

SIMULAREA PROBLEMEI TRIDIMENSIONALE A EXCAVAȚIEI ÎN MEDII VÂSCOPLASTICE PRIN SOLUȚII ANALITICE

Dr. Simona ROATEȘI, conferențiar, UTCB

Abstract. In this paper it is presented a simulation of the three-dimensional aspect of the complex phenomena of the excavation. In this study we emphasize two important factors that influences the tunnel calculation, namely: time and front influence. A comparison between the tunnel calculation with front influence and no front influence is performed as well. The differential equation of the rock-lining interface is deduced, together with formulas for the final admissible pressure and lining mounting time for a rock creep in both theories. These formulas are important for an optimal and safety design of a tunnel .

1. INTRODUCERE

Calculul excavării unui tunel și a instalării unei susțineri este o problemă complexă. Pe de o parte, problema excavării este tridimensională ce impune luarea în considerație a influenței frontului de lucru, ceea ce înseamnă o decompresie graduală a tensiunii primare σ_h a masivului pe suprafața deschiderii.

Pe de altă parte, montarea susținerii face ca problema să devină una de interacțiune între masiv și susținere, studiul axându-se în mod esențial pe comportarea interfeței rocă-susținere. După cum se întâmpla adesea în practică, susținerea se instalează destul de repede după excavare și la o distanță relativ mică de frontul tunelului, ceea ce face ca efectele mai sus menționate să se combine. Astfel, este important să se ia în considerație în problema excavării și în montarea susținerii, atât efectul frontului, cât și timpul. Ceea ce este esențial în acest cadru, este să se calculeze presiunea susținerii și convergența pereților ținând cont de factorii menționați mai sus.

Merită ca în anumite cazuri să se obțină dacă este posibil formule simple pentru a calcula o problemă ce necesită mulți parametri. S-a arătat în această lucrare că pe lângă cadrul mult mai realist al problemei, luarea în considerație a efectului frontului de lucru conduce la rezultate mai economice din punct de vedere practic.

Vom presupune de asemenea, pentru simplificare că problema este axial-simetrică.

2. FORMULAREA PROBLEMEI

Considerăm o susținere de formă tubulară, de grosime constantă $b-c$, confectionată dintr-un material liniar elastic, de exemplu oțel sau beton ce este aplicată unui tunel de rază a .

Astfel, ecuația constitutivă pentru susținerea liniar elastică (din soluția clasică a tubului cu pereti groși) este:

$$p = \frac{E(b^2 - c^2)u - u_0}{(1 + \nu)[(1 - 2\nu)b^2 + c^2]b} = q \frac{u - u_0}{b} \quad (1)$$

unde: p - presiunea exercitată de rocă asupra susținerii, iar u - deplasarea radială a interfeței rocă-susținere, E, ν - constantele elastice ale susținerii, q - rigiditatea susținerii, u_0 - deplasarea rocii la momentul contactului între rocă și susținere.

În mod evident, susținerile rigide vor fi caracterizate prin valori mari ale lui q (deci un modul de elasticitate E mare).

Ipotezele de lucru sunt următoarele:

1) Câmpul îndepărtat de tensiuni este hidrostatic (deci problema este axial-simetrică):

$$\sigma_h = \sigma_v = \mathcal{H} \quad (2)$$

unde σ_h și σ_v sunt componentele orizontală, respectiv verticală a tensorului tensiune primară, și că el este o stare de echilibru pentru ecuația constitutivă.

Această ipoteză va atrage după sine consecința:

$$\sigma^R = 0; \varepsilon^R = 0 \quad (3)$$

2) Ecuația constitutivă pentru rocă este ecuația vâscoplastică de tip N.Cristescu pentru *cărbunele de Borod*, pentru care constantele și funcțiile constitutive sunt :

$$H(\sigma, \bar{\sigma}) := a_0 \frac{(\bar{\sigma})^2}{\sigma_*} + b_0 \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_*} + \begin{cases} c_0 \sin(\omega \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_*} + \varphi) + c_1, & 0 \leq \sigma \leq \sigma_0 \\ c_0 + c_1, & \sigma_0 \leq \sigma \end{cases} \quad F(\sigma, \bar{\sigma}) := H(\sigma, \bar{\sigma}) \quad (4)$$

cu următoarele valori pentru constantele ce intervin:

$a_0 = 7.65 \times 10^{-4}$ MPa, $a_1 = 0.55$, $a_2 = 8.159 \times 10^{-3}$, $b_0 = 0.001$ MPa, $c_0 = 4.957 \times 10^{-4}$ MPa, $c_1 = 4.8955 \times 10^{-4}$ MPa, $\omega = 171.927^\circ$, $\sigma_0 = 1.0996$ MPa, $k = 6 \times 10^{-6}$, $d_f = 4.48 \times 10^3$ Jm⁻³, $\sigma_* = 1$ MPa, iar constantele elastice sunt: $E = 798.385$ MPa, $\nu = 0.327$.

σ și $\bar{\sigma}$ sunt tensiunea medie și respectiv tensiunea echivalentă.

Se scrie această ecuație constitutivă pentru componenta ε_θ , deoarece problema fiind axial simetrică, relația deplasare-deformație va fi:

$$u = r \varepsilon_\theta \quad (5)$$

și astfel va fi dedusă componenta radială a deplasării :

$$\dot{\varepsilon}_\theta = \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \dot{\sigma} + \frac{1}{2G} \dot{\sigma}_\theta + k(\sigma, d) \left(1 - \frac{W'(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} \right) \frac{\partial H}{\partial \sigma_\theta}. \quad (6)$$

3) Frontul de lucru al tunelului avansează cu o viteză constantă v . Studiem o secțiune transversală ce se află la distanța $d(t)$ de frontul de lucru. Dacă $0 \leq d(t) \leq 4a$, a fiind raza tunelului, atunci deplasarea radială a peretelui va fi influențată de frontul de lucru astfel:

$$U(d, t) = \Lambda(d) u(t). \quad (7)$$

Influența frontului de lucru a fost introdusă prin considerarea unei funcții scalare $\Lambda = \Lambda(d)$, $\Lambda \in [0, 1]$. Astfel se ține seama de faptul că în apropierea frontului de lucru, pe conturul $r = a$ decompresia componentei tensiunii primare σ_v se face gradual.

Se poate considera că frontul avansează cu o viteză constantă v și deci:

$$d = vt \quad (8)$$

Răspunsul instantaneu va satisface deci relația:

$$\frac{\dot{u}}{a} = \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \dot{\sigma} + \frac{1}{2G} \dot{\sigma}_\theta. \quad (9)$$

Introducem în relația (9) expresia tensiunilor din soluția elastică la interfața rocă/susținere, obținem:

$$\frac{\dot{u}}{a} = \frac{\dot{p}}{2G}, \quad (10)$$

unde p este presiunea ce acționează pe pereții tunelului.

Expresia (9) reprezintă relația dintre variațiile instantanee ale presiunii și deplasarea la interfață și are loc pentru orice variație bruscă a tensiunilor.

Revenind la relația (6), ținând seama și de relația (5) și înmulțind cu a (raza tunelului), vom obține *ecuația diferențială a interfeței rocă-susținere*, cea care va furniza deplasarea acestei interfețe:

$$\dot{u} = -\frac{a}{2G} \dot{p} + ak < 1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} > \frac{\partial H}{\partial \sigma_\theta}. \quad (11)$$

Conform cu ecuația constitutivă orice stare finală de echilibru trebuie să satisfacă ecuația frontierei de stabilizare:

$$H(\sigma_\infty, \bar{\sigma}_\infty) = W^I(t)_{t \rightarrow \infty} \quad (12)$$

Deci locul geometric al stărilor finale, depinzând de istoria de încărcare, nu este unic, ca în cazul rocii vâscoelastice spre exemplu. Se observă că în schimb, relația de răspuns instantaneu este unică, depinzând doar de datele inițiale.

3. SOLUȚIA ANALITICĂ

Să admitem că excavarea se realizează brusc și tensiunea pe pereții tunelului descrește și ea brusc până la o anumită valoare (nulă sau nu). Dreapta (10) ce descrie descărcarea instantanee se observă ca trece prin starea inițială $u = 0$, $p = \sigma_h$. În continuare presiunea $0 \leq p < \sigma_h$ se menține constantă un anumit interval până când se descrește eventual din nou dacă nu era nulă, sau se montează susținerea.

Dacă partea ireversibilă a ecuației constitutive:

$$\dot{\varepsilon}^I = k < 1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} > \frac{\partial H}{\partial \sigma} \quad (13)$$

se înmulțește cu σ , se obține o ecuație diferențială ce va da variația în timp a parametrului de ecrusare W^I , adică lucrul ireversibil al tensiunilor.

$$\dot{W}^I = k < 1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} > \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma. \quad (14)$$

Analog se va obține ecuația diferențială a lui W_v^I , parametrul energetic al deteriorării (partea corespunzătoare deformării volumului a lucrului ireversibil al tensiunilor $W^I(t)$):

$$\dot{W}^I = k < 1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} > \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma. \quad (15)$$

$H(\sigma, \bar{\sigma})$ este calculat pentru starea de tensiune σ furnizată de soluția elastică și pentru interfața rocă/susținere ($r = a$), și care este:

$$\sigma = \sigma_h, \bar{\sigma} = \sqrt{3}(\sigma_h - p). \quad (16)$$

După cum presiunea p este constantă sau nu, vom considera două cazuri:

a) Presiunea p constantă în timp

Presiunea p este menținută constantă într-un fel oarecare pentru o perioadă mai lungă și atunci deplasarea interfeței rocă/susținere va crește în timp datorită fluajului.

Dacă presiunea p este constantă în timp, atunci în (15) starea de tensiune la interfață este constantă în timp.

În ipoteza că starea de tensiune σ în rocă nu variază în timp, ea fiind dată de răspunsul instantaneu elastic, variația în timp a parametrului de ecrusare W^I , adică lucrul ireversibil al tensiunilor este dat de o relație de tipul:

$$1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} = \left(1 - \frac{W^{IP}}{H(\sigma, \bar{\sigma})} \right) \exp \left[\frac{k}{H} \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma (t_c - t) \right], \quad (17)$$

unde t_c reprezintă momentul când începe deformarea prin fluaj. Vom considera în cele ce urmează $t_c = 0$.

În cazul în care are loc o stabilizare a fluajului, din formula (15) se poate calcula timpul de stabilizare atunci $W^I(t)$ atinge o valoare conventională care diferă neglijabil de $H(\sigma, \bar{\sigma})$, deci pentru

$H(\sigma, \bar{\sigma}) \cong W^I(t)$. Stabilizări ale fluajului vor fi posibile pentru valori ale presiunii p medii sau mai mari. Altfel, deci pentru valori relativ mici ale presiunii p , în loc de stabilizare este posibil să se atingă pragul de rupere datorită deformării excesive prin dilatanță.

În figura 1. se pot urmări fenomenele pe diagrama deplasare U - presiune p .

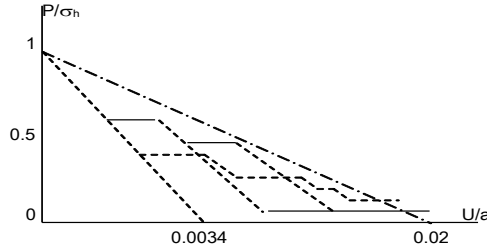


Fig. 1- Posibile drumuri de fluaj în diagrama $U-p$

În acest caz ecuația diferențială a susținerii (9) se poate integra cu datele inițiale:

$t = t_c : u = -a(p - \sigma_h)/2G$ (răspunsul elastic) și se obține pentru p constant variația în timp a deplasării:

$$u(t) = -\frac{a(p - \sigma_h)}{2G} + a \frac{H \left(1 - \frac{W^I}{H}\right) \frac{\partial H}{\partial \sigma_\theta}}{\frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma} \left\{ 1 - \exp \left[k(t_c - t) \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma / H \right] \right\} \quad (18)$$

Influența frontului de lucru o introducem prin considerarea unei funcții scalare $\Lambda = \Lambda(d)$, $\Lambda \in [0, 1]$, d fiind distanța la frontul de lucru, precum s-a menționat în ipoteza 3).

Convenim să notăm cu U deplasarea radială a pereților tunelului ce este influențată de frontul de lucru și cu u deplasarea ce nu este influențată de frontul de lucru, deci $\Lambda = 1$.

Pentru $t \rightarrow \infty$ și diverse valori ale lui p se obține în planul $U-p$ linia frontieră ca în fig. 1. via formula (18), calculându-se valorile finale U_∞ . Această curbă e locul geometric al stărilor finale (U_∞, p_∞) pentru o stabilizare a fluajului. U_∞ se calculează din (18) pentru $t \rightarrow \infty$ și $p = \text{const} = p_\infty$, cu $\Lambda = 1$ deoarece frontul nu mai are nici o influență:

$$U_\infty = u_\infty = -a(p - \sigma_h)/2G + a \left[\frac{H \left(1 - \frac{W^I}{H}\right) \frac{\partial H}{\partial \sigma_\theta}}{\frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma} \right]_{p = p_\infty} \quad (19)$$

Evident, curba $U_\infty - p_\infty$ nu este unică, deoarece depinde de drumul de încărcare, datorită lui $W^I(t)$.

Din diagrama $U - p$ se observă că dacă presiunea este scăzută în mai multe trepte, atunci deplasarea finală U_∞ obținută la stabilizare este mai mare, chiar pentru același p_∞ .

În cazul în care are loc o stabilizare a fluajului, din formula (18) se poate calcula timpul de stabilizare atunci când $W^I(t)$ atinge o valoare convențională care diferă neglijabil de $H(\sigma, \bar{\sigma})$, deci pentru $H(\sigma, \bar{\sigma}) \cong W^I(t)$. Stabilizări ale fluajului vor fi posibile pentru valori ale presiunii p medii sau mai mari.

Altfel, pentru valori relativ mici ale presiunii p , în loc de stabilizare este posibil să se atingă pragul de rupere datorită deformării excesive prin dilatanță. Din formula (17) se poate calcula timpul critic de rupere prin integrare cu condițiile la limită:

$t = t_c : W_v^I(t_c) = W_v^{IP}$, unde $W_v^{IP} = H_H(\sigma(0))$, obținând:

$$W_v^I(t) - W_v^{IP} = \frac{H \left(1 - \frac{W^I}{H}\right) \frac{\partial H}{\partial \sigma} \sigma}{\frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma} \left\{ 1 - \exp \left[k(t_c - t) \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma / H \right] \right\} \quad (20)$$

Pragul de dilatanță este atins atunci când membrul stâng al relației (20) devine egal cu o mărime determinată, și anume $W_v^I(cr)$, și deci momentul când e atins pragul de rupere este:

$$t_{cr} = t_c - \frac{H}{k \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma} \ln \left\{ 1 - \frac{\frac{1}{H} \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma}{\left(1 - \frac{W^I}{H}\right) \frac{\partial H}{\partial \sigma} \sigma} W_v^I(cr) \right\}. \quad (21)$$

b) Presiunea p nu este constantă în timp

Presupunem acum că excavarea are loc brusc și imediat după excavare presiunea pe suprafața $r = a$ scade brusc la 0 fiind menținută nulă în intervalul $[0, t_0]$. La momentul t_0 este instalată o susținere elastică (1), mai precis momentul când roca vine în contact cu susținerea. Fig. 2 ilustrează fenomenul:

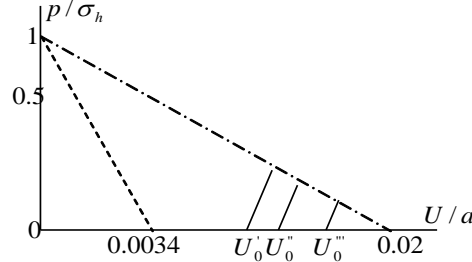


Fig. 2- Diagrama $U-p$ și instalarea unei susțineri elastice la diverse momente de timp

În acest caz ecuația diferențială a interfeței rocă-susținere trebuie integrată cu condițiile la limită:

$$t = t_0 : U = U_0, p = p_0 = 0 \quad (22)$$

și ținând seama că pentru $t_0 \leq t$:

$$p(t) = q [U(d,t) - U_0]/b \quad (23)$$

Introducând deci (23) în ecuația interfeței obținem:

$$\left(1 + \frac{aq}{2Gb}\right) \dot{U} = ak < 1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} > \frac{\partial H}{\partial \sigma_\theta} \quad (24)$$

Pe de altă parte, reamintim ecuația diferențială care furnizează evoluția în timp a lucrului ireversibil al tensiunilor W^I și respectiv a părții de volum a lucrului ireversibil al tensiunilor W_v^I sunt:

$$\dot{W}^I = k < 1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} > \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma \quad (25)$$

$$\dot{W}_v^I = k < 1 - \frac{W^I(t)}{H(\sigma, \bar{\sigma})} > \frac{\partial H}{\partial \sigma} \cdot \sigma \quad (26)$$

Vom rezolva sistemul de ecuații diferențiale format din ecuațiile (24), (25) și (26) cu necunoscutele U , W^I și W_v^I , obținând variația lor în timp.

Dacă în ecuațiile de mai sus înlocuim starea de tensiune de la interfața rocă-susținere, în care p este dat de ecuația susținerii elastice și care variază în timp, ținând seama și de forma funcției de încărcare pentru cărbunele de Borod, vom obține sistemul de forma:

$$\begin{cases} \dot{U} = Z \frac{k_1 U^2 - k_2 U + k_3}{g_1 U^2 - g_2 U + g_3} (g_1 U^2 - g_2 U + g_3 - W^I) \\ \dot{W}^I = k \frac{q_1 U^2 - q_2 U + q_3}{g_1 U^2 - g_2 U + g_3} (g_1 U^2 - g_2 U + g_3 - W^I) \\ \dot{W}_v^I = k \frac{h_1 U^2 - h_2 U + h_3}{g_1 U^2 - g_2 U + g_3} (g_1 U^2 - g_2 U + g_3 - W^I) \end{cases} \quad (27)$$

unde:

$$g_1 = gM^2, g_2 = 2gE, g_3 = gE^2 + \sqrt{3b_0E} + \begin{cases} c_0 \sin(\omega\sigma_h/\sigma_* + \delta) + c_1 & \text{daca } 0 \leq \sigma \leq \sigma_0 \\ c_0 + c_1 & \text{daca } \sigma_0 \leq \sigma \end{cases}$$

$$k_1 = \alpha M^2 / 3\sigma_h, k_2 = M((2\alpha/3\sigma_h + \beta), k_3 = \alpha/3\sigma_h E^2 + \beta E + \delta.$$

$$q_1 = M^2(\alpha + g), q_2 = M(2\alpha E + 2gE + \sqrt{3b_0}), q_3 = \alpha E^2 + \gamma\sigma_h + gE^2 + \sqrt{3b_0},$$

$$h_1 = 3M^2\alpha, h_2 = -6M2\alpha E, h_3 = 3\alpha E^2 + \gamma\sigma_h,$$

$$Z = ak/(1 + aq/2Gb), g = 3a_0/(a_2\sigma_h + a_1), M = q/b, E = \sigma_h + MU_0,$$

$$\alpha = 3a_0a_2\sigma_h/\sigma_*^2(a_2\sigma_h/\sigma_* + a_1)^2, \beta = 3a_0/\sigma_*(a_2\sigma_h + a_1\sigma_*), \delta = \sqrt{3b_0/2} + \gamma/3,$$

$$\gamma = \begin{cases} c_0 \frac{\omega}{\sigma_*} \sin(\omega\sigma_h/\sigma_* + \varphi) & \text{daca } 0 \leq \sigma \leq \sigma_0 \\ 0 & \text{daca } \sigma_0 \leq \sigma \end{cases}$$

Variația în timp a celor trei mărimi U , W^I și W_v^I este prezentată în graficele ce urmează pentru diverse valori ale parametrilor și a fost determinată cu ajutorul pachetului de programe numit MAPPLE.

Astfel, în figura 3. se prezintă variația în timp a celor trei mărimi menționate mai sus pentru o rigiditate a susținerii $q = 4295$ MPa. Observăm o dilatație pronunțată (valori negative mari ale lui W_v^I), în timp ce convergența pereților nu prezintă o mare variație în timp, ea stabilizându-se în circa 30 de zile. Pentru o valoare a rigidității susținerii $q = 429.5$ MPa (fig. 3.) se observă, după cum era de așteptat o dilatație mai scăzută prin valori negative mai mici, dar o variație mai mare în timp a convergenței pereților, aceasta stabilizându-se după aproximativ 40 de zile. În sfârșit, în figura 4 se observă că dacă vom considera o rigiditate a susținerii $q = 42.95$ MPa dilatația scade și mai mult prin valori negative și mai mici, iar convergența pereților prezintă o și mai mare variație în timp, stabilizarea având loc în acest caz după aproximativ 80 de zile.

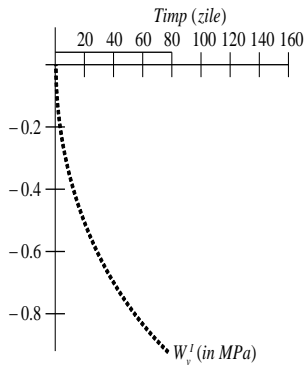


Fig. 3- Variatia in timp a lui U, W^I si W_v^I pentru o rigiditate a sustinerii $q=4295$ MPa

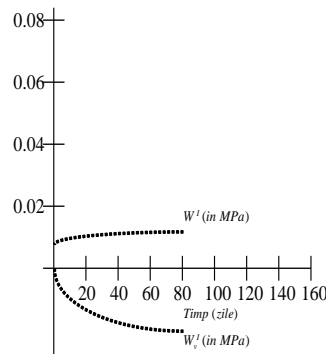


Fig. 4- Variatia in timp a lui U, W^I si W_v^I pentru o rigiditate a sustinerii $q=429,5$ MPa

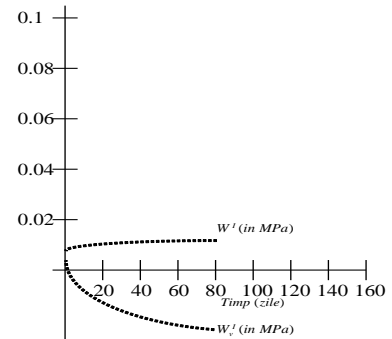


Fig. 5- Variatia in timp a lui U, W^I si W_v^I pentru o rigiditate a sustinerii $q=42,95$ MPa

Variațiile convergenței pereților tunelului se pot urmări în figura 5. pentru cele trei cazuri menționate mai sus pentru valoarea rigidității susținerii de 4295 MPa, 429.5 MPa, respectiv 42,95 MPa.

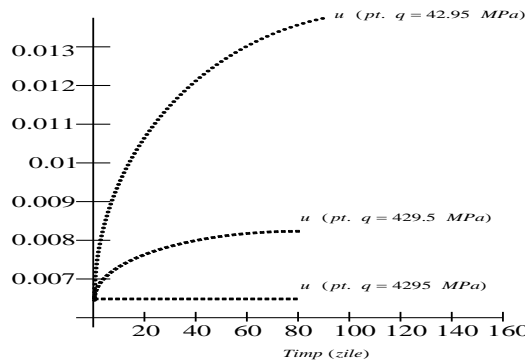


Fig. 6- Variatiile convergenței peretilor tunelului

4. CONCLUZII

Analiza realizată în această lucrare cuprinde studiul excavării unui tunel circular într-un mediu omogen, izotrop, elasto-vâscoplastic, ținând seama deci, atât de factorul timp cât și de influența frontului de lucru. Efectul acestor doi factori diferiți trebuie separat în mod clar într-o analiză dependentă de timp a susținerilor unui tunel.

BIBLIOGRAFIE

- [1]. **BERNAUD D.** - Tunnels profonds dans les milieux viscoplastique: approches experim.et numerique. These. Ecole National des Ponts et Chaussees, France, 1991.
- [2]. **CHAN A. H., ROATESI S.** – Finite element approach in viscoplasticity for Cristescu saturated sand model, Vol.42, nr.5-6, 1997.
- [3]. **Ph.A. CHARLEZ, ROATESI S.** – A fully analytical solution of the well-bore stability problem under undrained conditions using a linearized Cam-Clay model, Oil&Gas Science and Technology, Rev.IFP,Paris,Vol. 54, No. 5, pp 551-563, 1999.
- [4]. **CRISTESCU N.**, – Rock Rheology, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Holland, 1989.
- [5]. **CRISTESCU N.**– Mecanica rocilor, Ed. St, Bucuresti, 1990
- [6]. **CRISTESCU N.** – Rock Viscoplasticity,Tempus.Summer.Sch.,Buc.,1992
- [7]. **IFTIMIE T., ROATESI S.** – The numerical modelling of the shield tunnelling method: calibration with in-situ measurements, AFTES – International Conference Chambéry, 21-24 October 1996, pag.39-45.
- [8]. **PANET M.** – Stabilité et soutènement des tunnels. La Mécanique des Roches appliquée aux ouvrages de Génie Civil, ch. IX, ENPC, 1974.
- [9]. **ROATESI S.** – A finite element model for a lined tunnel in a viscoplastic rock mass, 3rd EUROMECH Solid Mech.Conf., Stockholm, pp. 170-171, August, 1998.
- [10]. **ROATESI S.** – Griffith Type Failure for Rocks, Analele Universitatii Bucuresti, pp 49-59, 1996.
- [11]. **ROATESI S.** – A numerical solution for a viscoplastic constitutive equation for rock salt, Proc. Of the 5th Conf. on mechanical Behaviour of salt MECASALT 5, Editors N. Cristescu, R. Hardy, O. Simionescu, Swets&Zeitlinger Publisher, Lisse, Holland, 2002.
- [12]. **ROATESI S., SIMIONESCU O.**– Numerical analysis of the evolution of a circular tunnel in a viscoplastic rock mass with inelastic lining, Proc. Of ECCM 99, Munchen, pp.262-263, 1999.
- [13]. **ROATESI S.** – The face tunnel influence in the analysis of a circular tunnel with time-dependent behaviour,Rev.Roum.Sci.Tech.-Mec.Appl.,nr.3-4,p.247-263, 1996.
- [14]. **ROATESI S., CHAN A.H.** – FEM for underground openings problems in viscopl.mass rock, Rev.Roum.Sci.Tech.-Mec.Appl., Vol.43, nr.2, 1998.
- [15]. **SIMIONESCU O., ROATESI S.** – Stress Concentration of the Interaction of Two Square Holes with Rounded Corners - A Comparative study, GAMM, ICIAM, Vol. 5, pp. 479-480, Hamburg, 1995.
- [16]. **SULEM J., PANET M., GUENOT A.**, – An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel, Int.J. Rock Mech. Min. Sci.& Geomech. Abstr., 24, 3, pp. 155-164, 1987.