PRIKAZ ANALITIČKIH POSTUPAKA ODREĐIVANJA SEIZMIČKI INDUKOVANIH UTICAJA U TUNELSKOJ KONSTRUKCIJI PRI INTERAKCIJI KONSTRUKCIJE I OKOLNE SREDINE

PRESENTATION OF ANALYTICAL SOLUTIONS FOR SEISMICALLY INDUCED TUNNEL LINING FORCES ACCOUNTING FOR SOIL-STRUCTURE INTERACTION EFFECTS

Elefterija ZLATANOVIĆ
Dragan Č. LUKIĆ
Vlatko ŠEŠOV

PREGLEDNI RAD
REVIEW PAPER
UDK: 624.191:699.841

1 UVOD

Realna procena dinamički indukovanih presečnih sila u tunelskoj konstrukciji predstavlja veoma važan aspekt aseizmičkog projektovanja tunelskih objekata. U analizi odgovora tunelskih konstrukcija na seizmičke uticaje, koriste se dva postupka: **metoda slobodnih deformacija tla** i **metoda interakcije konstrukcije i tla** [6, 23].

Najjednostavniji pristup u analizi seizmičkog odgovora tunelskih konstrukcija jeste *metoda slobodnih deformacija tla*. Termin *slobodna deformacija tla* opisuje deformaciju usled prostiranja seizmičkih talasa u tlu bez tunelske konstrukcije ili iskopa. Ideja ovog pojednostavljenog postupka jeste sračunavanje seizmički indukovanih deformacija tla u odsustvu tunelskog objekta, nanošenje tako sračunatih deformacija tla na tunelsku konstrukciju u statičkim uslovima, i projektovanje tunelske konstrukcije za tako definisano opterećenje. Samim tim, ovim postupkom krutost tunelske konstrukcije nije uzeta u obzir, čime je interakcija konstrukcije i okolnog tla zanemarena. Ipak, ovom metodom je moguća veoma jednostavna i brza procena reakcije konstrukcije na seizmička dejstva. Veličine deformacija tunelske konstrukcije

Asistent Elefterija Zlatanović, dipl.inž.građ.
Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet,
Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija,
e-mail: elefterija2006@yahoo.com
Prof. dr Dragan Č. Lukić, dipl.inž.građ., Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet u Subotici, Kozaračka 2a, 24000 Subotica, Srbija, e-mail: drlukic.lukic@gmail.com
Vanr. prof. dr Vlatko Šešov, dipl.inž.građ., Univerzitet u Skoplju, Institut za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju – IZIIS, Salvador Aljende 73, Poštanski fah 101, 1000 Skopje, Makedonija, e-mail: vsesov@gmail.com

1 INTRODUCTION

The estimation of dynamic internal forces in the lining structure is a key procedure in the seismic design of tunnels. The seismic response of tunnel structures may be assessed using two approaches: the **free-field deformation approach** and the **soil-structure interaction approach** [6, 23].

The simplest approach is the so called *free-field ground deformation approach*. The term *free-field deformation* describes ground strains caused by seismic waves in the absence of structures or excavation. Accordingly, the free-field ground deformations due to a seismic event are estimated, and the underground structure is designed to accommodate these deformations. Therefore, this approach ignores the interaction of the underground structure with the surrounding ground, but can provide a first-order estimation of the anticipated deformation of the structure. This approach may overestimate or underestimate structure deformations depending on the rigidity of the structure relative to the ground, so thus, it is satisfactory when low levels of shaking are anticipated, or the underground facility is in

Assistant Elefterija Zlatanović, BCE, University of Niš, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Serbia, e-mail: elefterija2006@yahoo.com
Prof. Dr. Dragan Č. Lukić, BCE, University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering in Subotica, Kozaračka 2a, 24000 Subotica, Serbia, e-mail: drlukic.lukic@gmail.com
Assoc. Prof. Dr. Vlatko Šešov, BCE, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology – IZIIS, University of Skopje, Salvador Aljende 73, P.O.Box 101, 1000 Skopje, Macedonia, e-mail: vsesov@gmail.com

sračunate ovim postupkom mogu biti ili precenjene ili potcenjene, što zavisi od odnosa krutosti konstrukcije i tla. Primena ovog postupka je opravdana u slučaju zemljotresa slabijeg intenziteta, kao i u slučaju fleksibilne tunelske konstrukcije u tlu dobrih karakteristika ili u steni, kada krutost konstrukcije nema uticaja na deformaciju okolnog medijuma. U mnogim situacijama, a posebno u slučaju krute tunelske konstrukcije u sloju tla slabih karakteristika, ova metoda ne daje korektne rezultate, s obzirom na to što su seizmički indukovane deformacije tla slabih karakteristika veoma velike [21].

U analizi dinamičkog odgovora tunnelskih objekata, efekti interakcije konstrukcije i tla ne smeju biti zanemareni. Efekti sadejstva konstrukcije sa okolnim tlom veoma često mogu rezultovati znatno većim opterećenjima kojima je tunelska konstrukcija izložena.

Imajući u vidu da su tunnelski objekti ukopani u tlo (stenu), u uslovima zemljotresnih dejstava, reakcija tunela na seizmičko opterećenje će umnogome zavisi od ponašanja okolnog medijuma [18, 19], što u krajnjoj liniji rezultuje dinamičkim sadejstvom tunela sa okolnom sredinom, poznatim kao *interakcija konstrukcije i tla*.

Tunelska konstrukcija svojom krutošću u velikoj meri modifikuje kretanje tla, uzrokujući time znatno drugačiju reakciju na seizmička dejstva, usled kombinovanog efekta **kinematičke interakcije** i **inercijalne interakcije**. Kinematička interakcija, koja je od krucijalne važnosti, uslovljena je krutošću tunelske konstrukcije, i predstavlja nemogućnost konstrukcije da se prilagodi deformacijama okolnog tla, odnosno, konstrukcija svojom krutošću onemogućava pojavu slobodnih deformacija tla, svojstvenih prirodnom tlu bez prisustva podzemnih objekata. Inercijalna interakcija je uslovljena masom tunelske konstrukcije koja proizvodi efekat inercije konstrukcije na reakciju okolnog tla. Naime, dinamičke sile indukovane u tunelskoj konstrukciji uslovljavaju da tunnel deformiše okolno tlo, što rezultuje pojavom radijacionog prigušenja, kada seizmički talasi menjaju smer prostiranja i propagiraju, udaljavajući se od tunelske konstrukcije. (Postoje dve vrste prigušenja. *Materijalno prigušenje* uslovljeno je neelastičnim svojstvima tla i predstavlja apsorpciju energije seizmičkih talasa koja se pretvara u toplotnu energiju, što za posledicu ima slabljenje amplituda seizmičkih talasa. U slučaju *radijacionog prigušenja*, poznatog i kao *geometrijsko prigušenje* ili *geometrijska atenuacija*, ne dolazi do konverzije energije seizmičkih talasa u druge oblike energije, ali uprkos tome, ipak se javlja redukcija amplituda seizmičkih talasa zbog zapreminskog širenja energije. Veličina materijalnog prigušenja zavisi od nivoa smičućih deformacija indukovanih u tlu – u slučaju velikih deformacija, vrednost materijalnog prigušenja je visoka, i obrnuto, u slučaju malih deformacija, vrednost materijalnog prigušenja je zanemarljivo mala. S druge strane, radijaciono prigušenje je isključivo geometrijski efekat koji se javlja i u slučaju malih i u slučaju velikih deformacija).

Kada je reč o tunnelskim objektima, inercijalna interakcija ima daleko manji značaj u odnosu na kinematičku, zato što je masa konstrukcije zanemarljivo mala u odnosu na masu okolnog tla. Prema tome, inercija tunelske konstrukcije može biti izostavljena u numeričkim modelima, jer je zanemarljiva u poređenju sa inercijom okolnog tla. Dakle, odgovor tunela na seizmička dejstva je u osnovi uslovljen deformacijama okolnog tla, i veličina deformacija konstrukcije će zavisi od odnosa

a stiff medium such as rock, or the structure is flexible compared to the surrounding medium, for example, for tunnels in rock where the stiffness of the structure is unlikely to affect the stiff surrounding deformation considerably. In many cases, however, especially in soft soils, the method gives overly conservative designs, because free-field ground distortion in soft soils is generally large [21].

In analyzing dynamic response of a structure, the effects of soil–structure interaction cannot be overlooked. The interaction effects between a structure and surrounding ground layers sometimes cause larger external forces to the structure.

Considering the fact that tunnel structures are embedded in a soil (rock) medium, the reaction of the vibrating structure depends to a great extent on the behaviour of the surrounding medium [18, 19], resulting in dynamic interaction between the structure and the ground layers, which is called *soil–structure interaction (SSI)*.

The presence of the structure sensibly modifies the free-field ground motion leading to a different structural response of the tunnel lining. This is due to a combined effect of **kinematic interaction** and **inertial interaction**. The former, primarily important one, is caused by the stiffness of the structure (inability of a structure to follow ground motion due to greater stiffness in comparison with ground stiffness), whereas the latter is caused by existence of structural mass (the effect of inertia force of the structure on the response of the surrounding soil). The mass of the structure transmits the inertial force to the soil causing further deformation in the soil, thus producing stress waves that travel away from the structure, when radiation damping occurs. (While *material damping*, caused by inelastic behaviour of the soil, absorbs some of the elastic energy of the stress wave, converting it to heat, and thus decreases the amplitude of the wave, in case of *radiation damping*, also known as *geometric damping* or *geometric attenuation*, even though elastic energy is conserved (no conversion to other forms of energy takes place), there is a reduction in amplitude of the stress wave due to spreading of the energy over a greater volume of material. The amount of material damping will depend on the level of strain induced in the soil – if the strains are high, material damping can be substantial, but if they are low, the material damping may be negligible. In contrast, radiation damping is purely geometric effect that exists at low as well as high strain amplitudes).

For a hollow structure like a tunnel, the inertia interaction is often less important than the kinematic interaction, because the mass of the structure is negligible in comparison with the mass of the surrounding ground. Thus, the tunnel section inertia could be ignored in numerical model, as it is negligible as compared to that of the surrounding ground. The tunnel basically responds to the ground deformations and the extent of the tunnel deformation will depend on the stiffness of the tunnel relative to that of the surrounding soil.

Tunnel–ground interaction under seismic impact is to a great extent more complex in comparison with the one considering surface structures, when only foundations are exposed to soil–structure interaction and vibrations of soil particles imposed to foundations are transmitted

krutosti tunelske konstrukcije i krutosti tla.

U dinamičkim analizama konstrukcija, efekti interakcije s tlom imaju veoma istaknutu ulogu, jer mogu rezultovati znatno većim opterećenjima kojima je konstrukcija izložena. Sadejstvo tunela s tlom u uslovima zemljotresne aktivnosti umnogome je složenije u poređenju s nadzemnim konstrukcijama, kod kojih su samo fundamenti izloženi efektima interakcije s tlom i u čijem se slučaju vibracije čestica tla putem temelja prenose na konstrukciju iznad tla. S druge strane, kada je reč o tunelskim objektima, interakcija konstrukcije s tlom je indukovana duž čitave konture tunelskog objekta i njena forma umnogome zavisi od tehnologije građenja, odnosno, načina iskopa i izgradnje podgradnog sistema [25].

Efekti interakcije zavise od brojnih parametara, kao što su maksimalno ubrzanje tla, intenzitet i trajanje zemljotresa, a od posebne važnosti je odnos krutosti konstrukcije i krutosti okolnog tla. U slučaju krute tunelske konstrukcije u rastresitom tlu, deformacije tla neće prouzrokovati deformacije konstrukcije, međutim, u slučaju fleksibilne tunelske obloge, interakcija sa okolnim tlom biće veoma izražena.

Još jedan veoma važan faktor, koji u značajnoj meri utiče na reakciju tunela, jeste priroda kontakta konstrukcije sa okolnim tlom. Istraživačke metode su uglavnom bazirane na pretpostavkama linearno-elastičnog ili visko-elastičnog ponašanja tla, i *idealne veze konstrukcije i tla u zoni kontakta (no-slip)*. U praksi, međutim, kontakt konstrukcije i tla nije idealan, već je daleko realnija pojava smicanja (klizanja) u kontaktnoj zoni, pa čak i odvajanja tunelske konstrukcije od tla. Takođe, zona tla u neposrednom kontaktu sa konstrukcijom može pretrpeti ekstremno velike deformacije, uslovljavajući na taj način nelinearno ponašanje sistema tunel-tlo. Ovakav slučaj se daleko realnije simulira pretpostavkom *kontakta s potpunim smicanjem (full-slip)*, koja je validna u slučajevima tla veoma slabih karakteristika i zemljotresa snažnog intenziteta. Pojava *delimičnog smicanja tunelske konstrukcije i tla u kontaktnoj zoni (partial slip)* najrealnija je u praksi, pri čemu je, s povećanjem deformacija u tlu i relativnih pomeranja između konstrukcije i tla, interakcija konstrukcije sa okolnom sredinom sve manje izražena. S ciljem sagledavanja svih mogućih slučajeva, preporučuje se da rešenja obuhvate ekstremne kontaktne uslove i da analizama bude obuhvaćen nepovoljniji slučaj. U situacijama kada ne postoji kontinuitet pomeranja tunelske konstrukcije i tla u kontaktnoj zoni, ili kada u konstrukciji postoji lokalno koncentrisana masa, efekat inercije u proračunima ne sme biti izostavljen.

Kada je reč o vrstama analiza, postoje tri kategorije: **pseudo-statička analiza**, **uprošćena dinamička analiza** i **dinamička analiza**, koje se međusobno razlikuju u pogledu kompleksnosti analitičkih modela, parametara kojima se opisuju svojstva lokalnog tla i načina prikaza seizmičkog opterećenja. Detaljan pregled analiza može se naći u istraživanju Billota i drugih [2].

- Primenom *pseudo-statičkih metoda*, analize tunelske konstrukcije i okolnog tla su razdvojene. Seizmičko opterećenje kao ulazni parametar redukovano je na veličinu maksimalne smičuće deformacije tla, koja je sračunata jednostavnim analitičkim izrazima baziranim na pretpostavci prostiranja harmonijskog smičućeg S-talasa u homogenom, izotropnom, elastičnom tlu, a potom naneta na tunelsku konstrukciju kao statičko

to the structure above the ground. On the contrary, as to tunnel structures, soil-structure interaction is induced along an overall contour of the structure, and a shape of interaction depends mainly on a type of a construction procedure, i.e., on methodology of excavation and installing of a tunnel support system [25].

Effect of an earthquake on tunnel-ground interaction depends on various parameters including peak acceleration, intensity and duration of the earthquake, and the relative rigidity between the tunnel and the ground. In case of rigid lining in soft ground, no deformation can be produced by the ground, but for a flexible lining, on the other hand, interaction between lining and ground exists.

A number of approaches are available to account for dynamic soil-structure interaction, but they are usually based on the assumption that the soil behaviour is governed by the law of linear elasticity or visco-elasticity, and the soil is perfectly bonded to the structure. In practice, however, the bonding between the soil and the structure is rarely perfect, and slippage or even separation often occur in the contact area. Furthermore, the soil region immediately adjacent to the tunnel structure can undergo a large degree of straining, which cause the soil-tunnel system to behave in a nonlinear manner. This solution is based on a *full-slip* assumption between lining and ground. This assumption is valid only for the case of very soft soil or earthquake of high intensity. In many situations, a condition of *partial slip* (due to large ground deformations, the soil-structure interaction decreases as the relative displacements between the soil and structure increase), or *no-slip* exists. So, it is rational to compute both extreme cases and apply the one that is more critical. If no continuity of displacement on the contact of the structure-environment is assumed, and if there is locally concentrated mass in the structure, the effect of inertia must be taken into account.

Concerning the types of analyses they may be grouped into three categories: **pseudo-static**, **simplified dynamic**, and **full (detailed) dynamic analysis**, regarding increasing levels of complexity in analytical models, soil characterization, and description of seismic input. All of the above mentioned analyses are reviewed by Billota et al. [2].

- In *pseudo-static methods*, the ground-tunnel analysis is uncoupled. The seismic input is reduced to the peak strain amplitude, computed by simplified formulas based on simple assumptions of harmonic plane S-wave propagation in a homogeneous, isotropic, elastic medium, and then considered acting on the tunnel lining in static conditions. By that, the effects of a tunnel shape and stiffness on the seismic ground behaviour are ignored;

- In a *simplified dynamic analysis*, the soil straining in the range of depths corresponding to the tunnel section, between the tunnel crown and the invert, is computed through a free-field one-dimensional SSR analysis, and then applied to the tunnel lining, again in pseudo-static conditions. In such a way, both the acceleration time history and the site characteristics are taken into account, whereas the kinematic soil-structure interaction is still neglected. Moreover, the effects of compressional waves are also neglected, as only the shear waves are considered, which propagate in vertical

opterećenje. Time su efekti oblika tunelskog profila i krutosti tunelske konstrukcije na ponašanje tla u seizmičkim uslovima u potpunosti zanemareni;

- U *uprosćenoj dinamičkoj analizi*, deformacije tla na dubini tunelskog objekta, između temena tunelskog i podnožnog svoda, sračunate su jednodimenzionalnom analizom odgovora tla na seizmičke uticaje (numeričkim postupkom), i potom nanete na tunelsku konstrukciju u statičkim uslovima. Na taj način, i karakteristike zemljotresa i svojstva lokalnog tla uzeti su u obzir, dok je interakcija konstrukcije i tla kao i u slučaju pseudo-statičke analize zanemarena. Takođe su ignorisani i efekti longitudinalnih seizmičkih P talasa, s obzirom na to što se jednodimenzionalne analize seizmičkog odgovora tla zasnivaju na pretpostavci vertikalnog prostiranja samo smičućih seizmičkih S talasa;

- U *dinamičkoj analizi*, priraštaj unutrašnjih sila u tunelskoj konstrukciji usled dejstva zemljotresa jeste direktna izlazna veličina kompleksnih numeričkih analiza (primenom metode konačnih elemenata ili metode konačnih razlika), u kojima se tunelska konstrukcija i okolno tlo tretiraju kao jedinstveni sistem tunel–tlo. Time su parametri zemljotresa i tla s jedne strane, i kinematička i dinamička interakcija s druge strane, u potpunosti obuhvaćeni analizama.

U prvom delu ovog rada, dat je prikaz analitičkih postupaka određivanja seizmički indukovanih uticaja u tunelskoj konstrukciji pri interakciji konstrukcije i okolne sredine, prema Wang-u, 1993 [20] i Penzien-u, 2000 [14]. Ova rešenja bazirana su na teoriji elastične grede na elastičnoj podlozi i uzimaju u obzir efekte interakcije konstrukcije s tлом u kvazi-statičkom smislu, ignorišući na taj način inercijalnu interakciju. Prikazani analitički postupci odnose se na tunelske konstrukcije kružnog poprečnog preseka, kod kojih smicanje (ovalizacija) kružnog tunelskog profila predstavlja najkritičniji vid deformacije. Ovaj vid deformacije izazvan je propagacijom smičućih seizmičkih S-talasa koji se prostiru u ravnima upravnim na pravac podužne tunelske ose. S ciljem računskog određivanja seizmički indukovane ovalizacije kružnog tunelskog profila, analitički postupci su bazirani na pretpostavci ravnog stanja deformacija iz sledećih razloga [14]:

- dimenzije poprečnog preseka tunelskih konstrukcija su zanemarljivo male u poređenju s talasnim dužinama seizmičkih talasa koji uzrokuju ovalnu deformaciju kružnog tunelskog preseka;
- inercijalni efekti u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini u uslovima dinamičke interakcije konstrukcije sa okolnom sredinom, relativno su mali.

Postupci prikazanog analitičkog tretiranja interakcije takođe podrazumevaju da se tunelska konstrukcija nalazi na dovoljnoj dubini ispod površine terena i na dovoljnom rastojanju od stenske podine, kako bi efekat ovih granica na interakciju konstrukcije sa okolnom sredinom bio minimiziran. Prema Wang-ovim preporukama [20], uticaj slobodne površine terena i stenske podloge može se smatrati zanemarljivo malim ukoliko je odnos h/d najmanje 1.5, gde h predstavlja rastojanje od površine terena (odnosno stenske podloge) do centra kružne tunelske konstrukcije, a d je prečnik kružnog tunelskog iskopa. Takođe treba napomenuti da su prezentovani analitički postupci namenjeni analizi konvencionalnih betonskih tunelskih konstrukcija, kao i montažnih obloga koje se sukcesivno

planes inducing shear strain;

- In a *full dynamic analysis*, the force increments in the lining due to an earthquake are directly obtained as an output of the numerical modelling (such as dynamic finite element or finite difference methods) adopted for the simulation of the shaking of the coupled ground–tunnel system. By that, besides the acceleration time history and the site characteristics, both the kinematic and dynamic interactions are also taken into consideration.

The first part of this paper deals with a presentation of analytical solutions for seismically induced tunnel lining forces accounting for soil–structure interaction effects, proposed by Wang in 1993 [20] and Penzien in 2000 [14]. The solutions are based on the theory of an elastic beam on an elastic foundation, which takes into account the soil–structure interaction (SSI) effects in a quasi-static manner, ignoring any inertial interaction effect. In addition, they are proposed for the response of circular tunnels to an earthquake action where the most critical deformation pattern is the shearing (ovalization) of the tunnel cross section. The ovaling deformation of a circular tunnel is caused by shear S-waves propagating in planes perpendicular to the tunnel axis, and is commonly modelled as a two-dimensional plane-strain condition. This is done for two reasons [14]:

- the dimensions of a typical lining cross-section are small in comparison with the wavelengths of the dominant ground motion producing the ovaling;
- the inertia effects in both the lining and the surrounding ground as produced by dynamic soil–structure interaction effects are relatively small.

The analysis procedures presented herein are applicable to tunnel linings with burial depths sufficiently large, so that the free-surface boundary condition at the top of the soil, as well as the bedrock at the bottom of the soil have small effect on the soil–structure interaction. As shown by Wang [20], these boundary effects are negligible for circular tunnel linings when the ratio of h (a distance from the ground surface, i.e. the bedrock, to mid-height of the lining) to the outside diameter d of the lining, h/d , is greater than 1.5. In addition, the solutions are applicable for cast-in-place concrete tunnel linings, or linings of a TBM driven (shield) tunnel that are assembled of precast concrete segments, and which are embedded in soil sites whose values of elasticity modulus are lower in comparison with a modulus of a tunnel lining, i.e., for the case of tunnel lining in soft soils, when the soil–structure interaction effects are pronounced.

Even though the above mentioned solutions were suggested around 15 years ago, they still present the most frequently used analytical solutions nowadays. The main reason lies in the fact that the problem concerning the soil – tunnel structure interaction under an earthquake action is not fully researched and well known so far, and to the best of the authors' knowledge, during the past decade or two no evident progress has been accomplished with regard to simplified and applicable analytical solutions. Moreover, literature dealing with the impact of the earthquake on underground structures is quite rare, and therefore, a presentation of analytical solutions that are based on the theory of elasticity is fruitful, in order to perceive the basic assumptions and limitations that are essential in these solutions. Lastly,

izvode s napredovanjem iskopne mašine „krtice“, a za tunele koji se nalaze u sredini koja ima znatno manji modul deformabilnosti od modula deformabilnosti tunnelske obloge, to jest u slučaju tunnelskih konstrukcija u tlu slabijih karakteristika, kada su efekti interakcije konstrukcije sa okolnim tlom najizraženiji.

Iako pomenuti analitički postupci datiraju od pre petnaest i više godina, oni i danas predstavljaju najčešće primenjivane metode analize seizmički indukovanih uticaja u tunnelskoj konstrukciji pri interakciji konstrukcije sa okolnom sredinom. Jedan od razloga je svakako činjenica da je problem interakcije tunnelske konstrukcije sa okolnim tlom u seizmičkim uslovima još uvek nedovoljno istražen, i prema saznanjima autora, u pogledu pojednostavljenih i primenljivih analitičkih postupaka ovog problema proteklih deceniju-dve nije načinjen značajniji pomak. Takođe, literatura koja se bavi problemima uticaja zemljotresa na podzemne objekte dosta je retka, pa je prikaz analitičkih postupaka zasnovanih na teoriji elastičnosti koristan radi sagledavanja osnovnih pretpostavki i ograničenja koja su u osnovi tih postupaka. Na kraju, treba istaći da su savremene sveobuhvatne numeričke analize veoma kompleksne i dugotrajne, te su stoga ograničene na istraživanja konkretnog slučaja, dok s druge strane, pomenuti analitički postupci imaju opštu primenu i daju zadovoljavajuće rezultate sa inženjerske tačke gledišta.

U cilju istraživanja efekata interakcije tunnelske konstrukcije i okolnog tla, u drugom delu rada sprovedene su analize koje su se bazirale na primeni analitičkih izraza za proračun seizmički indukovanih presečnih sila u tunnelskoj konstrukciji iz aspekta sadejstva tunela i tla, predloženih od strane gore navedenih autora. Analizirana su dva karakteristična slučaja tla – čvrsto tlo dobrih karakteristika i meko zasićeno tlo slabih karakteristika, kao i oba ekstremna slučaja kontaktnih uslova tunnelske konstrukcije sa okolnim tlom – slučaj smičućeg kontakta i slučaj idealnog kontakta tunela i tla. Komparativnom analizom rezultata za sve navedene slučajeve sagledani su najznačajniji faktori sadejstva tunela i tla u seizmičkim uslovima.

2 PSEUDO-STATIČKA ANALIZA INTERAKCIJE KONSTRUKCIJE I TLA (ANALITIČKI IZRAZI ZA TUNELE KRUŽNOG POPREČNOG PRESEKA)

S ciljem nalaženja što realnijeg odgovora tunnelske konstrukcije na dejstva zemljotresa, neophodno je sprovesti analizu interakcije konstrukcije i okolnog tla kojim će biti obuhvaćene krutosti tunnelske konstrukcije i tla.

U istraživanjima smičućih deformacija, na osnovu prethodnih studija Burns-a i Richard-a [4] i Hoeg-a [8], Peck i drugi [12] predložili su analitičke izraze za proračun normalnih sila, transverzalnih sila i momenata savijanja u tunnelskoj konstrukciji usled dejstva zemljotresa. Odgovor tunnelske konstrukcije je u funkciji krutosti konstrukcije na pritisak i savijanje, vertikalnog pritiska nadsloja tla ($\gamma \cdot h$) i odnosa primarnih napona u tlu (K_0). Da bi se seizmičko opterećenje indukovano smičućim S-talasima simuliralo na adekvatan način, u uslovima čistog smicanja tla, vertikalni pritisak nadsloja tla je zamenjen smičućim naponima u tlu, dok je odnos primarnih napona pomnožen sa (-1). S druge strane, smičući naponi u tlu su u funkciji smičućih deformacija tla.

contemporary advanced numerical analyses are quite complex and time consuming, and thus, they are aimed at case-specific studies, whereas the aforementioned simplified approaches give reasonable results from an engineering point of view.

With an aim to study the effects of tunnel-ground interaction, a number of analyses were carried out in the second part of the paper, based on the most frequently used analytical expressions for evaluation of seismically induced stress increment in a tunnel lining accounting for the soil-structure interaction effects, proposed by the aforementioned authors. Various levels of analysis have been undertaken on different soil conditions, considering representative of two main soil classes – stiff soil of good conditions and soft saturated soil of poor conditions, as well as two extreme cases of tunnel-ground interface – the full-slip and the no-slip conditions. Finally, the results for all the considered cases have been evaluated and compared, and the significant mutual differences regarding tunnel-ground interaction have been emphasized.

2 SOIL-STRUCTURE INTERACTION PSEUDO-STATIC ANALYSIS (CLOSED-FORM ELASTIC SOLUTIONS FOR CIRCULAR TUNNELS)

Analysis of tunnel-ground interaction, that considers both the tunnel stiffness and the ground stiffness, is necessary in finding the true tunnel response.

In early studies of racking deformations, Peck et al. [12], based on earlier work by Burns and Richard [4] and Hoeg [8], proposed closed-form solutions in terms of thrusts, bending moments, and displacements under external loading conditions. The response of a tunnel lining is a function of the compressibility and flexibility ratios of the structure, and the in-situ overburden pressure ($\gamma \cdot h$) and at-rest coefficient of earth pressure (K_0) of the soil. To adapt to seismic loadings caused by shear waves, the free-field shear stress replaces the in-situ overburden pressure and the at-rest coefficient of earth pressure is assigned a value of (-1) to simulate the field simple shear condition. The shear stress can be further expressed as a function of shear strain.

Slika 1. Geometrija problema, hidrostatska i devijatorska komponenta opterećenja [5]
Figure 1. Problem geometry, hydrostatic and deviatoric components of the solution [5]

Na slici 1 ilustrovana je postavka problema, gde σ_v i σ_h predstavljaju primarni vertikalni i horizontalni napon u tlu, $\sigma_h = K_o \sigma_v$, gde je K_o koeficijent bočnih pritisa tla. Primarni naponi u tlu su razdvojeni na hidrostatsku komponentu $P_o = (\sigma_v + \sigma_h)/2$ i devijatorsku komponentu $Q_o = (\sigma_h - \sigma_v)/2$. Moment i normalne sile su u funkciji centralnog ugla θ merenog od horizontalne tunelske ose u smeru suprotnom od smera kretanja kazaljke na satu.

Tokom zemljotresnog dejstva dolazi do **smicanja (distorzije, odnosno, ovalizacije)** kružnog tunelskog profila usled smičućih napona u okolnom tlu (posmatranih u ravni tunelskog preseka), koji su indukovani vertikalnim prostiranjem horizontalnih smičućih seizmičkih talasa.

U pseudo-statičkoj analizi opterećenje zemljotresom simulira se nanošenjem smičućih napona ili smičućih deformacija tla na granice modela u statičkim uslovima. Ovim postupkom vrši se aproksimacija (pojednostavljenje) realnog problema, koja je opravdana samo u slučaju kada je talasna dužina smičućih talasa znatno veća od prečnika tunelskog iskopa.

U pseudo-statičkoj analizi tunela kružnog poprečnog preseka, prosečna vrednost smičuće deformacije tla u ravni, γ_{ave} , koja predstavlja prosečnu vrednost seizmički indukovanih deformacija tla na delu od nivoa svoda do nivoa kinete tunelske konstrukcije, može se odrediti na osnovu numeričkih analiza odgovora tla na seizmičke uticaje usled vertikalnog prostiranja smičućih talasa, primenom odgovarajućih softvera. Na osnovu poznate veličine smičuće deformacije, vrednost napona smicanja tla u posmatranoj ravni može se sračunati prema izrazu:

$$\tau_{ff} = \gamma_{ave} \cdot G_m = \gamma_{ave} \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} \quad (1)$$

gde je γ_{ave} smičuća deformacija sračunata u seizmičkoj analizi odgovora tla, ν_m je Poisson-ov koeficijent tla, E_m predstavlja modul deformabilnosti tla, dok je G_m modul smicanja tla, koji se određuje na osnovu jednačine koja daje zavisnost brzine prostiranja transversalnih S-talasa C_s i modula klizanja tla G_m (ρ_m predstavlja gustinu tla):

Figure 1 shows the problem geometry, where σ_v and σ_h denote the initial vertical and horizontal stresses in the ground, respectively, $\sigma_h = K_o \sigma_v$, and K_o is the coefficient of lateral earth pressure. For the solution, the initial in situ stress field is separated into a hydrostatic component, $P_o = (\sigma_v + \sigma_h)/2$ and a deviatoric component, $Q_o = (\sigma_h - \sigma_v)/2$. The moment and thrust are determined in terms of the angle θ measured counterclockwise with respect to the spring line axis of the tunnel.

During an earthquake, **shearing (racking, i.e., ovaling) deformation** in a circular tunnel can be developed due to the in-plane shear stresses caused by vertically propagating horizontal shear waves.

In a pseudo-static approach, the earthquake loading is simulated by applying a static far-field shear stress or shear strain at the model boundaries to represent the seismic effects. This approach is approximate and can be applied only if the shear wavelength is significantly larger than the tunnel diameter.

For pseudo-static analysis of circular tunnels, the average free-field shear strain of the soil in the transverse plane, γ_{ave} , that represent the average soil shear strain in the range of depths between the tunnel crown and the invert, is obtained from ground-response analysis using the vertically propagating shear wave model, with the aid of corresponding softwares. The resultant in-plane shear stress is thus:

where γ_{ave} is the shear strain deduced from ground-response analysis, ν_m is the Poisson ratio of the soil, E_m is the elasticity modulus of the soil, whereas G_m denotes the soil shear modulus that could be obtained from the equation relating the propagation velocity of shear waves C_s to shear modulus of the medium G_m (ρ_m stands for the mass density of the ground):

$$G_m = \rho_m C_m^2 \quad (2)$$

$$E_m = 2G_m (1 + \nu_m) \quad (3)$$

Dakle, na osnovu Jednačina (2) i (3) može se zaključiti da je reč o dinamičkim vrednostima modula deformabilnosti, odnosno, modula smicanja tla.

Pod pretpostavkom da je vrednost napona smicanja u tlu konstantna na dubini tunela, tako sračunati napon se unosi u model kao opterećenje u uslovima čistog smicanja, što je ilustrovano na slici 2(a), a što je ekvivalentno stanju napona prikazanom na slici 2(b).

Slika 2. (a) Smičući naponi u tlu, indukovani dejstvom zemljotresa i (b) ekvivalentni glavni naponi [5]
Figure 2. (a) Earthquake-induced shear stresses and (b) equivalent principle stresses [5]

Stanje seizmički indukovanih smičućih napona u tlu, prikazano na slici 2(b), identično je devijatorskoj komponenti napona (slika 1) koji su zarotirani za $\pi/4$. Samim tim, momenti i normalne sile u tunelskoj konstrukciji u uslovima zemljotresnih dejstava mogu se odrediti zamenom vrednosti Q_0 vrednošću τ_{ff} i transformacijom (rotacijom) koordinatnog sistema zamenom ugla θ uglom $(\theta + 3\pi/4 - \lambda)$, gde λ predstavlja ugao u odnosu na horizontalu u vertikalnoj ravni prostiranja smičućih seizmičkih talasa, kao što je prikazano na slici 3. Ovo je slučaj karakterističan za duboko položene tunelske konstrukcije, odnosno za manje udaljenosti od žarišta zemljotresa. U slučaju plitko položenih tunela [22], odnosno većih udaljenosti od žarišta, sa druge strane, ugao λ iznosi $\pi/2$ tj. 90° , imajući u vidu da tokom prostiranja talasa kroz horizontalne slojeve tla do površine terena dolazi do njihove višestruke refrakcije, što u krajnjoj liniji rezultuje gotovo vertikalnim pravcem propagacije talasa ka slobodnoj površini tla. Obe prethodno pomenute varijante važe u slučaju zemljotresa s većim dubinama žarišta (*far-field earthquakes*).

Međutim, pretpostavka o vertikalnom prostiranju smičućih seizmičkih talasa u slučaju zemljotresa s plićom lokacijom žarišta (*near-field earthquakes*) predstavljala bi samo aproksimaciju realne situacije, s obzirom na to što bi zbog male dubine lokacije žarišta prostiranje seizmičkih talasa bilo ostvareno pod nekim uglom u odnosu na vertikalni pravac, tj. upadni ugao talasa bi bio manji od 90° . Razlog tome je što seizmički talasi moraju preći izvesnu distancu od žarišta do površine terena pre nego što u potpunosti budu formirani, što predstavlja efekte blizine površine terena (*near-field effects*). Analogno tome, s druge strane, postoje efekti blizine žarišta (*far-field effects*), za koje je karakteristična mala jačina signala u poređenju s jačinom pozadinskog šuma.

According to Equations (2) and (3), it is evident that E_m and G_m represent dynamic values of the corresponding soil moduli.

Assuming that the in-plane shear stress is constant at the depth of the tunnel, the free-field shear stress is then typically applied as a far-field stress in analytical solutions. Thus, the corresponding state of stress is the pure shear type shown in Figure 2(a), which is equivalent to the state of stress shown in Figure 2(b).

The earthquake-induced far-field shear stress shown in Figure 2(b) is identical to that of the deviatoric component of the liner solution but rotated by $\pi/4$. Consequently, the moment and thrust due to the earthquake component can be derived by substituting the value of τ_{ff} for Q_0 , and transforming (rotating) the coordinate system by replacing θ with $(\theta + 3\pi/4 - \lambda)$, where λ is the angle relative to the horizontal plane and the shear waves travel in the vertical plane as shown in Figure 3. This is the case typical for deeply embedded tunnel structures, i.e., shorter distances from the source. For the case of shallow-laid tunnel structures [22], i.e., larger distances from the source, on the other hand, λ is normally taken $\pi/2$ or 90° , since by the time the waves reach the ground surface, multiple refractions have often bent them to a nearly vertical direction.

Both of the aforementioned cases are valid for earthquake events with deeper location of the source (*far-field earthquakes*). The consideration of vertically propagating shear waves constitutes a simplification of the actual phenomenon, especially in the case of earthquake events with shallower location of the source (*near-field seismic events*) involving complex wave fields when a significant portion of the seismic waves arrived at some angle with the vertical direction, i.e. the incident angle of the earthquake waves was not 90° . This is due to the fact that seismic waves must travel a minimum distance from the source before being fully formed, which is termed as *near-field effects*. Conversely, low signal-to-noise ratios can be present at large distances from the source relative to the wavelength (*far-field effects*).

Slika 3. Upadni ugao seizmičkih talasa u slučaju duboko položenih tunelskih konstrukcija [5]
Figure 3. The incidence angle of seismic waves in the case of deeply embedded tunnel structures [5]

Da bi se uočio značaj krutosti tunelske konstrukcije, uvedeni su bezdimenzioni parametri, koji predstavljaju odnos krutosti tunelske konstrukcije i tla, tzv. koeficijenti kompresibilnosti i fleksibilnosti (C i F). Ovi koeficijenti su mera otpornosti tunelske konstrukcije na distorziju poprečnog preseka, u vidu odnosa krutosti na pritisak (odnosno, smicanje) tla i odgovarajuće krutosti tunelske konstrukcije.

Koeficijenti kompresibilnosti i fleksibilnosti, dakle, jesu mera relativne krutosti tla u poređenju s krutošću tunelske konstrukcije u uslovima *simetričnog*, odnosno, *asimetričnog opterećenja*. **Koeficijent kompresibilnosti C** jeste mera relativne krutosti sistema tlo–tunel u uslovima uniformnog, tj. simetričnog opterećenja (horizontalni naponi u tlu jednaki su vertikalnim naponima u tlu). Koeficijent kompresibilnosti predstavlja krutost sistema tunel–tlo u tangencijalnom pravcu (otpornost na pritisak). S druge strane, **koeficijent fleksibilnosti F** je mera relativne krutosti sistema tlo–tunel u uslovima asimetričnog opterećenja (horizontalni naponi u tlu jednaki su vertikalnim naponima po intenzitetu, ali su suprotnog znaka). Koeficijent fleksibilnosti reflektuje krutost sistema tunel–tlo u radialnom pravcu (otpornost na smicanje).

Rezultati brojnih studija sugerišu da je od ova dva pokazatelja, koeficijent fleksibilnosti od znatno većeg značaja, jer je upravo ovim parametrom okarakterisana sposobnost tunelske konstrukcije da se odupre distorziji nametnutoj od strane okolnog tla.

U literaturi ne postoje jedinstveni izrazi kojima se definišu ovi parametri. Brojnim istraživanjima izvedeni su različiti izrazi za koeficijente kompresibilnosti i fleksibilnosti [3, 10, 17]. Prema istraživanju Merritt-a i drugih [10], izrazi su oblika:

$$C = \frac{E_m (1 - \nu_t^2) r}{E_t t (1 + \nu_m) (1 - 2\nu_m)} \quad (4)$$

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_t^2) r^3}{6 E_t I (1 + \nu_m)} \quad (5)$$

gde E_m predstavlja modul elastičnosti tla, I je moment inercije kružnog tunelskog preseka (po jedinici širine), a r i t su radijus, odnosno, debljina tunelske konstrukcije.

Veličina ovih koeficijenata za neke uobičajene vrednosti modula i Poisson-ovog koeficijenta tla, modula deformabilnosti tunelske konstrukcije i dimenzija

To understand importance of the lining stiffness, the stiffness of a tunnel relative to the surrounding ground is quantified by dimensionless parameters, so called the compressibility and flexibility ratios (C and F), which are measures of the compressional stiffness and the shearing stiffness, respectively, of the medium relative to the lining.

The compressibility and flexibility ratios are a measure of the relative stiffness of the ground with respect to the supporting system (i.e., the lining) under a *symmetric* and *antisymmetric loading* respectively. The **Compressibility Ratio C** is a measure of the relative stiffness of the tunnel–ground system under a uniform or symmetric loading condition (horizontal ground stress = vertical ground stress) in the free field, i.e., it reflects the circumferential stiffness of the system (resistance to compression). The **Flexibility Ratio F** is a measure of the relative stiffness of the tunnel–ground system under an anti-symmetric loading condition (horizontal ground stress equal to, but of the opposite sign of the vertical ground stress in the free-field), i.e., it reflects the radial stiffness of the system (resistance to shearing).

Regarding these two ratios, it is often suggested that the flexibility ratio is more important because it is related to the ability of the lining to resist distortion imposed by the ground.

In the technical literature, there is no unique definition of these parameters. The definitions were proposed by different authors [3, 10, 17]. According to the research of Merritt et al. [10], the relations are:

where E_m is modulus of elasticity of the medium, I is moment of inertia of the tunnel lining (per unit width) for circular lining, and r and t are radius and thickness of the tunnel lining, respectively.

Values of these coefficients for various parameters of lining and ground, in order to cover a wide range of

tunelskih obloga analizirane su u Wang-ovom radu [20].

Budući da realni granični uslovi na kontaktu tunela i tla nisu poznati, radi sagledavanja svih mogućih slučajeva, preporučuje se da rešenja obuhvate ekstremne kontaktne uslove: slučaj potpunog smicanja tunela i tla u kontaktnoj zoni, i slučaj idealnog kontakta tunela s tlom.

Glatki kontakt ili kontakt s potpunim smicanjem (full-slip) podrazumeva jednake vrednosti radijalnih pomeranja i nejednake vrednosti tangencijalnih pomeranja tunelske konstrukcije i tla u zoni kontakta (nema pojave smičućeg napona i transverzalnih sila, odnosno, nema kontinuiteta pomeranja u kontaktnoj zoni). Pretpostavka ovakvog graničnog uslova rezultuje maksimalnim vrednostima momenata i transverzalnih sila u tunelskoj konstrukciji, i opravdana je u slučaju mekih rastresitih tla slabih karakteristika ili u slučaju zemljotresa jakog intenziteta. Međutim, u mnogim situacijama izvesnija je pojava delimičnog smicanja tunela i tla u kontaktnoj zoni.

Idealni kontakt, kruti kontakt ili kontakt bez smicanja (no-slip) podrazumeva jednake veličine pomeranja tunelske konstrukcije i okolnog tla u zoni kontakta (u graničnoj zoni nema relativnih transverzalnih pomeranja između konstrukcije i tla, i postoji kontinualnost napona i pomeranja). Pretpostavka ovakvog kontaktnog uslova rezultuje maksimalnim vrednostima normalnih sila u tunelskoj konstrukciji.

2.1 Analitički izrazi prema Wang-u [20]

Pod pretpostavkom **smicanja na kontaktu tunela i okolnog tla**, bez pojave odvajanja tunelske konstrukcije od tla, kao i bez pojave tangencijalnih sila, radijalna deformacija, normalna sila i moment savijanja mogu biti izraženi u sledećem obliku:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \cdot \gamma_{ave} \quad (6)$$

$$T(\theta) = \pm \frac{1}{6} K_1 G_m d \cdot \gamma_{ave} \cos \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right] \Rightarrow T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{1 + \nu_m} r \cdot \gamma_{ave} \quad (7)$$

$$M(\theta) = \pm \frac{1}{12} K_1 G_m d^2 \cdot \gamma_{ave} \cos \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right] \Rightarrow M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{1 + \nu_m} r^2 \cdot \gamma_{ave} \quad (8)$$

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad (9)$$

gde K_1 predstavlja koeficijent seizmičkog odgovora tunelske konstrukcije za slučaj kontakta s potpunim smicanjem, $d=2r$ je prečnik tunelskog iskopa, r je radijus tunelskog iskopa, a γ_{ave} je prosečna vrednost smičućih deformacija koje se ostvaruju u okolnoj sredini na delu tunelske konstrukcije između temena svoda i inverta.

Presečne sile u tunelskoj konstrukciji prikazane su na slici 4.

possible effects of lining-ground interaction, have been analyzed in the study of Wang [20].

Since the real boundary conditions at the soil-structure interface are unknown, simplified solutions available in literature for evaluation of seismic actions generally consider two extreme cases which bound the real situation: the full-slip and the no-slip condition.

Full-slip condition (smooth contact or sliding contact) considers equal normal displacements and unequal tangential displacements of medium and lining at common interface (i.e., no shear stress transmission, no tangential shear force and no continuity of displacements exist). It is adopted to obtain the extreme values of bending moment and shear in tunnel lining. This assumption is valid only for the case of very soft soil or earthquake with high intensity. In many situations, however, there is a partial or no-slip condition.

No-slip condition (perfect contact, rigid contact or rough interface) considers equal displacements of medium and lining at the common interface (i.e., no relative shear displacements, continuity of stresses and displacements exist). It is used to find the maximum values of the thrust acting on the lining.

2.1 Solution after Wang [20]

Assuming **full-slip conditions**, without normal separation and therefore, no tangential shear force, the diametric strain, the maximum thrust, and bending moment can be expressed as:

where: K_1 is the full-slip lining response coefficient, $d=2r$ is tunnel diameter, r is tunnel radius, and γ_{ave} is the average value of the free-field shear strain in the range of depths between the tunnel crown and the invert.

These forces and moments are illustrated in Figure 4.

Slika 4. Unutrašnje sile u poprečnom preseku tunelske konstrukcije indukovane prostiranjem seizmičkih talasa u pravcu upravnom na podužnu osu tunela [15]

Figure 4. Induced circumferential forces and moments caused by waves propagating perpendicular to tunnel axis [15]

Pojava smicanja u kontaktnoj zoni tunela i okolnog tla svojstvena je tunelskim konstrukcijama u mekom rastresitom tlu slabih karakteristika, a može se javiti i pod dejstvom zemljotresa veoma snažnog intenziteta. Međutim, u najvećem broju slučajeva, kontaktni uslovi tunela i okolnog tla su negde između kontakta s potpunim smicanjem i idealnog kontakta. Stoga se preporučuje da u seizmičkim analizama tunelskih konstrukcija budu razmotrena oba granična slučaja kontakta radi što tačnijeg određivanja kritičnih presečnih sila i deformacija tunelske konstrukcije.

S obzirom na to što pretpostavka kontaktnog uslova s potpunim smicanjem rezultuje potcenjenim vrednostima maksimalne normalne sile u tunelskoj konstrukciji, preporuka je da se njena vrednost odredi iz uslova **idealnog kontakta tunela i okolnog tla** [8, 17]:

According to various studies, slip at the interface is only possible for tunnels in soft soils or cases of severe seismic loading intensity. For most tunnels, the interface condition is between full-slip and no-slip, so both cases should be investigated for critical lining forces and deformations.

However, full-slip assumptions under simple shear may cause significant underestimation of the maximum thrust, so it has been recommended that the **no-slip assumption** of complete soil continuity be made in assessing the lining thrust response [8, 17]:

$$T(\theta) = \pm \frac{1}{2} K_2 G_m d \cdot \gamma_{ave} \cos \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right] \Rightarrow T_{max} = \pm K_2 \tau_{ave} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \cdot \gamma_{ave} \quad (10)$$

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C] + C(\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2) + 6 - 8\nu_m} \quad (11)$$

gde je K_2 koeficijent seizmički indukovane normalne sile za slučaj idealnog kontakta tunela i okolnog tla.

Kao što se može videti na osnovu prethodnih izraza, za uslov idealnog kontakta tunelske konstrukcije i tla nisu izvedene relacije za proračun radijalne deformacije i maksimalnog momenta savijanja u tunelskoj konstrukciji, odnosno, preporučuje se da njihove vrednosti budu sračunate iz uslova smičućeg kontakta. Iako se na taj način dobijaju nešto veće vrednosti za M_{max} i Δd , ipak, dobijeni rezultati su na strani sigurnosti, jer se time postiže kompenzacija greške aproksimiranja dinamičkog opterećenja pseudo-statičkim modelom. S druge strane, zbog prirode kontakta s potpunim smicanjem, vrednost T_{max} je potcenjena. Upravo zbog tog razloga se preporučuje da maksimalna normalna sila u tunelskoj konstrukciji bude određena iz uslova idealnog kontakta

where K_2 stands for the thrust response coefficient.

It should be noted that no solution is developed for calculating diametric strain and maximum moment under no-slip condition. It is recommended that the solutions for full-slip condition are used for no-slip condition. Although assumption of full slip creates conservative results for M_{max} and Δd , it compensates for errors related to using pseudo-static model for dynamic earthquake loading. In a full-slip condition, because of the consideration of the slip, T_{max} is underestimated. It is recommended to use non-slip formula to find it. A finite difference reference solution shows that M_{max} and Δd_{lining} calculated considering the full-slip, and T_{max} considering the no slip, give the most accurate result. So, it is recommended to calculate Δd_{lining} , M_{max} and T_{max} using Equations (6), (8), and (10), respectively.

tunela sa okolnim tlom. Analize bazirane na primeni metode konačnih razlika ukazuju da vrednosti M_{max} i Δd_{lining} sračunate za uslove kontakta s potpunim smicanjem (Jednačine (6) i (8)), i vrednost T_{max} sračunata iz uslova idealnog kontakta tunela i tla (Jednačina (10)) predstavljaju najtačnije rešenje.

Zavisnost koeficijenta seizmičkog odgovora tunelske konstrukcije za slučaj kontakta s potpunim smicanjem (K_1) i koeficijenta fleksibilnosti (F) prikazana je na slici 5.

Slika 5. Zavisnost koeficijenta seizmičkog odgovora tunelske konstrukcije i koeficijenta fleksibilnosti za slučaj smičućeg kontakta tla i tunela kružnog poprečnog preseka [20]

Figure 5. Lining response coefficient vs. flexibility ratio, full-slip interface, and circular tunnel [20]

Sa slike 6 može se uočiti tendencija povećanja vrednosti seizmički indukovane normalne sile u tunelskoj konstrukciji sa smanjenjem koeficijenta kompresibilnosti i fleksibilnosti, za vrednosti Poisson-ovog koeficijenta tla manje od 0.5. Kada je vrednost Poisson-ovog koeficijenta tla 0.5 (dakle, slučaj zasićenog tla, poput nedrenirane gline), vrednost normalne sile postaje nezavisna od koeficijenta kompresibilnosti (C), s obzirom na to što je reč o nestišljivom tlu.

As Figure 6 shows, seismically-induced thrusts increase with decreasing compressibility and flexibility ratios when the Poisson's ratio of the surrounding ground is less than 0.5. As Poisson's ratio approaches 0.5 (i.e., saturated undrained clay), the thrust response is independent of compressibility because the soil is considered incompressible.

Slika 6. Zavisnost koeficijenta seizmički indukovane normalne sile i koeficijenta kompresibilnosti za slučaj idealnog kontakta tla i tunela kružnog poprečnog preseka [20]

Figure 6. Thrust response coefficient vs. compressibility ratio, no-slip interface, and circular tunnel [20]

Odnos radijalne deformacije tunelske konstrukcije Δd_{lining} (Jednačina (6)) i kompatibilne radijalne deformacije prirodnog tla bez tunelskog iskopa $\Delta d_{free-field}$, usled seizmičkih uticaja, predstavlja normalizovanu deformaciju tunelske konstrukcije, koja ukazuje na značaj koeficijenta fleksibilnosti F u seizmičkom odgovoru tunelske konstrukcije, i može se izraziti u obliku:

The normalized lining deflection, which represents the ratio of the diametric strain of a lining Δd_{lining} (Equation (6)) and the free-field soil-compatible diametric strain $\Delta d_{free-field}$, induced by an earthquake action, provides an indication of the importance of the flexibility ratio in lining response, and is defined as:

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{\frac{1}{3} K_1 F \cdot \gamma_{\text{ave}} \cdot d}{\frac{\gamma_{\text{ave}}}{2} \cdot d} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (12)$$

Prema Jednačini (12) i slici 7, deformacija tunelske konstrukcije biće manja od slobodne deformacije tla kada je vrednost koeficijenta fleksibilnosti manja od 1.0 (slučaj krute tunelske konstrukcije u tlu slabih karakteristika). S povećanjem vrednosti koeficijenta fleksibilnosti, deformacije tunelske konstrukcije postaju veće od deformacija prirodnog tla bez tunelskog otvora ($\frac{\Delta d_{\text{free-field}}}{d} = \pm \frac{\gamma_{\text{ave}}}{2}$), i mogu dostići maksimalne vrednosti koje su ekvivalentne deformacijama tla s tunelskim otvorom ($\frac{\Delta d_{\text{free-field}}}{d} = 2\gamma_{\text{ave}}(1-\nu_m)$). Tendencija rasta deformacija tunelske konstrukcije nastavlja se sve dok koeficijent fleksibilnosti ne dostigne beskonačno veliku vrednost (slučaj idealno fleksibilne tunelske konstrukcije).

According to this equation and Figure 7, a tunnel lining will deform less than the free-field when the flexibility ratio is less than 1.0 (the case of a stiff lining in a soft soil). As the flexibility ratio increases, the lining deflects more than the free-field ($\frac{\Delta d_{\text{free-field}}}{d} = \pm \frac{\gamma_{\text{ave}}}{2}$), and may reach an upper limit equal to the deformations of a ground with a tunnel cavity ($\frac{\Delta d_{\text{free-field}}}{d} = 2\gamma_{\text{ave}}(1-\nu_m)$). This condition continues as the flexibility ratio becomes infinitely large (the case of a perfectly flexible lining).

Slika 7. Zavisnost normalizovane deformacije tunelske konstrukcije i koeficijenta fleksibilnosti za slučaj smičućeg kontakta tla i tunela kružnog poprečnog preseka [20]

Figure 7. Normalized lining deflection vs. flexibility ratio, full slip interface, and circular lining [20]

Treba naglasiti da povećanje dimenzija tunelske konstrukcije ne predstavlja uvek pouzdanu meru ublažavanja efekata zemljotresnih dejstava, budući da s povećanjem debljine konstrukcije dolazi do povećanja njene krutosti (dakle, mala vrednost koeficijenta fleksibilnosti F), što u krajnjoj liniji rezultuje pojačanim efektom seizmičkih uticaja [11]. U slučaju tunelskih konstrukcija u slabo nosivim terenima, jedna od najefikasnijih mera ublažavanja seizmičkih uticaja bila bi primena tehnika stabilizacije i ojačanja tla [24].

Prema rezultatima nekih istraživanja [12], ukoliko je $F < 20$, interakcija tunelske konstrukcije i okolnog tla mora biti uzeta u obzir, dok se za $F > 20$, proračun može sprovesti po metodi slobodnih deformacija tla, s obzirom na to što su u tom slučaju efekti interakcije tunela i tla zanemarljivo mali.

Increasing structural dimensions of lining in static design can not always be a reliable method against earthquake loading, because this would increase the rigidity of lining (low F) and therefore, would increase the effect of earthquake loading [11]. For the case of tunnel structures in soft soil conditions, one of the most efficient measures for seismic impact mitigation would be application of the techniques of soil conditions improvement [24].

According to Peck et al. [12], if $F < 20$, interaction between lining and ground must be taken into account, otherwise free-field approach explained above can be used, i.e., ignoring overall the SSI is sound engineering approach.

2.2 Analitički izrazi prema Penzien-u [14]

Penzien i Wu [13] takođe su izveli analitičke izraze za normalne sile, transverzalne sile i momente savijanja u tunelskoj konstrukciji usled smičućih deformacija. Nešto kasnije, Penzien [14] je u dopuni prethodnih istraživanja predložio izraze za određivanje smičućih deformacija tunela pravougaonog i kružnog poprečnog preseka.

S ciljem određivanja seizmički indukovane smičuće deformacije tunelske konstrukcije, uveden je koeficijent smicanja tunelske konstrukcije i tla, koji predstavlja odnos smičuće deformacije tunelske konstrukcije i smičuće deformacije prirodnog tla bez tunelskog iskopa, i može se prikazati u obliku:

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta_{free-field}} = \frac{\Delta_{il}}{\Delta_{il} + \Delta_{is}} \quad (13)$$

$$4(1 - \nu_m)$$

pri čemu je Δ_{il} smičuće pomeranje tunelske konstrukcije izazvano interakcijom sa okolnim tlom, dok $\Delta_{is} = (k_i/k_{so})\Delta_{il}$ predstavlja redukciju smičućeg pomeranja tla na mestu konture tunelskog iskopa koja je uzrokovana sadejstvom tla s konstrukcijom.

U slučaju kružnog tunelskog profila, R predstavlja odnos radijalne deformacije tunelske konstrukcije i radijalne deformacije prirodnog tla bez tunelskog iskopa. Generalizovana krutost tunelske konstrukcije k_l definiše se kao ona vrednost napona τ_{ff} prikazanog na slici 2(b) za uslove čistog smicanja, koja će izazvati jediničnu radijalnu deformaciju tunelske konstrukcije duž glavnih pravaca ($\theta = \pm \pi/4$). S druge strane, generalizovana spoljašnja krutost tla k_{so} definiše se kao ona vrednost napona τ_{ff} koji je nanet duž konture tunelske šupljine u suprotnom smeru od smera prikazanog na slici 2(b), i koji će usloviti jediničnu radijalnu deformaciju tla na mestu konture tunelskog iskopa duž istih glavnih pravaca, kao u slučaju krutosti tunelske konstrukcije, ali suprotnog znaka. Takođe, postoji i generalizovana unutrašnja krutost tla k_{si} koja se definiše kao onaj intenzitet napona τ_{ff} koji će izazvati jediničnu radijalnu deformaciju tla na mestu konture tunelskog iskopa, čiji se smer poklapa sa smerom deformacije tunelske konstrukcije. Odnos krutosti tla k_{so} i k_{si} zavisi od definicije konturnog uslova na spoju tunelske konstrukcije i okolne sredine, dok odnos k_{si}/k_l predstavlja koeficijent krutosti koji je ekvivalentan koeficijentu fleksibilnosti F sugerisanom od strane prethodno pomenutih autora [10].

Pod pretpostavkom pojave **potpunog smicanja na kontaktu tunela i tla**, prema Penzien-ovom rešenju [14], izrazi za normalnu silu, transverzalnu silu i moment savijanja u tunelskoj konstrukciji su:

$$\Delta d_{lining}^n(\theta) = R^n \frac{d}{2} \gamma_{ave} \cos \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right] \Rightarrow \pm \Delta d_{lining}^n = \pm R^n \Delta d_{free-field} = R^n \frac{d}{2} \gamma_{ave} \quad (14)$$

$$T(\theta) = \frac{12 E_l I \Delta d_{lining}^n(\theta)}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \Rightarrow T_{max} = \pm \frac{12 E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} = \pm \frac{6 E_l I R^n \gamma_{ave}}{d^2 (1 - \nu_l^2)} \quad (15)$$

2.2 Solution after Penzien [14]

Penzien and Wu [13] developed similar closed-form elastic solutions for thrust, shear, and moment in the tunnel lining due to racking deformations. Penzien [14] provided an analytical procedure for evaluating racking deformations of rectangular and circular tunnels that supplemented the previous publication.

In order to estimate the distortion of the structure, a lining-soil racking ratio is defined as:

in which Δ_{il} is the lining racking displacement produced by its interaction with the soil and $\Delta_{is} = (k_i/k_{so})\Delta_{il}$ is the decrease in soil cavity racking displacement produced by its interaction with the lining.

In the case of circular tunnel, R is the ratio of lining diametric deflection and free-field diametric deflection. The generalized lining stiffness k_l is defined as that value of τ_{ff} shown for the pure-shear loading in Figure 2(b) which will produce unit diameter changes of the lining in the principal directions ($\theta = \pm \pi/4$), and the generalized outside-soil stiffness k_{so} is defined as that value of τ_{ff} when applied in the opposite directions to the cylindrical cavity wall will produce unit cavity-wall diameter changes of opposite signs in the same principal directions. In addition, there is the corresponding inside-soil generalized stiffness k_{si} defined as that intensity of τ_{ff} that will produce unit cavity-wall diameter changes in the same directions as for the lining. A relation of the soil stiffnesses k_{so} and k_{si} depends on a defined contact condition at the conjunctive surface of a medium and a lining, whereas k_{si}/k_l denotes the stiffness ratio that is equivalent with a flexibility coefficient F defined by the previously referenced authors [10].

Assuming **full slip condition**, according to Penzien [14], solutions for thrust, moment, and shear in circular tunnel linings caused by soil-structure interaction during a seismic event are expressed as:

$$M(\theta) = \frac{6E_l I \Delta d_{lining}^n(\theta)}{d^2(1-\nu_l^2)} \Rightarrow M_{\max} = \pm \frac{6E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^2(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{3E_l I R^n \gamma_{ave}}{d(1-\nu_l^2)} \quad (16)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_l I \Delta d_{lining}^n(\theta)}{d^3(1-\nu_l^2)} \operatorname{tg} \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right] \Rightarrow V_{\max} = \pm \frac{24E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_l I R^n \gamma_{ave}}{d^2(1-\nu_l^2)} \quad (17)$$

pri čemu Δd_{lining}^n predstavlja radijalnu deformaciju tunelske konstrukcije samo usled normalnog opterećenja.

Koeficijent smicanja tunela i tla u uslovima normalnog opterećenja definisan je sledećim izrazom:

where Δd_{lining}^n is lining diameter deflection under normal loading only.

The lining-soil racking ratio under normal loading only is defined as:

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha^n + 1} \quad (18)$$

gde je:

where:

$$\alpha^n = \frac{k_l}{k_{so}} = (5-6\nu_m) \frac{k_l}{k_{si}} = (5-6\nu_m) \frac{\frac{72E_l I}{d^4(1-\nu_l^2)}}{\frac{6G_m}{d}} = \frac{12E_l I (5-6\nu_m)}{d^3 G_m (1-\nu_l^2)} \quad (19)$$

Konvencija znaka presečnih sila u tunelskoj konstrukciji prikazana je na slici 8.

The sign convention for the above force components in circular lining is shown in Figure 8.

Slika 8. Konvencija znaka presečnih sila u tunelskoj konstrukciji kružnog poprečnog preseka [14]
Figure 8. Sign convention for force components in circular lining [14]

Za slučaj **idealnog kontakta tunela i tla**, jednačine imaju oblik:

In the case of **no slip condition**, the formulations are presented as:

$$\Delta d_{lining}(\theta) = R \frac{d}{2} \gamma_{ave} \cos \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right] \Rightarrow \pm \Delta d_{lining} = \pm R \Delta d_{free-field} = R \frac{d}{2} \gamma_{ave} \quad (20)$$

$$T(\theta) = \frac{24E_l I \Delta d_{lining}(\theta)}{d^3(1-\nu_l^2)} \Rightarrow T_{\max} = \pm \frac{24E_l I \Delta d_{lining}}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_l I R \gamma_{ave}}{d^2(1-\nu_l^2)} \quad (21)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_l I \Delta d_{lining}(\theta)}{d^2(1-\nu_l^2)} \Rightarrow M_{\max} = \pm \frac{6E_l I \Delta d_{lining}}{d^2(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{3E_l I R \gamma_{ave}}{d(1-\nu_l^2)} \quad (22)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_l I \Delta d_{lining}(\theta)}{d^3(1-\nu_l^2)} \operatorname{tg} \left[2 \left(\theta + \frac{\pi}{4} \right) \right] \Rightarrow V_{\max} = \pm \frac{24E_l I \Delta d_{lining}}{d^3(1-\nu_l^2)} = \pm \frac{12E_l I R \gamma_{ave}}{d^2(1-\nu_l^2)} \quad (23)$$

gde je:

where:

$$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha + 1} \quad (24)$$

$$\alpha = \frac{k_l}{k_{so}} = (3-4\nu_m) \frac{k_l}{k_{si}} = (3-4\nu_m) \frac{\frac{48E_l I}{d^4(1-\nu_l^2)}}{\frac{2G_m}{d}} = \frac{24E_l I(3-4\nu_m)}{d^3 G_m (1-\nu_l^2)} \quad (25)$$

3 PRIMER PRORAČUNA ZA TUNEL U ČVRSTOM TLU I SLABONOSIVOM VODOZASIĆENOM TLU

3 A DESIGN EXAMPLE OF A TUNNEL IN STIFF SOIL AND SOFT SATURATED SOIL

Slika 9. Karakteristike tunela i tla: (a) čvrsto tlo, (b) vodozasićeno slabonosivo tlo
Figure 9. Tunnel characteristics and soil properties: (a) stiff soil, (b) soft saturated soil

Tunelska konstrukcija kružnog poprečnog preseka nalazi se u sloju tla debljine 30 m, koji leži na sloju relativno krute stenske mase. Visina nadsloja je 12 m, dok se tunelska osa nalazi na dubini od 15 m. Poluprečnik kružnog tunelskog iskopa je 3.0 m, a debljina betonske tunelske konstrukcije 0.3 m.

Fizička svojstva tunelske konstrukcije i okolnog tla prikazana su na slici 9. Imajući u vidu činjenicu da efekti interakcije tunela sa okolnim tlom zavise od odnosa krutosti konstrukcije i tla, u predmetnom istraživanju analizirana su dva karakteristična slučaja tla: čvrsto tlo kao primer tla s dobrim karakteristikama, i slabonosivo vodozasićeno tlo kao primer tla sa slabim karakteristikama.

Prethodno prezentovana analitička rešenja priraštaja napona u tunelskoj konstrukciji usled dejstva zemljotresa u funkciji su smičuće deformacije tla, koja uzrokuje ovalizaciju tunela kružnog poprečnog preseka. Maksimalne vrednosti smičućih deformacija tla mogu biti sračunate na bazi jednodimenzionalnih analiza odgovora tla na seizmičke uticaje, u kojima se polazi od pretpostavke vertikalnog prostiranja horizontalnih smičućih (SH) talasa kroz horizontalne slojeve tla.

Profili brzine prostiranja smičućih talasa u čvrstom tlu i slabonosivom vodozasićenom tlu $C_s(z)$, takođe su prikazani na pomenutoj slici, gde je vertikalnom linijom (puna linija u slučaju čvrstog tla (slika 9(a)) i isprekidana u slučaju mekog zasićenog tla (slika 9(b))) prikazana tzv.

A tunnel structure of circular cross-section is placed within a 30-m-thick soil deposit overlying a relatively stiff bedrock, with an overburden cover of 12 m and axis depth to 15 m. An external tunnel radius of 3.0 m has been used, whereas the thickness of the lining is 0.3 m.

Physical properties of a tunnel lining and a ground material surrounding the tunnel are reported in the Figure 9. With regard to dependent nature of the soil-structure interaction effects upon the ratio between the relative stiffness of the ground with respect to the lining, in the given analyses representative of two main soil classes – stiff soil and soft saturated soil deposits have been considered.

Above presented closed-form solutions to compute the earthquake-induced stress increment in the lining are functions of the shear strain field, which is the cause of the ovaling of the circular tunnel cross-section. The peak ground strains could be computed based on one-dimensional seismic site response analyses for solving the problem of vertical propagation of horizontal shear (SH) waves through a horizontally layered soil deposit.

The shear wave velocity profiles $C_s(z)$ are also illustrated in the given figure. The vertical line (solid one in the case of the stiff soil (Figure 9(a)) and dashed one in the case of the soft saturated soil (Figure 9(b))) represents the value of the so called *equivalent velocity*, which is an average value of the shear wave velocity within the soil medium necessary for the purpose of one-

ekvivalentna brzina, koja predstavlja srednju vrednost brzine prostiranja seizmičkih talasa u tlu. Prosečna brzina prostiranja smičućih talasa bila je neophodna za potrebe sprovođenja linearnih analiza odgovora tla na seizmička dejstva, koje su realizovane primenom softvera EERA. U slučaju čvrstog tla, prosečna brzina prostiranja S-talasa iznosi 250 m/s, dok je u slučaju mekog zasićenog tla srednja vrednost brzine talasa 110 m/s.

Kada je reč o modulu smicanja tla, u linearnoj analizi odgovora tla na seizmičke uticaje njegova vrednost je nepromenljiva, usled pretpostavke konstantne brzine prostiranja smičućih talasa u tlu. Za slučaj čvrstog tla $G=G_{\max}=120000$ kPa, dok je u slabom vodozasićenom tlu $G=G_{\max}=20968$ kPa (prema Jednačini (2)).

Na osnovu Jednačine (3), odgovarajući moduli deformabilnosti su $E=312000$ kPa za tlo dobrih karakteristika i $E=62905$ kPa za vodozasićeno tlo slabih karakteristika.

Vrednost koeficijenta prigušenja tla takođe je konstantna, i iznosi $D=D_0=1\%$ za čvrsto tlo i $D_0=2.5\%$ za slabonosivo tlo.

4 ANALIZA ODGOVORA TLA NA SEIZMIČKE UTICAJE (SOFTVER EERA)

Seizmičke analize odgovora tla izvršene su primenom softvera EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis) [1]. Ovaj softver je baziran na primeni dobro poznatog koncepta ekvivalentne linearne analize seizmičkog odgovora tla, koji je prvi put bio primenjen u programu SHAKE [16]. Unos podataka i obrada rezultata integrisani su s programom MS-Excel.

Softver je namenjen za seizmičke analize slojevitih terena s linearnim i ekvivalentnim linearnim svojstvima ponašanja, u frekventnom domenu (FD). Jednodimenzionalna analiza odgovora tla na seizmičke uticaje bazirana je na pretpostavci vertikalnog prostiranja horizontalnih smičućih (SH) talasa kroz horizontalne slojeve tla. Ponašanje horizontalnih slojeva tla simulirano je Kelvin-Voigt-ovim modelom, čije su osnovne karakteristike modul smicanja i koeficijent prigušenja tla.

Stenska masa ispod sloja tla u softveru EERA može biti simulirana kao čvrsta stena biranjem opcije *inside*, ili kao elastična stena izborom opcije *outcrop*. S ciljem transformisanja akcelrograma sa dela stenske mase na površini terena (outcropping rock) do dela stene s nadslojem tla (bedrock), u softveru su definisane odgovarajuće transformacijske funkcije.

U predmetnim analizama razmatrane su dve vrste tla čije su karakteristike naznačene na slici 9. U proračunu deformacija tla izazvanih propagacijom seizmičkih talasa, pošlo se od pretpostavke da se ponašanje tla bazira na zakonima linearne elastičnosti (modul smicanja i koeficijent prigušenja tla imaju konstantne vrednosti i ne zavise od veličine smičućih deformacija tla).

U radu je za potrebe dinamičkih analiza korišćen zapis zemljotresa Kobe u Japanu (1995. godine), zato što je ovaj potres imao najrazornije posledice po tunnelske konstrukcije ikad zabeležene u istoriji. Zbog nepostojanja zapisa zemljotresa u okolini bilo kakvog podzemnog objekta, originalni akcelrogram zabeležen na površini terena skaliran je na veličinu maksimalne

dimensional (1D) linear seismic site response (SSR) analyses completed by means of the software EERA. For the given soil column, an average value of the shear wave velocity profile of 250 m/s for the stiff soil and 110 m/s for the soft saturated soil have been used throughout the analyses.

When it comes to a soil shear modulus, in linear analysis it is of constant nature, regarding the constant value of the shear wave velocity. The modulus value in the case of the stiff soil is $G=G_{\max}=120000$ kPa, whereas for the soft undrained soil $G=G_{\max}=20968$ kPa (according to Equation (2)).

Based on Equation (3), the corresponding moduli of elasticity are $E=312000$ kPa in the case of stiff soil and $E=62905$ kPa for the soft saturated soil.

A value of damping ratio is also constant, and for the stiff soil material is taken as $D=D_0=1\%$, whereas for the soft undrained soil deposit $D=D_0=2.5\%$.

4 ONE-DIMENSIONAL SSR ANALYSIS (CODE EERA)

The SSR analyses have been performed by means of the code EERA [1] that stands for Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis. It is a modern implementation of the well-known concepts of the equivalent linear site response analysis that was first implemented in the SHAKE code [16]. The input and output are fully integrated with the spreadsheet program MS-Excel.

This code is intended to perform analyses for linear and equivalent linear stratified subsoils. One-dimensional site response analysis is used to solve the problem of vertical propagation of horizontal shear waves (SH waves) through a horizontally layered soil deposit. Horizontal soil layer behaviour is approximated as a Kelvin-Voigt solid whereby elastic shear moduli and viscous damping characterize soil properties. Solution of wave propagation equations is performed in the frequency domain (FD).

The bedrock can be modelled as rigid, if the option *inside* is selected in the Profile spreadsheet of the program, or as elastic, by assigning its properties to the last layer and selecting the option *outcrop* in the Profile spreadsheet. In order to transform the signal from the outcropping rock to the bedrock, placed at the bottom of the soil layer, EERA applies a suitable transfer function to the input signal.

In the present analyses, ground conditions and the soil behaviour were modelled according to the Figure 9. The free-field soil deformations caused by wave propagation are calculated under the assumption that the soil behaviour is described by a linear elastic model (shear modulus and damping coefficient of the soil are constant and do not depend on a shear strain level throughout analysis).

The source of dynamic excitation in this project was the acceleration record for the 1995 Kobe, Japan earthquake. This earthquake data was used because this earthquake event was the most devastating to civil

akceleracije od 0.25g, imajući u vidu prirodu slabljenja ubrzanja tla s većim dubinama [9]. Tako dobijeni akcelerogram nanet je duž granice čvrste stenske podloge i posmatranog sloja tla.

Slika 10 ilustruje modifikovani akcelerogram zemljotresa Kobe (acceleration time history) koji je korišćen u seizmičkim analizama odgovora tla. Maksimalna vrednost ubrzanja tla (peak ground acceleration) iznosi 0.251g (2.46 m/s^2) i javlja se približno 7.3 s od početka potresa.

Analize odgovora tla na seizmičke uticaje omogućile su sračunavanje maksimalnih smičućih deformacija tla za oba razmatrana slučaja – čvrsto tlo i vodosasićeno slabonosivo tlo, što je prikazano na slici 11. Takođe je sračunata i prosečna vrednost smičuće deformacije tla, γ_{ave} , na dubini tunelskog objekta, između temena tunelskog i podnožnog svoda.

Slika 10. Modifikovani akcelerogram zemljotresa Kobe u Japanu (1995)

Figure 10. Scaled accelerogram of 1995 Kobe Earthquake in Japan

Za uneti akcelerogram, maksimalna deformacija smicanja u čvrstom tlu je 0.33 %, dok je njena srednja vrednost na dubini tunela (između temena gornjeg i podnožnog svoda) 0.24 %. Kada je reč o zasićenom mekom zemljanom materijalu, maksimalna smičuća deformacija tla iznosi 1.06 %, dok je u nivou tunelskog objekta njena prosečna vrednost 0.57 %. Na osnovu ovih rezultata može se zaključiti da su maksimalne smičuće deformacije tla daleko veće po svojoj vrednosti za slučaj mekog zasićenog tla, što je posledica njegovih slabijih karakteristika usled prisustva vode, jačeg prigušenja vibracija, i samim tim, apsorpcije većeg dela seizmičke energije.

Sračunata prosečna vrednost smičuće deformacije tla, γ_{ave} , uslovljena zemljotresnim dejstvom, iskorišćena je za sračunavanje seizmički indukovanih presečnih sila u tunelskoj konstrukciji prema analitičkim izrazima po Wang-u [20] i Penzien-u [14].

infrastructure in recorded history. Since there is no bedrock strong motion record in the vicinity of tunnels, the surface accelerogram was scaled to 0.25g to account for strong motion attenuation with depth [9]. The acceleration input from the earthquake was applied to the bottom boundary of the soil column model.

Figure 10 illustrates the scaled acceleration time history that was employed in SSR analyses. The peak value of the input acceleration time history is 0.251g (2.46 m/s^2) occurring approximately 7.3 s after the onset of the excitation.

Shear strain induced by the seismic waves at the tunnel depth have been calculated through a free-field one-dimensional SSR analysis for both stiff soil and saturated soft soil deposits, as illustrated in Figure 11. A value of the average soil shear strain, γ_{ave} , in the range of depths between the tunnel crown and the invert has been computed.

Slika 11. Profili maksimalnih smičućih deformacija u čvrstom tlu i slabonosivom zasićenom tlu dobijeni 1D analizom odgovora tla na seizmičke uticaje

Figure 11. Maximum shear strain profiles for stiff soil and soft saturated soil obtained by 1D SSR linear analysis

Linear EERA analysis has shown that for the given stiff soil profile and input excitation, maximum soil shear strain is 0.33 %, and its average value at tunnel location (at depths between the crown and invert) is 0.24 %. In case of saturated soft soil, maximum soil shear deformation is 1.06 %, whereas its average value at tunnel location is 0.57 %. Accordingly, soil shear strains for the case of soft saturated soil are significantly higher, considering weaker ground conditions due to a presence of water, higher damping values, and higher portion of seismic wave energy absorption.

The calculated average soil shear straining, γ_{ave} , induced by earthquake excitation, is then applied to the aforementioned analytical expressions after Wang [20] and Penzien [14].

5 PRORAČUN PRESEČNIH SILA U TUNELSKOJ KONSTRUKCIJI INDUKOVANIH ZEMLJOTRESNIM DEJSTVOM

5.1 Čvrsto tlo ($\gamma_{ave}=0.0024$)

5.1.1 Rešenje prema analitičkim izrazima po Wang-u [20]

a) *Smičući kontakt tunelske konstrukcije i okolnog tla:*

1) Određivanje koeficijenta fleksibilnosti (F), koeficijenta seizmičkog odgovora tunelske konstrukcije za slučaj smičućeg kontakta tunela i tla (K_1) i koeficijenta smicanja ($\Delta d_{lining}/\Delta d_{free-field}$) prema Jednačinama (5), (9) i (6):

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r^3}{6E_lI(1+\nu_m)} = \frac{312000(1-0.2^2)3^3}{6 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225(1+0.3)} = 18.5806$$

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} = \frac{12(1-0.3)}{2 \cdot 18.5806+5-6 \cdot 0.3} = 0.20812$$

$$\frac{\Delta d_{lining}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{2}{3} K_1 F = \frac{2}{3} \cdot 0.20812 \cdot 18.5806 = 2.578$$

2) Proračun maksimalnih vrednosti normalne sile (T) i momenta savijanja (M) indukovanih prostiranjem smičućih S-talasa prema Jednačinama (7) i (8):

$$T_{max} = \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{1+\nu_m} r \cdot \gamma_{ave} = \frac{1}{6} \cdot 0.20812 \cdot \frac{312000}{1+0.3} \cdot 3 \cdot 0.0024 = 59.9 \text{ kN}$$

$$M_{max} = \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{1+\nu_m} r^2 \cdot \gamma_{ave} = \frac{1}{6} \cdot 0.20812 \cdot \frac{312000}{1+0.3} \cdot 3^2 \cdot 0.0024 = 179.8 \text{ kNm}$$

3) Proračun napona u tunelskoj konstrukciji (σ):

$$\sigma = \frac{T}{A} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{59.9}{0.3} + \frac{179.8 \cdot 0.15}{0.00225} = 12187.4 \text{ kPa}$$

b) *Idealni kontakt tunelske konstrukcije i okolnog tla:*

Prema Jednačinama (4), (11) i (10) redom:

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r}{E_l \cdot t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} = \frac{312000(1-0.2^2) \cdot 3}{24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.3(1+0.3)(1-2 \cdot 0.3)} = 0.2323$$

5 DETERMINATION OF SEISMICALLY INDUCED TUNNEL LINING FORCES

5.1 Stiff soil ($\gamma_{ave}=0.0024$)

5.1.1 Solution according to the formulations of Wang [20]

a) *Full-slip condition:*

1) Determination of the flexibility ratio (F), full-slip lining response coefficient (K_1), and racking ratio ($\Delta d_{lining}/\Delta d_{free-field}$) according to Equations (5), (9), and (6), respectively:

2) Determination of the maximum tangential thrust (T) and moment (M) due to S-waves according to Equations (7) and (8), respectively:

3) Determination of the combined stress (σ) from thrust and bending moment:

b) *No-slip condition:*

According to Equations (4), (11), and (10), respectively:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C] + C(\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2) + 6 - 8\nu_m} =$$

$$= 1 + \frac{18.5806[(1-2 \cdot 0.3) - (1-2 \cdot 0.3) \cdot 0.2323] - \frac{1}{2}(1-2 \cdot 0.3)^2 + 2}{18.5806[(3-2 \cdot 0.3) + (1-2 \cdot 0.3) \cdot 0.2323] + 0.2323(\frac{5}{2} - 8 \cdot 0.3 + 6 \cdot 0.3^2) + 6 - 8 \cdot 0.3}$$

$$= 1.1523$$

$$T_{\max} = K_2 \tau_{\max} r = K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \cdot \gamma_{ave} = 1.1523 \frac{312000}{2(1+0.3)} 3 \cdot 0.0024 = 995.6 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{T}{A} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{995.6}{0.3} + \frac{179.8 \cdot 0.15}{0.00225} = 15305.3 \text{ kPa}$$

5.1.2 Rešenje prema analitičkim izrazima po Penzien-u [14]

5.1.2 Solution according to the formulations of Penzien [14]

a) Smičući kontakt tunelske konstrukcije i okolnog tla:

a) Full-slip condition:

1) Određivanje α^n , koeficijenta smicanja (R^n) i radijalne deformacije tunelske konstrukcije (Δd_{lining}^n) prema Jednačinama (19), (18) i (14):

1) Determining the α^n , racking ratio (R^n), and the diametric strain of the lining (Δd_{lining}^n) according to Equations (19), (18), and (14), respectively:

$$\alpha^n = \frac{12E_l I (5-6\nu_m)}{d^3 G_m (1-\nu_l^2)} = \frac{12 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225 (5-6 \cdot 0.3)}{6^3 \cdot 120000 (1-0.2^2)} = 0.086111$$

$$R^n = \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha^n + 1} = \frac{4(1-0.3)}{0.086111 + 1} = 2.5780$$

$$\Delta d_{lining}^n = R^n \Delta d_{free-field} = R^n \frac{d}{2} \gamma_{ave} = 2.5780 \frac{0.0024 \cdot 6}{2} = 0.01856$$

2) Proračun maksimalnih vrednosti normalne sile (T), momenta savijanja (M) i transverzalne sile (V) prema Jednačinama (15), (16) i (17):

2) Determination of the maximum tangential thrust (T), moment (M), and shear force (V) according to Equations (15), (16), and (17), respectively:

$$T_{\max} = \frac{12E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3 (1-\nu_l^2)} = \frac{12 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225 \cdot 0.01856}{6^3 (1-0.2^2)} = 59.9 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = \frac{6E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^2 (1-\nu_l^2)} = \frac{6 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225 \cdot 0.01856}{6^2 (1-0.2^2)} = 179.8 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = \frac{24E_l I \Delta d_{lining}^n}{d^3 (1-\nu_l^2)} = \frac{24 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225 \cdot 0.01856}{6^3 (1-0.2^2)} = 119.9 \text{ kN}$$

3) Proračun napona u tunelskoj konstrukciji (σ):

3) Determination of the combined stress (σ) from thrust and bending moment:

$$\sigma = \frac{T}{A} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{59.9}{0.3} + \frac{179.8 \cdot 0.15}{0.00225} = 12187.4 \text{ kPa}$$

b) Idealni kontakt tunelske konstrukcije i okolnog tla:

b) No-slip condition:

Prema Jednačinama (25), (24), (20), (21), (22) i (23) redom:

According to Equations (25), (24), (20), (21), (22), and (23), respectively:

$$\alpha = \frac{24E_l I(3-4\nu_m)}{d^3 G_m(1-\nu_l^2)} = \frac{24 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225(3-4 \cdot 0.3)}{6^3 \cdot 120000(1-0.2^2)} = 0.096875$$

$$R = \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha+1} = \frac{4(1-0.3)}{0.096875+1} = 2.553$$

$$\Delta d_{\text{lining}} = R \Delta d_{\text{free-field}} = R \frac{d}{2} \gamma_{\text{max}} = 2.553 \frac{6}{2} 0.0024 = 0.01838$$

$$T_{\text{max}} = \frac{24E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_l^2)} = \frac{24 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225 \cdot 0.01838}{6^3(1-0.2^2)} = 118.7 \text{ kN}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{6E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^2(1-\nu_l^2)} = \frac{6 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225 \cdot 0.01838}{6^2(1-0.2^2)} = 178.1 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{24E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3(1-\nu_l^2)} = \frac{24 \cdot 24.8 \cdot 10^6 \cdot 0.00225 \cdot 0.01838}{6^3(1-0.2^2)} = 118.7 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{T}{A} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{118.7}{0.3} + \frac{178.1 \cdot 0.15}{0.00225} = 12266.1 \text{ kPa}$$

Rezultati za slučaj tunela u čvrstom tlu prezentovani su u Tabeli 1.

The results regarding the tunnel in the stiff soil are summarized in Table 1.

Tabela 1. Rezultati maksimalnih vrednosti seizmički indukovanih presečnih sila u tunelskoj konstrukciji za slučaj tunela u čvrstom tlu

Table 1. Results of maximum values of seismically induced internal lining forces for the case of a tunnel in a stiff soil

ČVRSTO TLO STIFF SOIL	Wang [20]		Penzien [14]		% Razlika Difference	
	Smičući kontakt Full slip	Idealni kontakt No slip	Smičući kontakt Full slip	Idealni kontakt No slip	Smičući kontakt Full slip	Idealni kontakt No slip
Koeficijent smicanja Racking ratio	2.58	2.58	2.58	2.55	0	1.2
Maksimalna normalna sila Maximum thrust (T_{max} [kN])	59.9	995.6	59.9	118.7	0	738.7
Maksimalni moment savijanja Maximum moment (M_{max} [kNm])	179.8	179.8	179.8	178.1	0	0.9
Maksimalna transverzalna sila Maximum shear force (V_{max} [kN])	—	—	119.9	118.7	—	—
Napon Stress (σ [kPa])	12187.4	15305.3	12187.4	12266.1	0	24.8

5.2 Vodozasićeno slabonosivo tlo ($\gamma_{ave}=0.0057$)

Postupak proračuna prezentovan u tački 5.1 ponovljen je za slučaj slabonosivog tla zasićenog vodom. Kada je reč o izrazu za koeficijent kompresibilnosti (Jednačina (4)), Poisson-ov koeficijent treba uzeti s vrednošću 0.49, jer vrednost 0.5 rezultuje beskonačno velikim koeficijentom kompresibilnosti.

Prema Wang-ovom postupku, sračunate vrednosti koeficijenta su $F=3.2467$ i $K_1=0.7064$ (smičući kontakt tunela i tla), odnosno $C=0.8117$ i $K_2=1.231$ (idealni kontakt tunela i tla).

Prema Penzien-ovom postupku, $\alpha^n=0.308$ (glatki spoj obloge i tla) i $\alpha=0.3203$ (puni kontinuitet između obloge i okolnog tla).

Rezultati proračuna su sumirani u Tabeli 2.

5.2 Saturated soft soil ($\gamma_{ave}=0.0057$)

The above calculation is repeated for the case of soft water-saturated medium. With regard to the expression for compressibility ratio given by Equation (4), the Poisson ratio should be set equal to 0.49, since the value of 0.5 results in the infinite value of the compressibility ratio.

Regarding the Wang's methodology, the calculated values of the corresponding coefficients are $F=3.2467$ and $K_1=0.7064$ (full-slip condition), and $C=0.8117$ and $K_2=1.231$ (no-slip condition).

Referring to the Penzien's approach, $\alpha^n=0.308$ (smooth lining-ground contact) and $\alpha=0.3203$ (perfect lining-ground contact).

The results are summarized in Table 2.

Tabela 2. Rezultati maksimalnih vrednosti seizmički indukovanih presečnih sila u tunelskoj konstrukciji za slučaj tunela u zasićenom tlu male nosivosti

Table 2. Results of maximum values of seismically induced internal lining forces for the case of a tunnel in a saturated soft soil

VODOZASIĆENO SLABONOSIVO TLO SATURATED SOFT SOIL	Wang [20]		Penzien [14]		% Razlika Difference	
	Smičući kontakt Full slip	Idealni kontakt No slip	Smičući kontakt Full slip	Idealni kontakt No slip	Smičući kontakt Full slip	Idealni kontakt No slip
Koeficijent smicanja Racking ratio	1.53	1.53	1.53	1.54	0	0.6
Maksimalna normalna sila Maximum thrust (T_{max} [kN])	84.4	440.2	84.4	170.2	0	158
Maksimalni moment savijanja Maximum moment (M_{max} [kNm])	252.6	252.6	253.3	255.3	0.2	1.0
Maksimalna transversalna sila Maximum shear force (V_{max} [kN])	–	–	168.9	170.2	–	–
Napon Stress (σ [kPa])	17121.3	18307.3	17168.0	17587.3	0.2	3.9

6 DISKUSIJA REZULTATA

Poređenjem rezultata prezentovanih u Tabelama 1 i 2, može se uočiti da su za slučaj smicanja tunelske konstrukcije i okolnog tla u kontaktnoj zoni obe formulacije rezultovale jednakim maksimalnim vrednostima presečnih sila u tunelskoj konstrukciji, kako za slučaj čvrstog tla, tako i za slučaj slabonosivog zasićenog tla.

Takođe se može zapaziti da za slučaj smičućeg kontakta tunela i tla, vrednosti momenata savijanja imaju izraženiji uticaj na naponsko stanje u tunelskoj konstrukciji u uslovima zemljotresnih dejstava od uticaja normalnih sila. S druge strane, u slučaju idealnog kontakta tunela i tla, normalne sile imaju dominantniji uticaj na seizmički indukovane napone u tunelskoj konstrukciji u poređenju sa uticajem momenata savijanja.

Pod pretpostavkom idealnog kontakta tunelske

6 DISCUSSION ON RESULTS

Referring to the previously summarized results in Tables 1 and 2, it is evident that in the case of full-slip condition, the two formulations give the same values of the force components, for both stiff and soft soil conditions.

Furthermore, it can be observed that magnitude of the moment has a much stronger influence than thrust over the stresses experienced by the tunnel lining for the case of full-slip conditions. On the other hand, for the no-slip assumption, magnitude of the thrust has a more dominating influence than moments on the stresses in the lining induced by earthquake excitation.

Calculation also shows that under the no-slip assumption, the formulation of Penzien [14] highly underestimates the thrust in comparison with the Wang's

konstrukcije sa okolnim tlom, analitički izrazi prema Penziju [14] rezultuju daleko manjim vrednostima normalne sile od izraza prema Wangu [20], i to za oba razmatrana slučaja tla. Razlika ova dva rešenja je znatno manje izražena u slučaju zasićenog slabonosivog tla. Ovo zapažanje potvrđuje zaključke istraživanja Hashasha i drugih [6, 7] o tome da ne postoji značajnija razlika u vrednostima normalnih sila sračunatih prema izrazima Penziena za ekstremne slučajeve kontaktnih uslova tunela i tla.

Ovo nepoklapanje rezultata izaziva veliku konfuziju i nedoumicu, imajući u vidu da oba razmatrana postupka polaze od identičnih postavki problema baziranih na teoriji elastičnosti. Preliminarni rezultati numeričkih analiza, koje su još uvek u toku i koje autori ovog rada sprovode u cilju istraživanja razloga nepoklapanja rezultata Penzien-ovog i Wang-ovog pristupa, ukazuju na činjenicu da rešenje po Wang-u daje merodavnije vrednosti normalnih sila u tunelskoj konstrukciji u uslovima punog kontinuiteta između obloge i okolnog tla. Razlozi za iskazane razlike u veličinama koje daju ova dva analitička postupka, još uvek se istražuju. Međutim, neka generalna sagledavanja ovih analitičkih izraza navode na zaključak da mogući razlog, zbog kojeg izraz prema Penzien-ovom postupku rezultuje znatno manjim vrednostima seizmički indukovanih normalnih sila u tunelskoj oblozi za slučaj idealnog kontakta tunela sa okolnim tlom, jeste nepostojanje adekvatnog koeficijenta kompresibilnosti. Naime, u Wang-ovom izrazu za proračun normalnih sila u oblozi u uslovima punog kontinuiteta konstrukcije i tla, osim koeficijenta fleksibilnosti F koji reflektuje krutost sistema tunel–tlo u radijalnom pravcu (otpornost na smicanje), uključen je i koeficijent kompresibilnosti C . Ovaj koeficijent ima veoma važnu ulogu u određivanju normalnih sila, s obzirom na to što predstavlja krutost sistema tunel–tlo u tangencijalnom pravcu (otpornost na pritisak). S druge strane, Penzien u svom izrazu za proračun seizmički indukovanih normalnih sila u tunelskoj konstrukciji, u uslovima punog kontinuiteta obloge i okolnog tla, uzima u obzir samo krutost sistema tunel–tlo na smicanje koja je iskazana koeficijentom α . Upravo zbog ovih razloga, preporučuje se da u proračunu seizmički indukovanih normalnih sila u tunelskoj konstrukciji ne treba koristiti analitički izraz prema Penzien-u za slučaj idealnog kontakta tunelske konstrukcije i okolnog tla.

7 ZAKLJUČAK

U radu je dat prikaz analitičkih postupaka za proračun seizmički indukovanih presečnih sila u tunelskoj konstrukciji prema Wang-u [20] i Penzien-u [14], koji su bazirani na aspektu interakcije konstrukcije i tla. Ovi uprošćeni analitički postupci daju zadovoljavajuće rezultate sa inženjerskog stanovišta. Određivanje naponskog stanja u tunelskoj konstrukciji kružnog preseka u uslovima zemljotresnih dejstava bazirano je na pretpostavci ravnog stanja deformacija. Okolno tlo, odnosno stenska masa, tretiraju se kao beskonačna, elastična, homogena i izotropna sredina. Efekti interakcije konstrukcije sa okolnim tlom zavise od odnosa krutosti tunelske konstrukcije i krutosti okolne sredine. Drugi veoma važan faktor, koji u značajnoj meri utiče na odgovor tunela na seizmička dejstva, jeste priroda kontakta konstrukcije sa okolnim tlom. Radi

solution [20], considering both representative soil deposits. Discrepancy with the Penzien's solution is, however, slightly lower in the case of soft soil medium. This observation confirms the conclusions of the studies by Hashash et al. [6, 7] that the Penzien's approach does not seem to be very sensitive to the assumed condition along the interface between the ground and the lining.

This discrepancy is a source of confusion, having in mind that both of the considered approaches are based on the same assumptions governed by the theory of elasticity. Some preliminary results of numerical investigations by the authors of this paper that are in progress, with regard to the discrepancy of the Penzien's and Wang's approaches, indicate that the Wang's solution provides a realistic estimate of the thrust in tunnel linings for the no-slip condition. The reason for the difference is still under investigation. However, some general observations of these analytical expressions imply the conclusion that the possible reason for the underestimation of seismically induced lining thrust according to the Penzien's expression for the no-slip condition might be nonexistence of the corresponding compressibility coefficient. Namely, in the Wang's expression for the tunnel lining thrust under the no-slip assumption, beside the flexibility ratio F related to the ability of the lining to resist distortion imposed by the ground, the compressibility ratio C is also taken into consideration. This coefficient has an effect on the lining thrust response, since it reflects the circumferential stiffness of the system (resistance to compression). On the other hand, in the Penzien's expression for the seismically induced tunnel lining thrust under the assumption of rigid lining–ground contact, only the flexibility ratio represented by the coefficient α is taken into account. For that reason, it is recommended that in estimation of the seismically induced tunnel lining thrust the analytical expression after Penzien for the no-slip condition should be avoided.

7 CONCLUSION

In this work, analytical solutions for seismically induced internal lining forces by Wang [20] and Penzien [14], accounting for soil–structure interaction effects, have been presented. Aforementioned simplified approaches give reasonable results from an engineering point of view. These solutions are based on the computation of the state of stress in the cross section of a lined circular tunnel in plane strain conditions. The soil or rock is considered to be an infinite, elastic, homogeneous, isotropic medium. The soil–structure interaction effects depend upon the ratio between the relative stiffness of the ground with respect to the lining. Another aspect which significantly affects the response of the tunnel is represented by the shear stress transmission at the ground–lining interface. The solutions are usually derived for two extreme contact

sagledavanja svih mogućih slučajeva, preporučuje se da rešenja obuhvate ekstremne kontaktne uslove: glatki kontakt ili kontakt s potpunim smicanjem (*full-slip*) kada nema pojave smičućeg napona u kontaktnoj zoni, i idealni kontakt ili puni kontinuitet obloge i okolnog tla (*no-slip*) u čijem slučaju u graničnoj zoni nema relativnih transverzalnih pomeranja između konstrukcije i tla. Najkritičniji vid deformacije jeste smicanje (ovalizacija) kružnog tunelskog profila, izazvano propagacijom smičućih seizmičkih S-talasa koji se prostiru u ravnama upravnim na pravac podužne ose tunela. U razmatranim pseudo-statičkim postupcima, seizmičko opterećenje definiše se merodavnom seizmički indukovanom deformacijom smicanja koja se u okolnom tlu javlja na rastojanju od nivoa tunelskog svoda do nivoa kinete.

Postupci prikazanog analitičkog tretiranja interakcije takođe podrazumevaju da se tunelska konstrukcija nalazi na dovoljnoj dubini ispod površine terena i na dovoljnom rastojanju od stenske podine, kako bi efekat ovih granica na interakciju konstrukcije sa okolnom sredinom bio minimiziran. Takođe treba napomenuti da su prezentovani analitički postupci namenjeni analizi konvencionalnih betonskih tunelskih konstrukcija, kao i montažnih obloga koje se sukcesivno izvode s napredovanjem iskopne mašine „krtice“, a za tunele koji se nalaze u sredini koja ima znatno manji modul deformabilnosti od modula deformabilnosti tunelske obloge, to jest u slučaju tunelskih konstrukcija u tlu slabijih karakteristika, kada su efekti interakcije konstrukcije sa okolnim tлом najizraženiji. Rezultantni naponi u tlu koji stvaraju sile u tunelskoj konstrukciji ne mogu biti naponi zatezanja, i moraju zadovoljiti granične vrednosti napona smicanja. U slučaju tunelskih obloga koje su ankerima povezane sa okolnom sredinom, a koje nisu bile predmet razmatranja u prikazanim analitičkim postupcima, treba napomenuti da se mogu očekivati sile vučenja obloge od konture obloge prema okolnoj sredini, što bi, osim pojave prenosa sila smicanja po obodu tunelske konstrukcije, u izvesnoj meri rezultovalo i prenosom dilatacija zatezanja u okolnoj sredini.

U radu je takođe izvršeno poređenje ova dva analitička postupka na primeru tunela i tla idealne geometrije i karakteristika. Imajući u vidu činjenicu da efekti sadejstva tunela sa okolnim tлом zavise od odnosa krutosti konstrukcije i tla, u predmetnom istraživanju analizirana su dva karakteristična slučaja tla: čvrsto tlo kao primer tla sa dobrim karakteristikama, i zasićeno tlo male nosivosti kao primer tla sa slabim karakteristikama. Vrednosti presečnih sila u tunelskoj konstrukciji prema analitičkim izrazima sračunate su na osnovu prosečne vrednosti smičuće deformacije tla na delu tunelskog profila, dobijene seizmičkom analizom odgovora tla u softveru EERA. U istraživanju su razmatrana oba ekstremna slučaja kontaktnih uslova tunela sa okolnim tлом: slučaj krutog ili idealnog kontakta tunela i tla (*no-slip*), polazeći od hipoteze jednakih pomeranja tunelske konstrukcije i tla u kontaktnoj zoni, i slučaj glatkog kontakta ili kontakta s potpunim smicanjem (*full-slip*), kada u kontaktnoj zoni dolazi do pojave jednakih radijalnih i nejednakih transverzalnih pomeranja konstrukcije i tla. Na osnovu analitičkih izraza gore pomenutih autora, sračunate su maksimalne vrednosti normalne sile (T), transverzalne sile (V) i momenta savijanja (M) u tunelskoj konstrukciji kružnog poprečnog preseka.

Prema rezultatima sprovedenih istraživanja, analitički

conditions: *full-slip* (no shear stress transmission) and *no-slip* (no relative shear displacements). The seismic stress increment in the lining is accounted for in the closed-form solutions by analyzing the response of the cross-section to an imposed uniform strain field, induced by vertically propagating shear waves, using the pseudo-static approach.

The analysis procedures presented herein apply to tunnel linings having burial depths sufficiently large, so that the free-surface boundary condition at the top of the soil, as well as the bedrock at the bottom of the soil, have small effect on the soil–structure interaction. In addition, the solutions are applicable for cast-in-place concrete tunnel linings, or linings of a TBM driven (shield) tunnel that are assembled of precast concrete segments, and which are embedded in soil sites, whose values of elasticity modulus are lower in comparison with a modulus of a tunnel lining, i.e., for the case of tunnel lining in soft soils, when the soil–structure interaction effects are pronounced. The resulting soil stresses, which induce tunnel lining forces, cannot be tensile stresses, and they should not exceed the limiting values of the soil shear stress. For the case of tunnel linings attached with anchors to the surrounding ground, which have not been in the focus of the presented approaches, it should be noted that certain forces pulling the lining from the cavity toward the surrounding ground could be expected to appear. This would result not only in the shearing force distribution around the external lining surface, but also, to some extent, in the transmission of tensile strains throughout the surrounding medium.

In addition, the two presented approaches have been compared on the example of idealized tunnel geometry and ground properties. With regard to dependent nature of the soil–structure interaction effects upon the ratio between the relative stiffness of the ground with respect to the lining, in the given analyses representative of two main soil classes – stiff and soft soil deposits have been considered. Internal forces in the lining are calculated from the free-field shear strain obtained by the EERA code. The strain value considered is the average value between the depths corresponding to the crown and the invert of the tunnel. Under the hypothesis of the rough interface between the lining and the soil (assuming compatible displacements of the lining and the ground), as well as, *full-slip* condition (equal normal displacements and unequal tangential displacements of medium and lining at the common interface), the maximum values of thrust (T), shear force (V), and bending moment (M) are calculated using the expressions by the aforementioned authors.

According to the given study, the solutions of Penzien [14] result in values of thrust and moment that are very close to those of Wang [20] for *full-slip* condition and for both stiff and soft saturated soil deposits. Yet, the Penzien's solutions highly underestimate the thrust for all investigated soil conditions with the rough interface assumption. The reason for the underestimation of seismically induced lining thrust according to the Penzien's expression for the *no-slip* condition, in the authors' opinion, might be a nonexistence of the corresponding compressibility coefficient in the Penzien's expression, as it has an effect on the lining thrust response reflecting the circumferential stiffness of the system (resistance to

izrazi Penzien-a [14] i Wang-a [20], u uslovima smičućeg kontakta tunela i tla, dali su gotovo istovetna rešenja za maksimalne vrednosti seizmički indukovanih normalnih sila i momenata savijanja u tunelskoj konstrukciji, kako za slučaj čvrstog tla, tako i za slučaj zasićenog slabonosivog tla. S druge strane, rešenje prema Penzien-u u uslovima idealnog kontakta tunela sa okolnim tlom predviđa mnogo manje vrednosti normalnih sila u tunelskoj konstrukciji za oba razmatrana slučaja tla, u poređenju s rešenjem prema Wang-u. Razlog zbog kojeg Penzien-ov postupak rezultuje znatno manjim vrednostima seizmički indukovanih normalnih sila u tunelskoj oblozi za slučaj idealnog kontakta tunela sa okolnim tlom, prema mišljenju autora, mogao bi biti nepostojanje koeficijenta kompresibilnosti u analitičkom izrazu po Penzien-u, koji ima veoma važnu ulogu u određivanju normalnih sila, s obzirom na to što predstavlja krutost sistema tunel–tlo u tangencijalnom pravcu (otpornost na pritisak). Stoga se preporučuje da u proračunu seizmički indukovanih normalnih sila u tunelskoj konstrukciji ne treba koristiti analitički izraz prema Penziju za slučaj idealnog kontakta tunelske konstrukcije i okolnog tla.

S ciljem provere i eventualne potvrde gorenavedenog uzroka odstupanja ova dva rešenja u pogledu seizmički indukovanih normalnih sila u tunelskoj konstrukciji za slučaj idealnog kontakta tunela i okolnog tla, trebalo bi sprovesti dalja istraživanja, što se može postići kompleksnim i sveobuhvatnim numeričkim analizama, primenom metode konačnih elemenata, a što predstavlja tekuću istraživačku aktivnost autora.

ZAHVALNOST

Autori rada zahvaljuju na podršci Ministarstvu prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije u okviru naučnoistraživačkih projekata TR36028 (2011–2014) i TR36043 (2011–2014).

compression). For that reason, it is recommended that in estimation of the seismically induced tunnel lining thrust the analytical expression after Penzien for the no-slip condition should not be used.

However, the above stated remark should be investigated further by comprehensive numerical finite element analyses, which is the ongoing research activity of the authors of this paper.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge the support of the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia in the scope of the scientific-research projects TR36028 (2011–2014) and TR36043 (2011–2014).

8 LITERATURA REFERENCES

- [1] Bardet, J. P., Ichii, K., Lin, C. H. [2000] "EERA – A computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of layered soil deposits," University of Southern California, Los Angeles, California.
- [2] Billota, E., Lanzano, G., Russo, G., Santucci de Magistris, F., Aiello, V., Conte, E., Silvestri, F., Valentino, M. [2007] "Pseudostatic and dynamic analyses of tunnels in transversal and longitudinal directions," Proceedings of the Fourth International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, Paper No. 1550.
- [3] Billota, E., Lanzano, G., Russo, G., Santucci de Magistris, F., Silvestri, F. [2008] "An early-stage design procedure for circular tunnel lining under seismic actions," Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper No. 08-02-0049.
- [4] Burns, J. Q., Richard, R. M. [1964] "Attenuation of stresses for buried cylinders," Proceedings of the Symposium on Soil–Structure Interaction, University of Arizona at Tempe, Arizona, pp. 378–392.
- [5] El Naggar, H., Hinchberger S. D., El Naggar M. H. [2008] "Simplified analysis of seismic in-plane stresses in composite and jointed tunnel linings," Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28, 1063–1077.
- [6] Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., Yao, J. I.-C. [2001] "Seismic design and analysis of underground structures," Tunnelling and Underground Space Technology 16, 247–293.
- [7] Hashash, Y. M. A., Park, D., Yao, J. I.-C. [2005] "Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading: an update on seismic design and analysis of underground structures," Tunnelling and Underground Space Technology 20, 435–441.

- [8] Hoeg, K. [1968] "Stresses against underground structural cylinders," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 94(4), 833–858.
- [9] Kramer, S. L. [1996] *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey.
- [10] Merritt, J. L., Monsees, J. E., Hendron, A. J., Jr., [1985] "Seismic design of underground structures," *Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunnelling Conference*, Vol. 1, pp. 104–131.
- [11] Pakbaz, M. C., Yareevand, A. [2005] "2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading," *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, 411–417.
- [12] Peck, R. B., Hendron, A. J., Mohraz, B. [1972] "State of the art in soft ground tunnelling," *Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, New York, pp. 259–286.
- [13] Penzien, J., Wu, C. [1998] "Stresses in linings of bored tunnels," *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 27(3), 283–300.
- [14] Penzien, J. [2000] "Seismically induced racking of tunnel linings," *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 29(5), 683–691.
- [15] Power, M. S., Rosidi, D., Kaneshiro, J. [1996] Vol.III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- [16] Schnabel, P. B., Lysmer, J. L., Seed, H. B. [1972] SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
- [17] Schwartz, C. W., Einstein, H. H. [1980] Improved design of tunnel supports: Vol. 1 – simplified analysis for ground–structure interaction in tunnelling, Report UMTA-MA-06-0100-80-4, US Department of Transportation, Urban Mass Transportation Administration, Washington DC.
- [18] Tomanović, Z. [2007] „Reološki model puzanja matriksa meke stijene”, *Materijali i konstrukcije* 50(1–2), 3–19.
- [19] Tomanović, Z. [2009] „Očvršćavanje meke stijene nakon dugotrajnog pritiska i omekšavanje pod dejstvom cikličnog opterećenja”, *Materijali i konstrukcije* 52(2), 3–15.
- [20] Wang, J.-N. [1993] *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*, Monograph, monograph 7, Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas, Inc., New York.
- [21] Zlatanović, E. [2008] „Izgradnja objekata u podbarnim terenima – I deo: Merodavni inženjersko – geološki faktori”, *Izgradnja* 62(10–11), 438–442.
- [22] Zlatanović, E. [2008] "Influence of earthquakes on the stress and strain state of the shallow tunnel structures in saturated soil of low bearing capacity", *Facta Universitatis, Series: Architecture and Civil Engineering* 6(2), 221–227.
- [23] Zlatanović, E. [2009] „Analiza na seizmička dejstva i kriterijumi aseizmičkog projektovanja i građenja tunelskih konstrukcija”, *Izgradnja* 63 (3–4), 123–130.
- [24] Zlatanović, E. [2009] "Jet Grouting", *Materijali i konstrukcije* 52(1), 82–90.
- [25] Zlatanovic, E., Lukic, D. [2010] "Numerical study of a shield tunnel driven in soft saturated soil with respect to earthquake loading", *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering - 14ECEE*, Ohrid, Republic of Macedonia, 8 pages.

REZIME

PRIKAZ ANALITIČKIH POSTUPAKA ODREĐIVANJA SEIZMIČKI INDUKOVANIH UTICAJA U TUNELSKOJ KONSTRUKCIJI PRI INTERAKCIJI KONSTRUKCIJE I OKOLNE SREDINE

Elefterija ZLATANOVIĆ
Dragan Č. LUKIĆ
Vlatko ŠEŠOV

U novije vreme, uporedo sa uvođenjem savremenog pristupa projektovanja na bazi ponašanja konstrukcija (*performance design*), aseizmičko projektovanje iz aspekta interakcije konstrukcije i tla dobija na sve većoj važnosti. U analizi dinamičkog odgovora tunelskih objekata, efekti interakcije konstrukcije i tla imaju veoma važnu ulogu. Efekti sadejstva konstrukcije sa okolnim tlom veoma često mogu rezultovati znatno većim opterećenjima kojima je tunelska konstrukcija izložena. Rezultati brojnih studija ukazuju na to da je odnos krutosti tunelske konstrukcije i krutosti tla najdominantniji faktor koji utiče na sadejstvo tunela sa okolnim tlom. S ciljem istraživanja efekata interakcije tunelske konstrukcije i tla, u radu su sprovedene analize koje su se bazirale na primeni analitičkih izraza za proračun seizmički indukovanih presečnih sila u tunelskoj konstrukciji iz aspekta sadejstva tunela i tla. Analitička rešenja priraštaja napona u tunelskoj konstrukciji usled dejstva zemljotresa u funkciji su smičuće deformacije tla, koja uzrokuje ovalizaciju tunela kružnog poprečnog preseka. Vrednosti presečnih sila u tunelskoj konstrukciji prema analitičkim izrazima sračunate su na osnovu prosečne vrednosti smičuće deformacije tla na delu tunelskog profila, između temena tunelskog i podnožnog svoda, koja je određena seizmičkom analizom odgovora tla u softveru EERA. Analizirana su dva karakteristična slučaja tla – čvrsto tlo dobrih karakteristika i vodozasićeno tlo slabih karakteristika, kao i oba ekstremna slučaja kontaktnih uslova tunelske konstrukcije sa okolnim tlom – slučaj smičućeg kontakta i slučaj idealnog kontakta tunela i tla. Komparativnom analizom rezultata za sve navedene slučajeve sagledani su najznačajniji faktori sadejstva tunela i tla u seizmičkim uslovima.

Cljučne reči: kružni tunelski profil, čvrsto tlo, slabonosivo vodozasićeno tlo, zemljotres, analitička rešenja, sile u tunelskoj konstrukciji, interakcija tunela i tla, idealni kontakt, glatki kontakt

SUMMARY

PRESENTATION OF ANALYTICAL SOLUTIONS FOR SEISMICALLY INDUCED TUNNEL LINING FORCES ACCOUNTING FOR SOIL-STRUCTURE INTERACTION EFFECTS

Elefterija ZLATANOVIĆ
Dragan C. LUKIĆ
Vlatko SESOV

Recently, as the structural design has shifted to the performance design, seismic design of tunnel structures considering soil-structure interaction becomes more important. The effects of soil-structure interaction should not be overlooked for the reason that the interaction effects between a structure and surrounding ground may cause larger external forces to the structure. It has been highlighted that the relative rigidity between the soil and the structure is the predominant factor influencing the soil-structure interaction effects. With an aim to study the effects of tunnel-ground interaction, a number of analyses were carried out in this work, based on the most frequently used analytical expressions for evaluation of seismically induced stress increment in a tunnel lining accounting for the soil-structure interaction effects. These solutions are functions of the shear strain field which is the cause of the ovaling of the circular tunnel cross-section. A value of the average soil shear strain in the range of depths corresponding to the tunnel section, between the tunnel crown and the invert, has been computed through a free-field one-dimensional seismic site response analysis performed by the code EERA. Various levels of analysis have been undertaken on different soil conditions, considering representative of two main soil classes – stiff soil of good conditions and soft saturated soil of poor conditions, as well as, two extreme cases of tunnel-ground interface – the full-slip and the no-slip conditions. Finally, the results for all the considered cases have been evaluated and compared, and the significant mutual differences with regard to a tunnel-ground interaction have been underlined.

Keywords: circular tunnel, stiff soil, soft saturated soil, earthquake, analytical solution, internal lining forces, soil-structure interaction, no-slip condition, full-slip condition