

Universitatea Tehnică de Construcții București

Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole

Teză de doctorat

Conducător științific: prof. univ. dr. ing. Iacint MANOLIU

Doctorand: ing. Victor Matei PETRESCU

2011

Universitatea Tehnică de Construcții București

Facultatea de Construcții Civile, Industriale și Agricole

**Contribuții la studiul stabilității
taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice**

Conducător științific: prof. univ. dr. ing. Iacint MANOLIU

Doctorand: ing. Victor Matei PETRESCU

București, 2011

Cuprins

Introducere	6
1. Stadiul actual al cunoștințelor	8
1.1. Norme de proiectare a taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, utilizate în Europa	8
1.1.1. Prevederi incluse în Eurocodul 8 (SR EN 1998:1-2004), privind asigurarea stabilității taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice	8
1.1.2. Prevederi incluse în normativul P100-1/2006, privind asigurarea stabilității taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice	9
1.2. Mențiuni ale utilizării unor tipuri de metode pentru evaluarea stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, întâlnite în literatura de specialitate	10
1.2.1. Metode pseudostatice pentru evaluarea stabilității sub acțiuni seismice	10
1.2.2. Metode pentru determinarea eforturilor și deformațiilor existente înaintea producerii cutremurelor, în condiții statice	11
1.2.3. Metode pentru determinarea accelerogramelor anticipate pentru teren, utilizate pentru calculul deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice	12
1.2.4. Metode pentru determinarea eforturilor în condiții dinamice și a deformațiilor permanente ale taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice	13
1.3. Aspecte privind evaluarea siguranței față de cutremure a digurilor din pământ sau anrocamente	14
1.4. Cercetarea terenului în vederea evaluării siguranței față de acțiunile seismice a taluzurilor și versanților	17
1.5. Rezistența la forfecare a pământurilor utilizată în analize pseudostatice pentru evaluarea stabilității sub acțiuni seismice	17
1.6. Determinarea experimentală a caracteristicilor dinamice ale pământurilor	18
1.6.1. Introducere	18
1.6.2. Încercări pe teren care produc deformații mici	18
1.6.3. Încercarea cu coloana rezonantă	22
1.7. Aspecte privind stabilitatea versanților sub acțiuni seismice; alunecări ale unor versanți din România, cauzate de cutremurul din 4 martie 1977	24
2. Lichefierea pământurilor nisipoase	27
2.1. Evoluția conceptelor referitoare la lichefiere	27
2.2. Comportarea nisipurilor saturate sub încărcări ciclice, în condiții drenate	28
2.3. Definiția lichefierii	29
2.4. Rezistența ciclică a probelor de pământ reconstituite	30
2.5. Rezistența ciclică a depozitelor de nisip in situ	30
2.6. Rezistența ciclică a nisipurilor prăfoase	32

2.7. Evaluarea rezistenței la lichefiere prin SPT și CPT	32
2.8. Analiza lichefierii.	37
2.9. Tasări ulterioare lichefierii în depozitele nisipoase	38
2.10. Starea staționară a nisipului	40
2.11. Procese care au loc în teren și care nu sunt modelate în încercările de laborator	42
2.12. Efecte ale lichefierii asupra unor diguri de pământ, în urma cutremurului din 4 martie 1977	42

3. Metode de analiză a stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni statice și seismice, bazate pe studiul echilibrului limită

3.1. Introducere	44
3.2. Metode pentru calculul factorului de stabilitate sau al accelerației critice orizontale	46
3.2.1. Introducere	46
3.2.2. Metoda Fellenius	47
3.2.3. Metoda simplificată a lui Bishop	49
3.2.4. Metoda Spencer	52
3.3. Metode simplificate pentru calculul deformațiilor permanente cauzate de acțiunile seismice	54
3.3.1. Introducere	54
3.3.2. Metoda blocului alunecător a lui Newmark	54
3.3.3. Metoda Bray și Travarasrou (2007) pentru calculul deplasărilor cauzate de acțiunile seismice	56
3.4. Exemple de calcul	57
3.4.1. Introducere	57
3.4.2. Calculul factorului de stabilitate al unui rambleu supus la acțiuni statice	57
3.4.3. Calculul coeficientului seismic critic pentru un taluz într-un masiv de pământ omogen	59

4. Aspecte privind utilizarea metodei elementului finit în analiza stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților

4.1. Introducere	61
4.2. Metoda de analiză utilizată	61
4.2.1. Tipul elementelor finite	61
4.2.2. Modele constitutive utilizate	61
4.2.3. Matricea de rigiditate a unui element	71
4.2.4. Calcul dinamic	76
4.2.5. Influența lichefierii	78
4.3. Verificarea programului de calcul	79

5. Studii privind influența diferiților parametri asupra stabilității taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice	82
5.1. Introducere	82
5.2. Rezultate obținute prin metoda simplificată a lui Bishop	82
5.3. Deplasări permanente calculate prin metoda blocului alunecător a lui Newmark	90
5.4. Rezultate obținute în urma unor calcule prin metoda elementului finit	97
5.4.1. Determinarea accelerației orizontale critice a unui taluz	97
5.4.2. Determinarea deformațiilor permanente ale unor taluzuri, în urma acțiunilor seismice	105
6. Analiza mișcărilor seismice	
6.1. Transformata Fourier	116
6.2. Determinarea mișcării suprafeței terenului în funcție de mișcarea înregistrată la nivelul rocii de bază	117
7. Concluzii și contribuții personale	120
Bibliografie	122

Introducere

Alunecările de teren induse de cutremure au cauzat de-a lungul timpului pagube catastrofale. În cazul multor cutremure, alunecările au fost responsabile pentru mai mult de jumătate din pagubele produse. Astfel, în urma cutremurului din Alaska din 1964 s-au datorit alunecărilor aproximativ 56% din totalul pagubelor (Youd, 1978) iar după Kobayashi (1981), mai mult de jumătate din pierderile de vieți omenești cauzate de cutremure cu magnitudinea peste 6,9 între 1964 și 1980 s-au datorit alunecărilor de teren. În primul rând, instabilitatea terenurilor sub acțiuni dinamice depinde de o multitudine de parametri geologici și topografici. De multe ori, taluzurile și versanții sunt deja în condiții statice într-un echilibru aproape de limită, astfel încât alunecări semnificative pot fi produse de mișcări seismice cu intensități mici. Deformațiile unui taluz în urma unui cutremur pot fi cauzate atât de forțele de inerție, cât și de reducerea rezistenței la forfecare a pământului cauzată de creșterea presiunii apei din pori. Adesea, cauza evenimentelor nedorite este o combinație a ambilor factori. De asemenea, alunecările se pot manifesta pe durate mai mari de timp decât mișcarea seismică. O alunecare începută în timpul cutremurului poate continua datorită pierderii aproape complete a coeziunii existente inițial. Astfel, e posibil ca după cutremur și după apariția excesului de presiune a apei din pori, forțele statice să fie suficiente pentru a menține situația de instabilitate. Se vorbește astfel frecvent despre o fază seismică și o fază postseismică.

Până în secolul XVIII, dezvoltarea cunoștințelor în domeniul geotehnicii s-a făcut pe baze empirice, prin transmiterea de la o generație la alta a unei experiențe provenite dintr-o înțelegere intuitivă a comportării pământului. În 1773, Charles Coulomb a elaborat prima teorie științifică asupra împingerii pământului, tot el formulând și legea care exprimă rezistența acestuia la forfecare. În secolul XIX, William Rankine a publicat o teorie a împingerii pământului și a echilibrului limită într-un masiv de pământ semiinfințit presupus a fi omogen, fără coeziune și incompresibil, supus eforturilor date de greutatea proprie. În secolul XX au început să fie elaborate metode specifice pentru analiza stabilității taluzurilor și versanților, bazate într-o primă fază pe studiul echilibrului limită. În cazul acestui tip de metode, neținându-se seama de deformabilitatea pământului, sunt necesare ipoteze simplificatoare privind forma suprafeței de cedare, presupusă în general plană sau circulară. Astfel de metode au fost elaborate de Fellenius (1927), Bishop (1955), Bishop și Morgenstern (1960), Spencer (1967), Janbu (1973). Dintre acestea, ultimele două permit analiza stabilității în cazul unor suprafețe de cedare presupuse având forme oarecare. Metodele echilibrului limită se pot utiliza în studiul stabilității sub acțiuni seismice numai în cazul pământurilor pentru care se pot neglija creșterea presiunii apei din pori și reducerea rezistenței datorită degradării integrității structurii. Ca urmare a progreselor obținute în domeniul tehnicii de calcul din a II-a jumătate a secolului XX, a fost posibilă elaborarea și utilizarea eficientă a unor metode mai complexe, în care se ține seama de deformabilitatea și comportarea neliniară a pământurilor, acestea modelându-se în general cu ajutorul unor elemente finite, a căror comportare este descrisă de relații provenind din teoria elasticității și teoria plasticității. Avantajul principal al acestor metode constă în faptul că permit eliminarea presupunerilor privind formele suprafețelor de cedare și a altor ipoteze simplificatoare al căror scop era de a transforma problema într-una static determinată.

În teză este abordată comportarea taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, cu accent asupra metodelor utilizate pentru calculul stabilității și deformațiilor, în vederea utilizării cărora au fost elaborate 3 programe de calcul libere și cu sursă deschisă, care pot fi descărcate de la adresa <http://matgts.sourceforge.net>.

Capitolul 1 prezintă stadiul actual al cunoștințelor. Sunt menționate detalii despre evaluarea siguranței față de cutremure a digurilor din pământ și anrocamente, prevederi din câteva norme de proiectare precum și articole întâlnite în literatura de specialitate, în vederea evaluării gradului de utilizare a diferitelor tipuri de metode.

În Capitolul 2 este abordată lichefierea pământurilor nisipoase, care cauzează reducerea rezistenței la forfecare și prin urmare poate avea un rol important în comportarea taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice.

În Capitolul 3 se prezintă unele metode de calcul bazate pe studiul echilibrului limită pentru analiza taluzurilor și versanților sub acțiuni statice și seismice, care au fost implementate în două programe de calcul.

Capitolul 4 detaliază unele aspecte privind utilizarea teoriei plasticității, respectiv a metodei elementului finit. A fost realizat și un program de calcul bazat pe metoda elementului finit, care poate fi utilizat la rezolvarea unei mari varietăți de probleme, atât statice cât și dinamice.

Atât în Capitolul 3 cât și în Capitolul 4 sunt prezentate exemple de calcul cu scopul verificării programelor menționate.

În Capitolul 5 sunt prezentate studii privind influența diferiților parametri asupra stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, efectuate atât prin metode simplificate cât și prin metoda elementului finit.

În Capitolul 6 sunt prezentate câteva aspecte referitoare la analiza mișcărilor seismice.

Capitolul 7 conține o sinteză a principalelor concluzii, contribuții personale și direcții viitoare de cercetare.

Capitolul 1

Stadiul actual al cunoștințelor

1.1. Norme de proiectare a taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, utilizate în Europa

Încercarea de a diminua efectele negative ale cutremurelor a dus la elaborarea unor norme de proiectare care să ofere un anumit nivel de asigurare împotriva acestor calamități. În țara noastră, în domeniul proiectării antiseismice a lucrărilor de construcții, a fost elaborat Codul de Proiectare Seismică P100-1/2006, care corespunde Eurocodului 8 (SR EN 1998 : 1 - 2004) și care se aplică la proiectarea clădirilor și a altor construcții de inginerie civilă în zone seismice.

1.1.1. Prevederi incluse în Eurocodul 8 (SR EN 1998 : 1 - 2004), privind asigurarea stabilității taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice

Partea 5 a Eurocodului 8 stabilește cerințe, criterii și reguli pentru proiectarea a diferite sisteme de fundare și lucrări de susținere, precum și pentru studiul interacțiunii dintre teren și structură în condiții seismice. Acțiunea seismică poate fi luată în calcul prin intermediul unor accelerograme artificiale sau rezultate în urma înregistrării mișcărilor seismice reale. Pentru verificări de stabilitate în condiții dinamice și calcule ale deformațiilor permanente, se recomandă utilizarea accelerogramelor întregitate cu ocazia unor cutremure reale, care posedă un conținut realist de frecvențe joase și o corelare potrivită între componentele orizontală și verticală ale mișcării. În general pot fi folosite valorile parametrilor rezistenței pământului aplicabile în condiții statice nedrenate, precum coeziunea în condiții nedrenate, c_u , sau parametrii c și $\tan \phi$ în termenii eforturilor totale. Se pot folosi și parametrii rezistenței în termenii eforturilor efective, dacă se ține seama de modificările presiunii apei din pori în urma încărcărilor ciclice. Datorită influenței asupra acțiunilor seismice de proiectare, principalul parametru al rigidității terenului sub încărcări seismice este modulul de forfecare G , dat de relația (1.1):

$$G = \frac{\gamma}{g} \cdot v_s^2 \quad (1.1)$$

unde g este accelerația gravitațională, γ - greutatea volumică iar v_s - viteza de propagare a undelor elastice transversale prin pământ.

În condiții seismice, starea limită pentru taluzuri și versanți este asociată unor deformații permanente inacceptabil de mari ale terenului, produse la adâncimi semnificative pentru structurile construite și funcționarea acestora. Verificarea de stabilitate poate fi omisă pentru construcții încadrate în clasa de importanță IV, dacă se cunoaște pe baza unor experiențe asemănătoare că terenul în amplasamentul construcțiilor este stabil. Răspunsul taluzurilor și versanților la acțiunea seismică de proiectare poate fi determinat prin metode de analiză dinamică, utilizându-se modele bazate pe elemente finite sau de tip bloc rigid, sau prin metode pseudostatice simplificate, cu unele limitări. Este necesar să se țină seama de reducerile rezistenței ca urmare a creșterii presiunilor apei din pori din cauza încărcărilor ciclice.

Verificarea de stabilitate se poate face prin metode pseudostatice simplificate atunci când suprafața și stratificația terenului nu prezintă neregularități mari. Valorile de calcul ale forțelor de inerție pe direcție orizontală, respectiv verticală, sunt date de relațiile (1.2) și (1.3):

$$F_H = 0,5 \alpha W \quad (1.2)$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H \quad (1.3)$$

unde α reprezintă valoarea de calcul a coeficientului accelerației terenului iar W - greutatea pământului care se consideră că alunecă.

Starea limită de exploatare poate fi verificată prin calculul deplasărilor permanente ale masei care alunecă, cu ajutorul unui model dinamic simplificat constând într-un bloc rigid care se deplasează pe un plan. Metode simplificate, precum cele pseudostatice, nu se vor utiliza pentru pământuri care pot dezvolta creșteri mari ale presiunii apei din pori sau scăderi semnificative ale rigidității sub încărcări ciclice. Este necesară o evaluare a potențialului de lichefiere atunci când terenurile de fundare includ zone extinse de nisipuri afânate, cu sau fără argilă. Investigațiile terenului pentru acest scop vor include cel puțin încercări de penetrare standard (SPT) sau încercări de penetrare cu conul (CPT), precum și determinarea în laborator a curbelor granulometrice. Dacă este necesară, îmbunătățirea terenului împotriva lichefierii se poate face prin compactarea pământului sau prin drenare, în vederea reducerii presiunii în exces a apei din pori.

În cazul construcțiilor cu un factor de importanță γ_i mai mare decât 1,0 sau amplasate pe terenuri în pantă, acțiunea seismică de proiectare pentru verificări de stabilitate a terenului se înmulțește cu un factor de amplificare topografic, S_T , ale cărui valori sunt recomandate în Anexa A a EN 1998-5:2004. În funcție de panta terenului, valorile minime recomandate pentru S_T sunt cuprinse între 1,2 și 1,4, pentru construcții amplasate în apropierea vârfurilor pantelor. În cazurile în care suprafața de cedare considerată trece prin apropierea bazei taluzului sau versantului analizat, efectul topografic se poate neglija.

1.1.2. Prevederi incluse în normativul P100-1/2006, privind asigurarea stabilității taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice

Deși nu conține prevederi referitoare la proiectarea antiseismică a taluzurilor și versanților, normativul P100 conține prevederi utilizabile pentru orice tipuri de lucrări amplasate în zone seismice.

Citat:

"3. ACȚIUNEA SEISMICĂ

3.1. Reprezentarea acțiunii seismice pentru proiectare

(1) Pentru proiectarea construcțiilor la acțiunea seismică, teritoriul României este împărțit în zone de hazard seismic. Nivelul de hazard seismic în fiecare zonă se consideră, simplificat, a fi constant. Pentru centre urbane importante și pentru construcții de importanță specială se recomandă evaluarea locală a

hazardului seismic pe baza datelor seismice instrumentale și a studiilor specifice pentru amplasamentul considerat. Nivelul de hazard seismic indicat în prezentul cod este un nivel minim pentru proiectare.

(2) Hazardul seismic pentru proiectare este descris de valoarea de vârf a accelerației orizontale a terenului determinată pentru intervalul mediu de recurență de referință (IMR) corespunzător stării limită ultime, valoare numită în continuare "accelerația terenului pentru proiectare".

(3) Accelerația terenului pentru proiectare, pentru fiecare zonă de hazard seismic, corespunde unui interval mediu de recurență de referință de 100 de ani. Zonarea accelerației terenului pentru proiectare în România, pentru evenimente având intervalul mediu de recurență (al magnitudinii) $IMR = 100$ ani [...] se folosește pentru proiectarea construcțiilor la starea limită ultimă.

(4) Mișcarea seismică într-un punct pe suprafața terenului este descrisă prin spectrul de răspuns elastic pentru accelerații absolute."

În afară de spectre de răspuns elastic pentru accelerații absolute, normativul P100 permite în anumite condiții și utilizarea unor accelerograme artificiale sau înregistrate pentru descrierea mișcărilor seismice în vederea proiectării.

1.2. Mențiuni ale utilizării unor tipuri de metode pentru evaluarea stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, întâlnite în literatura de specialitate

Sunt citate în continuare câteva articole din literatura de specialitate referitoare la analiza taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice, care au fost studiate în vederea evaluării gradului de utilizare a diferitelor tipuri de metode.

1.2.1. Metode pseudostatice pentru evaluarea stabilității sub acțiuni seismice

În cazul acestui tip de metode, în vederea efectuării calculului, încărcările seismice sunt înlocuite cu încărcări aplicate static iar stabilitatea se evaluează prin metode utilizate și în cazul taluzurilor și versanților sub acțiuni statice, bazate pe studiul echilibrului limită sau pe metoda elementului finit.

1.2.1.1. Metode pseudostatice bazate pe studiul echilibrului limită

Mențiuni privind astfel de metode au fost întâlnite în următoarele articole:

1.2.1.1.1. *Proiectarea Antiseismică a Depozitelor de Deșeuri pentru Nord-Estul Statelor Unite* (C. Soydemir) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Seismic Design of Landfills for NR United States* (C. Soydemir) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

Conform acestui articol, procedurile utilizate în prezent pentru evaluarea stabilității sub acțiuni seismice

a depozitelor de deșeuri solide sunt cele utilizate și pentru evaluarea stabilității digurilor de pământ, printre aceste proceduri numărându-se:

- metode pseudostatice (Seed, 1979);
- metode de determinare a deformațiilor permanente bazate pe analogia cu blocul alunecător a lui Newmark (1965).

1.2.1.1.2. *Analiza Stabilității unui Dig de Pământ sub Acțiuni Seismice* (N. Deng, F. Ostadan, I. Arango, J. Marrone) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Seismic Stability Analysis of a High Earth and Rockfill Dam* (N. Deng, F. Ostadan, I. Arango, J. Marrone) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

Pentru digul de pământ prezentat se precizează obținerea unor accelerații critice ale terenului de 0.36g, respectiv 0.38g, pentru taluzurile din amonte și din aval, prin metode pseudostatice, presupunându-se suprafețe de cedare circulare și plane.

1.2.1.2. Metoda elementului finit în analize pseudostatice

1.2.1.2.1. *Determinarea coeficientului seismic critic în analiza stabilității taluzurilor prin utilizarea metodei elementului finit* (J. Bojorque, G. De Roeck) - Congresul Internațional privind Dezvoltarea, Mediul Înconjurător și Resursele Naturale, Cochabamba, Bolivia, iulie 2007 (*Determination of the critical seismic acceleration coefficient in slope stability analysis using finite element methods* (J. Bojorque, G. De Roeck) - International Congress on Development, Environment and Natural Resources, Cochabamba, Bolivia, July 2007)

În acest articol sunt prezentate determinări ale coeficientului seismic critic, atât prin metode bazate pe studiul echilibrului limită cât și prin metoda elementului finit. Unul dintre exemplele de calcul este detaliat în capitolele 3 și 5.

1.2.2. Metode pentru determinarea eforturilor și deformațiilor existente înaintea producerii cutremurelor, în condiții statice

În general, pentru determinarea eforturilor și deformațiilor sub acțiuni statice s-a întâlnit utilizarea metodei elementului finit.

1.2.2.1. *Răspunsul Seismic al Digurilor de Pământ* (L. Caldeira, P. Seco e Pinto, J. Bille Serra) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Seismic Response of Embankment Dams* (L. Caldeira, P. Seco e Pinto, J. Bille Serra) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

1.2.2.2. *Analiza Lichefierii Pietrișului din Alcătuirea unui Dig de Pământ* (D. Andrew Vessely) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Gravel Liquefaction Analysis of an Embankment Dam* (D. Andrew Vessely) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

1.2.2.3. *Analiza Stabilității unui Dig de Pământ sub Acțiuni Seismice* (N. Deng, F. Ostadan, I. Arango, J. Marrone) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Seismic Stability Analysis of a High Earth and Rockfill Dam* (N. Deng, F. Ostadan, I. Arango, J. Marrone) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

1.2.2.4. *Deformații Permanente ale unui Dig de Pământ datorite Acțiunilor Seismice* (Jia-huan Qian, Li-zhen Zeng, Zhen-son Hong) - A Doua Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 11-15 martie, 1991 (*Permanent Deformation of Earth Dam Due to Earthquake* (Jia-huan Qian, Li-zhen Zeng, Zhen-son Hong) - Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, March 11-15, 1991)

Se menționează în general efectuarea unor analize statice în condițiile utilizării pentru pământ a modelului hiperbolic sau a altor modele neliniar elastice.

1.2.3. Metode pentru determinarea accelerogramelor anticipate pentru teren, utilizate pentru calculul deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice

1.2.3.1. *Răspunsul Seismic al Digurilor de Pământ* (L. Caldeira, P. Seco e Pinto, J. Bille Serra) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Seismic Response of Embankment Dams* (L. Caldeira, P. Seco e Pinto, J. Bille Serra) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

Sunt făcute în acest articol unele precizări privind utilizarea unor accelerograme sintetice.

1.2.3.2. *Digul de Pământ Karameh, un Proiect Dificil* (Abdallah I. Hussein) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Karameh Earth Dam, A Challenging Project* (Abdallah I. Hussein) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

Citat:

"În prezent sunt disponibile mai multe metode pentru evaluarea efectului condițiilor locale de teren asupra răspunsului seismic. Cele mai multe se bazează pe ipoteza conform căreia componentele principale ale răspunsului unui depozit de pământ sunt cauzate de propagarea în sus a undelor

transversale provenind de la roca de bază. Există proceduri numerice bazate pe acest concept, care țin seama de comportarea neliniară a terenului și care au dat rezultate apropiate de ceea ce s-a observat pe teren."

1.2.3.3. *Evaluarea Deplasărilor unor Taluzuri Provocate de Acțiuni Seismice* (S. Salah-Mars, R. K. Green, H. Kanakari, L.H. Mejia, K.D. Weaver) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Evaluation of Earthquake-Induced Slope Displacements* (S. Salah-Mars, R. K. Green, H. Kanakari, L.H. Mejia, K.D. Weaver) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

Citat:

"Mișcările înregistrate la stația Halls Valley-Grant Ranch Park pentru cutremure anterioare au fost reduse ținându-se seama de efectul distanței, prin utilizarea a 5 relații de atenuare publicate."

În articolele 1.2.3.2 și 1.2.3.3 se menționează și utilizarea unui program de calcul intitulat "SHAKE", fără însă a fi prezentate detalii privind acesta.

1.2.4. Metode pentru determinarea eforturilor în condiții dinamice și a deformațiilor permanente ale taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice

1.2.4.1. Metoda blocului alunecător pentru calculul deformațiilor permanente

Metoda blocului alunecător a fost elaborată de Newmark (1965) și reprezintă o metodă simplificată pentru determinarea deformațiilor remanente cauzate de acțiuni seismice. S-a întâlnit relatarea utilizării ei în următorul articol:

1.2.4.1.1. *Proiectarea Antiseismică a Depozitelor de Deșeuri pentru Nord-Estul Statelor Unite* (C. Soydemir) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Seismic Design of Landfills for NR United States* (C. Soydemir) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

1.2.4.2. Utilizarea metodei elementului finit pentru determinarea stării de eforturi și a deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice

1.2.4.2.1. *Răspunsul Seismic al Digurilor de Pământ* (L. Caldeira, P. Seco e Pinto, J. Bille Serra) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Seismic Response of Embankment Dams* (L. Caldeira, P. Seco e Pinto, J. Bille Serra) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

1.2.4.2.2. *Analiza Lichefierii Pietrișului din Alcătuirea unui Dig de Pământ* (D. Andrew Vessely) - A Treia Conferință Internațională privind Progrese Recente în Domeniul Ingineriei Geotehnice Seismice și Dinamicii Pământurilor, Saint Louis, Missouri, 2-5 aprilie, 1995 (*Gravel Liquefaction Analysis of an Embankment Dam* (D. Andrew Vessely) - Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, April 2-5, 1995)

Citat:

"Pentru a evalua rezistența la lichefiere a filtrului de pietriș saturat din aval, a fost utilizată o analiză de stabilitate cuprinzătoare, utilizându-se o procedură propusă inițial de Seed (1966). Această procedură a suferit numeroase îmbunătățiri pe parcursul ultimilor 25 de ani, care au fost sintetizate într-o lucrare recentă de către Seed și Harder (1990). În general, procedura constă în calculul eforturilor statice în dig anterior cutremurului și al eforturilor dinamice și accelerațiilor din timpul cutremurului prin metoda elementului finit. Factorul de siguranță împotriva lichefierii (FS), e calculat prin compararea rezistenței la forfecare ciclică a materialului (obținută pe baza unor corelări cu rezultatele unor încercări de tip SPT) cu eforturile de forfecare ciclice induse de cutremur."

Prin metoda elementului finit pot fi efectuate analize dinamice complexe, în cadrul cărora se poate ține seama de contribuția unui număr mare de factori, cum ar fi variația presiunii apei din pori și a rezistenței la forfecare a pământului, respectiv posibilitatea apariției lichefierii. Spre deosebire de studiul comportării pământului sub acțiuni statice, unde se puteau utiliza în anumite cazuri modele constitutive neliniar elastice cum ar fi modelul hiperbolic, în cazul efectuării unei analize dinamice prin metoda elementului finit se impune utilizarea pentru pământ a unui model de comportare plastic, deci mai complex.

1.3. Aspecte privind evaluarea siguranței față de cutremure a digurilor din pământ sau anrocamente

Conform statisticilor privind pagubele provocate construcțiilor geotehnice, cutremurele sunt responsabile numai pentru aproximativ 1% din digurile deteriorate. De aici s-ar putea trage concluzia că pericolele cauzate de cutremure nu prezintă interes practic. Pe de altă parte, influența cutremurelor are o durată scurtă de timp și intervalul mediu de revenire al unor cutremure de intensitate mare pentru un anumit loc poate fi de mai multe zeci sau sute de ani. Există o experiență mai redusă privind evaluarea comportării construcțiilor geotehnice sub acțiuni seismice, decât sub alte acțiuni nefavorabile, cum ar fi acțiunea curgerii apei. Din cauza daunelor produse de cutremure construcțiilor geotehnice au fost înregistrate mai multe sau mai puține pagube materiale, fără a fi existat până în prezent catastrofe de dimensiuni mari, cu multe pierderi de vieți omenești. De menționat sunt digurile de la San Fernando în timpul cutremurului din Los Angeles, 1971, cu magnitudinea 6,6, care a provocat o alunecare în zona aflată de deasupra apei a unui dig, care a cuprins și partea de sus a zonei de sub apă. La sfârșitul cutremurului a rămas doar o margine liberă de aproximativ 1,5 m. Înainte de cutremur, nivelul apei era neobișnuit de jos, la aproximativ 12 m sub coronamentul digului. Partea digului care nu a fost cuprinsă de alunecare avea mai multe rupturi longitudinale. Dacă nivelul apei ar fi fost mai mare la începutul cutremurului sau dacă acesta ar fi avut o durată mai lungă, sau dacă intensitatea lui ar fi fost ceva mai mare, viețile a circa 80000 de oameni ar fi fost amenințate în mod direct.

Sunt enumerate mai jos principalele tipuri de pericole asociate cutremurelor, la care sunt supuse digurile din pământ și anrocamente.

Influența directă a unei falii:

- Ruperea digului, în cazul în care este așezat pe o falie activă;
- Pierderea marginii libere (de deasupra apei) și implicit revărsarea apei ca urmare a tasărilor tectonice diferențiate între dig și rezervor.

Acest tip de risc poate fi preîntâmpinat numai printr-o alegere atentă a amplasamentului, în urma unei cercetări detaliate a prezenței faliilor active sau care nu mai sunt active.

Influența directă a cutremurului asupra corpului digului și a fundației sale:

- Revărsarea apei ca urmare a tasărilor la nivelul taluzurilor și coronamentului;
- Pierderea stabilității taluzurilor;
- Cedarea fundației digului ca urmare a creșterii presiunii apei din pori;
- Eroziunea internă, ca urmare a unor rupturi sau deformații apărute datorită cutremurului.

Aceste riscuri pot fi reduse prin intermediul unor zone de nucleu și de filtrare suficient de late.

Riscuri indirecte datorite unei comportări nefavorabile a rezervorului și a taluzurilor acestuia:

- Revărsarea cauzată de alunecări ale malurilor;
- Revărsarea datorită valurilor provocate de căderi de pietre, gheață sau zăpadă în rezervor;
- Revărsarea datorită valurilor induse de cutremur.

Aceste riscuri impun o cercetare atentă a taluzurilor rezervorului. Însă valurile induse seismic și căderile mici sau medii de pietre, gheață sau zăpadă nu pot fi evitate, deci în zonele active seismic este necesară o margine liberă mai mare decât în mod obișnuit și eventual o protecție suplimentară împotriva eroziunii.

Pericole indirecte pentru corpul digului prin cedări ale construcțiilor auxiliare:

- Prin distrugerea construcțiilor auxiliare, un dig poate fi supus după cutremur unor condiții hidrologice nefavorabile, care pot duce la revărsarea apei.

E necesar ca și construcțiile auxiliare să fie dimensionate pentru preluarea în condiții de siguranță a acțiunilor seismice, astfel încât starea lor de funcționare să se mențină și după un cutremur.

Evaluarea siguranței la cutremure cuprinde deci mai multe aspecte decât asigurarea stabilității digurilor. În general, digurile din pământ și anrocamente s-au comportat până în prezent bine sub acțiunea cutremurelor. S-a arătat că digurile care au o siguranță suficientă față de acțiunile statice și pentru care au fost folosite materialele potrivite pot suporta și cutremure puternice fără a suferi pagube. Experiența arată că sunt puse în pericol în primul rând digurile din materiale necoezive afânate, un

exemplu tipic fiind reprezentat de digurile obținute prin hidromecanizare. În cazul unor mișcări seismice puternice, datorită compactării materialului necoeziv afânat, au loc creșteri mari ale presiunii apei din pori, care pot duce la lichefiere. Numeroase diguri realizate prin hidromecanizare au rezistat însă unor cutremure cu magnitudinea $M = 6,5$ și accelerația maximă a terenului de 0,2 g fără daune. Diguri din materiale argiloase așezate pe straturi de pietriș sau argilă au suportat fără daune cutremure foarte puternice, cu $M = 8$ și accelerații ale terenului între 0,35 și 0,8 g.

Și pământurile argiloase manifestă în urma încărcărilor ciclice de lungă durată pierderi ale rezistenței la forfecare în urma creșterii presiunii apei din pori, dar aceste pierderi sunt foarte mici în urma unui cutremur, a cărui durată e relativ scurtă. La fel se întâmplă și în cazul pământurilor necoezive foarte îndesate. Pentru pământuri afânate sau cu îndesare medie, saturate, nisipoase sau prăfoase, creșterea presiunii apei din pori în urma încărcărilor ciclice poate cauza o reducere puternică a rigidității. Materialele cu comportare dilatantă își recapătă după cutremur rezistența la forfecare inițială, dar deformațiile lor pot atinge valori inadmisibil de mari.

La proiectarea unei construcții geotehnice trebuie să se țină seama de următoarele 2 mecanisme de cedare:

În fundație:

- Deformații inacceptabile cauzate de creșterea presiunii apei din pori, care poate merge până la lichefierea pământului.

În corpul digului:

- Cedarea unui taluz ca urmare a forțelor de inerție; se produce în timpul fazei în care mișcarea are intensitate maximă;
- Reducerea rezistenței la forfecare ca urmare a creșterii presiunii apei din pori, care în combinație cu forțele statice și dinamice poate duce la deformații inacceptabile sau chiar la cedare; se produce către sfârșitul cutremurului, atunci când presiunea apei e cea mai mare și scăderea ei în urma consolidării pământului încă nu a avut loc;
- Deformații apărute după cutremur, cauzate de distribuția presiunilor apei și de reducerea rezistenței la forfecare a pământului.

Prin ambele tipuri de mecanisme de cedare, partea digului aflată în contact cu apa este mai amenințată. Problema lichefierii, respectiv a pierderii rezistenței la forfecare din cauza creșterii presiunii apei din pori apare numai în partea saturată a digului, care e și cea mai amenințată în privința stabilității taluzului.

Dacă în încercările de compresiune triaxială ciclică asupra materialelor studiate se constată deformații și creșteri mari ale presiunii apei din pori, este necesară o analiză privind potențialul de lichefiere. Dacă se constată deformații și reduceri mici ale rezistenței la forfecare, poate fi aleasă metoda blocului alunecător. Acest fapt se întâmplă în general în cazul materialelor argiloase, al pământurilor necoezive îndesate cu comportare dilatantă și al pământurilor grosiere.

În cazul digurilor din anrocamente moderne, bine compactate, datorită gradului mare de îndesare și a dilatanței materialelor sub acțiuni seismice, se poate exclude o cedare în urma lichefierii. Sunt

bineînțeleșurile posibile, mai ales în cazul digurilor înalte, deformații mai mari la nivelul taluzurilor și coronamentului.

În ultimii ani s-au obținut progrese considerabile în analiza prin calcul a comportării dinamice. Este posibilă astăzi realizarea unor calcule neliniare pentru modele tridimensionale, fapt important mai ales pentru diguri în văi înguste sub mișcări seismice cu intensitate mare ($> 0,2 g$). Alte recomandări sunt date, printre alții, de Gazetas și Dakoulas (1992), iar despre alegerea metodei de calcul, de Seco e Pinto (1993).

1.4. Cercetarea terenului în vederea evaluării siguranței față de acțiunile seismice a taluzurilor și versanților

Stabilitatea taluzurilor și versanților este influențată de mulți factori geologici, hidrologici, topografici, geometrici și de caracteristicile materialelor implicate. Pentru a putea fi efectuate analize privind stabilitatea taluzurilor și versanților atât sub acțiuni statice cât și sub acțiuni seismice, sunt necesare informații despre acești parametri. În acest scop se poate studia documentația disponibilă și se pot face observații și monitorizări ale terenului și încercări asupra materialelor. Pentru multe amplasamente se pot obține informații utile din publicații anterioare precum hărți geologice, studii sau hărți agricole, hărți topografice, hărți ale riscurilor naturale, rapoarte geologice sau geotehnice.

Cercetarea terenului implică o investigație a unei varietăți de caracteristici asociate cu instabilitatea existentă sau potențială: crăpături în pământ, șanțuri deplasate, fundații crăpate, copaci sau stâlpi înclinați. Locurile unde se găsesc pârâuri, izvoare, lacuri sau diferențe în acoperirea pământului cu vegetație pot oferi indicii privind modificarea unor cursuri de apă ca urmare a instabilității versanților.

Dacă timpul permite, se poate monitoriza mișcarea terenului. Se pot instala repere de suprafață aflate pe versant sau în apropierea acestuia, fiind monitorizate periodic în vederea determinării mărimii și direcției mișcărilor. Înclinometrele sunt foarte utile pentru monitorizarea deformațiilor în adâncime. Pentru a se evalua presiunile apei din pori se pot folosi piezometre sau puțuri de observație.

1.5. Rezistența la forfecare a pământurilor utilizată în analize pseudostatice pentru evaluarea stabilității sub acțiuni seismice

Rezistența la forfecare a pământului care ar trebui utilizată într-o analiză pseudostatică depinde de timpul scurs de la execuția lucrării a cărei verificare este necesară, până la apariția solicitării seismice. Deoarece încărcarea seismică are o durată scurtă de acțiune, e indicat să se presupună că pământul nu va fi drenat în mod semnificativ pe parcursul solicitării. Astfel, pentru cele mai multe analize pseudostatice se utilizează rezistențe la forfecare ale pământurilor în condiții nedrenate (cu excepția pământurilor care își pot reduce rezistența în urma acțiunii seismice).

Analizele pseudostatice pentru stabilitate pe termen scurt sunt potrivite doar pentru taluzuri executate recent. Rezistența la forfecare poate fi evaluată pe baza unor încercări de tip neconsolidat-nedrenat pe probe identice cu cele care ar fi folosite la determinarea rezistenței în condiții statice. Parametrii rezistenței la forfecare se determină în termenii eforturilor totale.

Stabilitatea pe termen lung a tuturor taluzurilor care urmează să fie supuse la acțiuni seismice ar trebui verificată folosindu-se valori ale rezistenței la forfecare în condiții nedrenate care reflectă consolidarea sau umflarea apărute după execuția lucrării. Modul de determinare a rezistenței la forfecare diferă pentru taluzurile existente față de cele care urmează să fie construite. Pentru taluzurile existente, dacă pământul s-a consolidat deja, rezistența la forfecare poate fi determinată prin încercări de tip neconsolidat-nedrenat pe probe reprezentative prelevate din teren. Stabilitatea se evaluează apoi ca și în cazul verificărilor de stabilitate pe termen scurt, folosindu-se parametrii rezistenței la forfecare în termenii eforturilor totale. Pentru taluzurile noi este necesară simularea efectelor consolidării și umflării în viitor a pământului, prin încercări de tip consolidat-nedrenat.

1.6. Determinarea experimentală a caracteristicilor dinamice ale pământurilor

1.6.1. Introducere

Caracteristicile pământurilor care influențează în mod determinant comportarea acestora sub acțiuni dinamice depind de nivelul deformațiilor atinse pe parcursul proceselor și fenomenelor studiate. Există o mare varietate de tipuri de încercări pe teren și în laborator pentru determinarea caracteristicilor pământurilor, unele orientate către măsurarea caracteristicilor care influențează comportarea în condițiile unor deformații mici, altele către măsurarea caracteristicilor mobilizate când sunt atinse deformații mari. Printre caracteristicile care influențează propagarea undelor și alte fenomene asociate unor deformații mici se numără rigiditatea, amortizarea, coeficientul lui Poisson și densitatea.

1.6.2. Încercări pe teren care produc deformații mici

Aceste încercări produc în general niveluri ale deformațiilor insuficiente pentru a cauza comportarea neliniară a pământurilor, deformațiile de forfecare nefiind mai mari decât 0,001%. De aceea, majoritatea se bazează pe teoria propagării undelor elastice în materiale cu comportare liniară.

1.6.2.1. Testul de reflexie seismică

În punctul S se produce un impuls și se măsoară timpul parcurs de undele seismice cauzate astfel până în R, unde se găsește un receptor (figura 1.1).

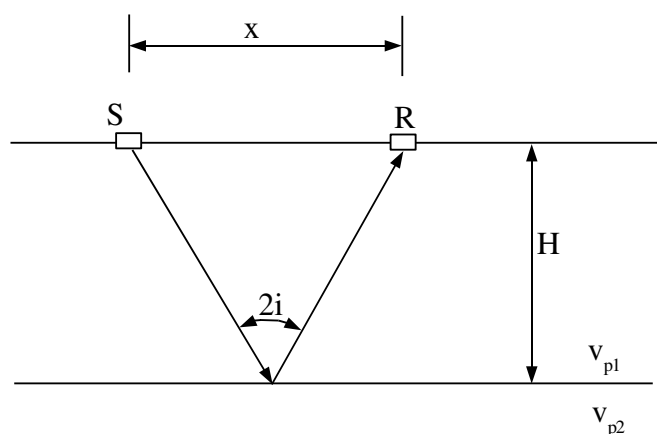


Figura 1.1 - Testul de reflexie seismică

Pe baza timpului parcurs de undă în linie dreaptă de la S la R se determină viteza de propagare în primul strat cu relația (1.4) iar în funcție de timpul parcurs de unda reflectată până în R se determină și grosimea primului strat geologic, H, din relația (1.5):

$$t_d = \frac{x}{v_{p1}} \rightarrow v_{p1} = \frac{x}{t_d} \quad (1.4)$$

$$t_r = \frac{\sqrt{H^2 + (x/2)^2}}{v_{p1}} \quad (1.5)$$

$$z_\alpha^2 = \frac{\frac{t_{r2}^2 \cdot v_{p1}^2 - x_2^2}{x_2} + \frac{t_{r1}^2 \cdot v_{p1}^2 - x_1^2}{x_1}}{\frac{4}{x_2} + \frac{4}{x_1}} \quad (1.6)$$

$$\sin \alpha = \frac{t_{r2}^2 \cdot v_{p1}^2 - x_2^2 - 4 \cdot z_\alpha^2}{4 \cdot z_\alpha \cdot x_2} \quad (1.7)$$

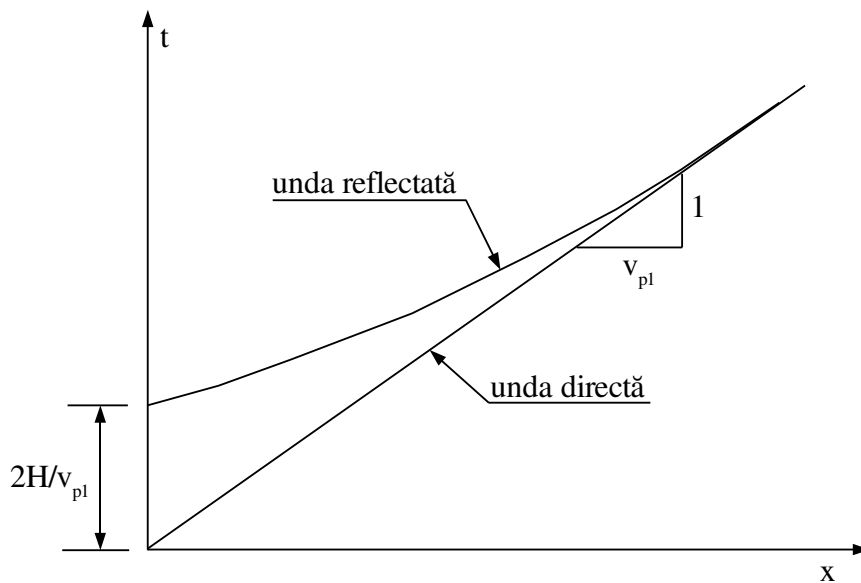


Figura 1.2 - Testul de reflexie seismică

Metoda poate fi aplicată și în cazul unei stratificații înclinate (figura 1.3, relațiile (1.6) și (1.7)) dar este limitată de dificultatea înregistrării separate a sosirii la receptor a undei directe și a celei reflectate.

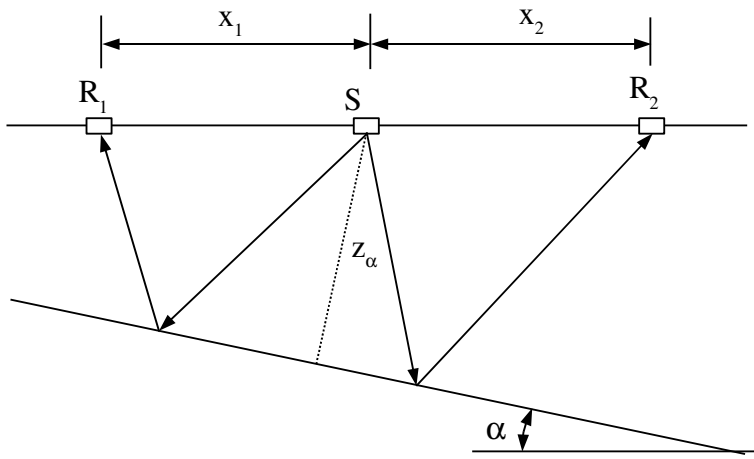


Figura 1.3 - Testul de reflexie seismică

1.6.2.2. Testul de refracție seismică

În cazul acestui test se înregistrează sosirea primei unde, indiferent de traseul propagării ei, la mai multe receptoare amplasate la distanțe diferite față de sursă (figura 1.4). Pentru 2 straturi orizontale, calculul se face după cum se arată în relațiile (1.8), (1.9), (1.10) și (1.11) și în figurile 1.5 și 1.6. Pentru cazul în care sunt mai multe straturi geologice, înălțimea fiecăruia se poate determina cu ajutorul relației (1.12) (Corps of Engineers, 1979), care este valabilă dacă viteza de propagare a undelor prin fiecare strat e mai mică decât viteza de propagare prin stratul aflat dedesubt. Când limita dintre primele 2 straturi e înclinată, calculul se face conform relațiilor (1.13), (1.14), (1.15) și (1.16) și figurii 1.7.

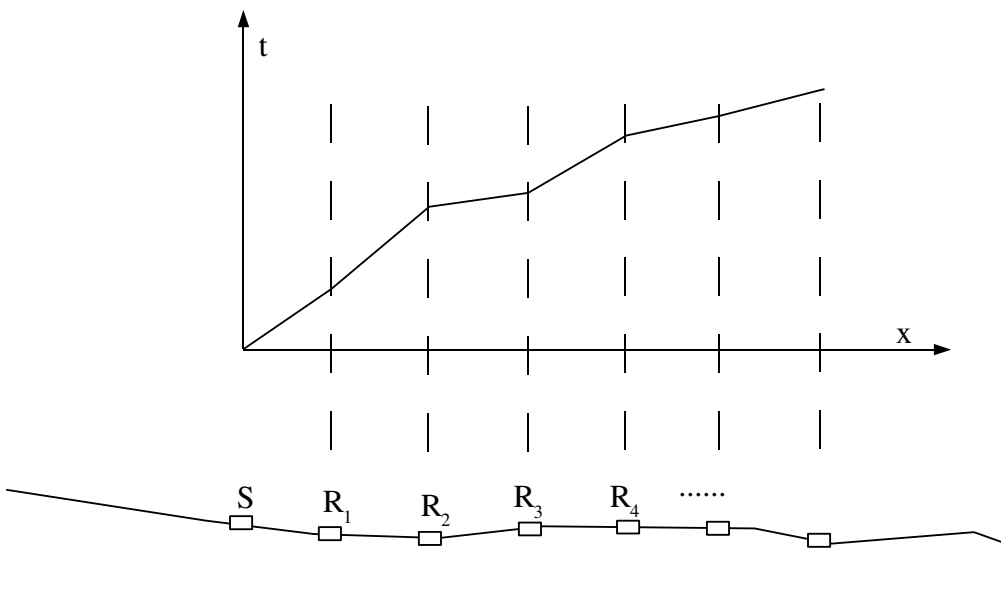


Figura 1.4 - Testul de refracție seismică

$$t_{dn} = \frac{x_n}{v_1} \quad (1.8)$$

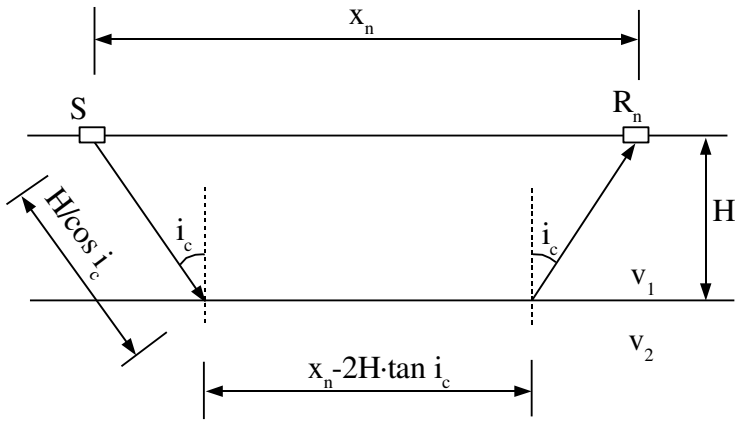


Figura 1.5 - Testul de refracție seismică

$$\sin i_c = \frac{v_1}{v_2} \quad (1.9)$$

$$t_m = \frac{2 \cdot H}{v_1 \cdot \cos i_c} + \frac{x_n - 2 \cdot H \cdot \tan i_c}{v_2} = \frac{x_n}{v_2} + 2 \cdot H \cdot \sqrt{\frac{1}{v_1^2} - \frac{1}{v_2^2}} \quad (1.10)$$

$$\frac{x_c}{v_1} = \frac{x_c}{v_2} + 2 \cdot H \cdot \sqrt{\frac{1}{v_1^2} - \frac{1}{v_2^2}} \rightarrow H = \frac{x_c}{2} \cdot \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (1.11)$$

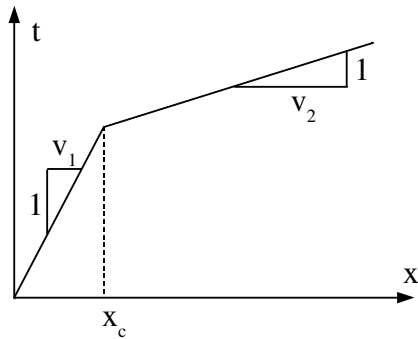


Figura 1.6 - Testul de refracție seismică

$$H_k = \frac{x_{ck}}{2} \cdot \sqrt{\frac{v_{k+1} - v_k}{v_{k+1} + v_k}} + \sum_{j=1}^{k-1} \frac{H_j}{v_j} \cdot \frac{v_{k+1} \cdot \sqrt{v_k^2 - v_j^2} - v_k \cdot \sqrt{v_{k+1}^2 - v_j^2}}{\sqrt{v_{k+1}^2 - v_k^2}}, \quad k \geq 2 \quad (1.12)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \left(\arcsin \frac{v_1}{v_{2D}} - \arcsin \frac{v_1}{v_{2U}} \right) \quad (1.13)$$

$$D_d = \frac{v_1 \cdot T_{id}}{2 \cdot \cos \alpha} \quad (1.14)$$

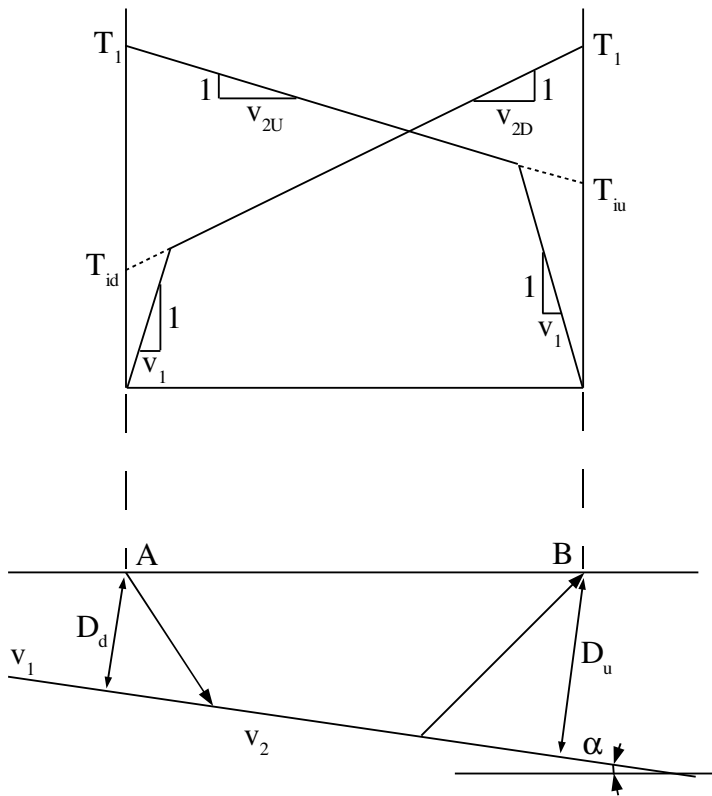


Figura 1.7 - Testul de refracție seismică

$$D_u = \frac{v_1 \cdot T_{iu}}{2 \cdot \cos \alpha} \quad (1.15)$$

$$v_2 = \frac{2 \cdot v_{2D} \cdot v_{2U}}{v_{2D} + v_{2U}} \cdot \cos \alpha \quad (1.16)$$

1.6.3. Încercarea cu coloana rezonantă

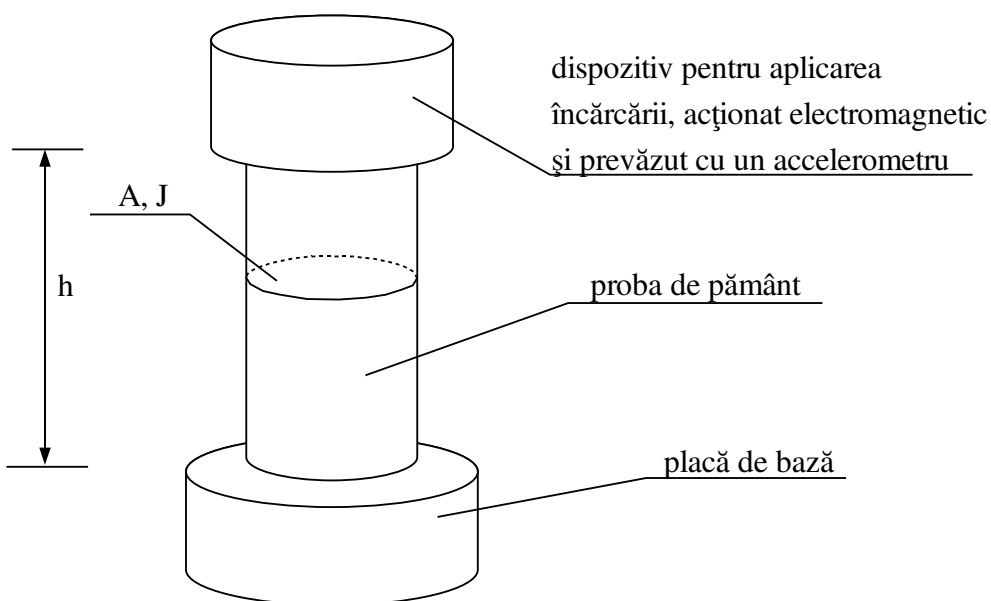


Figura 1.8 - Coloana rezonantă

Dacă se dorește determinarea modului de elasticitate tangențial (G) al probei, se aplică asupra ei un moment de torsiune având o variație armonică în timp, exprimat de relația (1.17).

$$T = G \cdot J \cdot \frac{\delta \theta}{\delta z} = G \cdot \frac{I}{\rho \cdot h} \cdot \frac{\delta \theta}{\delta z} = -I_0 \cdot \frac{\delta^2 \theta}{\delta t^2}, \quad z=h \quad (1.17)$$

unde:

J - momentul de inerție polar al secțiunii orizontale a probei;

I - momentul de inerție polar masic al probei;

I_0 - momentul de inerție polar masic al sistemului de aplicare a încărcării;

h - înălțimea probei.

Presupunând că variația în timp a rotirilor probei este armonică rezultă relațiile (1.18) și (1.19).

$$\theta(z, t) = \theta(z) \cdot (C_1 \cdot \cos \omega t + C_2 \cdot \sin \omega t) \quad (1.18)$$

$$\theta(z) = C_3 \cdot \cos kz + C_4 \cdot \sin kz \quad (1.19)$$

Considerând că rotirea la baza probei ($z=0$) este 0, rezultă $C_3 = 0$. Din relațiile (1.17), (1.18) și (1.19), pentru $\omega_n = k_n v_s$ (pulsția fundamentală), rezultă relațiile (1.20) și (1.21).

$$\begin{aligned} G \cdot \frac{I}{\rho \cdot h} \cdot C_4 \cdot k_n \cdot \cos k_n h \cdot (C_1 \cdot \cos \omega_n t + C_2 \cdot \sin \omega_n t) = .. \\ .. = -I_0 \cdot (-\omega_n^2 \cdot C_4 \cdot \sin k_n h) \cdot (C_1 \cdot \cos \omega_n t + C_2 \cdot \sin \omega_n t) \end{aligned} \quad (1.20)$$

$$\frac{I}{I_0} = \frac{\omega_n \cdot h}{v_s} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\omega_n \cdot h}{v_s} \right) \quad (1.21)$$

Pentru o probă se cunosc înaintea aplicării încărcării parametrii I, I_0 și h. Pulsția fundamentală ω_n se determină experimental, apoi v_s din relația (1.21), apoi modulul G din relația $G = \rho v_s^2$.

În cazul unei încărcări aplicate longitudinal, relația (1.21) este înlocuită de relația (1.22).

$$\frac{W}{W_0} = \frac{\omega_n \cdot h}{v_P} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\omega_n \cdot h}{v_P} \right) \quad (1.22)$$

unde:

W - greutatea probei;

W_0 - greutatea sistemului de aplicare a încărcării;

v_P - viteza de propagare a undelor longitudinale.

1.7. Aspecte privind stabilitatea versanților sub acțiuni seismice; alunecări ale unor versanți din România, cauzate de cutremurul de la 4 martie 1977

Alunecările de teren care afectează versanții sunt procese gravitaționale, în general rapide, în care materialele care se deplasează sunt separate printr-o suprafață de alunecare de partea stabilă, neantrenată în mișcare. Față de forma inițială, versanții afectați de alunecări de teren au profil neregulat, cu suprafețe dispuse în trepte sau vălurite și cu mici acumulări de apă. Pe versanții împăduriți afectați de alunecări de teren, copacii sunt înclinați în diferite direcții. Date fiind varietatea mare a modului de manifestare a alunecărilor precum și varietatea formelor de relief rezultate, unele dintre primele preocupări au constat în găsirea unor elemente comune și implicit a unor criterii de grupare care să permită clasificarea lor.

Alunecările de teren se pot clasifica în funcție de următoarele criterii:

După grosimea masei de pământ afectate de deplasare:

- superficiale (cu o grosime a masei de pământ alunecate de 1,5-2,0 m)
- profunde (cu o grosime de peste 2,0 m).

După gradul de activare:

- alunecări stabilizate;
- alunecări semistabilizate;
- alunecări active (când alunecările sunt recente și prezintă o mișcare continuă a masei de pământ pe suprafața versantului).

Dintre factorii care favorizează declanșarea alunecărilor de teren, cei mai întâlniți implică acțiunea apei sub diverse forme. Precipitațiile atmosferice, prin acțiunea lor îndelungată, se înscriu în categoria factorilor pregătitori. Caracterul torențial poate conduce la declanșarea unor alunecări de teren. Eroziunea apelor curgătoare exercitată asupra bazei versantului duce de asemenea la micșorarea forțelor de rezistență. Alunecările datorite eroziunii bazei versanților se propagă de jos în sus, de la baza versanților spre partea superioară, fiind combinate de multe ori cu procese de prăbușire. Cele mai frecvente alunecări de teren sunt generate de acțiunea apei subterane, care se manifestă prin presiunea apei din pori, forțele exercitate de apa în mișcare, sufoziune, modificarea caracteristicilor fizico-mecanice, ridicarea nivelului apei.

Alunecările de teren pot fi pregătite sau declanșate de diferite activități ale omului precum despăduririle, diferite construcții, excavarea bazei versanților, vibrațiile.

Cutremurele cu magnitudine mică, dar cu frecvență mare, duc la reducerea rezistenței versanților prin apariția crăpăturilor; cele cu magnitudine mare pot declanșa alunecări sau prăbușiri. Cutremurul din 4 martie 1977, cu magnitudinea de 7,2 și epicentrul în Vrancea a reactivat alunecări vechi și a declanșat alunecări noi. Materialele alunecate au barat cursurile unor râuri. Câteva alunecări de teren s-au declanșat la un interval de timp destul de mare după cutremur: Jugureni 24 de ore, Slon 44 de ore, Albești 3 săptămâni, Zăbala 5 săptămâni. Pe cursul râului Zăbala s-a format un lac temporar de 2 km

lungime și aproape 40 m adâncime, astfel că în scopul evitării viiturilor a fost necesară intervenția de urgență pentru îndepărtarea barajelor naturale. Alunecarea de la Slon (regiunea Vrancea) a distrus 29 de case. Materialul alunecător era format din argile și argile nisipoase cu fragmente de gresie. Fruntea alunecării a barat râul Drăjnița și acumulările de apă din spatele barajului natural s-au extins pe o distanță de 500 m. În bazinul superior al Râmnicului s-au produs alunecări la Jiția, Dumitrești, Lacul Baba, Andreiașu și Reghiu iar în bazinul Putnei la Nereju, Năruja și Valea Sării. Au mai avut loc alunecări și prăbușiri pe malul stâng al Siretului (la Piscul Corbului), prăbușiri de roci la Siriu și Calvini (Buzău), Drajna (Prahova) și în alte zone cu relief accidentat. O alunecare de roci a distrus casele din satul Colți din Munții Buzăului.

Impactul alunecărilor de teren asupra societății trebuie analizat atât prin urmările directe, ce vizează în general declanșarea și evoluția, cât și prin urmările indirecte, legate de formele de relief create și a căror utilizare în agricultură este diminuată datorită degradării terenurilor. Alunecările de adâncime pot atinge dimensiuni și viteze apreciabile cu urmări dezastruoase când se produc în zone locuite. În 1996, o alunecare produsă în Norvegia a afectat 30 de localități. Cutremurele slăbesc coeziunea pământurilor, declanșând alunecări de teren impresionante. Orașul Acobana din Peru a fost acoperit de alunecări și avalanșe produse în urma cutremurului din 1946. În țara noastră, cutremurul din 1977 a activat și reactivat alunecările din Carpați și Subcarpații de Curbură. Localitățile din zonele cu alunecări masive de teren prezintă o rețea stradală neorganizată, casele fiind dispuse prin valurile produse de alunecări. Astfel de localități se găsesc în Podișul Târnavelor (Românești, Heria). Expunerea la riscul producerii alunecărilor de teren se observă în crăpăturile din pereții locuințelor sau a altor tipuri de construcții.

Metodele utilizate pentru analiza versanților și taluzurilor sunt în mare parte aceleași. Deoarece versanții s-au format în urma unor procese naturale, relieful și stratificația lor sunt mai complexe, ceea ce face ca metodele simplificate pentru evaluarea stabilității în care se consideră suprafețe posibile de cedare cu secțiune circulară să nu mai fie adecvate. Metoda Spencer (1967), prezentată în Capitolul 3, poate fi utilizată și pentru suprafețe de cedare presupuse având formă oarecare. De multe ori însă, în cazul versanților, se impune o analiză tridimensională iar problema principală este reprezentată de determinarea cu precizie a stratificației terenului și a caracteristicilor geotehnice ale fiecărui strat. Spre deosebire de taluzuri, care au înălțimi limitate de mijloacele de execuție, versanții pot avea dimensiuni foarte mari iar cedarea lor poate cauza pagube pe arii mult mai extinse.

În cazul cel mai simplu, în care se consideră un versant nelimitat și cu panta constantă și se cunoaște adâncimea probabilă a suprafeței de cedare, accelerația orizontală critică poate fi evaluată conform figurii 1.9 și relației (1.23).

$$k_y = \operatorname{tg}(\phi - \beta) + \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot (1 + \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg} \beta)} \quad (1.23)$$

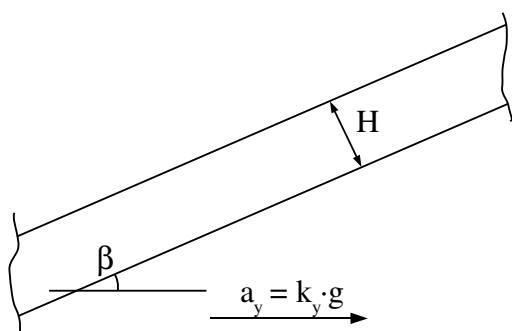


Figura 1.9 - Determinarea accelerației orizontale critice

Capitolul 2

Lichefierea pământurilor nisipoase

2.1. Evoluția conceptelor referitoare la lichefiere

Comportarea nisipurilor saturate sub solicitări ciclice (de exemplu generate de cutremur) este legată de scăderea temporară a rezistenței ca urmare a creșterii presiunii apei din pori, fenomen cunoscut sub denumirea de lichefiere.

Prima încercare de definire a condițiilor în care se produce lichefierea i se atribuie lui A. Casagrande (1936), care a introdus conceptul indicelui porilor critic. S-a constatat că deformările de forfecare sunt însoțite de o tendință de dilatare la nisipurile îndesate și de îndesare la nisipurile afânate. În condiții de solicitare nedrenate, apa din pori se opune acestor variații de volum, manifestând scăderi și respectiv creșteri corespunzătoare de presiune. Un nisip dat se va caracteriza printr-un indice al porilor inițial (la începerea forfecării), numit indice al porilor critic, pentru care nu se constată variații de volum în timpul forfecării drenate, deci nici modificări ale presiunii apei din pori în timpul unei forfecări în condiții nedrenate. În consecință, numai nisipurile aflate într-o stare de afânare superioară indicelui porilor critic vor manifesta tendințe de lichefiere.

Ulterior, A. Casagrande a arătat că indicele porilor critic nu este un parametru constant pentru un nisip dat, ci depinde de starea de eforturi la care este supus nisipul. Deoarece tendința de dilatare este mai mică atunci când eforturile unitare normale inițiale sunt mai mari, indicele porilor critic scade odată cu creșterea eforturilor; s-a ajuns astfel la concluzia că un nisip saturat într-o stare de îndesare dată este mai susceptibil la lichefiere când eforturile normale inițiale sunt mai mari. Această concluzie este valabilă însă numai pentru tipul de solicitare care a condus la conceptul indicelui porilor critic și la stabilirea valorii lui, respectiv la o creștere monotonă a eforturilor de forfecare de la zero la o valoare maximă. Experiența arată că solicitările ciclice pot lichefia chiar și nisipuri îndesate, care prin forfecare cu evoluție monoton crescătoare ar fi manifestat tendințe de dilatare. Pe de altă parte, rezistența la lichefiere ciclică crește odată cu mărirea eforturilor unitare normale. Conceptul indicelui porilor critic nu poate fi deci aplicat în cazul acestui tip de solicitare.

În anii 1937 – 1938, M. Ghersevanov, întemeietorul școlii sovietice moderne de geotehnică, a elaborat "Teoria Distrugerii Dinamice a Structurii Nisipurilor Saturate", subliniind efectul determinant al intensității vibrațiilor și al stării de eforturi unitare normale asupra potențialului de lichefiere al unui pământ. Conform acestei teorii, vibrațiile provoacă distrugerea structurii nisipurilor saturate cu indicele porilor inferior celui critic, pierderea contactului între granule și trecerea nisipului într-o stare de suspensie.

Maslov (1957) a dezvoltat teoria "filtraționistă" a stabilității dinamice a nisipurilor saturate, conform căreia o vibrație suficient de intensă (intensitatea depinzând de proprietățile nisipului și în special de starea sa de îndesare) poate produce o consolidare suplimentară, cu atât mai mare cu cât intensitatea vibrației este mai mare.

Efectele catastrofale ale cutremurelor din 1964 în Japonia la Niigata și în Alaska la Anchorage și câțiva ani mai târziu distrugerea barajului Lan Norman (S.U.A.) în timpul cutremurului de la San Fernando din 1971 au determinat aprofundarea studiilor privind fenomenul de lichefiere, în special în cele două țări afectate, Japonia și S.U.A..

Castro (1975) a considerat că trebuie făcută distincția între cel puțin două fenomene diferite care se pot produce în nisipuri saturate și în care se dezvoltă presiuni mari ale apei din pori în condiții de volum constant:

- lichefierea, care se produce atunci când efortul de forfecare necesar pentru menținerea echilibrului static al masei de pământ este mai mare decât rezistența la forfecare a pământului respectiv în stare lichefiată;
- mobilitatea ciclică, termen propus de A. Casagrande, numit apoi și "lichefiere inițială cu potențial de deformare limitat", "lichefiere ciclică" sau "raportul de 100% al presiunii apei din pori ciclice de vârf cu potențial de deformare limitat", care constă în creșterea treptată a deformațiilor ciclice și care poate apărea atât în nisipuri afânate cât și îndesate, dar care nu presupune o pierdere completă a rezistenței la forfecare; acest fenomen se produce atunci când efortul de forfecare static este mai mic decât rezistența pământului lichefiat, deformațiile dezvoltându-se datorită efortului de forfecare ciclic.

Cutremurul de la Niigata din 1964, precum și celelalte evenimente menționate, au pus în evidență necesitatea luării unor măsuri în vederea atenuării pagubelor produse de cutremure în general. Acest cutremur reprezintă primul eveniment din lume în care toate tipurile de infrastructuri moderne au fost distruse de lichefierea terenului.

Fenomenele și problemele asociate lichefierii sunt determinate de două tipuri de teren care pot fi întâlnite. În cazul terenului orizontal, prima preocupare este reprezentată de reducerea rezistenței pământului în urma solicitării ciclice (lichefierea). Dacă terenul este în pantă, mai pot apărea cedarea pământului sau deplasări laterale mari.

2.2. Comportarea nisipurilor saturate sub încărcări ciclice, în condiții drenate

Încărcarea ciclică în condiții drenate cu schimbarea semnului eforturilor tangențiale poate determina în final o îndesare a nisipului într-un domeniu larg de stări de îndesare. Acesta este și motivul pentru care vibrarea este eficientă în compactarea nisipului uscat. În figura 2.1 se arată cum este îndesată progresiv o probă de nisip printr-o încărcare ciclică, drenată, cu deformație controlată (Youd, 1972). Așa cum se observă în figură, încărcarea de forfecare inițială a determinat ca proba să se contracte de la punctul A la punctul B și apoi, prin continuarea încărcării de forfecare, să se dilate de la punctul B la punctul C. În punctul C, proba a devenit mai afânată decât era la începutul încercării (adică în punctul A). Prin schimbarea sensului încărcării de forfecare, proba se contractă treptat de la C la D (unde devine mai îndesată decât la începutul încercării) după care se produce o tranziție către dilatare de la D la E. Acest proces se repetă pentru fiecare ciclu de încărcare de forfecare, având ca rezultat o acumulare continuă a unor deformații de volum. Proba devine din ce în ce mai îndesată pe măsura continuării încărcării

ciclice, reducerea indicelui porilor în urma fiecărui ciclu devenind din ce în ce mai mică.

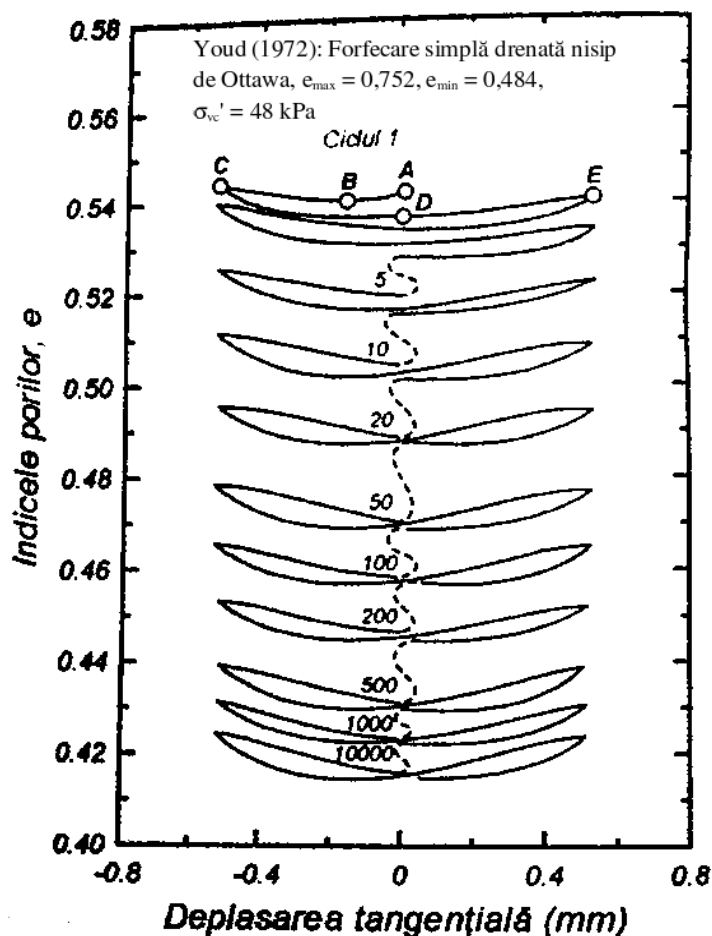


Figura 2.1 - Variația indicelui porilor cu deformația de forfecare ciclică, în regim drenat (Youd, 1972)

Mărimea deformației specifice de volum induse în nisip de o încărcare ciclică în condiții drenate depinde de mărimea deformației de forfecare impuse, de numărul de cicluri de încărcare, de eforturile efective de consolidare și de gradul de supraconsolidare. Comportarea sub încărcarea ciclică prezentată în figura 2.1 poate fi corelată direct cu unele aspecte ale comportării sub încărcarea ciclică în condiții nedrenate.

2.3. Definiția lichefierii

Mecanismul declanșării lichefierii a fost clarificat în urma observării comportării unor probe de nisip supuse unui efort ciclic în aparatul triaxial. Seed & Lee (1966) au consolidat probe de nisip saturat aplicându-le câte o presiune de confinare și le-au supus mai multor cicluri de efort axial în condiții nedrenate, până când s-a obținut o anumită valoare a creșterii deformației axiale pe durata unui ciclu. Acest procedeu de încărcare creează eforturi în probă, pe plane înclinate la 45° , similare celor obținute în teren, pe plane orizontale, în timpul cutremurelor. Această corespondență între eforturile obținute în laborator și cele din teren stă la baza folosirii încercării triaxiale în vederea evaluării rezistenței nisipurilor la lichefiere. În încercările descrise se observă că presiunea apei din pori se mărește pe parcursul solicitării ciclice axiale și se apropie în cele din urmă de o valoare egală cu efortul sferic inițial, producând o variație a deformației specifice axiale de aproximativ 5% pe parcursul unui ciclu.

În nisipuri prăfoase sau prafuri nisipoase care conțin și particule fine, s-a constatat că presiunea apei nu ajunge decât la 90%-95% din efortul sferic inițial. Obținerea unei variații a deformației specifice axiale de 5% pe parcursul unui ciclu va fi folosită în continuare ca un criteriu pentru definirea lichefierii pământurilor nisipoase, cu sau fără conținut de particule fine.

Pentru a studia declanșarea lichefierii trebuie specificat numărul de cicluri de încărcare cu amplitudine constantă. În general, posibilitatea declanșării lichefierii este caracterizată prin raportul $\sigma_d / (2 \sigma_0')$ care duce la obținerea unei variații a deformației specifice axiale de 5% pe parcursul unui ciclu, după 20 de cicluri de încărcare cu amplitudine constantă, unde σ_0' și σ_d reprezintă efortul sferic efectiv inițial, respectiv amplitudinea efortului axial ciclic.

2.4. Rezistența ciclică a probelor de nisip reconstituite

Potențialul de lichefiere a nisipurilor saturate supuse unor condiții de încărcare seismică a fost studiat cu ajutorul încercărilor triaxiale, de forfecare directă sau de torsiune, ciclice. Aceste studii au confirmat în general că rezistența la lichefiere a probelor de nisip reconstituite în laborator este influențată în primul rând de factori ca efortul sferic inițial, amplitudinea efortului ciclic de forfecare, numărul de cicluri de efort și indicele porilor.

Deși gradul de îndesare este un factor dominant care influențează rezistența ciclică, studii efectuate de Ladd (1974), Mulilis, Seed, Chan, Mitchell & Arulanandan (1977) și alții au indicat că, chiar și atunci când gradul de îndesare este același, probe pregătite prin metode diferite pot prezenta rezistențe diferite la lichefiere. În figura 2.2 sunt prezentate rezultatele încercărilor triaxiale efectuate de Mulilis și alții (1977) pe probe saturate de nisip de Monterey pregătite prin metode diferite. Într-o metodă ("air pluviation"), nisipul uscat în etuvă a fost turnat continuu în ștanță, iar după saturare și consolidare proba a fost supusă în condiții nedrenate la un efort axial ciclic până când s-a dezvoltat o deformație axială ciclică semnificativă. În altă metodă ("moist tamping"), nisipul cu o umiditate de 8% a fost așternut în ștanță și compactat, în straturi succesive, astfel încât să se obțină densitatea dorită. Dintre metodele folosite de Mulilis și alții (1977), acestea două au dus la obținerea unor probe cu cea mai mică, respectiv cea mai mare rezistență la lichefiere.

2.5. Rezistența ciclică a depozitelor de nisip in situ

Datorită variabilității rezistenței ciclice a probelor de nisip reconstituite prin metode diferite, depozitele de nisip de pe teren pot prezenta rezistențe diferite la solicitări seismice. De aceea s-au făcut eforturi pentru a se preleva probe cât mai puțin tulburate din teren și a se supune în laborator unor condiții reprezentative pentru cele existente în teren. Tehnicile folosite pentru a se preleva probe de nisip aflate sub nivelul apei subterane sunt împărțite în două grupuri. Primul grup este reprezentat de metodele care se bazează pe folosirea ștuțurilor, utile pentru obținerea unor probe netulburate din depozite afânate de nisip. Cel de-al doilea grup de metode se bazează pe înghețarea terenului și se poate folosi cu succes și la obținerea de probe netulburate din nisipuri îndesate.

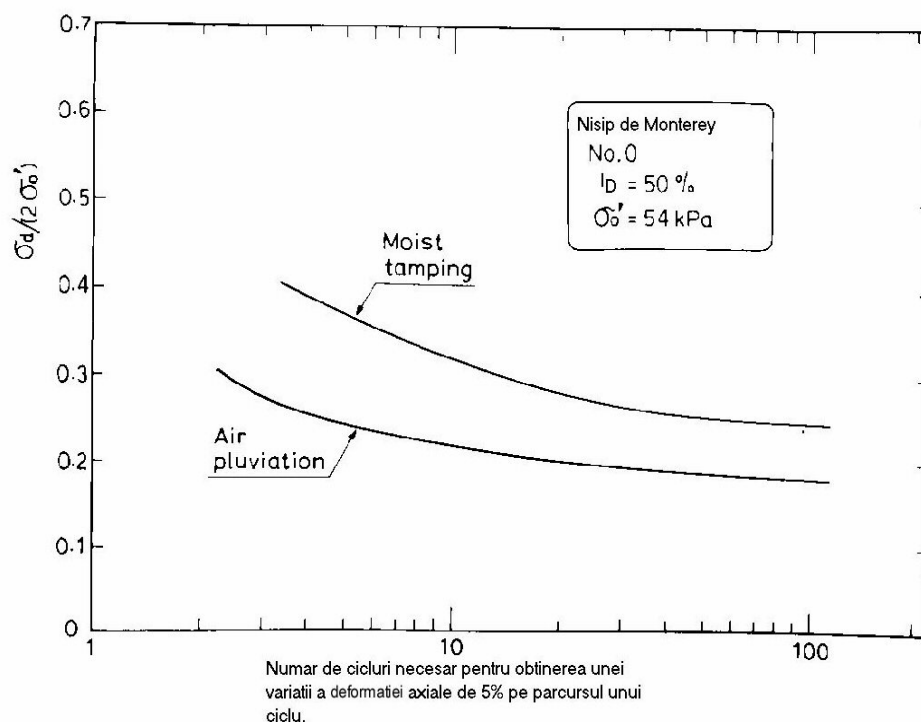


Figura 2.2 - Efectul metodei de preparare a probei asupra rezistenței ciclice a nisipului (Mulilis și alții, 1977)

În cadrul unui studiu amplu efectuat de Yoshimi, Tokimatsu, Kaneko & Makihara (1984), Tokimatsu & Hosaka (1989), au fost prelevate probe netulburate prin tehnica înghețării pământului. În același timp, într-o excavație cu dimensiunile în plan de 4, respectiv 6 m și adâncimea de 5 m s-a executat o umplutură, lasându-se nisipul să se sedimenteze sub apă. Și de aici s-au obținut probe netulburate prin metoda înghețării pământului. Pe aceste probe s-au făcut încercări triaxiale. Concluzia seriei de încercări este arătată în figura 2.3, unde se poate constata că rezistența ciclică a depozitelor in situ variază mult în funcție de vârsta și modul de așezare a particulelor, caracteristic condițiilor în care a avut loc depunerea, ceea ce pune în evidență faptul că încercările pe probe de nisip reconstituite nu reflectă caracteristicile depozitelor de nisip din teren.

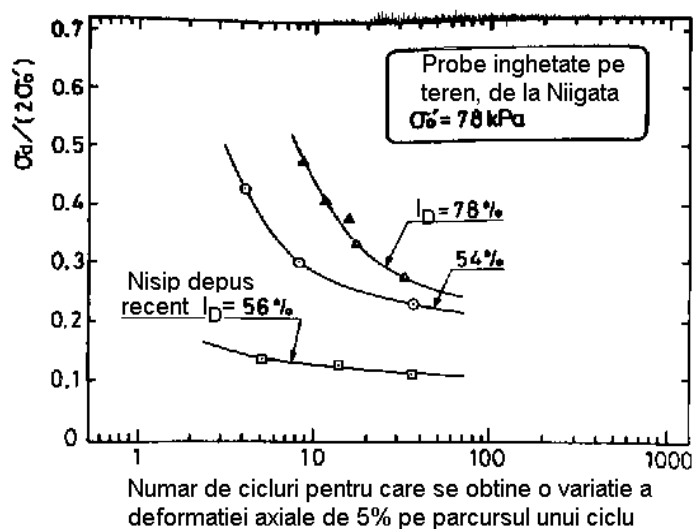


Figura 2.3 - Rezistența ciclică a probelor netulburate de nisip (Yoshimi și alții, 1989)

2.6. Rezistența ciclică a nisipurilor prăfoase

Lichefierea este o stare de suspensie a particulelor, apărută în urma dispariției contactelor directe dintre particulele de nisip care alcătuiesc un depozit. Prin urmare, tipul de pământ cel mai susceptibil la lichefiere este acela în care rezistența este mobilizată prin frecarea dintre particule sub influența efortului sferic. Dacă pământul conține particule fine în proporție semnificativă, între aceste particule tinde să apară coeziunea, care îngreunează separarea lor. În consecință, un nisip care conține și particule fine prezintă în general o rezistență mai mare la lichefiere, care depinde însă și de natura acestor particule. Particulele fine pot fi alcătuite din minerale care nu fac posibilă apariția coeziunii, iar nisipul care are în compoziția sa aceste tipuri de particule fine va prezenta un potențial de lichefiere egal cu cel al unui nisip pur. Un exemplu este reprezentat de reziduurile rezultate în urma prelucrării minereurilor. Deoarece acestea cuprind în primul rând pietre măcinate, nu au suficientă coeziune și se comportă ca și nisipul pur din punctul de vedere al rezistenței la lichefiere.

Gradul de lichefiabilitate al nisipurilor care au în compoziția lor particule fine mai mult sau mai puțin coezive, precum cele din depozitele fluviale, a fost investigat prin încercări în laborator de Ishihara, Sodekawa & Tanaka (1978), care au arătat că pe măsură ce crește conținutul de particule fine, rezistența ciclică a nisipului tinde să crească până la o anumită limită în cazul nisipului normal consolidat și până la o limită și mai mare în cazul nisipului supraconsolidat. În cazul nisipurilor cu un conținut de particule fine mai mare de 50%, gradul de îndesare nu reprezintă un parametru determinant pentru rezistența la lichefiere. Mai multe încercări (Ishihara & Koseki, 1989) au arătat că cel mai important parametru este indicele de plasticitate al particulelor fine din compoziția pământului (figura 2.4).

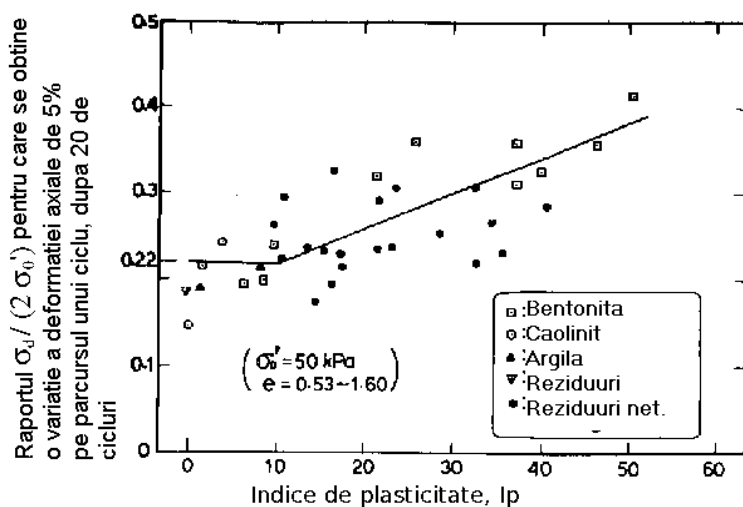


Figura 2.4 - Efectele indicelui de plasticitate asupra rezistenței ciclice a nisipului care conține și particule fine (Ishihara & Koseki, 1989)

2.7. Evaluarea rezistenței la lichefiere prin SPT și CPT

Prelevarea de probe netulburate de calitate bună este cea mai recomandabilă metodă pentru evaluarea precisă a rezistenței ciclice a nisipului. Obținerea probelor aflate sub nivelul apei subterane este însă o operație costisitoare și se justifică numai în cazul construcțiilor foarte importante. De aceea este necesară găsirea unei metode mai simple și mai economice.

Una dintre acestea este bazată pe încercarea de penetrare standard (SPT), în care se înregistrează numărul de căderi (N_{SPT}) ale unui mai cu masa de 63,502932 kg de la o înălțime de 76,2 cm, necesar pentru pătrunderea pe 30,48 cm a unui ștuț cu diametrul exterior de 5,08 cm. Procedul a fost standardizat de Harry Mohr în anii 1920 - 1930. Dimensiunile ștuțului sunt reprezentate în figura 2.5.

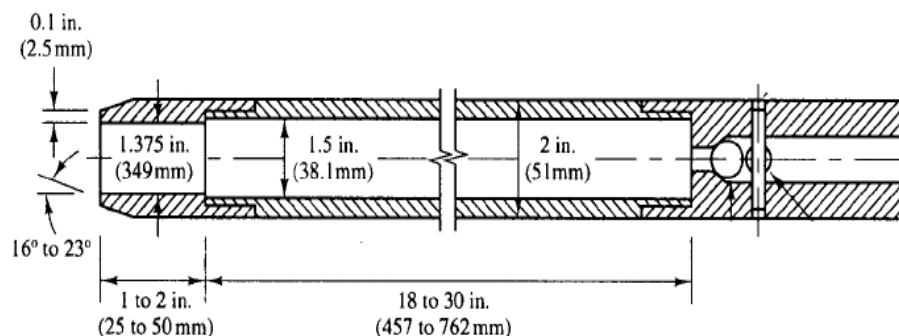


Figura 2.5 - Dimensiunile ștuțului utilizat la SPT, conform ASTM D1586

Există două abordări pentru stabilirea corelării dintre numărul N_{SPT} și rezistența ciclică a pământului.

În cadrul primei dintre acestea, se cercetează dacă în teren a apărut lichefierea în timpul cutremurelor care au avut loc. Se estimează care a fost rezistența ciclică a pământului nisipos și se compară cu rezistența la penetrare la diverse adâncimi. Întrucât se cunoaște dacă au avut sau nu loc pagube datorite lichefierii la suprafața terenului, se poate stabili o relație între rezistența ciclică și N_{SPT} . O astfel de abordare a fost dezvoltată de Seed (1979), pe baza informațiilor obținute în urma studiului unor depozite nisipoase supuse la vibrații puternice în timpul unor cutremure recente. În figura 2.6 este ilustrată relația elaborată de Seed, Idriss & Arango (1983). Pe axa verticală sunt reprezentate următoarele rapoarte, care, conform unor studii anterioare, sunt aproximativ egale:

$$\frac{\sigma_{dl}}{(2 \cdot \sigma'_{v0})_{20}} \simeq \frac{\tau_{av,l}}{(0.65 \cdot \sigma'_v)} \simeq \frac{\tau_{max,l}}{\sigma'_v} \quad (2.1)$$

unde:

$\tau_{av,l}$ - amplitudinea medie a efortului de forfecare de pe parcursul mișcărilor seismice, necesară pentru a provoca lichefierea;

$\tau_{max,l}$ - amplitudinea efortului maxim de forfecare necesară pentru a provoca lichefierea;

Valoarea N_1 reprezentată pe axa orizontală este obținută prin corectarea valorii măsurate N , astfel încât să corespundă unei presiuni verticale de $1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$. În figura 2.6, $(N_1)_{60}$ este folosit pentru a indica valoarea N_1 corectată ținând seama de randamentul maiului (60%). Se consideră că raportul de transmitere a energiei este de 1.2 ori mai mare în Japonia decât în S.U.A., fapt reflectat de relația

$$N_1^{(Japonia)} = 0,833 \cdot (N_1^{(S.U.A.)})_{60} .$$

Cea de-a doua metodă de stabilire a unei corelări între rezistența ciclică și valoarea N_{SPT} se bazează pe colectarea unui număr mare de rezultate experimentale obținute în laborator, referitoare la rezistența ciclică a probelor de pământ netulburate, prelevate din depozite cu rezistența la penetrare cunoscută. Una dintre relațiile incluse în Codul Japonez de Proiectare a Podurilor (Tatsuoka, Iwasaki, Tokida, Yasuda, Hirose, Imai & Kon-no, 1989) este:

$$\frac{\sigma_{dl}}{(2 \cdot \sigma'_{0})_{20}} = 0,676 \cdot \sqrt{N_1} + 0,225 \cdot \lg\left(\frac{0,35}{d_{50}}\right) \quad , \text{dacă } 0,04 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 0,6 \text{ mm}$$

$$\frac{\sigma_{dl}}{(2 \cdot \sigma'_{0})_{20}} = 0,676 \cdot \sqrt{N_1} - 0,05 \quad , \text{dacă } 0,6 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 1,5 \text{ mm} \quad (2.2)$$

unde:

d_{50} - diametrul mediu al particulelor (mm);

$N_1 = C_N \cdot N$; $C_N = 1,7 / (\sigma'_v + 0,7)$;

σ'_v - presiunea efectivă verticală, în kgf/cm².

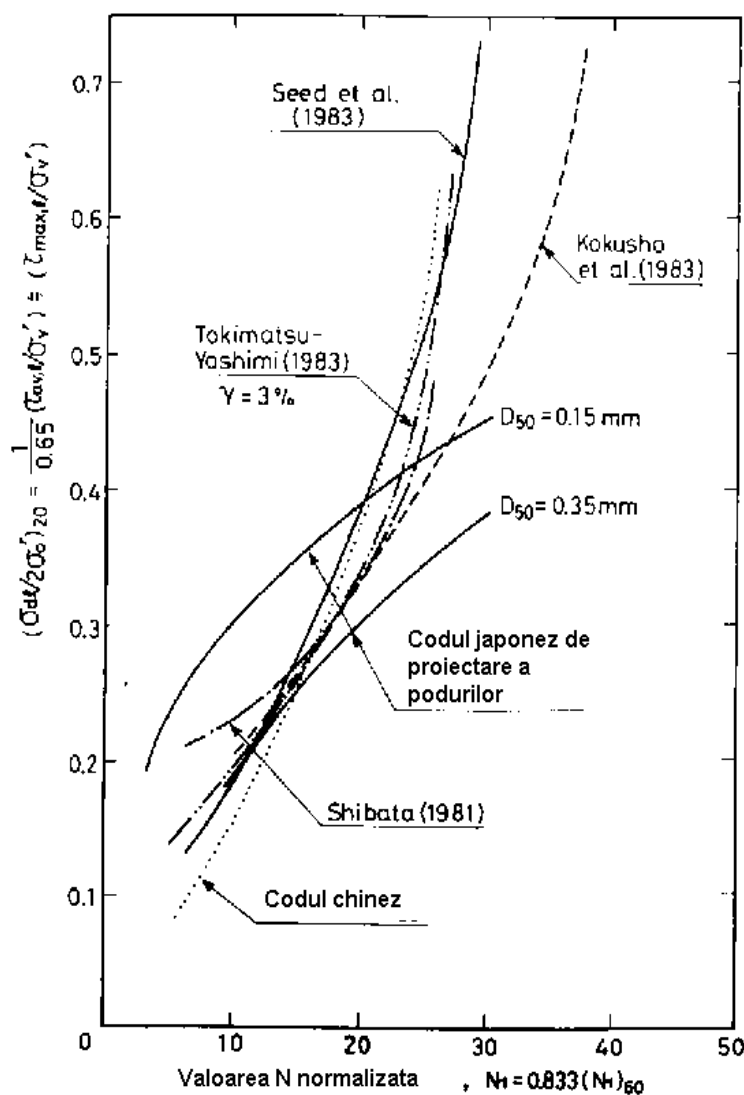


Figura 2.6 - Grafic pentru evaluarea rezistenței ciclice a nisipurilor, pe baza încercării SPT (Ishihara, 1993)

Rezistența ciclică obținută din relațiile de mai sus este reprezentată în figura 2.6, în funcție de N_1 , pentru $D_{50} = 0.15$ și 0.35 mm. Aceste relații au fost obținute inițial sub forma unei corelări liniare între rezistența ciclică determinată în laborator și gradul de îndesare. Legătura între N_1 și gradul de îndesare este dată de relația $I_D = 16 \cdot \sqrt{N_1}$, deci relațiile de mai sus sunt valabile numai pentru un grad de îndesare mai mic de 70% (sau $N_1 < 20$), pentru care rezistența ciclică variază liniar cu gradul de îndesare.

Relații bazate pe studiul comportării terenului au mai fost propuse de Shibata (1981) și Tokimatsu & Yoshimi (1983). Pe baza unor cutremure care au avut loc în China, criteriul pentru identificarea pământurilor nisipoase ca fiind sau nu susceptibile la lichefiere a fost prezentat sub forma unei cerințe incluse într-un cod. După o prelucrare (Ishihara, 1990), criteriul chinez poate fi exprimat în felul următor:

$$\frac{\sigma_{dl}}{(2 \cdot \sigma'_{v0})_{20}} = \frac{\tau_{max,l}}{\sigma'_{v}} = \frac{9,5 \cdot N_1 + 0,466 \cdot N_1^2}{1000} \quad (2.3)$$

Datorită creșterii popularității încercării de penetrare statică (CPT - cone penetration test), a devenit acceptabil să se stabilească o relație între rezistența pe vârf (pe suprafața conului), q_c , și rezistența ciclică, asemănătoare relațiilor dezvoltate pentru încercarea de penetrare standard.

Robertson & Campanella (1985) au propus corelări pentru nisipuri și nisipuri prafoase, după cum se arată în figura 2.7, unde rezistența pe vârf este exprimată prin q_{c1} , o valoare normalizată astfel încât să corespundă unei presiuni verticale $\sigma'_v = 1 \text{ kgf/cm}^2$ (98 kPa). Corelări similare au fost stabilite de Seed & de Alba (1986) și Shibata & Teparaska (1988), în care se ține seama de efectul particulelor fine prin intermediul diametrului mediu al particulelor. Corelările pentru cazul nisipului cu $d_{50} \leq 0.25 \text{ mm}$ și al nisipului prafos cu $d_{50} \leq 0.15 \text{ mm}$ propuse în aceste lucrări sunt prezentate în figura 2.7.

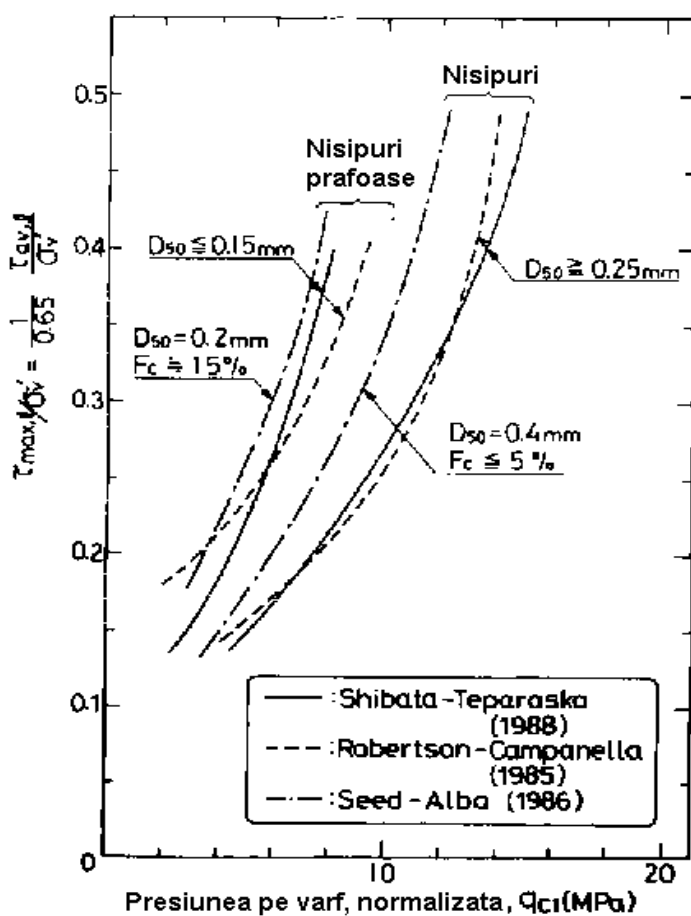


Figura 2.7 - Grafice pentru evaluarea rezistenței ciclice a nisipului pe baza încercării CPT (Ishihara, 1993)

Sintetizând cele prezentate, etapele determinării rezistenței ciclice a unui pământ dat sunt următoarele:

(a) Prin metoda SPT sau CPT se obține rezistența la penetrare (q_{c1} sau N_1), împreună cu conținutul de particule fine F_c sau diametrul mediu d_{50} , la diferite adâncimi, pe un amplasament dat. Eventual trebuie determinat și indicele de plasticitate al particulelor fine.

(b) Dacă materialul este identificat ca fiind un nisip cu un conținut mai mic de 5% de particule fine, rezistența ciclică se determină din graficul din figura 2.6 sau 2.7. În cazul în care particulele fine se găsesc în proporție mai mare de 5%, valorile N_1 sau q_{c1} trebuie să fie mărite, pe baza graficelor din figura 2.8. Apoi, prin folosirea graficului din figura 2.6 sau 2.7, se determină rezistența ciclică. Dacă indicele de plasticitate I_p e mai mare de 10%, rezistența ciclică mai trebuie corectată și conform graficului din figura 2.9. Experiența a arătat că majoritatea pământurilor nisipoase din depozite aluvionare sau umpluturi artificiale au un indice de plasticitate mai mic de 15%, deci în acest caz corectarea în funcție de I_p nu este semnificativă.

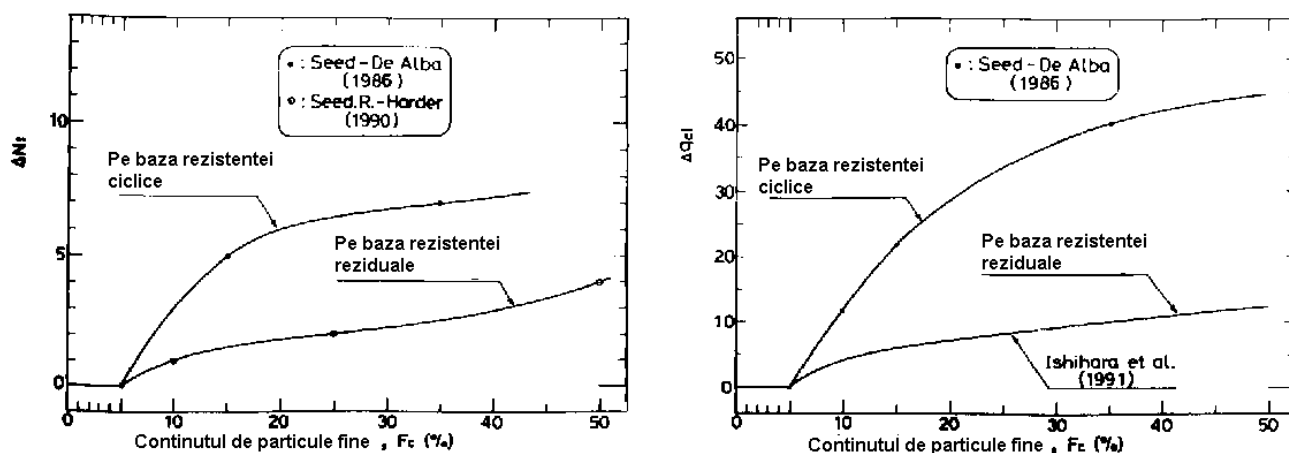


Figura 2.8 - Diferențele ΔN_1 și Δq_{cl} în funcție de conținutul de particule fine (Ishihara, 1993)

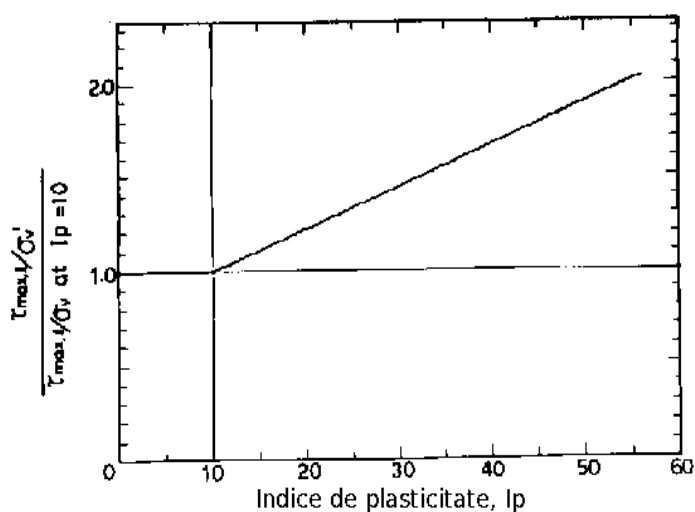


Figura 2.9 - Grafic pentru modificarea rezistenței ciclice în funcție de indicele de plasticitate (Ishihara, 1993)

2.8. Analiza lichefierii

Efortul de forfecare ciclic indus într-un teren orizontal în timpul unui cutremur, datorită propagării în sus a undelor transversale, poate fi evaluat cu ajutorul unei proceduri simple propuse de Seed & Idriss (1971). Dacă se presupune că o coloană de pământ până la adâncimea z se mișcă orizontal și dacă accelerația orizontală de vârf la suprafața terenului este a_{max} , efortul maxim de forfecare τ_{max} de la baza coloanei de pământ este dat de relația (2.4):

$$\tau_{max} = \frac{a_{max} \cdot r_d \cdot \gamma_t \cdot z}{g} \quad (2.4)$$

unde:

γ_t - greutatea volumică a pământului;

g - accelerația gravitațională;

$r_d = 1 - 0.015 z$ - coeficient de reducere a efortului, pentru a se ține seama de deformabilitatea coloanei de pământ ($r_d < 1$).

Seed & Idriss (1971) au exprimat valoarea r_d într-o formă grafică iar Iwasaki, Tatsuoka, Tokida & Yasuda (1978) au recomandat formula empirică de mai sus, unde z este exprimat în metri. Împărțind ecuația (2.4) la presiunea verticală efectivă σ'_v , se obține (2.5):

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} = \frac{a_{max} \cdot r_d \cdot \sigma_v}{g \cdot \sigma'_v} \quad (2.5)$$

unde $\sigma_v = \gamma_t z$ - efortul total vertical;

Unul dintre avantajele relației (2.5) este posibilitatea de a se utiliza direct înregistrările accelerației orizontale de la suprafața terenului pentru evaluarea efortului de forfecare indus de mișcarea seismică pe un plan orizontal. Lichefierea poate fi analizată prin simpla comparare a eforturilor de forfecare induse de seism cu eforturile exprimate în mod similar, necesare pentru a cauza lichefierea sau orice deformare de forfecare cu amplitudine inacceptabilă. De obicei, o variație maximă a deformăției axiale pe parcursul unui ciclu egală cu 5% reprezintă criteriul pentru definirea rezistenței ciclice corespunzătoare creșterii presiunii apei din pori până la anularea efortului sferic efectiv.

Potențialul de lichefiere a unui depozit nisipos poate fi evaluat printr-un factor de siguranță F_1 , definit în felul următor:

$$F_1 = \frac{\frac{\tau_{max,l}}{\sigma'_v}}{\frac{\tau_{max}}{\sigma'_v}} \quad (2.6)$$

Se consideră că lichefierea va avea loc dacă $F_1 \leq 1$.

2.9. Tasări ulterioare lichefierii în depozitele nisipoase

Când depozitele saturate de nisip sunt supuse mișcării seismice are loc creșterea presiunii apei din pori, care poate duce la lichefiere. Urmează disiparea presiunii apei în primul rând spre suprafața terenului, însoțită de variații de volum ale depozitelor de nisip, ceea ce se manifestă la suprafață prin tasări. Modificarea volumului nisipului datorită drenării apei din pori în urma unei încărcări ciclice a fost studiată în laborator de către Lee & Albaisa (1974), Tatsuoka, Sasaki & Yamada (1984) și Nagase & Ishihara (1988). Aceste studii au arătat faptul că deformația volumică de după lichefiere nu e influențată doar de îndesare, ci și de deformația maximă de forfecare pe care nisipul a suportat-o în timpul aplicării încărcărilor ciclice. Pe această bază, Tokimatsu & Seed (1987) au încercat să pună în aplicare o metodologie pentru a anticipa tasările terenului după lichefiere. O procedură alternativă pentru estimarea tasărilor terenului a fost studiată de Ishihara & Yoshimine (1991), legată de deformația maximă de forfecare, care influențează deformația volumică de după lichefiere. Această metodologie se bazează pe două concepte apărute în urma unor rezultate experimentale.

Primul concept este reprezentat de relația dintre variația volumului nisipului saturat și deformațiile maxime de forfecare. Concluzia încercărilor de forfecare directă efectuate în acest context asupra nisipurilor cu grade de îndesare diferite este arătată în figura 2.10, unde este reprezentată deformația volumică în timpul reconsolidării, ϵ_v , în funcție de deformația maximă de forfecare a probei în timpul încărcării variabile, aplicate în condiții nedrenate.

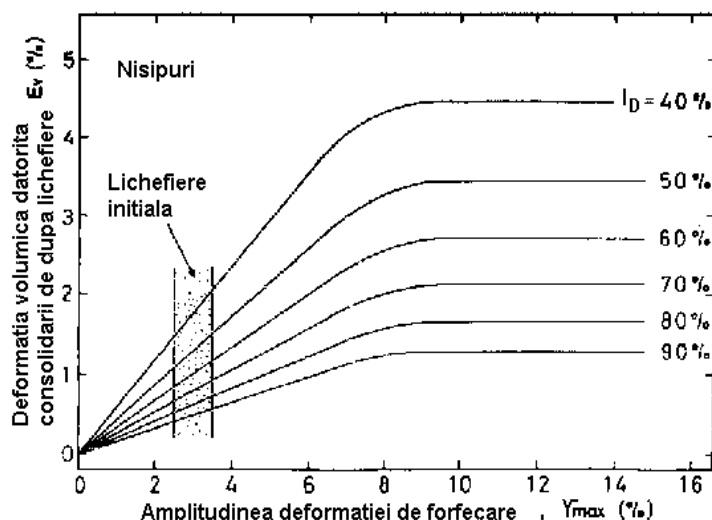


Figura 2.10 - Deformația volumică de după lichefiere, în funcție de deformația maximă de forfecare (Ishihara, 1991)

Pentru a estima tasarea cauzată de lichefiere folosind corelarea din figura 2.10 este necesar să se cunoască deformația maximă de forfecare pe care nisipul o va suporta în timpul aplicării unei viitoare mișcări seismice. Aceasta poate fi determinată pe baza celui de-al doilea concept, după cum urmează. Așa cum s-a menționat anterior, rezistența ciclică este definită de obicei sub forma raportului $\sigma_d / (2 \sigma'_o)$ necesar pentru a cauza o variație a deformației axiale pe durata unui ciclu egală cu 5%, în aparatul triaxial. În consecință, factorul de siguranță pentru lichefiere depinde de valoarea deformației. De exemplu, un factor de siguranță egal cu 1 implică o deformație de 5% iar un factor de siguranță subunitar implică o deformație mai mare decât 5%.

Relația prezentată anterior, dintre factorul de siguranță și amplitudinea deformației de forfecare poate fi stabilită pe baza rezultatelor încercărilor de laborator. Încercări de forfecare directă efectuate de Nagase (1985) au fost prelucrate în acest scop, ducând la familia de curbe din figura 2.11, unde factorul de siguranță este reprezentat în funcție de deformația maximă de forfecare γ_{max} , pentru nisip cu diferite grade de îndesare. Familia de curbe din figura 2.11 poate fi folosită pentru evaluarea amplitudinii maxime a deformației de forfecare pentru o valoare cunoscută a factorului de siguranță. Dacă valoarea deformației de forfecare este cunoscută, deformația volumică de după lichefiere poate fi determinată prin folosirea curbelor din figura 2.10.

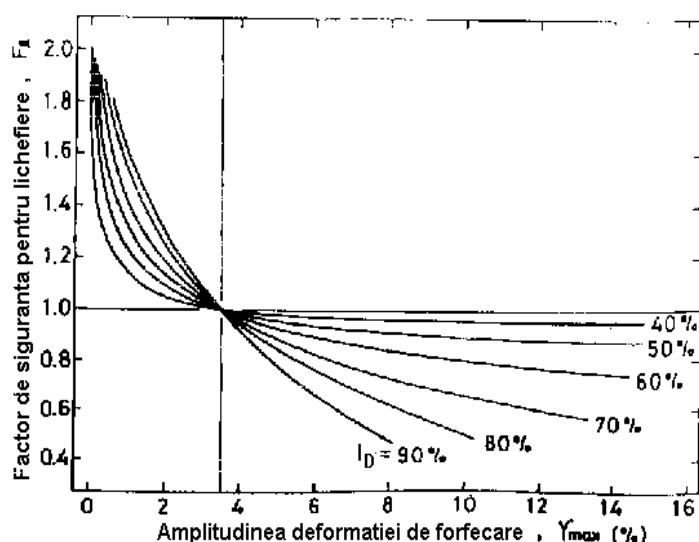


Figura 2.11 - Relația dintre factorul de siguranță și deformația maximă de forfecare (Nagase, 1985)

Dacă factorul de siguranță este determinat cu ajutorul metodei convenționale de analiză a lichefierii, va fi posibil să se determine deformația maximă de forfecare și să se estimeze mărimea deformației volumice de după lichefiere, precum și tasarea, prin metoda însumării tasărilor straturilor elementare.

Tasăriile suprafeței terenului datorite lichefierii depozitelor de nisip în timpul cutremurelor pot fi estimate dacă factorul de siguranță și gradul de îndesare se cunosc pentru fiecare adâncime. Gradele de îndesare ale depozitelor de nisip pot fi evaluate pe teren cu ajutorul încercărilor penetrometrice. S-au făcut câteva încercări pentru a se stabili o corelare empirică între gradul de îndesare și valoarea N_{SPT} . Această corelare a fost exprimată de Skempton (1986) sub forma:

$$N = \frac{a + b \cdot \sigma'_v}{\left(\frac{I_D}{100} \right)^2} \quad (2.7)$$

unde σ'_v este presiunea efectivă verticală în kgf/cm^2 iar a și b sunt constante care depind în primul rând de granulozitate. De obicei, în Japonia se consideră că $a = 16$ și $b = 23$ (Meyerhof, 1957). Aceste valori par să fie o medie aproximativă pentru nisipuri și nisipuri prăfoase.

Încercări similare au fost făcute de Jamiolkowski, Ladd, Germaine & Lancellotta (1985) pentru a stabili o corelare între gradul de îndesare și valoarea q_c corespunzătoare încercării CPT.

$$I_D = -A + B \cdot \lg \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v'}} \right) \quad (2.8)$$

Tatsuoka, Zhou, Sato & Shibuya (1990) au recomandat utilizarea valorilor $A = 85$ și $B = 76$.

2.10. Starea staționară a nisipului

În figura 2.12 sunt arătate rezultatele unei serii de încercări pe probe de nisip afânat (Ishihara, 1993), cu gradul de îndesare de 16%. Vârful în curbele efort - deformație este mai proeminent pentru eforturi inițiale sferice mari. Deși apar diferențe mari de comportare între probe la începutul încărcării, în cele din urmă toate ajung să se comporte aproape identic, când deformația axială ajunge în jurul valorii de 25%. În această stare, efortul deviator își păstrează o valoare aproximativ constantă de 80 kPa, în condițiile unui efort sferic efectiv de aproximativ 60 kPa. Starea nisipului care se deformează continuu, păstrându-și volumul constant, în condițiile unui efort deviator și ale unui efort sferic constant, este denumită "stare staționară" (Castro, 1975; Castro & Poulos, 1977). Această stare se aseamănă din punct de vedere conceptual cu starea critică definită pentru argile (Schofield & Wroth, 1968). Rezistența la forfecare a nisipului mobilizată în starea descrisă mai sus poartă denumirea de "rezistență reziduală". Unul dintre elementele caracteristice ale seriei de încercări prezentate este acela că drumul de efort se orientează în sus și spre dreapta după ce efortul de forfecare a atins o valoare minimă. Această stare în care efortul de forfecare este minim se numește "stare de transformare a fazei" (Ishihara, Tatsuoka & Yasuda, 1975), pentru că reprezintă o stare de tranziție în care are loc trecerea de la tendința de contracție la tendința de umflare. Într-o probă cu un grad de îndesare mult mai mic de 16%, tendința de umflare nu se manifestă niciodată iar starea de transformare a fazei coincide cu starea staționară.

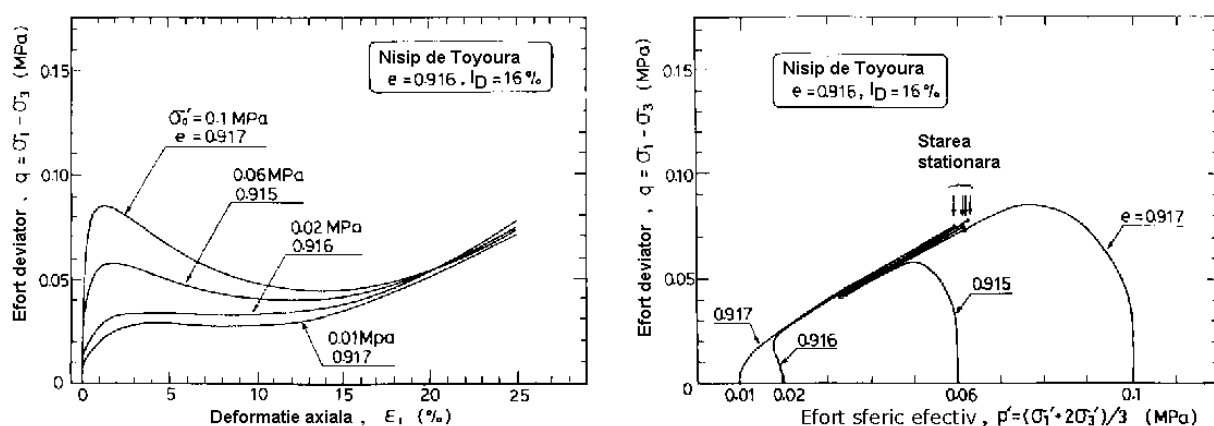


Figura 2.12 - Comportarea în condiții nedrenate a probelor afânate de nisip (Ishihara, 1993)

Rezultatele unei serii de încercări pe probe mai îndesate ($I_D = 38\%$) sunt arătate în figura 2.13, unde se constată același tip de comportament iar în figura 2.14 sunt arătate rezultatele unor încercări pe probe îndesate ($I_D = 64\%$).

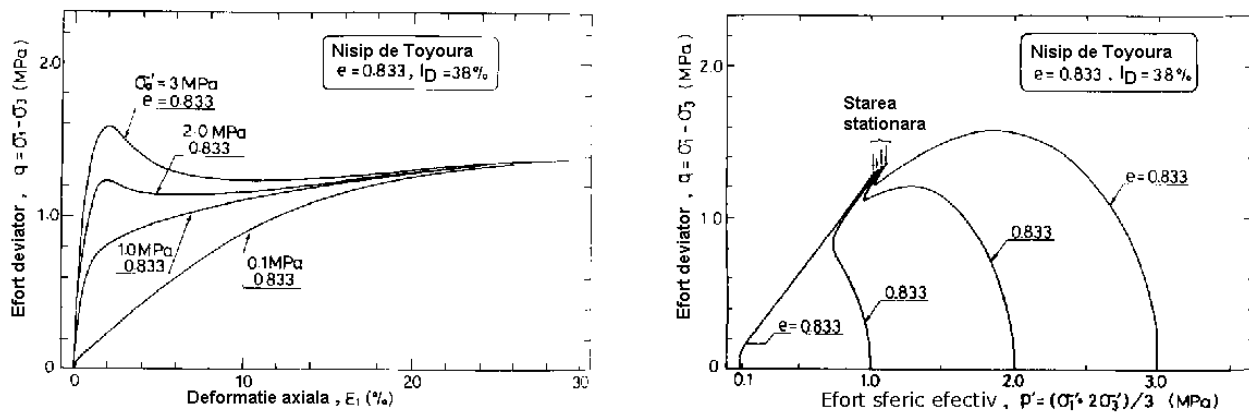


Figura 2.13 - Comportarea în condiții nedrenate a probelor de nisip de îndesare medie (Ishihara, 1993)

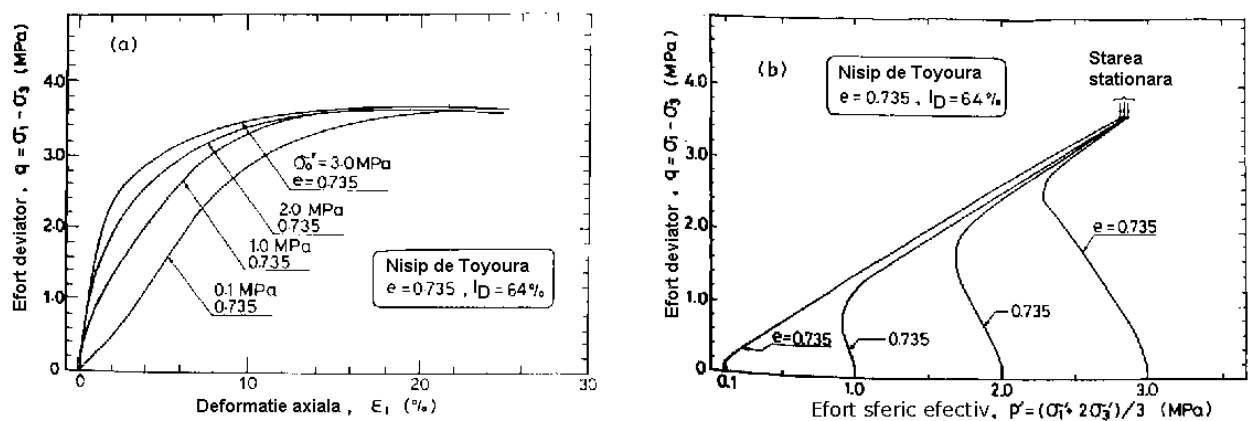


Figura 2.14 - Comportarea în condiții nedrenate a probelor îndesate de nisip (Ishihara, 1993)

După cum au arătat Castro & Poulos (1977), starea de eforturi din nisip în starea staționară este determinată doar de indicele porilor; presiunea apei din pori crește sau descrește, în funcție de efortul sferic inițial, astfel încât efortul sferic efectiv să ajungă la o valoare unică, corespunzătoare indicelui porilor respectiv. Astfel, devine posibil să se reprezinte efortul sferic în starea staționară în funcție de indicele porilor, rezultând curba stării staționare (SSL).

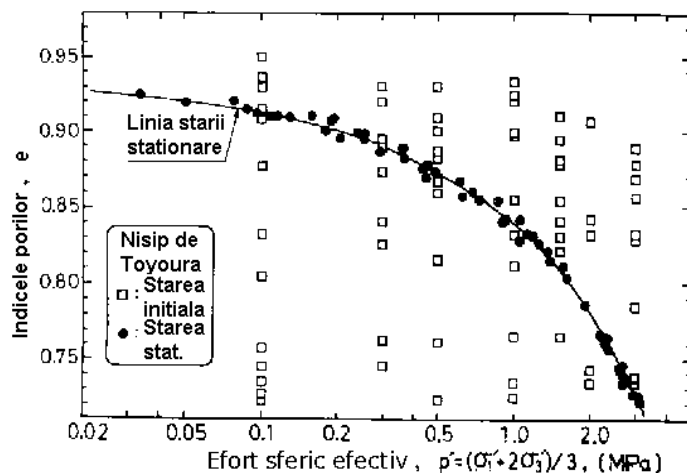


Figura 2.15 - Curba stării staționare pentru nisip de Toyoura (Ishihara, 1993)

2.11. Procese care au loc în teren și care nu sunt modelate în încercările de laborator

Presiunea apei din pori generată de cutremur se disipă în timp, pe măsură ce apa din pori se deplasează din zonele cu presiune în exces mai mare către zonele cu presiune în exces mai mică. Infiltrațiile rezultate, care se produc atât în timpul cutremurului cât și după aceea, pot complica în mare măsură distribuția spațială a reducerii rezistenței și a deformațiilor într-un depozit de pământ. Încercările de laborator pe probe mici nu pot modela aceste efecte, care au însă implicații importante în practica inginerească.

Blocarea apei de infiltrație la interfața dintre pământuri cu permeabilități diferite poate cauza modificări locale ale indicelui porilor. Figura 2.16 ilustrează mecanismele prin care redistribuirea porilor și infiltrațiile ascendente pot contribui la deformații sau la instabilitatea taluzurilor. Redistribuirea presiunii apei din pori în exces și redistribuirea porilor asociată acestora pot explica diferența de timp dintre sfârșitul cutremurului și producerea cedării, care a fost observată într-o serie de cazuri.

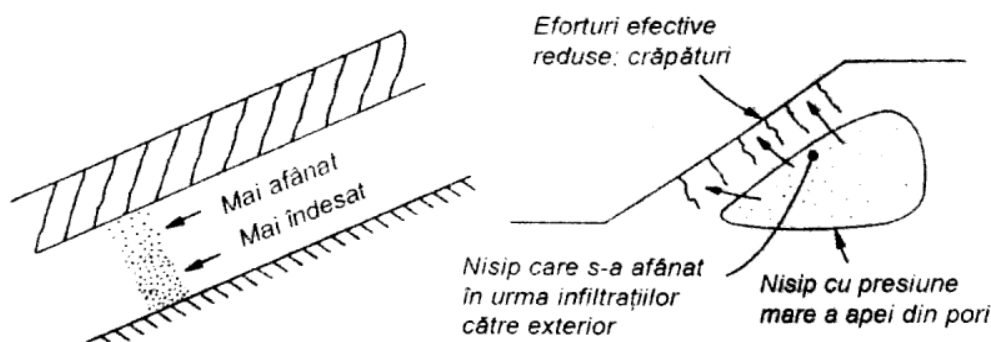


Figura 2.16 - Două mecanisme prin care redistribuirea porilor poate contribui la instabilitate, după lichefierea datorită unui cutremur (NRC 1985, Whitman 1985)

Consecința principală a redistribuirii porilor este că rezistența la forfecare nu depinde doar de caracteristicile și starea materialului înainte de cutremur. Pentru cazul terenului înclinat, numeroase încercări pe modele fizice au identificat localizarea deformațiilor de forfecare la interfața dintre un strat de nisip lichefiat și un strat acoperitor cu permeabilitate mică. De exemplu, figura 2.17 arată forma deformată a unui model încercat în centrifugă, constând într-un taluz de nisip uniform cu intercalații de pământ prăfos în lungul unor plane și suprafețe circulare (Malvik și alții, 2008). Deformațiile taluzului s-au concentrat într-o zonă de forfecare localizată în nisip imediat sub arcul de cerc format de pământul prăfos; această localizare s-a produs după încetarea solicitării ciclice. O rețea de numeroși traductori de presiune a apei din pori a arătat că inițierea localizării deformațiilor de forfecare a fost provocată de mișcarea ascendentă a apei din pori, împiedicată de prezența arcului din pământ prăfos cu permeabilitate redusă.

2.12. Efecte ale lichefierii asupra unor diguri de pământ, în urma cutremurului din 4 martie 1977

După cutremurul din 4 martie 1977 s-au observat lichefierii în general în zone neconstruite care s-au manifestat prin crăparea terenului și ejectarea de nisip. Deplasările laterale și tasările datorite lichefierii terenului de fundare au produs crăpături, de obicei longitudinale, în unele diguri de apărare împotriva inundațiilor. Efectul cutremurelor vrâncene asupra construcțiilor s-a manifestat mai ales prin degradarea

construcțiilor ușoare, de tipul digurilor. S-au semnalat și degradări ale unor baraje cu înălțime relativ mică (Popovici și alții, 1984, Popovici și alții, 1993).

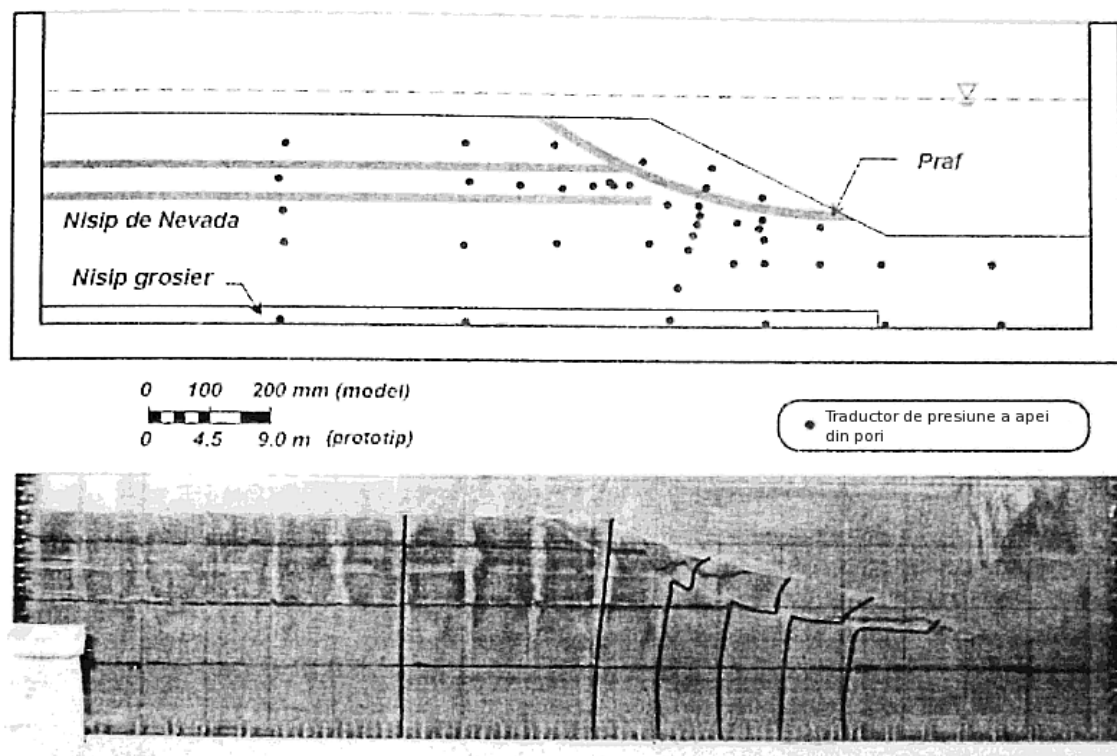


Figura 2.17 - Localizarea deformațiilor de forfecare în lungul unui strat subțire cu permeabilitate redusă inclus într-un taluz din nisip saturat încercat în centrifugă (Malvik și alții, 2008).

Capitolul 3

Metode de analiză a stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților sub acțiuni statice și seismice, bazate pe studiul echilibrului limită

3.1. Introducere

Metodele pentru analiza stabilității taluzurilor și versanților prezentate în acest capitol studiază echilibrul unor mase de pământ care tind să alunece sub influența greutateii și a altor încărcări care pot acționa asupra lor, făcându-se o comparație între forțele care acționează în sensul pierderii stabilității și cele care se opun. În cazul unei astfel de metode se presupune că o parte din masivul de pământ studiat se desprinde după o suprafață pe care se îndeplinește condiția de cedare, deci este atinsă starea de echilibru limită. Nu se ține seama de deformațiile pământului și sunt necesare ipoteze simplificatoare pentru rezolvarea problemelor prin utilizarea doar a ecuațiilor de echilibru. Se calculează de obicei un factor de siguranță, definit prin raportul dintre rezistența la forfecare disponibilă și cea necesară și care se consideră constant în lungul suprafeței de alunecare.

În analizele pseudostatice, încărcarea seismică este înlocuită de o forță aplicată static, egală cu greutatea pământului înmulțită cu un coeficient seismic, k_h . De regulă, componenta verticală a accelerației seismice se neglijează și forța statică se aplică pe direcție orizontală. Scopul unei analize pseudostatice constă în determinarea valorii critice a accelerației terenului (pentru care se produce pierderea stabilității) sau a factorului de siguranță în condițiile unui coeficient k_h dat. Valoarea accelerației critice a terenului poate fi folosită ca dată de intrare pentru calculul deformațiilor permanente ale taluzului, prin metoda blocului alunecător.

Se pune problema determinării punctelor de aplicație ale forțelor pseudostatice. Terzaghi (1950) a sugerat că ar trebui să se considere că forța pseudostatică acționează în centrul de greutate al masei de pământ care tinde să alunece, ceea ce ar implica ipoteza unei accelerații constante în întreg cuprinsul masei de pământ. Seed (1979) a arătat că poziția presupusă a forței seismice are un efect mic dar observabil asupra factorului de siguranță calculat. Analizele răspunsurilor seismice ale multor diguri (Makdisi și Seed, 1978) arată că accelerațiile maxime cresc de jos în sus. Astfel, rezultă că poziția forței seismice e deasupra centrului de greutate al masei de pământ, ceea ce determină reducerea momentului de răsturnare calculat pentru o suprafață de cedare circulară. Sugestia lui Terzaghi este deci aplicabilă. Pentru majoritatea analizelor pseudostatice se consideră că forțele datorite seismului acționează în centrele de greutate ale maselor de pământ care tind să alunece.

Multă vreme, coeficienții seismici k_h au fost estimați pe baza unor recomandări și standarde empirice, valorile obișnuite fiind cuprinse între 0.05 și 0.25 (Seed, 1979; Hynes-Griffin și Franklin, 1984; Kavazanjian, 1997). Oricum, datorită dezvoltării metodelor de analiză mai sofisticate care țin seama și de deformațiile terenului, se pot face corelări între coeficientul seismic, accelerațiile seismice așteptate și deformațiile probabile.

Valoarea coeficientului k_h ar trebui să depindă de amplitudinea forței de inerție induse în materialul potențial instabil. Dacă materialul taluzului ar fi rigid, forța respectivă ar fi egală cu produsul dintre accelerația orizontală efectivă și masa materialului instabil, atingând deci valoarea maximă odată cu accelerația orizontală. Ținând seama de faptul că taluzurile reale nu sunt rigide și că accelerația se menține la valoarea maximă pentru un timp foarte scurt, coeficienții pseudostatici utilizați în practică sunt de obicei sub a_{\max}/g . Terzaghi (1950) a propus inițial utilizarea unui coeficient $k_h = 0,1$ pentru cutremure "severe" (intensitatea Rossi-Forel IX), $k_h = 0,2$ pentru cutremure "violente și distructive" (Rossi-Forel X) și $k_h = 0,5$ pentru cutremure "catastrofale". Seed (1979) a enumerat criterii de proiectare pseudostatică pentru 14 diguri aflate în 10 țări cu activitate seismică; pentru 12 dintre ele se cereau factori de siguranță între 1,0 și 1,5 în condițiile unor coeficienți pseudostatici între 0,10 și 0,12. Marcuson (1981) a sugerat alegerea unor coeficienți pseudostatici pentru diguri corespunzător unei accelerații cuprinse între $1/3$ și $1/2$ din accelerația maximă, ținând seama de efectele de amplificare sau amortizare cărora digul e supus. Utilizând modele ale grinzii de forfecare, Seed și Martin (1966) și Dakoulas și Gazetas (1986) au arătat că forța de inerție care acționează asupra unui taluz instabil al unui dig de pământ depinde de răspunsul digului și că valoarea medie a coeficientului seismic pentru o suprafață de cedare adâncă e semnificativ mai mică decât cea obținută pentru o suprafață apropiată de coronament. Hynes-Griffin și Franklin (1984) au aplicat metoda blocului alunecător a lui Newmark pentru mai mult de 350 de accelerograme și au conchis că digurile cu factori de siguranță mai mari decât 1,0 pentru $k_h = 0,5 a_{\max}/g$ nu ar dezvolta deformații "periculoase de mari".

Reprezentarea efectelor dinamice complexe și tranzitorii ale unui cutremur printr-o singură accelerație constantă și unidimensională este bineînțeles incompletă. Chiar și la începuturile lor, limitările metodelor pseudostatice erau recunoscute. Experiența a arătat că analizele pseudostatice nu produc rezultate acceptabile pentru pământuri care acumulează presiuni mari ale apei din pori sau manifestă scăderi ale rezistenței la forfecare de peste 15%. În astfel de analize pseudostatice s-au obținut factori de siguranță mai mari decât 1 pentru unele diguri care ulterior au cedat în urma acțiunii unor cutremure (ex.: la Sheffield și San Fernando).

În afară de calculul factorului de siguranță sau al accelerației critice a terenului, se pune pentru taluzurile și versanții supuși la acțiuni seismice problema determinării deformațiilor permanente. Newmark (1965) a sugerat pentru prima dată o metodă de analiză relativ simplă, bazată pe studiul unui bloc rigid care alunecă pe o suprafață plană (figura 3.1). Când accelerația suprafeței plane depășește accelerația de alunecare a_y , blocul începe să alunece. Orice accelerație care depășește a_y produce alunecarea blocului și îi imprimă o viteză relativă față de suprafața pe care se sprijină. Deplasarea blocului e permisă într-un singur sens. Prin integrarea numerică a ecuației de mișcare se poate ajunge la valoarea deplasării finale a blocului. Accelerația de alunecare se exprimă de obicei printr-un coeficient $k_y = a_y/g$, egal cu coeficientul seismic care duce la obținerea unui factor de siguranță egal cu 1 într-o analiză pseudostatică.

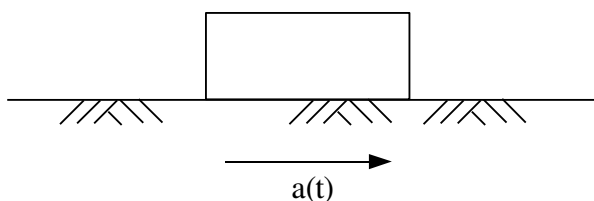


Figura 3.1 - Blocul alunecător

Valoarea lui k_y se poate determina prin utilizarea unor metode convenționale de analiză a stabilității, căutându-se suprafața pentru care coeficientul k_y este minim (care diferă de regulă de suprafața pentru care se obține factorul de siguranță minim în condiții statice). Metoda blocului alunecător se poate aplica în cazul pământurilor care nu suferă o reducere semnificativă a rezistenței la forfecare pe parcursul acțiunii seismice.

Precizia unei analize prin metoda blocului alunecător depinde de precizia mișcării impuse planului. Presupunându-se că masa care alunecă e perfect rigidă, mișcarea ar fi aceeași cu cea a terenului la nivelul suprafeței de cedare. Taluzurile reale însă se deformează în timpul mișcării seismice. Pentru taluzuri alcătuite din pământuri foarte rigide sau supuse unor mișcări cu frecvențe joase, ipoteza blocului rigid este în mod aproximativ satisfăcută. În celelalte cazuri, forțele de inerție în puncte diferite ale digului diferă între ele, putând acționa și în sensuri opuse, forța de inerție rezultantă fiind semnificativ mai mică decât cea corespunzătoare ipotezei blocului rigid.

3.2. Metode pentru calculul factorului de stabilitate sau al accelerației critice orizontale

3.2.1. Introducere

Cele mai utilizate metode bazate pe studiul echilibrului limită sunt cele în care se utilizează împărțirea masei de pământ care tinde să alunece în fâșii. Au fost dezvoltate mai multe metode de acest tip, care pot duce la valori diferite ale factorului de siguranță, deoarece pornesc de la ipoteze simplificatoare diferite în vederea transformării problemei într-una static determinată.

În continuare sunt prezentate detalii privind 3 variante ale metodei fâșiilor, în cazul cărora suprafețele de cedare presupuse sunt circulare, elaborate de Fellenius (1927), Bishop (1955) și Spencer (1967). Pentru simplificare, relațiile de calcul de mai jos sunt scrise pentru cazul în care apar doar acțiuni gravitaționale, neținându-se seama de efectele forțelor care pot fi provocate de seism sau de curgerea prin pământ a apei. Nivelul apei se consideră constant, după cum se arată în figura 3.2.

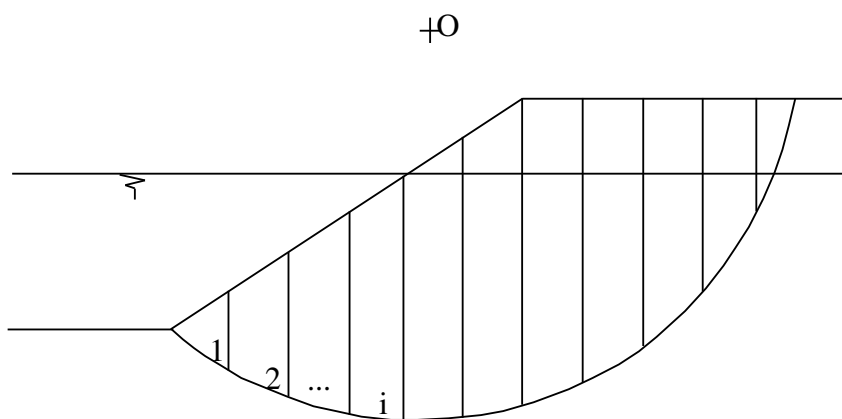


Figura 3.2 - Împărțirea în fâșii a volumului de pământ de deasupra suprafeței de cedare

3.2.2. Metoda Fellenius

3.2.2.1. Ipoteze

- Suprafața de cedare are formă circulară, după cum se arată în figura 3.2;
- Rezultanta forțelor de interacțiune dintre fiecare fâșie și cele 1...2 fâșii alăturate e paralelă cu baza fâșiei;
- Starea de deformații este plană iar calculul se efectuează pentru o zonă din masiv având grosimea egală cu unitatea.

Astfel, componenta perpendiculară pe baza fâșiei a reacțiunii terenului poate fi calculată prin însumarea forțelor pe direcția ei.

3.2.2.2. Calcul în funcție de eforturile efective

În figura 3.3 sunt reprezentate forțele care acționează asupra unei fâșii, pentru cazul efectuării calculului în termenii eforturilor efective. Factorul de siguranță F , care constă în raportul dintre momentele date de forțele care se pot mobiliza împotriva alunecării și momentele date de cele care tind să o producă față de centrul suprafeței de cedare, se determină conform relației (3.1).

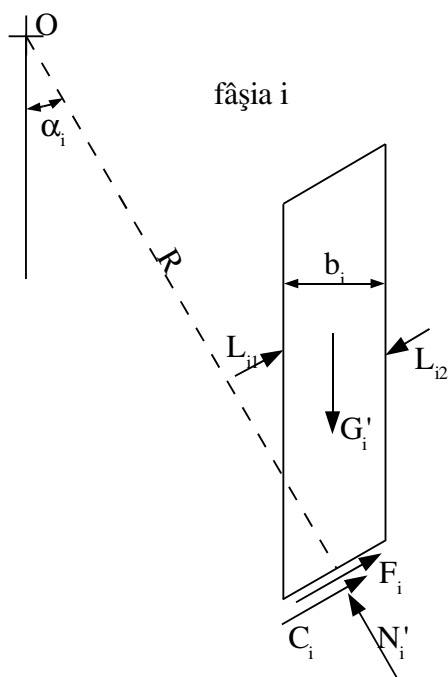


Figura 3.3 - Forțele care acționează asupra unei fâșii (metoda Fellenius, eforturi efective)

$$F = \frac{\sum G'_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi'_i + \sum c'_i \cdot l_i}{\sum G'_i \sin \alpha_i} \quad (3.1)$$

unde:

$$G_i' = G_i - u_i b_i;$$

G_i - greutatea fâșiei i ;

u_i - presiunea apei la baza fâșiei i , pentru cazul în care fâșia se găsește parțial sub nivelul apei, respectiv diferența dintre presiunea apei la baza fâșiei și cea exercitată la nivelul laturii de sus, pentru cazul în care fâșia se găsește în întregime sub nivelul apei;

b_i - lățimea fâșiei;

α_i - unghiul dintre baza fâșiei (care se aproximează printr-un segment de dreaptă) și planul orizontal;

ϕ_i' - unghiul de frecare internă al stratului de pământ în care se găsește baza fâșiei;

c_i - coeziunea stratului de pământ în care se găsește baza fâșiei;

l_i - lungimea bazei fâșiei ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

S-a întâlnit de asemenea, în unele cazuri, utilizarea pentru calculul factorului de siguranță F și a altor relații, precum (3.2) și (3.3).

$$F = \frac{\sum (G_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \phi_i' + \sum c_i' \cdot l_i}{\sum G_i' \cdot \sin \alpha_i} \quad (3.2)$$

$$F = \frac{\sum G_i^{st} \cdot \sin \alpha_i^{st} + \sum G_i' \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \phi_i' + \sum c_i' \cdot l_i}{\sum G_i^{dr} \cdot \sin \alpha_i^{dr}} \quad (3.3)$$

În relația (3.2) se calculează întâi componenta greutății fâșiei pe direcție perpendiculară pe baza acesteia, apoi se scade din ea forța datorită presiunii apei. Această relație poate duce însă la valori nerealiste de mici, chiar negative, ale presiunii efective de la baza fâșiei și deci nu ar trebui utilizată. De asemenea, relația (3.3), în care se consideră că greutatea fâșiilor aflate de o parte a verticalei prin centrul suprafeței de cedare contribuie la momentul de stabilitate iar greutatea fâșiilor aflate de cealaltă parte contribuie la momentul de răsturnare, duce de obicei la valori nerealiste ale factorului de siguranță, fapt ilustrat și de exemplul de mai jos (figura 3.4).

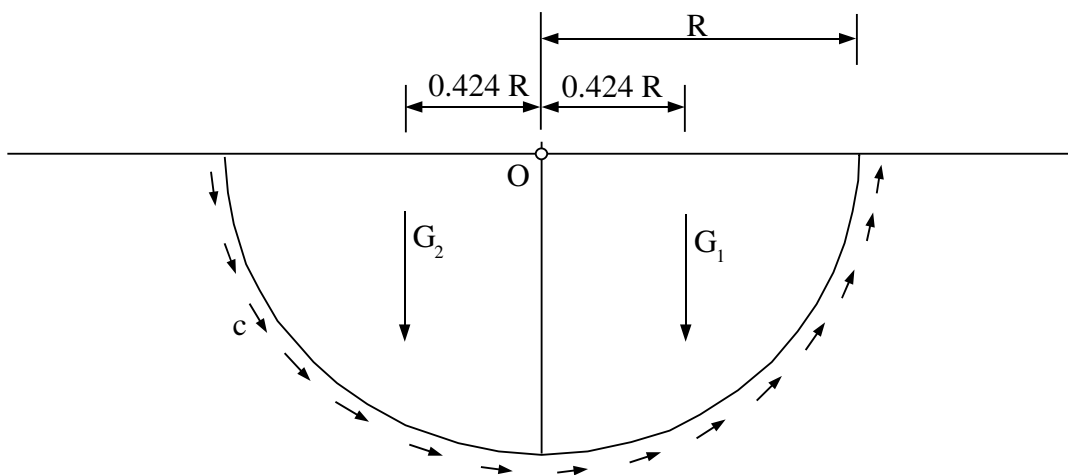


Figura 3.4 - Suprafață de cedare presupusă, pentru care a fost calculat factorul de siguranță conform relației (3.3)

În figura 3.4 este reprezentat un masiv de pământ pur coeziv, delimitat de o suprafață orizontală. Așa cum se poate observa din relațiile (3.4), dacă se presupune o suprafață de cedare având centrul pe suprafața terenului, atunci când raza suprafeței respective tinde către infinit, factorul de siguranță calculat conform relației (3.3) tinde către 1. Ar rezulta deci că un masiv semiinfinit de pământ pur coeziv mărginit de o suprafață orizontală se află la limita pierderii stabilității, ceea ce, evident, nu corespunde cu realitatea, deci nici relația (3.3) nu ar trebui utilizată.

$$M_R = G_1 \cdot 0,424 \cdot R = \frac{\gamma \cdot \pi \cdot R^2}{4} \cdot 0,424 \cdot R = 0,333 \cdot \gamma \cdot R^3$$

$$M_S = 0,333 \cdot \gamma \cdot R^3 + c \cdot \pi \cdot R \cdot R$$

$$F = \frac{M_S}{M_R} = \frac{0,333 \cdot \gamma \cdot R^3 + 3,14 \cdot c \cdot R^2}{0,333 \cdot \gamma \cdot R^3} = 1 + \frac{3,14 \cdot c}{0,333 \cdot \gamma \cdot R} \quad (3.4)$$

unde:

M_S - moment de stabilitate;

M_R - moment de răsturnare;

c - coeziunea pământului;

γ - greutatea volumică a pământului;

F - factor de siguranță calculat conform relației (1").

3.2.2.3. Calcul în funcție de eforturile totale

În acest caz, factorul de siguranță se calculează conform relației (3.5), în funcție de forțele reprezentate în figura 3.5.

$$F = \frac{\sum (G_i \cdot \cos \alpha_i + W_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)) \cdot \operatorname{tg} \phi_i + \sum c_i \cdot l_i}{\sum G_i \cdot \sin \alpha_i + M_W} \quad (3.5)$$

unde:

W_i - forța datorită presiunii apei asupra laturii de sus a fâșiei;

M_W - momentul dat de forțele W_i (observație: $\sum G_i \sin \alpha_i + M_W = \sum G_i' \sin \alpha_i$);

3.2.3. Metoda simplificată a lui Bishop

3.2.3.1. Ipoteze

- Suprafața de cedare are formă circulară;
- Forțele de interacțiune dintre fâșii se consideră orizontale;
- Starea de deformății este plană iar calculul se efectuează pentru o zonă din masiv având grosimea egală cu unitatea.

$$N_i' = \frac{G_i - u_i b_i - \frac{c_i' b_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F}} \quad (3.7)$$

$$F = \frac{\Sigma (N_i' \operatorname{tg} \phi_i' + \frac{c_i' b_i}{\cos \alpha_i})}{\Sigma G_i' \sin \alpha_i} \quad (3.8)$$

$$F = \frac{\Sigma (b_i \frac{c_i' + (\frac{G_i}{b_i} - u_i) \operatorname{tg} \phi_i'}{\cos \alpha_i (1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i'}{F})})}{\Sigma G_i' \sin \alpha_i} \quad (3.9)$$

Din ecuația de echilibru (3.6) între forțele din figura 3.6 se deduce expresia componentei normale pe baza fâșiei a reacțiunii terenului, (3.7), care se înlocuiește în expresia factorului de siguranță, (3.8), rezultând relația (3.9). Deoarece termenul din dreapta relației (3.9) depinde de factorul de siguranță, acesta se determină iterativ, aplicând relația în mod repetat. S-a constatat că procedeul oferă o convergență rapidă.

3.2.3.3. Calcul în funcție de eforturile totale

Se ține seama de forțele din figura 3.7, pe baza cărora rezultă relațiile (3.10) și (3.11).

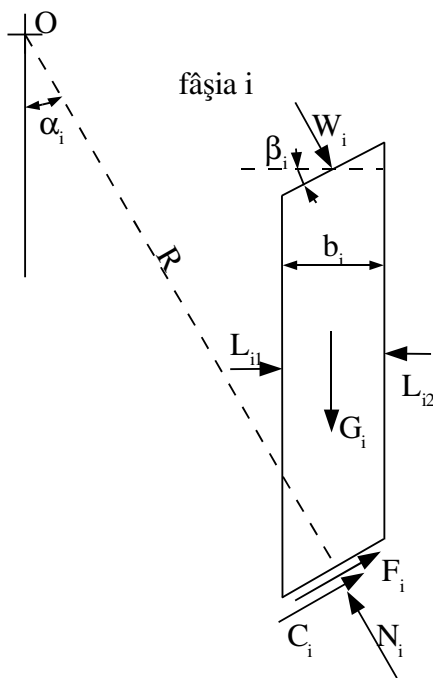


Figura 3.7 - Forțele care acționează asupra unei fâșii (metoda Bishop, eforturi totale)

$$N_i = \frac{G_i + W_i \cdot \cos \beta_i - \frac{c_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F}} \quad (3.10)$$

$$F = \frac{\sum \left(b_i \frac{c_i + \left(\frac{G_i}{b_i} + \frac{W_i \cos \beta_i}{b_i} \right) \operatorname{tg} \phi_i}{\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F} \right)} \right)}{\sum G_i \cdot \sin \alpha_i + M_W} \quad (3.11)$$

3.2.4. Metoda Spencer

3.2.4.1. Ipoteze

- Suprafața de cedare are formă circulară;
- Toate forțele de interacțiune dintre fâșii au aceeași înclinare;
- Starea de deformății este plană iar calculul se efectuează pentru o zonă din masiv având grosimea egală cu unitatea.

3.2.4.2. Calcul în funcție de eforturile efective

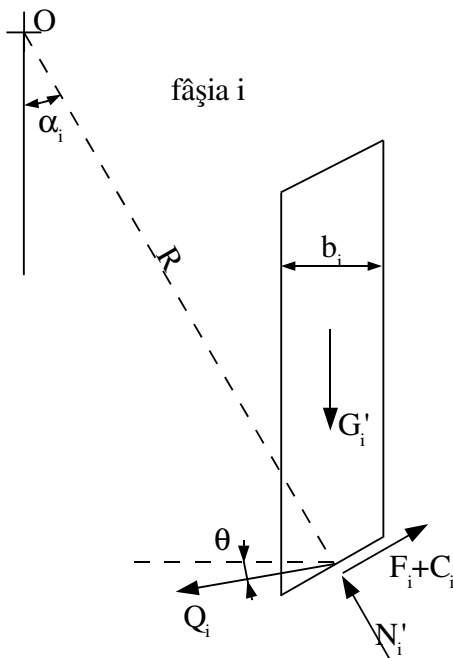


Figura 3.8 - Forțele care acționează asupra unei fâșii (metoda Spencer, eforturi efective)

Se utilizează 2 ecuații de echilibru (relațiile (3.12) și (3.13)) pentru fâșia din figura 3.8, pe direcția bazei și respectiv pe direcție perpendiculară.

$$G_i' \cdot \cos \alpha_i - N_i' - Q_i' \sin(\alpha_i - \theta) = 0 \quad (3.12)$$

$$G_i' \cdot \sin \alpha_i - \frac{N_i' \cdot \operatorname{tg} \phi_i' + c_i' \cdot l_i}{F} + Q_i' \cos(\alpha_i - \theta) = 0 \quad (3.13)$$

unde:

Q_i - rezultanta forțelor de interacțiune între fâșia i și fâșiile alăturate;

θ - unghiul dintre forțele Q_i și planul orizontal (același pentru toate fâșiile).

Din relațiile (3.12) și (3.13) se deduce expresia forței Q_i (relația (3.14)) :

$$Q_i = \frac{\frac{c_i' \cdot l_i}{F} + \frac{\operatorname{tg} \phi_i'}{F} \cdot G_i' \cdot \cos \alpha_i - G_i' \cdot \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta) + \frac{\operatorname{tg} \phi_i' \cdot \sin(\alpha_i - \theta)}{F}} \quad (3.14)$$

Pentru determinarea factorului de siguranță se rezolvă sistemul format din ecuațiile (3.15) și (3.16), având necunoscutele F și θ și care exprimă echilibrul forțelor Q_i :

$$\sum Q_i = 0 \quad (3.15)$$

$$\sum Q_i (y_i \cdot \cos \theta - x_i \cdot \sin \theta) = 0 \quad (3.16)$$

unde:

x_i, y_i - coordonatele punctului de aplicație al rezultantei forțelor care acționează asupra fâșiei i .

3.2.4.3. Calcul în funcție de eforturile totale

Se procedează asemănător, dar ținându-se seama de figura 3.9 și de relațiile (3.17), (3.18) și (3.19).

$$G_i \cdot \cos \alpha_i - N_i - Q_i \cdot \sin(\alpha_i - \theta) + W_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i) = 0 \quad (3.17)$$

$$G_i \cdot \sin \alpha_i - \frac{N_i \cdot \operatorname{tg} \phi_i + c_i \cdot l_i}{F} + Q_i \cdot \cos(\alpha_i - \theta) + W_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i) = 0 \quad (3.18)$$

$$Q_i = \frac{\frac{c_i \cdot l_i}{F} + \frac{\operatorname{tg} \phi_i}{F} \cdot (G_i \cdot \cos \alpha_i + W_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)) - G_i \cdot \sin \alpha_i - W_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)}{\cos(\alpha_i - \theta) + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \cdot \sin(\alpha_i - \theta)}{F}} \quad (3.19)$$

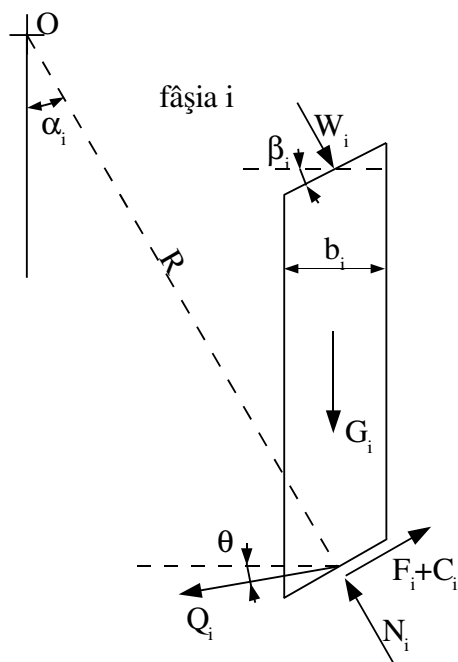


Figura 3.9 - Forțele care acționează asupra unei fâșii (metoda Spencer, eforturi totale)

Factorul de siguranță se determină tot prin rezolvarea sistemului format din ecuațiile (3.15) și (3.16).

3.3. Metode simplificate pentru calculul deformațiilor permanente cauzate de acțiunile seismice

3.3.1. Introducere

În afară de metoda blocului alunecător rigid a lui Newmark au fost elaborate și metode simplificate în care se ține seama de deformabilitatea masivului de pământ. Makdisi și Seed (1978) au propus utilizarea metodei blocului alunecător în condițiile unei accelerograme echivalente, obținute în urma unui calcul dinamic al structurii deformabile de pământ. Există și metode pseudostactice elaborate de Seed (1979) și Hynes-Griffin și Franklin (1984), calibrate pentru evaluarea digurilor de pământ în cazul cărora se pot accepta deformații de până la 1 m și utilizabile atunci când materialele nu manifestă pierderi semnificative ale rezistenței la forfecare. Metoda lui Seed (1979) a fost dezvoltată pentru diguri de pământ în care accelerația la nivelul coronamentului nu depășește 0,75 g; comportarea digului se consideră acceptabilă dacă factorul de siguranță e mai mare decât 1,15 în condițiile unui coeficient seismic $k_H = 0,15$.

3.3.2. Metoda blocului alunecător a lui Newmark

În metoda lui Newmark, masa de pământ care se deplasează este modelată printr-un bloc de tipul celui din figura 3.1, care alunecă pe un plan, sub acțiunea accelerației orizontale variabile în timp impuse acestuia. Datele de intrare în problemă sunt accelerația critică a_y pentru care se produce alunecarea blocului și accelerația $a(t)$ a terenului, conform unei accelerograme înregistrate cu ocazia unui seism sau generate artificial.

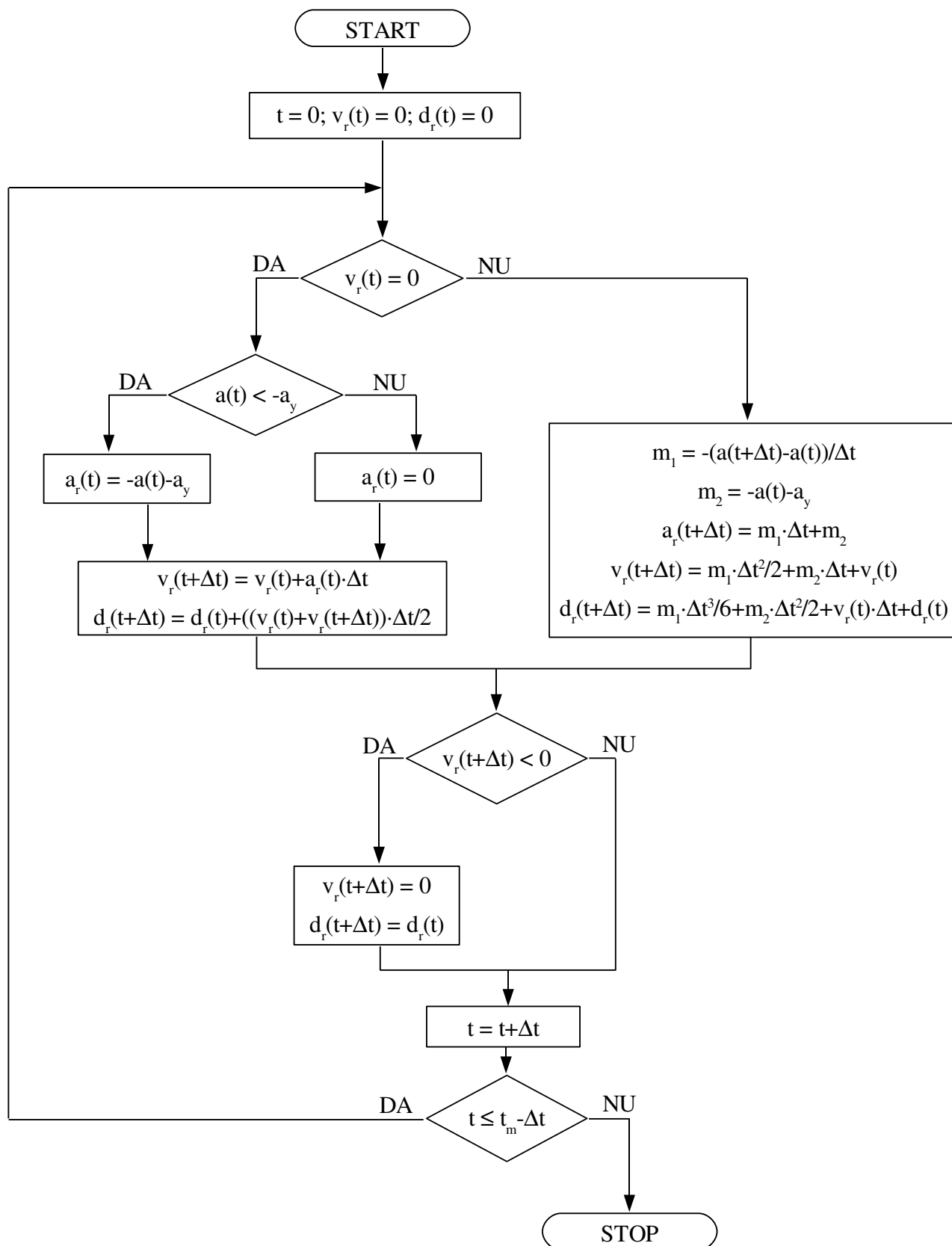


Figura 3.10 - Schema logică pentru calculul deplasării blocului alunecător

Calcululele prin metoda blocului alunecător se efectuează conform schemei logice din figura 3.10, unde:

t - timpul curent;

$a_r(t)$, $v_r(t)$, $d_r(t)$ - accelerații, viteze și deplasări relative ale blocului;

$a(t)$ - accelerația terenului;

a_y - accelerația orizontală critică;

t_m - durata de timp pentru care se face calculul.

Se consideră că blocul se poate deplasa într-un singur sens (către dreapta).

3.3.3. Metoda Bray și Travararou (2007) pentru calculul deplasărilor cauzate de acțiunile seismice

Bray și Travararou (2007) au utilizat 688 de înregistrări provenite de la 41 de cutremure de suprafață, cu magnitudinea M_w cuprinsă între 5,5 și 7,6. Răspunsul seismic al masei de pământ a fost evaluat printr-o analiză modală vâscoelastică echivalent-liniară unidimensională în care s-a ținut seama doar de modul propriu fundamental de vibrație. S-a utilizat modelul blocului alunecător deformabil dezvoltat de Rathje și Bray (2000), în care rezistența la forfecare este reprezentată prin coeficientul seismic critic k_y iar rigiditatea dinamică este reprezentată prin perioada fundamentală inițială, T_s .

S-au obținut relațiile (3.20), pentru calculul probabilității de a se obține deformații neglijabile și (3.21), pentru calculul deplasării, care se utilizează în cazul în care probabilitatea de a se obține deformații neglijabile este mică.

$$P(D=0) = 1 - \Phi(-1,76 - 3,22 \cdot \ln(k_y) - 0,484 \cdot (T_s) \cdot \ln(k_y) + 3,52 \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s))) \quad (3.20)$$

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -1,10 - 2,83 \cdot \ln(k_y) - 0,333 \cdot (\ln(k_y))^2 + 0,566 \cdot \ln(k_y) \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s)) \\ & + 3,04 \cdot \ln(S_a(1,5 \cdot T_s)) - 0,244 \cdot (\ln(S_a(1,5 \cdot T_s)))^2 + 1,5 \cdot T_s + 0,278 \cdot (M-7) \pm \epsilon \end{aligned} \quad (3.21)$$

unde:

$\Phi = 0,418$ (coeficient statistic);

k_y - coeficientul seismic critic;

T_s - perioada fundamentală inițială a masei de pământ care alunecă, în secunde;

$S_a(1,5 T_s)$ - accelerația spectrală a mișcării terenului la o perioadă egală cu $1,5 T_s$, împărțită la g ;

ϵ - variabilă aleatoare cu distribuție normală, media egală cu 0 și deviația standard $\sigma = 0,66$.

3.4. Exemple de calcul

3.4.1. Introducere

În vederea utilizării metodelor prezentate în Capitolul 3 au fost realizate două programe de calcul pentru determinarea factorului de stabilitate prin metodele Fellenius, Bishop și Spencer, respectiv a deplasării orizontale în urma acțiunii seismice, prin metoda Newmark, care pot fi descărcate de la adresa <http://matgts.sf.net>. Sunt prezentate în continuare câteva exemple de calcul.

3.4.2. Calculul factorului de stabilitate al unui rambleu supus la acțiuni statice

3.4.2.1. Datele problemei

Se consideră un rambleu așezat pe un strat de argilă saturată, având caracteristicile descrise în figura 3.11.

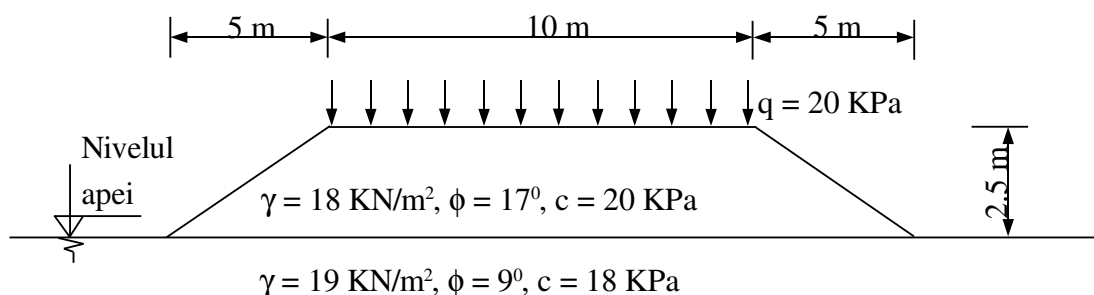


Figura 3.11 - Secțiune prin rambleu

3.4.2.2. Rezolvare

Deoarece se urmărește doar o comparație între metodele de calcul, în toate cazurile se vor considera parametrii rezistenței la forfecare în termenii eforturilor efective egali cu cei în termenii eforturilor totale ($\phi = \phi'$, $c = c'$).

În vederea găsirii suprafețelor de cedare pentru care factorii de siguranță sunt minimi, au fost calculați prin cele 3 metode descrise în acest capitol factori de siguranță pentru suprafețe de cedare având centrele aranjate într-o rețea de formă pătrată, după cum se poate observa în figurile 3.12 și 3.13. Zonele în care se găsesc centrele suprafețelor de cedare pentru care s-au obținut factorii de siguranță cei mai mici sunt reprezentate cu tonalități mai deschise. S-a constatat că factorii minimi s-au obținut pentru suprafețe de cedare care trec prin punctul A reprezentat în figura 3.12, aflat la o distanță de 2,5 m de rambleu. Valorile factorilor de stabilitate se găsesc în tabelul 3.1.

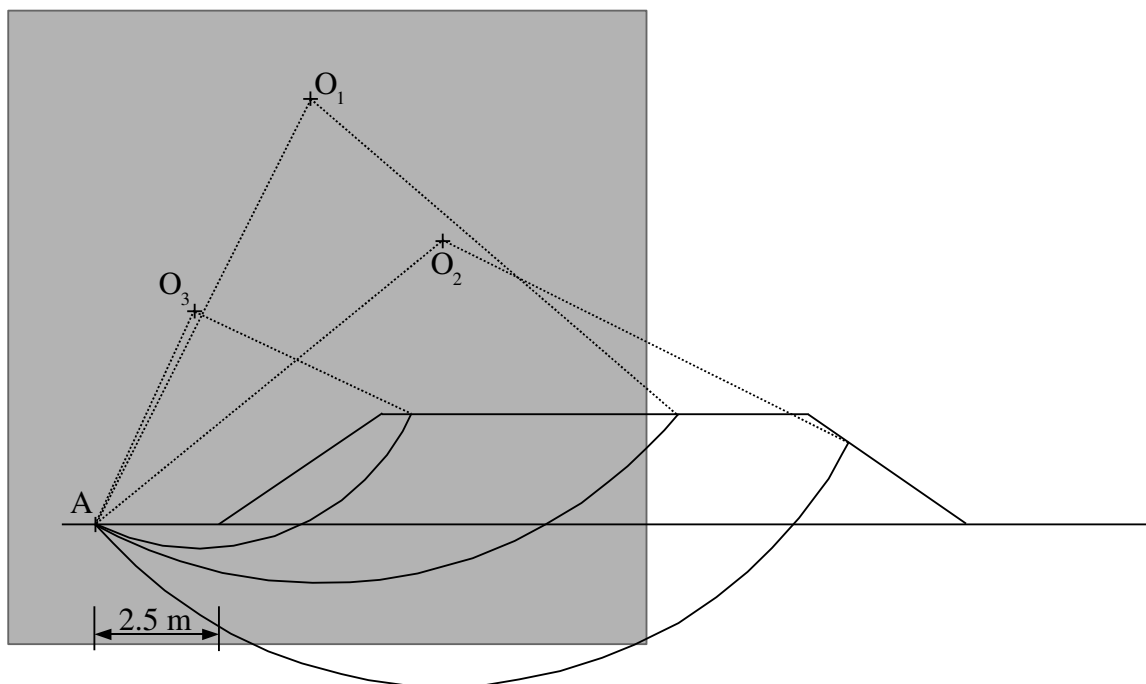


Figura 3.12 - Suprafețe de cedare pentru care s-a calculat factorul de siguranță

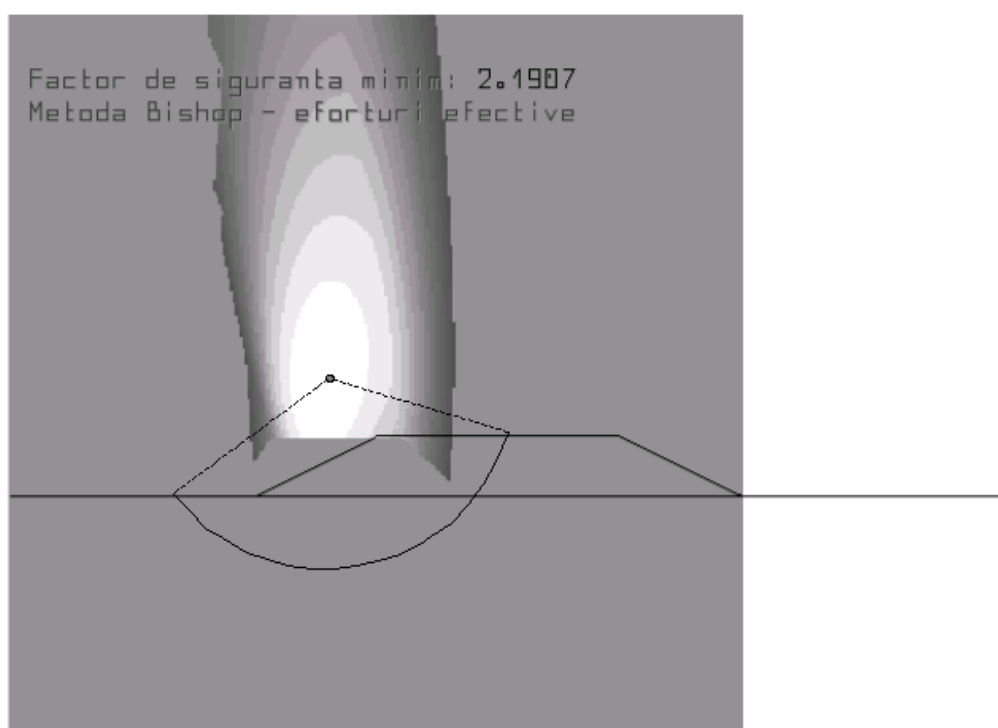


Figura 3.13 - Reprezentarea factorilor de siguranță calculați prin metoda Bishop - relația (3.9)

Tabelul 3.1 - Factori de stabilitate pentru taluzul din figura 3.11

	Metoda		
	Fellenius	Bishop	Spencer
Eforturi efective	2.0436	2.1907	2.1829
Eforturi totale	2.1969	2.3505	2.3419

Factor de siguranță: 2.1833
Metoda Spencer - eforturi efective

⊕

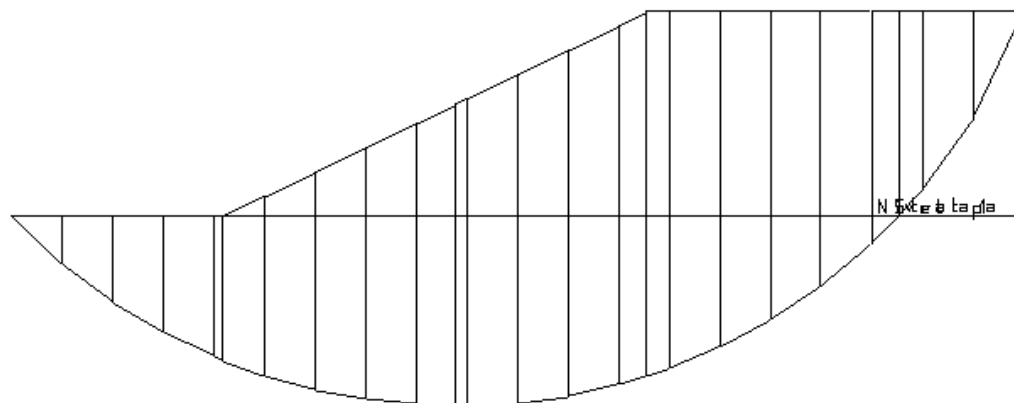


Figura 3.14 - Suprafață de cedare pentru care s-a obținut factorul de siguranță minim prin metoda Spencer

În urma calculelor efectuate s-a constatat că factorii de siguranță obținuți prin metoda Bishop au fost foarte apropiați de cei obținuți prin metoda Spencer iar prin metoda Fellenius au rezultat factori de siguranță mai mici. Utilizarea metodei Fellenius, al cărei principal avantaj constă în simplitatea calculului, poate duce în unele cazuri la elaborarea unor proiecte supradimensionate. Se poate observa și faptul că dacă suprafața de cedare ar trece doar prin straturi de pământ pur coeziv, prin toate cele 3 metode s-ar obține factori de siguranță identici. Conform relațiilor prezentate aici, în metodele Fellenius și Bishop e necesară exprimarea factorului de siguranță și sub forma raportului între momentele unor forțe față de centrul suprafeței de cedare. Metoda Spencer, neavând acest dezavantaj, poate fi utilizată și pentru suprafețe de cedare cu forme oarecare.

3.4.3. Calculul coeficientului seismic critic pentru un taluz într-un masiv de pământ omogen

3.4.3.1. Datele problemei

Se consideră un taluz având caracteristicile descrise în figura 3.15. Se consideră că nivelul apei se găsește la o adâncime suficient de mare astfel încât să nu influențeze calculele.

3.4.3.2. Rezolvare

Soluția problemei este prezentată și în lucrarea *Determinarea coeficientului seismic critic în analiza stabilității taluzurilor prin utilizarea metodei elementului finit* (J. Bojorque, G. De Roeck) - Congresul Internațional privind Dezvoltarea, Mediul Înconjurător și Resursele Naturale, Cochabamba, Bolivia, iulie 2007 (*Determination of the critical seismic acceleration coefficient in slope stability analysis using*

finite element methods (J. Bojorque, G. De Roeck) - International Congress on Development, Environment and Natural Resources, Cochabamba, Bolivia, July 2007), unde s-a obținut un coeficient seismic critic $k_y \approx 0.35$, atât prin metoda Bishop cât și prin metoda elementului finit.

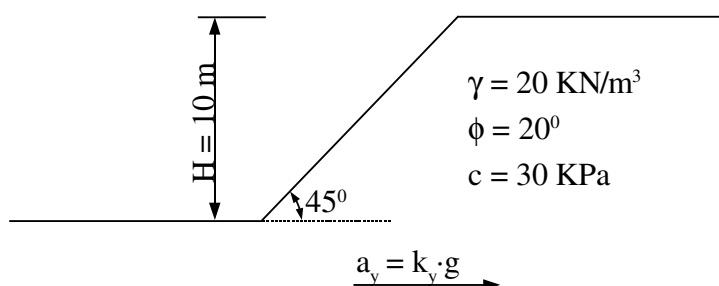


Figura 3.15 - Secțiune verticală prin taluz

S-au efectuat calcule prin metodele Fellenius, Bishop și Spencer și prin metoda elementului finit și s-au obținut următoarele valori ale coeficientului k_y :

- metoda Fellenius: $k_y = 0.31$;
- metoda Bishop: $k_y = 0.34$;
- metoda Spencer: $k_y = 0.34$;

⊕

Factor de siguranță: 1.0027
Metoda Spencer - eforturi efective

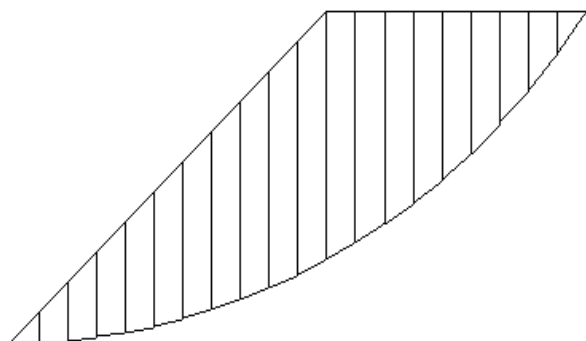


Figura 3.16 - Suprafață de cedare pentru care s-a obținut factorul de siguranță minim prin metoda Spencer, în condițiile unui coeficient $k_y = 0.34$

Capitolul 4

Aspecte privind utilizarea metodei elementului finit în analiza stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților

4.1. Introducere

Datorită progreselor în domeniul tehnicii de calcul din a II-a jumătate a secolului XX, a devenit posibilă utilizarea în mod curent a unor metode de analiză a stabilității și deformațiilor taluzurilor și versanților în care se ține seama de deformabilitatea materialelor studiate. În cadrul acestei teze este abordată metoda elementului finit, în vederea utilizării ei fiind realizat și un program de calcul care poate fi descărcat de la adresa <http://matgts.sf.net> sub denumirea "mtfem-2.0.0". Deoarece există multe tipuri de elemente finite, modele constitutive, probleme și metode de rezolvare a lor, se vor detalia în continuare doar cele utilizate în vederea elaborării programului menționat. Se va considera cazul stării plane de deformații.

4.2. Metoda de analiză utilizată

4.2.1. Tipul elementelor finite

Se utilizează elemente plane, de formă rectangulară, cu 4 noduri și 8 grade de libertate, după cum se arată în figura 4.1, în interiorul cărora se consideră că deformațiile au o variație liniară.

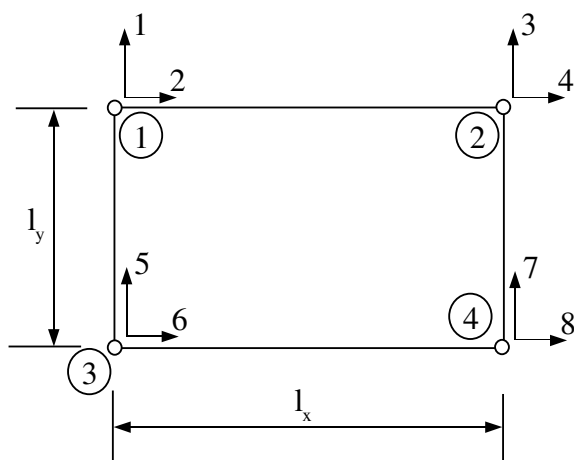


Figura 4.1 - Element finit utilizat

4.2.2. Modele constitutive utilizate

4.2.2.1. Modelul liniar elastic izotrop sau anizotrop

Parametri caracteristici:

γ - greutatea volumică;

b_{ij} - elementele matricei constitutive, conform relației (4.2), unde $i, j = \overline{1,3}$;

η - coeficient cu care se înmulțește matricea [B];

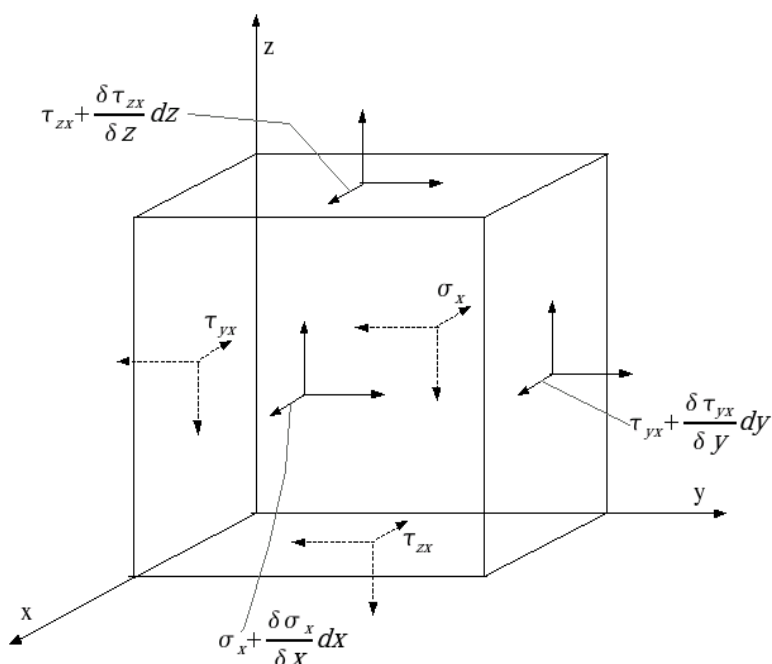


Figura 4.2 - Eforturi unitare

Relația dintre eforturi și deformații pentru un material cu comportare liniară poate fi exprimată în felul următor (4.1):

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_x \\ \dot{\sigma}_y \\ \dot{\sigma}_z \\ \dot{\tau}_{yz} \\ \dot{\tau}_{xz} \\ \dot{\tau}_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} d_{1,1} & d_{1,2} & d_{1,3} & d_{1,4} & d_{1,5} & d_{1,6} \\ d_{2,1} & d_{2,2} & d_{2,3} & d_{2,4} & d_{2,5} & d_{2,6} \\ d_{3,1} & d_{3,2} & d_{3,3} & d_{3,4} & d_{3,5} & d_{3,6} \\ d_{4,1} & d_{4,2} & d_{4,3} & d_{4,4} & d_{4,5} & d_{4,6} \\ d_{5,1} & d_{5,2} & d_{5,3} & d_{5,4} & d_{5,5} & d_{5,6} \\ d_{6,1} & d_{6,2} & d_{6,3} & d_{6,4} & d_{6,5} & d_{6,6} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\epsilon}_z \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{xz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.1)$$

sau

$$\{\dot{\sigma}\} = [D] \cdot \{\dot{\epsilon}\} \quad (4.1')$$

unde:

$\dot{\sigma}_x, \dot{\sigma}_y, \dot{\sigma}_z, \dot{\tau}_{yz}, \dot{\tau}_{xz}, \dot{\tau}_{xy}$ - derivatele parțiale în raport cu timpul ale eforturilor normale și tangențiale pe direcțiile axelor x, y și z;

$\dot{\epsilon}_x, \dot{\epsilon}_y, \dot{\epsilon}_z, \dot{\gamma}_{yz}, \dot{\gamma}_{xz}, \dot{\gamma}_{xy}$ - derivatele parțiale în raport cu timpul ale deformațiilor specifice pe direcțiile axelor x, y și z.

Chiar și în cazul analizelor statice în care comportarea materialului nu depinde de timp, acesta va fi introdus în calcul în mod artificial, după cum se poate observa mai sus, în vederea facilitării rezolvării problemelor. Practic, în programul de calcul, încărcările se aplică în trepte iar derivatele parțiale în

raport cu timpul sunt înlocuite de variații pe parcursul unei trepte de încărcare.

În condițiile stării plane de deformății ($\epsilon_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$) și admitând că $\tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$ și că σ_z poate fi exprimat în funcție de σ_x și σ_y , conform relației (4.6), (4.1) devine (4.2):

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_x \\ \dot{\sigma}_y \\ \dot{\tau}_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} b_{1,1} & b_{1,2} & b_{1,3} \\ b_{2,1} & b_{2,2} & b_{2,3} \\ b_{3,1} & b_{3,2} & b_{3,3} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.2)$$

4.2.2.2. Modelul liniar elastic izotrop

Parametri caracteristici:

γ - greutatea volumică;

E - modulul de deformăție liniară;

ν - coeficientul lui Poisson;

Pentru un material liniar elastic izotrop, relația (4.1) se transformă în relația (4.3):

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_x \\ \dot{\sigma}_y \\ \dot{\sigma}_z \\ \dot{\tau}_{yz} \\ \dot{\tau}_{xz} \\ \dot{\tau}_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\epsilon}_z \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{xz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.3)$$

... iar în cazul stării plane de deformății, în (4.3') sau (4.3''):

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_x \\ \dot{\sigma}_y \\ \dot{\sigma}_z \\ \dot{\tau}_{yz} \\ \dot{\tau}_{xz} \\ \dot{\tau}_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.3')$$

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_x \\ \dot{\sigma}_y \\ \dot{\tau}_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} = [D^e] \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.3'')$$

4.2.2.3. Modelul Mohr-Coulomb

Parametri caracteristici:

γ - greutatea volumică;

E - modulul de deformare liniară;

ν - coeficientul lui Poisson;

ϕ - unghiul de frecare internă;

c - coeziunea;

α - coeficientul de dilatanță ($\alpha = \sin \psi$, unde ψ este unghiul de dilatanță);

ϵ_{pl} - valoarea deformației plastice de volum dincolo de care dilatanța devine egală cu 0;

s - factor de reducere a rigidității la forfecare, a cărei semnificație este arătată în relația (4.23).

Acest model este caracterizat printr-o funcție de curgere, (4.4), și o funcție de potențial plastic, (4.5).

Pentru a se păstra consecvența în raport cu modelele constitutive prezentate anterior, eforturile unitare normale vor fi considerate pozitive în cazul întinderii și negative în cazul compresiunii.

$$F(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2 \cdot c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi \quad (4.4)$$

$$P(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \psi \quad (4.5)$$

unde:

σ_1 - efort unitar principal maxim;

σ_3 - efort unitar principal minim;

ϕ - unghiul de frecare internă;

ψ - unghiul de dilatanță ($\psi = \arcsin(\alpha)$);

c - coeziunea.

Din toate relațiile prezentate în continuare, σ_z va fi omis; conform relației (4.3'), σ_z va fi exprimat în felul următor (4.6):

$$\sigma_z = \sigma_2 = \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y) \quad (4.6)$$

Atunci când $F(\sigma) < 0$, se consideră că materialul are o comportare elastică, descrisă în (4.3'').

Atunci când $F(\sigma) = 0$, se consideră că materialul a cedat și este necesară determinarea altei matrice constitutive în loc de $[D^e]$. Relațiile utilizate pentru determinarea acesteia, $[D^p]$, sunt (4.7) ... (4.13).

$$\{\dot{\sigma}\} = [D^e] \cdot \{\dot{\epsilon}_e\} = [D^e] \cdot (\{\dot{\epsilon}\} - \{\dot{\epsilon}_p\}) \quad (4.7)$$

unde:

$\{\dot{\epsilon}\}, \{\dot{\epsilon}_e\}, \{\dot{\epsilon}_p\}$ - derivatele parțiale în raport cu timpul ale deformațiilor specifice totale, elastice și plastice;

Relația (4.7) exprimă faptul că eforturile sunt modificate doar de către deformațiile elastice.

$$\dot{F}(\sigma) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_i} \cdot \dot{\sigma}_i \right) = \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot \{\dot{\sigma}\} = 0 \quad (4.8)$$

Conform relației (4.8), F rămâne constant și deci nu devine mai mare decât 0.

Relațiile (4.7) și (4.8) nu sunt suficiente pentru determinarea matricei constitutive plastice, deci sunt necesare și alte ipoteze. În cazul modelului Mohr-Coulomb, acestea sunt bazate pe o funcție de potențial plastic, $P(\sigma)$, după cum se arată în relația (4.9).

$$\{\dot{\epsilon}_p\} = \Lambda \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial \sigma} \right) \quad (4.9)$$

Relațiile (4.7), (4.8) și (4.9) pot fi utilizate pentru determinarea relațiilor (4.10), (4.11) și (4.12).

$$\dot{F}(\sigma) = \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot [D^e] \cdot \left(\{\dot{\epsilon}\} - \Lambda \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial \sigma} \right) \right) = 0 \quad (4.10)$$

$$\Lambda = \frac{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot [D^e] \cdot \{\dot{\epsilon}\}}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot [D^e] \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial \sigma} \right)} \quad (4.11)$$

$$\{\dot{\sigma}\} = [D^e] \cdot \{\dot{\epsilon}\} - \frac{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot [D^e] \cdot \{\dot{\epsilon}\}}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot [D^e] \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial \sigma} \right)} \cdot [D^e] \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial \sigma} \right) = [D^p] \cdot \{\dot{\epsilon}\} \quad (4.12)$$

Astfel, matricea constitutivă plastică, $[D^p]$, se exprimă sub forma ecuației (4.13).

$$[D^p] = [D^e] - \frac{[D^e] \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial \sigma} \right) \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot [D^e]}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot [D^e] \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial \sigma} \right)} \quad (4.13)$$

Derivatele parțiale ale funcțiilor de curgere și de potențial plastic pot fi calculate conform relațiilor (4.14) ... (4.22).

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (4.14)$$

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_x} = \frac{\partial \sigma_3}{\partial \sigma_y} = \frac{1}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{4 \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}} \quad (4.15)$$

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_y} = \frac{\partial \sigma_3}{\partial \sigma_x} = \frac{1}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{4 \cdot \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}} \quad (4.16)$$

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \tau_{xy}} = -\frac{\partial \sigma_3}{\partial \tau_{xy}} = -\frac{\tau_{xy}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}} \quad (4.17)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_1} = 1 + \sin \phi \quad ; \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} = -1 + \sin \phi \quad (4.18)$$

$$\frac{\partial P}{\partial \sigma_1} = 1 + \sin \psi \quad ; \quad \frac{\partial P}{\partial \sigma_3} = -1 + \sin \psi \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_x} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} \cdot \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_x} + \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} \cdot \frac{\partial \sigma_3}{\partial \sigma_x} \quad ; \quad \frac{\partial P}{\partial \sigma_x} = \frac{\partial P}{\partial \sigma_1} \cdot \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_x} + \frac{\partial P}{\partial \sigma_3} \cdot \frac{\partial \sigma_3}{\partial \sigma_x} \quad (4.20)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_y} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} \cdot \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_y} + \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} \cdot \frac{\partial \sigma_3}{\partial \sigma_y} \quad ; \quad \frac{\partial P}{\partial \sigma_y} = \frac{\partial P}{\partial \sigma_1} \cdot \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_y} + \frac{\partial P}{\partial \sigma_3} \cdot \frac{\partial \sigma_3}{\partial \sigma_y} \quad (4.21)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} \cdot \frac{\partial \sigma_1}{\partial \tau_{xy}} + \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} \cdot \frac{\partial \sigma_3}{\partial \tau_{xy}} \quad ; \quad \frac{\partial P}{\partial \tau_{xy}} = \frac{\partial P}{\partial \sigma_1} \cdot \frac{\partial \sigma_1}{\partial \tau_{xy}} + \frac{\partial P}{\partial \sigma_3} \cdot \frac{\partial \sigma_3}{\partial \tau_{xy}} \quad (4.22)$$

Deși relațiile (4.14) ... (4.22) pot fi utilizate pentru determinarea matricei $[D^p]$, este mai util să se calculeze matricea constitutivă plastică cu ajutorul căreia se exprimă legătura dintre derivatele eforturilor și deformațiilor după direcțiile eforturilor principale, $[A]$, și apoi să se rotească, conform relațiilor (4.23) ... (4.25), deoarece astfel apare posibilitatea introducerii unui coeficient de reducere a rigidității la forfecare, s , care are rolul de a compensa unele limitări ale elementelor finite. Se poate arăta

că $a_{1,3} = a_{2,3} = a_{3,1} = a_{3,2} = 0$ și $a_{3,3} = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$. În relația (4.23), matricea $[A]$ apare deja modificată, coeficientul $a_{3,3}$ fiind înmulțit cu s .

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_3 \\ \dot{\sigma}_1 \\ \dot{\tau}_{31} \end{pmatrix} = [A] \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_3 \\ \dot{\epsilon}_1 \\ \dot{\gamma}_{31} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{1,1} & a_{1,2} & 0 \\ a_{2,1} & a_{2,2} & 0 \\ 0 & 0 & s \cdot \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_3 \\ \dot{\epsilon}_1 \\ \dot{\gamma}_{31} \end{pmatrix} \quad (4.23)$$

$$[D^p] = [C]^T \cdot [A] \cdot [C] \quad (4.24)$$

$$[C] = \begin{pmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \cdot \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cdot \cos \theta \\ -2 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta & 2 \cdot \sin \theta \cos \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{pmatrix} \quad (4.25)$$

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_x \\ \dot{\sigma}_y \\ \dot{\tau}_{xy} \end{pmatrix} = [D^p] \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.26)$$

unde θ este unghiul arătat în figura 4.3 și calculat conform relației (4.27).

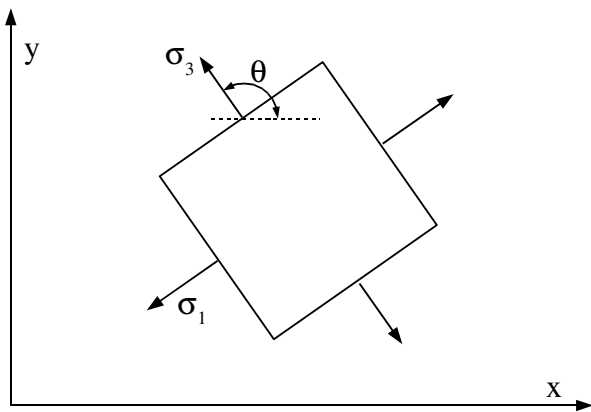


Figura 4.3 - Eforturi principale (σ_1 , σ_3)

$$\sigma_x > \sigma_y \rightarrow \theta = \frac{\arctg\left(\frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}\right)}{2} + \frac{\pi}{2} ; \quad \sigma_x \leq \sigma_y \rightarrow \theta = \frac{\arctg\left(\frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}\right)}{2} \quad (4.27)$$

Când se efectuează de exemplu analiza stabilității unui taluz, ar trebui să fie posibilă modelarea formării unei zone de cedare de tipul celei ilustrate în figura 4.4. Dacă se consideră că valoarea coeficientului s din relația (4.23) este egală cu 1 (așa cum ar fi în mod normal în cazul modelului Mohr-Coulomb), modelarea unei astfel de zone de cedare nu este posibilă deoarece elementele alăturate cedează în general după plane diferite și își blochează deformațiile reciproce. Atunci când coeficientul s este egal cu 0, rigiditatea la forfecare a oricărui element care a cedat este eliminată pe toate direcțiile. Cel mai probabil, valoarea optimă a lui s variază în funcție de particularitățile fiecărei situații.

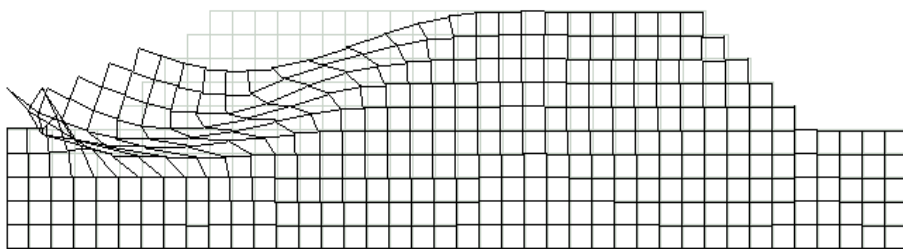


Figura 4.4 - Zonă de cedare

O reprezentare grafică a relației dintre σ_1 and σ_3 atunci când $F(\sigma) = 0$ este arătată în figura 4.5.

În modelul Mohr-Coulomb nu se ține seama de absența rezistenței la întindere a pământurilor, deci el nu poate fi folosit fără modificări pentru modelarea într-un mod realist a comportării unui pământ supus la eforturi de întindere. Problema fiind relativ dificilă, ea nu a fost încă abordată în elaborarea programului de calcul. Totuși, în cazul în care $s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} > c \cdot \operatorname{ctg} \phi$, se utilizează o altă matrice constitutivă, definită de relația (4.28).

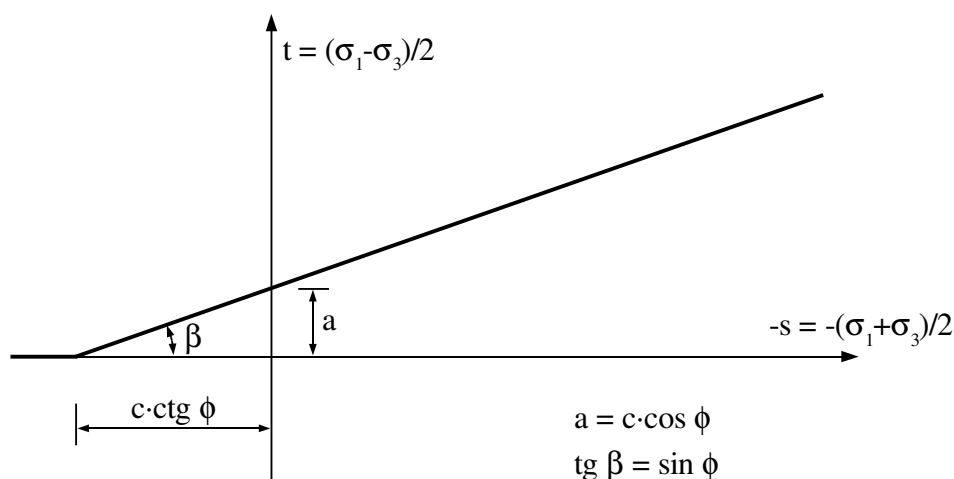


Figura 4.5 - Reprezentare grafică a condiției de cedare

$$\begin{pmatrix} \dot{\sigma}_x \\ \dot{\sigma}_y \\ \dot{\tau}_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \begin{pmatrix} 0.5 & 0.5 & 0 \\ 0.5 & 0.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} = [D^f] \cdot \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_x \\ \dot{\epsilon}_y \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.28)$$

4.2.2.4. Modelul Mohr-Coulomb modificat

Parametri caracteristici:

γ - greutatea volumică;

E - modulul de deformare liniară;

ν - coeficientul lui Poisson;

ϕ - unghiul de frecare internă;

c - coeziunea;

α - coeficientul de dilatanță ($\alpha = \sin \psi$, unde ψ este unghiul de dilatanță);

ε_{pl} - valoarea deformației plastice de volum dincolo de care dilatanța devine egală cu 0;

s - factor de reducere a rigidității la forfecare, a cărui semnificație este arătată în relația (4.23).

În cazul modelului Mohr-Coulomb s-au făcut următoarele ipoteze:

- eforturile unitare sunt influențate doar de deformațiile specifice elastice;
- derivatele parțiale în raport cu timpul ale componentelor deformațiilor specifice plastice sunt proporționale cu derivatele parțiale ale funcției de potențial plastic.

Modelul descris în continuare este similar cu modelul Mohr-Coulomb, cu excepția matricei constitutive plastice, pentru care se propune o metodă de determinare mai directă.

Funcția de curgere utilizată în modelul Mohr-Coulomb, definită de ecuația (4.4), mai poate fi scrisă și sub forma relațiilor (4.29) și (4.30):

$$F(\sigma) = (-\sigma_3) - (-\sigma_1) \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (4.29)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.30)$$

unde:

σ_1, σ_3 - eforturi unitare principale;

ϕ - unghiul de frecare internă;

c - coeziunea.

Relația dintre eforturile principale atunci când $F(\sigma) = 0$ mai poate fi reprezentată și ca în figura 4.6.

Atunci când $F(\sigma) < 0$, comportarea materialului este descrisă de relația (3"). Când $F(\sigma) = 0$ și are loc cedarea, matricea constitutivă trebuie schimbată, astfel încât $F(\sigma)$ să rămână constant și să nu devină mai mare decât 0. Relațiile (4.31) ... (4.35) arată cum se determină coeficienții $a_{1,1}$, $a_{1,2}$, $a_{2,1}$ și $a_{2,2}$ din ecuația (4.23).

$$\dot{F} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} \cdot \dot{\sigma}_1 + \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} \cdot \dot{\sigma}_3 = 0 \rightarrow \dot{\sigma}_3 = K_p \cdot \dot{\sigma}_1 \quad (4.31)$$

$$\begin{pmatrix} K_p \cdot \dot{\sigma}_1 \\ \dot{\sigma}_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{1,1} & a_{1,2} \\ a_{2,1} & a_{2,2} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.5 \end{pmatrix} \quad (4.32)$$

$$\alpha \cdot \begin{pmatrix} K_p \cdot \dot{\sigma}_1 \\ \dot{\sigma}_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{1,1} & a_{1,2} \\ a_{2,1} & a_{2,2} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 0.5 \\ -0.5 \end{pmatrix} \quad (4.33)$$

Relațiile (4.32) și (4.33), unde $\dot{\sigma}_1$ și $\dot{\sigma}_3 = K_p \cdot \dot{\sigma}_1$ sunt derivatele în raport cu timpul ale eforturilor principale cauzate de o viteză de variație a deformației specifice volumice egală cu 1 și α este coeficientul de dilatanță, egal cu raportul dintre derivatele în raport cu timpul ale deformațiilor plastice de volum și de forfecare, exprimă faptul că toate deformațiile de forfecare produse după cedare pe direcții înclinate la 45° față de direcțiile eforturilor principale sunt considerate plastice.

În cazul în care viteza de variație a deformației de forfecare este 0 și $\dot{\epsilon}_1 = \dot{\epsilon}_3 = 0,5$, ca în (4.32), se poate scrie relația (4.34); în acest caz, deformațiile de volum se consideră în întregime elastice.

$$\dot{p} = \frac{\dot{\sigma}_1 + \dot{\sigma}_2 + \dot{\sigma}_3}{3} = \frac{(1+\nu) \cdot (\dot{\sigma}_1 + \dot{\sigma}_3)}{3} = \frac{(1+\nu) \cdot (1+K_p) \cdot \dot{\sigma}_1}{3} = K \cdot \dot{\epsilon}_v = K \cdot (\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3) = K \cdot 1 \quad (4.34)$$

$$\begin{pmatrix} a_{1,1} & a_{1,2} \\ a_{2,1} & a_{2,2} \end{pmatrix} = \frac{6 \cdot K}{(1+\nu) \cdot (1+K_p)} \cdot \begin{pmatrix} 0,5 K_p \cdot (1+\alpha) & 0,5 K_p \cdot (1-\alpha) \\ 0,5 \cdot (1+\alpha) & 0,5 \cdot (1-\alpha) \end{pmatrix} \quad (4.35)$$

unde K este modulul de deformație volumică al materialului, definit de relația (4.36).

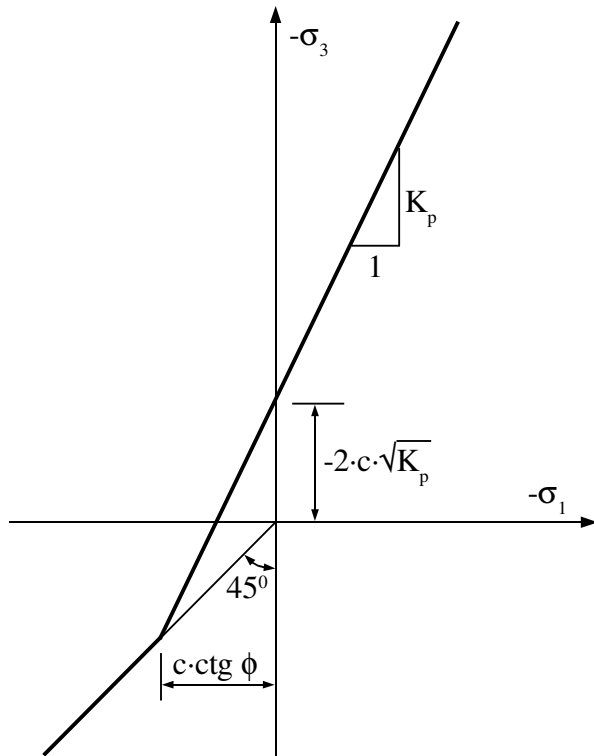


Figura 4.6 - Altă reprezentare a condiției de cedare

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (4.36)$$

Atunci când $F(\sigma) = 0$, comportarea materialului pentru următoarea treaptă de încărcare poate fi descrisă utilizându-se atât matricea constitutivă plastică, cât și cea elastică dată de ecuația (4.3). Se alege matricea care duce la obținerea valorii minime a energiei potențiale de deformație elastică după

aplicarea treptei de încărcare respective. Energia potențială de deformare elastică pe unitatea de volum este dată de relația (4.37):

$$w_p = 0.5 \cdot \{\sigma\}^T \cdot \{\epsilon_{elastic}\} = 0.5 \cdot \{\sigma\}^T \cdot [D^e]^{-1} \cdot \{\sigma\} \quad (4.37)$$

unde $[D^e]$ este matricea constitutivă elastică din relația (4.3").

$$[D^e]^{-1} = \frac{1+\nu}{E} \begin{pmatrix} 1-\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{pmatrix} \quad (4.38)$$

În modelul Mohr-Coulomb modificat prezentat aici, toate deformările de volum se consideră elastice atunci când nu există deformări de forfecare iar modulul de deformare volumică al materialului, K , definit de relația (4.36), se consideră constant.

4.2.2.5. Materiale compuse din schelet solid și fluid, utilizabile pentru modelarea comportării pământurilor saturate în condiții nedrenate

Programul de calcul care a fost elaborat permite și modelarea unor materiale compuse; comportarea scheletului solid este descrisă la 4.2.2.3 și 4.2.2.4 iar matricea constitutivă a fluidului este definită de ecuația (4.39):

$$[B] = \begin{pmatrix} b_{1,1} & b_{1,2} & b_{1,3} \\ b_{2,1} & b_{2,2} & b_{2,3} \\ b_{3,1} & b_{3,2} & b_{3,3} \end{pmatrix} = 2 \cdot K_w \cdot \begin{pmatrix} 0.5 & 0.5 & 0 \\ 0.5 & 0.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (4.39)$$

unde K_w este modulul de deformare volumică al fluidului.

Pentru modelarea comportării materialului în condiții nedrenate se utilizează matrice de rigiditate separate pentru scheletul solid și fluidul asociate fiecărui element, permițându-se astfel calculul presiunilor apei din pori și al eforturilor efective.

4.2.3. Matricea de rigiditate a unui element

După ce s-a obținut matricea constitutivă $[B]$, rigiditățile elementului din figura 4.1 pot fi calculate cu ajutorul ecuației de lucru mecanic virtual (4.40):

$$k_{j,i} = \int_0^{Lx} \left(\int_0^{Ly} \left(\sigma_x^{(i)} \cdot \epsilon_x^{(j)} + \sigma_y^{(i)} \cdot \epsilon_y^{(j)} + \tau_{xy}^{(i)} \cdot \gamma_{xy}^{(j)} \right) dy \right) dx \quad (4.40)$$

unde:

$\sigma_x^{(i)}$, $\sigma_y^{(i)}$, $\tau_{xy}^{(i)}$ - eforturi unitare cauzate de o deplasare egală cu unitatea, aplicată pe direcția gradului de libertate "i";

$\epsilon_x^{(j)}, \epsilon_y^{(j)}, \gamma_{xy}^{(j)}$ - deformații specifice cauzate de o deplasare egală cu unitatea, aplicată pe direcția gradului de libertate "j".

Dacă se consideră variații liniare ale deplasărilor în interiorul fiecărui element și se ține seama de condiția de compatibilitate a deformațiilor elementelor alăturate, rigiditățile unui element pot fi exprimate sub forma relațiilor (4.41):

$$k_{1,1}=k_{7,7}=\frac{b_{2,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{3,2}}{4}-\frac{b_{2,3}}{4}$$

$$k_{1,4}=k_{7,6}=\frac{b_{2,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{2,1}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{4,1}=k_{6,7}=\frac{b_{3,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{1,2}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{3,3}=k_{5,5}=\frac{b_{2,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{3,2}}{4}+\frac{b_{2,3}}{4}$$

$$k_{1,3}=k_{7,5}=\frac{b_{2,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{2,3}}{4}-\frac{b_{3,2}}{4}$$

$$k_{3,1}=k_{5,7}=\frac{b_{2,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{3,2}}{4}-\frac{b_{2,3}}{4}$$

$$k_{1,2}=k_{7,8}=\frac{b_{2,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{2,1}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{2,1}=k_{8,7}=\frac{b_{3,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,2}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{1,5}=k_{7,3}=-\frac{b_{2,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{3,2}}{4}-\frac{b_{2,3}}{4}$$

$$k_{5,1}=k_{3,7}=-\frac{b_{2,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{2,3}}{4}-\frac{b_{3,2}}{4}$$

$$k_{1,6}=k_{7,4}=-\frac{b_{2,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{2,1}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{6,1}=k_{4,7}=-\frac{b_{3,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,2}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{2,2}=k_{8,8}=\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,3}}{4}-\frac{b_{3,1}}{4}$$

$$k_{1,7}=k_{7,1}=-\frac{b_{2,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{2,3}}{4}+\frac{b_{3,2}}{4}$$

$$k_{3,5}=k_{5,3}=-\frac{b_{2,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{2,3}}{4}-\frac{b_{3,2}}{4}$$

$$k_{2,8}=k_{8,2}=-\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{1,3}}{4}+\frac{b_{3,1}}{4}$$

$$k_{4,6}=k_{6,4}=-\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,3}}{4}-\frac{b_{3,1}}{4}$$

$$k_{4,4}=k_{6,6}=\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{1,3}}{4}+\frac{b_{3,1}}{4}$$

$$k_{3,4}=k_{5,6}=\frac{b_{2,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{2,1}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{4,3}=k_{6,5}=\frac{b_{3,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{1,2}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{1,8}=k_{7,2}=-\frac{b_{2,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{2,1}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{8,1}=k_{2,7}=-\frac{b_{3,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{1,2}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{3,6}=k_{5,4}=-\frac{b_{2,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{2,1}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{6,3}=k_{4,5}=-\frac{b_{3,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,2}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{2,3}=k_{8,5}=\frac{b_{3,2}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,3}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,2}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

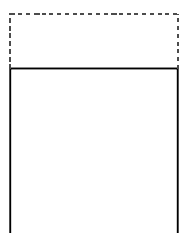
$$k_{3,2}=k_{5,8}=\frac{b_{2,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{3,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{2,1}}{4}+\frac{b_{3,3}}{4}$$

$$k_{2,4}=k_{8,6}=\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,3}}{4}+\frac{b_{3,1}}{4}$$

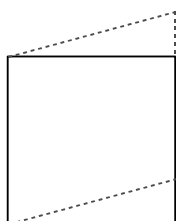
$$\begin{aligned}
k_{4,2}=k_{6,8}&=\frac{b_{3,3}}{6}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{b_{1,1}}{3}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{3,1}}{4}+\frac{b_{1,3}}{4} \\
k_{3,8}=k_{5,2}&=-\frac{b_{2,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{3,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{2,1}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4} \\
k_{8,3}=k_{2,5}&=-\frac{b_{3,2}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,3}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}+\frac{b_{1,2}}{4}-\frac{b_{3,3}}{4} \\
k_{4,8}=k_{6,2}&=-\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{1,3}}{4}+\frac{b_{3,1}}{4} \\
k_{8,4}=k_{2,6}&=-\frac{b_{3,3}}{3}\cdot\frac{l_x}{l_y}+\frac{b_{1,1}}{6}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{b_{3,1}}{4}+\frac{b_{1,3}}{4}
\end{aligned} \tag{4.41}$$

Relațiile (4.41) supraestimează rigiditatea la încovoiere a elementului și pot duce la rezultate nerealiste, mai ales când materialul este în stare plastică ($F(\sigma) = 0$). Pentru a compensa acest fapt se pornește de la observația că dacă matricea constitutivă are forma arătată în relația (4.42), elementul nu are rigiditate la forfecare. În acest caz, el nu ar trebui să aibă rigiditate nici la încovoiere, ceea ce se rezolvă prin calculul rigidităților unui astfel de element cu ajutorul relațiilor (4.43), care au fost determinate direct din condiția ca rigiditatea la încovoiere a elementului să fie egală cu 0.

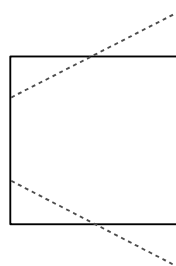
$$[B]=\begin{pmatrix} b_{1,1} & b_{1,2} & b_{1,3} \\ b_{2,1} & b_{2,2} & b_{2,3} \\ b_{3,1} & b_{3,2} & b_{3,3} \end{pmatrix}=\begin{pmatrix} a & a & 0 \\ b & b & 0 \\ c & c & 0 \end{pmatrix} \tag{4.42}$$



a - Compresiune
sau întindere



b - Forfecare



c - Încovoiere

Figura 4.7 - Deformațiile unui element

$$k_{1,1}=k_{1,3}=k_{7,5}=k_{7,7}=-k_{1,5}=-k_{1,7}=-k_{7,1}=-k_{7,3}=\frac{b}{4}\cdot\frac{l_x}{l_y}-\frac{c}{4}$$

$$k_{2,2}=k_{2,6}=k_{8,4}=k_{8,8}=-k_{2,4}=-k_{2,8}=-k_{8,2}=-k_{8,6}=\frac{a}{4}\cdot\frac{l_y}{l_x}-\frac{c}{4}$$

$$\begin{aligned}
k_{3,1}=k_{3,3}=k_{5,5}=k_{5,7}=-k_{3,5}=-k_{3,7}=-k_{5,1}=-k_{5,3} &= \frac{b}{4} \cdot \frac{l_x}{l_y} + \frac{c}{4} \\
k_{4,4}=k_{4,8}=k_{6,2}=k_{6,6}=-k_{4,2}=-k_{4,6}=-k_{6,4}=-k_{6,8} &= \frac{a}{4} \cdot \frac{l_y}{l_x} + \frac{c}{4} \\
k_{1,2}=k_{1,6}=k_{7,4}=k_{7,8}=-k_{1,4}=-k_{1,8}=-k_{7,2}=-k_{7,6} &= \frac{c}{4} \cdot \frac{l_y}{l_x} - \frac{b}{4} \\
k_{3,4}=k_{3,8}=k_{5,2}=k_{5,6}=-k_{3,2}=-k_{3,6}=-k_{5,4}=-k_{5,8} &= \frac{c}{4} \cdot \frac{l_y}{l_x} + \frac{b}{4} \\
k_{2,1}=k_{2,3}=k_{8,5}=k_{8,7}=-k_{2,5}=-k_{2,7}=-k_{8,1}=-k_{8,3} &= \frac{c}{4} \cdot \frac{l_x}{l_y} - \frac{a}{4} \\
k_{4,1}=k_{4,3}=k_{6,5}=k_{6,7}=-k_{4,5}=-k_{4,7}=-k_{6,1}=-k_{6,3} &= \frac{c}{4} \cdot \frac{l_x}{l_y} + \frac{a}{4}
\end{aligned} \tag{4.43}$$

În general, matricea constitutivă [B] poate fi descompusă conform relațiilor (4.44):

$$\begin{aligned}
[B] &= [B]_1 + [B]_2 \\
[B]_1 &= \begin{pmatrix} \frac{b_{1,1}+b_{1,2}}{2} & \frac{b_{1,1}+b_{1,2}}{2} & 0 \\ \frac{b_{2,1}+b_{2,2}}{2} & \frac{b_{2,1}+b_{2,2}}{2} & 0 \\ \frac{b_{3,1}+b_{3,2}}{2} & \frac{b_{3,1}+b_{3,2}}{2} & 0 \end{pmatrix} \\
[B]_2 &= \begin{pmatrix} \frac{b_{1,1}-b_{1,2}}{2} & \frac{b_{1,2}-b_{1,1}}{2} & b_{1,3} \\ \frac{b_{2,1}-b_{2,2}}{2} & \frac{b_{2,2}-b_{2,1}}{2} & b_{2,3} \\ \frac{b_{3,1}-b_{3,2}}{2} & \frac{b_{3,2}-b_{3,1}}{2} & b_{3,3} \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4.44}$$

În programul de calcul elaborat, rigiditățile unui element se determină în felul următor: întâi se calculează o matrice de rigiditate utilizându-se matricea constitutivă [B]₁ și relațiile (4.43), apoi o altă matrice de rigiditate pe baza matricei constitutive [B]₂ și a relațiilor (4.41) iar cele 2 matrice se adună; matricea rezultată este matricea de rigiditate a unui element. Această metodă permite obținerea unei precizii foarte bune fără dezavantajul introducerii unor noduri, respectiv grade de libertate suplimentare pe care l-ar avea utilizarea unor elemente de ordin superior.

4.2.4. Calcul dinamic

Programul permite aplicarea încărcărilor în mai multe faze succesive iar încărcările din fiecare fază se aplică în trepte. Încărcările din ultima fază pot fi dinamice, descrise de variația în timp a accelerațiilor pe direcție verticală și orizontală. Deplasările modelului se calculează prin integrarea numerică a ecuațiilor de mișcare.

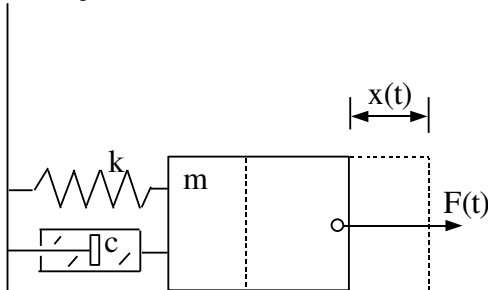


Figura 4.8 - Sistem dinamic cu 1 grad de libertate

Pentru un sistem dinamic cu un grad de libertate, precum cel din figura 4.8, ecuația de mișcare este (4.45):

$$m \cdot \ddot{x}(t) + c \cdot \dot{x}(t) + k \cdot x(t) = F(t) \quad (4.45)$$

unde:

m - masa sistemului;

c - coeficientul de amortizare vâscoasă;

k - rigiditatea;

$x(t)$ - deplasarea;

$F(t)$ - acțiunea exterioară, variabilă în timp.

Dacă T este durată totală a mișcării studiate și $0 < t_1 < t_2 < \dots < t_p < t_{p+1} < \dots < T$, ecuația (4.45) scrisă pentru $t = t_p$ și $t = t_{p+1}$ se transformă în (4.46), respectiv (4.47):

$$m \cdot \ddot{x}(t_p) + c \cdot \dot{x}(t_p) + k_p \cdot x(t_p) = F(t_p) \quad (4.46)$$

$$m \cdot \ddot{x}(t_{p+1}) + c \cdot \dot{x}(t_{p+1}) + k_{p+1} \cdot x(t_{p+1}) = F(t_{p+1}) \quad (4.47)$$

Coeficientul de amortizare c se consideră constant iar rigiditatea k variabilă, având la momentele t_p și t_{p+1} valorile k_p , respectiv k_{p+1} . Considerând o variație liniară a accelerației sistemului între t_p și t_{p+1} rezultă:

$$t_p < t < t_{p+1} \rightarrow \ddot{x}(t) = a(t - t_p) + b \quad (4.48)$$

$$a = \frac{\ddot{x}(t_{p+1}) - \ddot{x}(t_p)}{(t_{p+1} - t_p)} \quad (4.49)$$

$$b = \ddot{x}(t_p) \quad (4.50)$$

$$\dot{x}(t) = \frac{a \cdot (t - t_p)^2}{2} + b \cdot (t - t_p) + d \quad (4.51)$$

$$d = \dot{x}(t_p) \quad (4.52)$$

$$x(t) = \frac{a \cdot (t - t_p)^3}{6} + \frac{b \cdot (t - t_p)^2}{2} + d \cdot (t - t_p) + e \quad (4.53)$$

$$e = x(t_p) \quad (4.54)$$

Ținând seama de relațiile (4.48) ... (4.54), pentru $t_p < t < t_{p+1}$, ecuația (4.45) devine:

$$m \cdot a \cdot (t - t_p) + c \cdot \left(\frac{a \cdot (t - t_p)^2}{2} + b \cdot (t - t_p) \right) + k \cdot \left(\frac{a \cdot (t - t_p)^3}{6} + \frac{b \cdot (t - t_p)^2}{2} + d \cdot (t - t_p) \right) = \dots$$

$$\dots = F(t_{p+1}) - F(t_p) \quad (4.55)$$

sau, dacă $t = t_{p+1}$ și $t_{p+1} - t_p = \Delta t$:

$$a \cdot \left(m \cdot \Delta t + \frac{c \cdot \Delta t^2}{2} + \frac{k \cdot \Delta t^3}{6} \right) = F(t_{p+1}) - F(t_p) - c \cdot b \cdot \Delta t - \frac{k \cdot b \cdot \Delta t^2}{2} - k \cdot d \cdot \Delta t \quad (4.56)$$

În relațiile (4.55) și (4.56), k are următoarea semnificație:

$$k = \frac{k_{p+1} \cdot x(t_{p+1}) - k_p \cdot x(t_p)}{x(t_{p+1}) - x(t_p)} \quad (4.57)$$

Rigiditatea k din ecuația (4.57) se aproximează prin rigiditatea tangentă, calculată pentru $t = t_p$.

Parametrii b și d din relația (4.56) se cunosc de la pasul anterior al calculului iar a rezultă din ecuația (4.56).

Pentru sisteme cu mai multe grade de libertate și cu masele concentrate la nodurile elementelor, calculul se efectuează într-un mod asemănător, dar relațiile (4.45) și (4.56) sunt înlocuite de sistemele de ecuații (4.58) și (4.59):

$$m_i \cdot \ddot{x}_i(t) + \sum_{j=1}^n c_{i,j} \cdot \dot{x}_j(t) + \sum_{j=1}^n k_{i,j} \cdot x_j(t) = F_i(t); \quad i = \overline{1, n} \quad (4.58)$$

$$m_i \cdot a_i \cdot \Delta t + \sum_{j=1}^n c_{i,j} \cdot \left(\frac{a_j \cdot \Delta t^2}{2} + b_j \cdot \Delta t \right) + \sum_{j=1}^n k_{i,j} \cdot \left(\frac{a_j \cdot \Delta t^3}{6} + \frac{b_j \cdot \Delta t^2}{2} + d_j \cdot \Delta t \right) = F_i(t_{p+1}) - F_i(t_p);$$

$$i = \overline{1, n} \quad (4.59)$$

Parametrii a_i se obțin prin rezolvarea sistemului (4.59) iar b_j și d_j se cunosc de la pasul anterior. Cu k_{ij} și c_{ij} s-au notat coeficienții matricelor de rigiditate și de amortizare vâscoasă, $[R]$ și $[C]$. Este necesar ca intervalul de timp Δt să fie semnificativ mai mic decât cea mai scurtă perioadă proprie de vibrație a unui element finit.

4.2.5. Influența lichefierii

Lichefierea pământurilor nisipoase este un fenomen complex, a cărui modelare nu este abordată în cadrul acestei teze. Există totuși unele aspecte prezentate în Capitolul 2 care pot fi luate în considerare în vederea determinării unor valori utilizabile în modelarea comportării pământurilor nisipoase sub solicitări variabile ale parametrilor α (coeficientul de dilatanță) și ϵ_{pl} (valoarea deformației plastice de volum dincolo de care dilatanța devine egală cu 0), utilizați în modelele Mohr-Coulomb și Mohr-Coulomb modificat, detaliate în acest capitol.

În figura 2.9 din Capitolul 2 se poate observa că după ce valoarea deformației maxime de forfecare a probei în timpul încărcării variabile depășește aproximativ 8%, deformația de volum nu se mai modifică. Pe baza acestei figuri au fost estimate valori aproximative ale parametrilor α și ϵ_{pl} , care se găsesc în tabelul 4.1.

De asemenea, dacă se cunoaște curba stării staționare, efortul sferic p' și indicele porilor inițiale (la începutul încărcării variabile, pe parcursul căreia se consideră că apa din porii pământului nu poate fi drenată), ϵ_{pl} se mai poate determina și conform figurii 4.9 și relației (4.60). După cum se poate observa în figura 4.9, deoarece se consideră că pe parcursul încărcării variabile pământul este saturat și nu se permite drenarea apei din pori, volumul și indicele porilor rămân aproximativ constante.

Tabelul 4.1 - Valori α , ψ și ϵ_{pl} în funcție de I_D

I_D (%)	α	$\psi = \arcsin(\alpha)$ (°)	ϵ_{pl}
40	-0.54	-32.5	0.0672
50	-0.41	-24.4	0.0516
60	-0.33	-19.0	0.0406
70	-0.25	-14.5	0.0313
80	-0.20	-11.5	0.0250
90	-0.16	-9.4	0.0203

$$\epsilon_{pl} = \frac{\Delta p'}{K} \quad (4.60)$$

unde:

p' - efortul sferic efectiv;

K - modulul de deformație volumică al scheletului solid, definit prin relația (4.36).

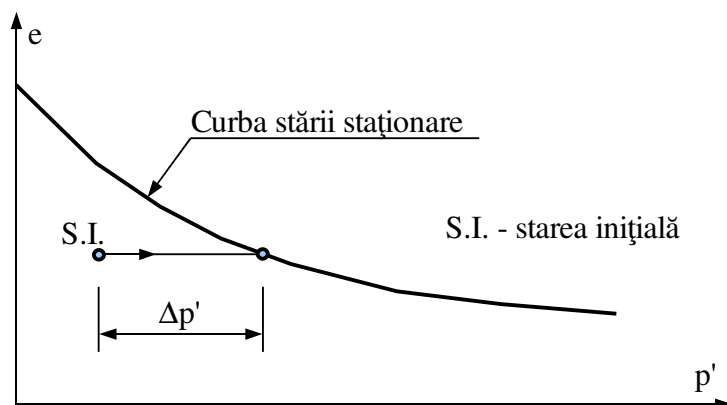


Figura 4.9 - Determinarea ϵ_{pl}

4.3. Verificarea programului de calcul

În cazul utilizării oricărui program de calcul este necesară verificarea rezultatelor obținute. Sunt prezentate în continuare câteva exemple de calcul care au fost rezolvate atât cu ajutorul programului, cât și prin utilizarea directă a relațiilor prezentate, obținându-se, evident, aceleași rezultate.

În cazul stării plane de deformății, relațiile dintre eforturi și deformații se pot scrie și în felul următor:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_0} \cdot (\sigma_x - \nu_0 \cdot \sigma_y) \quad ; \quad \epsilon_y = \frac{1}{E_0} \cdot (\sigma_y - \nu_0 \cdot \sigma_x) \quad ;$$

$$\sigma_x = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2} \cdot (\epsilon_x + \nu_0 \cdot \epsilon_y) \quad ; \quad \sigma_y = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2} \cdot (\epsilon_y + \nu_0 \cdot \epsilon_x) \quad ; \quad E_0 = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad ; \quad \nu_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4.61)$$

Se consideră elementul din figura 4.10, asupra căruia se aplică în prima fază o presiune orizontală σ_x și o deformație specifică verticală de compresiune ϵ_{yc} , pentru care să se obțină starea de cedare a materialului. Se poate observa că σ_x și σ_y sunt eforturi unitare principale. În cazul modelului Mohr-Coulomb, deformațiile specifice în momentul cedării sunt cele exprimate prin relațiile (4.62).

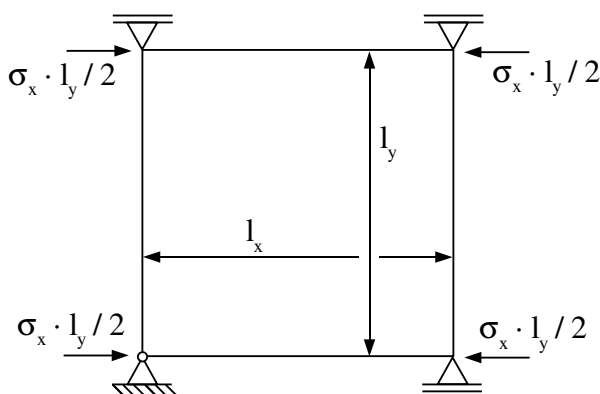


Figura 4.10 - Element finit pentru care s-au făcut verificări

$$\begin{aligned}\epsilon_{xc} &= \frac{1}{E_0} \cdot (\sigma_x - \nu_0 \cdot (\sigma_x \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p})) \\ \epsilon_{yc} &= \frac{1}{E_0} \cdot ((\sigma_x \cdot K_p - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}) - \nu_0 \cdot \sigma_x)\end{aligned}\quad (4.62)$$

unde K_p este definit prin relația (4.30).

După cedare, σ_x nu se mai modifică, deci nici σ_y , și se aplică doar o deformare crescătoare de compresiune, ϵ_y , pe direcție verticală. Deoarece starea de eforturi rămâne constantă rezultă că toate deformările produse în acest caz după cedare sunt plastice. Funcția de potențial plastic are forma dată de (4.63):

$$P(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \psi \quad (4.63)$$

Derivatele parțiale ale funcției de potențial plastic sunt:

$$\frac{\partial P}{\partial \sigma_1} = 1 + \sin \psi \quad ; \quad \frac{\partial P}{\partial \sigma_3} = -1 + \sin \psi \quad (4.64)$$

Dacă se ține seama că $\sigma_1 = \sigma_x$ și $\sigma_3 = \sigma_y$ rezultă relațiile (4.65), între deformările specifice acumulate după cedare, $\epsilon_{px} = \epsilon_x - \epsilon_{xc}$ și $\epsilon_{py} = \epsilon_y - \epsilon_{yc}$.

$$\epsilon_{px} = \epsilon_{py} \cdot \frac{1 + \sin \psi}{-1 + \sin \psi} \quad ; \quad \epsilon_{py} = \epsilon_{px} \cdot \frac{-1 + \sin \psi}{1 + \sin \psi} \quad (4.65)$$

Datorită variației deformăției ϵ_y se modifică și deformăția specifică de volum, ϵ_v . Deformația plastică de volum se poate exprima în funcție de ϵ_{py} conform relației (4.66), iar atunci când aceasta devine egală cu ϵ_{pl} (valoare la care coeficientul de dilatanță α devine egal cu 0), deformățiile ϵ_{px} și ϵ_{py} se pot exprima conform relațiilor (4.67).

$$\epsilon_{pv} = \epsilon_{px} + \epsilon_{py} = \epsilon_{py} \cdot \frac{2 \cdot \sin \psi}{-1 + \sin \psi} \quad (4.66)$$

$$\epsilon_{py}^{\alpha=0} = \epsilon_{pl} \cdot \frac{-1 + \sin \psi}{2 \cdot \sin \psi} \quad ; \quad \epsilon_{px}^{\alpha=0} = \epsilon_{pl} \cdot \frac{1 + \sin \psi}{2 \cdot \sin \psi} \quad (4.67)$$

Se consideră următoarele date de intrare: $E = 6000 \text{ kPa}$; $\nu = 0,38$; $\phi = 21^\circ$; $c = 14 \text{ kPa}$, $\psi = -15^\circ$; $|\epsilon_{pl}| = 0,023$; $\sigma_x = -200 \text{ kPa}$. Prin utilizarea relațiilor (4.61) ... (4.67) precum și cu ajutorul programului de calcul s-au obținut următoarele rezultate: $E_0 = 7012,623 \text{ kPa}$; $\nu_0 = 0,6129$; $K_p = 2,1171$; $\epsilon_{xc} = 0,012047$; $\epsilon_{yc} = -0,048709$; $\epsilon_{py}^{\alpha=0} = -0,055932$; $\epsilon_{px}^{\alpha=0} = 0,032933$.

Este prezentat în continuare cazul unei bare încastrate și încărcate cu o forță concentrată, conform figurii 4.11. Deplasarea la vârf se poate determina cu relația (4.68), dacă bara este alcătuită dintr-un material liniar elastic izotrop.

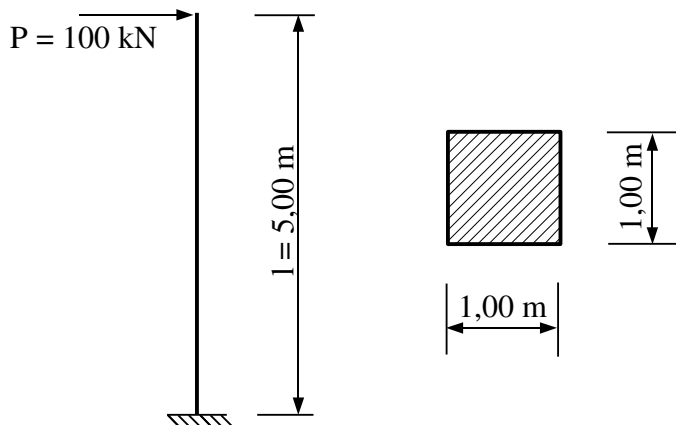


Figura 4.11 - Bară încastrată pentru care a fost calculată deplasarea maximă

$$\Delta_{max} = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E_0 \cdot I} + 1,25 \cdot \frac{P \cdot l}{G \cdot A} \quad (4.68)$$

unde A și I sunt aria, respectiv momentul de inerție al secțiunii, E_0 este exprimat în relațiile (4.61) (se consideră tot starea plană de deformății) iar G este dat de relația (4.69).

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.69)$$

Se consideră $E = 6000000 \text{ kPa}$ și $\nu = 0,3$. Prin relația (4.68) și cu ajutorul programului "mtfem-2.0.0" au rezultat valorile $\Delta_{max} = 7.8541 \text{ mm}$, respectiv $\Delta_{max} = 7.7991 \text{ mm}$, care diferă între ele cu aproximativ 0,71%. În figura 4.12 sunt reprezentate deplasările barei și împărțirea în elemente finite.

Results for phase 1 - displacements
 X: 0.00000 mm ... 7.79909 mm
 Y: -1.14137 mm ... 1.14137 mm - after phase 0

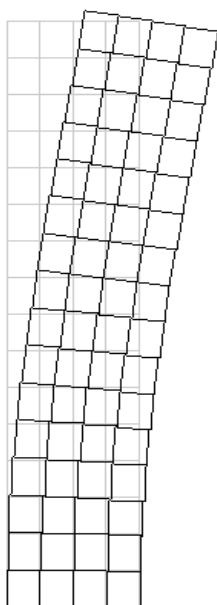


Figura 4.12 - Deplasările barei

Capitolul 5

Studii privind influența diferiților parametri asupra stabilității taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice

5.1. Introducere

Datorită complexității comportării pământurilor este imposibilă în condițiile mijloacelor actuale determinarea completă a acestora pe parcursul și în urma unei acțiuni seismice. Pentru fiecare caz studiat este necesară identificarea unor aspecte determinante de care să se țină seama în calcul.

Se prezintă în continuare, pentru o serie de taluzuri în masive de pământ omogene, determinarea accelerațiilor critice printr-o metodă a echilibrului limită (Bishop, 1955) și prin metoda elementului finit, precum și determinarea deformațiilor permanente prin metoda blocului alunecător (Newmark, 1965) și prin metoda elementului finit, pentru câteva mișcări seismice înregistrate în România. Calculele au fost efectuate cu ajutorul programelor elaborate de autorul tezei și menționate în capitolele 3 și 4. În cazul metodei elementului finit s-a utilizat modelul constitutiv Mohr-Coulomb.

5.2. Rezultate obținute prin metoda simplificată a lui Bishop

S-au calculat prin metoda simplificată a lui Bishop factori de siguranță în condiții statice (F_s) și accelerații orizontale critice ($a_y = k_y \cdot g$) pentru o serie de taluzuri de tipul celui din figura 5.1, în pământuri omogene având greutatea volumică γ , unghiul de frecare ϕ și coeziunea c . Rezultatele sunt prezentate în tabelele 5.1 ... 5.7 și în graficele din figurile 5.2 ... 5.15.

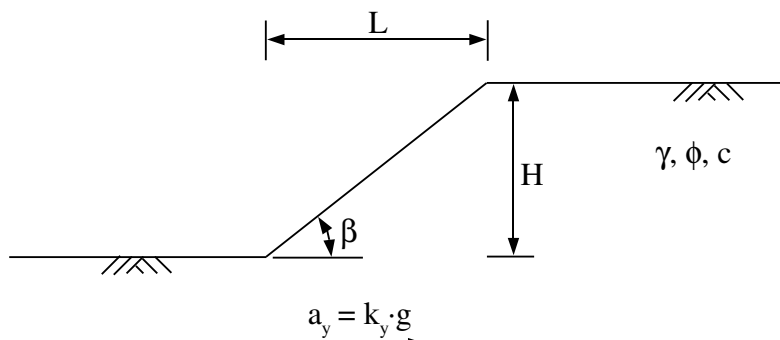


Figura 5.1 - Taluz pentru care s-au determinat factori de stabilitate și accelerații orizontale critice

Pentru un pământ necoeziv, F_s și k_y se pot calcula și cu relațiile (5.1):

$$F_s = \frac{tg\phi}{tg\beta}$$

$$k_y = tg(\phi - \beta) \quad (5.1)$$

L/H	F_s			$k_y = a_y / g$		
	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=35^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=35^\circ$
1.5	-	-	1.05	-	-	0.022
2.0	-	1.15	1.40	-	0.060	0.148
3.0	1.09	1.73	2.10	0.027	0.205	0.297
4.0	1.46	2.31	2.80	0.104	0.286	0.383
5.0	1.82	2.89	3.50	0.153	0.338	0.439
6.0	2.18	3.46	4.20	0.186	0.374	0.477

Tabelul 5.1 - Factori de stabilitate și accelerații critice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0$

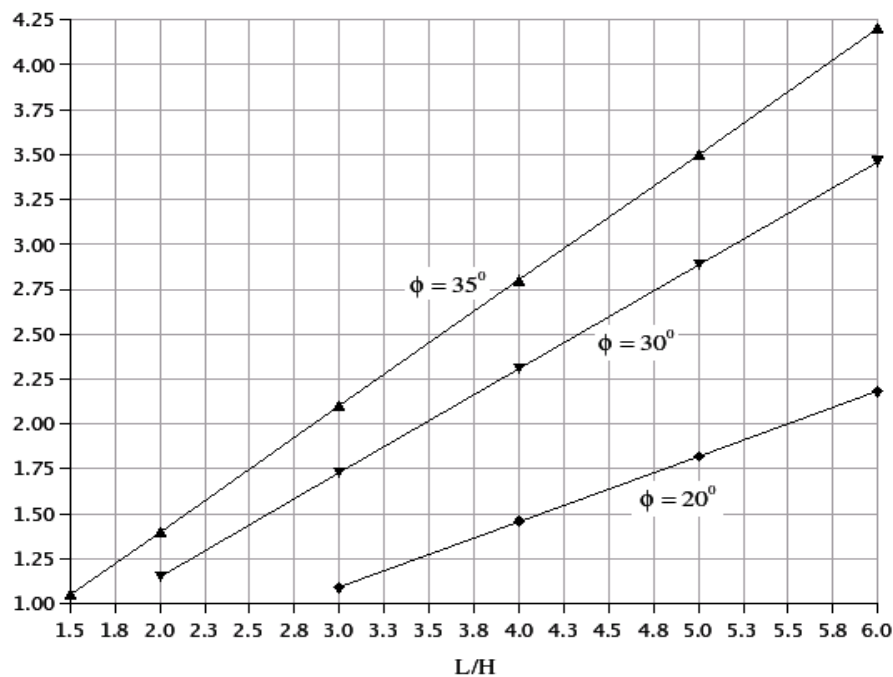


Figura 5.2 - Factori de stabilitate în condiții statice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0$

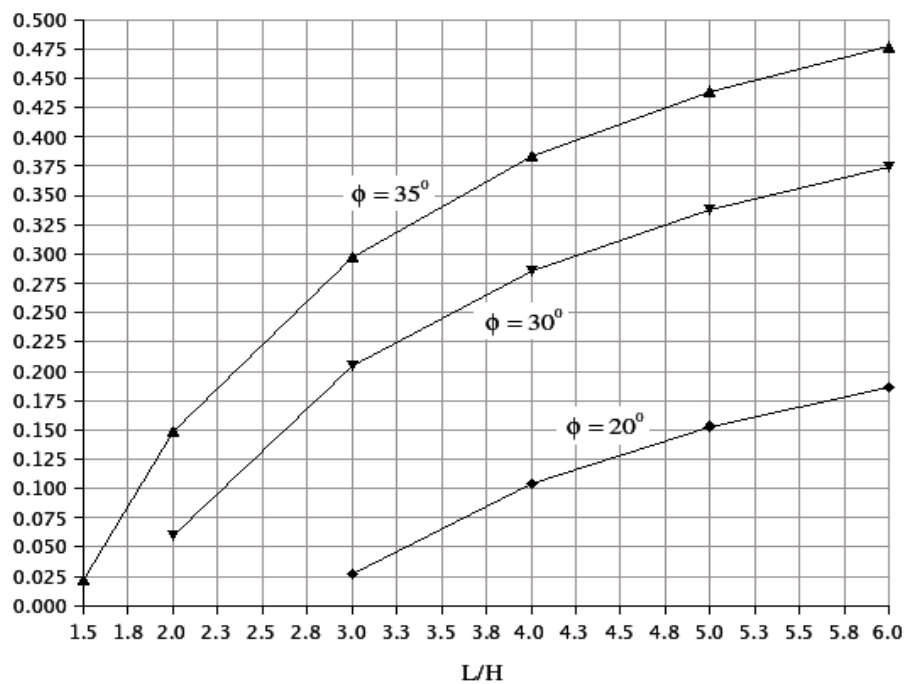


Figura 5.3 - Coeficienți k_y pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0$

L/H	F_s			$k_y = a_y / g$		
	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$
1.5	-	-	1.29	-	-	0.137
2.0	-	1.12	1.60	-	0.048	0.230
3.0	-	1.53	2.23	-	0.155	0.340
4.0	1.09	1.93	2.85	0.020	0.210	0.400
5.0	1.29	2.32	3.47	0.054	0.245	0.440
6.0	1.49	2.72	4.08	0.077	0.267	0.465

Tabelul 5.2 - Factori de stabilitate și accelerații critice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.025$

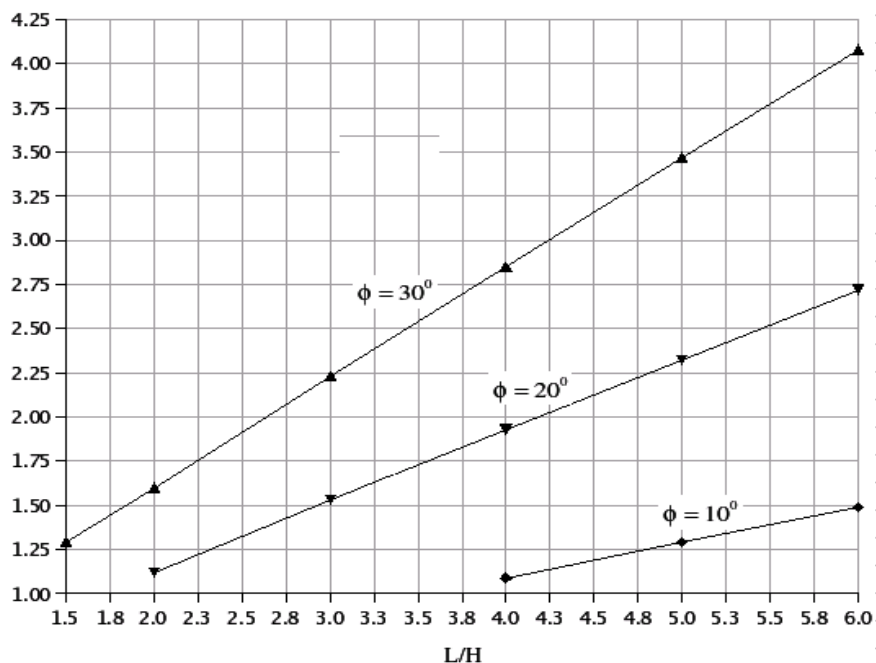


Figura 5.4 - Factori de stabilitate în condiții statice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.025$

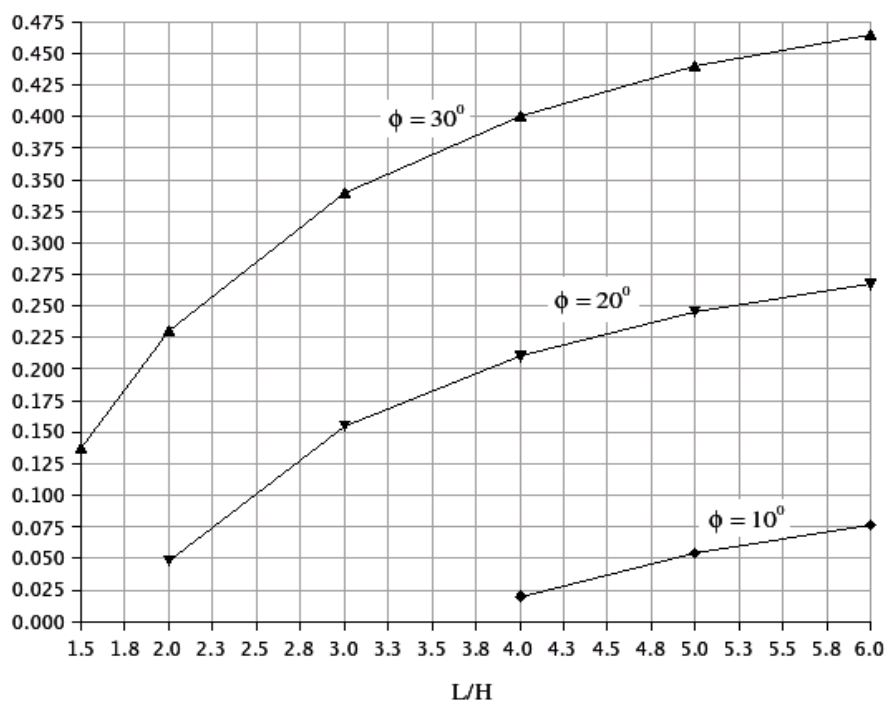


Figura 5.5 - Coeficienți k_y pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.025$

L/H	F_s			$k_y = a_y / g$		
	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$
1	-	-	1.20	-	-	0.120
1.5	-	1.14	1.54	-	0.070	0.250
2.0	-	1.37	1.88	-	0.145	0.330
3.0	1.11	1.80	2.54	0.033	0.230	0.420
4.0	1.34	2.23	3.19	0.077	0.275	0.470
5.0	1.55	2.64	3.84	0.102	0.300	0.500
6.0	1.76	3.04	4.45	0.120	0.315	0.520

Tabelul 5.3 - Factori de stabilitate și accelerații critice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.05$

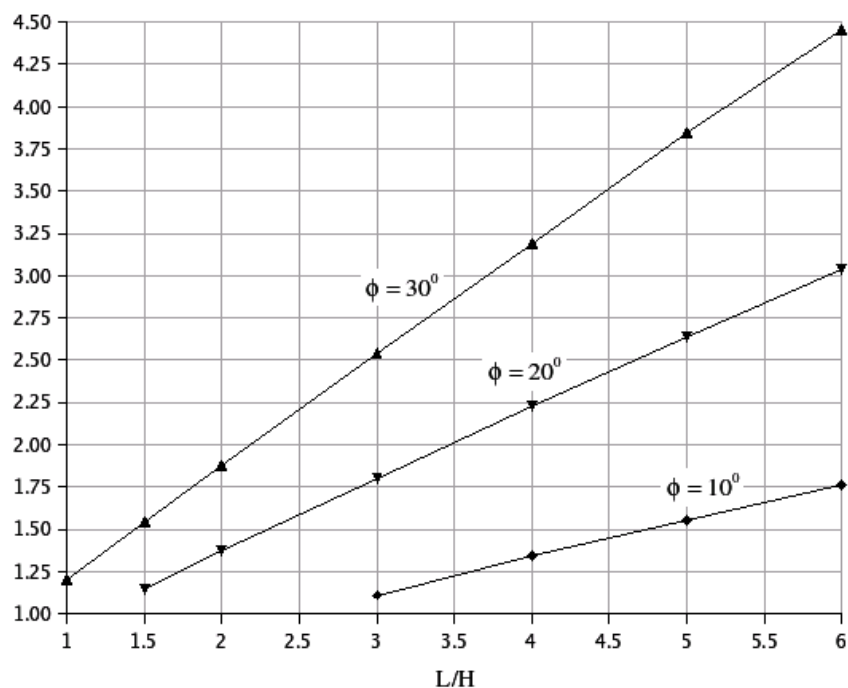


Figura 5.6 - Factori de stabilitate în condiții statice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.05$

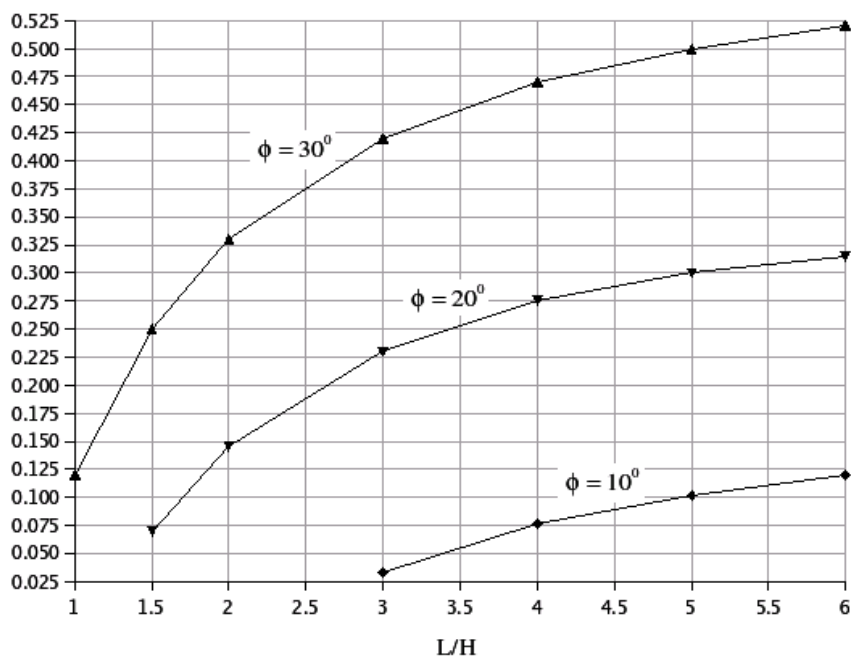


Figura 5.7 - Coeficienți k_y pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.05$

L/H	F_s			$k_y = a_y / g$		
	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$
0.5	-	-	1.17	-	-	0.140
1.0	-	1.26	1.59	-	0.160	0.330
1.5	-	1.54	1.98	-	0.250	0.430
2.0	1.26	1.79	2.35	0.100	0.300	0.490
3.0	1.52	2.27	3.07	0.150	0.350	0.550
4.0	1.77	2.73	3.75	0.170	0.363	0.577
5.0	2.01	3.17	4.42	0.176	0.363	0.577

Tabelul 5.4 - Factori de stabilitate și accelerații critice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.10$

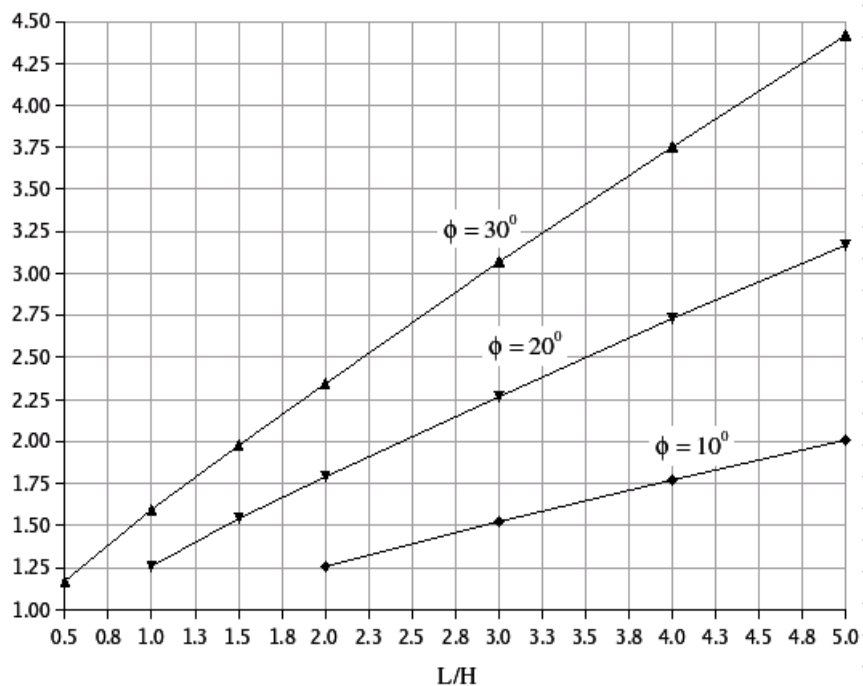


Figura 5.8 - Factori de stabilitate în condiții statice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.10$

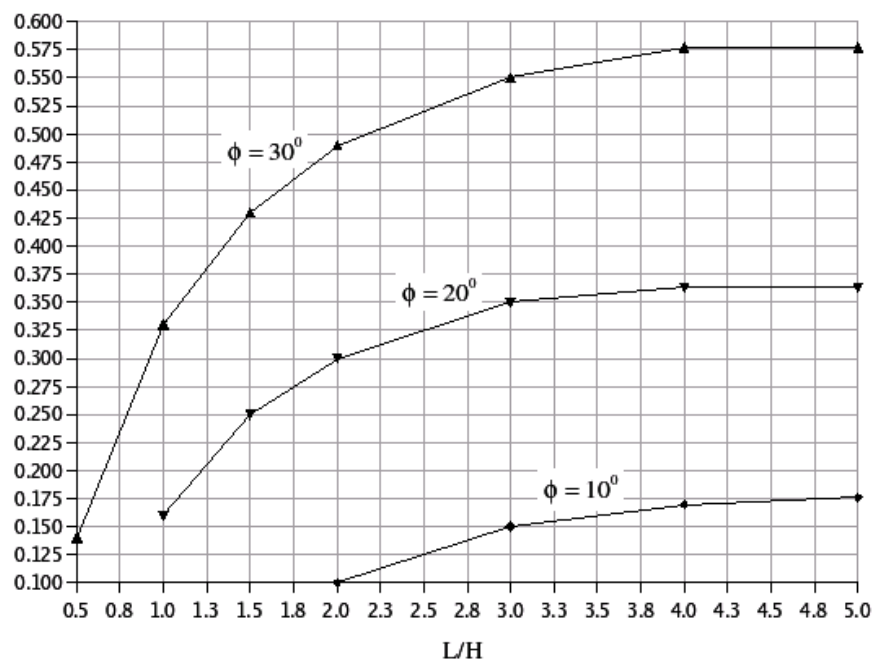


Figura 5.9 - Coeficienți k_y pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.10$

L/H	F_s			$k_y = a_y / g$		
	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$
0.10	-	-	1.02	-	-	0.020
0.20	-	-	1.13	-	-	0.160
0.30	-	1.05	1.24	-	0.070	0.233
0.50	-	1.21	1.45	-	0.193	0.345
0.70	1.09	1.37	1.66	0.080	0.270	0.420
1.00	1.24	1.58	1.94	0.150	0.340	0.500
2.00	1.61	2.18	2.77	0.176	0.363	0.577
3.00	1.90	2.70	3.52	0.176	0.363	0.577

Tabelul 5.5 - Factori de stabilitate și accelerații critice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.15$

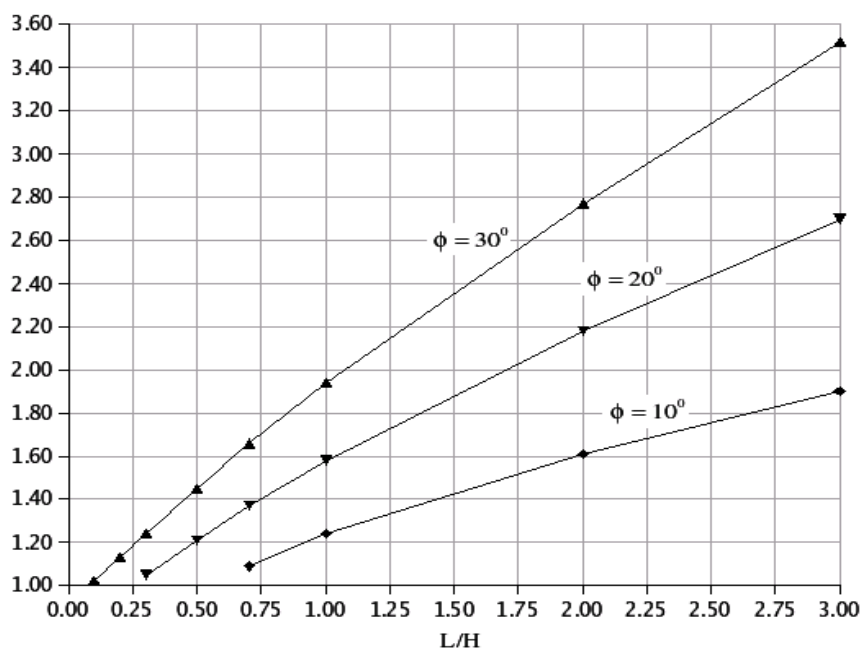


Figura 5.10 - Factori de stabilitate în condiții statice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.15$

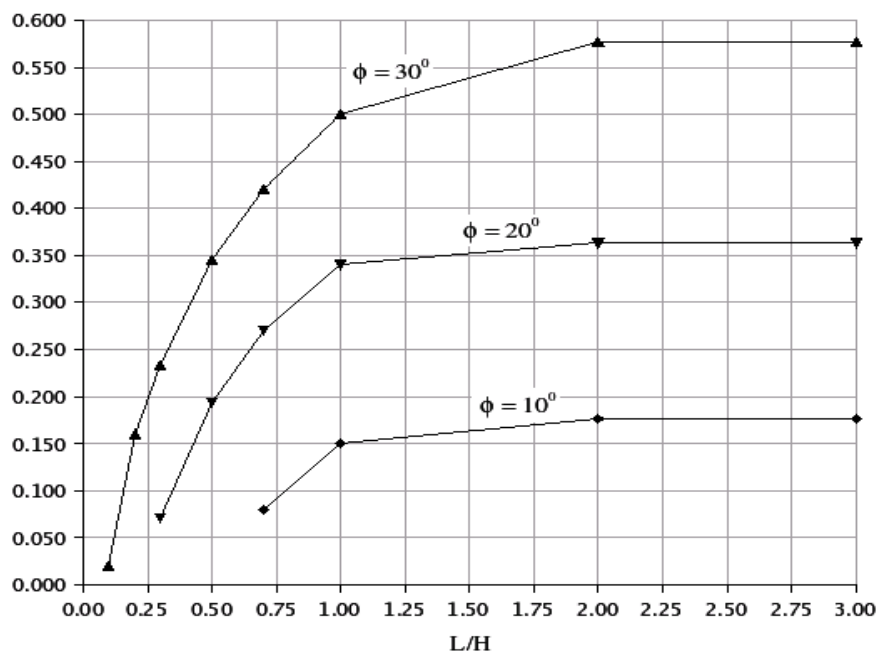


Figura 5.11 - Coeficienți k_y pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.15$

L/H	F_s			$k_y = a_y / g$		
	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$
0.00	-	-	1.11	-	-	0.172
0.10	-	1.08	1.23	-	0.142	0.270
0.20	1.02	1.18	1.36	0.035	0.220	0.340
0.30	1.09	1.28	1.48	0.123	0.280	0.400
0.50	1.23	1.47	1.72	0.176	0.363	0.500
1.00	1.53	1.90	2.27	0.176	0.363	0.577
2.00	1.95	2.54	3.16	0.176	0.363	0.577

Tabelul 5.6 - Factori de stabilitate și accelerații critice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.20$

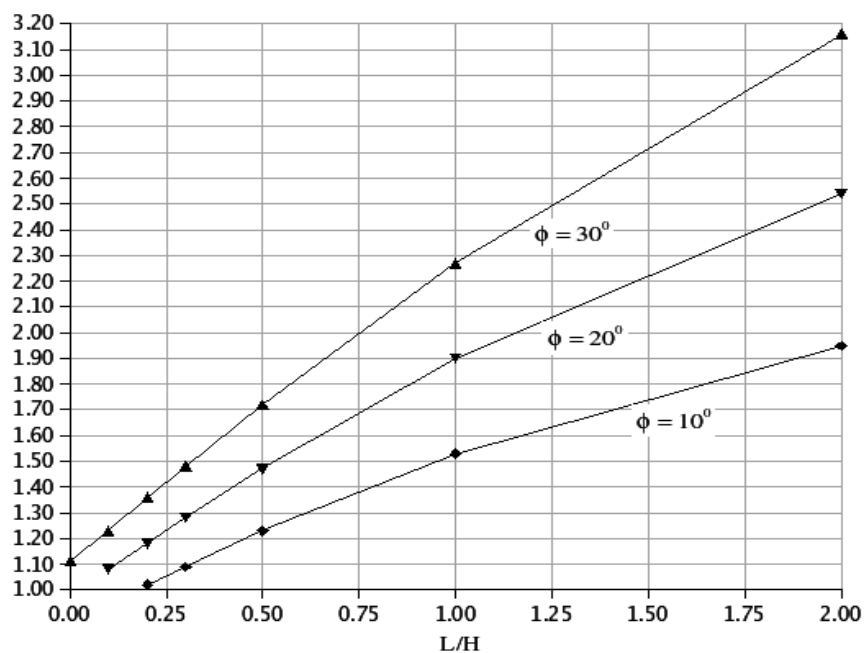


Figura 5.12 - Factori de stabilitate în condiții statice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.20$

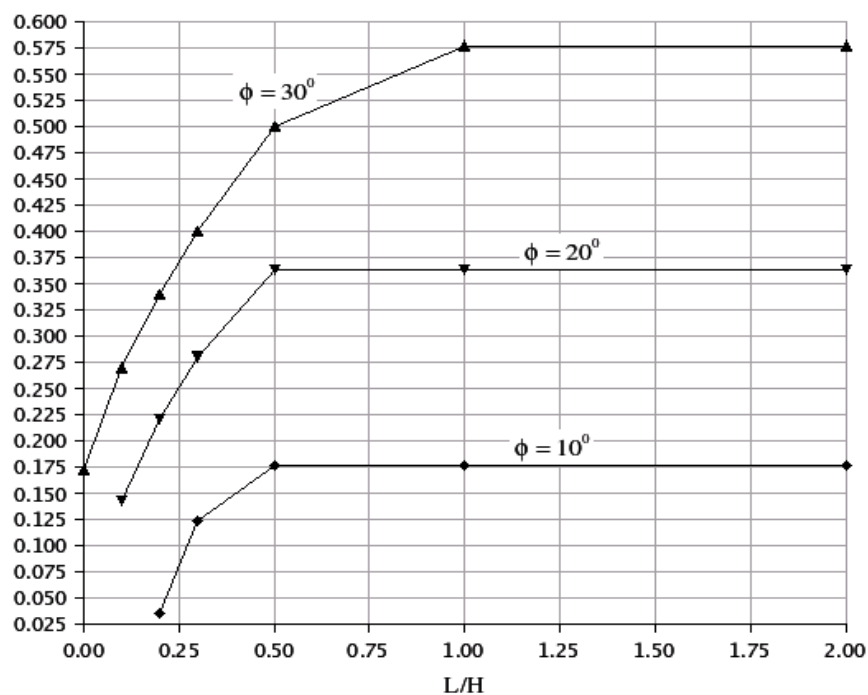


Figura 5.13 - Coeficienți k_y pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.20$

L/H	F_s			$k_y = a_y / g$		
	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$
0.00	1.05	1.17	1.30	0.090	0.240	0.340
0.05	1.10	1.23	1.38	0.150	0.285	0.380
0.10	1.14	1.29	1.45	0.176	0.320	0.420
0.20	1.23	1.40	1.59	0.176	0.364	0.490
0.35	1.36	1.57	1.80	0.176	0.364	0.573
0.50	1.48	1.73	1.99	0.176	0.364	0.577

Tabelul 5.7 - Factori de stabilitate și accelerații critice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.25$

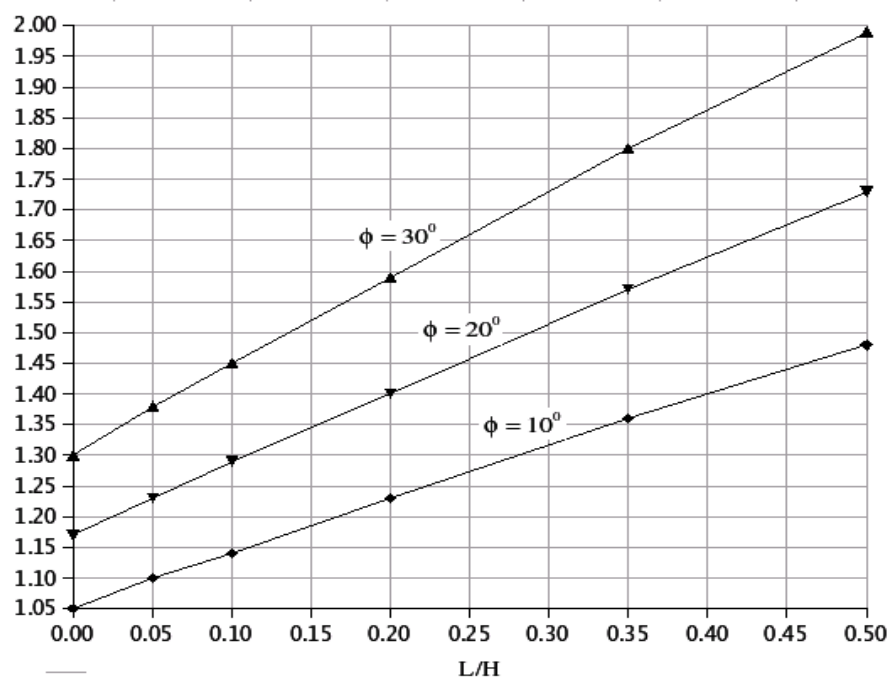


Figura 5.14 - Factori de stabilitate în condiții statice pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.25$

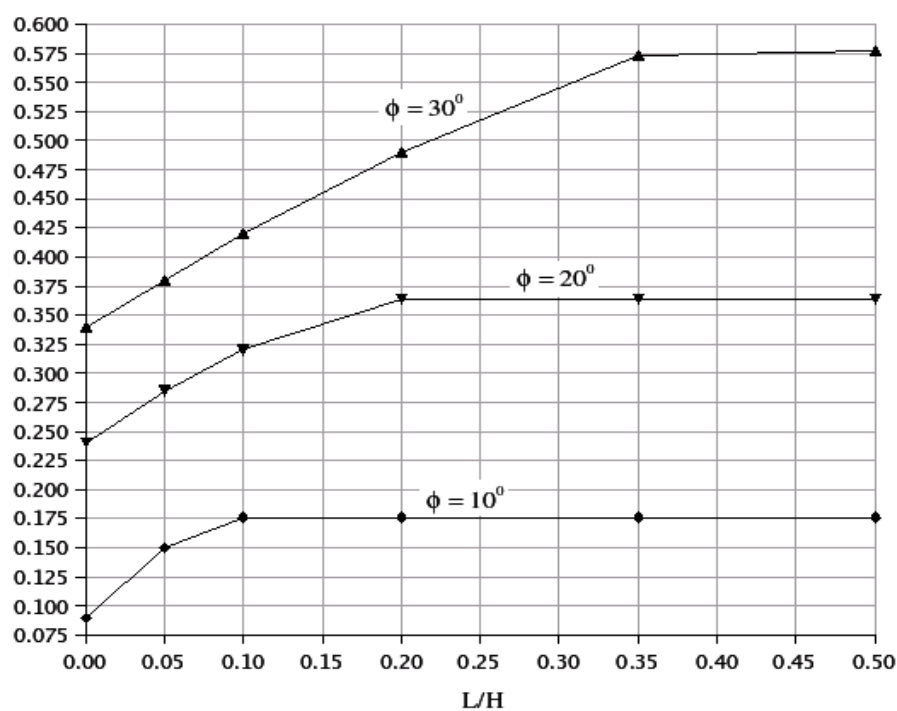


Figura 5.15 - Coeficienți k_y pentru taluzul din figura 5.1, $c/(\gamma \cdot H) = 0.25$

Se poate arăta că pentru un taluz într-un masiv de pământ omogen și nelimitat, coeficientul k_y nu poate fi mai mare decât $\tan \phi$, fapt reflectat de graficele din figurile 2 ... 15, care evidențiază și faptul că pentru pământuri având coeziuni mari ($c/(\gamma \cdot H) > 0.15$) accelerația critică trebuie calculată ținându-se seama de neomogenitatea masivului, altfel existând riscul subestimării ei.

5.3. Deplasări permanente calculate prin metoda blocului alunecător a lui Newmark

Datele de intrare în problemă sunt accelerația critică a_y pentru care se produce alunecarea blocului și accelerația $a(t)$ a terenului, conform unei accelerograme înregistrate cu ocazia unui seism sau generate artificial. În figura 5.16 este reprezentată înregistrarea accelerațiilor terenului din timpul cutremurului de la data de 4 martie 1977, pe direcția NS, la stația Institutului Național de Cercetare-Dezvoltare în Construcții și Economia Construcțiilor (INCERC) din București.

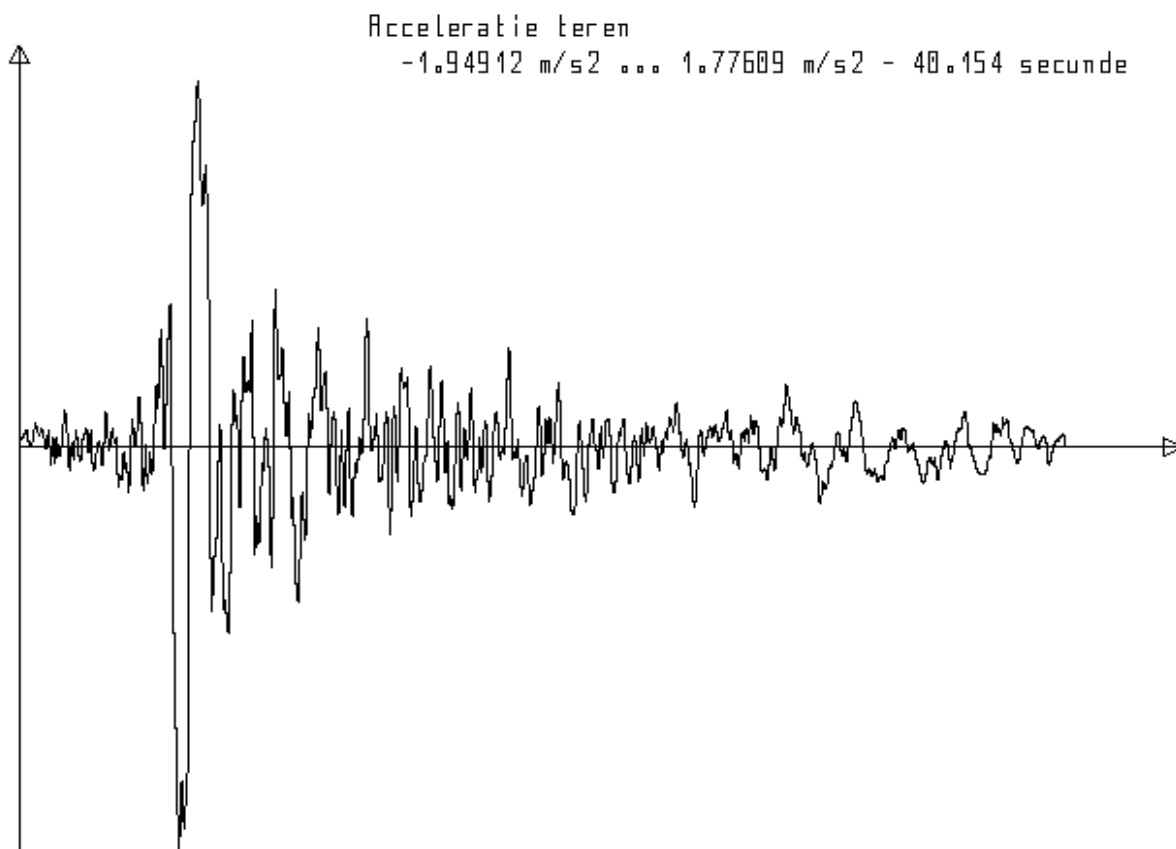


Figura 5.16 - Accelerații înregistrate cu ocazia cutremurului din 4 martie 1977, pe direcția NS, la INCERC, în București

S-au calculat deplasări atât pentru cazul în care sensul pozitiv al accelerațiilor terenului se consideră către dreapta (+), după cum este reprezentat în figura 3.1 din Capitolul 3, cât și pentru celălalt caz (-), în care accelerațiile $a(t)$ au fost înmulțite cu -1, echivalent cu situația în care deplasările permise blocului ar fi către stânga. Calculele au fost efectuate conform schemei logice din figura 3.10. S-au utilizat accelerogramele menționate în tabelul 5.8, înregistrate la stații ale INCERC.

Înregistrare	Data	Localitatea	Stația	Latitudine	Longitudine
1	4 martie 1977	București	INCERC	44.442	26.161
2	31 august 1986	București	INCERC	44.442	26.161
3	31 august 1986	București	Titulescu	44.450	26.070
4	30 mai 1990	București	INCERC	44.442	26.161
5	30 mai 1990	Rm. Sărat	Primărie	45.377	27.047

Înregistrare	Codul stației	Direcții ale mișcărilor înregistrate
1	INC1	NS, EV
2	INC1	NS, EV
3	TIT1	N55V, N145V
4	INC1	NS, EV
5	RMS1	N102V, N168E

Tabelul 5.8 - Accelerograme înregistrate cu ocazia unor cutremure din România, pentru care se vor prezenta în continuare deplasări calculate prin metoda blocului alunecător

Rezultatele calculelor se găsesc în tabelele 5.9 ... 5.13 și în figurile 5.17 ... 5.21.

a_y (m/s ²)	Direcție			
	NS		EV	
	+	-	+	-
0.1	1325.00	2437.00	799.00	952.00
0.2	807.00	1261.00	376.00	452.00
0.3	574.00	785.00	192.00	226.00
0.4	435.00	591.00	102.00	143.00
0.5	350.00	470.00	66.40	95.30
0.6	287.00	376.00	45.00	67.60
0.7	236.00	297.00	29.90	47.80
0.8	195.00	235.00	18.70	33.20
0.9	161.00	186.00	10.30	23.40
1.0	132.00	143.00	5.12	16.70
1.1	106.00	106.00	1.99	11.80
1.2	82.60	74.30	0.42	7.86
1.3	62.20	46.20	0.00	4.78
1.4	44.80	22.40		2.46
1.5	30.20	6.93		0.87
1.6	18.00	2.33		0.04
1.7	7.74	0.41		0.00
1.8	0.85	0.00		
1.9	0.05			
2.0	0.00			

Tabelul 5.9 - Deplasări calculate pentru accelerograma 1 din tabelul 5.8 (4 martie 1977, INC1), în mm

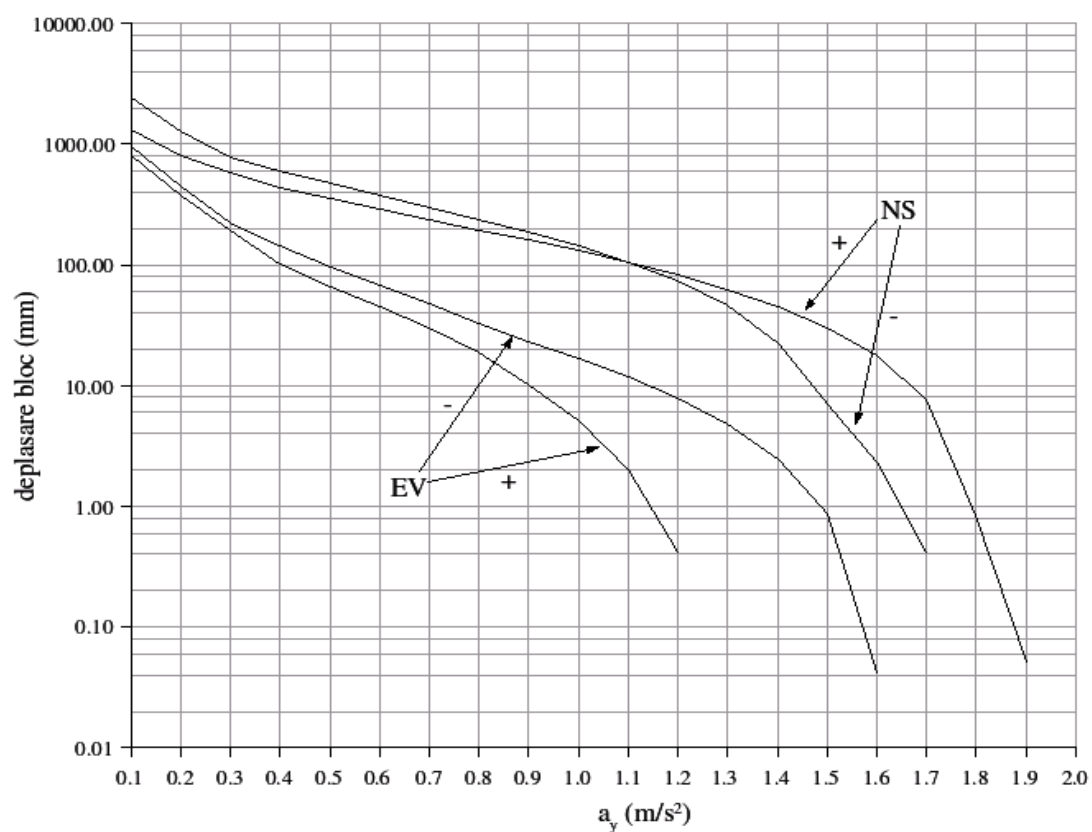


Figura 5.17 - Deplasări calculate pentru accelerograma 1 din tabelul 5.8 (4 martie 1977, INC1)

a_y (m/s ²)	Direcție			
	NS		EV	
	+	-	+	-
0.1	284.00	340.00	172.00	207
0.2	123.00	108.00	68.40	69.2
0.3	64.30	28.00	30.30	31.3
0.4	41.20	4.60	11.40	14.7
0.5	25.10	0.48	3.28	7.12
0.6	13.30	0.00	0.45	3.37
0.7	5.04	0.00	0.00	1.52
0.8	0.79			0.72
0.9	0.02			0.17
1.0	0.00			0.01
1.1				0

Tabelul 5.10 - Deplasări calculate pentru accelerograma 2 din tabelul 5.8 (31 august 1986, INC1), în mm

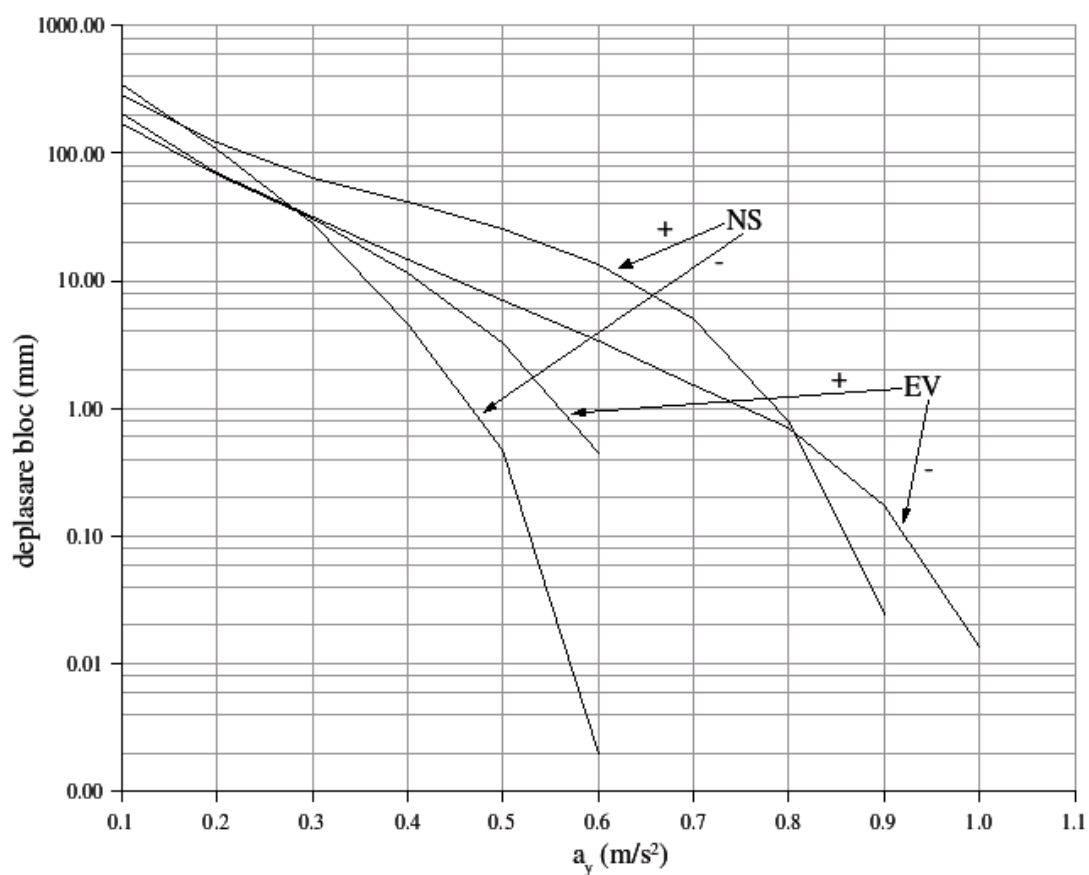


Figura 5.18 - Deplasări calculate pentru accelerograma 2 din tabelul 5.8 (31 august 1986, INC1)

a_y (m/s ²)	Direcție			
	N145V		N55V	
	+	-	+	-
0.1	165.00	268.00	73.50	106.00
0.2	71.00	85.90	25.00	38.70
0.3	37.60	32.30	10.20	13.60
0.4	22.50	12.80	4.49	4.02
0.5	13.00	3.82	2.51	0.73
0.6	6.64	0.67	1.20	0.02
0.7	2.61	0.02	0.41	0.00
0.8	0.58	0.00	0.03	
0.9	0.00		0.00	

Tabelul 5.11 - Deplasări calculate pentru accelerograma 3 din tabelul 5.8 (31 august 1986, TIT1), în mm

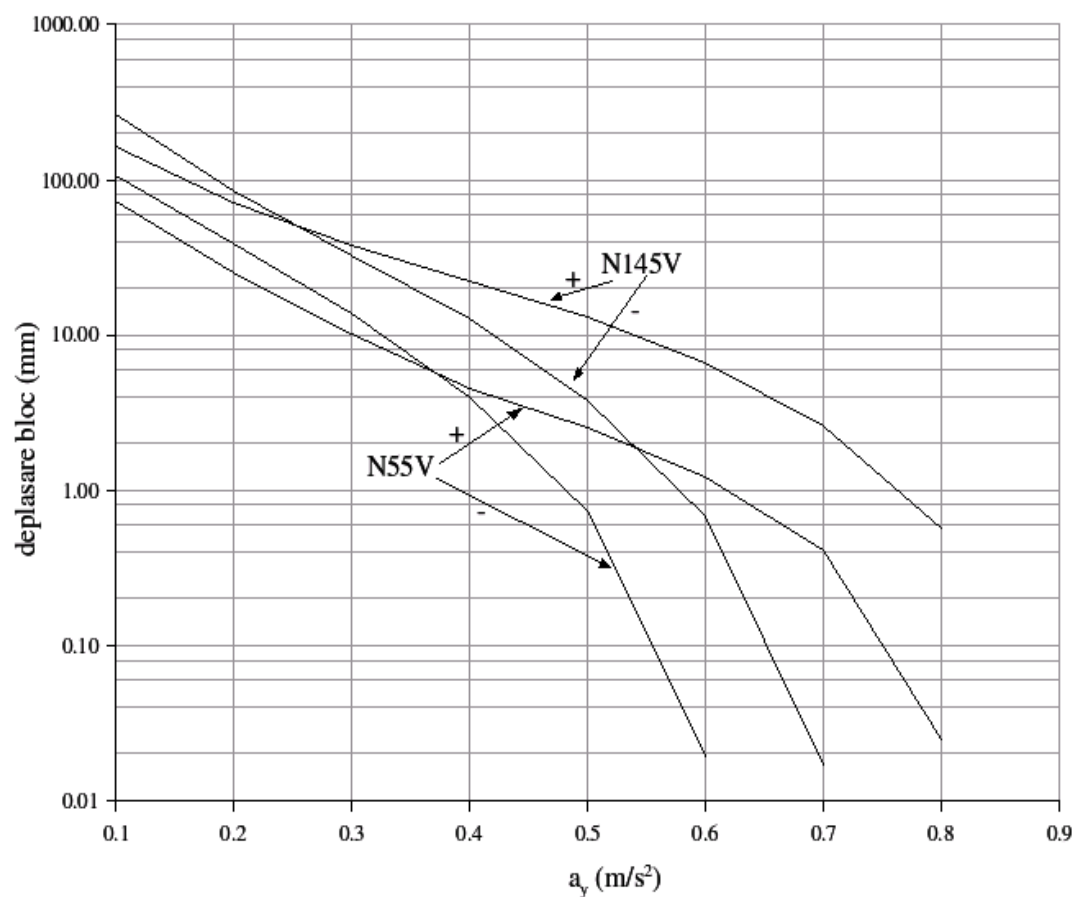


Figura 5.19 - Deplasări calculate pentru accelerograma 3 din tabelul 5.8 (31 august 1986, TIT1)

a_y (m/s ²)	Direcție			
	NS		EV	
	+	-	+	-
0.1	66.50	56.90	147.00	234.00
0.2	17.10	21.00	67.70	84.90
0.3	2.41	8.51	36.80	43.00
0.4	0.20	2.75	18.44	26.20
0.5	0.00	0.71	8.52	15.80
0.6	0.00	0.10	2.97	8.11
0.7		0.00	0.36	3.17
0.8			0.00	1.14
0.9				0.20
1.0				0.00

Tabelul 5.12 - Deplasări calculate pentru accelerograma 4 din tabelul 5.8 (30 mai 1990, INC1), în mm

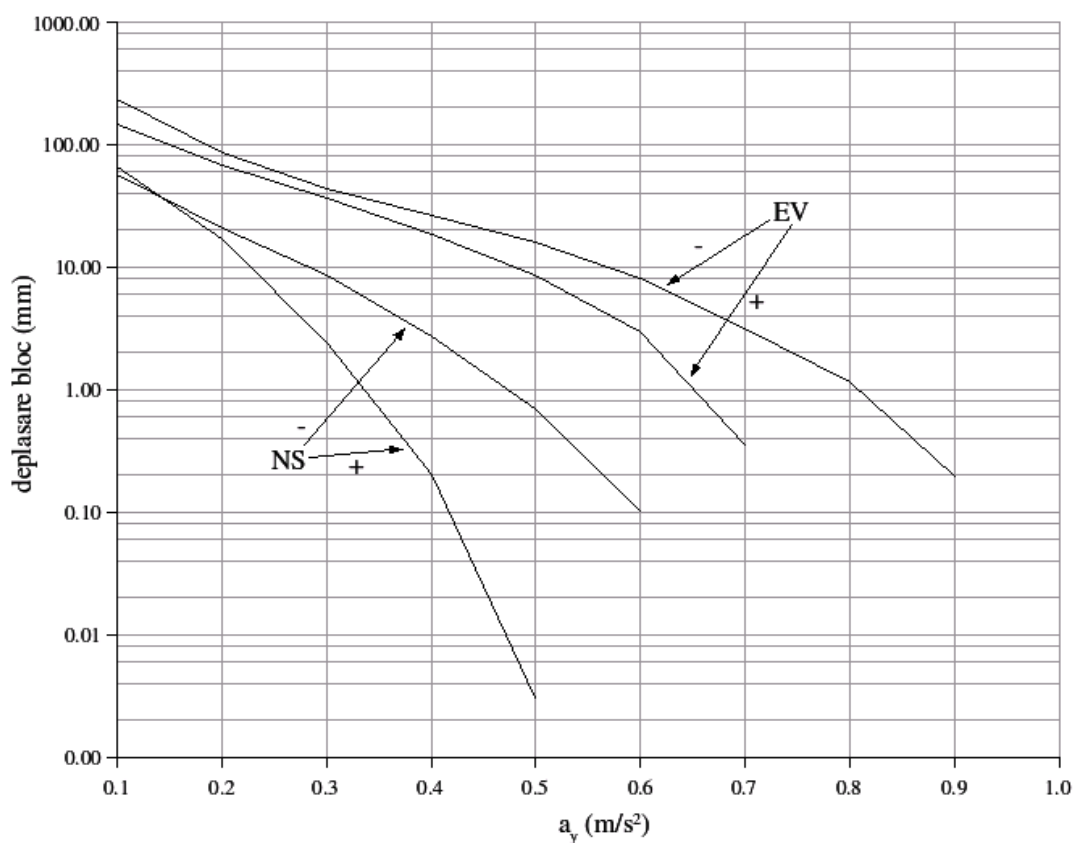


Figura 5.20 - Deplasări calculate pentru accelerograma 4 din tabelul 5.8 (30 mai 1990, INC1)

a_y (m/s ²)	Direcție			
	N102V		N168E	
	+	-	+	-
0.1	522.00	625.00	718.00	684.00
0.2	265.00	341.00	352.00	284.00
0.3	163.00	194.00	190.00	169.00
0.4	105.00	110.00	90.10	109.00
0.5	67.30	54.20	48.50	68.90
0.6	39.10	17.40	34.50	40.40
0.7	19.80	5.12	23.80	24.50
0.8	8.64	2.14	15.70	13.90
0.9	3.15	0.79	10.00	7.16
1.0	1.51	0.07	6.18	3.16
1.1	0.52	0.00	3.72	1.26
1.2	0.05		2.19	0.37
1.3	0.00		1.17	0.00
1.4			0.51	0.00
1.5			0.12	
1.6			0.00	

Tabelul 5.13 - Deplasări calculate pentru accelerograma 5 din tabelul 5.8 (30 mai 1990, RMS1), în mm

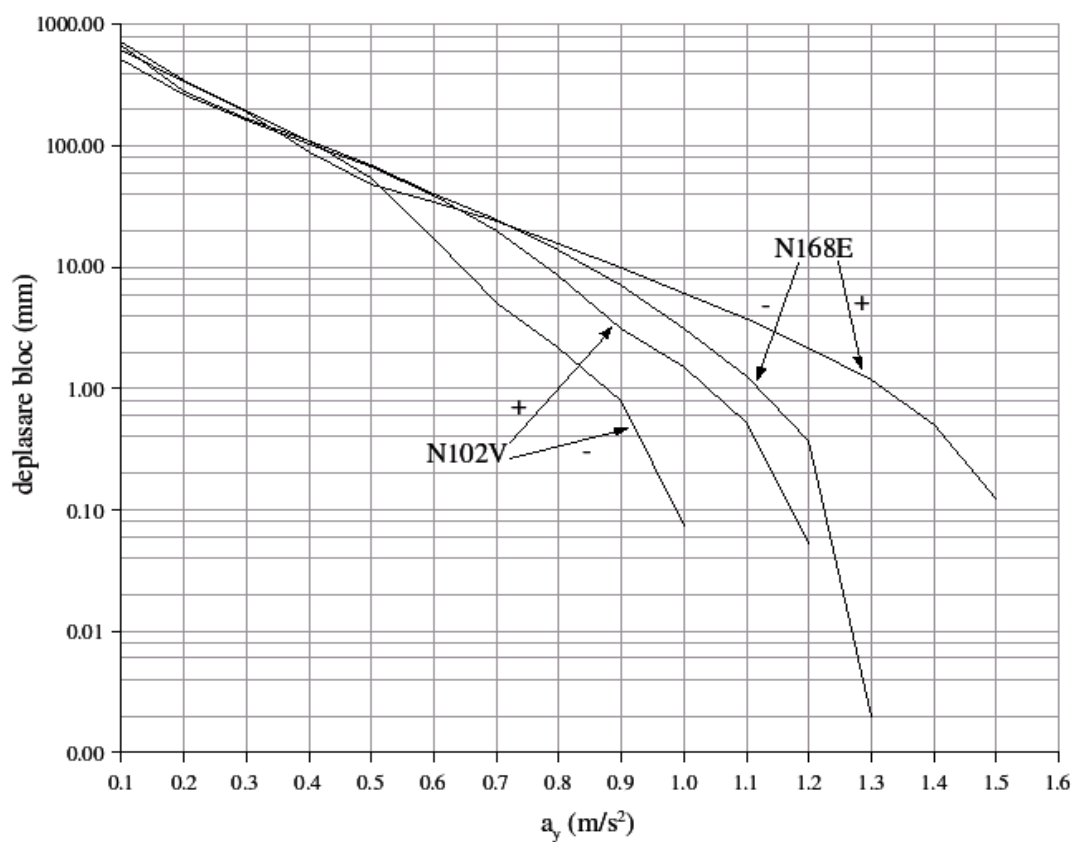


Figura 5.21 - Deplasări calculate pentru accelerograma 5 din tabelul 5.8 (30 mai 1990, RMS1)

5.4. Rezultate obținute în urma unor calcule prin metoda elementului finit

5.4.1. Determinarea accelerației orizontale critice a unui taluz

Deși scopul metodei elementului finit constă în calculul eforturilor și deformațiilor, este posibilă și utilizarea ei pentru evaluarea factorilor de stabilitate și a accelerațiilor orizontale critice ale unor taluzuri. Se vor prezenta în continuare câteva exemple de determinare a accelerației critice pentru modelul din figura 5.22. Calculele au fost efectuate atât cu ajutorul programului liber și cu sursă deschisă elaborat de autorul tezei, care se găsește la adresa <http://matgts.sourceforge.net> sub denumirea "mtfem-2.0.0", cât și cu ajutorul unui program de calcul comercializat sub denumirea "Abaqus". Cazurile 1 și 2 au fost analizate în termenii eforturilor totale iar cazul 3 a fost analizat în termenii eforturilor efective, considerându-se că apa nu este drenată în timpul aplicării încărcărilor orizontale.

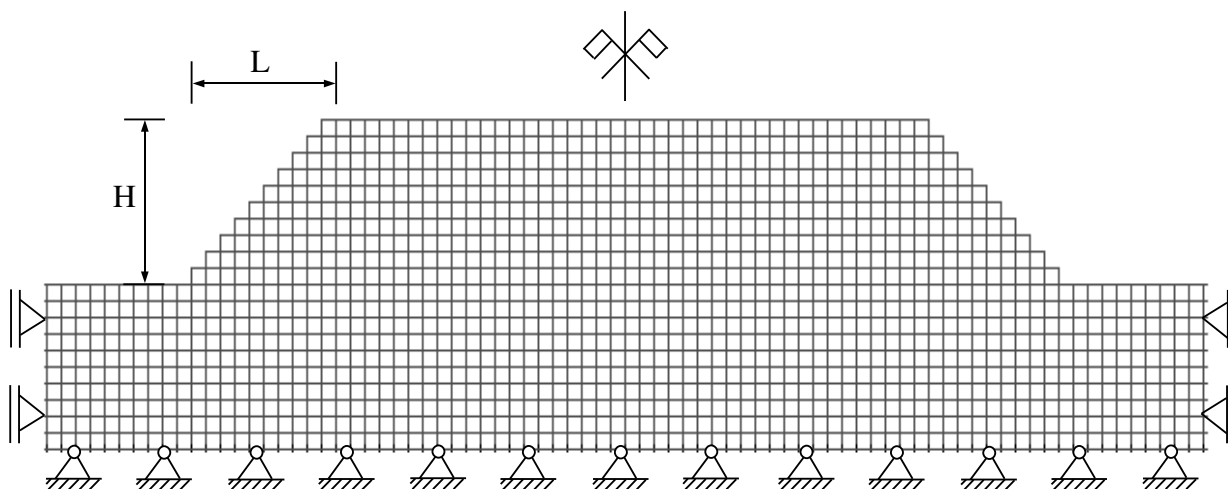


Figura 5.22 - Model analizat

5.4.1.1. Cazul 1

Caracteristicile geometrice și geotehnice ale modelului sunt: $L = 10$ m, $H = 10$ m, $\gamma = 20$ kN/m³, $E = 13200$ kPa, $\phi = 10^\circ$, $c = 30$ kPa, $\alpha = 0$, $\nu = 0,45$, $s = 0,05$. Asupra modelului s-au aplicat în prima fază încărcările datorite greutateii, apoi forțe orizontale egale cu încărcările respective înmulțite cu un coeficient k_H și având o variație crescătoare. S-a urmărit evoluția deplasărilor sub acțiunea lor. S-a utilizat pentru material modelul Mohr-Coulomb iar rezultatele sunt prezentate în figurile 5.23 și 5.24.

Se observă din figurile 5.23 și 5.24 o creștere mult mai rapidă a deplasării atunci când k_H devine mai mare decât 0,16, decât înaintea depășirii acestei valori. Se poate considera deci că valoarea critică a coeficientului k_H este $k_y = 0,16$.

Cu ajutorul metodei simplificate a lui Bishop s-a obținut în condițiile aceluiași parametri, după cum se poate vedea și în graficul din figura 5.11, coeficientul $k_y = 0,15$, destul de apropiat de valoarea dedusă din figurile 5.23 și 5.24, ceea ce era de așteptat.

Results for phase 4 - displacements

X: -204.34553 mm ... 0.00000 mm

Y: -33.28936 mm ... 72.18152 mm - after phase 1

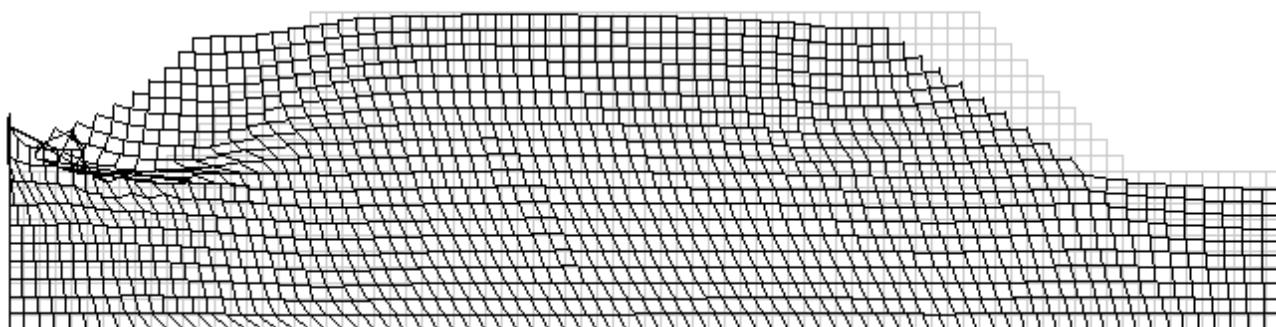
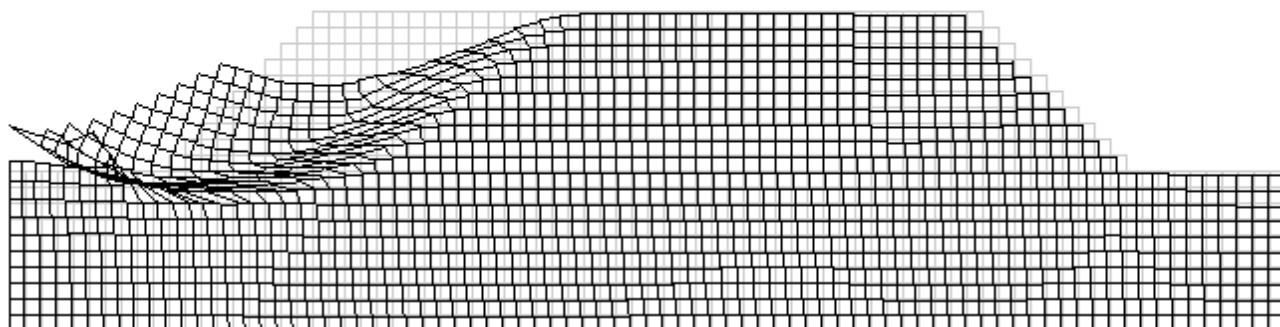


Figura 5.23 - Deplasări datorite forțelor orizontale ale modelului din figura 5.22, în condițiile unui coeficient $k_H = 0,16$ (mtfem-2.0.0)

Results for phase 5 - displacements

X: -1233.90111 mm ... 0.00000 mm

Y: -567.83540 mm ... 312.07667 mm - after phase 1



Results for phase 5, all materials - shear strains

3.76401e-04 ... 6.81451e-01 - after phase 1

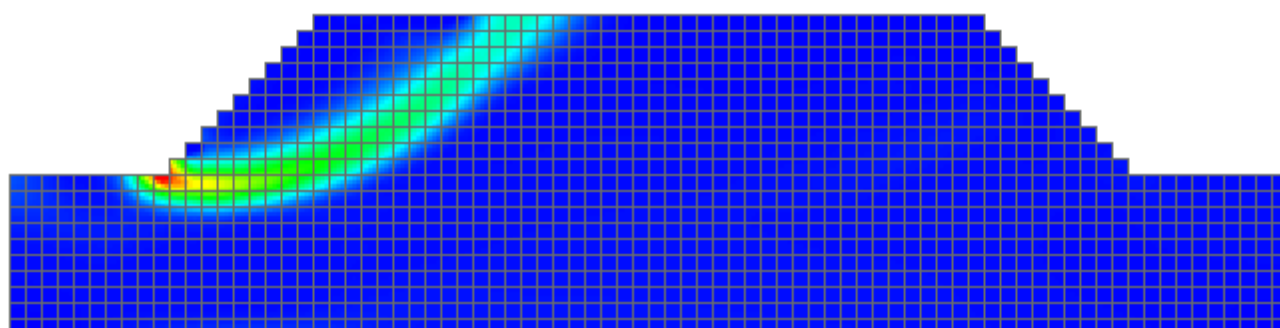


Figura 5.24 - Deplasări și deformări de forfecare datorite forțelor orizontale ale modelului din figura 5.22, în condițiile unui coeficient $k_H = 0,17$ (mtfem-2.0.0)

Rezultă deci un mod de evaluare a accelerației orizontale critice, care poate fi adaptat și pentru determinarea factorului de stabilitate sub acțiuni statice, constând în următoarele etape:

- Se aplică încărcările verticale, gravitaționale;
- Se aplică forțe orizontale proporționale cu încărcările gravitaționale, având o variație crescătoare;
- Se urmărește variația deplasărilor modelului în funcție de coeficientul k_H , a cărui valoare critică se consideră atinsă atunci când se constată o creștere rapidă a deplasărilor.

Se observă în figura 5.24 că cedarea s-a produs în jumătatea din stânga a modelului. S-a analizat și cazul în care se păstrează doar acea jumătate, respectiv modelul din figura 5.25. Rezultatele au fost asemănătoare și sunt reprezentate în figura 5.26.

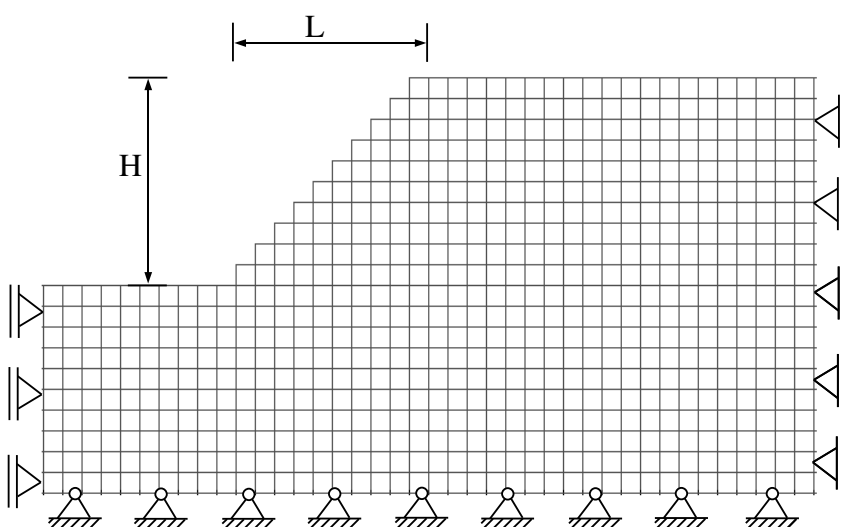


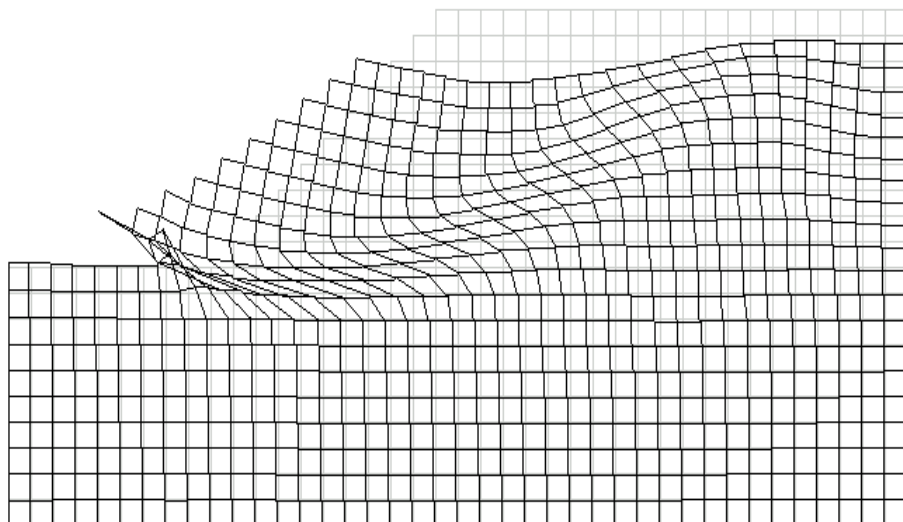
Figura 5.25 - Jumătatea din stânga a modelului din figura 5.22

S-a efectuat de asemenea un calcul pentru modelul din figura 5.22, în condițiile aceluiași parametri cu ajutorul programului "Abaqus", în care a fost însă necesară aplicarea încărcărilor orizontale în condiții dinamice. Programul "mtfem-2.0.0" oferă o flexibilitate mai mare în ceea ce privește declararea încărcărilor în mai multe faze succesive și astfel s-a putut aplica cu ușurință încărcarea orizontală în condiții statice, permițând un calcul mai rapid. Rezultatele obținute au fost asemănătoare, coeficientul seismic critic rezultat a fost $k_y = 0,17$ iar reprezentări ale deformațiilor rezultate se găsesc în figura 5.27.

Spre comparație, valorile coeficientului seismic critic obținut prin cele 3 analize au fost:

- Metoda Bishop (mtslope 2.1.0): $k_y = 0,15$;
- Metoda elementului finit (mtfem-2.0.0): $k_y \approx 0,16$;
- Metoda elementului finit (Abaqus): $k_y \approx 0,17$.

Results for phase 5 - displacements
 X: -1391.01079 mm ... 0.00000 mm
 Y: -643.43693 mm ... 351.00961 mm - after phase 1



Results for phase 5, all materials - shear strains
 1.47605e-04 ... 7.92960e-01 - after phase 1

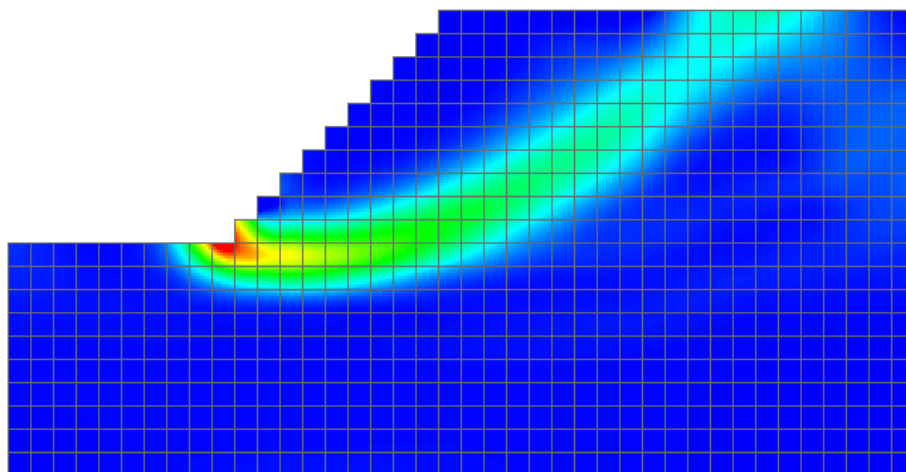


Figura 5.26 - Deplasări și deformații de forfecare datorite forțelor orizontale ale modelului din figura 5.25, în condițiile unui coeficient $k_H = 0,17$ (mtfem-2.0.0)

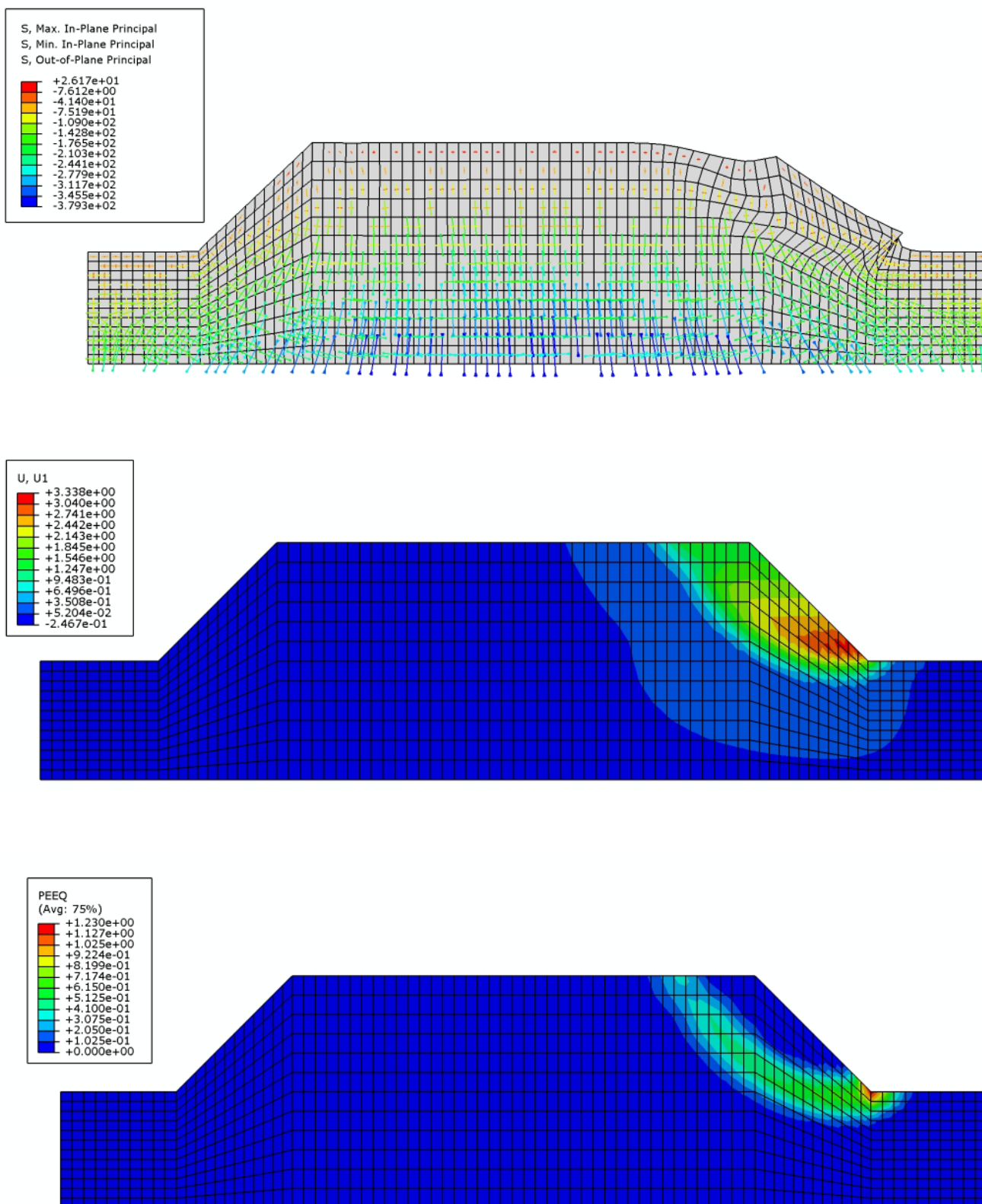


Figura 5.27 - Deplasări și deformații plastice echivalente datorite forțelor orizontale ale modelului din figura 5.22 (Abaqus)

5.4.1.2. Cazul 2

Caracteristicile geometrice și geotehnice ale modelului sunt: $L = 10 \text{ m}$, $H = 10 \text{ m}$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $E = 13200 \text{ kPa}$, $\phi = 20^\circ$, $c = 30 \text{ kPa}$, $\alpha = 0$, $\nu = 0,40$, $s = 0,05$.

Rezultate obținute pentru acest caz prin metoda elementului finit se găsesc publicate în articolul *Determinarea coeficientului seismic critic în analiza stabilității taluzurilor prin utilizarea metodei elementului finit* (J. Bojorque, G. De Roeck) - Congresul Internațional privind Dezvoltarea, Mediul Înconjurător și Resursele Naturale, Cochabamba, Bolivia, iulie 2007 (*Determination of the critical seismic acceleration coefficient in slope stability analysis using finite element methods* (J. Bojorque, G. De Roeck) - International Congress on Development, Environment and Natural Resources, Cochabamba, Bolivia, July 2007), unde se specifică obținerea unui coeficient $k_y \simeq 0,35$, atât prin metoda elementului finit cât și prin metoda Bishop. Reprezentarea grafică a deplasărilor rezultate prin metoda elementului finit se găsește în figura 5.28.

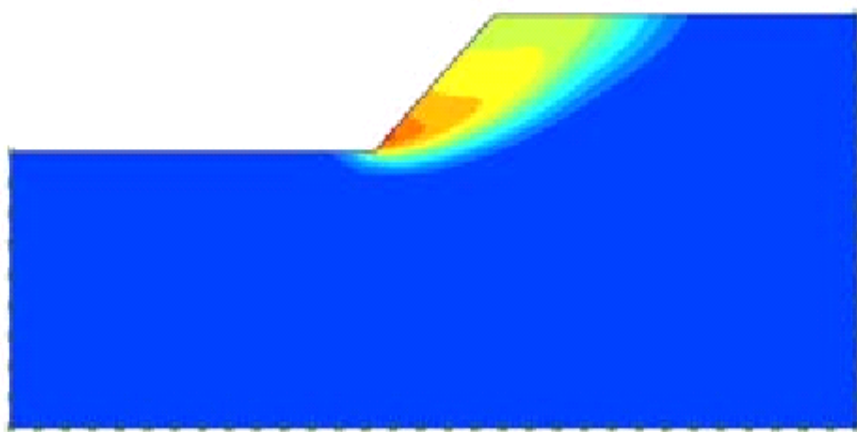


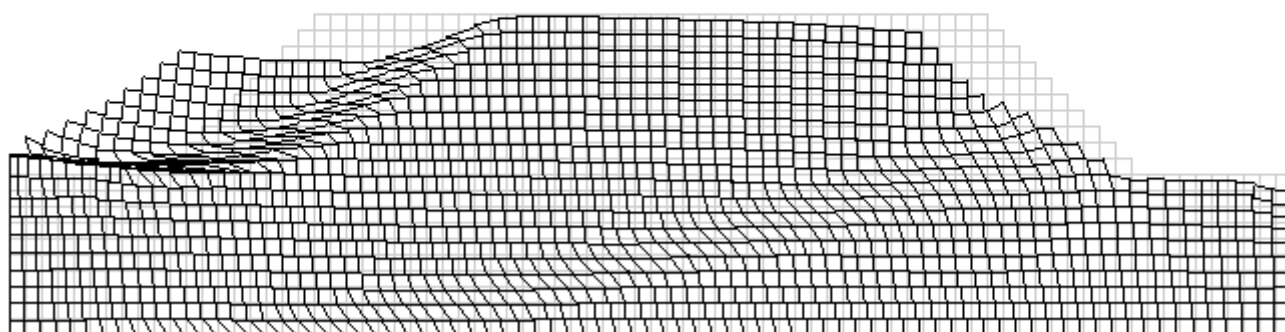
Figura 5.28 - Reprezentarea deplasărilor totale obținute pentru cazul 2, prin metoda elementului finit (J. Bojorque, G. De Roeck, 2007)

Din figura 5.28 se poate deduce poziția suprafeței de cedare, care corespunde aproape perfect cu ceea ce rezultă din figura 5.29, unde sunt reprezentate deplasările și deformațiile de forfecare obținute cu ajutorul programului "mtfem-2.0.0".

Valorile coeficientului seismic critic au fost:

- Metoda Bishop (mtslope 2.1.0): $k_y = 0,34$;
- Metoda elementului finit (mtfem-2.0.0): $k_y \simeq 0,35$;
- Metoda elementului finit (conform articolului scris de J. Bojorque și G. De Roeck în 2007): $k_y \simeq 0,35$.

Results for phase 5 - displacements
 X: -934.61985 mm ... 0.00000 mm
 Y: -272.51193 mm ... 124.95088 mm - after phase 1



Results for phase 5, all materials - shear strains
 3.07707e-04 ... 6.47974e-01 - after phase 1

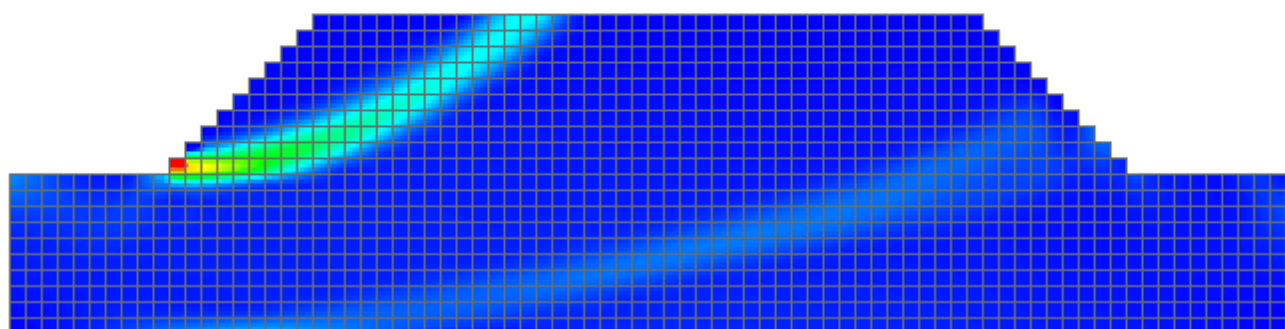


Figura 5.29 - Deplasări și deformații de forfecare datorite forțelor orizontale ale modelului din figura 5.22, în condițiile unui coeficient $k_H = 0,36$ (mtfem-2.0.0)

5.4.1.3. Cazul 3

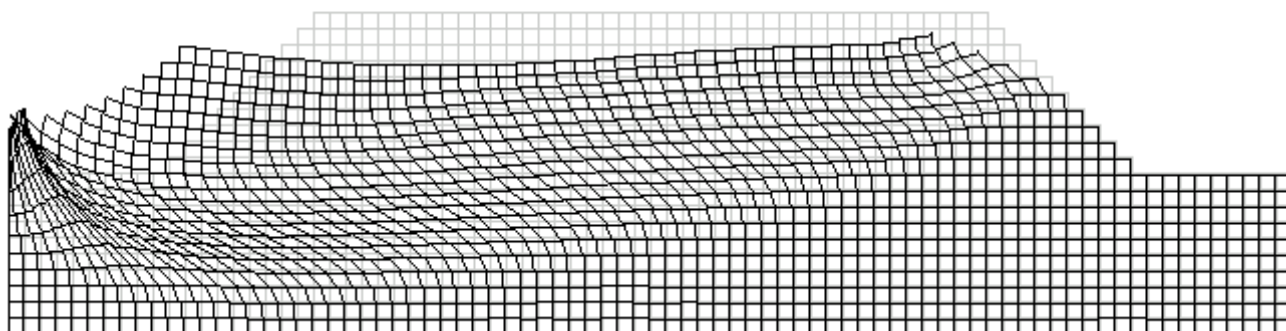
Caracteristicile geometrice și geotehnice ale modelului sunt: $L = 10$ m, $H = 10$ m, $\gamma = 20$ KN/m³, $E = 13200$ kPa, $\phi = 20^\circ$, $c = 30$ kPa, $\alpha = 0$, $\nu = 0,40$, $s = 0,05$, $K_w = 2200000$ kPa.

Spre deosebire de cazurile 1 și 2, în cazul 3 s-a efectuat un calcul în termenii eforturilor efective, cu scopul de a simula comportarea pământului în condiții nedrenate. S-a considerat că drenarea se produce doar în timpul aplicării încărcării gravitaționale, nu și în timpul încărcării orizontale. Un astfel de calcul nu se poate face prin metode simplificate (Bishop, Spencer etc.). S-a obținut un coeficientul $k_y \approx 0,33$, mai mic decât cel corespunzător calculului în termenii eforturilor totale ($k_y \approx 0,35$), în condițiile în care coeficientul de dilatanță s-a considerat egal cu 0. Rezultatele sunt reprezentate în figura 5.30.

Results for phase 4 - displacements

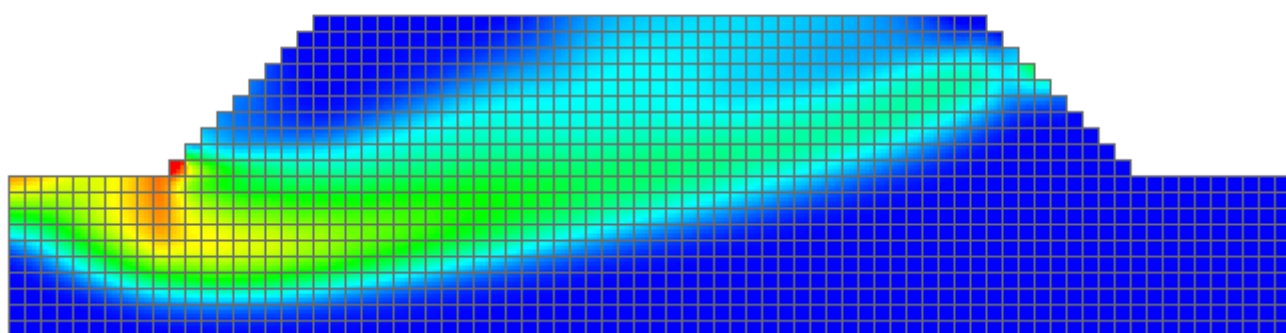
X: -79437.77674 mm ... 0.00000 mm

Y: -25312.26489 mm ... 32407.27078 mm - after phase 1



Results for phase 4, all materials - shear strains

1.62027e-03 ... 1.81622e 01 - after phase 1



Results for phase 4, all materials - pore water pressures

-160.00786 kN/m2 ... 118.82727 kN/m2

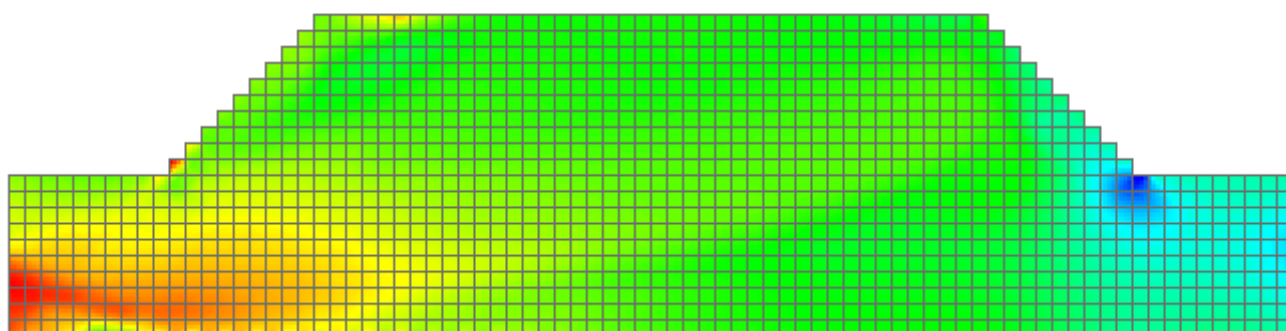


Figura 5.30 - Deplasări, deformații de forfecare și presiuni în exces ale apei din pori datorite forțelor orizontale ale modelului din figura 5.22, în condițiile unui coeficient $k_H = 0,34$ (mtfem-2.0.0)

5.4.2. Determinarea deformațiilor permanente ale unor taluzuri, în urma acțiunilor seismice

S-a analizat modelul din figura 5.22, asupra căruia s-au aplicat întâi încărcările datorite greutateii proprii, apoi o solicitare dinamică dată de înregistrarea accelerațiilor din timpul cutremurului din 4 martie 1977 pe direcția NS, de la stația INCERC din București (înregistrarea 1 din tabelul 5.8). Datele de intrare pentru situațiile analizate sunt sintetizate în tabelul 5.14. În două dintre cazurile analizate (4 și 6) s-a aplicat asupra modelului și accelerațiile înregistrate pe direcție verticală. Matricea de amortizare a sistemului, $[C]$, a fost calculată conform relației (5.2), greutatea volumică s-a considerat de 20 kN/m^3 și s-a utilizat modelul constitutiv Mohr-Coulomb în toate cazurile, cu excepția cazului 9, în care s-a utilizat modelul Mohr-Coulomb modificat, descris în paragraful 4.2.2.4.

$$[C] = c_M [M] + c_R [R] \quad (5.2)$$

unde $[M]$ și $[R]$ sunt matricea maselor și matricea de rigiditate.

Pentru cazurile 1,2,3 și 5 din tabelul 5.14 s-au calculat și accelerații orizontale critice prin metoda simplificată a lui Bishop, care sunt reprezentate în figurile 5.7 și 5.11. Pentru accelerațiile respective s-au determinat deplasări prin metoda lui Newmark în condițiile accelerogramei 1 din tabelul 5.8, care se găsesc în tabelul 5.9 și în figura 5.17. Rezultatele acestor calcule sunt sintetizate în tabelul 5.15. Rezultatele calculelor dinamice efectuate prin metoda elementului finit sunt prezentate în figurile 5.31 ... 5.39.

Tabelul 5.14.1 - Parametri utilizați pentru calculul dinamic al modelului din figura 5.22

Caz	L (m)	H (m)	E (KPa)	ν	ϕ (°)	c (KPa)	Direcții ale mișcării seismice	s
1	10.0	10.0	$1.32 \cdot 10^6$	0.45	10.0	30.0	NS	0.05
2	10.0	10.0	$6.60 \cdot 10^5$	0.45	10.0	30.0	NS	0.05
3	10.0	10.0	$6.60 \cdot 10^5$	0.45	10.0	30.0	NS	0.05
4	10.0	10.0	$6.60 \cdot 10^5$	0.45	10.0	30.0	NS + vertical	0.05
5	17.0	10.0	$6.60 \cdot 10^5$	0.40	20.0	10.0	NS	0.05
6	17.0	10.0	$6.60 \cdot 10^5$	0.40	20.0	10.0	NS + vertical	0.05
7	17.0	10.0	10000	0.40	20.0	10.0	NS	1.00
8	17.0	10.0	10000	0.40	20.0	10.0	NS	1.00
9	17.0	10.0	10000	0.40	20.0	10.0	NS	1.00

Se poate observa în tabelul 5.14 utilizarea în cazurile 1 ... 6 a unor valori nerealiste de mari ale modulului de deformare E . Acestea au fost alese deoarece s-a dorit o comparare directă a rezultatelor obținute prin metoda elementului finit cu cele obținute prin metoda blocului alunecător a lui Newmark, în care modelul analizat este de tip rigid-plastic. Prin urmare, și în calculele efectuate prin metoda elementului finit s-a utilizat o rigiditate mare, pentru ca factorul de amplificare dinamică să fie cât mai apropiat de 1. În cazurile 7 ... 9, unde calculele s-au efectuat în termenii eforturilor efective, s-a ales o valoare a modulului E care să asigure un raport corespunzător între acesta și modulul de deformare volumic al apei, K_w .

Tabelul 5.14.2 - Parametri utilizați pentru calculul dinamic al modelului din figura 5.22

Caz	$c_M (s^{-1})$	$c_R (s)$	α	ϵ_{pl}	Tipul eforturilor în funcție de care s-au efectuat calculele	$K_w (kPa)$
1	0.0005	0.0005	0.0000	-	totale	-
2	0.0005	0.0005	0.0000	-	totale	-
3	0.0010	0.0010	0.0000	-	totale	-
4	0.0005	0.0005	0.0000	-	totale	-
5	0.0005	0.0005	0.0000	-	totale	-
6	0.0005	0.0005	0.0000	-	totale	-
7	0.0500	0.0500	0.0000	-	efective	$2.20 \cdot 10^6$
8	0.0500	0.0500	-0.0500	0.0010	efective	$2.20 \cdot 10^6$
9	0.0500	0.0500	-0.0500	0.0010	efective	$2.20 \cdot 10^6$

În cazurile 7 ... 9 s-au considerat condiții drenate pentru încărcarea gravitațională, respectiv nedrenate pentru încărcarea seismică.

În tabelul 5.15 se prezintă o comparație între deformațiile obținute prin metoda Newmark și cele obținute prin metoda elementului finit, cu ajutorul programului mtfem-2.0.0

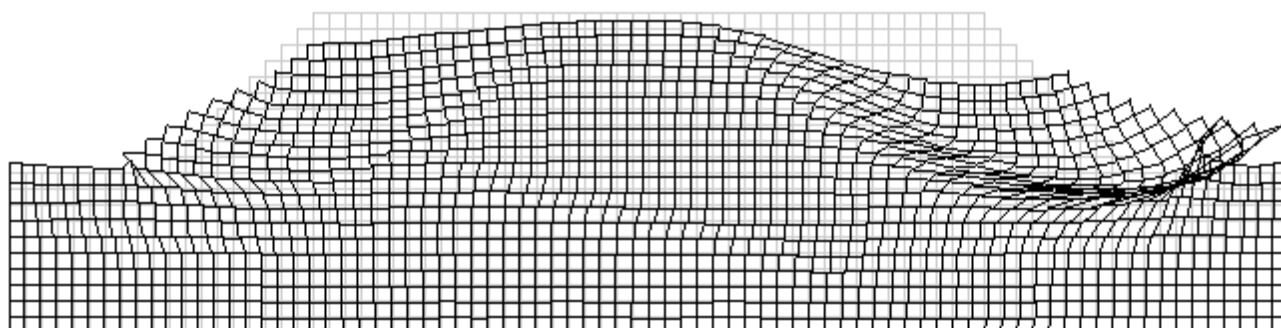
Caz	k_y (Bishop)	Deplasări (Newmark), mm		Deplasări (MEF), mm	
		dreapta (+)	stânga (-)	dreapta (+)	stânga (-)
1	0.15	30.20	6.93	21.38	5.96
2	0.15	30.20	6.93	42.56	26.88
3	0.15	30.20	6.93	32.22	21.68
5	0.10	132.00	143.00	111.24	79.82

Tabelul 5.15 - Deplasări calculate pentru situațiile menționate în tabelul 5.14, prin metoda blocului alunecător a lui Newmark și prin metoda elementului finit, cu ajutorul programului "mtfem-2.0.0"

Results for phase 2 - displacements

X: -5.96094 mm ... 21.37971 mm

Y: -9.49118 mm ... 7.49170 mm - after phase 1



Results for phase 2, all materials - shear strains

1.34513e-06 ... 1.07984e-02 - after phase 1

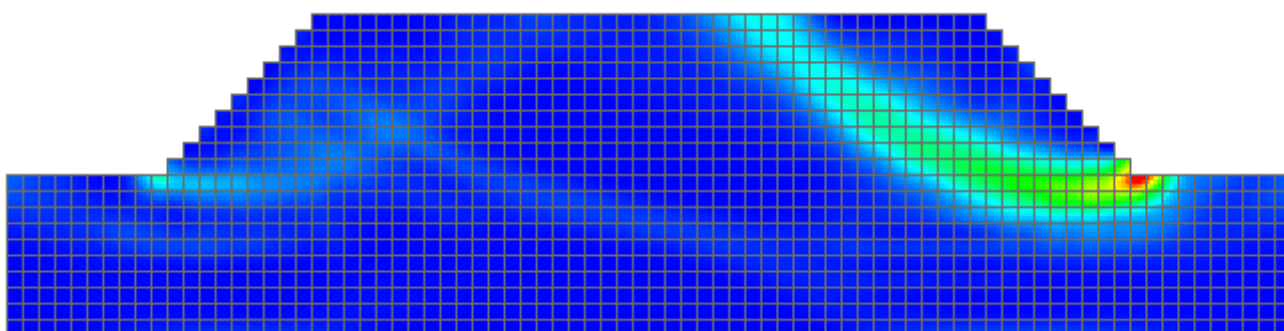


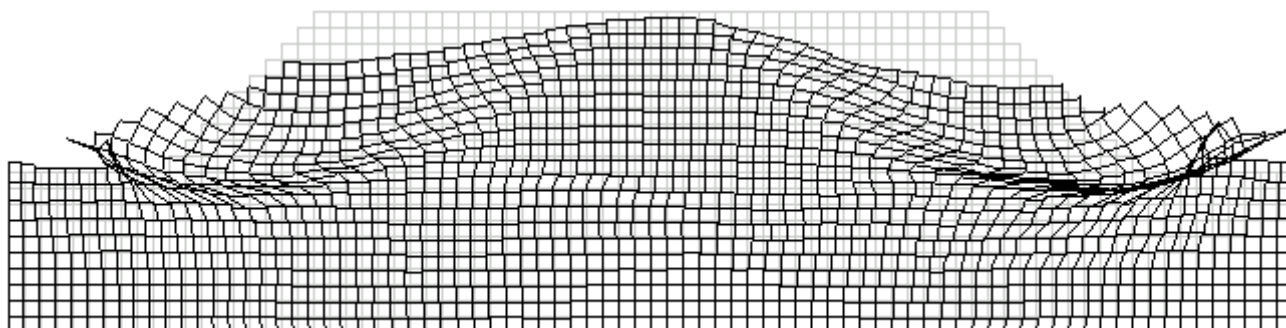
Figura 5.31 - Deplasări și deformații de forfecare pentru cazul 1 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

În cazul 1 s-au obținut deplasări maxime orizontale cu valori apropiate de cele din tabelul 5.15, determinate prin metoda blocului alunecător.

Results for phase 2 - displacements

X: -26.87857 mm ... 42.56345 mm

Y: -19.83473 mm ... 13.64497 mm - after phase 1



Results for phase 2, all materials - shear strains

7.33326e-06 ... 1.86214e-02 - after phase 1

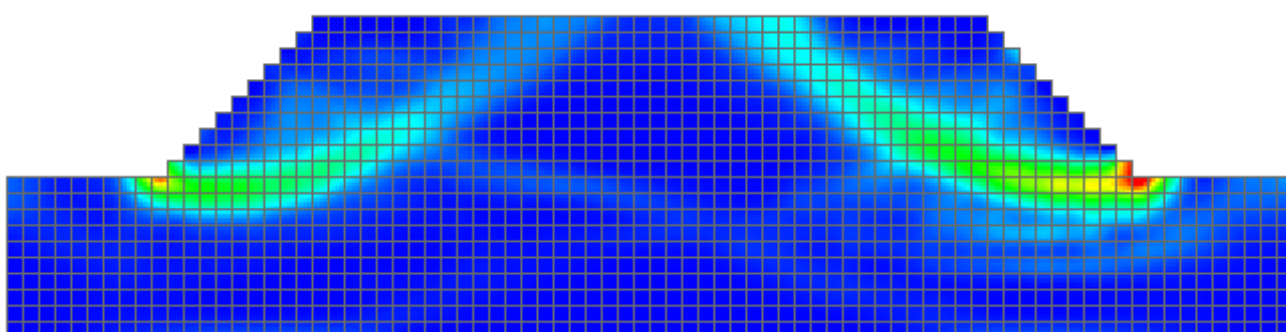


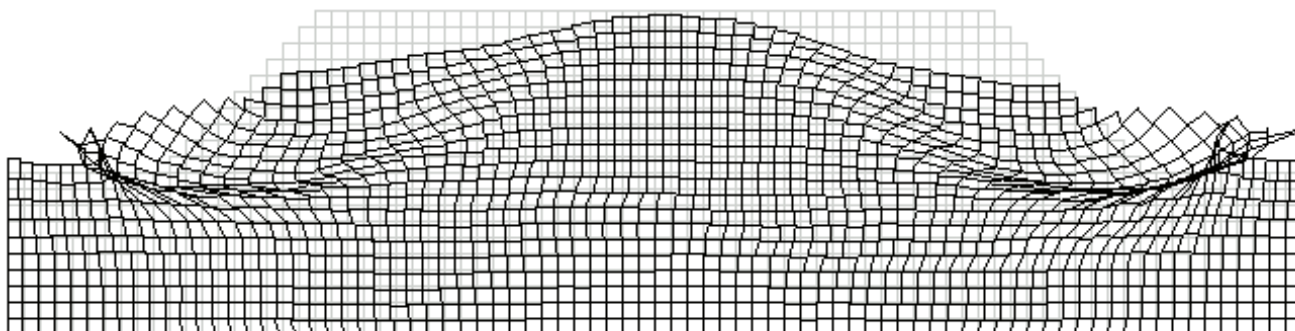
Figura 5.32 - Deplasări și deformații de forfecare pentru cazul 2 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

Utilizarea în cazul 2 a unui modul de deformație E de 2 ori mai mic decât în cazul 1 a dus la o creștere semnificativă a deplasărilor permanente.

Results for phase 2 - displacements

X: -21.67564 mm ... 32.22005 mm

Y: -14.75610 mm ... 10.13493 mm - after phase 1



Results for phase 2, all materials - shear strains

7.35479e-06

...

1.33416e-02 - after phase 1

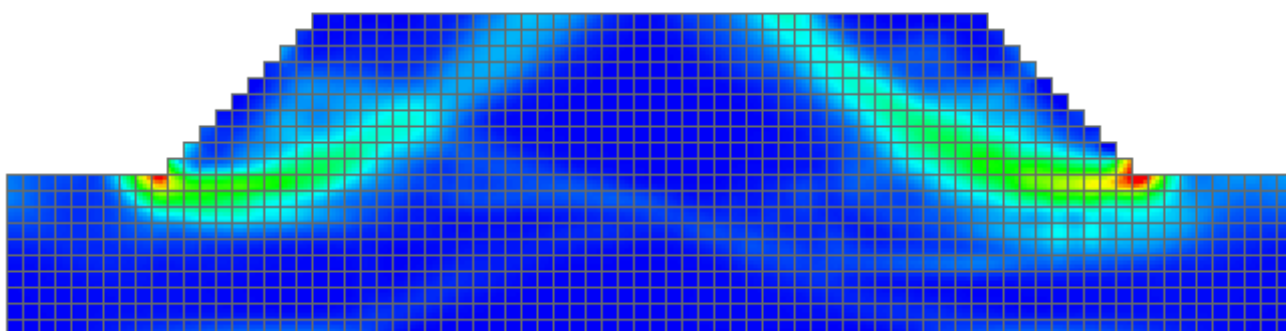
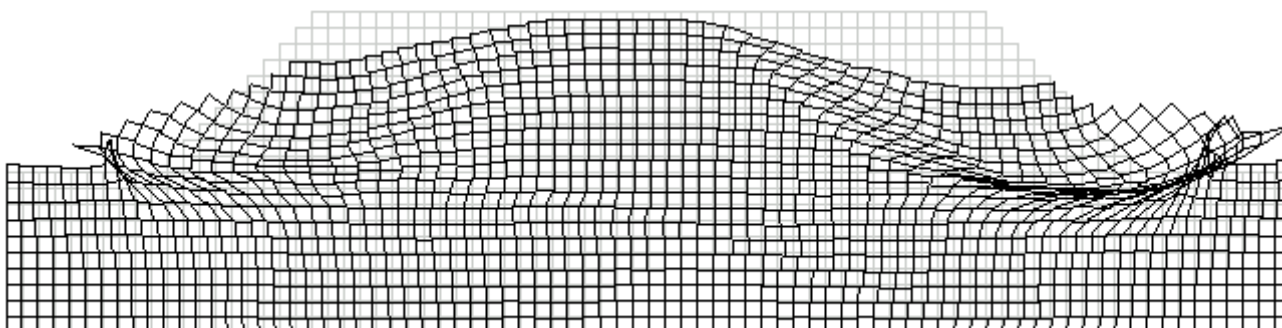


Figura 5.33 - Deplasări și deformații de forfecare pentru cazul 3 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

În cazul 3, coeficienții de amortizare c_M și c_R au fost considerați de 2 ori mai mari decât în cazul 2, ceea ce a dus la o scădere cu aproximativ 20% a deplasărilor permanente maxime.

Results for phase 2 - displacements
 X: -21.93519 mm ... 38.04962 mm
 Y: -17.80641 mm ... 13.58267 mm - after phase 1



Results for phase 2, all materials - shear strains
 1.29511e-06 ... 1.70348e-02 - after phase 1

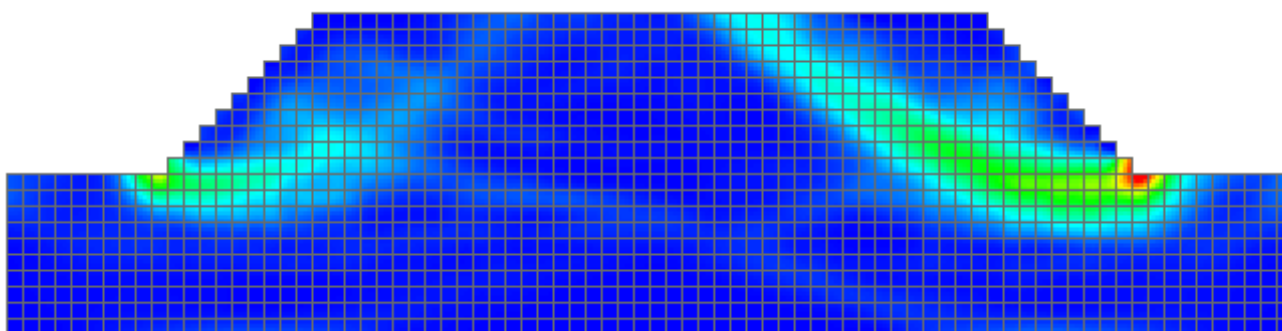


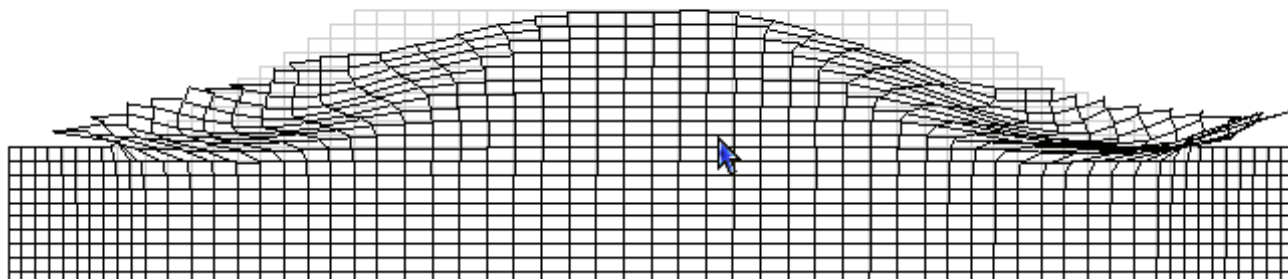
Figura 5.34 - Deplasări și deformații de forfecare pentru cazul 4 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

Deși s-a ținut seama în cazul 4 și de accelerațiile terenului pe direcție verticală, diferențele față de deplasările permanente orizontale obținute în cazul 2 au fost mici.

Results for phase 2 - displacements

X: -79.82459 mm ... 111.23744 mm

Y: -55.65204 mm ... 14.85016 mm - after phase 1



Results for phase 2, all materials - shear strains

6.48681e-07 ... 5.06695e-02 - after phase 1

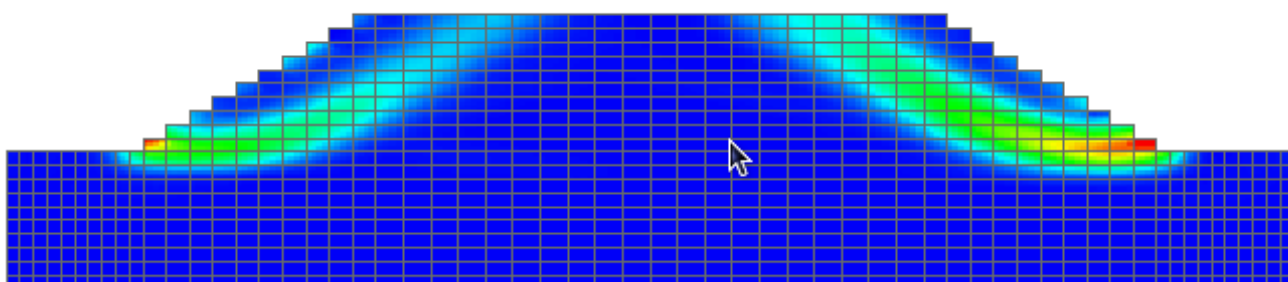


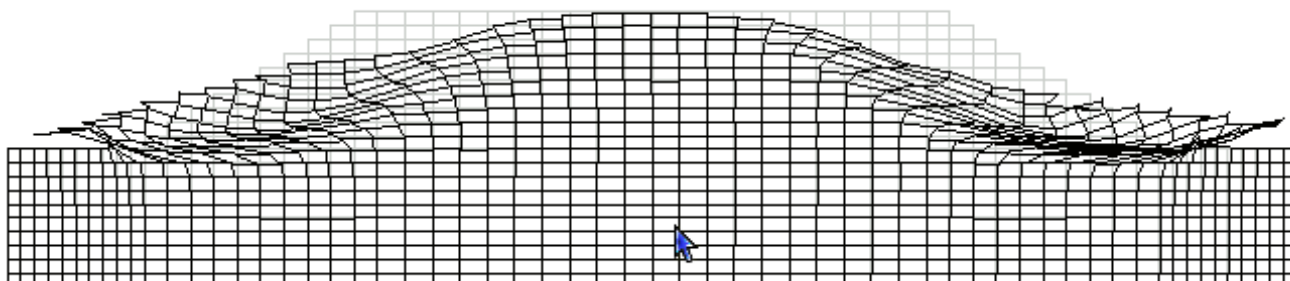
Figura 5.35 - Deplasări și deformații de forfecare pentru cazul 5 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

În cazul 5 s-au obținut valori ale deplasărilor orizontale maxime cu aproximativ 30% mai mici decât cele din tabelul 5.15, determinate prin metoda blocului alunecător.

Results for phase 2 - displacements

X: -73.69636 mm ... 86.69167 mm

Y: -47.13130 mm ... 7.53138 mm - after phase 1



Results for phase 2, all materials - shear strains

2.28053e-07 ... 3.77666e-02 - after phase 1

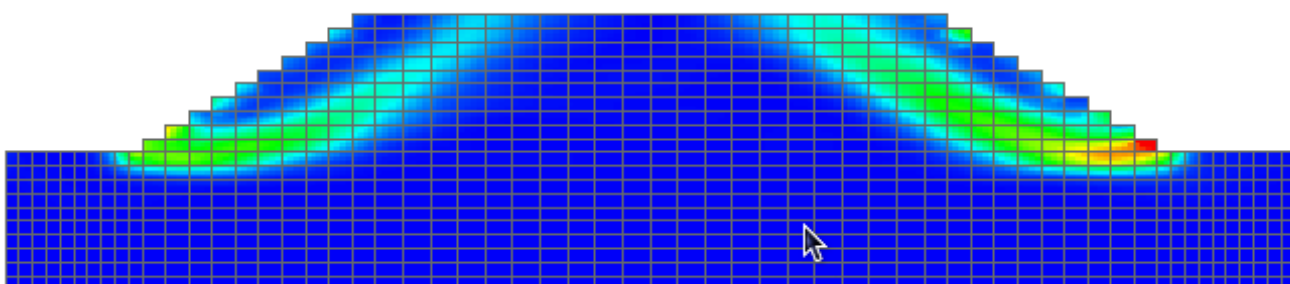


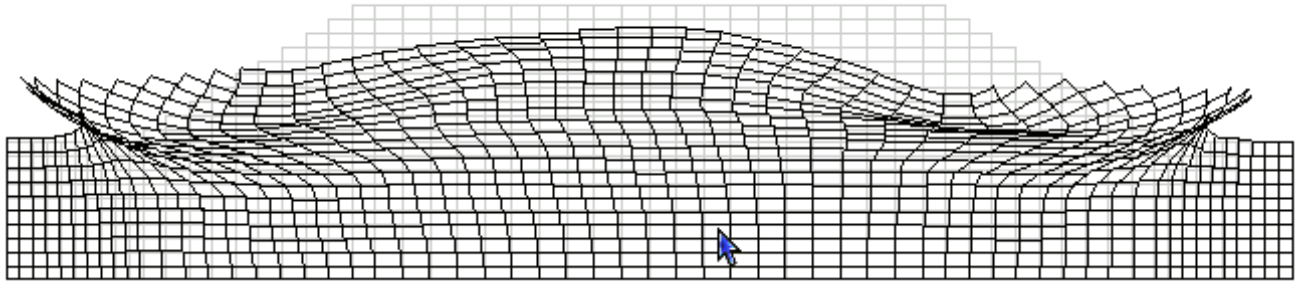
Figura 5.36 - Deplasări și deformații de forfecare pentru cazul 6 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

În cazul 6, la fel ca și în cazul 4, accelerațiile pe direcție verticală nu au avut un efect semnificativ.

Results for phase 2 - displacements

X: -455.44899 mm ... 358.63194 mm

Y: -259.36074 mm ... 121.30258 mm - after phase 1

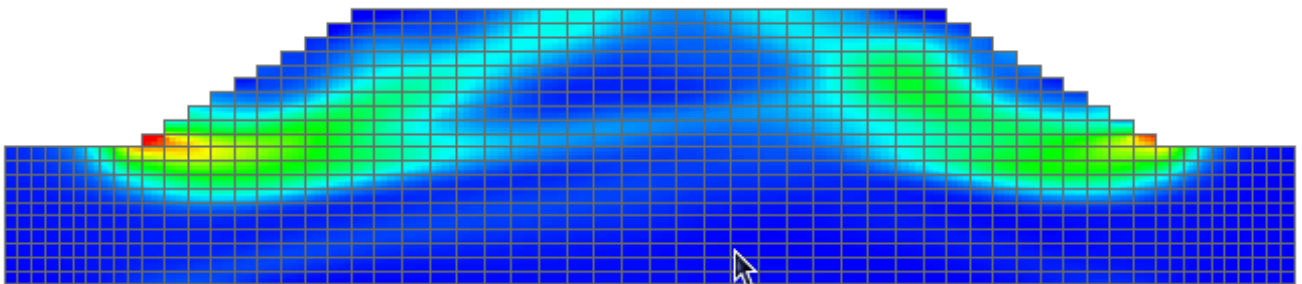


Results for phase 2, all materials - shear strains

3.48341×10^{-6}

...

1.53515×10^{-1} - after phase 1



Results for phase 2, all materials - pore water pressures

-37.85390 kN/m² ... 23.05023 kN/m²

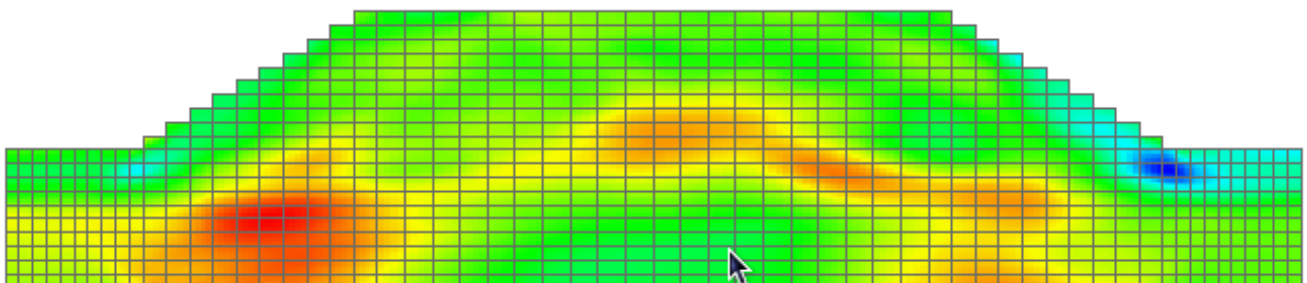


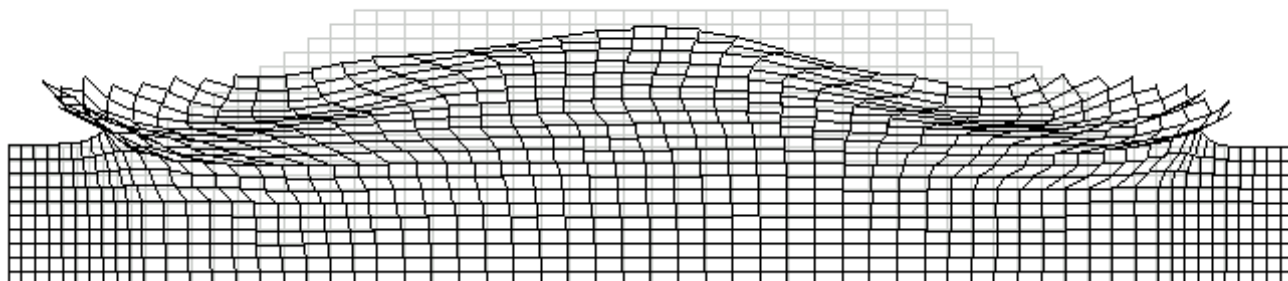
Figura 5.37 - Deplasări, deformații de forfecare și presiuni ale apei din pori pentru cazul 7 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

În cazurile 7, 8 și 9, calculul a fost efectuat în termenii eforturilor efective și s-a considerat că pe parcursul acțiunii dinamice apa nu poate fi drenată din porii pământului.

Results for phase 2 - displacements

X: -848.33842 mm ... 683.43261 mm

Y: -422.02634 mm ... 146.26635 mm - after phase 1

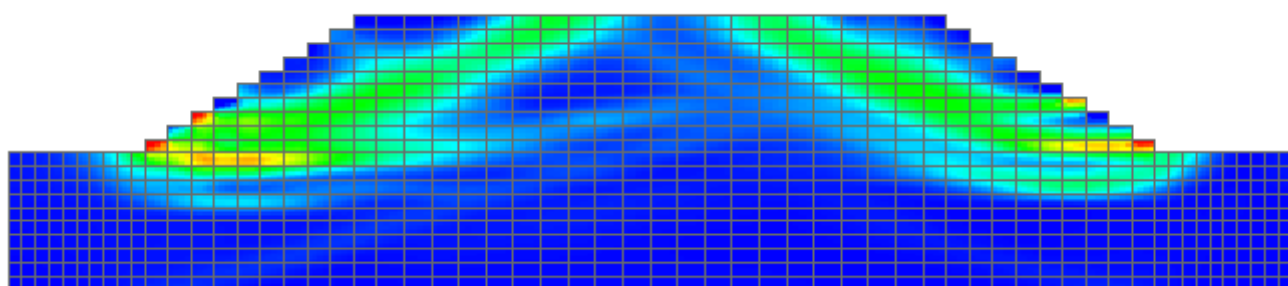


Results for phase 2, all materials - shear strains

7.45058e-06

...

2.81725e-01 - after phase 1



Results for phase 2, all materials - pore water pressures

-18.19579 kN/m² ... 44.02783 kN/m²

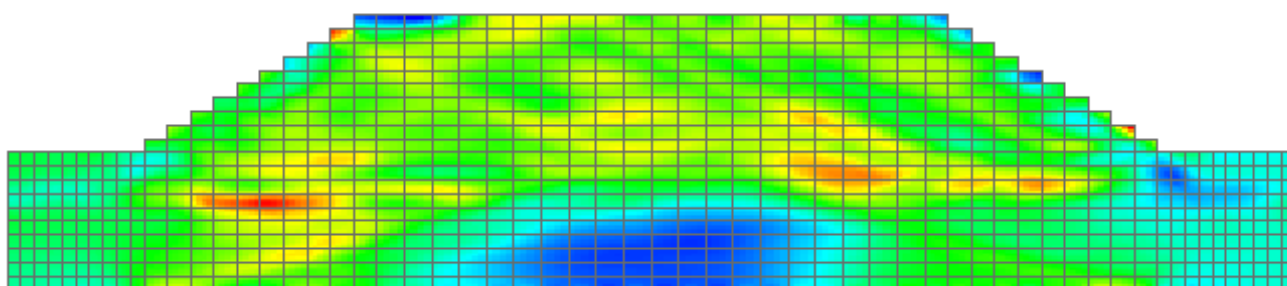


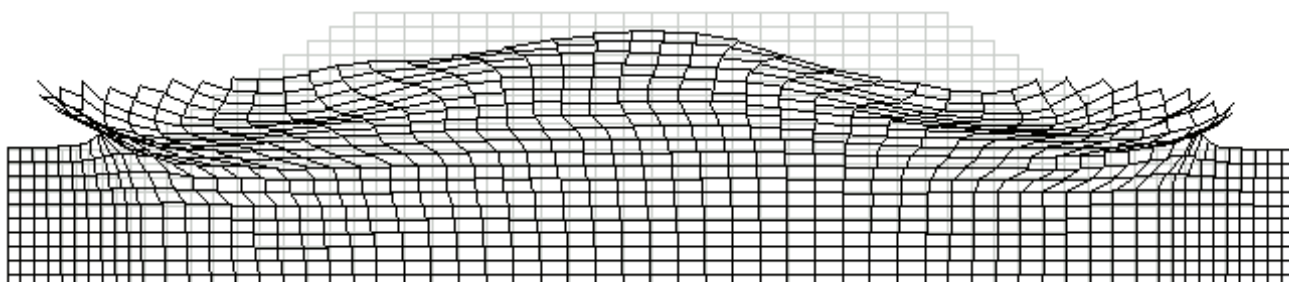
Figura 5.38 - Deplasări, deformații de forfecare și presiuni ale apei din pori pentru cazul 8 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

Considerarea în cazul 9 a unui coeficient de dilatanță $\alpha = -0,05$ a dus la obținerea unor valori mai mari ale deformațiilor și ale presiunii apei din pori decât în cazul 8.

Results for phase 2 - displacements

X: -805.90511 mm ... 658.66942 mm

Y: -415.54440 mm ... 146.24422 mm - after phase 1

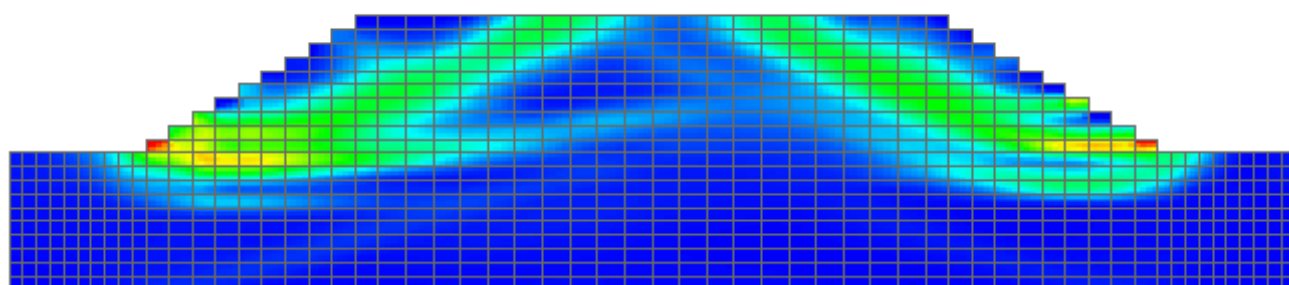


Results for phase 2, all materials - shear strains

2.16568e-05

...

2.73557e-01 - after phase 1



Results for phase 2, all materials - pore water pressures

-17.44873 kN/m² ... 44.45519 kN/m²

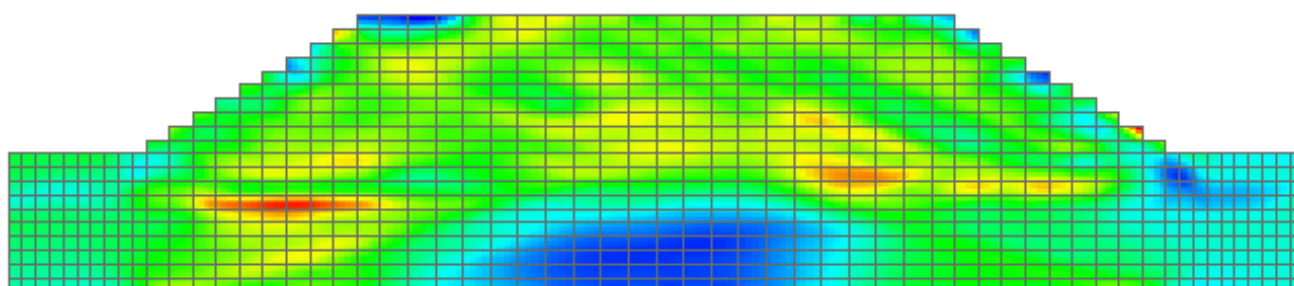


Figura 5.39 - Deplasări, deformații de forfecare și presiuni ale apei din pori pentru cazul 9 din tabelul 5.14 (mtfem-2.0.0)

Utilizarea în cazul 9 a modelului Mohr-Coulomb modificat a determinat obținerea unor valori ale deformațiilor puțin mai mici decât în cazul 8.

Capitolul 6

Analiza mișcărilor seismice

6.1. Transformata Fourier

Transformata Fourier este o funcție utilizată de obicei pentru determinarea frecvențelor care compun un semnal. Din punct de vedere matematic, o funcție $f: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{C}$ este transformată în altă funcție $F: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{C}$, conform relației (6.1).

$$F(\xi) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) \cdot e^{-2\pi i x \cdot \xi} dx ; \quad x \in \mathbb{R}, \xi \in \mathbb{R} \quad (6.1)$$

Atunci când variabila x reprezintă timpul, ξ reprezintă frecvența.

Pentru analiza înregistrărilor unor semnale reale este mai utilă transformata Fourier discretă, definită prin relația (6.2) și aplicabilă pentru o înregistrare cu durată finită de timp și care conține N valori.

$$X_k = \sum_{n=0}^{N-1} x_n \cdot e^{-2\pi i k \cdot \frac{n}{N}} ; \quad k=0, \dots, N-1 \quad (6.2)$$

Dacă T este durată totală a înregistrării, frecvența și timpul sunt date de relațiile (6.3).

$$t = \frac{n}{N} \cdot T ; \quad \xi = \frac{k}{T} \quad (6.3)$$

Numerele X_k sunt complexe iar numerele x_n pot fi reale sau complexe. În reprezentările grafice care urmează, numerele X_k apar doar în modul, calculat conform relației (6.4).

$$A_k = |X_k| = \sqrt{(\Re(X_k))^2 + (\Im(X_k))^2} \quad (6.4)$$

S-a determinat transformata Fourier a accelerogramei înregistrate cu ocazia cutremurului din 4 martie 1977, pe direcția NS, la INCERC, în București, ilustrată în figura 5.16 din Capitolul 5. Transformata este reprezentată în figura 6.1, unde se poate constata că frecvența predominantă a fost de 0,6723 Hz, iar perioada predominantă a fost de 1,487 s.

Transformatele Fourier prezentate în continuare au fost calculate cu ajutorul programului FFTW (*Fastest Fourier Transform in the West*), versiunea 3.2.2, Copyright © 2003 Matteo Frigo, Copyright © 2003 Massachusetts Institute of Technology, disponibil la adresa <http://fftw.org>.

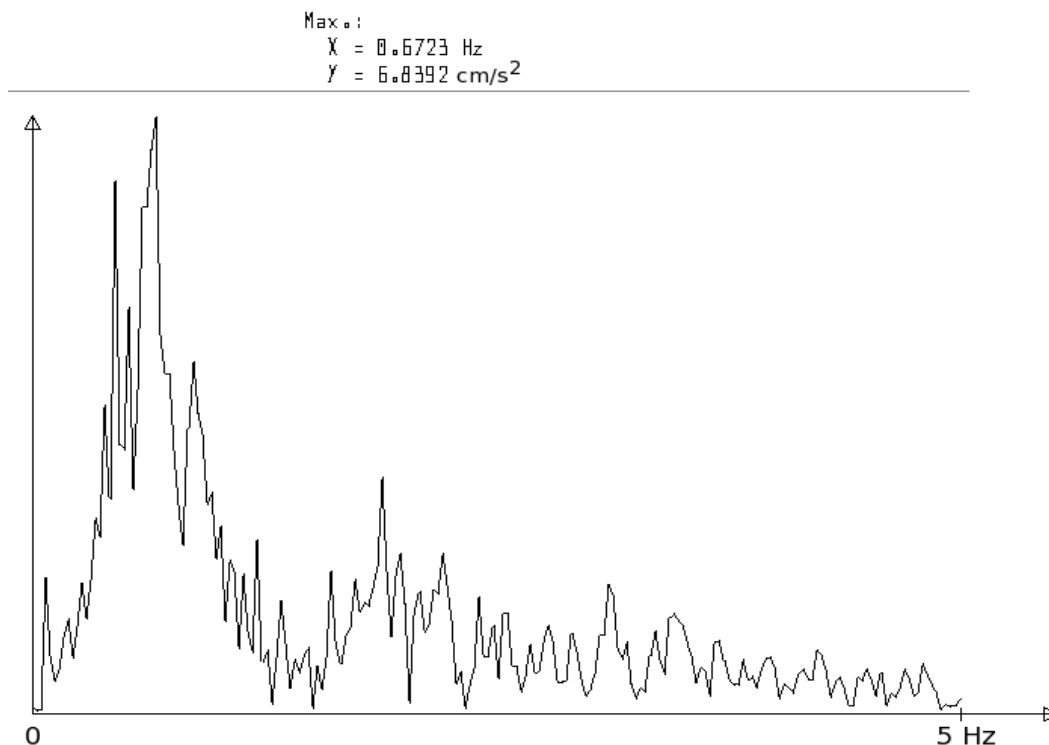


Figura 6.1 - Reprezentarea grafică a transformatei Fourier a accelerațiilor din figura 5.16

6.2. Determinarea mișcării suprafeței terenului în funcție de mișcarea înregistrată la nivelul rocii de bază

Pentru exemplificarea a încă unei posibile utilizări a programului de calcul descris în Capitolul 4, a fost analizat modelul din figura 6.2, al unui strat de pământ așezat pe o rocă considerată perfect rigidă. Stratul de pământ este modelat prin cele 10 elemente finite vizibile în figură iar la baza modelului s-au aplicat accelerațiile înregistrate cu ocazia cutremurului din 4 martie 1977, pe direcția NS, la INCERC, în București. S-a ținut seama doar de mișcările pe direcție orizontală iar deplasările verticale ale modelului au fost blocate. S-a utilizat pentru material modelul Mohr-Coulomb și s-au considerat următorii parametri: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $E = 10000 \text{ kPa}$; $\nu = 0,45$; $\phi = 0^\circ$; $c = 30 \text{ kPa}$; $\alpha = 0$; $s = 0,05$. Matricea de amortizare a sistemului, $[C]$, a fost calculată conform relației (6.5), în care s-au considerat $c_M = 0,005 \text{ s}^{-1}$ și $c_R = 0,005 \text{ s}$.

$$[C] = c_M [M] + c_R [R] \quad (6.5)$$

unde $[M]$ și $[R]$ sunt matricea maselor și matricea de rigiditate.

Variația în timp a accelerațiilor obținute la limita superioară a modelului (corespunzătoare suprafeței terenului) și transformata Fourier a acestora sunt reprezentate în figurile 6.3 și 6.4. Se poate observa că s-au obținut accelerații mai mari decât la bază. De asemenea, s-au obținut o frecvență predominantă de 1,05 Hz și o perioadă predominantă de 0,952 s.

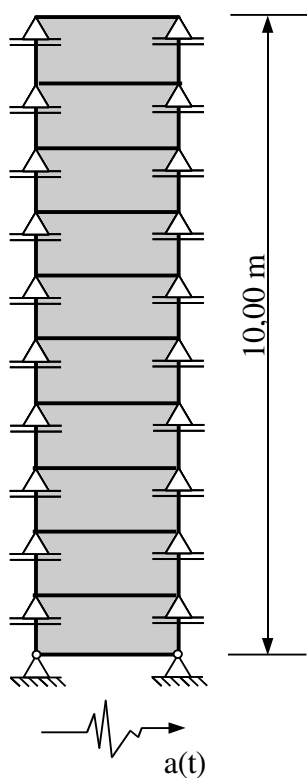


Figura 6.2 - Model pentru care au fost efectuate calcule

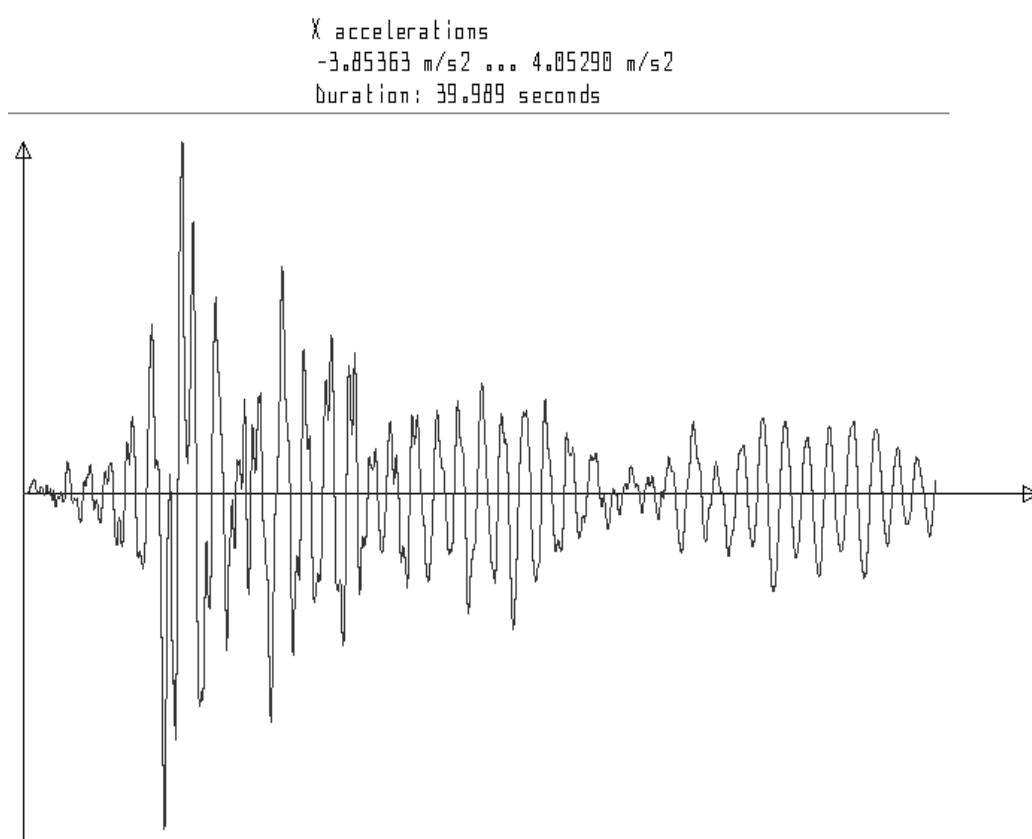


Figura 6.3 - Variația în timp a accelerațiilor calculate pentru limita superioară a modelului din figura 6.2

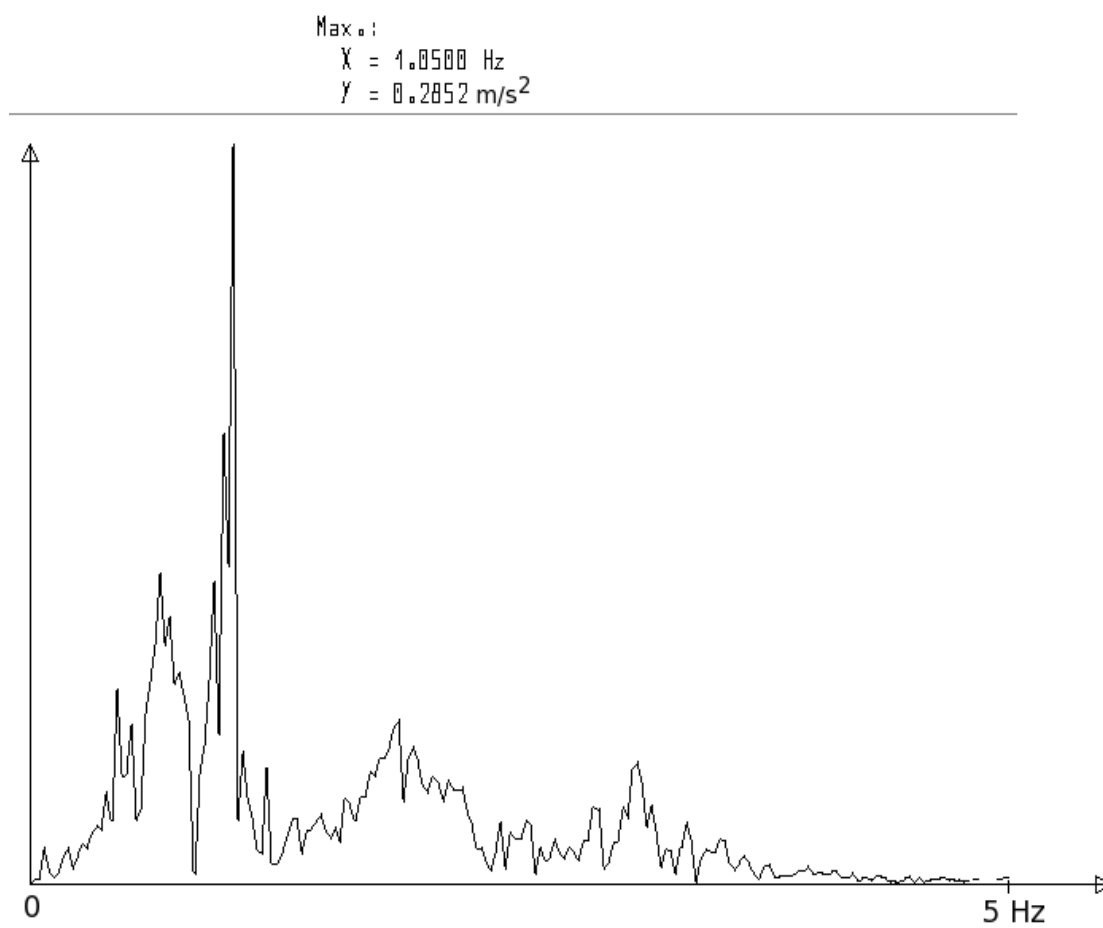


Figura 6.4 - Reprezentarea transformatei Fourier a accelerațiilor din figura 6.3

Capitolul 7

Concluzii și contribuții personale

7.1. Contribuții personale

În vederea studiului comportării taluzurilor și versanților sub acțiuni seismice au fost elaborate 3 programe de calcul libere și cu sursă deschisă, care se găsesc la adresa <http://matgts.sourceforge.net> și care permit:

- determinarea factorilor de stabilitate și a accelerațiilor orizontale critice ale taluzurilor și versanților, prin 3 metode simplificate în care se utilizează împărțirea pământului în fâșii (Fellenius, Bishop și Spencer);
- determinarea deplasărilor permanente cauzate de seism ale unor taluzuri sau versanți prin metoda blocului alunecător a lui Newmark;
- determinarea eforturilor și deformațiilor unor modele sollicitate static sau dinamic, prin metoda elementului finit, în condițiile stării plane de deformații.

În programul bazat pe metoda elementului finit, care poate fi descărcat de la adresa de mai sus sub denumirea "mtfem-2.0.0", au fost implementate următoarele modele constitutive:

- liniar elastic (izotrop sau anizotrop);
- Mohr-Coulomb;
- Mohr-Coulomb modificat (în cazul căruia, în vederea determinării comportării materialului după cedare nu se utilizează o funcție de potențial plastic ci au fost propuse ipoteze mai simple, care în opinia autorului ar trebui să fie mai aproape de realitate în cazul în care dilatanța materialului este diferită de 0).

Sunt enumerate în continuare și alte precizări legate de programul "mtfem-2.0.0":

- Este posibilă utilizarea a două matrice de rigiditate pentru fiecare element, în vederea modelării comportării pământului în condiții nedrenate și a determinării presiunii apei din pori.
- A fost propusă o metodă care permite utilizarea cu rezultate foarte bune a elementelor cu 4 noduri, 8 grade de libertate și deplasări cu variație liniară; utilizarea acestui tip de elemente duce la un număr mai mic de noduri decât în cazul elementelor de ordin superior și implicit la un număr mai mic de ecuații, respectiv la un calcul care se efectuează mai rapid;
- A fost propus un criteriu pentru selectarea în mod automat, atunci când condiția de cedare este îndeplinită, a matricei constitutive dintre matricea elastică (atunci când materialul este descărcat și revine la comportarea elastică) și cea plastică, bazat pe energia potențială de deformație elastică;
- Este posibilă modelarea reducerii rezistenței la forfecare odată cu creșterea deformațiilor, în condiții nedrenate, prin declararea unui coeficient de dilatanță negativ, fapt ilustrat de ultimele două exemple de calcul din capitolul 5;

- Rezolvarea sistemelor de ecuații se efectuează cu funcții scrise tot de către autorul tezei (fapt util în special pentru o portabilitate cât mai bună a programului), optimizate pentru matrice ale coeficienților rare, precum și pentru calcul neliniar, care implică rezolvarea succesivă a unor sisteme în care matricele coeficienților diferă, dar au termenii diferiți de 0 în aceleași poziții; datorită utilizării metodei directe a lui Gauss, pot fi rezolvate orice fel de sisteme, singura condiție care trebuie îndeplinită de către matricele coeficienților fiind aceea de a avea un determinant diferit de 0.

Sunt prezentate în teză rezultate ale unor calcule efectuate pentru taluzuri omogene supuse unor acțiuni seismice, atât prin metode simplificate bazate pe studiul echilibrului limită (Bishop - 1955, Newmark - 1965), cât și prin metoda elementului finit. Datorită numărului mic de parametri de care trebuie să se țină seama în cazul metodelor simplificate precum și timpului scurt de efectuare a unei analize, prin aceste metode s-a efectuat un număr mare de calcule statice și dinamice, în urma cărora s-au obținut tabele și grafice care pot servi la determinarea rapidă a factorilor de siguranță sub acțiuni statice, a accelerațiilor critice orizontale sau a deplasărilor permanente în condițiile câtorva mișcări seismice înregistrate în București.

În legătură cu metoda elementului finit s-a urmărit în primul rând prezentarea unor procedee de analiză. Sunt detaliate în teză rezultatele unor calcule efectuate cu ajutorul programului "mtfem-2.0.0" pentru 3 cazuri în care forțele seismice au fost înlocuite prin forțe orizontale aplicate static, dintre care două au fost confirmate prin compararea cu rezultate obținute atât prin metode simplificate, cât și prin utilizarea altor programe de calcul bazate pe metoda elementului finit. Sunt de asemenea prezentate rezultatele a 9 analize dinamice, în care s-a ținut seama de înregistrarea accelerațiilor cutremurului din 4 martie 1979 la INCERC, în București, pe direcția NS. În 5 dintre cazurile respective, deplasările s-au putut estima și prin metoda blocului alunecător a lui Newmark, prin care s-au obținut valori apropiate, având în vedere mai ales faptul că în metoda lui Newmark, deformabilitatea pământului, care are o influență foarte mare în comportarea sub acțiuni dinamice, este neglijată complet.

7.2. Direcții viitoare de cercetare

Este evident că pentru determinarea parametrilor caracteristici ai materialelor modelate care să ducă la rezultate apropiate de cele obținute în practică sunt necesare observații, studii experimentale și corelări ale acestora cu rezultatele unor încercări de laborator.

Programele de calcul elaborate, prin faptul că sunt libere și cu sursă deschisă, constituie un instrument la îndemâna oricui și pot fi utilizate fără nici un fel de condiții sau restricții. Orice utilizator are posibilitatea de a studia modul lor de funcționare și de a le modifica sau adapta în funcție de cerințele sale. Din acest motiv, ele sunt foarte potrivite și pentru utilizarea în cadrul unor activități didactice sau de cercetare.

BIBLIOGRAFIE

- Newmark N. *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*, Geotechnique 15, 1965
- Spencer E. *Earth Slopes Subjected to Lateral Acceleration*. Journal of Geotechnical Engineering 104, 1978
- Bishop A. *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*. Geotechnique 5, 1955
- Manoliu I. *Fundații și Procedee de Fundare*. Editura Didactică și Pedagogică, București, 1983
- Potts David M, Zdravković Lidija. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. Londra, Thomas Telford Publishing, 1999
- Ishihara K., Yoshimine M. *Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes*, Soils and Foundations Vol. 32, No. 1, 1992
- Ishihara K. *Liquefaction and flow failure during earthquakes*, Geotechnique 43, 1993
- Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. *The hardening soil model: Formulation and verification*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of PLAXIS, 1999
- Bojorque J., De Roeck G. *Determination of the critical seismic acceleration coefficient in slope stability analysis using finite element methods*. International Congress on Development, Environment and Natural Resources, Cochabamba, Bolivia, 2007
- Soydemir C. *Seismic Design of Landfills for NR United States*. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1995
- Deng N., Ostadan F., Arango I., Marrone J. *Seismic Stability Analysis of a High Earth and Rockfill Dam*. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, 1995
- Caldeira L., Seco e Pinto P., Bille Serra J. *Seismic Response of Embankment Dams*. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, 1995
- Vessely D. A. *Gravel Liquefaction Analysis of an Embankment Dam*. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, 1995

Qian J., Zeng L, Hong Z. *Permanent Deformation of Earth Dam Due to Earthquake*. Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, 1991

Hussein A. I. *Karamah Earth Dam, A Challenging Project*. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, 1995

Salah-Mars S., Green R. K., Kanakari H., Mejia L.H., Weaver K.D. *Evaluation of Earthquake-Induced Slope Displacements*. Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint Louis, Missouri, 1995

P100 / 2006, COD DE PROIECTARE SEISMICĂ

European Committee for Standardization (CEN). *Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures*, 2004

Studer J. A., Laue J, Koller M.G. *Bodendynamik*. Springer, 2007

Kramer S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 1996

Howell, Kenneth B. *Principles of Fourier Analysis*. CRC Press, 2001

Grecu, F. *Hazarde și riscuri naturale*. Editura Universitară, București, 2004

Ambraseys N. N., Srbulov M. *Attenuation of earthquake-induced displacements*. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics 23, 1994

Makdisi F., Seed H. *Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations*, Journal of Geotechnical Engineering 104, 1978

Seed H. B., Tokimatsu K., Harder L.F., Chung R.M. *Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation*. Journal of Geotechnical Engineering 111, 1985

Tokimatsu K., Seed H. B. *Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 113, 1987

Yoshimi Y., Tokimatsu K., Kaneko O., Makihara Y. *Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand*. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering 24, 1984

Mulilis J. P., Seed H. B., Chan C. K., Mitchell J. K., Arulanandan K. *Effect of sample preparation on sand liquefaction*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 103

Hynes-Griffin M, Franklin A. *Rationalizing the seismic coefficient method*. Department of the Army Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, 1984

Kavazanjian E., Giroud J.P. *Newmark seismic deformation analysis for geosynthetic covers*. Geosynthetics International, Vol. 5, 1998

Dakoulas, P. and Gazetas, G. *Seismic shear vibration of embankment dams in semi-cylindrical valleys*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 14, 1986

Bray J. D. *Simplified seismic slope displacement procedures*. Earthquake Geotechnical Engineering - 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering - Invited Lectures, Springer, 2007

Idriss I.M., Boulanger R.W. *Lichefierea pământurilor în timpul cutremurelor*. Editura Politehnica Timișoara, 2010

Bălan Șt., Căpățână D., Cornea I., Cristescu V., Dumitrescu D., Enescu D., Enescu Șt., Făcăoaru I., Georgescu D., Lăzărescu D., Lupan M., Mișicu M., Negru R., Perlea V., Polonic G., Radu C., Sandi H., Simonici M., Teodorescu D. *Cutremurul de pământ din România de la 4 martie 1977*, Editura Academiei, București, 1982