

# Granična nosivost plitkih temelja na stijenskoj masi

Predrag Mišćević, Danijela Števančić

## Ključne riječi

stijenska masa,  
plitki temelj,  
granična nosivost,  
fliš,  
utjecajni elementi,  
dopušteno opterećenje

## Key words

rock mass,  
shallow foundation,  
ultimate bearing capacity,  
flysch,  
influence elements,  
allowable load

## Mots clés

masse rocheuse,  
fondations superficielles,  
capacité portante ultime,  
flysch,  
éléments d'influence,  
charge admissible

## Ключевые слова

горная порода,  
неглубокое основание,  
предельная несущая  
способность,  
флиш,  
влиятельные элементы,  
допустимая нагрузка

## Schlüsselworte

Gesteinsmasse,  
Flachgründung,  
Grenztragfähigkeit,  
Flysch,  
Einflüsselemente,  
zulässige Belastung

P. Mišćević, D. Števančić

Pregledni rad

## Granična nosivost plitkih temelja na stijenskoj masi

Opisane su neke najčešće upotrebljavane metode određivanja granične nosivosti plitkog temelja na stijenskoj masi. Navedene metode primijenjene su na primjeru fliša kao tanko slojevite stijenske mase koju gradi stijena čija je jednoosna tlačna čvrstoća znatno manja od betona kao materijala od kojeg se uobičajeno grade temelji. Prikazani su utjecajni elementi sa kojima treba definirati faktor sigurnosti kojim će se odrediti dopušteno opterećenje plitkih temelja na stijenskoj masi.

P. Mišćević, D. Števančić

Subject review

## Ultimate bearing capacity of shallow foundations on rock mass

Some methods frequently used for determining an ultimate bearing capacity of shallow foundations on rock mass are described. These methods have been applied for the flysch, which is a thin-layered rock mass whose uniaxial compressive strength is by far lower than that of the concrete normally used in the construction of foundations. The authors present influence elements of the safety factor that serves as basis for determination of allowable load for shallow foundations on rock mass.

P. Mišćević, D. Števančić

Ouvrage de synthèse

## Capacité portante ultime des fondations superficielles sur la masse rocheuse

Quelques méthodes utilisées très fréquemment dans la détermination de la capacité portante ultime des fondations superficielles sur la masse rocheuse sont décrites. Ces méthodes ont été appliquées pour le flysch, c'est-à-dire pour la masse rocheuse disposée en couches minces dont la résistance à la compression est beaucoup plus petite que celle du béton normalement utilisé dans la construction des fondations. Les auteurs présentent les éléments d'influence pour le facteur de sécurité qui sert comme base pour la détermination de la charge admissible des fondations superficielles sur la masse rocheuse.

П. Мишчевич, Д. Штеванич

Обзорная работа

## Предельная несущая способность неглубоких фундаментов на горной породе

В работе описываются чаще всего применяемые методы определения предельной несущей способности неглубокого фундамента на горной породе. Приведены методы, применённые на примере флиша как тонко слоистые горные массы, составляющие горную породу, чья одноосная прочность на давление значительно меньшая, чем у бетона, как материала, из которого обычно строятся фундаменты. Показаны влиятельные элементы, при помощи которых необходимо определить коэффициент надёжности, при помощи которого будет определена допустимая нагрузка неглубоких оснований на горной породе.

P. Mišćević, D. Števančić

Übersichtsarbeit

## Grenztragfähigkeit der Flachgründung auf Gesteinsmasse

Man beschreibt einige der häufigst angewendeten Methoden der Festlegung der Grenztragfähigkeit des Flachfundaments auf Gesteinsmasse. Die angeführten Methoden wendete man am Beispiel des Flysches als dünn-schichtiger Gesteinsmasse an, gebildet aus Gestein dessen einachsige Festigkeit eheblich geringer ist von Beton als Baustoff aus dem Fundamente herkömmlich gebaut werden. Dargestellt sind die Einflüsselemente mit denen der Sicherheitsfaktor definiert werden soll mit welchem die zulässige Belastung der Flachfundamente auf Gesteinsmasse bestimmt wird.

Autori: Prof. dr. sc. **Predrag Mišćević**, dipl. ing. građ.; **Danijela Števančić**, dipl. ing. građ., Građevinsko-arhitektonski fakultet Sveučilišta u Splitu, Katedra za geotehniku, Matice hrvatske 15, Split

## 1 Uvod

Plitki se temelj na stijenskoj masi danas uglavnom gradi kao armiranobetonska struktura čije se dimenzije određuju tako da se riješi zadaća: naprezanja koja se prenose s građevine preko temelja stijenska masa treba preuzeti bez prekomjernog slijeganja. To znači da treba istražiti tri različita oblika problema [1]:

- graničnu nosivost stijenske mase da ne bi došlo do loma ili puzanja materijala u opterećenom području stijenske mase ispod temelja
- slijeganje temelja kao elastične i plastične deformacije stijenske mase, kao i moguće kompresije, npr. meke pukotinske ispune unutar opterećenog obujma stijenske mase
- klizanje ili posmični lom blokova stijene formiranih pukotinskim sustavima u opterećenom području stijenske mase ispod temelja. Ovaj se uvjet uobičajeno provjerava kod temelja lociranih blizu strme kosine, gdje diskontinuiteti izbijaju na lice kosine.

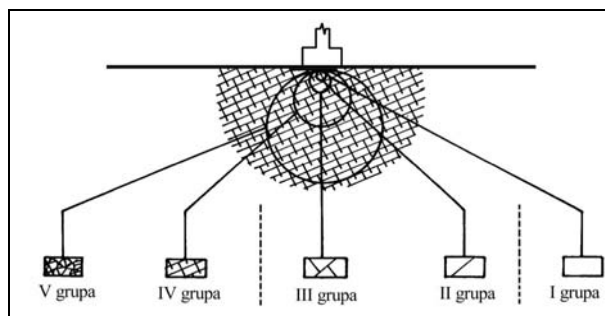
Ovi se problemi mogu iskazati i tako da opterećenje temelja od konstrukcije mora biti manje od nosivosti stijenske mase na kojoj je obavljeno temeljenje, a pri tome slijeganja moraju biti manja od dopuštenih slijeganja za konstrukciju. Odnosno temelj kao konstrukcija treba zadovoljiti granična stanja nosivosti i uporabivosti.

Da bi se zadaća mogla analizirati potrebno je poznavati [2]:

- deformabilnost i čvrstoću stijenske mase
- dopušteno slijeganje gornje konstrukcije
- prirodno stanje naprezanja u stijenskoj masi kao i sve promjene tog stanja naprezanja uzrokovane ljudskom aktivnošću (iskopi)
- razinu i tlakove podzemne vode
- položaj i svojstva slojeva te svih oblika diskontinuiteta (pukotine, rasjedi), kao što su njihova orijentacija, kontinuiranost, širina, ispuna, razmak, hrapavost i rastrošenost zidova diskontinuiteta ...
- stanje rastrošenosti i razlomljenosti stijene koja gradi stijensku masu.

Osim poznavanja navedenih svojstava potrebno je u analizu uvesti efekt mjerila, odnosno odnos dimenzija temelja prema položaju i razmaku diskontinuiteta svih oblika (slika 1.). Na istoj stijenskoj masi, ovisno o dimenzijama temelja, problem temeljenja može se razmatrati kao temeljenje na kontinuiranoj ili diskontinuiranoj sredini. Stijenska masa u skupini I. može se razmatrati kao intaktna odnosno homogena, kontinuirana, izotropna i linearno elastična sredina. Skupine II. i III. predstavljaju stijenske mase kod kojih je ponašanje određeno svojstvima diskontinuiteta, odnosno mogu se opisati kao diskontinuirane, nehomogene, anizotropne i nelinearno elastične

sredine. Skupine IV. i V. su stijenske mase koje su pod utjecajem velikog broja diskontinuiteta. One se mogu razmatrati kao uvjetno homogene i izotropne.



Slika 1. Prikaz utjecaja efekta razmjera na modele ponašanja stijenske mase u proračunu plitkog temelja [23]

## 2 Granična nosivost

Zbog velikog broja elemenata koji utječu na veličinu granične nosivosti stijenske mase, osobito kada problem treba razmatrati kao anizotropan, pokusna su opterećenja najpouzdanija metoda određivanja nosivosti temelja na stijenskoj masi. Međutim ona su relativno skupa i financijski su isplativa samo kod značajnih građevina (velike masivne građevine, stupovi mostova, brane, itd.).

Kod temelja na stijenskoj masi kod kojih je stijenska masa čvršća od betona od kojeg je građen temelj, graničnu nosivost stijenske mase uglavnom nije potrebno razmatrati. Problem se zbog toga uobičajeno razmatra za stijenske mase u kojima se pojavljuju geološke situacije kao što su razlomljena i rastrošena stijena, stijenska masa s diskontinuitetima pod blagim nagibom u odnosu na plihu temelja, izrazito uslojene stijenske mase, krš, itd.

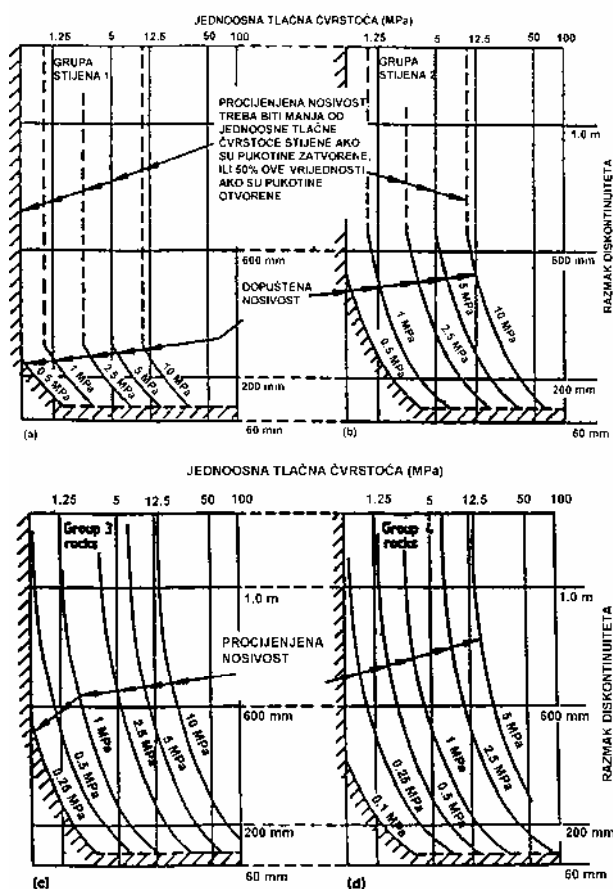
Uobičajena je metoda definiranja granične nosivosti temelja na stijenskoj masi korištenje "iskustvenim" publiciranim tablicama (preporučene vrijednosti, građevinski "kodovi"), za određene tipove stijenske mase. Pri tome, iako su pretpostavljene vrijednosti nosivosti stijenske mase određene s relativno velikom rezervom, za istu vrstu stijene postoje znatne razlike u vrijednostima prema raznim propisima. Iz tog razloga takve vrijednosti mogu dati prihvatljive proračune nosivosti temelja samo kod jednostavnih konstrukcija na relativno dobrim stijenskim masama.

Za složene situacije ili uvjete stijenske mase koji ne odgovaraju tipizacijama opisanim u "kodovima", uvijek je prikladno koristiti se metodama graničnih stanja ili numeričkim metodama. Međutim, takve metode zahtijevaju uporabu odgovarajućih parametara čvrstoće i deformabilnosti stijenske mase, pri čemu se parametri potrebni za proračun iskustveno procjenjuju (što opet uvodi faktor nesigurnosti), ili ih je potrebno izmjeriti.

U tim složenim uvjetima, preporučene vrijednosti koje ne uzimaju u obzir vrstu i funkciju konstrukcije koja se temelji, kriterij dopuštenih pomaka te deformabilnosti stijenskih masa, mogu dovesti do znatnog povećanja troškova temeljenja.

U propisima su vrijednosti nosivosti stijenske mase najčešće dovedene u korelaciju s jednoosnom tlačnom čvrstoćom monolitne stijene, indeksom kvalitete jezgre RQD (*Rock Quality Designation*) ili s nekom od razreda stijenske mase (kao što su geomehanička razredba (RMR, Bieniawski), Bartonova Q-razredba, itd.).

Jedna od takvih oglednih metoda za određivanje pretpostavljene nosivosti plitkih temelja na stijenskoj masi prikazana je i u Eurocodeu 7: Geotechnical design, Part 1: General rules, Annex E, ENV 1997-1:1995. Pretpostavljena nosivost slabih i razlomljenih stijena sa zatvorenim pukotinama, uključujući i vapnenac poroznosti manje od 35%, može se odrediti prema slici 2. Vrsta stijene za svaku skupinu prikazana je u tablici 1. Pretpostavljenu nosivost u crtanim područjima treba odrediti nakon pregleda i/ili ispitivanja stijenske mase [2].



Slika 2. Pretpostavljena nosivost kvadratnog temelja na stijeni (za slijeganja koja ne prelaze 0,5% širine temelja)

Tablica 1. Podjela slabih i razlomljenih stijena [2]

Grupa	Vrsta stijene
1	Čvrsti vapnenac i dolomit Karbonatni pješčenjak malog poroziteta
2	Eruptivni oolitni i laporoviti vapnenac Dobro cementirani pješčenjak Stvrdnuti karbonatni mulj Metamorfne stijene, uključujući škriljavce i slejtove (ravni klivaž/ uslojavanje)
3	Izrazito laporoviti vapnenac Slabo cementirani pješčenjak Slejt i škriljavac (strmi klivaž/folijacija)
4	Necementirani očvrsnuli mulj i šejl

Određivanje je zasnovano na podjeli stijena prema tablici 1. uz pretpostavku da konstrukcija može podnijeti slijeganje koje je manje od 0,5% širine temelja. Vrijednosti pretpostavljene nosivosti za druge vrijednosti slijeganja mogu se odrediti direktnom proporcijom. Za slabe i razlomljene stijene s otvorenim ili zapunjenim pukotinama potrebno je upotrijebiti reducirane vrijednosti pretpostavljene nosivosti.

## 2.1 Granična nosivost plitkog temelja na stijenskoj masi koja se može analizirati kao kontinuirana sredina

Zatvorena se analitička rješenja granične nosivosti plitkog temelja na stijenskoj masi mogu primijeniti samo u kontinuiranoj sredini.

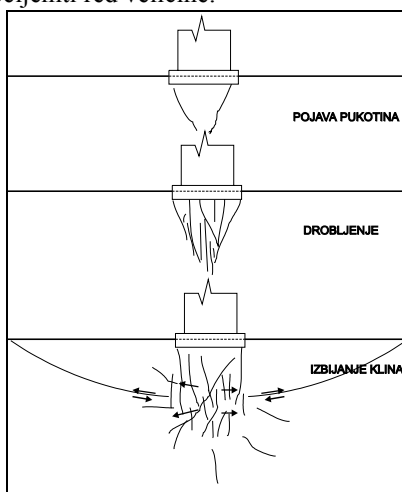
Kod izrazito razlomljene stijenske mase koja se može promatrati kao kvazihomogena, granična nosivost određena je posmičnom čvrstoćom "zrnatog" medija. Mehanizam loma je vrlo sličan kao i u poroznoj zrnatoj sredini kao što je tlo, pa se za proračun granične nosivosti mogu primjenjivati teorije razvijene za tlo. Posmični lom karakterističan je i za neke meke, slabo vezane stijene.

Kod slabo cementiranih sedimentnih stijena ili izrazito poroznih stijena, mehanizam loma može se opisati kao kolaps strukture pora. Ispod opterećene površine u takvim je stijenama lom vidljiv kao "utiskivanje" u stijenu.

Čvrste, malo porozne i krhke stijene najslabije su u vlaklu te se mehanizam loma u takvim stijenskim masama može opisati kao širenje vlačnih pukotina. Na slici 3. prikazan je razvoj zone loma za takav model. Ako se zamisli da se na temelj može postupno kontrolirano nanositi opterećenje, tada se ponašanje krhke stijene može opisati na sljedeći način. U početku se odnos naprezanja i deformacije može izraziti linearno elastičnim modelom. Kada naprezanje u masi ispod temelja u nekom smjeru doseg-

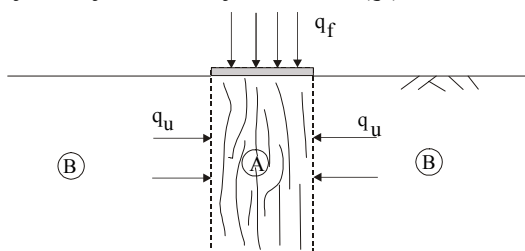
ne razinu vlačne čvrstoće počinje razvoj pukotina. Daljnjim povećanjem opterećenja pukotine se umnožavaju i dalje propagiraju, pa se pojavljuje zdrobljeno područje ispod temelja. Zbog učinka dilatacije, zdrobljeni se klin ispod temelja širi bočno, uzrokujući pojavu radijalnih pukotina. Daljnjim širenjem te pukotine mogu izbiti na površinu u okolini temelja, pa se time formira izbačeni klin (blok).

U prirodi se u stijenskoj masi redovito događaju složeni modeli loma koji su posljedica istodobnih procesa zatvaranja, otvaranja i širenja, pukotina i prslina, koji su usporedni s prethodno opisanim jednostavnim procesom loma. Zbog toga ne postoji opća formula, odnosno analitičko zatvoreno rješenje po kojemu se može proračunati granična nosivost temelja na stijenskoj masi. U nastavku će se izložiti nekoliko modela s pomoću kojih se može procijeniti red veličine.



Slika 3. Razvoj područja loma ispod plitkog temelja na čvrstoj, krhkoj, slabo poroznoj stijeni

Goodman [3] je, koristeći se formulacijom koju je razradio Ladanyi [4], odredio graničnu nosivost za plitki temelj na homogenoj izotropnoj stijeni za model loma prikazan na slici 3. Ako promatramo zdrobljeno područje ispod temelja (područje A na slici 4.), kao stup pridržan okolnom stijenom (područje B), tada najveći horizontalni otpor koji može pružiti zona B odgovara jednoosnoj tlačnoj čvrstoći stijenske mase ( $q_u$ ).



Slika 4. Model proračuna granične nosivosti plitkog temelja na stijenskoj masi [3]

Na slici 5. čvrstoća neke analizirane stijenske mase prikazana je krivuljom B, a krivuljom A prikazana je čvrstoća te iste ali zdrobljene stijenske mase (ona se može odrediti npr. troosnim pokusom na slomljenom uzorku stijene). Ako se jednoosna tlačna čvrstoća stijenske mase ( $q_u$ ) prihvatiti kao najveći otpor koji može pružiti područje B, tada se u trenutku gubitka ravnoteže područja A može odrediti da je (za Mohr-Coulombov materijal prema slici 5.):

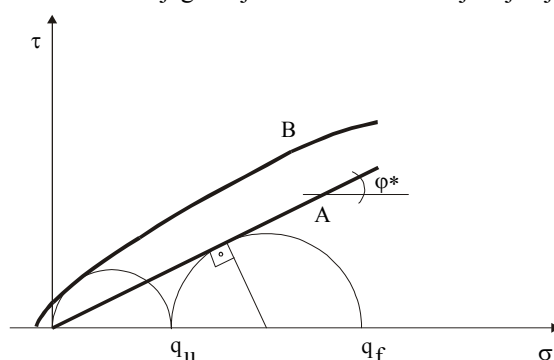
$$\sin \varphi^* = \frac{\frac{1}{2}(q_f - q_u)}{q_u + \frac{1}{2}(q_f - q_u)} \quad (1)$$

Iz prethodnog izraza granična nosivost se može prikazati na način:

$$q_f = q_u \cdot \left[ \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi^*}{2} \right) \right] \quad (2)$$

gdje je:

$\varphi^*$  - kut unutrašnjeg trenja određen na zdrobljenoj stijeni



Slika 5. Proračun granične nosivosti plitkog temelja na homogenoj izotropnoj čvrstoj stijenskoj masi prema modelu sa slike 4.

Za stijenske mase koje se prema slici 1. mogu svrstati u skupine I., III. i IV. može se primijeniti Hoek-Brownov kriterij čvrstoće koji u generaliziranom obliku glasi:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (3)$$

gdje su  $m_b$ ,  $s$ ,  $a$  parametri stijenske mase, a  $\sigma_c$  jednoosna tlačna čvrstoća stijene. Parametri  $m_b$ ,  $s$  i  $a$  mogu se odrediti iz izraza (prema [5]):

$$\frac{m_b}{m_i} = e^{\left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D_{HB}} \right)} \quad (4)$$

$$s = e^{\left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D_{HB}} \right)} \quad (5)$$

$$a = 0,5 + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (6)$$

Parametar  $m_i$  ovisi o vrsti stijene koja gradi stijensku masu i o njezinim mehaničkim svojstvima. U radu [6] prikazane su vrijednosti ovog parametra u korigiranom obliku u odnosu na vrijednosti iz izvornog rada.

U prethodnim je izrazima  $D_{HB}$  faktor poremećenosti čija je vrijednost prikazana u tablici 2. [5]. GSI je geološki indeks čvrstoće koji predstavlja procjenu kvalitete stijenske mase na osnovi strukture stijenske mase i stanja površina pukotina, a nema dimenziju.

Tablica 2. Preporučene vrijednosti faktora poremećenosti  $D_{HB}$  (prema [5])

Opis stijenske mase	$D_{HB}$
Kontrolirano miniranje dobre kvalitete ili iskop strojem koji minimalno poremećuju stijensku masu oko ruba tunela.	0
Mehanički ili ručni iskop u stijenskoj masi loše kvalitete s minimalnom poremećenosti stijenske mase. Problemi sa stiskajućom stijenom mogu rezultirati znatnim poremećajem podnožnog svoda tunela.	0,5
Miniranje vrlo loše kvalitete u čvrstim stijenskim masama sa znatnim lokalnim oštećenjima čija debljina može prijeći i 2-3 m stijenske mase oko otvora.	0,8
Miniranje malog razmjera na kosinama koje rezultira blagim poremećivanjem stijenske mase. Međutim zbog oslobađanja naprezanja dolazi do poremećaja.	0,7 (kvalitetno miniranje) 1,0 (loše miniranje)
Vrlo veliki otvoreni rudokopi imaju kosine koje su znatno oštećene zbog miniranja velikog razmjera i zbog oslobađanja naprezanja koje je posljedica uklanjanja nadsloja. U nekim mekšim stijenama iskop se može obavljati strojno, što rezultira manjim poremećivanjem kosina.	1,0 (miniranje za potrebe proizvodnje)  0,7 (strojni iskop)

Iz izraza (3) može se odrediti jednoosna tlačna čvrstoća stijenske mase na sljedeći način (za uvjet da nema bočnog pridržanja, a manje glavno naprezanje jednako je nuli,  $\sigma_3 = 0$ ):

$$q_u = (s \cdot \sigma_c^{1/a})^a \quad (7)$$

Prema slici 4., veće glavno naprezanje za područje A odgovara graničnoj nosivosti, te ako se za manje glavno naprezanje upotrijebi najveći otpor koji može pružiti područje B, a koji odgovara jednoosnoj tlačnoj čvrstoći stijenske mase prema izrazu (7), tada je prema izrazu (3) granična nosivost određena sa:

$$q_f = \left[ \sigma_{cr} \cdot \left( m_{br} \cdot \frac{s^a \cdot \sigma_c}{\sigma_{cr}} + s_r \right)^{a_r} \right] + \sigma_c \cdot s^a \quad (8)$$

U prethodnom izrazu indeks  $r$  označava parametre razlomljene stijenske mase (zdrobljeno područje B).

Serrano i dr. [7] [8], su za isti Hoek-Brownov kriterij dali izraz za određivanje granične nosivosti plitkog temelja. Za stijensku masu bez težine, horizontalnu površinu stijenske mase oko temelja i vertikalno opterećenje temelja, graničnu su nosivost izrazili na sljedeći način:

$$q_f = \beta_n (N_\beta - \zeta_n) \quad (9)$$

gdje su:

$$k = (1-a) \frac{1}{a}$$

$$A_n^k = m_b (1-a) \frac{1}{2^{1/a}} \quad A_n = (A_n^k)^{1/k} \quad (10)$$

$$\beta_n = A_n \sigma_c$$

$$\zeta_n = \frac{s}{m_b A_n} \quad (11)$$

Faktor nosivosti  $N_\beta$ , za neke karakteristične vrijednosti normaliziranog vertikalnog naprezanja oko temelja  $\sigma_{o1}^*$  [12] može se očitati iz tablice 3.:

$$\sigma_{o1}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_n} + \zeta_n \quad (12)$$

gdje je:

$\sigma_1 = \gamma \cdot h$  - vertikalno geostatičko naprezanje na razini temeljenja

$\gamma$  - jedinična težina stijenske mase oko temelja

$h$  - dubina temeljenja

Tablica 3. Faktor nosivosti  $N_\beta$  [8]

$\sigma_{o1}^*$	$a \rightarrow 0,50$	0,55	0,60	0,65
0	2,66	2,12	1,52	0,94
$10^{-6}$	2,89	2,16	1,61	1,09
$10^{-5}$	3,01	2,24	1,72	1,23
$10^{-4}$	3,30	2,44	1,97	1,54
$5 \times 10^{-4}$	3,65	2,76	2,32	1,95
$10^{-3}$	3,86	2,99	2,56	2,22
$5 \times 10^{-3}$	4,56	3,82	3,45	3,26
$10^{-2}$	5,00	4,37	4,07	3,97
$2 \times 10^{-2}$	5,54	5,04	4,89	4,94
$4 \times 10^{-2}$	6,26	6,01	6,00	6,28
0,1	7,54	7,70	8,09	8,88
0,2	8,90	9,47	10,36	11,81
0,4	10,77	11,90	13,51	15,96
0,7	12,81	14,55	16,98	20,62
1	14,45	16,67	19,79	24,43

Xiao-Li, Jian-Hua [9] su prema teoremu gornje granice za analizu graničnih stanja, za stijensku masu čija se čvrstoća može opisati Hoek-Brownovim kriterijem, odredili graničnu nosivost plitkog temelja izrazom:

$$q_u = s^{0.5} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma + q_0 \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B_0 \cdot N_\gamma \quad (13)$$

gdje su  $N_\sigma$ ,  $N_q$  i  $N_\gamma$  faktori nosivosti,  $q_0$  je površinsko opterećenje oko temelja,  $B_0$  širina temelja, a  $\gamma$  jedinična težina stijenske mase.

Za temelj na površini površinsko je opterećenje  $q_0 = 0$  i ako se analizira materijal bez težine  $\gamma = 0$ , izraz (13) postaje:

$$q_u = s^{0.5} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma \quad (14)$$

Za pet vrsta stijena, malo poremećenu stijensku masu ( $D_{HB} = 0,1$ ), te neke karakteristične vrijednosti GSI indeksa, proračunani faktori nosivosti  $N_\sigma$  prikazani su u tablici 4.

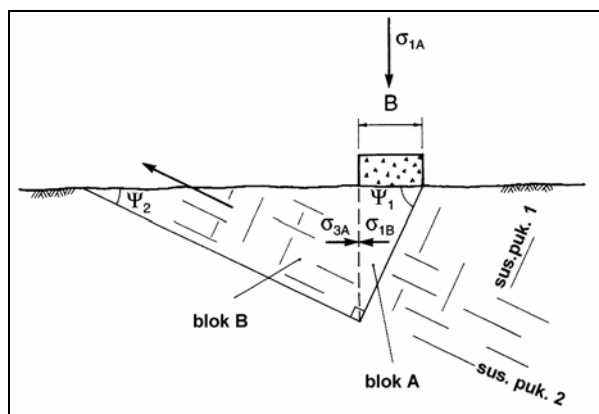
Tablica 4. Faktori nosivosti  $N_\sigma$  za pet vrsta stijena ( $D_{HB} = 0,1$ ), prema [9]

GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	2,107	2,849	4,289	4,938	7,940
10	3,785	5,215	7,949	9,159	14,597
15	5,467	7,544	11,418	13,096	20,415
20	6,793	9,316	13,917	15,873	24,223
25	7,637	10,382	15,299	17,363	26,036
30	8,044	10,832	15,762	17,813	26,341
35	8,123	10,834	15,585	17,549	25,661
40	7,985	10,549	15,014	16,852	24,409
45	7,717	10,099	14,228	15,923	22,876
50	7,381	9,569	13,347	14,895	21,234
55	7,018	9,013	12,448	13,853	19,602
60	6,653	8,463	11,572	12,843	18,039
65	6,301	7,938	10,745	11,891	16,576
70	5,968	7,448	9,978	11,010	15,227
75	5,660	6,996	9,274	10,203	13,995
80	5,376	6,582	8,633	9,468	12,877

## 2.2 Granična nosivost plitkog temelja na diskontinuiranoj sredini

Kao što je već navedeno, zatvorena analitička rješenja granične nosivosti temelja na diskontinuiranoj sredini (skupine stijenskih masa II i III prema slici 1.), moguće je prikazati samo ako se uvedu pretpostavke koje pojednostavljaju problem. Takva pojednostavljenja mogu uvesti znatna odstupanja od stvarnog stanja, ali daju dovoljno kvalitetna rješenja za manje značajne građevine. U svim ostalim slučajevima potrebno je izraditi analizu nekom od numeričkih metoda.

Na slici 6. prikazan je proračun za situaciju kada se razmatra stijenska masa sa dva međusobno okomita sustava pukotina, s nagibima  $\psi_1$  i  $\psi_2$ , a koji tvore bazu aktivnog (A) i pasivnog (B) bloka [10]. Manje glavno naprezanje  $\sigma_{3A}$  koje djeluje horizontalno na aktivni blok A može se proračunati iz izraza:



Slika 6. Granična nosivost temelja na stijenskoj masi sa dva međusobno okomita sustava pukotina (prema [10])

$$\sigma_{3A} = \left( \frac{\gamma \cdot B}{2 \tan \psi_1} \right) \cdot N_{\phi_2} + \left( \frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) \cdot (N_{\phi_2} - 1) \quad (15)$$

gdje su:

$c_1$  i  $c_2$  - kohezije svakog sustava pukotina

$\phi_1$  i  $\phi_2$  - kut trenja po svakom sustavu pukotina

$B$  - širina temelja

$$N_{\phi_1} = \tan^2(45^\circ + \phi_1 / 2)$$

$$N_{\phi_2} = \tan^2(45^\circ + \phi_2 / 2) \quad (16)$$

Iz uvjeta ravnoteže aktivnog bloka A može se proračunati granična nosivost:

$$q_f = \sigma_{3A} \cdot N_{\phi_1} + (c_1 / \tan \phi_1) \cdot (N_{\phi_1} - 1) \quad (17)$$

## 3 Primjer proračuna za fliš

Tanki slojevi heterogenog sastava jedno je od osnovnih svojstava fliša. Slojevi su uglavnom laporoviti, a lapor ima tlačne čvrstoće koje su na donjem dijelu ljestvice čvrstoća stijene. Po svojstvima ubraja se u skupinu mekih stijena, odnosno njegove čvrstoće su znatno ispod čvrstoća betona, kao materijala od kojeg se grade temelji. To je razlog što se pravilnim razmatranjem nosivosti fliša mogu postići znatne uštede u temeljima i za manje značajne građevine. Na slici 7. prikazan je primjer iskopa za temeljenje stambene građevine u naslazi fliša. Primjer proračuna provest će se za temelj širine 1,0 m postavljen na površini. Analizirati će se prema mehaničkim svojstvima, lapor sa sadržajem  $\text{CaCO}_3$  od 55%-60%. Prema rezultatima mjerenja [11], donja je granica jednoosne tlačne čvrstoća za takve lapore  $\sigma_c = 8 - 15$  MPa. Jedinična se težina lapora u suhom stanju kreće u rasponu:  $\gamma = 22 - 24$  kN/m<sup>3</sup>. Takvi lapori po svojstvima pripadaju slabijim članovima flišne serije te prema principu „najslabije karike u lancu“ dominantno određuju ponašanje cijelog sklopa.

Proračun granične nosivosti prema: Eurocodeu 7: Geotechnical design, Part 1. General rules, Annex E, ENV 1997-1:1995.

Ako navedeni primjer materijala promatramo kao stijensku masu koja prema tablici 1. pripada skupini stijena 3, tada prema slici 2. za jednoosnu tlačnu čvrstoću u rasponu 8 - 15 MPa, te razmak međuslojnih pukotina od 60-200 mm, procijenjena nosivost jest  $q_f=1,0 - 2,5$  MPa.



Slika 7. Primjer iskopa u flišu za temelje stambene zgrade

Stijenska masa opisana Hoek-Brownovim kriterijem čvrstoće, proračun prema izrazu (8):

Prema [8] flišna naslaga, prikazana primjerom na slici 7., pripada skupini D-E, odnosno procjena GSI indeksa jest:  $GSI = 30 - 40$ . Za kvalitetan iskop faktor poremećenosti je  $D_{HB} = 0$ , a zdrobljeno područje ispod temelja modelirano je sa  $D_{HB} = 0,8$ . Za lapore je procjena indeksa čvrstoće  $m_i = 9$ . Ako se navedene vrijednosti uvrste u izraze (4), (5) i (6), za  $GSI = 30$  i  $GSI = 40$  dobivaju se parametri Hoek-Brownova kriterija (proračun je izrađen programom RocLab koji se kao slobodni softver može naći na adresi [www.roscience.com](http://www.roscience.com)), a prikazani su u tablici 5. U istoj tablici prikazane su i vrijednosti granične nosivosti određene prema izrazu (8).

Tablica 5. Proračun granične nosivosti u primjeru prema izrazu (8)

GSI = 30 $\sigma_c = 8,0$ MPa		GSI = 40 $\sigma_c = 15,0$ MPa	
$m_b = 0,74$	$m_{br} = 0,14$	$m_b = 1,06$	$m_{br} = 0,25$
$s = 0,00042$	$s_r = 0,000025$	$s = 0,0013$	$s_r = 0,00011$
$a = 0,52$	$a_r = 0,52$	$a = 0,51$	$a_r = 0,51$
$q_f = 0,493$ MPa		$q_f = 1,766$ MPa	

Stijenska masa opisana Hoek-Brownova kriterijem čvrstoće, proračun prema izrazima Serrano i dr. [7] [8]:

Za  $GSI = 30$ ,  $\sigma_c = 8.0$  MPa i parametre Hoek-Brown-ovog kriterija prema vrijednostima iz prethodnog poglavlja,

granična se nosivost može odrediti prema izrazima (9), (10), (11):

$$k = (1-a) \frac{1}{a} = 0,9231$$

$$A_n^k = m_b (1-a) \frac{1}{2^{1/a}} = 0,0937 \quad A_n = (A_n^k)^{1/k} = 0,0769$$

$$\beta_n = A_n \sigma_c = 0,6155 \text{ MPa}$$

$$\zeta_n = \frac{s}{m_b A_n} = 0,00738$$

Faktor nosivosti  $N_\beta$  je očitano iz tablice 3., i to za normalizirano vertikalno naprezanje oko temelja:

$$\sigma_{ol}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_n} + \zeta_n = 0,00738$$

gdje je:  $\sigma_1 = \gamma \cdot h = 0$  kPa (za temelj na površini)

Za vrijednost  $N_\beta = 4,36$  granična je nosivost prema izrazu (9)  $q_f = 2,68$  MPa.

Za  $GSI = 40$ ,  $\sigma_c = 15,0$  MPa:

$$k = (1-a) \frac{1}{a} = 0,9608$$

$$A_n^k = m_b (1-a) \frac{1}{2^{1/a}} = 0,1334 \quad A_n = (A_n^k)^{1/k} = 0,1229$$

$$\beta_n = A_n \sigma_c = 1,843 \text{ MPa}$$

$$\zeta_n = \frac{s}{m_b A_n} = 0,00998$$

Faktor nosivosti  $N_\beta$  je očitano iz tablice 3. za:

$$\sigma_{ol}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_n} + \zeta_n = 0,00992$$

Za  $\sigma_1 = \gamma \cdot h = 0$  kPa očitana je vrijednost  $N_\beta = 4,87$  i granična je nosivost prema izrazu (9)  $q_f = 8,96$  MPa.

Stijenska masa opisana Hoek-Brown-ovim kriterijem čvrstoće, proračun prema izrazu (14), Xiao-Li & Jian-Hua [9]:

Prema tablici 4. za  $GSI = 30$ , te  $m_i = 10$ , očitano je faktor nosivosti  $N_\sigma = 10,832$ , što za jednoosnu tlačnu čvrstoću  $\sigma_c = 8$  MPa i parametar stijenske mase  $s = 0,00042$  (tablica 5.), daje graničnu nosivost:

$$q_u = s^{0.5} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma = 0,00042^{0.5} \cdot 8 \cdot 10,832 = 1,77 \text{ MPa}$$

Prema tablici 4. za  $GSI = 40$ , te  $m_i = 10$ , očitano je faktor nosivosti  $N_\sigma = 10,549$ , što za jednoosnu tlačnu čvrstoću  $\sigma_c = 15$  MPa i parametar stijenske mase  $s = 0,0013$  (tablica 5.), daje graničnu nosivost:

$$q_u = s^{0.5} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma = 0,0013^{0.5} \cdot 15 \cdot 10,549 = 5,71 \text{ MPa}$$

### 3.1 Proračun s pomoću parametara posmične čvrstoće

Stijenska je masa prirodna geološka formacija stijene sa svim oslabljenjima, odnosno općenito diskontinuitetima. Da bi se izmjerila posmična čvrstoća tog sklopa potrebni su pokusi dovoljno velikog mjerila da obuhvate sve elemente koji utječu na ponašanje sklopa. Kako je već prethodno navedeno, cijena izvođenja takvih pokusa, te granična nosivost čvrstih stijena koja se približava čvrstoći materijala od kojih se grade temelji, osnovni su razlozi zašto se takva mjerenja ne izvode za manje značajne građevine.

Kako je fliš stijenska masa koja sadrži slojeve koji imaju čvrstoće znatno manje od betona kao materijala od kojeg se grade temelji, za usporedbu će se promotriti rezultati mjerenja posmične čvrstoće na uzorcima reda veličine deset centimetara. S obzirom da je razmak međuslojnih pukotina u flišu redovito vrlo malen (u prosjeku nekoliko milimetara do nekoliko centimetara - vidi primjer na slici 7.), takav uzorak može poslužiti za približnu sliku reda veličine posmične čvrstoće.

Kako je sušenje i vlaženje osnovni uzrok vrlo brze degradacije svojstava ovog materijala, problem je i dobivanje uzoraka fliša s prirodnom vlažnošću, odnosno uzoraka ove meke stijene koji pri uzorkovanju nisu došli u dodir s vodom (što bi za posljedicu imalo degradirani uzorak). Standardno bušenje kroz ove materijale nije moguće bez uporabe vode, a materijal se u dodiru s vodom dezintegrira. Iz tog su razloga za ispitivanje iskorišteni uzorci vađeni iz površinskih slojeva koji nisu zahvaćeni procesom razgradnje (slika 8.).

Posmična čvrstoća ispitana je prijenosnim uređajem za izravni posmik ELE electronics Ltd England (Hoekov tip uređaja). Osnovni su nedostaci ovog ispitivanja veličina uzorka koji se može ugraditi u uređaj i način definiranja stanja naprezanja na plohi posmika.

Odabrani su uzorci po svojstvima sličnim onima opisanim u poglavlju 3., kako bi rezultati bili usporedivi s rezultatima dobivenim proračunima opisanim u radu. Za svaki uzorak izrađene su po četiri epruvete za posmik okomito na slojeve i paralelno s slojevima. Na slici 9. prikazan je primjer jedne ispitane epruvete uzorka oznake *Bp* prema

Tablica 6. Svojstva analiziranih uzoraka i rezultati mjerenja posmične čvrstoće

Oznaka uzorka		sadržaj CaCO <sub>3</sub> (%)	indeks osjetljivosti na kalavost $I_{d2}$ (%)	vlažna jedinična težina $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)	vertikalno opterećenje u pokusu (MPa)
<i>Ao</i>	okomito na puk.	59,6	84,4	22,3	1481	44	0,5 – 3,5
<i>Ap</i>	paralelno s puk.				1456	31	
<i>Bo</i>	okomito na puk.	58,1	96,4	23,1	1723	42	1,0 – 5,8
<i>Bp</i>	paralelno s puk.				1925	32	



Slika 8. Uzorkovanje s površine

Slojevi koji formiraju naslagu fliša pretežno su laporoviti, a lapori imaju svojstvo da ako se izlože djelovanju atmosferilija (procesi sušenja i vlaženja, zamrzavanja i otapanja, grijanja i hlađenja), na njima se razvija proces razgradnje ([12], [13], [14], [15], [16]). Posljedica je razgradnje dezintegracija materijala i degradacija njegovih svojstava.

tablici 6., ugrađen u plaster za potrebe ugradnje u ćeliju, a nakon posmika po međuslojnoj pukotini. Na slici se uočavaju hrapavost međuslojne pukotine (slojevi su nastali taloženjem kao marenski sediment) i crni tragovi djelovanja mikroorganizama u pukotini u geološkoj povijesti.

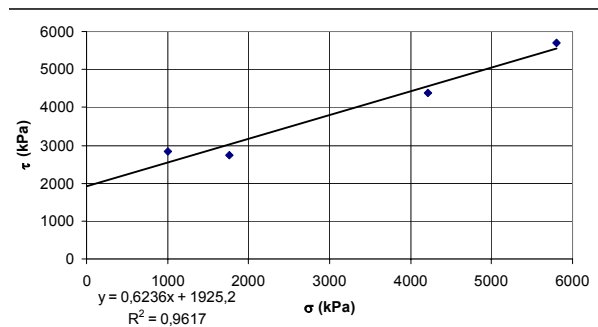


Slika 9. Polovina jedne epruvete uzorka oznake *Bp* nakon posmika po međuslojnoj pukotini



Uzorci su ispitani u roku od 12 sati nakon uzorkovanja, pri čemu se prirodna vlažnost održavana u laboratorijskim uvjetima bez posebne zaštite.

Dobiveni podaci o posmičnoj čvrstoći i ostala izmjerena svojstva ispitivanih uzoraka prikazani su u tablici 6. Na slici 10. prikazani su rezultati mjerenja i vrijednosti određenih parametara posmične čvrstoće za uzorak oznake Bp. Za izvršena ispitivanja, interpolirani pravci kojima je definirana posmična čvrstoća na svim uzorcima zadovoljavali su uvjet  $R^2 > 0,95$ .



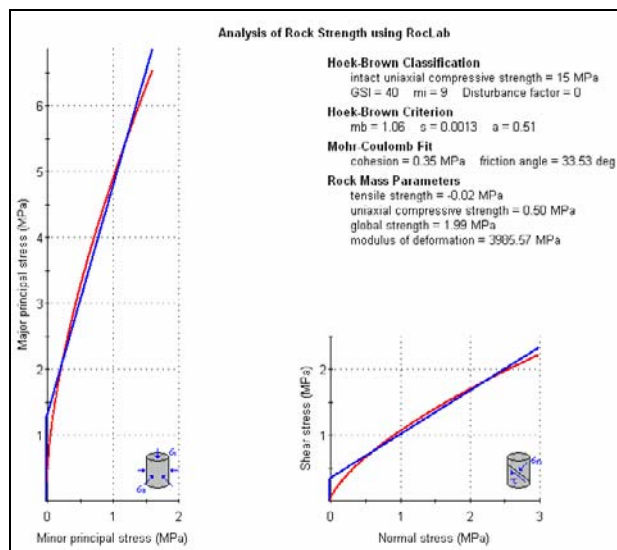
Slika 10. Dijagram rezultata izravnog posmika za uzorak Bp

Zanimljivo je da kod odabranih uzoraka, pri smicanju paralelno i okomito na međuslojne pukotine, nema velike razlike u komponenti otpora, izraženoj kao kohezija, a veća je razlika jedino u kutu trenja.

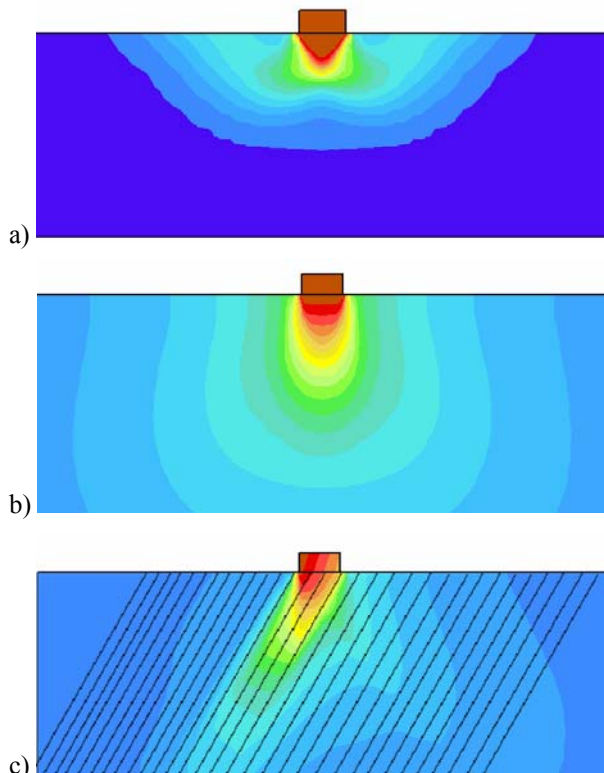
Procjena parametra posmične čvrstoće stijenske mase kao sklopa, prema Mohr-Coulombovu kriteriju, izvršena je i iz Hoek-Brownova kriterija, a za parametre stijenske mase iz analiziranog primjera. Principi aproksimacije nelinearnog Hoek-Brownova kriterija s linearnim Mohr-Coulombovim kriterijem prikazani su u radovima [17] i [18]. U ovome radu aproksimacija je izvršena za najveću vrijednost manjega glavnog naprežanja  $\sigma_{3\max}$  u području loma ispod temelja. Vrijednost manjega glavnog naprežanja određena je analizom izvršenom numeričkim modelom izrađenim programskim paketom Z\_SOIL 2001 (Zace Service Ltd., Switzerland), koji se koristi dvodimenzijском metodom konačnih elemenata, za ravninsko stanje deformacija. U području loma određena je vrijednost  $\sigma_{3\max} = 1,6$  MPa, za koju je proračun procjene parametara izvršen programom RocLab (rezultati su prikazani na slici 11.). Dobiveni su parametri posmične čvrstoće stijenske mase:  $c = 350$  kPa;  $\varphi = 33,5^\circ$ .

Iako takav proračun daje velike rezerve nosivosti, za analizu granične nosivosti su upotrijebljene najmanje vrijednosti posmične čvrstoće iz prethodne analize, odnosno vrijednosti  $c = 350$  kPa i  $\varphi = 33,5^\circ$ . Analiza granične nosivosti izrađena je prethodno opisanim numeričkim modelom. Deformacijska su svojstva fliša modelirana parametrima :  $E = 1 \cdot 10^6$  kPa;  $\nu = 0,3$ . Na

slici 12.b prikazane su zone deformacije u modelu pod opterećenjem temelja koje odgovara graničnoj nosivosti. Analizom je dobivena granična nosivost  $q_f = 6.35$  MPa.



Slika 11. Procjena parametara posmične čvrstoće prema Mohr-Coulombovu kriteriju, iz Hoek-Brownova kriterija, za  $\sigma_{3\max} = 1.6$  MPa, izrađena programom RocLab



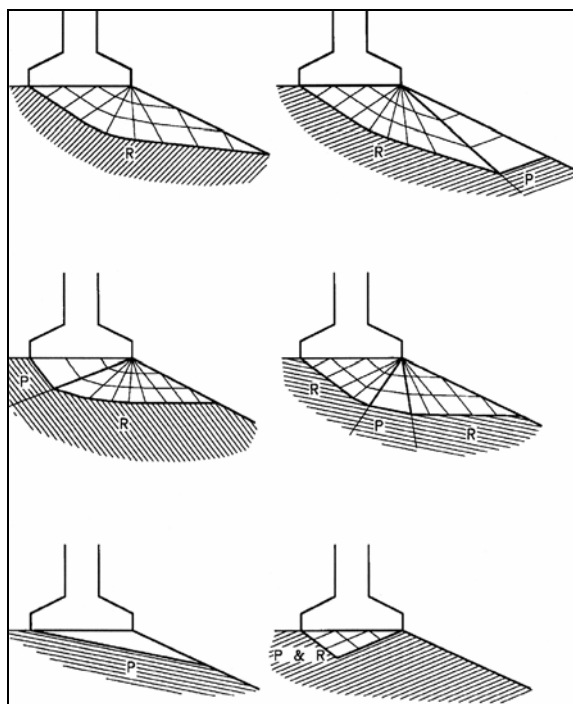
Slika 12. Zone deformacija za opterećenje temelja koje odgovara graničnoj nosivosti za:  
a) homogena stišljiva sredina sredina male kohezije;  
b) homogeni model iz primjera;  
c) uslojeni (laminirani) model iz primjera

### 3.2 Utjecaj nagiba međuslojnih pukotina

Prednost analize numeričkim modelom jest u tome što se u proračunu mogu obuhvatiti i utjecaji širine temelja, dubine temeljenja te slojevitosti odnosno općenito utjecaj diskontinuiteta. Ti utjecaji nisu obuhvaćeni u proračunima prikazanim u prethodnim poglavljima.

Grafičnu nosivost anizotropne diskontinuirane stijenske mase, zbog količine utjecajnih parametara, vrlo je teško prikazati u zatvorenome analitičkom obliku. Na slici 13. prikazan je utjecaj nagiba međuslojnih pukotina na formiranje oblika loma, iz radova Serrano & Olalla ([19] i [20]). Ovisno o nagibu pukotina lom nastaje uzduž diskontinuiteta, kroz stijensku masu, ili kombinirano.

Analize iz navedenih radova (kao i iz npr. [21] i [22]), pokazale su da za nagib slojeva veći od oko  $60^\circ$  u odnosu na horizontalu, svojstva posmične čvrstoće međuslojnih pukotina imaju manji utjecaj na veličinu granične nosivosti. Sa smanjenjem nagiba utjecaj posmične čvrstoće diskontinuiteta raste, odnosno raste utjecaj razlike vrijednosti posmične čvrstoće po međuslojnoj pukotini i stijenske mase.



Slika 13. Utjecaj nagiba slojeva na formiranje oblika loma (preuzeto iz [19] i [20]), P-lom uzduž plohe diskontinuiteta; R-lom kroz stijensku masu

Za primjer je stijenska masa iz modela sa slike 12. umjesto kao homogena sredina, modelirana kao uslojena sredina (laminirani model) s posmičnom čvrstoćom međuslojnih pukotina  $c = 30$  kPa;  $\varphi = 25^\circ$ . Stijenska je masa modelirana s parametrima iz osnovnog modela. Za nagib slojeva od  $60^\circ$  dobivena je granična nosivost od  $q_f = 4,2$  MPa.

Može se uočiti znatna razlika u odnosu prema homogenom modelu. Za usporedbu s homogenim modelom, područja deformacija za opterećenje koje odgovaraju graničnoj nosivosti u ovom modelu, prikazane su na slici 12.c.

## 4 Dopušteno opterećenje

Ako iz razmatranja isključimo analizu utjecaja slijeganja, koje također može biti odlučujuće u projektiranju temelja, kada je određena granična nosivost, sljedeći je korak utvrđivanje dopuštenog opterećenja. Ta je vrijednost dovoljno manja od granične nosivosti da bi se osigurala prihvatljiva razina rizika od loma temelja.

U mehanici tla dopušteno se opterećenje temelja može odrediti s pomoću parcijalnih faktora sigurnosti (npr. Eurocode 7, slučaj C) koji su vezani za opterećenje i parametre posmične čvrstoće. Ako se u dimenzioniranju temelja na stijenskoj masi parametri posmične čvrstoće ne mjere, kao što je to za većinu prethodno prikazanih proračuna, takvi parcijalni faktori sigurnosti vezani za parametre posmične čvrstoće nisu upotrebljivi. Potreban je faktor sigurnosti koji će biti vezan uz parametre iz kojih je definirana čvrstoća stijenske mase.

Serrano & Olalla [23] predložili su globalni faktor sigurnosti koji je određen na osnovi vjerojatnosti pojave loma temelja, a za stijenske mase kod kojih je primjenjiv Hoek-Brownov kriterij čvrstoće. Pri tome nisu razmatrali utjecaj nesigurnosti izazvane promjenom opterećenja temelja. Predloženi faktor sigurnosti treba obuhvatiti sve različite oblike nesigurnosti koje su uvedene u proračun granične nosivosti, i to:

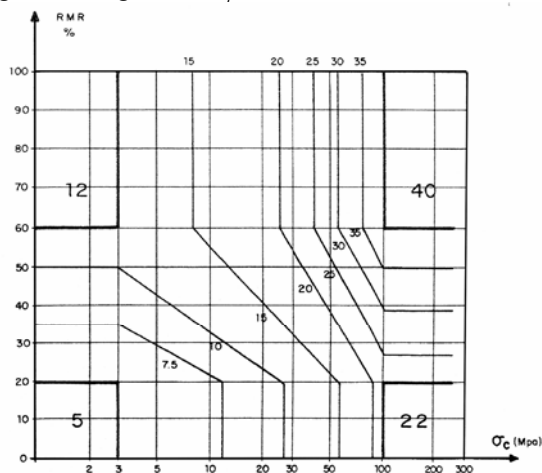
- statističko variranje parametara stijenske mase s kojima je izvršen proračun granične nosivosti
- stupanj s kojim model loma stijenske mase upotrijebljen u proračunu odgovara stvarnom stanju.

Globalni faktor sigurnosti izrazili su kao umnožak:

$$F = F_p \cdot F_m \quad (18)$$

Dopuštena nosivost stijenske mase dobiva se dijeljenjem granične nosivosti s globalnim faktorom sigurnosti.  $F_m$  je parcijalni faktor kojim se razmatra mogućnost pojave krto loma. On je veći od jedinice samo za stijenske mase koje se svrstavaju u skupinu I. prema slici 1., a funkcija je jednoosne tlačne čvrstoće stijene ( $\sigma_c$ ), vrste stijene (parametra stijene  $m_0$ ) te veličine temelja. Neovisno o veličini temelja može se prihvatiti da je za  $\sigma_c > 100$  MPa ponašanje stijenske mase u osnovi krhko i da se vrijednost  $F_m$  kreće u rasponu 5-8. Za  $\sigma_c < 12,5$  MPa ponašanje stijenske mase pri lomu može se promatrati kao popustljivo i ne uzima se u obzir faktor sigurnosti koji ovisi o krтости.

$F_p$  je parcijalni faktor koji uzima u obzir statističko variranje parametara stijenske mase, i to jednoosne tlačne čvrstoće stijene, parametra stijene  $m_0$  te RMR-a. Na slici 14. prikazan je prijedlog dijagrama za određivanje parcijalnog faktora sigurnosti  $F_p$ .



Slika 14. Predložene vrijednosti parcijalnog faktora prema [23])

U analiziranom primjeru uporabljene su vrijednosti GSI = 30-40,  $\sigma_c = 8-15$  MPa te prema slici 14. predloženi

## LITERATURA

- [1] Duncan, C. W.: *Foundations on rock*, E& FN Spon, second edition, (1999)
- [2] *Eurocode 7: Geotechnical design*, Part 1. General rules, ENV 1997-1:1995
- [3] Goodman, R.E.: *Introduction to Rock Mechanics*, second edition, John Wiley and Sons, (1989)
- [4] Ladanyi, B.: *Rock failure under concentrated loading*, Proc. 10<sup>th</sup> Sym. On Rock Mechanics, (1972), 363-386
- [5] Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B.: *Hoek-Brown failure criterion, 2002 edition*, www.rocsience.com, 2002.
- [6] Marinos, P.; Hoek, E.: *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*, Bull. Eng. Geol. Env. 60 (2001), 85-92
- [7] Serrano, A.; Olalla, C.; Gonzalez, J.: *Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 37 (2000), 1013-1018
- [8] Serrano, A.; Olalla, C.: *Ultimate bearing capacity of rock masses*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 31, No. 2, (1994), 93-106
- [9] Xiao-Li, Y., Jian-Hua, Y.: *Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek-Brown failure criterion*, Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., 42 (2005), 550-560
- [10] Ladanyi, B.; Roy A.: *Some aspects of the bearing capacity of rock mass*, Proc. 7<sup>th</sup> Canadian Symp. Rock Mechanics, Edmonton, (1971)
- [11] Mišćević, P. i ostali: *Korelacija između PLT-a i jednoosne čvrstoće za lapore*, Zbornik radova Znanstveno-stručno savjetovanje sa međunarodnim sudjelovanjem "Mehanika stijena i tuneli", Zagreb, (1999) 69-72.
- [12] Mišćević, P.: *The investigation of weathering process in Eocene flysch*, Proc. Second Int. Sym. on hard soils-soft rocks, Eds. A. Evangelista and L. Picarelli Rotterdam: A.A. Balkema, Naples, Italy, (1998), 267-272.

faktor sigurnosti ima vrijednost  $F_p = 8-12$ . Kako je navedeno za male jednoosne čvrstoće stijene nije potrebno razmatrati utjecaj krstosti te je  $F_m = 1$ , odnosno globalni je faktor sigurnosti  $F = 8 - 15$ . Prema prikazanim veličinama granične nosivosti, za taj faktor sigurnosti, red veličine dopuštenog opterećenja plitkog temelja na flišu jest  $q_{dop} = 300-600$  kPa. Pri tome treba imati na umu da nagib i posmična čvrstoća međuslojnih pukotina, nisu uvedeni u proračun dopuštenog opterećenja.

## 5 Zaključak

Proračun granične nosivosti stijenske mase ovisi o tome koliko model loma u proračunu točno odražava stvarno stanje loma u stijenskoj masi, o tome koliko kriterij čvrstoće stijenske mase točno opisuje ponašanje stijenske mase, odnosno o tome koliko su točni parametri kojima se opisuje stijenska masa.

Iako ima razlika u veličini vrijednosti određene granične nosivosti prema prikazanim metodama, sve metode daju približno isti red veličine vrijednosti. Utjecaj navedenih elemenata na određivanje granične nosivosti potrebno je valorizirati veličinom faktora sigurnosti kojim će se odrediti dopušteno opterećenje stijenske mase.

- [13] Šestanović, S.: *Engineering-geological characteristics of marl from Eocene flysch in the City of Split, Croatia*. Proc. Second Int. Sym. on hard soils-soft rocks, Eds. A. Evangelista & L. Picarelli. Rotterdam: A.A. Balkema, Naples, Italy, (1998), 311-314
- [14] Mišćević, P.: *Effect of drying and wetting on mechanical characteristics of Eocene flysch marl*, Proc. XIth Danube-European conf. on soil mech. and geotech. eng., Poreč, Croatia, May 1998., "Geotechnical hazards", Eds. B. Marić, Z. Lisac & A. Szavits-Nossan, A.A. Balkema, Rotterdam, (1998), 737-741
- [15] Chandler, R.J.: *The effect of weathering on the shear strength properties of Koupler marl*, Geotechnique 19, No. 3, (1969), 321-334
- [16] Hoek, E., Marinos P.G., Marinos, V.P.: *Characterisation and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses*, Int. Jou. Rock Mech. and Min. Sci., 42, (2005), 277-285
- [17] Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum B.: *Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition*, www.rocsience.com, (2002)
- [18] Hoek, E.: *Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 27 (1990) 3, 227-229.
- [19] Serrano, A.; Olalla, C.: *Ultimate Bearing Capacity of An Anisotropic Discontinuous Rock Mass. Part I: Basic Modes of Failure*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 35, No. 3., (1998), 301-324
- [20] Serrano, A.; Olalla, C.: *Ultimate Bearing Capacity of An Anisotropic Discontinuous Rock Mass. Part II: Determination Procedure*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 35, No. 3., (1998), 325-348
- [21] Mišćević, P.; Jašarević, I.: *Ultimate bearing capacity of strip footing on layered rock mass by numerical modeling*, Proceedings of Second International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted rock, Vienna, Austria, Eds. H.P. Rossmannith, A.A. Balkema Rotterdam, (1995), 619-624
- [22] Sutcliffe, D.J., Yu, H.S., Sloan, S.W.: *Lower bound solutions for bearing capacity of jointed rock*, Computers and Geotechnics, 31 (2004), 23-36
- [23] Serrano, A.; Olalla, C.: *Allowable Bearing Capacity of Rock Foundations Using a Non-linear Failure Criterion*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs., Vol. 33, No. 4, (1996), 327-345