

ODABIRANJE DIMENZIJA PODGRADA PODZEMNIH PROSTORIJA

Mladen HUDEC, Lidija FRGIĆ i Krešimir TOR

Rudarsko-geološko-naftni fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Pierottijeva 6, HR-10000 Zagreb, Hrvatska

E-mail: lfrgic@rudar.rgn.hr

E-mail: mhudec@rudar.rgn.hr

Ključne riječi: Tunel, Podzemne prostorije, Mehanika stijena, Podgrada, Dimenzioniranje podgrade

Iz kritičkog osvrta na uobičajeni način proračuna interakcije stijene i podgrade slijedi da proračun podgrade koji se temelji na njihovim zajedničkim deformacijama nije pouzdan. Ako se, nakon što je ugrađena podgrada, deformacije stijene povećavaju (»konvergencija«), će biti neminovno opterećena do njezine granične nosivosti. Budući da je takvo granično opterećenje vjerojatno predlaže se inverzan postupak, tj. umjesto da se podgrada optereti aktivnim tlakom stijene ili tla, opterećuje se stijena mogućim reaktivnim tlakom podgrade. Proračun reaktivnog tlaka slijedi iz odabranih dimenzija podgrade; debljine luka, njegovog radijusa, te čvrstoće betona i eventualne armature luka. Takvo opterećenje stijene prouzrokuje stanje naprezanja, koje se mora kontrolirati jednim od kriterija loma stijene. Ako stijena opterećena reaktivnim tlakom i odabrane podgrade zadovoljava kriterij loma znači da su dimenzije podgrade adekvatne. Iterativnim postupkom mijenjanja debljine luka podgrade i njegovog geometrijskog oblika mogu se naći dimenzije podgrade koje osiguravaju stabilnost stijene sa zadanim kriterijem loma. Kod proračuna granice nosivosti podgrade i kriterija loma stijene primjenjuje se pravila Eurokoda 7 za geotehničke konstrukcije.

Uvod

Primarna se podgrada ugrađuje neposredno nakon iskopa cijelog profila ili dijela profila podzemne prostorije, a mora osiguravati stabilnost podprte stijene ili tla tijekom daljnjeg napredovanja iskopa. Vjerojatno niti jedna druga konstrukcija nije opterećena s toliko teško odredivih faktora o kojima ovisi njezina stabilnost, kao što je upravo suvremena primarna podgrada podzemnih prostorija. Podgrada se isključivo trajnim materijalima kao što su čelična podgrada te posebno podgrada slojevima mlaznog betona i čelična sidra, a u slučaju težih geotehničkih uvjeta primijeniti će se i armaturne mreže, rešetkasti čelični lukovi, probojna podgrada ili posebni zahvati kao što su primjerice cijevni krov, zaštita kalote i bokova normalnim odnosno mlaznim injektiranjem ili armiranje čela.

Projektant i izvoditelj podzemnih prostorija i tunela suočen je s nizom pitanja kakva si ne mora postavljati projektant mosta ili zgrade koji može birati i materijal i konstruktivni sustav. Konstrukcija tunela sastoji u prvom redu od stijene kakva je dana na licu mjesta, a sve što se ugrađuje kao podgrada služi zato da se optimalno iskoristi i poboljša čvrstoća stijene, pa se u konstruktivnom smislu može s pravom govoriti o spregnutoj konstrukciji. Formiranje računskog modela takve složene konstrukcije, koja se sastoji od stijene i podgrade, opterećeno je nizom dvojbi i vezano je s ocjenjivanjem niza ulaznih podataka o mehaničkim svojstvima i stijene i podgrade.

U članku su prikazane poteškoće određivanja početnih podataka za formiranje računskog modela, a kao alternativna predlaže se postupak invertiranja proračuna. Umjesto analize stanja podgrade opterećene aktivnim tlakom masiva koji su posljedica zajedničkih deformacija stijene i podgrade u graničnom stanju stijene, predlaže se analizu kriterija loma stijene uz pretpostavku graničnog

Key-words: Tunnel, Underground rooms, Rock mechanics, Support design, Rock-support interaction

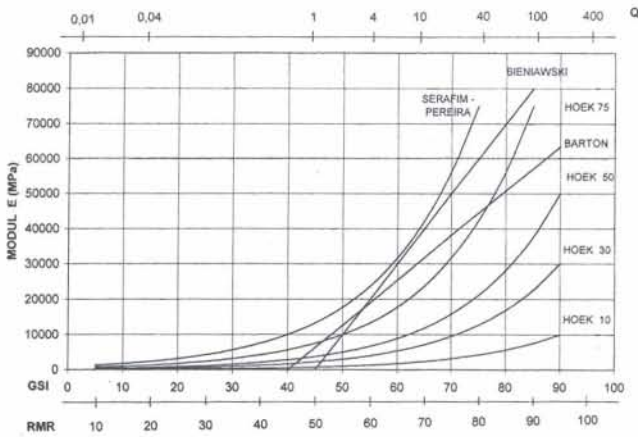
The most questionable are the values of pressures between rock and support resulting from common deformations on the contact area between rock and support. Therefore the modelling and design of the tunnel support is not reliable, if it is based on active rock pressure resulting from this common deformations. The inversion of the design procedure is proposed. Instead of the active extreme pressure of the rock on support, the influence of ultimate reaction of the support on the rock has to be analysed. This procedure can be performed using the ultimate load principle, as proposed by Eurocode 7 (Geotechnics). Normally, the rock has the tendency to increase the common convergence until the support reaches its ultimate state. So, loading of profile boundary with the ultimate possible reaction of the support is very plausible. The reactive support pressures have to be probable and itself in equilibrium. The ultimate reactive load has to be reduced by Eurocode safety factor for structural elements and applied on the rock with given properties, or alternatively (as proposed by Eurocode 7) the soil or rock properties have to be diminished and calculated with full ultimate support pressures. If the rock with given (or proposed) properties, and loaded with ultimate reactive pressures resulting from supposed support, satisfy its failure criterion, then is the compound system support-rock verified. By this procedure, the number of relevant material properties is reduce to the primary stress ratio and the constants defining the failure criterion. The verification can be performed by any of numerical methods, but we prefer here used boundary elements method.

stanja podgrade. Opravdanje za takav postupak leži u činjenici da će podgrada biti opterećena do granica svoje nosivosti tek nakon znatnih deformacija stijene (tzv. konvergencije). Taj računski model ne vodi direktno računa o zajedničkim deformacijama stijene i podgrade i zbog toga je znatno smanjen broj relevantnih materijalnih konstanti koje utječu na rezultate proračuna. Ovo je pokušaj da se na podzemne prostorije primijene neke odredbe Eurokoda i ujedno predstavlja nastavak višegodišnjeg istraživanja, projektiranja i razvoja kompjutorskog softvera na Rudarsko-geološko-naftnom fakultetu.

Problematika formiranja računskog modela

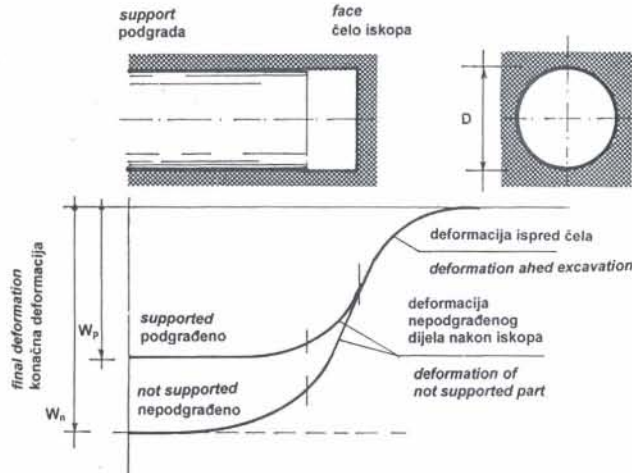
Rješenja mehanike kontinuuma ograničena su na presjeke vrlo pravilnih geometrijskih oblika pa je uobičajeno modeliranje okoline podzemnih prostorija numeričkim postupcima: metodom konačnih elemenata, metodom konačnih razlika ili metodom rubnih elemenata. Ovi postupci omogućuju rješenja za materijale koji se ponašaju prema složenim konstitutivnim zakonima i za proizvoljnu geometriju u dvodimenzionalnom ili trodimenzionalnom prostoru.

Stvarna mehanička svojstva stijene u masivu, odnosno konstante koje definiraju konstitutivne zakone tj. odnose opterećenja i deformacija stijene nije lako odrediti. Na malom standardnom uzorku mogu se izmjeriti samo jednoosna čvrstoća i neke deformacijske karakteristike monolita, a u računski model trebalo bi pojednostavljeno rečeno uvrstiti modul elastičnosti, zapravo module deformacija masiva za pojedina područja prostornog stanja naprezanja. Na veličine tih modula manje utiče iznos modula konstatiranog na malom monolitnom uzorku, ali mnogo više sustavi ploha diskontinuiteta, njihov ras-



Sl.1. Računski modul elastičnosti masiva prema raznim autorima; Bieniawskom (RMR), Bartonu (Q) i Hoeku (1998) (GSI = geološki indeks čvrstoće) koji definira modul u ovisnosti od jednoosne čvrstoće uzorka izražene u MN/m²

Fig. 1. Modulus of elasticity proposed by different authors; Bieniawski (RMR), Barton (Q), and Hoek (GSI) (1998), with modulus depending on uniaxial strength in MPa

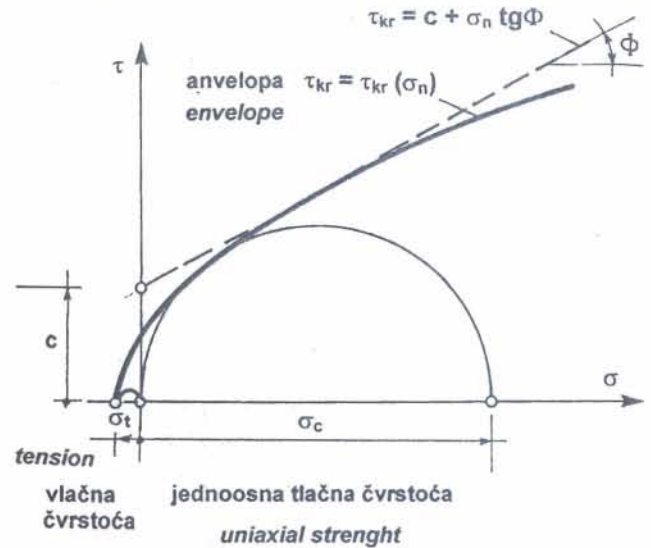


Sl.2. Raspodjela deformacija uz čelo iskopa (ITA, 1992)

Fig 2. Deformations near the excavation head (ITA, 1992)

pored te naročito ispuna pukotina. Na slici 1 pokazani su dijagrami veličina modula elastičnosti masiva kako ih predlažu razni autori: Bieniawski u ovisnosti o RMR (Rock Mass Rating) indeksu kvalitete stijene, odnosno Barton o karakteristikama kvalitete stijene Q, a Hoek (1998) predlaže ovisnost o jednoosnoj čvrstoći stijene izražene u [MPa] i geološkom indeksu čvrstoće GSI (Geological Strength Index). Numerička vrijednost modula koji ulazi u proračun ima doduše manje utjecaja na proračunate iznose naprezanja uz podzemnu prostoriju bez podgrade, ali je bitna i odlučujuća za raspodjelu naprezanja kada se u proračun uzme i utjecaj deformacija podgrade. Razlike pojedinih procjena modula pokazuju koliko će biti nepouzdan podaci o deformacijama statički neodređenog sustava stijena – podgrada, pogotovo kada se uvaži i činjenica da podgrada od mlaznog betona preuzima opterećenje odmah nakon ugradnje, dakle u vrijeme vezanja.

Učešće podgradnog sustava u preuzimanju opterećenja je svakako problem za sebe. Podgrada se ugrađuje neposredno iza čela iskopa koje se nalazi u izrazito trodimenzionalnom stanju naprezanja. Dio stijene koji je upravo iskopan nije mogao biti podgrađen istovremeno s iskopom. Pojednostavljeno rečeno, opterećenje koje je preuzimala upravo iskopana dionica



Sl. 3. Mohr-Coulombov kriterij loma klizanjem
Fig. 3. The failure criteria by Mohr and Coulomb

stijene mora se podijeliti na tri dijela: na dio koji preuzima stijena ispred čela iskopa, na dio koji preuzima stijena uz iskopani dio i konačno na treći dio koji opterećuje ranije podgrađeni tunel. Ovu činjenicu dobro ilustrira slika 2, preuzeta iz preporuka koje je predložila ITA (International Tunneling Association), a koja prikazuje trenutno stanje deformacija uz čelo iskopa. Iz toga se samo može zaključiti da je stanje deformacija i naprezanja uz čelo iskopa vrlo složeno troosno stanje, koje uz sve do sad nabrojene faktore ovisi još i o brzini napredovanja iskopa.

U principu podgrada djeluje kao statički neodređeni sustav u kojem se deformacije stijene i podgrade izjednačuju. Prije nastavka daljnjeg napredovanja iskopa ugraditi će se na novo iskopanom dijelu podgrada koja se sastoji obično od nearmiranog ili armiranog mlaznog betona. Mlazni beton radi se s dodatkom ubrzivača vezanja, tako da doduše stvrdnjava već nakon desetak minuta, ali njegov proces punog vezanja i očvršćavanja traje još danima i tjednima. U prvi se trenutak stijena veže uz popustljivu podgrada od »mladog« mlaznog betona, koji će konačnu krutost postići tek nakon izvjesnog vremena. Sve pretpostavke o krutosti podgrade i njenom učešću u prenosu opterećenja u ovisnosti o vremenu mogu biti samo vrlo proizvoljne, jer je nepoznato u kojoj fazi stvrdnjavanja je beton bio deformiran.

Za analizu stabilnosti podzemnih prostorija potrebno je definirati kriterije loma stijene ili tla. Oni se izražavaju intenzitetima graničnih normalnih i posmičnih naprezanja, odnosno glavnih naprezanja. Najstariji je poznati kriterij loma Mohra i Coulomba koji definira granično posmično naprezanje u ovisnosti o normalnom naprezanju na kritičnoj plohi klizanja. Nešto drugačije je formuliran noviji kriterij Hoeka i Browna. Dok su prvi primjereniji problemima mehanike tla, posljednji je pogodniji za probleme mehanike stijena. Na slikama 3 i 4 pokazana su ta dva kriterija koji imaju zajedničko svojstvo da ne vode računa o trećoj komponenti tenzora naprezanja u prostoru, a mogu se definirati sa dvije odnosno tri konstante. Naravno da postoji mogućnost konverzije jednog kriterija u drugi.

Posebno pitanje je anizotropija masiva koju prouzrokuju dominantni sustavi diskontinuiteta. Posmične čvrstoće po ravninama diskontinuiteta mogu se prikazati kriterijem Mohr-Coulomba, ali za svaki sustav diskontinuiteta

posebno. Obično u proračunima nema mogućnosti da se točnije uzme u obzir i taj oblik anizotropije stijena, a primjer na slici 5 pokazuje mogućnost da se i o tome ipak može voditi računa. Radi se o poznatoj podzemnoj olimpijskoj dvorani u Oslu, raspona 62 metra, za koju su bili provedeni izvanredno opsežni istražni radovi. Za proračun naprezanja i pomaka korišteni su programi distinktnih (odijeljenih) elemenata UDEC i 3DEC koji uzimaju u obzir plohe diskontinuiteta i raspucanost stijene.

Goodmanova (1985) teorija blokova omogućuje analizu stabilnosti blokova ograničenih izraženim ravninama diskontinuiteta, ali samo za jednostavnije geometrijske i statičke odnose.

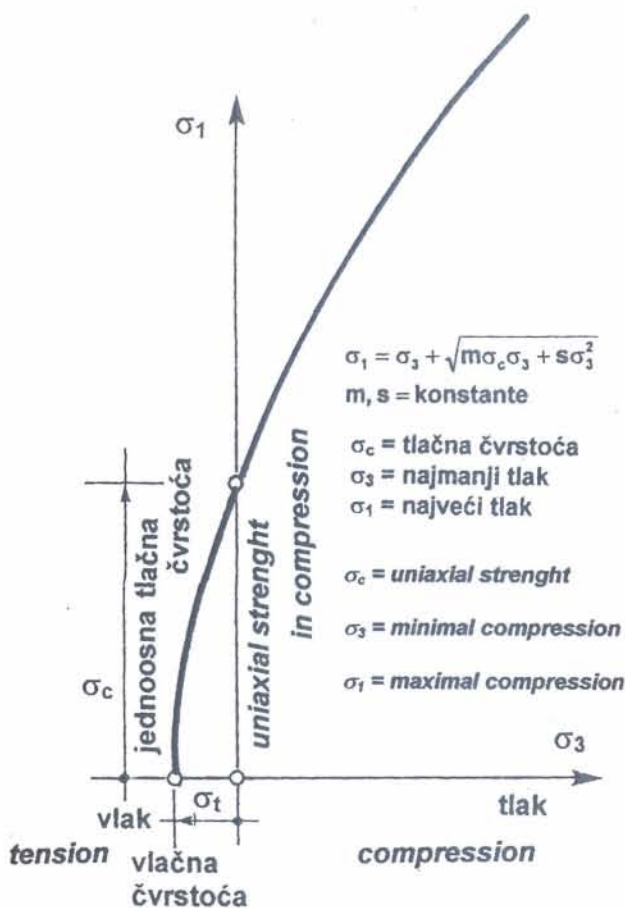
U pravilu ni stijene ni tla nisu linearno elastične nego obično anizotropne i djelomično plastične i viskozne. Da bi se i to uvelo u račun trebalo bi definirati složene konstitutivne zakone za takvu stijenu, a to znači odrediti veći broj potrebnih materijalnih konstanti. Postoje programi konačnih elemenata, konačnih razlika ili rubnih elemenata koji mogu uzeti u račun sva ta svojstva, ali ostaje pitanje kolika će biti konačna pouzdanost rezultata, odnosno zapravo nepouzdanost rezultata uz veći broj promjenjivih materijalnih konstanti.

Koliko mogu konstitutivni zakoni biti složeni pokazuje model s kalotom razraden za »bečku glinu« pokazan na slici 6. Ponašanje te gline definira čak 11 konstanti, a vrh kalote u koordinatnom sustavu invarijanti naprezanja pokazuje da taj materijal nema nikakvu posmičnu čvrstoću i da se nakon što prostorno hidrostatsko opterećenje dosegne graničnu vrijednost $X(q)$ ponaša kao tekućina.

Bez obzira na to kojom metodom se provodi proračun, kao osnovni ulazni podatak treba uvesti primarno stanje naprezanja stijene na trasi iskopa tunela. Vertikalno opterećenje je obično dobro definirano silama vlastite težine masiva iznad tunela, međutim, za bilo kakav statički proračun treba zadati i postojeće horizontalno opterećenje masiva. Obično se ono zadaje koeficijentom K koji predstavlja odnos aktivnih horizontalnih p_H i vertikalnih primarnih tlakova p_v . Najčešće se to u proračunima uzima prema odnosu koji slijedi iz geomehaničkih pravila ili usvajanjem pretpostavke da su bočne deformacije spriječene, dakle u skladu s teorijom elastičnosti, pa se ta vrijednost usvaja između 0,25 i 1,0. U stvari se koeficijent K kreće u vrlo širokim granicama. U Hrvatskoj, koliko nam je poznato, nije ni za jednu lokaciju taj odnos provjeren mjerenjem, a na slici 7 pokazani su rezultati mjerenja iz više zemalja.

Poznata je činjenica da naši Dinaridi predstavljaju izraziti složeni borani i rasjedani dio orogenetskog pojasa. Slična je situacija u Alpama, u kojima je na nizu mjesta ustanovljeno da horizontalna ili neka kosa osnovna naprezanja zbog tektonskih utjecaja mogu biti višestruko veća od osnovnih vertikalnih. Da bi se pokazalo koliki to može imati utjecaj na naprezanja u stijeni uz otvor, pokazani su na slici 8 dijagrami cirkularnih naprezanja uz kružni otvor, prema poznatom Hertzovom rješenju za četiri slučaja $K = 0$, $K = 0,333$, $K = 1$ i $K = 2$. Projektant mora po svojoj slobodnoj ocjeni odabrati taj odnos ili proračun provesti uz dvije isto tako proizvoljno pretpostavljene vrijednosti koje smatra mogućim gornjim i donjim granicama. A utjecaj tog nepoznatog odnosa je više nego bitan za sve pojave uz otvor iskopanog podzemnog prostora, za odabiranje oblika poprečnog presjeka i naravno njegovu sigurnost.

Prema principima nove austrijske tunelske metode (NATM) iskorištava se optimalno primarna čvrstoća sti-



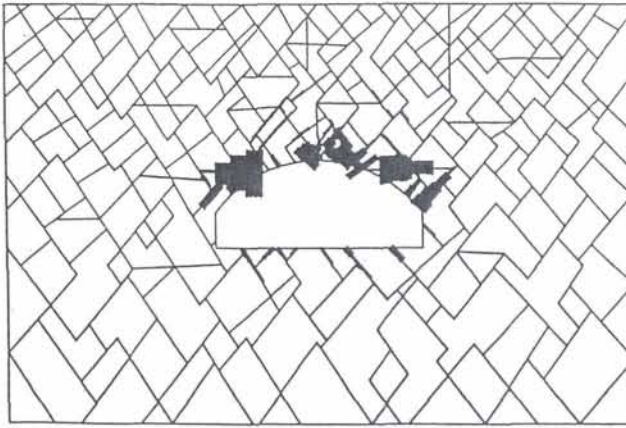
S1.4. Kriterij loma Hoeka-Browna (1983)

Fig. 4. The failure criteria by Hoek and Brown (1983)

jene uz poboljšanje njezinih geotehničkih karakteristika podgradnim sustavima. Mjerenje deformacija na iskopenom i podgrađenom tunelu je neizbježni dio NATM, jer je to jedini način kontrole djelovanja spregnute stijene i podgrade. Poznate krivulje odnosa deformacije i opterećenja, te vremena i deformacije, pokazane na slici 9, potvrđuju efikasnost primijenjenog podgradnog sustava i dokazuju da je proces deformiranja spregnute stijene i podgrade završen i postignuta stabilizacija. Nažalost, mjerenjem se dobiva samo podatak da se stijena dalje ne deformira, ali nedostaje podatak o tome koliko ima još rezerve u nosivosti te spregnute strukture. Mjerenje deformacija ili »konvergencije« rezultira donjom krivuljom (sl. 9). Od gornje krivulje poznat je samo vrh, te samo približno i točka uravnoteženja E u trenutku kada je konvergenција zaustavljena. Nije nažalost poznato koliko opterećenja u tom trenutku preuzima stijena, a koliko podgrada. Pogotovo nije poznat položaj donjeg tjemena krivulje S , pa prema tome niti odnos trenutne nosivosti spregnute stijene i podgrade prema kritičnoj vrijednosti u » S_c « ili » S_{1c} «.

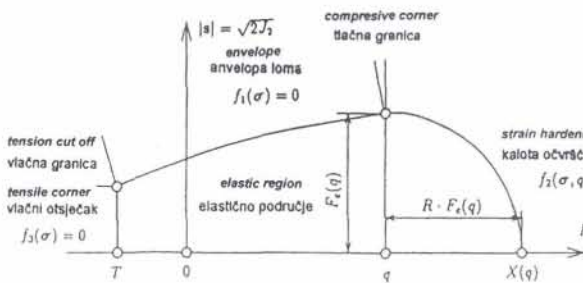
Statička koncepcija podgrade se još više komplicira primjenom nekih suvremenih metoda iskopa u slabim stijenama, kada se probojnom podgradom, cijevnim krovom ili krovom izrađenim metodom mlaznog injektiranja, opterećenje djelomično preuzima tim konstruktivnim elementima čije je djelovanje teže obuhvatiti modelom.

Nije čudno da graditelji tunela zaziru od proračuna podgrade i bježe u empiričko tretiranje problema odabiranja podgradnih sustava samo na temelju klasifikacija. Najviše se primijenjuju »RMR« (Rock Mass Rating) sistem klasifikacije Bieniawskog i »Q« sistem Norveškog



Sl. 5. Programom UDEC izračunata klizanja po plohama diskontinuiteta stijene za olimpijsku dvoranu u Oslu. (Barton 1991)

Fig. 5. Joint shearing for 60 m span Olympic cavern in Oslo, calculated by program UDEC (Barton 1991)

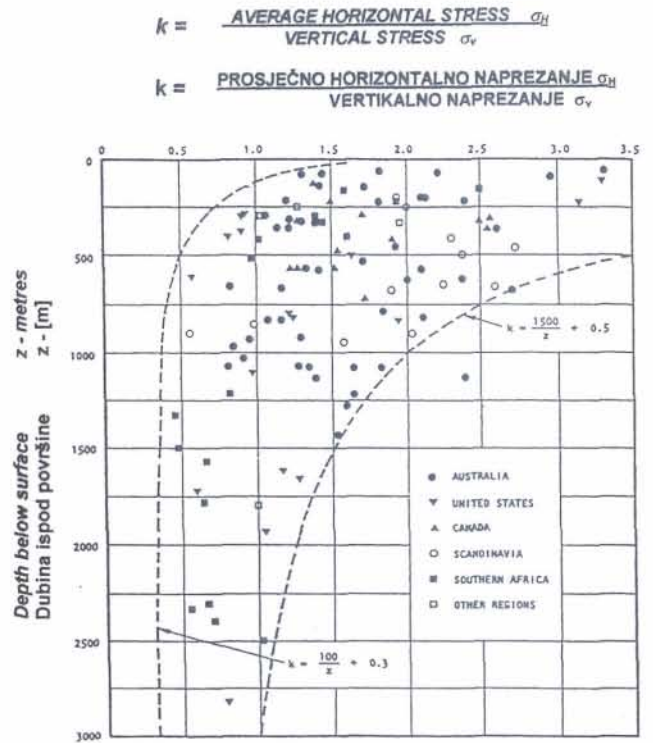


Sl. 6. Kriterij loma klizanjem s kalotom za »bečku glinu« (Mang 1995)
Fig. 6. The cup model of failure envelope for Vienna clay (Mang 1995)

geološkog instituta (NGI). Oba su sustava utemeljena na analizi nekoliko stotina prokopanih i izgrađenih tunela i nesumljivo predstavljaju rezultat iskustva mnogih graditelja tunela i temeljitih studija tih iskustvenih rezultata, pa su solidna osnova za procjenu potrebnih zahvata. Ipak, čisto empirijsko tretiranje malo vodi napretku struke i znanosti, pa se ne treba ograničiti samo na takav način rješavanja problematike statike tunelskih podgrada.

Bez obzira na obujam istražnih radova, graditelj tunela suočen je svakodnevno s drugačijom geotehničkom situacijom na čelu iskopa, a da nema vremena čekati ispitivanja mehaničkih svojstava stijena na koje je naišao. Posljedica toga je da je ono što se uobičajeno naziva projektom, u tunelogradnji samo prva faza projektiranja, a definiranje izvedbenog projekta podgradnog sustava seli iz projektnog biroa na gradilište. Stvarnost na gradilištu u toku iskopa traži gotovo svakodnevne intervencije, upravo u načinu podgrađivanja i svladavanja onih poteškoća koje je teško sve predvidjeti na temelju prethodnih istražnih radova, ma koliko oni bili opsežni. U definiranju intervencija sudjelovati će ekipa kompetentnih stručnjaka raznih struka i to na gradilištu. Zbog toga vjerojatno niti jedna grana tehnike ne traži od inženjera na izvođenju toliko osobne odgovornosti, snalaženja, inventivnosti i intuicije kao izvedba podzemnih prostorija.

Prethodni prikaz problematike pokazuje koliko je nepouzdan bilo kakav »točniji« proračun podgradnih sustava unaprijed. Tražio bi vrlo opsežna prethodna istraživanja i ispitivanja, a potom proračune s programima, koji bi bili u stanju obuhvatiti sve materijalne karakteristike stjenjskog masiva i vremensku analizu po-



Sl. 7. Izmjereni odnosi horizontalnih i vertikalnih primarnih napreznja u stijenama (Hoek-Brown 1982)

Fig. 7. Measured horizontal and vertical primary stresses in rocks (Hoek-Brown 1983)

java uz čelo iskopa i iza njega. Nažalost i takav bi se proračun moralo provesti uz niz manje ili više proizvoljnih pretpostavki, a onda se postavlja pitanje dokle ići u variranju ulaznih podataka i obimu proračuna.

Nema razgovora o tome je li statički dokaz stabilneta podgradnih sustava neophodan ili nije, i to ne samo zato jer to traže propisi o inženjerskim objektima. Upravo zbog prikazanih poteškoća u odabiranju ulaznih podataka, od statičkih proračuna podgradnih sustava ne bi trebalo tražiti više nego što se traži za uobičajene kontrole stabilneta ostalih inženjerskih konstrukcija. Proračuni podgradnih sustava moraju biti dovoljno pouzdani, a uz to što jednostavniji, pregledniji i po mogućnosti takvi da ih se može provesti i na gradilištu.

Prijedlozi Eurokoda

Kao osnovu za razmatranje koncepcije statičkog proračuna podgrade može se uzeti Eurokod 7 (Eurocode 7) koji definira način dokaza stabilnosti geotehničkih konstrukcija. On je kao prednorma prihvaćen unutar sustava njemačkih tehničkih propisa DIN, a rađen je s tendencijom da bude prihvaćen i od ostalih europskih država. Budu li se u nas radili novi propisi, oni neće moći zaobići postavke Eurokoda (Szavits-Nosan & Ivšić, 1995).

Kao i u nizu drugih područja konstrukcija, taj prijedlog predviđa uspoređivanje ekstremnih računskih statičkih utjecaja S_d i granične nosivosti inženjerske konstrukcije R_d . Ekstremno proračunsko djelovanje S_d (indeks »d« dolazi od »design«) je funkcija računskih opterećenja F_d , geometrijskog oblika konstrukcije definirano dimenzijom a_d , svojstava primijenjenih materijala f_k , i konačno parcijalnog faktora sigurnosti γ_d :

$$S_d = S_d(F_d, a_d, f_d, \gamma_d) \quad (1)$$

S druge strane, granična nosivost konstrukcije R_d (od »resistence«) ovisi o geometrijskim karakteristikama konstrukcije a_k , čvrstoće odnosno kritičnog napreznja materijala f_k , i parcijalnog faktora sigurnosti γ_m ovisnog o materijalu:

$$R_d = R(a_k, f_k, \gamma_m) \quad (2)$$

Konstrukcija se smatra prihvatljivom, ako je proračunsko djelovanje manje ili barem jednako veličini otpora ili nosivosti konstrukcije:

$$S_d \leq R_d \quad (3)$$

Parcijalni faktori sigurnosti za stalna i prolazna opterećenja za geotehničke konstrukcije, prema Eurokodu 7, pokazani su u tablici 1.

Tablica 1. Parcijalni faktori sigurnosti prema Eurokodu 7
Table 1. Partial security factors proposed by Eurocode 7

| Slučaj Case | djelovanja Actions | | | Svojstva tla Ground properties | | | |
|----------------|----------------------------|------------------------|----------------------|-----------------------------------|----------|--------------------------------------|--|
| | stalna Permanent | | pokretna Variable | TAN Φ | c' c' | c _u * c _u * | q _u ** q _u ** |
| | nepovoljna unfavourable | povoljna favourable | | | | | |
| A | 1.00 | 0.95 | 1.50 | 1.10 | 1.30 | 1.20 | 1.20 |
| B | 1.35 | 1.00 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| C | 1.00 | 1.00 | 1.50 | 1.35 | 1.60 | 1.40 | 1.40 |

* c_u označuje graničnu koheziju (limit cohesion)

** q_u označuje jednoosnu čvrstoću stijene ili tla (compressive strength of soil or rock)

Pojedini slučajevi u tablici 1 odnose se na:

- slučaj A odnosi se na probleme gdje glavno nepovoljno djelovanje predstavlja hidrostatski tlak vode ili uzgon,
- slučaj B je mjerodavan za granične nosivosti konstrukcijskih elemenata koji su dio temeljne ili potporne konstrukcije,
- slučaj C je mjerodavan za graničnu nosivost tla ili podloge, koja ne ovisi o obliku i nosivosti konstruktivnih elemenata, primjerice slučaj kliznih ploha koje ne prolaze kroz potpornu konstrukciju.

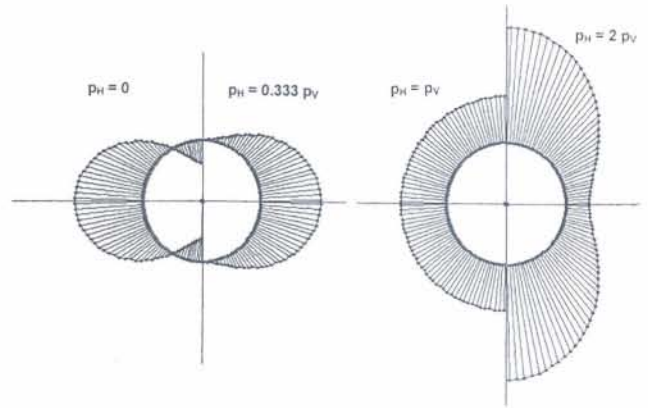
Očigledno, podgrada podzemnih prostorija stalno je opterećena kontaktnim silama između stijene i podgrade kao trajnim nepovoljnim opterećenjem, pa to opterećenje odgovara slučaju pod B.

Prema ovome trebalo bi izračunati ekstremni utjecaj stijene na podgradu S_d i usporediti ga s graničnom nosivošću podgrade R_{du} kao što traži uvjet stabilnosti konstrukcije (3). Pokazano je s koliko se nepoznatih ili proizvoljnih pretpostavki mora proračunavati ponašanje spregnute konstrukcije koja se sastoji od podgrade i stijene. Zbog toga treba pokušati izbjeći statički proračun koji se temelji na problematično odredivim zajedničkim deformacijama stijene i podgrade.

U prijedlozima Eurokoda za betonske i čelične konstrukcije prihvaćen je princip da se usvaja raspodjela unutrašnjih sila prema elastičnom stanju konstrukcije, a tek u fazi dimenzioniranja primijenjuju se granična stanja. Slično bi trebalo postupati i kod proračuna pogradnih sustava podzemnih prostorija.

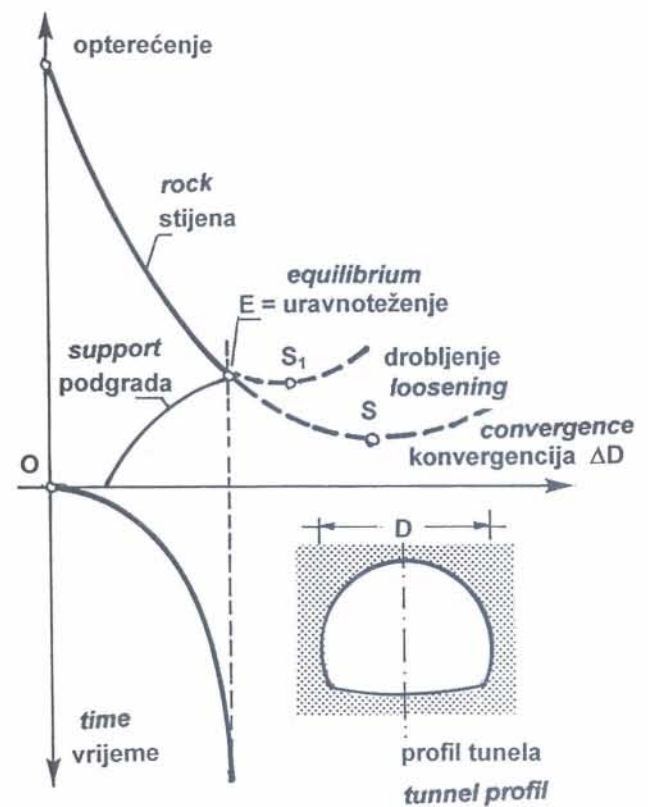
Primjenjivost Eurokoda 7 na proračun podgrade

Granični utjecaj stijene na podgradu je teško odrediti, jer ovisi o dubioznim zajedničkim deformacijama stijene



Sl. 8. Koncentracija napreznja uz kružni otvor za razne odnose horizontalnog i vertikalnog primarnog napreznja u masivu (Hudec, 1983).

Fig. 8. The stress concentration around a circular opening due to different primary horizontal and vertical stresses ratio K (Hudec 1983)



Sl. 9. Odnos konvergencije tunelskog profila, opterećenja i vremena prema Novoj austrijskoj tunelskoj metodi (NATM)

Fig. 9. The time - convergence - load functions proposed by New Austrian Tunnelling Method (NATM)

i podgrade, ali je moguće odrediti granični utjecaj podgrade na stijenu. Ako podgrada prati deformacije stijene bit će u krajnjem slučaju iskorištena do njezine granične nosivosti. Proračun podgrade treba radi toga koncipirati inverzno, što znači treba pretpostaviti graničnu nosivost podgrade i vidjeti zadržava li takva podgrada stijenu određenih karakteristika u stabilnom stanju. Da bi se utjecaj stalnog opterećenja stijene na podgradu mogao uspoređivati s nosivošću podgrade trebalo bi utjecaj stijene množiti sa faktorom $\gamma_d = 1,35$, ili

što daje isti rezultat, treba nosivost podgrade podijeliti sa tim faktorom i kontrolirati utjecaj podgrade na stijenu. Dakle, izraz (3) može se transformirati u oblik:

$$S_{du} \leq \frac{R_d}{\gamma_d} \quad (4)$$

Ovdje označuje:

S_{du} – granični utjecaj podgrade na stijenu

R_d – granična nosivost podgrade

γ_d – projektni faktor sigurnosti za konstrukciju

Uvođenjem graničnog stanja podgrade može se dakle problem analize graničnih stanja invertirati. Umjesto da se proračunava stanje podgrade koje slijedi iz nekog pretpostavljenog odnosa deformacija stijene i podgrade, možemo u račun uključiti graničnu nosivost podgrade i analizirati efekt reakcije podgrade na stijenu, što znači da treba kontrolirati da li uz graničnu (dozvoljenu) reakciju podgrade i stijena zadovoljava uvjete kriterija loma. Time bi se dokazala moguća granična ravnoteža sustava podgrada – stijena uz zadovoljen propisani faktor sigurnosti za podgradu i zadovoljenje kriterija loma stijene.

Za ovakvo tretiranje postoje dva vrlo značajna razloga:

- Teško je određiva veza između deformacija podgrade mlaznim betonom i njene nosivosti koja bi slijedila iz tih deformacija, jer se radi o deformacijama mladog i popustljivog betona za koji nije poznato kako je bio opterećen u kojoj fazi svojega očvršćavanja. Pouzdanije je dakle ne voditi računa o deformacijama podgrade i direktno pretpostaviti utjecaj graničnog stanja podgrade na stijenu.
- Opterećenje stijene graničnom interakcijom stijene i podgrade na rubu otvora može se izračunati na temelju odabranih dimenzija i postaje ulazni podatak za analizu stanja naprezanja i deformacija stijene. Uspoređivanje dobivenih naprezanja (uz rub otvora) s kriterijima loma stijene daje mjeru sigurnosti sprege stijene i podgrade.

Kao primjer opterećenja ruba graničnom silom neka posluži dispozicija na slici 10. Podgrada se sastoji samo od sloja mlaznog betona debljine d , a beton je kvalitete $m_b = f_b$. Radijus luka podgrade iznosi R_L . Granična normalna sila S_{NU} koju može preuzeti betonski presjek debljine d i dužine 1,0 m u smjeru osi tunela, iznosi:

$$S_{NU} = d \cdot 1,0 \cdot f_b \quad (5)$$

Luk radijusa R_L opterećen normalnom silom S_{NU} proizvodi na obod tlak p_{RU} :

$$p_{RU} = \frac{S_{NU}}{R_L} \quad (6)$$

Za analizu stanja u stijeni treba taj tlak podgrade još podijeliti s faktorom sigurnosti γ_d pa se dobiva konačno opterećenje ruba otvora:

$$p_{RU} = \frac{d f_b}{R_L \gamma_d} \quad (7)$$

Ovdje označuje

p_{RU} = granični reaktivni tlak podgrade na stijenu [kN/m²],

d = debljina luka od mlaznog betona [m],

f_b = čvrstoća mlaznog betona [kN/m²],

R_L = radijus luka podgrade [m],

γ_d = faktor sigurnosti (=1.35)

Slično treba izračunati reaktivne tlakove podgrade na stijenu i za ostale elemente podgradnog sustava. Armaturna mreža povećava uzdužnu silu luka i daje reaktivni tlak:

$$p_{R,S} = \frac{A_s f_s}{R_L \gamma_d} * \frac{1}{1000} \quad (8)$$

Ovdje označuje:

A_s = površina čelika po m' [mm²/m],

f_s = granica popuštanja čelika [N/mm²],

R_L = radijus luka [m],

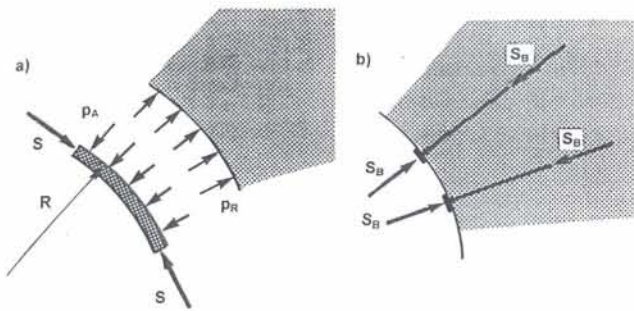
Dijeljenjem sa 1000 dobiva se $p_{R,S}$ u [kN/m²],

Na isti se način proračunava i utjecaj čeličnih lukova, s time da treba uzeti u obzir uzdužni razmak lukova i svesti površinu A_s na površinu koja odgovara jedinici dužine tunela. Utjecaj sidara može se predstaviti sa dvije nasuprotne sile (v. sliku 10b), od kojih jedna djeluje na rubu otvora, a druga u sidrištu.

Opterećenje reaktivnim tlakom podgrade mora biti uravnotežen sustav sila. Na slici 11 pokazano je djelovanje aktivnih tlačnih sila na kalotu luka podgrade. Ne smije se pritom zaboraviti na reaktivne sile kojima taj luk mora djelovati na svoj oslonac. Na lijevom dijelu te slike je pokazano djelovanje stijene na luk tlakom p_A i logično je da takvo djelovanje u peti luka prouzrokuje reakcije R_A . Kada se promatra djelovanje podgrade reaktivnim tlakom p_R na stijenu, mora se u petama luka također djelovati reakcijama F_R koje uravnotežuju opterećenje kalote. Iako je luk podgrade u principu statički neodređen sustav, on u stvari predstavlja vrlo tanku ljusku. Osim toga treba uvažiti da su relaksacijski procesi u mladom i »mekom« mlaznom betonu intenzivniji i da će konačni rezultat biti iščezavanje momenata savijanja. U luku razmjerno tanke betonske ljuske iščezavaju momenti savijanja i postoje samo normalne sile, a iz toga slijedi da su reakcije luka tangencijalne na os luka u osloncu. Na mjestu oslonca treba presjek luka proširiti (»slonovska noga«). Program za pripremu ulaznih podataka ULAZRUB izračunava potrebne reaktivne sile u osloncima, a potrebno je zadati elemente koji će biti opterećeni reaktivnim tlakom p_R , naznačiti elemente koji preuzimaju reakciju F_R i smjer te reakcije.

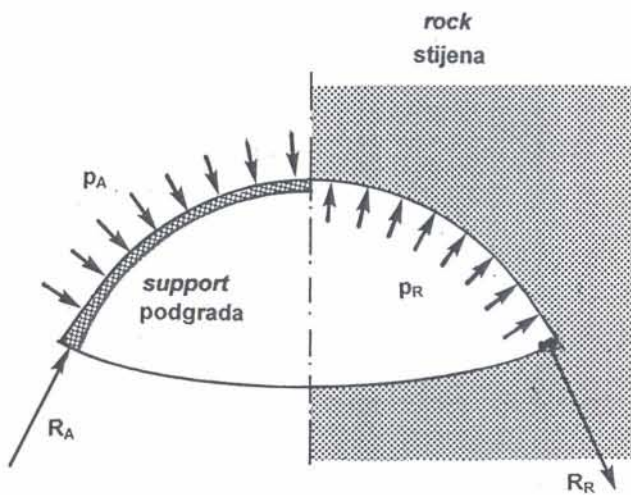
Utjecaj podgrade na stijenu može se analizirati bilo kojom od numeričkih metoda, a ovdje prikazujemo rezultate analize metodom rubnih elemenata. Programom RUBNI izračunata su naprezanja za otvor bez podgrade. Na lijevoj strani slike 12 pokazana su rubna cirkularna naprezanja (tangencijalna na rub), a na desnoj strani je prikazan prividni koeficijent sigurnosti, tj. odnos izračunatog naprezanja i graničnog naprezanja prema kriteriju Hoek-Browna. Crtkanom linijom označena je granica $\gamma=1$, a iz dijagrama se vidi da stijena ne zadovoljava kriterij loma uz oslonac, odnosno prijelom konture (kut) koji prouzrokuje koncentraciju naprezanja. Zbog toga se podgrađuje luk kalote slojem mlaznog betona koji proizvodi granični tlak p_{RU} , a u osloncu ukupni reakciju F_R . Na lijevoj strani slike 13 pokazan je dijagram reaktivnih tlakova podgrade na stijenu, odnosno zapravo dijagram naprezanja σ_R okomitih na rub otvora. Na desnoj polovini su prikazani ukupni vektori pomaka uslijed djelovanja vlastite težine i reaktivnih tlakova podgrade. Prikazani su nedeformirani i deformirani rub otvora i vektori pomaka za točke u okolini otvora.

Na slici 14 pokazan je efekt podgrađivanja kalote slojem mlaznog betona. Na lijevoj polovini slike prikazana su cirkularna rubna naprezanja koja su nešto manja od naprezanja bez podgrade na slici 12, a na



Sl. 10. a) Medusobno djelovanje luka podgrade i stijene i reaktivne sile na osloncu, b) djelovanje zategnutog sidra

Fig. 10. a) The rock – support interaction with forces at the arch support, b) The rock bolts actions on the rock



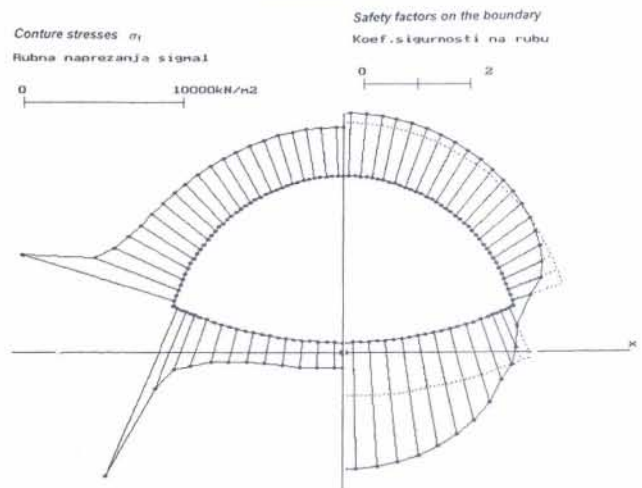
Sl. 11. Medusobno djelovanje stijene i luka podgrade – aktivni tlak stijene na podgradu i reaktivni tlak podgrade na stijenu

Fig. 11. The interaction between rock and support; active pressure of the rock on support and the reactive pressure of support on rock

desnoj je strani prividni koeficijent sigurnosti koji je mnogo povoljniji nego li onaj bez podgrade.

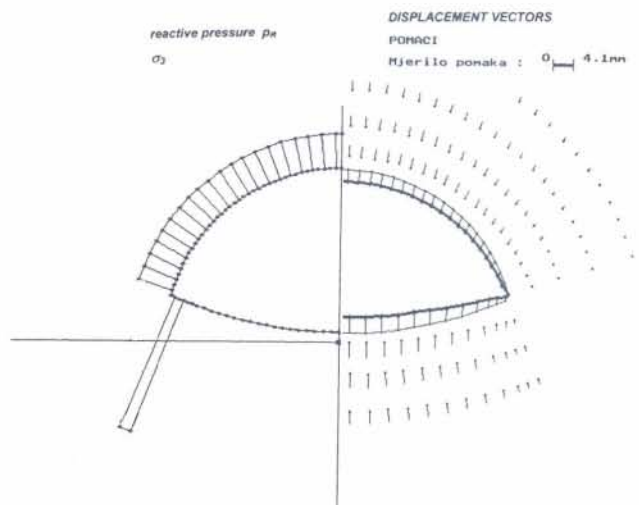
Aktivna i pasivna sidra su najčešći i vrlo efikasan način podgrađivanja. Pritom je vrlo mala razlika između djelovanja jednog i drugog tipa sidra. Aktivna se sidra zatežu odmah nakon ugradnje, a pasivna počinju djelovati tek nakon što se zategnu uslijed deformacija okolne stijene (konvergencije). Graničnu nosivost na granici velikih deformacija čelika sidro će postići već kod relativnog produljenja od svega jednog promila u smjeru njegove osi.

Sidro djeluje na stijenu sa dvije jednake nasuprotne sile kako je pokazano na slici 10b. Na rubu otvora sila pritezanja sidra prenosi se na stijenu preko zatezne ploče, a nasuprotna sila djeluje u sidrištu, gdje se sila prenosi trenjem brave o stijenu bušotine ili kontinuiranim prijenosom sile sa sidra na stijenu putem posmičnih naprezanja na kontaktu sidra i injekcijske smjese u bušotini. Za usidrenje šipke od rebrastog čelika u cementnom mortu potrebna je dužina jednaka dvadesetostrukom promjeru sidra, pa kod uključivanja sidra u proračun treba stvarnu dužinu sidra smanjiti ili za dužinu brave ili za $20\varnothing$. U programu za pripremu podataka treba sidro zadati u rubnom elementu u koji je priključeno, a program proračunava nasuprotnu silu na računskom kraju sidra koja djeluje plohi jednakoj plohi opterećenog elementa.



Sl.12. Cirkularna naprezanja uz rub otvora kalote cestovnog tunela bez podgrade i koeficijent sigurnosti uz rub

Fig. 12. The circular stresses and safety factor along the boundary of the upper part of a road tunnel opening without the support



Sl. 13. Opterećenje ruba otvora reaktivnim tlakom podgrade i vektori pomaka u okolini otvora

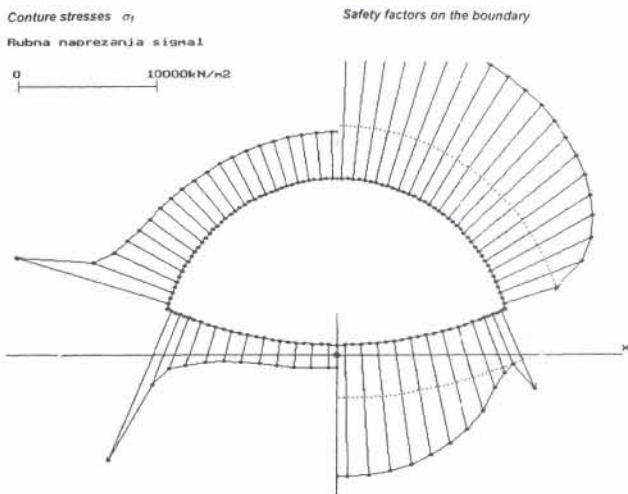
Fig. 13. The boundary load by reactive support pressure, and displacement vectors around the opening

Djelovanje sustava sidara na stijenu, bez ostalih elemenata podgrade pokazano je na slici 15. Na lijevoj strani su prikazana sidra, a na desnoj polovini gornjeg dijela slike je dijagram odgovarajućih rubnih normalnih naprezanja. Na donjem dijelu slike 16 su s lijeve strane pokazana cirkularna rubna naprezanja, a na desnoj »koeficijent sigurnosti«. Rezultat nije potpuno realan, jer je ovdje pokazano podgrađivanje isključivo sa sidrima, bez ostalih podgradnih elemenata, ali je pokazano da se u izvjesnim slučajevima i na taj način može osigurati stabilitet profila.

Uz djelovanje normalne komponente sile u sidru S_B postoje i sile trenja između luka podgrade i stijene, tj. sile F_{trenja} koje će se suprotstavljati mogućem popuštanju oslonca (na slici 14a)

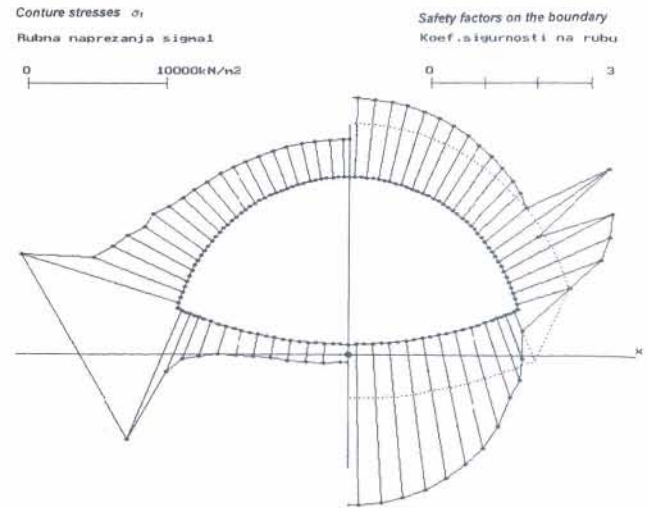
$$F_{trenja} = f_B S_B \quad (9)$$

uz: f_B – koeficijent trenja između podložne ploče sidra i stijene. Posmična sila mora se prenesti kroz sidro isključivo posmičnim naprezanjem u sidru, pa je koeficijent trenja jednak odnosu posmične i uzdužne nosivosti sidra, a taj približno iznosi



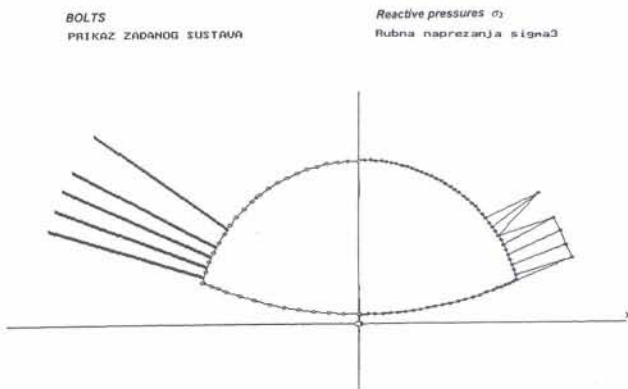
Sl. 14. Naprezanja u cirkularnom smjeru i koeficijenti sigurnosti uz rub za podgrađeni profil

Fig. 14. The circular stresses and safety factor on boundary for supported profile



Sl. 16. Cirkularna naprezanja (lijevo) i koeficijenti sigurnosti za otvor podgrađeni samo sidrima (desno)

Fig. 16. Circular stresses (left) and safety factor for the opening supported only by bolts



Sl. 15. Podgrada profila sidrima pokazana je lijevo, a desno djelovanje sidara kao radijalni tlak

Fig. 15. The support by rock bolts (left) and the radial pressures due the bolts (right)

$$f_B = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (10)$$

S_B – granična nosivost sidra.

Isto tako postoji i trenje na kontaktu podgrade i stijene. To trenje se također suprotstavlja klizanju podgrade prema osloncu. Ipak, ne može se cijela sila R_R ostvariti samo trenjem samog luka, jer se luk podgrade ponaša slično užetu obavijenom oko cilindra, koje se ne može uravnotežiti bez neke početne sile zatezanja. Trenje podgrade i stijene prouzrokuje povećanje tlačne sile u luku, pa bi se za kut $\Delta\alpha = (\alpha_2 - \alpha_1)$ dobila tlačna sila S u luku (slika 14b):

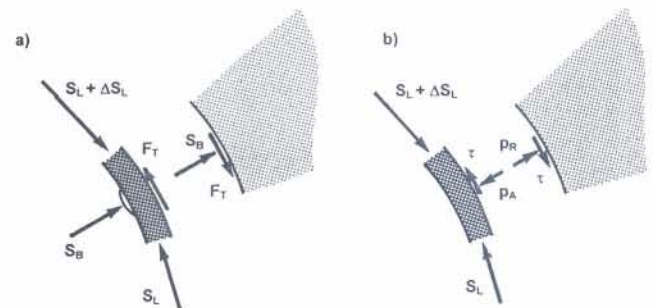
$$S = S_0 e^{f\Delta\alpha} \quad (11)$$

ovdje je S_0 – početna sila u osloncu

f – koeficijent trenja između stijene i podgrade.

Da bi se ostvarila početna sila S_0 mora peta luka podgrade imati osiguranje oslonca ili »slonovskom nogom« ili zategnutim sidrima koja aktiviraju trenje uz oslonac luka.

Udjele pojedinih elemenata podgrade mora se pretpostaviti, a to je prema principu graničnih stanja uobičajeno i dozvoljeno. Mehaničke karakteristike stijene treba pretpostaviti u skladu s klasifikacijom, od-



Sl. 17 a) Djelovanje trenja na hvatištu sidra, b) djelovanje trenja uz luk mlažnog betona

Fig. 17 a) The friction at the bolt's application point b) the friction between rock and support

nosno kategorizacijom, a isto tako i pretpostaviti sve elemente podgrade. Za sve elemente treba izračunati granične nosivosti i podijeliti s parcijalnim faktorima sigurnosti, te ih pretpostaviti kao opterećenje ruba stijene na otvoru. Nakon proračuna po bilo kojoj od numeričkih metoda projektant ima dvostruku kontrolu vjerojatnosti rezultata proračuna:

- podgrada premalih dimenzija ne osigurava stabilnost stijene uz rub otvora, unutar usvojenog kriterija loma stijene
- prejaka podgrada daje nevjerojatne pomake ruba otvora. Uslijed prevelikog mogućeg reaktivnog tlaka podgrade, točke na rubu otvora dobivaju pomake prema stijeni! Naprezanje na rubu otvora u tangencijalnom smjeru može čak postati vlačno
- kod dobro odabrane podgrade će se trajektorije naprezanja i križevi glavnih naprezanja približiti primarnom stanju naprezanja.

Uravnoteženje reaktivnog tlaka podgrade može se postići na više načina, ali sustav sila reaktivnog tlaka mora biti ostvariv i vjerojatan. Za pripremu ulaznih podataka koji obuhvaćaju i tu problematiku proširen je program ULAZRUB tako da uz zadanu geometriju profila podzemne prostorije može samostalno proračunati

uravnoteženje reaktivnih tlakova podgrade i takav sustav sila zadati kao opterećenje za program RUBNI. Pri tome se može izabrati slijedeće opcije:

- luk kalote opterećen reaktivnim tlakom. Izračunava se potrebna reakcija u osloncu
- luk kalote opterećen reaktivnim tlakom i sidrima uz oslonac. Izračunavaju se posmične site u hvatištu sidara i potrebna reakcija u osloncu luka
- luk kalote i podnožni svod opterećen reaktivnim tlakom. Izračunava se ili reakcija u osloncu luka ili posmične sile uz sidra i reakcija u osloncu
- luk kalote opterećen reaktivnim tlakom. Izračunava se angažiranje trenja na kontaktu luka podgrade i potrebna reakcija u osloncu.

Zaključak

Prikazom problematike je pokazano da proračun podgrade koji se temelji na zajedničkim deformacijama stijene i podgrade nije pouzdan. Predlaže se inverzno dimenzioniranje podgrade, što znači da se umjesto traženja ekstremnog mogućeg utjecaja stijene na podgradu analizira djelovanje podgrade na stijenu. Na proračun podgrade podzemnih prostorija može se primijeniti princip graničnih stanja tako da se stijena na rubu otvora podzemne prostorije optereti graničnim dozvoljenim reaktivnim tlakom podgrade. Zadano opterećenje reaktivnim tlakom podgrade i sidrima mora predstavljati vjerojatan i uravnotežen sustav sila. Ako je utjecaj podgrade dobro odabran, stijena će uz otvor biti napregnuta ispod granica kriterija loma stijene, što ujedno predstavlja dokaz stabilnosti konstrukcije.

Za provjeru utjecaja podgrade na stijenu potrebni su samo pouzdani podaci o kriterijima loma stijene. To je i osnovna prednost ovog inverznog postupka, jer je broj ulaznih materijalnih konstanti o kojima ovise rezultati, sveden na dvije ili tri. Nema poteškoća da se kontroliraju i klizanja po ravninama diskontinuiteta.

Primljeno: 2000-04-05

Prihvaćeno: 2000-09-21

LITERATURA

- Barton D. (1991): Geotechnical design, World Tunnelling, November 1991, London.
- Goodman, R., Gen Hua Shi (1985): Block Theory and its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, New Jersey
- Hoek E., Brown E.T., (1982): Underground excavations in rock, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek E. (1999): Rock Engineering, cours notes, Author/ Internet, Vancouver.
- Hoek E., Kaiser, P. K., Bawden, W.E. (1998): Support of Underground Excavation in Hard Rock, Balkema, Rotterdam.
- Hudec M. (1983): Statika obloga podzemnih prostorija. Mehanika stijena, temeljenje, podzemni radovi, Hrvatsko društvo građevinskih inženjera, Zagreb.
- Hudec M., Frgić L., (1993): Metoda rubnih elemenata. Rud.-geol.-naft.-zbo. Zagreb.
- Hudec M., Frgić L., Paris B., (1994): RUBNI – metoda rubnih elemenata, skripta, Rudarsko-geološko-naftni fakultet, Zagreb.
- ITA (1992): Konstruktivni projekt tunela, Smjernice ITA, *Gradevinar*, Zagreb
- Mang H., Kropik C., (1995): Computational Mechanics of the Excavation of Tunnels, NATM, IACS, Wien.
- Szavits-Nossan, A., Ivšić T., (1995): Eurocode 7, *Gradevinarski godišnjak '95*, Hrvatsko društvo građevinskih inženjera, Zagreb.

The ultimate state concept applied to tunnel support

M. Hudec, L. Frgić, K. Tor

It is not easy to choose the right values for the material constants required to describe the rock behaviour during the excavation of underground rooms. Some of them are unreliable.

- deformability of the rock mass. Different authors proposed very scattered values (Fig. 1),

- the deformations near the excavation site (Fig. 2) and the load distribution between the rock and support at any moment,

- the stiffness of »young« shotcrete, depending on time. The shotcrete arch follows the rock deformations, but during hardening. The final load distribution between the rock and support is very disputable,

- the constants defining the failure criteria (Figs. 3 and 4). Only the constants obtained by laboratory tests on standard specimen are known, but corresponding values for the rock mass can be obtained only by judgement based on one of classifications systems,

- rock anisotropy and planes of weakness can be included in the analysis only if many data are measured on given location (Fig. 5),

- the complex constitutive laws are exceptionally known for given location (Fig. 6),

- as a rule, the ratio of primary horizontal and vertical pressures in rock is not known. The measured values are very scattered (Fig. 7). The influence of this ratio on the stress concentration around the opening is crucial for stress distribution (Fig. 8) and decisive for profile shape.

The most questionable are the values of pressures between rock and support resulting from common deformations on the contact area

between rock and support. Therefore the modeling and design of the tunnel support is not reliable, if it is based on active rock pressure resulting from this common deformations. The inversion of the design procedure is proposed. Instead of the active extreme pressure of the rock on support, the influence of ultimate reaction of the support on the rock has to be analysed. This procedure can be performed using the ultimate load principle, as proposed by Eurocode 7 (Geotechnics). Normally, the rock has the tendency to increase the common convergence until the support reaches its ultimate state. So, loading of profile boundary with the ultimate possible reaction of the support is very plausible. The reactive support pressures have to be probable and itself in equilibrium. The ultimate reactive load has to be reduced by Eurocode safety factor for structural elements and applied on the rock with given properties, or alternatively (as proposed by Eurocode 7) the soil or rock properties have to be diminished and calculated with full ultimate support pressures.

If the rock with given (or proposed) properties, and loaded with ultimate reactive pressures resulting from supposed support, satisfy its failure criterion, then is the compound system support-rock verified. By this procedure, the number of relevant material properties is reduced to the primary stress ratio and the constants defining the failure criterion. The verification can be performed by any of numerical methods, but we prefer here used boundary elements method.