metoda suedeză sau metoda Fellenius;
- Metoda cercului de fricțiune sau metoda Taylor;
- Metoda Bishop simplificată;
- Metoda Bishop exactă;
- Metoda Bishop-Morgenstern;
- Metoda de verificare globală.

Metodele menționate anterior constau în alegerea uneia suprafețe potențiale de alunecare de formă circulară care se împarte în fâșii (mai puțin metoda de verificare globală). Se calculează echilibrul fiecărei fâșii în parte, iar la final se însumează forțele de stabilizare, respectiv de alunecare, care se exprimă sub forma unui raport. Acesta reprezintă condiția de echilibru, care se compară cu un coeficient de siguranță impus.

Având în vedere faptul că taluzurile naturale nu alunecă în general după suprafețe de alunecare circulare, în acest caz suprafața de alunecare este impusă de condițiile geologice din amplasament. Astfel, a apărut necesitatea verificării stabilității taluzurilor și după suprafețe plane sau suprafețe poligonale.

Principiile acestei categorii de metode au la bază următoarele ipoteze:

- Suprafața de alunecare are o formă neregulată, dar pentru simplificarea calculului, se asimilează cu o linie frântă;
- Masa alunecătoare se împarte în fâșii verticale, limitele dintre fâșii corespunzând punctelor de frângere a suprafeței de alunecare;
- Forțele care acționează asupra unei fâșii sunt: greutatea proprie a fiecărei fâșii, rezistența la forfecare a pământului care alunecă, forțele de împingere cu care acționează fâșiile adiacente și, dacă există o pânză de apă în masa alunecată, forțele hidrodinamice și hidrostatice ale apei subterane.

Posibilitățile pe care astăzi le oferă calculatoarele moderne, precum și programele de calcul dezvoltate în toate domeniile științei și tehnologiei au făcut inevitabilă utilizarea acestor posibilități în calculul de verificare a stabilității masivelor din pământ.

În cazul unor situații complexe, metodele clasice nu mai permit obținerea unui model de calcul apropiat realității din teren. În acest caz, Metoda Elementului Finit (M.E.F.) și posibilitățile oferite de calculul automat (hardware și software) permit modelarea unor structuri complexe alcătuite din materiale cu proprietăți diferite (straturi de pământ, respectiv rocă cu caracteristici fizico-mecanice diferite). Abordarea unor probleme de calcul pentru verificarea stabilității masivelor de pământ prin M.E.F. trebuie să țină seama atât de particularitățile problemei care se analizează cât și de posibilitățile oferite de programele de calcul existente sau disponibile.

- Modul de discretizare al structurii în elemente finite poate avea influența rezultatele calculului. În general, discretizarea trebuie îndesită în jurul unor puncte sau suprafețe în care apar concentrări de tensiuni. Datorită acestui fapt, în primele faze ale modelării se recomandă utilizarea unei discretizări mai grosiere care să permită un calcul mai rapid, iar în funcție de rezultatele obținute să se îndesească rețeaua de elemente finite în zonele de interes.
- Starea inițială de eforturi reprezintă un element foarte important care trebuie cunoscut înainte de a începe un calcul prin M.E.F., care se determină ca un pas pregătitor al calculului propriu-zis. Posibilitatea utilizării în calcul a unei stări de tensiune preexistente reprezintă un avantaj major al M.E.F., care permite și un calcul complet automatizat al unei structuri care trece dintr-o fază în alta, luându-se în considerare numai starea de eforturi corespunzătoare etapei anterioare de calcul. În această situație deformațiile aferente situației anterioare se anulează, în calcul ținându-se seama numai de modificarea stării de tensiune anterioară, pornind însă de la deformații deja consumate considerate nule.
- Caracteristicile fizico-mecanice ale terenului, respectiv ale straturilor cu parametri diferiți pot fi introduse pentru fiecare strat în parte. În afara caracteristicilor, pentru fiecare strat, γ , Φ , c , K_0 , E , ν etc. se pot introduce în calcul elemente de interfață care permit obținerea unor rezultate mai exacte în zonele de interacțiune ale unor materiale cu rigidități mult diferite (ex.: pământ în contact cu betonul din fundații).
- În urma dezvoltării metodelor de calcul prin M.E.F. pentru a se obține o modelare cât mai aproape de realitate a stării de tensiune și de deformații, au fost concepute legi de comportare din ce în ce mai complexe și mai aproape de modul de comportare al pământurilor. Astfel, s-au realizat modele de calcul de la cele mai simple, corespunzătoare comportării elastice (modelul Drucker-Prager) la modele care se comportă mult mai aproape de modul de comportare al pământurilor sub încărcări. Aceste modele de calcul sunt cunoscute ca modelul Mohr-Coulomb, modelul în care se realizează o

creșterea a rigidității odată cu creșterea încărcării (Hardening Soil Model) sau modelul prin care se urmărește în calcul efectul de consolidare, respectiv de curgere lentă a pământurilor (Cam-Clay Model).

- Unul din avantajele programelor de calcul prin M.E.F. îl constituie și cantitatea foarte mare de informații care se poate obține privind starea de tensiune și de deformații a unei structuri. Rezultatele sunt vizualizate în reprezentări grafice sugestive care permit identificarea zonelor de interes ale structurii, zone care pot fi focalizate pentru a se obține date mai exacte cu privire la ceea ce s-a întâmplat în acele puncte.

În **capitolul 4** sunt discutate diferite metode de stabilizare a versanților și a masivelor de pământ instabile.

Înainte însă de selectarea metodei de stabilizare trebuie determinate cauzele concrete sau potențiale ale instabilității taluzurilor și versanților. Deseori se constată existența mai multor factori care pot duce la declanșarea unei alunecări de teren sau care pot provoca instabilitatea unui taluz. Aprecierea incorectă a cauzelor care provoacă fenomene de instabilitate poate avea drept consecință o eficiență redusă a lucrărilor de stabilizare.

În general, metodele de stabilizare a versanților și a masivelor de pământ au rolul de a reduce forțele care generează fenomenele de instabilitate sau de a mări forțele rezistente care asigură condițiile de stabilitate. Condițiile de stabilitate pot fi îmbunătățite prin:

- Drenarea apelor subterane care are ca efect creștea parametrilor rezistenței la forfecare a pământurilor;
- Eliminarea unor straturi cu parametrii rezistenței la forfecare reduși sau a unor zone cu potențial de cedare;
- Realizarea unor structuri de sprijin sau a unor lucrări de stabilizare (piloți, pereți mulați, ancoraje etc.);
- Realizarea unor structuri din pământ armat;
- Tratamente chimice pentru a crește rezistența la forfecare a pământului.

Metodele de stabilizare a unor taluzuri sau a unor versanți studiate în cadrul acestui capitol se pot clasifica în mai multe categorii, prima categorie analizată fiind modificarea distribuției eforturilor în masa masivului din pământ.

Una din aceste metode constă în amenajarea pantei taluzurilor. Mărirea stabilității taluzurilor se poate obține prin reducerea forțelor care generează fenomene de instabilitate, în această categorie intrând masele din pământ de la partea superioară a taluzului. Lucrările de amenajare a suprafeței taluzului care au drept consecință efectul pozitiv menționat anterior pot fi reducerea pantei taluzurilor sau executarea taluzurilor în trepte. Dezavantajul acestei metode constă în faptul că sunt necesare lucrări costisitoare de terasamente, care se execută în condiții dificile de acces și transport al materialului.

O metodă interesantă de stabilizare prin reducerea greutateii o constituie înlocuirea pământului din zona superioară a taluzului cu materiale ușoare (polistiren) urmând ca să se refacă aspectul natural al zonei prin acoperirea volumului de pământ înlocuit cu polistiren cu pământ care se înierbează sau pe care se reface vegetația naturală.

O altă posibilitate de stabilizare a taluzurilor o constituie realizarea unor lucrări de construcții (introducerea unor elemente cu o rigiditate mai mare în zonele sensibile ale taluzului). Din această categorie de lucrări se pot menționa berme, piteni, pământuri armate etc.

Berme asigură creșterea greutateii terenului de la piciorul taluzului, sporindu-se în acest fel condițiile de stabilitate prin creșterea rezistenței la forfecare a

terenului. Berma îmbunătățește condițiile de stabilitate ale taluzului prin realizarea unei creșteri a lungimii și adâncimii suprafeței potențiale de cedare și măresc momentele generate de forțele rezistente care se opun pierderii stabilității taluzului.

Efectul unui pinten este similar, îmbunătățind efectul pozitiv pe care îl produce berma, forțând trecerea cercului critic de alunecare în adâncime. Această metodă are o eficiență deosebită în cazul în care stratul tare este la o adâncime redusă față de baza bermei.

Realizarea unor structuri din pământ armat a dovedit o eficiență deosebită în ceea ce privește efectul de stabilizare a unor potențiale alunecări de teren. Structura de pământ armat este deosebit de stabilă, ea asigurând și condițiile de preluare a unor forțe de împingere a masivelor din pământ instabile. Prezența în masa pământului a unor elemente cu rezistențe la întindere foarte mari face ca structurile din pământ armat să constituie o soluție tehnică avantajoasă. Datorită costurilor relativ mari ale geosinteticelelor produse de industria chimică, o soluție eficientă pusă în practică o constituie utilizarea unor anvelope uzate ca elemente de armare.

Drenarea taluzurilor sau versanților prin colectarea apelor subterane și a celor de infiltrații constituie o soluție cu efecte pozitive certe în ceea ce privește îmbunătățirea condițiilor de stabilitate. Drenurile pot fi clasificate în două categorii: drenuri de suprafață și drenuri de adâncime.

Drenurile de suprafață au scopul de a colecta și dirija apele provenite din precipitații în afara zonelor care ar putea influența condițiile de stabilitate ale taluzului. Tehnologiile de realizare a drenurilor de suprafață sunt diverse constând din devierea curgerii apelor de suprafață, impermeabilizarea de suprafață, umplerea crăpăturilor sau fisurilor din teren etc. Apa colectată din suprafață va fi dirijată spre sisteme de colectare permanente sub formă de canale sau conducte care vor asigura evacuarea apei cât mai departe de zonele potențial instabile.

Drenurile de adâncime au rolul de a colecta și evacua apele de infiltrație de la suprafața terenului și cele infiltrate din pânza de apă freatică, în acest fel reducându-se umiditatea pământului cu toate consecințele pozitive pe care aceasta le implică asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale pământului. Drenurile de adâncime se pot executa în diferite variante constructive, cele mai utilizate fiind tranșeele drenante, drenuri în săpătură deschisă, drenuri orizontale forate, puțuri de descărcare etc. Pentru proiectarea unui sistem eficient de evacuare a apei, trebuie să se cunoască bine structura geologică a amplasamentului și să se aleagă o poziționare corectă a sistemului de evacuare a apei astfel încât să crească probabilitatea interceptării principalelor straturi acvifere.

O metodă modernă de realizare a unui sistem de drenare de adâncime îl constituie sistemul sifonării gravitaționale. Sistemul prezintă avantajul unor lucrări care implică costuri reduse, fiind necesară doar executarea unor foraje verticale sau înclinate care trebuie să străpungă pânza de apă freatică, în aceste foraje executându-se drenuri verticale. Apa din aceste drenuri va fi apoi sifonată gravitațional prin tuburi flexibile din PVC care se introduc în șanțuri la o adâncime redusă față de suprafața terenului, fiind conduse până la sasurile automate, câte unul pentru fiecare tub de sifonaj (dren) care sunt amplasate într-un cămin de vizitare aflat în aval.

Dintre metodele mai moderne utilizate pentru stabilizarea masivelor de pământ o constituie folosirea ancorelor scurte, geogriurilor, micropiloți și coloane din materiale granulare.

Ancorele scurte constituie o metodă de armare a masivelor de pământ care alcătuiesc taluzuri naturale. Această metodă se utilizează pentru sprijinirea săpăturilor adânci sau a unor taluzuri cu înălțimi de până la 6,00 ... 8,00 m.

Realizarea sistemului de stabilizare cu ancore scurte presupune utilizarea unor utilaje specializate și anume, instalații de foraj, pompe pentru injectarea unui liant, precum și a unei instalații de torcretare. Avantajul metodei constă în realizarea unui minim de lucrări de terasamente, adică săpături și transport pământ.

Armarea taluzurilor cu geogriile permite realizarea chiar și a unor suprafețe exterioare verticale ale masivelor din pământ. Executarea masivelor din pământ armate cu geogriile presupune lucrări de transport și punere în operă a unor cantități mari de materiale granulare, dar rezultatele obținute compensează acest dezavantaj deoarece masivul din pământ armat reprezintă o structură foarte stabilă, ea putând prelua și eventualele eforturi din împingerea pământului datorate terenului din spatele structurii din pământ armat.

Micropiloții ca metodă de îmbunătățire a condițiilor de stabilitate a unor masive din pământ îndeplinesc același rol ca și ancorele scurte amintite anterior, avantajul utilizării micropiloților constând în varietatea mai mare a posibilităților de realizare a acestora (diametrul micropilotului, materialul din care se execută, direcții diferite de introducere în teren etc.), precum și faptul că micropiloții pot prelua într-o oarecare măsură și eforturi tangențiale de forfecare.

Tehnologia de realizare a coloanelor din material granular asigură complementar și un proces de îmbunătățire a caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor din care sunt alcătuite masivele potențial instabile. Coloanele din material granular asigură și un rol de dren vertical care permite reducerea umidității pământului în adâncime și totodată constituie un element de rigidizare prin unghiul de frecare interioară mare în raport cu terenul natural din masivul care se stabilizează.

Realizarea unor structuri de rezistență propriu-zise constituie de asemenea o modalitate de a îmbunătăți condițiile de stabilitate ale taluzului. Din această categorie de lucrări de construcții fac parte zidurile de sprijin, structuri din piloți foraj, barete, ultimele două putând fi prevăzute cu sisteme de ancorare.

Zidurile de sprijin se utilizează atunci când nu este suficient spațiu pentru extinderea pantei taluzului. Proiectarea zidurilor de sprijin presupune efectuarea unor verificări de rezistență și stabilitate. Verificările de stabilitate constau în verificarea la alunecare, la răsturnare și verificarea globală de stabilitate a zidului de sprijin împreună cu terenul înconjurător.

Utilizarea piloților la lucrări de stabilizare a masivelor din pământ sunt lucrări complexe care se pot executa în diverse variante în funcție de situația din amplasament, atât cea din adâncime cât și cea de la suprafața terenului. În aceste condiții, piloții asigură echilibrul masivelor din pământ prin preluarea împingerii generată de alunecarea terenului din suprafață și transmiterea acestor forțe în adâncime la un strat de rocă stabil și cu rezistențe mecanice corespunzătoare. Conlucrarea piloților cu terenul poate fi îmbunătățită prin realizarea unor ancore de adâncime care să asigure legarea capetelor superioare libere ale piloților cu straturi de rocă stabilă din adâncime.

Vegetația (iarbă, arbuști și copaci) poate constitui o soluție foarte eficientă și avantajoasă pentru stabilizarea taluzurilor sau versanților. Prin prezența vegetației la suprafața terenului se evită eroziunea pământului sub acțiunea factorilor de mediu (precipitații, vânt etc.), precum și posibilitatea infiltrării apelor provenite din precipitații în masivul din pământ.

Capitolul 5 are ca obiect prezentarea contribuțiilor autorului cu privire la monitorizarea unor fenomene de instabilitate ale versanților pe traseele drumurilor naționale DN 67D și DN 57. Amplasate în munții din sudul Banatului, traseele menționate prezintă câteva zone instabile care au necesitat o monitorizare atentă

cât și intervenția în cazul unei alunecări majore din zona barajului de pe râul Cerna în amonte de localitatea Băile Herculane.

Monitorizarea amplasamentelor potențial alunecătoare s-a realizat prin măsurători topografice sistematice, măsurători efectuate în Noiembrie 2006, Martie 2007 și Noiembrie 2007. Rezultatele măsurătorilor efectuate, prezentate în capitolul 5 au pus în evidență tendințe de alunecare în unele dintre amplasamente monitorizate.

O altă lucrare prezentată în cadrul acestui capitol o constituie monitorizarea fenomenului de alunecare înregistrat la km 96+800 pe traseul drumului național DN 67D. În condițiile amorsării unui fenomen de alunecare major s-a impus necesitatea efectuării unor investigații geotehnice aprofundate care să permită stabilirea condițiilor care au generat fenomenul de alunecare, inclusiv adâncimea și forma suprafeței de alunecare.

Soluția de stabilizare a versantului proiectată de către S.C. PATH'S ROUT S.R.L. a fost verificată prin calcul utilizând programul de calcul prin Metoda Elementului Finit, PLAXIS 7.2. Rezultatele calculului de verificare au confirmat faptul că soluția proiectată și executată de realizare a unei structuri spațiale sub formă de cadru din coloane din beton armat încastrate în stratul rocii de bază asigură condițiile necesare comportării corespunzătoare a masivului de pământ. Verificările prin măsurători topografice a stabilității traseului drumului național DN 67D în zona consolidată (Amplasament A6) au dovedit că soluția propusă și executată corespunde din punct de vedere tehnic, neînregistrându-se deplasări ale părții carosabile a drumului.

O altă soluție de stabilizare a unui versant instabil de pe traseul drumului național DN 57, în dreptul localității Svinița, a fost verificată prin calcul utilizând Metoda Elementului Finit, respectiv programul PLAXIS 7.2. Soluția de stabilizare a drumului de acces spre localitatea Svinița este o soluție complexă cuprinzând o fundație din beton monolit și o elevație din elemente prefabricate, ancore și o structură din pământ armat care se pretează unei analize prin M.E.F. Rezultatele calculului au permis determinarea condițiilor de stabilitate a zidului de sprijin, solicitările care se dezvoltă în ancorele solicitate la întindere, precum și condițiile de stabilitate intrinsecă ale structurii din pământ armat, precum și verificarea de ansamblu a eforturilor și deformațiilor întregii structuri așa cum a fost modelată.

6.2. Contribuțiile autorului

Contribuțiile autorului în domeniul tematicii privind stabilitatea masivelor de pământ sunt următoarele:

- Sistematizarea și analiza cauzelor care generează fenomenele de instabilitate ale masivelor de pământ;
- Întocmirea unei documentații bogate în conținut cu privire la metodele de calcul și analiză a stabilității masivelor de pământ;
- Analiză aprofundată a metodelor și tehnologiilor utilizate pentru prevenirea unor fenomene de alunecare precum și pentru remedierea și stoparea unor alunecări de teren;
- Analiza și documentarea privind studii de caz referitoare la lucrări de stabilizare a unor cazuri de instabilitate a masivelor de pământ;
- Efectuarea unor lucrări de măsurători topografice și de monitorizare a unor masive potențial instabile pentru evaluarea riscurilor de pierdere a stabilității unor versanți alunecători;

- Aplicarea Metodei Elementului Finit la calculul de proiectare și de verificare a unor zone instabile caracterizate prin structura complexă a situației din teren, precum și a elementelor de stabilizare propuse;
- Implicarea în identificarea, urmărirea și proiectarea unor lucrări de stabilizare a unor versanți instabili.

6.3. Direcții pentru cercetarea viitoare

Perspectivile care se deschid la ora actuală atât prin prisma condițiilor de dezvoltare economică, a modificării reglementărilor tehnice prin trecerea la normele europene cât și dezvoltarea tehnicii în toate domeniile de activitate constituie un imbold pentru continuarea și aprofundarea activităților care au condus la elaborarea prezentei teze de doctorat.

În această situație se creează premisele unei continuări cu rezultate pozitive a activităților de investigare, cercetare sau proiectare desfășurate până în prezent.

Direcțiile în care autorul își propune continuarea cercetărilor sunt:

- Menținerea și aprofundarea contactelor cu instituții și întreprinderi care au ca domeniu de activitate lucrări de construcții și întreținerea unor căi de comunicații care pot fi afectate de fenomene de instabilitate;
- Implementarea în practica curentă a unor metode moderne de urmărire și monitorizare a unor fenomene de instabilitate (tehnologia TDR);
- Aprofundarea și perfecționarea metodelor de calcul moderne de urmărire și monitorizare a unor fenomene de instabilitate.

BIBLIOGRAFIE

1. ABOSHI H., ICHMITO E., ENOKI M., HAZAAD K. *A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns*, International Conference on Soil Reinforcement, Paris, pag. 211-216, Martie, 1979
2. ABRAMSON L. W., LEE T. S., SHARMA S., BOYCE G. M. *Slope stabilization and stabilization methods, second edition*, A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc., New York, 2002
3. AKOU Y. *Etude numerique d'un modele reduit de remblai sur argile molle*, Revue francaise de Geotechnique, 1998
4. ALBERRO J. *Stress-strain analysis of El Infernillo Dam*, Proc. Perf. of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, New York, Vol. I, pag. 837-852, 1972
5. ALMAGIA R. *Studi geografici sopra le frane d'Italia*, Memorie della Societa Geografica Italiana nr. 14, 1910
6. BAGUELIN F., FRANK R. *Theoretical studies of piles using the finite element method*, Foundation Engineering, Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, 1982
7. BALLY R. J., STĂNESCU P. *Alunecările și stabilitatea versanților agricoli*, Ed. Ceres, București, 1977
8. BĂLTEANU D. *Experimentul de teren în geomorfologie*, Ed. Academică, București, 1983
9. BĂNCILĂ I., FLOREA M., FOTĂ D., GEORGESCU M., LAZĂR L.F., MOLDOVEANU T., PRIVIGHETORIȚĂ C., VĂDUVA C., ZAMFIRESCU F. *Geologie inginerescă*, Editura tehnică, București, 1981
10. BLONDEAU F. *Les Methodes d'Analyse de stabilite des talus*, BLLCP-Stabilite des taluy, 1, pag. 56-62, 1976
11. BOLDUREAN ALEXANDRA *Technical solution for consolidation-stabilization of the body of the road DN 59B km 23+400 ... km 27+500 and km 29+300 ... km 33+173*, International Young Geotechnical Engineers Conference, Dublin, Ireland, 2002

12. BOLDUREAN I.P., BOLDUREAN ALEXANDRA *Metoda de calcul a stabilității taluzurilor la care suprafața de alunecare are o formă oarecare*, Zilele Academice Timișene, Simpozion: Infrastructuri eficiente pentru transporturile terestre, Ediția a VII-a, vol. 2, pag. 395-401, Ed. Solness, Timișoara, 2001
13. BOLDUREAN I.P., BOGDAN I., CIOPEC ALEXANDRA *Studiu geotehnic și soluție de consolidare a unei alunecări de teren pe DJ 609*, Al XII-lea Congres Național de Drumuri și Poduri din România, Asociația Profesională de Drumuri și Poduri, București, 2006
14. BOȚI N., STANCIU A. *Cuantificarea potențialului de alunecare a versanților din intravilan*, Zilele Academice Iașene, Iași, 1999
15. BOȚU, N., CARASTOIAN D., GRESS, J.C., BOMONT S. *Drenaj de adâncime gravitațional cu drenuri sifon*, Revista de Drumuri și Poduri nr. 3/2003, pag. 7-10, București, 2003
16. BOȚU, N., CARASTOIAN D. *Metodă modernă de stabilizare a versanților prin coborârea pânzei de apă freatică*, A X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, pag. 465-470, București, 16-18 septembrie 2004
17. BRIAUD J.L. *Tieback walls in sand: numerical simulation and design implications*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999
18. BRUCE D. A., JEWELL R. A. *Soil Nailing: Application and Practice – Part 2, Ground Engineering*, The Journal of the British Geotechnical Society, vol. 20, no. 1, pag. 21-28, 1987
19. CARSON M. A. *Hillslope Form and Process*, Univ. Press Cambridge, 1972
20. CATHIE D.N., DUNGAR R. *Evaluation of finite element predictions for constructional behaviour of a rockfill dam*, Proc. Instn. Civ. Engineers, Part 2, 1978
21. CHORLEY R. J., SCHUMM S. A., SUGDEN D. E. *Geomorphology*, Ed. Methuen, London, New York, 1984
22. CIOPEC ALEXANDRA, HERBAN S., BOLDUREAN I.P., BOGDAN I. *Study and Monitoring of Potential Landslides on a National Road Routing*, Buletinul Științific al Universității „Politehnica” din Timișoara, Seria Construcții-Arhitectură, Tom 53(67), Fascicola 1, pag. 41-46, Ed. Politehnica, Timișoara, 2006

23. CIOPEC ALEXANDRA, BOLDUREAN I.P., BOGDAN I. *Soluții de consolidare a unui versant instabil analizate prin M.E.F.*, Zilele Academice Timișene, Simpozion: Infrastructuri eficiente pentru transporturile terestre, Ediția a X-a, pag. 334-339, Ed. Solness, Timișoara, 2007
24. COLLIN A. *Cercetări experimentale asupra alunecărilor spontane a terenurilor argiloase*, 1846
25. COSTESCU C., VOICU CRISTINA, CIOPEC ALEXANDRA *Causes and solution for the consolidation of a landslide produce don the country road DJ 605*, Buletinul Științific al Universității „Politehnica” din Timișoara, Seria Construcții-Arhitectură, Tom 49(63), Fascicola 1, pag. 19-26, Ed. Politehnica, Timișoara, 2004
26. COSTESCU C., CIOPEC ALEXANDRA, ABRUDEAN MIHAELA *Studii și cercetări privind posibilitățile de utilizare a rocilor din zona Băile Herculane*, Zilele Academice Timișene, Simpozion: Infrastructuri eficiente pentru transporturile terestre, Ediția a IX-a, vol. 2, pag. 139-142, Ed. Solness, Timișoara, 2005
27. COSTESCU C., CIOPEC ALEXANDRA *Cauzele și soluția de consolidare a unei alunecări de teren produsă pe DJ 663A*, Zilele Academice Timișene, Simpozion: Infrastructuri eficiente pentru transporturile terestre, Ediția a IX-a, pag. 354-362, Ed. Solness, Timișoara, 2007
28. CRAIG R. F. *Soil Mechanics*, Chapman & Hall, Great Britain, 1994
29. CUTEANU E., MARINOV R. *Metoda elementelor finite în proiectarea structurilor*, Ed. Facla, Timișoara, 1980
30. DAS, BRAJA M., *Principles of Foundation Engineering*, PWS-KENT Publishing Company, Boston, SUA, 1990
31. DAVIS R. O., DESAI C. S., SMITH N. R. *Stability motions of translational slides*, Div. ASCE, 101(2), pag. 147-165, 1993
32. DESAI S. C., CRISTIAN T. J. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, McGraw Book Company, 1977
33. DHOUIB A. *Une nouvelle approche de la stabilite des remblais sur sols mous traites par colonnes ballastees*, Revue francaise de Geotechnique, 1998
34. DRAGOȘ V. *Deplasări de teren*, Ed. Științifică, București, 1957
35. ECKEL E.B. *Landslides and Engineering Practice*, Highway Research Board, Special Report 29, 1958

36. EMELIANOVA E.P. *O pričinah i faktorah opolznevîh proţesov, Voprosî ghidrogheologii i injenernoî gheologii, Gosgheolizdat, Moskva, 1953*
37. FEDOROVSKY V. G. ş.a. *Three methods of slope stability analysis, X-th ICSMFE, vol. 1, Stockholm, 1981*
38. FLAGEOLLET J. C. *Les mouvements de terrain et leur prevention, Ed. Masson, Paris, Milan, Barcelone, Mexico, 1989*
39. FLOREA M. N. *Alunecări de teren şi taluze, Editura Tehnică, Bucureşti, 1979*
40. GASSLER G., GUDEHUS G. *Soil Nailing – Some Soil Mechanic Aspects of In-Situ Reinforced Earth, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3, Session 12, Stockholm, pag. 665-670, 1981*
41. GOUGHNOUR R. R., SUNG J. T., RAMSEY J. S. *Slide Correction by Stone Columns, Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing, M. I. Esrig and R. C. Bachus, Eds., ASTM STP-1089, 1990*
42. HAIDA V., GRUIA AGNETA, VOICU CRISTINA *Cauze şi soluţii de consolidare a unor alunecări de teren de pe traseul drumului DJ 109 E, A VIII-a Conferinţă Naţională de Geotehnică şi Fundaţii, Iaşi, 25-28 septembrie 1996, pag. 525-534, 1996*
43. HAIDA V., MARIN M., MIREA MONICA *Mecanica pământurilor, Ed. Orizonturi Universitare, Timişoara, 2004*
44. HAIDU I., HAIDU C. *S.I.G. Analiză spaţială, Editura H*G*A*, Bucureşti, 1998*
45. HAMBLIN W.K. *The Earth's Dynamic Systems: A Textbook in Physical Geology, Macmillan Publishing Company, 1992*
46. JEWELL R. A., WOODS R. I. *Simplified Design Charts for Steep Reinforced Slopes, Symposium on Reinforced Soil, University of Mississippi, September, 1984*
47. KANE, W.F., BECK, T.J. *Advances in Highway Slope Stability Instrumentation, Proceedings, 50th Highway Geology Symposium, Roanoke, VA, pag. 328-337, 1999*
48. KANE, W.F., BECK, T.J. *Advaces in Slope Stability Instrumentation: Integrating TDR with Remote Data Acquisition Systems, Proceedings, Fifth International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Singapore, 2000*

49. LESHCHINSKY D. *Slope stability analysis: generalized approach*, J. Geotech. Engrg., ASCE, 1990
50. LO K. Y., LEE C. P. *Stress analysis and slope stability in strain-softening materials*, Geotechnique nr. XXIII, 1, 1973
51. MANOLIU I. *Fundații și procedee de fundare*, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1983
52. MARCHIDANU, E. *Practica geologică inginerască în construcții*, Ed. Tehnică, București, 1987
53. MARCHIDANU E. *Considerations regarding the methodology for elaboration of the map with division into zones of Romania territory from the point of view of landslide potential*, Editor: Romanian Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bucharest, 1995
54. MIHĂILESCU V. *Porniturile de teren și clasificarea lor*, Rev. Geogr. Rom., an II, f. II-III, București, 1939
55. MORGENSTERN N.R., PRICE V.E. *The analysis of the stability of general slip surfaces*, Geotechnique, London, 1965
56. NASRI V. *Calcul global en elements finis d'un portique tridimensionnel fonde sur un massif d'argile*, Revue francaise de Geotechnique, 1998
57. PĂUNESCU M., POP V., SILION T. *Geotehnică și fundații*, Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1982
58. PĂUNESCU M., SCHEIN T. *Executarea consolidării unui rambleu de cale ferată cu piloți din var executați prin vibrare*, A II-a Conferință de Geotehnică și Fundații, pag. 320-323, București, 3-5 iunie 1971
59. PECSI M. *The main types of landslide*, Föld. Közl., nr. 2-3, Budapesta, 1971
60. PENCK A. *Morphologie der Erdoberfläche*, The Geographical Journal, vol. 5, nr. 6, Viena, 1895
61. POPA A. *Geotehnică și fundații*, IP Cluj-Napoca, vol. I, Cluj-Napoca, 1981
62. POPA A. *Elaborarea hărților de risc pentru amplasamente potențial alunecătoare*, Zilele Academice Clujene, vol. II, pag. 619, Cluj-Napoca, 1999
63. POPA A. ș.a. *Consolidarea terasamentelor cu ajutorul piloților de var*, Zilele Academice Clujene, vol. II, pag. 402, Cluj-Napoca, 2001
64. POPA A., FARCAȘ V. *Analiza stabilității versanților cu cariere la zi*, Zilele Academice Clujene, pag. 303, Cluj-Napoca, 2005
65. RAPP A. *Recent development of mountain slopes in Kärkevagge and surroundings*, Northern Scandinavia. Geogr. An., vol. XLII, Uppsalla, 1960

66. RĂILEANU P., MUȘAT V., JIBICHI E. *Alunecări de teren: Studiu și combatere*, Casa de Editură Venus, Iași, 2001
67. RĂILEANU P., BOJI N., STANCIU A. *Geologie, geotehnică și fundații*, IP Iași, 1986
68. SAVARENSKI E. F., SOLOVIEV S. L., KHARIN D. A. *Atlas zemletrayaseniei v SSR (Earthquake in USSR)*, Akad. Nauk. SSR, 1962
69. SCHEIN T., HAIDA V., SCORDALIU I., ROTAR V. *Soluție tehnică de consolidare a unui zid de sprijin*, A VIII-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, pag. 645-648, Iași, 25-28 septembrie 1996
70. SCHEIN T., BOLDUREAN ALEXANDRA *Studii și soluții pentru asigurarea stabilității unui sector de drum pe DN 76 km 79+650 – 79+700*, Zilele Academice Timișene, Simpozion: Infrastructuri Eficiente pentru Transporturile Terestre, Ediția a VII-a, pag. 410-416, Ed. Solness, 24-25 mai 2001
71. SCHEIN T., SCORDALIU I., BOLDUREAN ALEXANDRA *Analiza condițiilor de stabilitate ale corpului drumului DN 57B km 54+850 ... km 55+050 și soluția de stabilizare-consolidare*, Al XI-lea Congres Național de Drumuri și Poduri din România, CD: T1-52, Asociația Profesională de Drumuri și Poduri, Timișoara, 2002
72. SCHEIN T., BOLDUREAN ALEXANDRA *Studiu și soluție privind consolidarea corpului drumului DN 68 A km 51+640 – km 52+470*, A X-a Conferință Națională de Geotehnică și Fundații, București, 16-18 septembrie 2004
73. SCHEIN T., BOLDUREAN ALEXANDRA *Strategia și principiile ce stau la baza proiectării, execuției și urmăririi comportării lucrărilor de stabilizare-consolidare a versanților potențial instabili adiacenți C.C.T.*, Revista Română de Geotehnică și Fundații, nr. 1, pag. 41-44, Ed. Graphis Advertising, București, 2004
74. SCHLOSSER F. *Analogies et differences dans le Comportements et le Calcul des Ouvrages de Soutenement en Terre Arme et par Clouage du Sol*, Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nr. 418, 1983
75. SCHUSTER R. L., KRIEZEK R. J. *Landslides: Analysis and Control*, Special Report 176, Publisher: Transportation Research Board, National Academy of Sciences, 1978

76. SHARPE C. F. S. *Landslides and related phenomena*, Columbia University Press, New York, 1938
77. SKERMER N.A. *Finite element analysis of El Infernillo dam*, Can. Geotech. J., 1973
78. SMITH G. N. *Elements of Soil Mechanics*, BSP Professional Books, Oxford, 1990
79. SNITBHAN N., CHEN W.F. *Finite element analysis of large deformations in slopes*, Proc. Conf. Numer. Meth. in Geomech., Blacksburg, 1976
80. STANCIU A., LUNGU IRINA *Fundații*, Ed. Tehnică, București, 2006
81. STEMATIU D. *Calculul structurilor hidrotehnice prin metode elementelor finite*, Ed. Tehnică, București, 1988
82. STOCKER, M.F., G. REIDINGER *The Bearing Behavior of Nailed Retaining Structures*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, New York, pag. 612-628, 1990
83. STRAHLER A. *Geografie fizică*, Ed. Științifică, București, 1973
84. TERZAGHI K. *Mechanism of landslides*, The Geologists Society of America, New York, pag. 83-123, 1950
85. TREVISAN L. *Corso di geologia per scienze naturali*, Pisa, 1953
86. TRICART J. *Précis de géomorphologie. Géomorphologie dynamique generale*, Ed. SEDES, Paris, 1977
87. TUFESCU V. *Modelarea naturală a reliefului și eroziunea accelerată*, Ed. Acad., București, 1966
88. VARNES D. J. *Landslide types and processes*, in Eckel, E. B., ed., *Landslides and engineering practice: Highway Research Board, Special Report 29*, NAS-NRC Publication 544, pag. 20-47, 1958
89. ZARUBA Q., MENCL V. *Landslides and Their Control*, Elsevier Science and Technology Publisher, 1969
90. ZARUBA Q., MENCL V. *Alunecările de teren și stabilizarea lor*, traducere din limba cehă, Ed. Tehnică, București, 1974
91. WEATHERBY D. E., NICHOLSON P. J. *Tiebacks Used for Landslide Stabilization*, Proceedings of the Application of Walls to Landslide Control Problems, R. B. Reeves, Ed., pag. 44-60, ASCE, Las Vegas, Nevada, April, 1988
92. WHITLOW R. *Basic Soil Mechanics*, Longman Group UK Limited, England, 1990

93. WHITMAN R.V., BAILEY W.A. *Use of computers for slope stability analysis*, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 1967
94. WINTERCOM F. H., FANG H. Y. *Foundation Engineering Handbook*, cap. 10-11, Van Nostrand Reinhold, 1975
95. WONG H., TROMPILLE V. *Deplacements du front d'un tunnel renforce par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain: approches analytique, numerique et donnees in situ*, Revue francaise de Geotechnique, 1998
96. *** Association amicale des ingenieurs anciens eleves de l'ecole nationale des ponts et chaussees *Remblais sur sols compressibles*, Paris, Franța, 1977
97. *** Bulletin de Liaison des Laboratoire Central des Ponts et Chaussees *Stabilite des Talus*, Paris, Franța, 1976
98. *** *10th Danube-European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Editor: Publications Committee of XIV ICSMFE, Hamburg, 1997
99. *** *Ghid privind identificarea și monitorizarea alunecărilor de teren și stabilirea soluțiilor cadru de intervenție, în vederea prevenirii și reducerii efectelor acestora, pentru siguranța în exploatare a construcțiilor, refacerea și protecția mediului*, Indicativ GT006-97, elaborat de Institutul de studii și proiecte pentru îmbunătățiri funciare, ISPIF S.A. București, pag. 34-35, 1997
100. *** *Ghid privind proiectarea structurilor de pământ armate cu geosintetice și metalice, redactarea finală*, Indicativ GP 093 – 06, București, 2006
101. *** *International Conference on Geotechnical & Geological Engineering*, Melbourne, Australia, 19-24 November 2000
102. *** *Manual de utilizare CESAR-LCPC Laboratoire Central des Ponts et Chaussees*, Paris, 1977
103. *** *Manual de utilizare GEOSLOPE*
104. *** *Manual de utilizare PLAXIS*
105. *** STAS 3198-71 - *Cercetarea terenului de fundare prin metoda penetrării dinamice*, 1971
106. *** STAS 1242/6-76 - *Cercetarea terenului de fundare prin penetrare statică*, 1976
107. *** STAS 8942/1-89 - *Determinarea compresibilității pământurilor prin încercarea în edometru*, 1989

-
108. *** STAS 8942/2-82 - *Determinarea rezistenței pământurilor la forfecare, prin încercarea de forfecare directă*, 1982
- 109.*** STAS 8942/6-75 - *Încercarea pământurilor la compresiune monoaxială*, 1975
110. *** STAS 8942/5-75 - *Determinarea rezistenței la forfecare prin compresiune triaxială pe probe neconsolidate-nedrenate (UU), la pământuri coezive*, 1975

**Titluri recent publicate în colecția „TEZE DE DOCTORAT”
seria 5: Inginerie Civilă**

1. **Dorel Mihai** – *Contribuții la studiul structurilor din lemn, ISBN 978-973-625-562-5, (2007);*
2. **Alina Irina Gîrbaciu** – *Studiul și modelarea proceselor de difuzare a apei subterane prin metode subterestre directe (in situ), ISBN 978-973-625-558-8, (2007);*
3. **Ion Alexandrescu** – *Contribuții la studiul acțiunii solicitărilor dinamice asupra fundațiilor și a terenului de fundare, ISBN 978-973-625-537-3, (2007);*
4. **George Daniell Pană** – *Contribuții la studiul sistemelor de mașini cu acțiune vibrantă și tehnologiilor folosite pentru lucrări de fundații, ISBN 978-973-625-536-6, (2007);*
5. **Attila Blenesi-Dima** – *Tehnici și metode optime de utilizare a materialelor geosintetice în lucrările de îmbunătățiri funciare, ISBN 978-973-625-557-1, (2007);*
6. **Rodica –Luminița Marinescu** – *Contribuții asupra modului de reducere a pierderilor de apă în sistemele centralizate de alimentare cu apă, ISBN 978-973-625-565-6, (2007);*
7. **Ion Lauer** – *Tehnologii economice de exploatare și întreținere în amenajările de desecare-drenaj, ISBN 978-973-625-570-0, (2007);*
8. **Mihai Cătălin Nagy** – *Optimizarea funcționării unui sistem de gospodărirea apelor în perioade secetoase, ISBN 978-973-625-668-4, (2008);*
9. **Svetlana Maria Vrgovici** – *Contribuții privind efectele evenimentelor asupra psihologiei ființei umane, ISBN 978-973-625-675-2, (2008);*
10. **Samuel Muj** – *Contribuții la calculul spațial al infrastructurilor centralelor hidroelectrice, ISBN 978-973-625-679-0, (2008).*



EDITURA POLITEHNICA