

Spektri potresnog odziva plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima

Kraus, Ivan

Doctoral thesis / Disertacija

2014

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **Josip Juraj Strossmayer University of Osijek, Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek / Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:133:844080>

Rights / Prava: [In copyright](#) / [Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-03-14**



GRAĐEVINSKI I ARHITEKTONSKI FAKULTET OSIJEK
Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

Repository / Repozitorij:

[Repository GrAFOS - Repository of Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek](#)



**SVEUČILIŠTE JOSIPA JURJA STROSSMAYERA U OSIJEKU
GRAĐEVINSKI FAKULTET OSIJEK**

DOKTORSKI RAD

**Spektri potresnog odziva plitko temeljenih
konstrukcija na mekim tlima**

Ivan Kraus

Osijek, 2014.

DOKTORSKI RAD

Spektri potresnog odziva plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima

PODACI O AUTORU:

Ime i prezime: Dr.sc. Ivan Kraus, mag.ing.aedif.
Mjesto i godina rođenja: Bjelovar, 1985.
Diplomirao: Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet
Osijek, 2008.
Zaposlen: Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski fakultet
Osijek

PODACI O DOKTORSKOM RADU:

Znanstveno područje: Tehničke znanosti
Znanstveno polje: Građevinarstvo
Znanstvena grana: Nosive konstrukcije
Mentor: Prof. dr. sc. Dragan Morić, dipl.ing.građ.

POSTUPAK OCJENE I OBRANA:

Prijava teme: Studeni, 2013.

Povjerenstvo za ocjenu:

prof. dr. sc. Mensur Mulabdić, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, predsjednik
prof. dr. sc. Dragan Morić, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, mentor i član
prof. dr. sc. Mehmed Čaušević, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet u Rijeci, član

Povjerenstvo za obranu:

prof. dr. sc. Mensur Mulabdić, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, predsjednik
prof. dr. sc. Dragan Morić, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Osijek, mentor i član
prof. dr. sc. Mehmed Čaušević, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet u Rijeci, član

Mjesto i datum obrane: Građevinski fakultet Osijek, 28. studeni 2014.

**SVEUČILIŠTE JOSIPA JURJA STROSSMAYERA U OSIJEKU
GRAĐEVINSKI FAKULTET OSIJEK**

DOKTORSKI RAD

**Spektri potresnog odziva plitko temeljenih
konstrukcija na mekim tlima**

Ivan Kraus

Osijek, 2014.

Mentor rada:

Prof.dr.sc. Dragan Morić, dipl.ing.građ.

Rad ima 332 stranice.

Ivki,
za beskrajnu podršku, strpljenje, inspiraciju i nebrojene osmjehe

Zahvala:

Prije svih, hvala mojim roditeljima koji su me uvijek bodrili na putu kroz školovanje i kasnije kroz studij. Bez njih ovo ne bi bilo moguće. Mama i tata, hvala od srca. Hvala mentoru, profesoru Draganu Moriću na onome kratkome i toplome razgovoru, onoga sunčanoga lipnja 2008. kada me zainteresirao da nastavim sa studijem i upišem doktorat. Mentor hvala na beskrajnoj potpori i razumijevanju u trenucima kada je to najviše trebalo. Uz mentora, od srca hvala profesoru Saši Marenjaku, profesoru Damiru Markulaku i profesoru Vladimiru Sigmundu na potpori kod prijave na natječaje zaklade British Scholarship Trust i AMAC-UK. Ove nagrade su mi otvorile vrata ka Sveučilištu Dundee i proširile vidike u svakom pogledu. Tony, Andreas i Patrick, hvala na ugodnoj radnoj i neradnoj atmosferi na Sveučilištu Dundee. Uživao sam u G04. Dr. Jonathanu Knappettu hvala što je pristao biti moj mentor i voditelj za vrijeme gostovanja na Sveučilištu Dundee. Dr. Knappettu hvala na putovanju kroz Sveučilište Dundee, upoznavanju s radom geotehničke centrifuge, vrijednoj literaturi i savjetima te trenucima kada je našao vremena spustiti se do G04, sjesti uz mene i usmjeriti me. Od srca hvala dr. Sandri Escoffier na nesebičnom ustupanju rezultata eksperimentalnih istraživanja provedenih na institutu IFSTTAR te na svim informacijama i savjetima vezano za obradu podataka eksperimenta. Hvala dr. Matt Dietzu na ustupanju rezultata eksperimentalnih istraživanja provedenih na Sveučilištu u Bristolu te na brzim i srdačnim odgovorima na sve moje upite oko eksperimenta. Hvala dr. Dimitrisu Pitolakisu na diskusijama pri kalibraciji numeričkih modela sustava tlo-konstrukcija te na ohrabrenjima i potvrdama kada sam sumnjao u svoje virtualne sustave tlo-konstrukcija. Prijateljima, Jovanu Papiću i Konstantinosu Nikolaou, od srca hvala na svoj dugometražnoj e-pošti, uvijek zaokruženoj toplim riječima i pozitivnim stavom. Alexe, Stoyane i Liviu, hvala na literaturi i riječima potpore. Hvala profesorima Mohamadu Rayhaniju, Robertu Paolucciju, Ezui Faccioliju, Mustafi Tolgi Yilmazu, Paolu Negru i Tetsuyi Kohno na ustupanju vrlo vrijednih materijala koji će mi omogućiti nastavak istraživanja. Hvala Goranu Mitroviću na rezultatima iznimno vrijednih geotehničkih istraživanja. Hvala Ines Ivančić na ustupanju zapisa potresa zabilježenih u Hrvatskoj. Hvala kolegama iz ureda na uvijek ugodnoj radnoj atmosferi, savjetima, zajedničkim gablecima (sla. *jauznama*) i rješenjima velikih i malih problema. Marinu Grubišiću, od srca hvala što je za mene uvijek našao vremena, toplu riječ i savjet. Marine, Notepad++ je bio savjet vrijedan zlata i vremena. Od srca hvala Ivaninim roditeljima, Anti i Valeriji na beskrajnoj potpori i ohrabrenjima. Ani Magdiki od hvala na strpljenju i razumijevanju u mojih zadnjih 10 metara tinte i trenucima kada se sušila boja i ljepilo. Hvala Denisu, Adriani, Vladimiru, Filipu, Sandi i Mariu, mojim studentima, na iskrenoj podršci. Još jednom svima hvala. Zauzeli ste posebno mjesto u mom srcu i malim stvarima pomogli da napravim jednu veliku stvar - svoj doktorski rad. Hvala vam!

Ivan

p.s. znanost je zec i trči za najslađom mrkvom koju je ikada vidio ispred svojih velikih plavih očiju (Re: "Znanost nije zec", ljeta 2011.)

Životopis

Ivan Kraus je rođen u lipnju, 1985. godine u Bjelovaru. Na Građevinskom fakultetu Osijek upisuje studij 2004. i diplomira krajem 2008. Na istome fakultetu 2008. upisuje doktorski studij. Na Građevinskom fakultetu Osijek drži vježbe iz više predmeta i bavi se istraživanjem u području armiranobetonskih konstrukcija te međudjelovanja tla i konstrukcija.

U 2011. godini sudjeluje na Radionici o Eurocodeu 8: Seismic Design of Buildings, organiziranoj u Lisabonu od strane Zajedničkog istraživačkog centra, dijela Europske komisije. Tijekom dva tjedna u kolovozu 2012. sudjeluje u školi Model Validation and Simulation na projektu Soil-Structure-Interaction - Simulation & Experimental Validation, organiziranom od strane Sveučilišta Bauhaus u Weimaru, u Njemačkoj. Kao gostujući istraživač, tijekom tri mjeseca 2013. godine, boravi u geotehničkim laboratorijima na Sveučilištu Dundee, u Škotskoj, gdje je pod mentorstvom Dr.sc. Johnatana A. Knappetta prošao obuku o korištenju geotehničke centrifuge i pripremi modela tala u spremnicima ekvivalentnim posmičnim gredama.

U periodu od srpnja, 2013. do srpnja, 2014. je bio glavni istraživač na internom projektu, na Građevinskom fakultetu Osijek, pod nazivom "Potresno ponašanje plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima". U 2013. godini je inicirao i organizirao prvu studentsku konferenciju na Građevinskom fakultetu Osijek, pod nazivom International Summer Conference for Civil Engineering Students (ISUCCES). U 2014. je dizajnirao i u potpunosti financirao te sudjelovao u izvedbi male geotehničke centrifuge. Sudjelovao je na dva svjetska natjecanja u slijepoj procjeni ponašanja konstrukcija. Na natjecanju s 15. Svjetske konferencije o potresnom inženjerstvu (15WCEE) se plasirao među prvih 10% natjecatelja.

Dobitnik je Rektorove nagrade Sveučilišta u Osijeku 2008., stipendije Sveučilišta Bauhaus za 2012. godinu, stipendije British Scholarship Trust za 2013. godinu, nagrade AMAC-UK (Almae Matris Alumni Croaticae, United Kingdom Association of Alumni and Friends of Croatian Universities) za 2013. godinu te nagrade Voya Kondić za 2014. godinu.

Član je e-Knjižnice za potresno inženjerstvo Sveučilišta na Berkeleyu, Društva građevinskih inženjera Osijek, Hrvatskog društva za mehaniku te Hrvatskog geotehničkog društva.

Sažetak

Rad obrađuje potresni odziv plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima. Istraživanje u okviru rada je pokrenuto uz glavnu pretpostavku da europski normirani spektri odziva za meka tla nisu dobro definirani te da ne uključuju učinke međudjelovanja tla i konstrukcije. S ciljem definiranja poboljšanog spektra odziva kao osnovnog alata za proračun sigurnih i potresno otpornih konstrukcija, izrađene su i funkcije impedancije i prijenosne funkcije koje omogućuju uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima primjenom metode spektara odziva. Oslonac studiji daju rezultati eksperimentalnih istraživanja provedenih na potresnom stolu na Sveučilištu u Bristolu te u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR. Numerički modeli korišteni za provedbu parametarske studije su uspješno kalibrirani s obzirom na rezultate spomenutih eksperimentalnih istraživanja. U radu je dan prijedlog primjene funkcija impedancije, nastalih u okviru ovog rada, u klasičnim računalnim programima koji primjenu nalaze u znanosti i praksi. Osim toga, dan je prijedlog za primjenu funkcija impedancije u okviru N2 metode.

Abstract

This thesis deals with seismic response of shallow founded structures on soft soils. Research within the thesis is initiated with the main assumption that the European code-based response spectra for soft soils are ill-defined and that they do not include soil-structure interaction effects. With the aim to provide improved response spectrum, as a key engineering tool for design of earthquake resistant structures, both impedance and transfer functions were developed. Those functions enable incorporation of both soil compliance and its capability that dissipates earthquake energy. Parametric study was conducted using numerical models calibrated with regards to experimental results obtained both from testing performed in enhanced gravitational field using geotechnical centrifuge at the IFSTTAR institute and on shaking table of the University of Bristol at 1g. Numerical modelling, and thus parametric study, was governed using equivalent linear method. The last chapter of the work provides proposed methodology for including the developed functions into classical program packages mostly used by engineering practice and academia for structural analysis and design. Also, proposal for application of impedance functions within the framework of N2 method is provided.

Sadržaj

Popis slika	XVII
Popis tablica	XXIV
Popis simbola	XXV
1 UVOD	1.
1.1 Opis problema i hipoteze	1.
1.2 Motivacija i ciljevi istraživanja	6.
1.3 Pretpostavke i ograničenja	8.
1.4 Metodologija	11.
2 PREGLED DOSADAŠNJIH SPOZNAJA I METODA ISTRAŽIVANJA	13.
2.1 Spektar odziva: povijest razvoja, preporuke za konstruiranje i primjena u normama	13.
2.1.1 <i>Preporuke za konstruiranje konvencionalnog, normiranog spektra odziva</i>	14.
2.1.2 <i>Spektri odziva u europskim normama i usporedba s drugim svjetskim normama</i>	20.
2.2 Ograničenja, mane i koraci ka poboljšanju suvremenih spektara odziva s naglaskom na meka tla	25.
2.2.1 <i>Utjecaj frekvencijskog sastava zabilježenih potresa na normirani spektar odziva</i>	26.
2.2.2 <i>Oblik spektra odziva</i>	27.
2.2.3 <i>Srednja brzina širenja posmičnog vala u gornjih 30 m naslaga: u slobodnom polju i ispod konstrukcije</i>	29.
2.2.4 <i>Razredi tla i učinci amplifikacije potresnog djelovanja</i>	35.
2.2.5 <i>Dvostruko normalizirani spektar odziva i osvrt na dominantni i srednji period potresa</i>	38.
2.2.6 <i>Zanemareni i prikriveni učinci međudjelovanja tla i konstrukcija u metodi spektara odziva</i>	42.
2.2.7 <i>Sažetak poglavlja</i>	45.
2.3 Funkcije impedancije za plitke temelje	46.
2.3.1 <i>Statička otpornost i popustljivost temeljnog tla</i>	47.
2.3.2 <i>Dinamička otpornost, popustljivost i prigušenje temeljnog tla: pretpostavke i definicija problema</i>	51.
2.3.3 <i>Funkcije impedancije za plitke temelje na elastičnom, viskoelastičnom i konstantnom histereznom mediju</i>	55.
2.3.4 <i>Osvrt na utjecaj nejednolike raspodjele svojstava po dubini tla na funkcije impedancije</i>	68.
2.3.5 <i>Sažetak poglavlja</i>	71.
2.4 Pregled istraživanja potresnog ponašanja i međudjelovanja sustava tlo-plitko temeljena konstrukcija	74.
2.4.1 <i>Ključni parametri za ocjenu važnosti učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija</i>	78.
2.4.2 <i>Kinematsko međudjelovanje tla i konstrukcija</i>	81.
2.4.3 <i>Inercijalno međudjelovanje tla i konstrukcija</i>	84.
2.4.4 <i>Približni izrazi za procjenu prigušenja sustava tlo-konstrukcija</i>	91.
2.4.5 <i>Prijenosne funkcije</i>	96.
2.4.6 <i>Kratak osvrt na numeričke modele tlo-konstrukcija</i>	99.
2.4.7 <i>Sažetak poglavlja</i>	101.
2.5 O numeričkim metodama za procjenu potresnog ponašanja sustava tlo-konstrukcija	103.
2.5.1 <i>Direktne metode</i>	104.

2.5.2	<i>Metode podstruktura</i>	106.
2.5.3	<i>Hibridne metode</i>	109.
2.5.4	<i>Sažetak poglavlja</i>	110.
2.6	Tretman međudjelovanja tla i konstrukcija u suvremenim normama	112.
2.6.1	<i>Europske norme</i>	112.
2.6.2	<i>Novozelandske norme</i>	115.
2.6.3	<i>Japanske norme</i>	116.
2.6.4	<i>Norme i priručnici Sjedinjenih Američkih Država</i>	119.
2.6.5	<i>Sažetak poglavlja</i>	125.
3	EKVIVALENTNO LINEARNO MODELIRANJE PONAŠANJA TLA U UVJETIMA DJELOVANJA POTRESA	128.
3.1	Ponašanje tla u uvjetima cikličkog djelovanja	128.
3.2	Računalni programi koji koriste ekvivalentnu linearnu metodu proračuna	131.
3.3	Efektivna posmična deformacija	132.
3.4	Viskoelastično tlo: jednodimenzionalna veza između deformacija i naprežanja	134.
4	FILTRIRANJE ZAPISA I ISPRAVKA S OBZIROM NA OSNOVNU LINIJU	141.
5	DEFINIRANJE ULAZNIH PARAMETARA ZA PROVEDBU PARAMETARSKE STUDIJE	144.
5.1	Konstrukcije kao ekvivalentni sustavi s jednim stupnjem slobode na plitkim temeljima	144.
5.2	Temeljno tlo	152.
5.2.1	<i>Profili posmičnih brzina svojstveni za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka</i>	152.
5.2.2	<i>Čisti suhi pijesci kao modeli za temeljno tlo</i>	155.
5.2.3	<i>Opis numeričkih modela za simuliranje stvarnih uvjeta u tlu</i>	158.
5.3	Zapisi potresa	161.
5.3.1	<i>Potresni valovi</i>	162.
5.3.2	<i>Preporuke za unos potresnog opterećenja u numeričke modele</i>	163.
5.3.3	<i>Parametri za opis svojstava zapisa potresa</i>	164.
5.3.4	<i>Odabrani stvarni zapisi potresa u svrhu provedbe studije</i>	166.
6	KALIBRACIJA NUMERIČKIH MODELA	172.
6.1	O postupcima definiranja numeričkih modela u programima SHAKE2000 i SASSI2000	173.
6.1.1	<i>Model konstrukcije i temelja</i>	174.
6.1.2	<i>Model temeljnog tla</i>	174.
6.1.3	<i>Uključivanje nelinearnih svojstava tla</i>	175.
6.1.4	<i>Efektivna svojstva temeljnog tla</i>	176.
6.1.5	<i>Odabir i usklađivanje zapisa potresa za proračun</i>	176.
6.1.6	<i>Odabir frekvencija za proračun</i>	176.
6.1.7	<i>Koraci i metode proračuna u programu SASSI2000</i>	178.
6.2	Numerički modeli eksperimenta provedenog u normalnom gravitacijskom polju	180.
6.2.1	<i>Eksperiment proveden na Sveučilištu u Bristolu</i>	181.
6.2.2	<i>Numerički model UBRIS</i>	187.
6.3	Numerički modeli eksperimenata provedenih u uvećanom gravitacijskom polju	200.
6.3.1	<i>O postupcima modeliranja eksperimenata za istraživanja u geotehničkim centrifugama</i>	200.
6.3.2	<i>Eksperiment proveden na institutu IFSTAR</i>	206.
6.3.3	<i>Numerički model za slučaj zgrade Z300 na tlu T80 pri djelovanju zapisa T1F1E1</i>	210.
6.3.4	<i>Numerički model za slučaj zgrade Z100 na tlu T55 pri djelovanju zapisa T1F1E2</i>	230.
6.4	Sažetak i zaključak poglavlja	244.
7	REZULTATI PARAMETARSKE STUDIJE I DISKUSIJA	246.
7.1	Funkcije impedancije	247.

7.1.1	<i>Usporedba postojećih funkcija impedancije i pandana definiranih u okviru ovog rada</i>	250.
7.1.2	<i>Kruti temelj na plitkom sloju mekih naslaga iznad osnovne stijene</i>	254.
7.1.3	<i>Kruti temelj na plitkom sloju mekih naslaga iznad poluprostora</i>	257.
7.1.4	<i>Kruti temelj na dubokom sloju mekih naslaga iznad osnovne stijene</i>	259.
7.1.5	<i>Kruti temelj na dubokom sloju mekih naslaga iznad poluprostora</i>	261.
7.2	Utjecaj popustljivosti temeljnog tla na produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcije	264.
7.3	Utjecaj pritiska od konstrukcije na oblik spektra odziva	267.
7.4	Odraz učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija na zahtijevanom spektru odziva	273.
7.4.1	<i>Odziv obrnutih njihala plitko temeljenih na plitkim mekim naslagama iznad osnovne stijene</i>	274.
7.4.2	<i>Odziv obrnutih njihala plitko temeljenih na dubokim mekim naslagama iznad poluprostora</i>	281.
8	PRIJEDLOG UKLJUČIVANJA UČINAKA MEĐUDJELOVANJA TLA I KONSTRUKCIJA U PRORAČUN N2 METODOM	290.
8.1	O nelinearnoj statičkoj N2 metodi: svojstva, primjene i kratki razvoj kroz povijest te niše ka nadogradnji	290.
8.2	Korak-po-korak postupak uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračun N2 metodom	292.
9	ZAKLJUČAK I SMJERNICE ZA DALJNJA ISTRAŽIVANJA	306.
	LITERATURA	314.
	PRILOG	333.

Popis slika

Slika 1.	Posljedice potresa koji je zatresao tlo u gradu Meksiko 1985. godine	2.
Slika 2.	Usporedba spektra odziva potresa zabilježenog u gradu Meksiku prije 1974. te 1985. s normiranim i srednjim spektrima odziva te spektrima odziva drugih potresnih događaja	2.
Slika 3.	Posljedice potresa iz 1995. na glavnoj arteriji grada Kobe	4.
Slika 4.	Zgrade bolničkog kompleksa Olive View nakon potresa San Fernando 1971: nagnuće zgrade zbog sloma u temeljnom tlu	5.
Slika 5.	Raspodjela naprezanja ispod temelja za vrijeme potresa	6.
Slika 6.	Shematski prikaz izrade spektra odziva za odabrani zapis potresa	14.
Slika 7.	Usporedba spektara odziva za relativnu brzinu i pseudo-brzinu za tri različita relativna prigušenja za dva potresa: Banja Luka 1981. i Dubrovnik 1979.	16.
Slika 8.	Spektri odziva za potres Banja Luka 1981 redom: spektar odziva pomaka, spektar odziva brzine, spektar odziva ubrzanja	20.
Slika 9.	Spektri odziva definirani u europskim normama i usporedba s Biotovim prijedlogom spektra odziva	23.
Slika 10.	Učinci amplifikacije tla na slučaju potresa iz Banja Luke, 13.8.1981.	28.
Slika 11.	Usporedba normiranog spektra odziva tipa 2 za tlo razreda C s prosječnim spektrom odziva izrađenog na bazi od 10 zapisa europskih potresa s $M_S < 6$, zabilježenih na tlu razreda C	29.
Slika 12.	Slika naprezanja u tlu ispod kvadratnog temelja	31.
Slika 13.	Približna raspodjela vertikalnog naprezanja po dubini ispod kvadratnog temelja prema 2:1 metodi	32.
Slika 14.	Raspodjela brzina posmičnih valova po dubini profila tla u slobodnom polju i ispod konstrukcije s temeljem tlocrtnih dimenzija 20x20 m za gradove: Osijek, Sirova Katalena i Salona	34.
Slika 15.	Parametar amplifikacije tla u funkciji perioda	35.
Slika 16.	Prosječni spektri odziva izrađeni na bazi od 206 zapisa potresa i normalizirani s obzirom na dominantni period potresa, u funkciji: tla, rasjeda te udaljenosti epicentra od stanice za bilježenje potresa	38.
Slika 17.	Usporedba spektara odziva za tri različita potresa iz europske baze s obzirom na dominantni i srednji period potresa	40.
Slika 18.	Spektri odziva za dva umjetna signala zabilježena na čvrstoj podlozi na razmaku od 20 m.	41.
Slika 19.	Usporedba normiranih spektara odziva sa spektrima odziva proračunanim za potrese koji su se dogodili na mekom tlu na području Balkana	44.
Slika 20.	Opis geometrije i orijentacija pravokutnog temelja polegnutog na površinu tla	49.
Slika 21.	Dijagrami ovisnosti koeficijenta za korekciju opruga s obzirom na dimenzije temelja	50.
Slika 22.	Model temelja s nespregnutim oprugama i prigušivačima koji kontroliraju dinamičko horizontalno pomicanje i zaokretanje	53.
Slika 23.	Bezdimenzijski koeficijenti krutosti α i prigušenja β u funkciji bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 , za translaciju u smjeru osi x , za ljuljanje oko osi yy te za spregnuto translatorno gibanje u smjeru osi x i ljuljanje oko osi yy , definirani za linearno elastični poluprostor	59.
Slika 24.	Bezdimenzijski koeficijenti krutosti α i prigušenja β u funkciji bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 , za kruti kvadratni temelj postavljen na dvije različite dubine naslaga iznad poluprostora te za dva omjera brzine širenja posmičnih valova na vrhu i dnu naslaga, za viskoelastični model tla	62.
Slika 25.	Usporedba funkcija impedancije definiranih pomoću poluempirijskih izraza za kružni temelj postavljen na konstantni histerezni ($\tan\delta$) i elastični medij s η_s jednako 0,3	66.
Slika 26.	Zgrade bez vidljivih konstrukcijskih oštećenja koje su se nagnule zbog plastifikacije temeljnog: posljedica potresa koji je pogodio Filipine 1990. i posljedica potresa Kocaeli iz 1999.	76.

Slika 27.	Spremnici za eksperimentalno ispitivanje modela tla: sanduk i posmična kutija	78.
Slika 28.	Usporedba spektara odziva izrađenih za gibanje točke na temelju i pandana na slobodnom polju za: zgradu okruga El Centro koju je pogodio potres 1979. te za zgradu bolnice u okrugu Sylmar koju je potres pogodio 1994.	83.
Slika 29.	Usporedba spektara odziva izrađenih za gibanje točke na temelju i pandana na slobodnom polju za isti potresni događaj	83.
Slika 30.	Nosivost hostunskog pijeska za plitki temelj dimenzija 4x4 m, u mjerilu prototipa	85.
Slika 31.	Rezultati mjerenja cikličkog opterećenja i rasterećenja plitkog temelja duljine 2,84 m i širine 0,65 m na nevadskom pijesku s relativnom gustoćom od 80 %	86.
Slika 32.	Ilustrativni prikaz postupnog popuštanja tla za vrijeme međudjelovanja tla i temelja tijekom eksperimentalnog ispitivanja na potresnom stolu	87.
Slika 33.	Rezultati ispitivanja na horizontalno cikličko opterećenje i rasterećenje za model temeljen na pijesku s $D_r = 80\%$ i $FS_v = 6,7$	89.
Slika 34.	Utjecaj relativne gustoće tla i amplitude potresa na petlje moment-kut prevrtanja	89.
Slika 35.	Moment-kut prevrtanja za eksperiment proveden na institutu IFSTTAR za različite pobude	90.
Slika 36.	Rezultati mjerenja dobiveni dinamičkim ispitivanjem modela	90.
Slika 37.	Zapis ubrzanja u vremenu korišten pri ispitivanju u geotehničkoj centrifugi na Sveučilištu Davis	91.
Slika 38.	Usporedba ovojnice moment-kut prevrtanja dobivene dinamičkim ispitivanjem i petlje moment savijanja-kut nagiba dobiven iz ispitivanja horizontalnim cikličkim opterećenjem i rasterećenjem na istom modelu	91.
Slika 39.	Veza efektivnog prigušenja sustava tlo-konstrukcija i omjera krutosti konvencionalno upete konstrukcije i horizontalne statičke krutosti temeljnog tla	92.
Slika 40.	Dijagram ovisnosti produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla i koeficijenta relativnog prigušenja za temeljno tlo	94.
Slika 41.	Dijagrami ovisnosti produljenja perioda te prigušenja na razini temelja u funkciji koeficijenta krutosti za različite vitkosti konstrukcija temeljene na kružnim temeljima za dvije dubine temeljnog tla	96.
Slika 42.	Omjer spektara odziva s obzirom na učinke uprosječivanja ulaznog zapisa potresa u funkciji perioda i pola duljine ekvivalentnog kvadratnog temelja	97.
Slika 43.	Profili brzina posmičnih valova izrađeni od strane više inženjera i znanstvenika s različitih institucija koristeći iste ulazne parametre	100
Slika 44.	Usporedba procijenjenog odziva konstrukcije na mekom tlu primjenom različitih numeričkih metoda s odzivom dobivenim eksperimentalno: na vrhu konstrukcije i na temelju	107.
Slika 45.	Usporedba procjene odziva tla primjenom različitih matematičkih modela za modeliranje tla	117.
Slika 46.	Primjeri numeričkog modeliranja i postupaka uključivanja međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima	121.
Slika 47.	Dijagrami ovisnosti koeficijenta relativnog prigušenja na razini temelja zbog radijacije energije u dublje slojeve tla o produljenju osnovnog perioda osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla	122.
Slika 48.	Shematski prikaz postupka proračuna postupnim guranjem na modelu koji uključuje popustljivost tla	124.
Slika 49.	Grafički prikaz definicije relativnog prigušenja	129.
Slika 50.	Nelinearna svojstva tla za suhe pijeske u ovisnosti o promjeni posmične deformacije	130.
Slika 51.	Krivulje promjene modula posmika i prigušenja s obzirom na promjenu posmične deformacije	130.
Slika 52.	Tijek proračuna primjenom ekvivalentne linearne metode	131.
Slika 53.	Veza između momentne magnitude potresa M_W i drugih tipova magnituda: lokalne (Richterove) magnitude M_L , magnitude površinskih valova M_S , magnitude prostornih valova s kratkim periodom M_b , magnitude prostornih valova s dugim periodom M_B te magnitude koju je definirala Japanska meteorološka agencija M_{JMA}	133.
Slika 54.	Kelvin-Voigtov model	137.
Slika 55.	Usporedba izvornog zapisa potresa koji je 1994. zabilježen u Bitoli i istog potresa ispravljenog	142.

	s obzirom na osnovnu liniju primjenom programa SeismoSignal	
Slika 56.	Tri tipa filtra dostupna u programu SeismoSignal, definirana za granične frekvencije 0,25 i 25 Hz i četvrti red	143.
Slika 57.	Dijagram raspršenja i pravac regresije za parove vrijednosti visina zgrade i period osciliranja zgrade za područje Balkana i Italije	146.
Slika 58.	Usporedba funkcija za procjenu osnovnog perioda osciliranja konstrukcija s obzirom na ukupnu visinu konstrukcije	147.
Slika 59.	Odnos visine i širine za armiranobetonske i čelične zgrade	149.
Slika 60.	Odnos visine i vitkosti armiranobetonskih i čeličnih zgrada	149.
Slika 61.	Raspodjela gustoće tla po dubini profila izrađenih na području Hrvatske i Crne Gore	154.
Slika 62.	Raspodjela brzina širenja posmičnih valova po dubini profila karakterističnih za područje Balkana i Italije, za razrede tala prema definiciji u europskoj normi: C i D	155.
Slika 63.	Usporedba raspodjele brzine širenja posmičnih valova za: stvarno tlo, za fizičke modele tla izrađene od pijeska te za matematički model tla koji definira Gazetas	156.
Slika 64.	Opis geometrije i orijentacija pravokutnog temelja polegnutog na površinu tla uz prikaz tri moguće idealizacije temeljnog tla	158.
Slika 65.	Valovi u slobodnom polju uslijed širenja horizontalnih i vertikalnih potresnih valova	162.
Slika 66.	Magnituda površinskih valova M_S u funkciji: momentne magnitude M_W , lokalne magnitude po Richteru M_L i magnitude prostornih valova M_b	167.
Slika 67.	Geografske dužine i širine epicentara potresa korištenih u radu	168.
Slika 68.	Fourierovi spektri za slabe zapise potresa korištenih u radu	170.
Slika 69.	Fourierovi spektri za snažne zapise potresa korištenih u radu	170.
Slika 70.	Promjena ubrzanja u vremenu za slabe zapise potresa korištene u radu	171.
Slika 71.	Promjena ubrzanja u vremenu za snažne zapise potresa korištene u radu	171.
Slika 72.	Redoslijed izvršavanja proračuna u programu SASSI2000	179.
Slika 73.	Metoda određivanja polumjera opterećenja u programu SASSI2000	179.
Slika 74.	Model UBRIS u posmičnoj kutiji pričvršćenoj za potresni stol	182.
Slika 75.	Shematski prikaz posmične kutije korištene u eksperimentu provedenom na Sveučilištu u Bristolu	183.
Slika 76.	Shematski prikaz rasporeda instrumenata za mjerenje ubrzanja	183.
Slika 77.	Geometrija model konstrukcije ispitane na Sveučilištu u Bristolu	185.
Slika 78.	Filtar ugrađen u instrumentima s oznakama od K01 do K09, korišteni pri ispitivanju modela sustava tlo-konstrukcija na Sveučilištu u Bristolu	185.
Slika 79.	Usporedba zapisa potresa Friuli 1976 zabilježenog preko akcelerometra K01 na potresnom stolu s originalnim skaliranim zapisom	186.
Slika 80.	Obrađeni zapis potresa Friuli 1976: promjena ubrzanja u vremenu, promjena pomaka u vremenu	187.
Slika 81.	Spektar odziva za 5 % relativnog prigušenja i Fourierov spektar za obrađeni zapis potresa Friuli 1976	187.
Slika 82.	Raspodjela brzine širenja posmičnih valova po dubini modela tla UBRIS sa slobodnim poljem (puna linija) te srednja brzina posmičnih valova za isti model tla, mjereno do čvrste podloge	189.
Slika 83.	Funkcija frekvencijskog odziva za fizički model tla ispitan na Sveučilištu u Bristolu pri djelovanju zapisa Friuli 1976	189.
Slika 84.	Donja granična krivulja promjene omjera modula posmika i gornja granična krivulja promjene prigušenja s obzirom na posmičnu deformaciju koje su definirali Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu	190.
Slika 85.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S14 smještenog u stupcu tla sa slobodnim poljem i ispitanog na potresnom stolu na Sveučilištu u Bristolu	192.
Slika 86.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S03 smještenog u stupcu tla sa slobodnim poljem i ispitanog na potresnom stolu na Sveučilištu u Bristolu	192.

Slika 87.	Profili brzine širenja posmičnih valova za model tla ispod konstrukcije UBRIS	193.
Slika 88.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S11 smještenog u stupcu tla ispod modela konstrukcije UBRIS	193.
Slika 89.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S01 smještenog u stupcu tla ispod modela konstrukcije UBRIS	194.
Slika 90.	Raspodjela početnih i efektivnih posmičnih brzina te relativnog prigušenja po dubini tla modela UBRIS	194.
Slika 91.	Funkcija frekvencijskog odziva za vrh i temelj fizičkog modela konstrukcije UBRIS nakon djelovanja potresa Friuli 1976	195.
Slika 92.	Spektar odziva ubrzanja za zapis zabilježen na površini numeričkog modela tla UBRIS nakon prolaska vala zabilježenog na akcelerometru K01	196.
Slika 93.	Usporedba numerički procijenjenog i eksperimentalnog odziva za temelj modela UBRIS	197.
Slika 94.	Usporedba numerički procijenjenog i eksperimentalnog odziva za vrh modela konstrukcije UBRIS	198.
Slika 95.	Usporedba odziva temelja za slučaj kada numerički model UBRIS uključuje masu temelja i za slučaj kada je masa temelja u potpunosti zanemarena	199.
Slika 96.	Usporedba odziva vrha konstrukcije UBRIS za slučaj kada temelj numeričkog modela uključuje masu i za slučaj kada je masa temelja u potpunosti zanemarena	199.
Slika 97.	Gredne geotehničke centrifuge: u laboratoriju IFSTTAR i na Sveučilištu Dundee	200.
Slika 98.	Usporedba modeliranja problema efektivnog naprezanja prototipa u različitim uvjetima gravitacijskog ubrzanja	201.
Slika 99.	Postupak definiranja modela za ispitivanje u geotehničkoj centrifugi	201.
Slika 100.	Komponente ubrzanja pri ispitivanju u geotehničkim centrifugama	203.
Slika 101.	Grafički prikaz komponente ubrzanja izvan ravnine rotacije pri ispitivanju u geotehničkoj centrifugi	203.
Slika 102.	Prototip i model s obzirom na gravitacijsko polje u kojem se nalaze	204.
Slika 103.	Distorzija zakrivljenosti površine temeljnog tla u geotehničkim centrifugama: na globalnoj razini na razini poprečnog presjeka po dužini modela tla pri ubrzanju od 50g	205.
Slika 104.	Usporedba promjene naprezanja po dubini modela tla u centrifugi i njemu odgovarajućeg prototipa	206.
Slika 105.	Model konstrukcije na pijesku i raspored instrumenata u posmičnoj kutiji prije ispitivanja u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR	207.
Slika 106.	Shematski prikaz geometrije modela IFSTTAR i razmještaj instrumenata	208.
Slika 107.	Butterworthov filtar korišten za obradu zapisa zabilježenih u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR. Crtkane vertikalne linije omeđuju područje frekvencija koje potresni stol u geotehničkoj centrifugi može pobuditi	211.
Slika 108.	Obradeni zapis T1F1E1: promjena ubrzanja u vremenu, promjena pomaka u vremenu	212.
Slika 109.	Spektar odziva za 5 % relativnog prigušenja i Fourierov spektar za obradeni zapis T1F1E1	212.
Slika 110.	Raspodjela brzine širenja posmičnih valova po dubini modela tla T80 sa slobodnim poljem (puna linija) te srednja brzina posmičnih valova za isti model tla prema europskoj normi (crtkana linija)	213.
Slika 111.	Funkcija frekvencijskog odziva za kanale ch19 i ch1	214.
Slika 112.	Srednja krivulja promjene omjera modula posmika i pripadajuća krivulja promjene prigušenja s obzirom na posmičnu deformaciju prema Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu	215.
Slika 113.	Spektar amplifikacije za numerički model tla T80	216.
Slika 114.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch10	217.

	za tlo T80 sa slobodnim poljem	
Slika 115.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch8 za tlo T80 sa slobodnim poljem	218.
Slika 116.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch6 za tlo T80 sa slobodnim poljem	219.
Slika 117.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch3 za tlo T80 sa slobodnim poljem	219.
Slika 118.	Raspodjela brzine širenja posmičnih valova za tlo T80 sa slobodnim poljem i ispod konstrukcije	220.
Slika 119.	Usporedba spektara odziva za tlo T80 za zapise ubrzanja razmještene u stupcu tla ispod konstrukcije i u stupcu tla sa slobodnim poljem	221.
Slika 120.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch9 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300	222.
Slika 121.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch7 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300	222.
Slika 122.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch5 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300	223.
Slika 123.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch4 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300	223.
Slika 124.	Raspodjela početnih i efektivnih posmičnih brzina i relativnog prigušenja po dubini stupca tla T80	224.
Slika 125.	Funkcija frekvencijskog odziva za zapise na vrhu i temelju zgrade Z300	225.
Slika 126.	Usporedba funkcija frekvencijskog odziva za sustav tlo-zgrada Z300 i za zgradu Z300 upetu u čvrstu podlogu	225.
Slika 127.	Spektar odziva ubrzanja za zapis zabilježen na površini numeričkog modela tla T80 nakon prolaska vala T1F1E1	226.
Slika 128.	Fizički model zgrade Z300	227.
Slika 129.	Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch20 postavljenog na vrhu zgrade Z300	228.
Slika 130.	Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch19 postavljenog na temelju zgrade Z300	228.
Slika 131.	Usporedba odziva temelja za slučaj kada temelj modela zgrade izrađene u programu SASSI2000 uključuje masu te za slučaj kada je masa temelja zanemarena	229.
Slika 132.	Usporedba odziva vrha zgrade za slučaj kada temelj modela zgrade izrađene u programu SASSI2000 uključuje masu te za slučaj kada je masa temelja zanemarena	229.
Slika 133.	Obrađeni zapis T1F1E2: promjena ubrzanja u vremenu, promjena pomaka u vremenu	230.
Slika 134.	Spektar odziva i Fourierov spektar za obrađeni zapis T1F1E2	230.
Slika 135.	Raspodjela brzine širenja posmičnih valova po dubini modela tla T55 sa slobodnim poljem (puna linija) te srednja brzina posmičnih valova za isti model tla, mjereno do čvrste podloge	232.
Slika 136.	Spektar amplifikacije za model tla T55 sa slobodnom površinom za pobudu vrlo snažnim (100 % T1F1E2) i vrlo slabim (1 % T1F1E2) zapisom potresa	233.
Slika 137.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch10 za tlo T55 sa slobodnim poljem	234.
Slika 138.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch8 za tlo T55 sa slobodnim poljem	235.
Slika 139.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch6 za tlo T55 sa slobodnim poljem	235.

Slika 140.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch3 za tlo T55 sa slobodnim poljem	236.
Slika 141.	Raspodjela brzine širenja posmičnih valova za tlo T55 sa slobodnim poljem i ispod konstrukcije	236.
Slika 142.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch9 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100	237.
Slika 143.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch7 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100	238.
Slika 144.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch5 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100	238.
Slika 145.	Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch4 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100	239.
Slika 146.	Usporedba Husidovih zapisa za više zapisa zabilježenih po dubini stupca tla T55 smještenog ispod zgrade Z100	239.
Slika 147.	Raspodjela početnih i efektivnih posmičnih brzina i relativnog prigušenja po dubini stupca tla T55	240.
Slika 148.	Funkcija frekvencijskog odziva za zapise na vrhu i temelju zgrade Z100	240.
Slika 149.	Usporedba funkcija frekvencijskog odziva za sustav tlo-zgrada Z100 i za zgradu Z100 upetu u čvrstu podlogu	241.
Slika 150.	Spektar odziva ubrzanja za zapis zabilježen na površini numeričkog modela tla T55 nakon prolaska vala T1F1E2	241.
Slika 151.	Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch20 postavljenog na vrhu zgrade Z100	243.
Slika 152.	Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch19 postavljenog na temelju zgrade Z100	243.
Slika 153.	Usporedba modela tala koje su Wong i Luco (1985) direktno koristili za definiranje funkcija impedancije, s neporemećenim modelima tala, definiranim u okviru ove doktorske disertacije, koji su tek nakon propuštanja potresnih valova kroz njih korišteni u proračunima funkcija impedancija	250.
Slika 154.	Raspodjela brzine širenja posmičnih valova i prigušenja u prvih 20 m naslaga modela 20HS-VS ispod teške konstrukcije, prije i nakon propuštanja potresnih valova	251.
Slika 155.	Usporedba funkcija impedancije izrađenih u ovom radu s pandanima koje su predložili Wong i Luco (1985) za plitke meke naslage iznad poluprostora s omjerom brzine širenja posmičnih valova na vrhu i dnu naslaga od 30 %	251.
Slika 156.	Usporedba funkcija impedancije izrađenih u ovom radu s pandanima koje su predložili Wong i Luco (1985) za plitke meke naslage iznad poluprostora s omjerom brzine širenja posmičnih valova na vrhu i dnu naslaga od 80 %	252.
Slika 157.	Usporedba funkcija impedancije izrađenih u ovom radu s pandanima koje su predložili Veletsos i Wei (1971) i Veletsos i Verbič (1973) za poluprostor jednolikom raspodjelom brzina širenja posmičnih valova po cijeloj dubini	253.
Slika 158.	Funkcije impedancije za model tla 20RB	254.
Slika 159.	Funkcije impedancije za model tla 20HS	257.
Slika 160.	Funkcije impedancije za model tla 60RB	260.
Slika 161.	Funkcije impedancije za model tla 60HS	262.
Slika 162.	Usporedba vrijednosti produženog osnovnog perioda osciliranja procijenjenih (i) primjenom izraza koji predlažu Veletsos i Meek (1973) te (ii) iz funkcija frekvencijskog odziva dobivenih nakon proračuna u programu SASSI2000	265.

Slika 163.	Dijagrami produljenja osnovnog perioda osciliranja za lake i teške konstrukcije temeljene na plitkim naslagama iznad osnovne stijene i poluprostora	266.
Slika 164.	Dijagrami produljenja osnovnog perioda osciliranja za lake i teške konstrukcije temeljene na dubokim naslagama iznad osnovne stijene i poluprostora	266.
Slika 165.	Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 20RB za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa	269.
Slika 166.	Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 20HS za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa	270.
Slika 167.	Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 60RB za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa	271.
Slika 168.	Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 60HS za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa	272.
Slika 169.	Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na plitkim naslagama (20RB-MS) u područjima gdje se očekuju slabi potresi (T2)	275.
Slika 170.	Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na plitkim naslagama (20RB-MS) u područjima gdje se očekuju snažni potresi (T1)	277.
Slika 171.	Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 20RB-MS i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 20RB-MS pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s niskim vrijednostima srednjih perioda	279.
Slika 172.	Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 20RB-MS i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 20RB-MS pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova sa srednjim vrijednostima srednjih perioda	280.
Slika 173.	Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 20RB-MS i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 20RB-MS pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s visokim vrijednostima srednjih perioda	281.
Slika 174.	Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na dubokim naslagama (60HS-MS) u područjima gdje se očekuju slabi potresi (T2)	283.
Slika 175.	Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na dubokim naslagama (60HS-MS) u područjima gdje se očekuju snažni potresi (T1)	284.
Slika 176.	Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 60HS-MS i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 60HS-MS pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s niskim vrijednostima srednjih perioda	286.
Slika 177.	Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 60HS-MS i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 60HS-MS pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova sa srednjim vrijednostima srednjih perioda	287.
Slika 178.	Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 60HS-MS i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 60HS-MS pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s visokim vrijednostima srednjih perioda	288.
Slika 179.	Krivulja kapaciteta	301.
Slika 180.	Dijagrami koji pokazuju ovisnost koeficijenta duktilnosti o periodu prema različitim autorima	302.

Slika 181.	Mala geotehnička centrifuga na Sveučilištu Dundee	312.
Slika 182.	Kratki prikaz dijelova male geotehničke centrifuge i tijeka njene izrade	313.

Popis tablica

Tablica 1.	Prijedlog raspona frekvencija i frekvencijskih koraka za definiranje spektra odziva	17.
Tablica 2.	Izrazi za proračun parametra amplifikacije tla S	18.
Tablica 3.	Razredba tala prema suvremenim europskim, američkim, korejskim i turskim normama	22.
Tablica 4.	Parametri koji definiraju oblik spektara odziva definiranih u europskim normama	23.
Tablica 5.	Modifikacija vrijednosti parametara amplifikacije tla kroz život europskih normi	25.
Tablica 6.	Profili tala iz više zemalja opisani preko srednje brzine širenja posmičnih valova u prvih 30 m naslaga sa slobodnom poljem i opterećenih konstrukcijom	33.
Tablica 7.	Prijedlog nove razredbe tla za europske norme	37.
Tablica 8.	Utjecaj popustljivosti tla i magnitude potresa na faktor amplifikacije	37.
Tablica 9.	Izrazi za procjenu statičke krutost krutih pravokutnih temelja polegnutih na tlo	49.
Tablica 10.	Izrazi za statičku krutost krutih temelja polegnutih na debeli sloj tla iznad čvrste podloge i poluprostora	50.
Tablica 11.	Pregled studija u okviru kojih su definirane funkcije impedancije	56.
Tablica 12.	Uobičajene vrijednosti Poissonovog koeficijenta za tlo	57.
Tablica 13.	Izrazi za proračun koeficijenata za dinamičku krutost i prigušenje krutih pravokutnih temelja polegnutih na popustljiv medij	68.
Tablica 14.	Prigušenje na kontaktu konstrukcije i temeljnog tla pri ljučanju konstrukcije	75.
Tablica 15.	Prosječno relativno prigušenje u tlu i vrijednosti faktora redukcije (\pm standardna devijacija) za brzinu posmičnog vala v_s i modul posmika G_s za sloj tla do 20 m dubine	115.
Tablica 16.	Vrijednosti omjera $v_{s,ls}/v_{s,max}$ i $G_s/G_{s,max}$ za određivanje ekvivalentne linearne krutosti opruga	120.
Tablica 17.	Potreba za uključivanjem učinaka dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije u proračunima prema europskim i američkim normama	125.
Tablica 18.	Ovisnost parametra K_2 o relativnoj gustoći tla	135.
Tablica 19.	Osnovna dinamička i geometrijska svojstva zgrada analiziranih u ovoj studiji	152.
Tablica 20.	Popis profila mekih tala svojstvenih za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka	153.
Tablica 21.	Procijenjena nosivost pjeskovitog tla prema različitim metodama	157.
Tablica 22.	Osnovni periodi osciliranja modela tala razmatranih u radu	161.
Tablica 23.	Parametri pomoću kojih je moguće opisati potres: njihova osnovna svojstava i donje granice kojima je određena potencijalna štetnost na konstrukcije	165.
Tablica 24.	Oznake i svojstva slabih potresa korištenih u radu	169.
Tablica 25.	Oznake i svojstva snažnih potresa korištenih u radu	170.
Tablica 26.	Koeficijenti za skaliranje uzoraka za ispitivanje pri normalnom gravitacijskom ubrzanju	181.
Tablica 27.	Postupak ugradnje fizičkog modela sustava tlo-konstrukcija u posmičnu kutiju na Sveučilištu u Bristolu	184.
Tablica 28.	Popis i razmještaj akcelerometara na modelu UBRIS ispitanom na Sveučilištu u Bristolu	184.
Tablica 29.	Frekvencije i frekvencijski brojevi za analizu modela UBRIS	196.
Tablica 30.	Koeficijenti za skaliranje uzoraka za ispitivanje pri uvećanom gravitacijskom ubrzanju	201.
Tablica 31.	Izmjerena svojstva modela IFSTTAR u mjerilu prototipa	208.
Tablica 32.	Svojstva potresnog stola u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR	209.
Tablica 33.	Svojstva pijeska korištenog za potrebe ispitivanja na institutu IFSTTAR	209.
Tablica 34.	Pad faktora sigurnosti za statičko vertikalno opterećenje FS_v prije i nakon ispitivanja u ovisnosti o relativnoj zbijenosti temeljnog tla D_r i pritisku na temeljno tlo q	210.
Tablica 35.	Svojstva dinamičkih pobuda korištenih pri ispitivanjima	210.
Tablica 36.	Stupnjevi slaganja za stupac tla T80 sa slobodnim poljem pri djelovanju potresa T1F1E1	215.
Tablica 37.	Stupnjevi slaganja za stupac tla T80 ispod zgrade Z300 pri djelovanju potresa T1F1E1	221.

Tablica 38.	Frekvencije i frekvencijski brojevi za analizu zgrade Z300 temeljene na tlu T80	226.
Tablica 39.	Stupnjevi slaganja za stupac tla T55 sa slobodnim poljem pri djelovanju potresa T1F1E2	233.
Tablica 40.	Frekvencije i frekvencijski brojevi za analizu zgrade Z100 temeljene na tlu T55	242.
Tablica 41.	Oznake i najvažnija svojstva potresa korištenih u radu	274.
Tablica 42.	Oznake (ID) modela konstrukcija i njihovi osnovni periodi osciliranja (T_1) te produženi periodi osciliranja zbog popustljivosti temeljnog tla, tj. osnovni periodi osciliranja sustava tlo-konstrukcija (T_{ssi})	274.
Tablica 43.	Oznake (ID) modela konstrukcija i njihovi osnovni periodi osciliranja (T_1) te produženi periodi osciliranja zbog popustljivosti temeljnog tla, tj. osnovni periodi osciliranja sustava tlo-konstrukcija (T_{ssi})	282.
Tablica 44.	Faktor redukcije za brzinu širenja posmičnih valova u tlu	304.

Popis simbola

Latinična slova

a	amplituda pobudnog vala
a_0	koeficijent proporcionalnosti masi
a_I	koeficijent proporcionalnosti krutosti
A_c	površina poprečnog presjeka stupa
A_{ekv}	površina ekvivalentnog temelja
A_f	površina temelja
A_L	površina histerezne petlje
b_{eff}	efektivna širina temelja
b_s	širina modela tla (okomito na smjer vrtnje geotehničke centrifuge)
B_{ekv}	pola širine ekvivalentnog kvadratnog temelja
B_f	pola širine temelja
c_u	nedrenirana posmična čvrstoća
c_x, c_y, c_z	koeficijent prigušenja za translaciju
c_{xx}, c_{yy}, c_{zz}	koeficijent prigušenja pri ljuljanju ili rotaciji oko vertikalne osi
C_i	i -ta Fourierova amplituda
C_s	koeficijent potresnog odziva, za proračun prema američkim normama
$C_{s,ssi}$	koeficijent potresnog odziva koji uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije, za proračun prema američkim normama
C_t	koeficijent kojim se u obzir uzima materijal i tip konstrukcije kod procjene osnovnog perioda osciliranja konstrukcija prema europskim normama
C_u	koeficijent jednoličnosti
d	dubina u tlu ili modelu tla na kojoj je izvršeno mjerenje
d_{hsp}	debljina poluprostora za proračun u programu SASSI2000
d_{lay}	debljina sloja naslaga za proračun u programu SASSI2000
D_{10}	efektivni promjer čestice tla, promjer zrna od kojeg 10 % zrna iz uzorka ima manji promjer

D_{50}	karakteristični promjer čestice tla
D_r	relativna gustoća tla
e	omjer pora
e_f	dubina temeljenja
e_{max}	maksimalni omjer pora
e_{min}	minimalni omjer pora
E	količina elastične energije sačuvana u jednom ciklusu opterećivanja
E_c	modul elastičnosti za materijal od kojeg je izrađena konstrukcija
E_s	modul elastičnosti za tlo
EPA	efektivno maksimalno ubrzanje
EPV	efektivna maksimalna brzina
f_0	osnovna (prva) frekvencija osciliranja naslaga
f_1	osnovna frekvencija osciliranja konstrukcije upete u podlogu
f_i	i -ta frekvencija
f_{max}	maksimalna frekvencija za koju se provodi proračun
f_p	predominantna frekvencija pobude
f_s^*	komponente kompleksne matrice popustljivosti, gdje s označava koordinatnu os od interesa
f_{ssi}	vlastita frekvencija osciliranja modela konstrukcije na popustljivom mediju
f_N	gornja granična frekvencija zapisa potresa, Nyquistova frekvencija
F_B	ukupna poprečna sila u podnožju zgrade
$F_{v,ult}$	najveća vertikalna sila ili maksimalno vertikalno opterećenje
F_s^*	kompleksna matrica popustljivosti, gdje indeks s predstavlja promatranu koordinatnu os
F_x, F_y, F_z	sila
FS_v	faktor sigurnosti za statičko vertikalno opterećenje
g	gravitacijsko ubrzanje (u radu usvojeno jednako $9,81 \text{ m/s}^2$)
G	modul posmika
G^*	kompleksno definirani modul posmika
G_c	modul posmika za materijal od kojeg je izrađena konstrukcija
G_s	modul posmika tla (pri velikim deformacijama), za elastični prostor
G'_s	modul posmika tla (pri velikim deformacijama), za viskoelastični prostor
$G_{s,i}$	modul posmika i -tog sloja naslaga
$G_{s,max}$	modul posmika tla pri deformacijama manjim od 10^{-5}
h	visina kata zgrade
h_b	visina modela konstrukcije
h_i	debljina i -tog sloja naslaga
h_s	dubina naslaga ili modela tla do osnovne stijene ili čvrste podloge
$h_{s,eff}$	efektivna dubina u tlu do koje seže utjecaj od težine konstrukcije
H	ukupna visina zgrade
\underline{H}	efektivna visina konvencionalno upete konstrukcije, a može se proračunati kao 70 % ukupne visine konstrukcije

H_{gc}	visina težišta ukupne mase gornjeg ustroja konstrukcije u odnosu na težište mase temelja, uglavnom se odnosi na sustave s jednim stupnjem slobode
i	imaginarna jedinica jednaka $\sqrt{-1}$
I_A	Ariasov intenzitet
I_c	statički moment inercije poprečnog presjeka stupa
I_e	faktor važnosti s obzirom na posljedice otkazivanja nosivosti građevine uslijed djelovanja potresa, definiran za primjenu u američkim normama
I_f	statički moment inercije temelja oko horizontlane osi normalne na smjer za koji se provodi proračun
J	stupanj slaganja eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva
\underline{k}	krutost konvencionalno upetog sustava s jednim stupnjem slobode
k_1, k_2	koeficijenti za proračun relativnog prigušenja na razini temelja pomoću kojih se u obzir uzima vitkost konstrukcije
k_s^*	komponenta kompleksne matrice krutosti
k_x, k_y, k_z	statička krutost opruge za translaciju
k_{xx}, k_{yy}, k_{zz}	statička krutost opruge za ljuljanje i rotaciju
k'_x, k'_y, k'_z	dinamička krutost opruge za translaciju
$k'_{xx}, k'_{yy}, k'_{zz}$	dinamička krutost opruge za ljuljanje i rotaciju oko vertikalne osi
K_0	koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju
K_s^*	kompleksna matrica dinamičke krutosti, gdje indeks s predstavlja promatranu koordinatnu os
l_s	duljina modela tla (u smjeru vrtnje geotehničke centrifuge)
L_f	pola duljine temelja
m	masa
m_{ekv}	masa zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode
m_{st}	masa gornjeg ustroja konstrukcije, masa sustava s jednim stupnjem slobode
m_{fo}	masa temelja
$\max S_{v,av:0,4}$	maksimalna prosječna spektralna brzina proračunana na pomičnom okviru širine 0,4 s
$\max S_{a,av:0,4}$	maksimalno prosječno spektralno ubrzanje proračunano na pomičnom okviru širine 0,4 s
M	magnituda potresa
M_b	magnituda prostornih valova s malim periodom
M_B	magnituda prostornih valova s velikim periodom
M_{JMA}	magnituda potresa prema definiciji Japanske meteorološke agencije
M_L	magnituda po Richteru
M_{max}	maksimalni moment
M_S	magnituda površinskih valova
M_W	momentna magnituda
M_{xx}, M_{yy}	moment prevrtanja oko osi x i y
M_{zz}	moment zaokreta oko osi z
n	broj katova
n_{vs}	faktor redukcije brzine širenja posmičnih valova u tlu

N	broj ciklusa opterećivanja
N_f	najveći broj frekvencijske točke, Nyquistova frekvencija
N_{FFT}	broj točaka Fourierove transformacije
N_{hspl}	broj slojeva poluprostora u programu SASSI2000
p	prosječna spektralna amplituda
P_s^*	kompleksni vektor opterećenja, gdje indeks s predstavlja promatranu koordinatnu os
q	pritisak temelja na tlo ili jednoliko opterećenje na temelju
q_n	pritisak nadsloja na razini osnovice temelja
$q_{f,stat}$	nosivost temeljnog tla na statičko vertikalno opterećenje
Q	faktor pomoću kojeg se u obzir uzima prigušenje kod proračuna koeficijentata za krutost i prigušenje za viskoelastični poluprostor
r	polumjer temeljne stope ili temeljne ploče, polumjer opterećenja
r_{ce}	efektivni polumjer geotehničke centrifuge (od osi vrtnje do dna spremnika za model tla u položaju tijekom vrtnje)
r_{cs}	minimalni polumjer geotehničke centrifuge (od osi vrtnje do površine modela tla u spremniku tijekom vrtnje)
r_{ct}	ukupni polumjer geotehničke centrifuge (od osi vrtnje do dna spremnika za model tla u položaju tijekom vrtnje)
r_{ekv}	polumjer ekvivalentnog (kružnog) temelja
R	udaljenost mjernog uređaja (stanice) od epicentra
R_m	koeficijent pomoću kojeg se određuje umanjeno proračunsko potresno opterećenje prema američkim normama
R_T	koeficijent prilagodbe perioda osciliranja
R_γ	faktor redukcije za posmičnu deformaciju u tlu
R_μ	faktor redukcije za duktilnost
s	slijeganje
s_G	koeficijent povećanja modula posmika po dubini tla
S	parametar amplifikacije tla
$S_a(T)$	vrijednost ordinate spektra ubrzanja u funkciji perioda
$S_{a,ki}(T)$	vrijednost ordinate spektra ubrzanja s uključenim učincima kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije u funkciji perioda
$S_{a,na}(T)$	vrijednost ordinate spektra ubrzanja u funkciji perioda za potrese zabilježene na slobodnoj površini naslaga
$S_{a,st}(T)$	vrijednost ordinate spektra ubrzanja u funkciji perioda za potrese zabilježene na slobodnoj površini osnovne stijene
$S_{a,ssi}(T)$	vrijednost ordinate spektra ubrzanja s uključenim učincima međudjelovanja tla i konstrukcije u funkciji perioda
$S_d(T)$	vrijednost ordinate spektra pomaka u funkciji perioda
S_{DS}	vrijednost spektralnog ubrzanja za konstantni dio spektra odziva prema američkim normama

S_{rd}	faktor smanjenja ordinata spektra zahtjeva zbog uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije
$S_v(T)$	vrijednost ordinate spektra brzine u funkciji perioda
t	vrijeme
t_{eff}	efektivno (omeđeno) trajanje potresa
t_{tot}	ukupno trajanje pobude (potresa)
T	period osciliranja
T_0	osnovni (prvi) period osciliranja naslaga
$T_{0,sec}$	drugi period osciliranja naslaga
T_1	osnovni period osciliranja linearnog, konvencionalno upetog konstrukcijskog sustava
T_{1N}	osnovni period osciliranja konvencionalno upetog konstrukcijskog sustava nakon dostizanja granice popuštanja
T_B, T_C i T_D	karakteristični (kontrolni) periodi koji određuju početak dijelova spektra odziva s konstantnim ubrzanjem, brzinom i pomacima
T_{equ}	period osciliranja upetog zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode pri graničnom stanju
T_n	n -ti vlastiti period osciliranja linearnog sustava s jednim stupnjem slobode
T_p	predominantni period potresa, period pri kojem se javlja maksimalno spektralno ubrzanje u spektru odziva proračunanom za 5 %-tno prigušenje
T_{ro}	period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode pri ljuljanja na tlu
T_{ssi}	produljeni period osciliranja konstrukcije koji uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije
T_{ssiN}	produljeni period osciliranja konstrukcije koji uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije nakon dostizanja granice popuštanja
T_{sw}	period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode pri savijanju na tlu, tj. pri horizontalnom gibanju na tlu
T_v	period pri kojem se javlja maksimalna spektralna brzina
u	pomak
$u(t)$	pomak točke u vremenskoj domeni
$u(f)$	pomak točke u frekvencijskoj domeni
u_f	produljenje opruge kojom se modelira (horizontalna) popustljivost tla
u_{fim}	pomak krutog temelja
u_g	pomak slobodne površine tla
u_{gm}	maksimalna vrijednost pomaka podloge
u_m	maksimalna vrijednost pomaka vrha (mase) sustava s jednim stupnjem slobode
u_p	porni tlak
\dot{u}	brzina
$\dot{u}(t)$	brzina točke u vremenskoj domeni
$\dot{u}(f)$	brzina točke u frekvencijskoj domeni
\dot{u}_{gm}	maksimalna vrijednost brzine podloge
\dot{u}_m	maksimalna vrijednost brzine vrha (mase) sustava s jednim stupnjem slobode
\ddot{u}	ubrzanje

\ddot{u}_g	ubrzanje slobodne površine tla
\ddot{u}_{gm}	maksimalna vrijednost ubrzanja podloge
\ddot{u}_{gmn}	maksimalna vrijednost ubrzanja slobodne površine tla (naslaga)
\ddot{u}_{gms}	maksimalna vrijednost ubrzanja površine osnovne stijene (izdanka stijene)
$\ddot{u}_{g,c}$	ciljano ubrzanje geotehničke centrifuge
$\ddot{u}_g(t)$	ubrzanje temeljnog tla (podloge) u vremenskoj domeni
$\ddot{u}_g(f)$	ubrzanje temeljnog tla (podloge) u frekvencijskoj domeni
\ddot{u}_{gR}	referentno maksimalno ubrzanje
\ddot{u}_m	maksimalna vrijednost ubrzanja vrha (mase) sustava s jednim stupnjem slobode
\ddot{u}_{tot}	ukupno ubrzanje
U_s^*	kompleksni vektor pomaka, gdje indeks s predstavlja promatranu koordinatnu os
v_p	srednja brzina širenja kompresijskog (P) vala
v_s	srednja brzina širenja posmičnog (S) vala pri deformacijama manjim od 10^{-5}
$v_{s,30}$	srednja brzina širenja posmičnog vala u prvih 30 m naslaga pri deformacija manjim od 10^{-5}
$v_{s,F}$	efektivna vrijednost brzine posmičnog vala pri malim vrijednostima deformacija u tlu ispod konstrukcije
$v_{s,i}$	brzina posmičnog vala (pri deformacijama manjim od 10^{-5}) u i -tom sloju naslaga
$v_{s,ls}$	brzina posmičnog vala pri velikim deformacijama (definirana sukladno modulu posmika tla pri velikim deformacijama)
$v_{s,max}$	srednja vrijednost brzine širenja posmičnog vala pri malim vrijednostima deformacija ($< 10^{-5}$)
$v_{s,min}$	najmanja brzina širenja posmičnog vala koja se očekuje tlu
$v_{s,n}$	srednja brzina širenja posmičnog vala definirana za normirani razred tla
V_s	volumen tla
W	ukupna težina konstrukcije
W_{eff}	efektivna težina konstrukcije u uvjetima djelovanja potresa koja približno iznosi 70 % ukupne težine konstrukcije, osim za konstrukcije gdje je ukupna težina koncentrirana na jednoj razini, u kojem je slučaju ova težina jednaka 100 % ukupne težine konstrukcije
x_e	vrijednost eksperimentalno dobivenog odziva
x_n	vrijednost numerički procijenjenog odziva
z	promatrana dubina u tlu
z_{ref}	referentna dubina u tlu

Grčka slova

α	kut između pravca u smjeru širenja vala i vertikalne osi z koordinatnog sustava (tj. pravca u smjeru djelovanja gravitacije)
α_{dist}	iskrivljenje zbog nagiba gondole sa spremnikom za model tla prilikom ispitivanja u geotehničkoj centrifugi
α_0	bezdimenzijski parametar frekvencije
α_x, α_y i α_z	bezdimenzijski koeficijenti dinamičke krutosti opruga za translaciju

a_{xx}, a_{yy} i a_{zz}	bezdimenzijski koeficijenti dinamičke krutosti opruga za ljuljanje i rotaciju
β_{dist}	mjera iskrivljenja zakrivljenosti površine modela tla pri ispitivanju u geotehničkim centrifugama
β_x, β_y i β_z	bezdimenzijski koeficijenti dinamičkog prigušenja za translaciju
β_{xx}, β_{yy} i β_{zz}	bezdimenzijski koeficijenti dinamičkog prigušenja za ljuljanje i rotaciju
γ	posmična deformacija
γ_{eff}	efektivna posmična deformacija u tlu
γ_{max}	maksimalna posmična deformacija u tlu
γ_r	referentna posmična deformacija
γ_s	realni dio komponente kompleksne matrice popustljivosti
$\tan \delta$	prigušenje poluprostora definirano pomoću konstantnog histereznog modela, kapacitet prigušenja tla
δ_s	imaginarni dio komponente kompleksne matrice popustljivosti
Δ	ukupni pomak mase sustava s jednim stupnjem slobode upetog u čvrstu podlogu
Δf	frekvencijski korak
Δt	vremenski korak
ΔE	ukupna količina energije potrošena u jednom ciklusu opterećivanja
ΔF_B	veličina smanjenja ukupne poprečne sile u podnožju zgrade zbog uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije
Δ_f	promjena vlastite frekvencije osciliranja modela konstrukcije uslijed zamjene konvencionalno upetog temelja s temeljem na popustljivom mediju, izražena u postotku
Δ_{ssi}	ukupni pomak mase sustava s jednim stupnjem slobode na popustljivoj podlozi
$\Delta_{\text{ssi,u}}$	maksimalni pomak mase sustava s jednim stupnjem slobode na popustljivoj podlozi (odnosno vrha sustava tlo-temelj-konstrukcija)
$\Delta_{\text{ssi,y}}$	pomak mase sustava s jednim stupnjem slobode na popustljivoj podlozi (odnosno vrha sustava tlo-temelj-konstrukcija) pri popuštanju
Δ_u	maksimalni pomak mase sustava s jednim stupnjem slobode (odnosno vrha konstrukcije) u odnosu na temelj
Δ_y	pomak mase sustava s jednim stupnjem slobode (odnosno vrha konstrukcije) u odnosu na temelj pri popuštanju
$\Delta \sigma'_v$	dodatno vertikalno naprezanje u tlu zbog težine konstrukcije
ε	koeficijent pomoću kojeg se modificira normirani spektar odziva kako bi se u proračun uključili učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije
η_v	koeficijent viskoznog prigušenja
η_s	Poissonov koeficijent za tlo
$\theta_{xx}, \theta_{yy}, \theta_{zz}$	kut nagiba ili rotacije temelja
θ_c	kut zaokreta geotehničke centrifuge
θ_{fim}	kut zaokreta krutog temelja
λ	valna duljina pobude
λ_B	vitkost konstrukcije

λ_c	koeficijent smanjenja prototipa za ispitivanje u geotehničkim centrifugama
λ_s	koeficijent smanjenja prototipa za ispitivanje na potresnim stolovima $\lambda_x, \lambda_z, \lambda_0$ koeficijent za korekciju krutosti opruga ovisno s obzirom na dimenzije temelja
μ	koeficijent duktilnosti
ξ	koeficijent relativnog prigušenja
ξ	koeficijent relativnog prigušenja upete konstrukcije
ξ_{eff}	efektivni koeficijent relativnog prigušenja za zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode s uključenim učincima međudjelovanja tla i konstrukcije
ξ_{equ}	koeficijent relativnog prigušenja za zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode
ξ_f	koeficijent relativnog prigušenja na razini temeljenja
ξ_{fs}	prigušenje u temeljnom tlu koje uključuje radijaciju potresnih valova natrag u tlo (tj. geometrijsko prigušenje) i histerezo trošenje energije u tlu (tj. materijalno prigušenje)
ξ_{ro}	koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla zbog ljuštenja konstrukcije na tlu
ξ_s	koeficijent prigušenja tla
$\xi_{s,\text{max}}$	koeficijent relativnog prigušenja tla pri velikim deformacijama
ξ_{ssi}	koeficijent relativnog prigušenja koji uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije
ξ_{sw}	koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla pri savijanju konstrukcije
ρ	gustoća materijala
ρ_d	gustoća potpuno suhog materijala
ρ_{fs}	gustoća materijala temeljnog tla
ρ_i	gustoća <i>i</i> -tog sloja naslaga
ρ_{max}	maksimalna gustoća
ρ_{min}	minimalna gustoća
ρ_s	gustoća čvrstih čestica materijala
σ'_v	efektivno normalno naprezanje zbog vlastite težine tla
σ_v	ukupno normalno naprezanje zbog vlastite težine tla
σ'_m	efektivno srednje naprezanje u tlu
τ	posmično naprezanje
τ_{max}	maksimalno posmično naprezanje
φ	kut unutarnjeg trenja
φ'	efektivni kut unutarnjeg trenja
ϕ	pretpostavljeni katni pomak
ϕ_L	fazna razlika između djelovanja i pomaka, tj. kut zaostajanja pomaka za dano djelovanje
ψ	kut širenja ulaznog potresnog vala
ψ_1	bezdimenzijski parametar vala, omjer krutosti temeljnog tla i konstrukcije
ψ_2	omjer visine konstrukcije i polumjera temelja

ψ_3	omjer predominantne frekvencije pobude i frekvencije konvencionalno upetog konstrukcijskog sustava
ψ_4	omjer mase gornjeg ustroja konstrukcije i mase temelja
ψ_5	omjer mase konstrukcije i temeljnog tla
ψ_{P_0}	parametar kojim se uzima utjecaj Poissonovog koeficijenta na vrijednost radijacijskog prigušenja u tlu, tj. parametar kojim se u obzir uzima omjer brzina P i S valova
ω	kružna frekvencija
ω_n	vlastita kružna frekvencija linearnog sustava s jednim stupnjem slobode
Ω	koeficijent za modifikaciju oblika spektra odziva preko kojeg se u obzir uzima utjecaj radijacijskog prigušenja i histereznog prigušenja u tlu

1 UVOD

Pravilno projektiranje konstrukcija otpornih na potrese je iznimno važno za potresno aktivna područja jer ono može biti ključan instrument koji kroji gospodarske i društvene prilike. Međutim, projektiranje sigurnih i ekonomski opravdanih konstrukcija je vrlo složen i multidisciplinarni postupak koji zahtjeva poznavanje velikog broja inženjerskih alata, parametara i vještina. S druge strane, kratki vremenski rokovi u kojima je potrebno donositi odluke i rješenja u građevinskoj praksi nerijetko diktiraju složenost i metode proračuna konstrukcija. Stoga inženjerska praksa nerijetko zaobilazi složene nelinearne proračune i pribjegava primjeni jednostavnijih alata te provedbi linearno-elastičnih proračuna. U suprotnom, ovisno o složenosti problema, nelinearni proračuni mogu trajati i nekoliko dana. Do danas su ponuđene mnoge metode za provedbu proračuna konstrukcija. Prema europskim normama (CEN, 2004a) je proračune moguće provesti primjenom ekvivalentnog statičkog djelovanja, modalnom analizom primjenom spektara odziva, nelinearnom statičkom metodom postupnog guranja te nelinearnom dinamičkom analizom u vremenu. Od spomenutih metoda, praksa najmanje pažnje pridodaje nelinearnoj dinamičkoj analizi u vremenu (NIST, 2012), dok su relativno jednostavne metode proračuna spektrima odziva vrlo dobro prihvaćene i najčešće korištene. Ovo potvrđuju mnogi (npr. Fardis, 2009; Čaušević, 2010; Gazetas, 2012). Uz to, spektri odziva se koriste i kao osnova za određivanje umjetnih zapisa potresa (npr. Iervolino, Maddaloni i Cosenza, 2008; Iervolino, Galasso i Cosenza, 2010; Seissoft, 2013a). Spektri odziva primjenu u praksi bilježi nakon potresa u San Fernandu iz 1971. (Trifunac, 2006), a danas se smatraju osnovnim alatom za određivanje reznih sila i dimenzioniranje konstrukcija, pri čemu primjenu nalaze i u preliminarnim proračunima važnih konstrukcija (Trifunac, 2006; Bommer, Papaspiliou i Price, 2011).

1.1 Opis problema i hipoteze

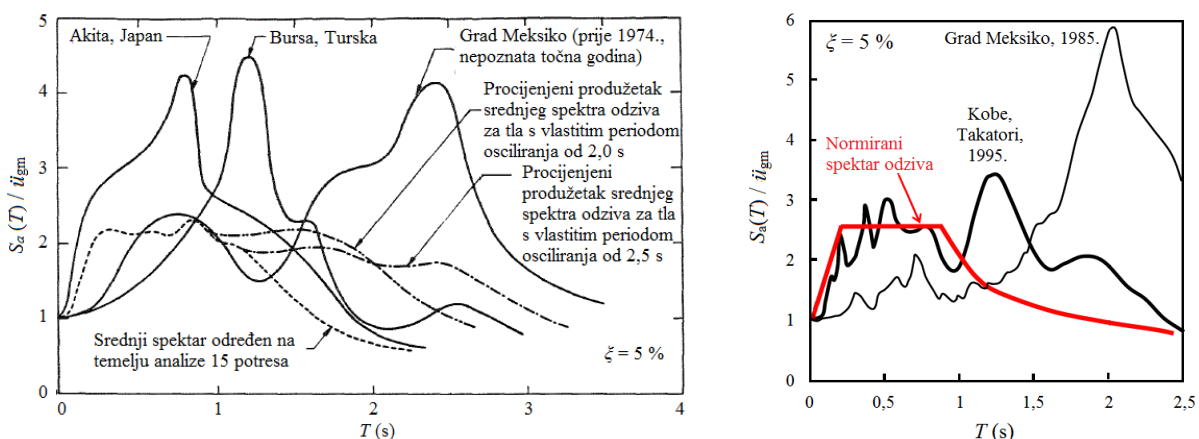
Jedan od najpoznatijih potresnih događaja koji je iza sebe ostavio katastrofalne posljedice je onaj iz grada Meksika iz 1985. godine (slika 1). Široko područje grada Meksika je smješteno na dubokim mekim naslagama s osnovnom frekvencijom osciliranja između 0,4 i 0,5 Hz (Newmark i Hall, 1969). Ovakve

naslage vrlo dobro filtriraju visoke frekvencije (tj. male periode), dok s druge strane izrazito amplificiraju potresne valove u frekvencijskom području oko osnovne vlastite frekvencije osciliranja. S tim na umu je jasno da područje grada Meksika nije pogodno za gradnju konstrukcija s osnovnom frekvencijom osciliranja koja se podudara sa spomenutim frekvencijama osciliranja tla. U takvom bi životnom okruženju potresi s predominantnim periodom osciliranja između 2,0 i 2,5 s bili iznimno opasni zbog pojave dvostruke rezonance.



Slika 1. Posljedice potresa koji je zatresao tlo u gradu Meksiko 1985. godine (NGDC, 1993)

Pregledom spektra odziva koji je za grad Meksiko izrađen za potres iz 1985. godine (slika 2) jasno se vide prva dva vlastita perioda osciliranja temeljnog tla koji približno odgovaraju 0,7 i 2,0 s. S druge strane, izvještaji i fotografije napravljeni nakon potresa u gradu Meksiku iz 1985. godine (npr. NGDC, 1993) govore da su najveća oštećenja i rušenje pretrpjele zgrade visine 6 i 20 katova, što su ujedno i zgrade čiji se osnovni periodi vrlo dobro poklapaju sa spomenutim vlastitim periodima osciliranja temeljnog tla.



Slika 2. Usporedba spektra odziva potresa zabilježenog u gradu Meksiku prije 1974. (lijevo) (Seed, Ugas i Lysmer, 1974) te 1985. (desno) (Ziotopoulou i Gazetas, 2010) s normiranim i srednjim spektrima odziva te spektrima odziva drugih potresnih događaja (uredio autor)

Osnovne periode spomenutih zgrada je moguće odrediti i primjenom opće poznatog empirijskog izraza $0,1N$, gdje je N broj katova zgrade. Na temelju toga, lako je zaključiti da je uzrok velikoj razini oštećenja

spomenutih zgrada bila pojava dvostruke rezonance. Također, kao potencijalni uzrok velikoj razini oštećenja zgrada visine 6 i 20 katova se u ovom slučaju može navesti i poddimenzioniranje konstrukcijskih elemenata spomenutih zgrada jer je stvarni spektar odziva za grad Meksiko zrcalna projekcija normiranog spektra odziva, s obzirom na os koja prolazi približno kod perioda od 1,4 s (slika 2). Također, pregledom spektra odziva koji je za grad Meksiko izrađen prije 1974. (slika 2) se jasno vide prva dva vlastita perioda osciliranja lokalnog temeljnog tla koji približno odgovaraju 0,7 i 2,5 s. S obzirom na upozorenje koje je spektar odziva zabilježen prije 1974. ostavio iza sebe, u gradu Meksiku katastrofa iz 1985. mogla biti ublažena ili u potpunosti isključena. Bez obzira na ranija upozorenja, (npr. Gutenberg, 1936; Newmark i Hall, 1969; Seed, Idriss i Dezfulian, 1970; Seed, Ugas i Lysmer, 1974), inženjerska praksa nije bila dovoljno osviještena o ozbiljnosti i mogućnosti pojave dvostruke rezonance što je 1985. godine rezultiralo opisanim katastrofalnim scenarijem. Zabrinjavajuće je što ni trenutne europske norme za proračun konstrukcija otpornih na potrese korisnike eksplicitno ne upozoravaju na mogućnost pojave dvostruke rezonance. Između ostalog, Seed, Ugas i Lysmer (1974) su nakon detaljnog istraživanja uočili da svaki spektar odziva sadrži izraženu vrijednost amplitude za jedan određeni period, koji, prema njihovoj pretpostavci, približno odgovara vlastitom periodu osciliranja tla. Također, isti tim istraživača je još prije gotovo 40 godina upozorio kako se srednji (statistički određeni) spektri odziva za meka tla trebaju koristiti s velikim oprezom.

Razlog dobre prihvaćenosti i česte primjene spektra odziva leži u jednostavnosti primjene, vrlo malim zahtjevima za računalnim resursima te razumnim rezultatima za dimenzioniranje konstrukcija. Spektri odziva sadrže informaciju o intenzitetu i frekvencijskom sastavu potresa, a njihovom primjenom se u proračunima konstrukcija u obzir uzima dinamička priroda problema. No, metode proračuna uz primjenu spektara odziva su primarno primjenjive i daju razumne rezultate za konstrukcije s izraženim utjecajem nižih oblika osciliranja (npr. Trifunac, 2006; Chopra; 2007a). Nadalje, opće je poznato da su normirani spektri odziva izrađeni primjenom sustava s jednim stupnjem slobode koji su upeti u krutu podlogu (npr. Wolf, 1985; Čaušević, 2010). Osim što se ovako zanemaruje popustljivost i svojstvo temeljnog tla da raspršuje potresnu energiju, zanemaruje se i mogućnost pojave nelinearnog potresnog ponašanja plitko temeljenih konstrukcija, što uključuje slijeganje, ljuljanje i klizanje temelja na temeljnom tlu (npr. Knappett, Haigh i Madabhushi, 2006; Escoffier i Chazelas, 2014). Drugačije rečeno, primjenom upetih numeričkih modela se zanemaruje dinamičko međudjelovanje tla i konstrukcija i činjenica da je ulazno gibanje u konstrukciji u funkciji svojstava temeljnog tla i dinamičkih svojstava konstrukcije (npr. Pitilakis, D. et al. 2008). Jasno je da konstrukcije u stvarnosti nisu čvrsto vezane (zalijepljene) za podlogu već je njihovo ukupno ponašanje uvjetovano svojstvima medija ispod njih. Teoretski, samo se konstrukcija temeljena na osnovnoj stijeni može smatrati upetom (npr. Newmark i Hall, 1969; Chopra, 2007a; Pitilakis, D. et al., 2008). Spomenuto posebno dolazi do izražaja ako se postavi u kontekst plitko temeljenih niskih i srednje visokih zgrada, s obzirom da one čine gotovo 95 % ukupnog svjetskog fonda zgrada (Bray et al., 2008). Mnoge studije (npr. Sigmund i Zlatović, 2000; Paolucci, Shirato i Yilmaz,

2008a; Escoffier i Chazelas, 2014; Madden, 2014) su pokazale da učinci međudjelovanja tla i konstrukcija igraju važnu ulogu u ponašanju konstrukcija za vrijeme djelovanja potresa.

U inženjerskoj praksi je uobičajena pretpostavka da uključivanje tla u potresnom proračunu djeluje povoljno na odziv konstrukcije, posebice ako se cijeli koncept stavlja u okvir proračuna primjenom normiranih spektara odziva (npr. Pitilakis, D. et al., 2008; Ziotopoulou i Gazetas, 2010). No, popustljivost temeljnog tla može rezultirati pomicanjem osnovnog perioda konstrukcije u područje spektra odziva sa snažnijim odzivom te na taj način djelovati razorno za konstrukciju. U tom kontekstu se smatra (Gazetas et al., 2006) kako je upravo produljenje perioda rezultiralo rušenjem mosta u gradu Kobe (slici 3), iako je ova gradska arterija nesumnjivo proračunana i dimenzionirana vrlo pažljivo.



Slika 3. Posljedice potresa iz 1995. na glavnoj arteriji grada Kobe (Gazetas et al., 2006)

Za razliku od američkih normi (npr. ASCE, 2010, 2014; NIST, 2012), koje daju postupke za uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u metodama proračuna primjenom spektara odziva, i novozelandskih normi (npr. SNZ, 2004a, b), koje puno pažnje pridodaju potresnom ljuľljanju konstrukcija, europske norme (CEN, 2004a, b, 2005a, b, 2006) sadrže relativno malo informacija o načinu uključivanja popustljivosti tla u proračunima konstrukcija otpornih na potrese. Iako se veliko područje Europe nalazi u izrazito potresno aktivnom području, za razliku od drugih spomenutih normi europske norme svojim korisnicima ne daju: (i) informacije o mogućim štetnim učincima potresnog ljuľljanja konstrukcija, (ii) izraze ili grafikone za definiranje opruga i prigušivača pomoću kojih bi se u proračunima uključila popustljivost tla, (iii) izraze ili grafikone za uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u spektrima odziva (iv) izraze za procjenu osnovnog perioda osciliranja tla te (v) upozorenje o mogućnosti pojave dvostruke rezonance.

Do danas su definirani mnogi matematički modeli za uključivanje temeljnog tla u proračunima konstrukcija. No, pristup modeliranja tla pomoću opruga i prigušivača, tj. funkcija impedancije, se smatra najpraktičnijim i najekonomičnijim jer uzima malo vremena za definiranje i ima vrlo male zahtjeve za računalnim resursima. Osim toga, ovakav pristup modeliranja tla omogućava procjenu ponašanja plitko i

duboko temeljenih konstrukcija na plitkim i dubokim naslagama, bez obzira na oblik i tip temelja. U svjetlu funkcija impedancije je još prije više od 30 godina istaknuto (Gazetas, 1983) kako postoji potreba za provedbom dodatnih studija koje bi dale bolji uvid u učinke nejednolike početne raspodjele naprezanja u tlu zbog prisutnosti konstrukcije. Iako je potreba za provedbom ovakve studije adresirana vrlo rano, pregledom literature je ustanovljeno kako su funkcije impedancije uglavnom definirane za idealne uvjete u temeljnom tlu te da ne uključuju utjecaj pritiska konstrukcije. Nadalje, FEMA (2005) potvrđuje potrebu za provođenjem dodatnih istraživanja u slučajevima kada temeljno tlo nema jednolika svojstva po dubini te ukazuje na potrebu za provođenjem dodatnih istraživanja s obzirom na temelje pravokutnog i kvadratnog oblika. Autori novije studije (Pitilakis, D., Moderessi-Farahmand-Razavi i Clouteau, 2013) ističu kako još uvijek postoji potreba za provjerom valjanosti postojećih funkcija impedancije s obzirom na rezultate eksperimenata, i to u svjetlu malih i velikih deformacija.

Nakon pregleda literature i iskustava stečenih za vrijeme tromjesečnog boravka na Sveučilištu Dundee, definirane su slijedeće **hipoteze**. *Prvo*: spektri odziva dani u europskim normama nisu prikladni za procjenu odziva konstrukcija plitko temeljenih na mekim tlima jer su definirani za obrnuta njihala upeta u tlo i ne uključuju učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Spektri odziva koji uključuju učinke međudjelovanja tla i konstrukcija bi dali rezultate za izgradnju sigurnijih konstrukcija u potresno aktivnim područjima. *Drugo*: u svjetlu spektra odziva ubrzanja popustljivost temeljnog tla utječe pozitivno na odziv konstrukcije. Konstrukcije temeljene na mekim tlima imaju dulji osnovni period osciliranja u odnosu na osnovni period osciliranja procijenjen za upeto stanje te se stoga mogu dimenzionirati za manje vrijednosti spektralnog ubrzanja. Međutim, ako se sve promatra u svjetlu spektra odziva pomaka, produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukciju može smjestiti u područje spektra odziva s većim pomacima, u odnosu na stanje kada se konstrukcija promatra kao upeta u temeljnu podlogu. Ovo je od posebne važnosti za visoke i vitke konstrukcije, gdje veliki vršni pomaci mogu uzrokovati dodatne momente savijanja zbog $P-\Delta$ učinaka. *Treće*: pritisak od konstrukcije ima utjecaj na oblik spektralne krivulje. *Četvrto*: učinci dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija se mogu uključiti u proračunima konstrukcija koji koriste spektre odziva, primjerice u N_2 metodi. *Peto*: po uzoru na spektre odziva je moguće je izraditi robusne funkcije impedancije koje bi mogle biti korištene za procjenu produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcija. *I šesto*: s ciljem stvaranja sigurnijeg okruženja za život ljudi, u potresno aktivnim područjima bi se trebale graditi konstrukcije čiji je osnovni period osciliranja različit od osnovnog perioda osciliranja temeljnog tla. Dobro je poznato da temeljno tlo izrazito amplificira energiju potresnih valova oko frekvencija koje su bliske osnovnoj frekvenciji osciliranja tla te bi se, stoga, udaljavanjem osnovnog perioda osciliranja konstrukcije od osnovnog perioda osciliranja tla minimizirala mogućnost pojave dvostruke rezonance, što bi u konačnici rezultiralo građenjem sigurnijih konstrukcija. Iako je do danas u više novijih radova ukazano na opasnost od pojave dvostruke rezonance u potresno aktivnim područjima (npr. Mylonakis, Gazetas, Nikolaou i Chauncey, 2002; Čaušević, 2010; Gazetas, 2012; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012), europske norme još uvijek ne sadrže

odredbu kojom bi se inženjersku praksu upozorilo na važnost poznavanja osnovnog perioda osciliranja tla i građenja konstrukcija čiji se osnovni period osciliranja razlikuje od osnovnog perioda osciliranja temeljnog tla.

1.2 Motivacija i ciljevi istraživanja

Uz glavnu pretpostavku da su spektri odziva za meka tla u suvremenim normama za potresni proračun konstrukcija pogriješno definirani te da ih je potrebno mijenjati, osnovni cilj ovog rada je i razviti poboljšanu metodu proračuna spektrima odziva koja bi uključivala učinke međudjelovanja tla i konstrukcije. Ovakva metoda bi omogućila točniju procjenu ponašanja konstrukcija i omogućila projektiranje sigurnijih konstrukcija. Pogriješna definicija spektara odziva se posebice odnosi na plitko temeljene konstrukcije kod kojih se prilikom djelovanja potresa može pojaviti nelinearno ponašanje koje uključuje ljuljanje i klizanje temelja na temeljnom tlu te utonuće temelja u temeljno tlo. Ovakvo nelinearno ponašanje plitko temeljenih konstrukcija je potpuno isključeno u okviru europskih normiranih spektara odziva, uzme li se u obzir (i) da su spektri odziva definirani primjenom matematičkih sustava čvrsto upetih u nepopustljivu podlogu, tj. temelji se ne mogu odvojiti od podloge, (ii) da su spektri odziva definirani za slobodno polje, tj. daleko od konstrukcije (iii) da europske norme ne sadrže prijenosne funkcije pomoću kojih bi se normirani spektri odziva modificirali tako da uključuju učinke kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija te (iv) da europske norme ne daju izraze za procjenu produljenja perioda osciliranja konstrukcija zbog popustljivosti temeljnog tla. Štoviše, uzme li se u obzir da europske norme ističu važnost uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima visokih i vitkih konstrukcija, implicitno sugeriraju na zanemarivanje spomenutih učinaka kod niskih i zdepastih konstrukcija (CEN, 2004b). Ovo je kontradiktorno američkim normama, gdje je upozoreno da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija posebno izraženi kod krutih i niskih konstrukcija (npr. FEMA, 2009; ASCE, 2010; NIST, 2012). U tom svjetlu, američke norme upozoravaju da su upeti numerički modeli neprikladni za procjenu potresnog ponašanja plitko temeljenih konstrukcija koji sadrže krute vertikalne elemente (FEMA, 2005). Uzme li se u obzir da je (i) veliko područje Europe potresno aktivno, (ii) da gotovo 95 % ukupnog svjetskog fonda zgrada čine niske i srednje visoke plitko temeljene zgrade te da (iii) najveći broj ljudi na ovom području živi u armiranobetonskim zgradama visine do 20 katova, čiji su sastavni element krute armiranobetonske jezgre i posmični zidovi, jasno je da postoji vrlo velika potreba za provjerom sigurnosti ovakvih zgrada s obzirom na moguće učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Ovo bi bilo moguće razvitkom i poboljšanjem postojećih normiranih spektara odziva.

S druge strane, popustljivost temeljnog tla pri djelovanju potresa može osigurati konstrukcijsku cjelovitost uz blago nagnjanje i utonuće zgrade u temeljno tlo (slika 4). Očuvanje konstrukcijske cjelovitosti je jedan od primarnih zahtjeva europskih normi za proračun konstrukcija otpornih na potrese. Povoljni utjecaj popustljivosti tla na odziv konstrukcije je potvrđen kroz više eksperimentalnih istraživanja (npr. Gajan et al., 2005; Grange, Kotronis i Mazars, 2009; Deng, Kutter, Kunnath i Algie, 2010; Kim et al., 2012). Nelinearno ponašanje tla pri djelovanju potresa na konstrukciju može djelovati povoljno u vidu (i) mehanizma za trošenje potresne energije i posljedičnog smanjenja potresnog djelovanja te (ii) smanjenja zahtijevane duktilnosti preko dozvoljavanja razvoja granične nosivosti kod plitkih temelja. Između ostalog, pokazano je i da bi uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u potresnim proračunima rezultiralo ekonomičnijim konstrukcijama (npr. Pender, Wotherspoon, Ingham, i Carr, 2005; Deng, Kutter, Kunnath i Algie, 2010).



Slika 4. Zgrade bolničkog kompleksa Olive View nakon potresa San Fernando 1971: nagnuće zgrade zbog sloma u temeljnom tlu (Steinbrugge, 1971)

Trifunac (2006) ističe da spektar odziva koji obuhvaća nelinearno ponašanje može biti dobro definiran samo ako postoji veliki broj kvalitetno zabilježenih događaja u kojima je odziv sustava tlo-konstrukcija nelinearan. Tome u prilog ide tehnološki napredak koji iz godine u godinu obogaćuje istraživanja u području dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija (npr. Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990; Combescure i Chaudat, 2000; Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli, 2000; Pitilakis, D. et al., 2004; Gajan et al., 2005; Knappett, Haigh i Madabhushi, 2006; Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a, b; Pitilakis, D. et al., 2008; Rayhani i El Naggar, 2008a; Shirato et al., 2008a; Algie, Pender i Orense, 2010; Deng, Kutter, Kunnath i Algie, 2010; Heron et al., 2012; Kim et al., 2012; Pender, Algie, Storie i Salimath, 2013; Escoffier i Chazelas, 2014; Loli, Anastasopoulos, Knappett i Brown, 2014; Madden, 2014). Svrha ovog rada je, primjenom suvremenih inženjerskih alata i novijih rezultata eksperimentalnih istraživanja, testirati hipoteze te dati prijedlog uključivanja dinamičkih učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u metode proračuna koje koriste spektar odziva. S obzirom na to i na probleme opisane u ovom poglavlju, postavljani su **ciljevi**. *Prvo*: primjenom suvremenih računalnih programa, dostupnih rezultata

eksperimentalnih istraživanja i informacija iz dostupne literature definirati valjane numeričke modele sustava tlo-konstrukcija koji će se koristiti za provedbu parametarske analize i testiranje hipoteza. *Drugo*: na temelju pregleda literature i kroz samostalne studije definirati ključne parametre za provođenje parametarske studije. *Treće*: definirati robusne i statistički utemeljene funkcije impedancije (i) primjenom postupaka pomoću kojih su definirani spektri odziva i koje (ii) dobro obuhvaćaju moguće stvarne uvjete u temeljnom tlu. Europske norme ne sadrže funkcije impedancije, dok npr. američke norme i literatura na koju se pozivaju daju funkcije impedancije definirane za slobodno polje (daleko od konstrukcije). Funkcije impedancije definirane u radu provjeriti s obzirom na funkcije impedancije predložene u literaturi. *Četvrto*: istražiti moguće načine procjene produljenog perioda osciliranja konstrukcija zbog utjecaja od popustljivosti temeljnog tla. *Peto*: istražiti kako pritisak od konstrukcije mijenja uvjete u temeljnom tlu s obzirom na filtracijsku sposobnost i propusnost potresnih valova. Za minimalno dva različita pritiska konstrukcije na temeljno tlo testirati utjecaj pritiska od konstrukcije na oblik spektra odziva. *Šesto*: dati prijedlog za definiranje prijenosnih funkcija koje bi omogućile pretvorbu zapisa gibanja točke u slobodnom polju u zapis gibanja točke na temelju konstrukcije. Ovo je važno jer temelj djeluje kao nisko propusni filter za potresne valove i s obzirom da je potresno ponašanje konstrukcije u stvarnosti odgovor na podrhtavanje emitirano iz temelja. Europske norme dopuštaju proračun konstrukcija primjenom zapisa potresa zabilježenih na slobodnom polju, što inženjersku praksu implicitno navodi na zanemarivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima. *I sedmo*: Definirati algoritam za provedbu proračuna konstrukcija primjenom europske N2 metode uz uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija. Ovo bi inženjerskoj praksi na području Europe omogućilo projektiranje i građenje sigurnijih konstrukcija. N2 metoda proračuna je ovdje posebno interesantna s obzirom da je prepoznaju europske norme (CEN, 2004a) te je tako namijenjena za primjenu na području Europe.

1.3 Pretpostavke i ograničenja

Zbog opsega i složenosti problema u okviru ovog rada nužno je usvojiti određene pretpostavke i postaviti određena ograničenja. U ovome radu su u obzir uzete slijedeće pretpostavke: (i) poštujući načela sličnosti, stvarne konstrukcije je moguće idealizirati modelom s jednim stupnjem slobode za koji su poznati: masa, krutost i prigušenje; (ii) model temeljnog tla je moguće dovoljno točno izraditi koristeći suhe pijeske kod kojih je moguće postići različite stupnjeve zbijenosti, tj. krutosti; (iii) uvjete slobodnog polja tla je moguće fizički modelirati primjenom posmičnih kutija koje su dovoljno velike s obzirom na mjerilo modela i obzirom na volumen aktivnog tla ispod modela; (iv) potresno opterećenje koje je zadano digitalnim zapisom u vremenu moguće je skalirati poštujući načela sličnosti te pomoću pobuđivača (npr. potresni stol ili elektrohidraulički sustavi) nanijeti na model; (v) pomoću numeričkih modela je moguće

dovoljno točno opisati ponašanje prototipa i modela u smanjenom mjerilu postupcima validacije, kalibracije i optimizacije. Uz to, u obzir nisu uzeti učinci međudjelovanja susjednih konstrukcija.

U radu su korišteni rezultati eksperimentalnih istraživanja provedenih na fizičkim modelima gdje je tlo izrađeno primjenom suhih, čistih pijesaka jednolike zbijenosti. Sukladno tome su numerički modeli tla definirani kao homogeni viskoelastični prostor, primjenom prikladnih konstitutivnih modela za pijeske. Pretpostavlja se kako su rezultati studije primjenjivi i na druge tipove tala s obzirom da se prema europskim normama (CEN, 2004a) različita tla (npr. pijesci, gline i šljunci) grupiraju u iste kategorije preko srednje brzine širenja posmičnih valova i preko osnovnog perioda osciliranja (Pitilakis, K., Gazepis i Anastasiadis, 2004; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). Nadalje, modeli tla su u radu primarno opisani preko brzine širenja posmičnih valova jer je to ujedno i glavni parametar koji definira oblik spektra odziva. Poznato je da se pijesci te gline s niskim indeksom plastičnosti ($PI < 15\%$) slično ponašaju u uvjetima dinamičkog djelovanja (Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984, Ordóñez, 2011a). Studija ne obuhvaća vertikalnu komponentu potresnog gibanja, odnosno vertikalni spektar odziva, jer se pretpostavlja da vertikalna komponenta općenito nema štetan utjecaj na uobičajene zgrade (npr. Paulay i Priestley, 1992; Crespellani, Facciorusso i Madiari, 2006; Čaušević, 2010). Između ostalog, kako je jedan od ciljeva ovog rada inženjerskoj praksi ponuditi alat koji bi primarno bio primjenjiv u metodama proračuna postupnim guranjem, vertikalnu komponentu potresa je moguće zanemariti (CEN, 2004a). S obzirom na navedeno, u radu nisu razmatrani ni potresni valovi čije čestice vibriraju u smjeru širenja vala, tj. nisu razmatrani P i R valovi jer oni stvaraju vertikalnu komponentu potresa (npr. Wolf, 1985; Towhata, 2008; Čaušević, 2010). Također, poznato je da su površinski valovi izrazito nestabilni u smislu očuvanja energije, tj. podložni su disipaciji (Ostadan, 2006a).

Pretpostavlja se da su plitki temelji: (i) temelji koji se nalaze na tlu ili su u tlo ukopani do 3 m dubine (FEMA, 2005) te (ii) temelji čija je dubina ukopanosti manja od 30 % dimenzije temelja za smjer u kojem se provodi proračun (ASCE, 2000). Kako su autoru ustupljeni rezultati eksperimentalnih istraživanja provedenih na modelima s krutim temeljima, istraživanje je, u tom svjetlu, provedeno na konstrukcijama s krutim temeljima. S tim na umu, valja istaknuti kako je u okviru mnogih ranijih istraživanja uobičajena pretpostavka o krutom temelju (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Grange, Kotronis i Mazars, 2009; Pitilakis, D. i Clouteau, 2010). Osim toga, usvojena je pretpostavka da između temeljnog tla i konstrukcija postoji dovoljno velika otpornost na klizanje. U radu je usvojena pretpostavka o elastičnom ponašanju konstrukcije pri djelovanju potresa.

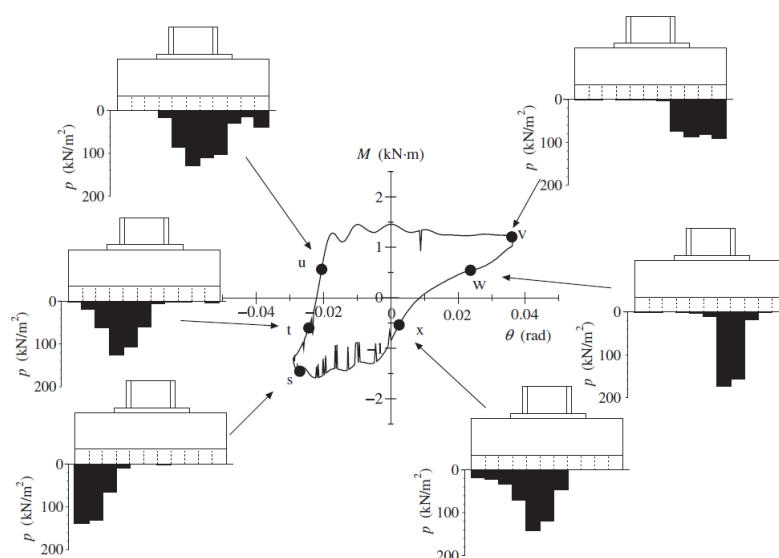
Istraživanje je provedeno na numeričkim modelima u frekvencijskoj domeni pri djelovanju potresne pobude u ravnini. U radu nije razmatrana vertikalna komponenta potresnog djelovanja, a time ni vertikalni spektar odziva. Smatra se da vertikalna komponenta općenito nema štetan utjecaj na uobičajene konstrukcije (npr. Paulay i Priestley, 1992; Towhata, 2008; Čaušević, 2010). S druge strane,

poznato je da vertikalna komponenta potresa ima posebno nepovoljan utjecaj na dugačke horizontalne konzole (npr. CEN, 2004a; SNZ, 2004a). Nadalje, prema europskim normama (CEN, 2004a) vertikalna komponenta potresa može biti zanemarena ako se proračun provodi primjenom metode postupnog guranja, što je ujedno i segment istraživanja u okviru ovog rada. S obzirom na navedeno, u radu nisu promatrani P i Rayleighovi valovi jer oni stvaraju vertikalnu komponentu potresa (npr. Wolf, 1985; Kramer, 1996; Towhata, 2008). Budući da se u radu razmatra isključivo horizontalna komponenta potresa, proračuni su provedeni propuštanjem S valova kroz model tla. U usporedbi s drugim tipovima potresnih valova, koji se mogu javiti u tlu ili na površini tla, S valovi stvaraju najsnažnije podrhtavanje temeljnog tla i smatra se da upravo takvi valovi uzrokuju najveća oštećenja na konstrukcijama (Towhata, 2008; Čaušević, 2010). U tom svjetlu su i svjetske norme za proračun konstrukcija najveću pažnju posvetile S valovima. Primjerice, klasifikacija temeljnog tla je u normama definirana s obzirom na S valove, a što implicitno utječe na odabir potresnog opterećenja za proračun konstrukcija.

Kako je cilj studije razvoj inženjerskih alata koji uključuju učinke međudjelovanja tla i konstrukcija, osim profila tala sa slobodnom površinom, potrebno je poznavati i profile tla ispod konstrukcija. Opće je poznato da se izgradnjom konstrukcije mijenja slika naprezanja i deformacija u tlu. Posljedično tome se u tlu ispod konstrukcija javlja i drugačija raspodjela brzine širenja posmičnih valova u odnosu na tlo sa slobodnom površinom. Budući da je ovaj rad ograničen na krute temelje na rastresitim (pjeskovitim) tlima, u tom svjetlu je dan i osvrt u ovom poglavlju. U više navrata je pokazano (npr. Roje-Bonacci, 2003; Pender, 2007; Knappett i Craig, 2012) da se kod vertikalno opterećenih krutih temelja, postavljenih na popustljiv (elastični) medij, najveća naprezanja javljaju u tlu ispod ruba temelja, dok su ispod sredine temelja naprezanja u tlu najmanja. Drugačije rečeno, po dodirnoj plohi između krutih temelja i elastičnog medija ne postoji jednolika raspodjela naprezanja. Ova pojava je znatno manje izražena kod nekoherentnih materijala, u odnosu na koherentne materijale (Roje-Bonacci, 2003). Osim toga, proračuni napravljeni primjenom suvremenih numeričkih metoda su pokazali kako nelinearno ponašanje tla može ukloniti izražene vrhove naprezanja s rubova temelja (npr. Pender, 2007).

Nadalje, pri djelovanju potresa se na temelje prenosi i moment savijanja koji dodatno utječe na sliku dodatnih naprezanja u tlu. Osim toga, zbog stohastičkog gibanja sustava tlo-temelj-konstrukcija za vrijeme djelovanja potresa, u temeljnom tlu se javlja preraspodjela dodatnih naprezanja (slika 5). Ovo su pokazala eksperimentalna istraživanja provedena u Tsukubi, u Japanu, gdje je na potresnom stolu ispitan model plitko temeljene konstrukcije na pijesku (Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a; Shirato et al., 2008a). S obzirom na izneseno i nakon pregleda rezultata eksperimentalnih istraživanja (slika 5), može se zaključiti kako će pri nekom potresnom događaju dodatno naprezanje u tlu ispod konstrukcije biti približno jednako u svim točkama. Dakako, ovo može biti istina za konstrukcije kod kojih neće doći do prevrtanja. Ukoliko se javlja prevrtanje, u točki ispod konstrukcije može doći do naglog, gotovo impulsnog, povećanja pritiska te, posljedično, do sloma konstrukcije i/ili tla. No, ovakva pojava se uvijek

nastoji izbjeći, a prema normama za projektiranje konstrukcija u potresnim područjima se na ovakav mogući scenarij svakako mora obratiti posebna pažnja.



Slika 5. Raspodjela naprezanja ispod temelja za vrijeme potresa (Shirato et al., 2008a) (uredio autor)

Prilikom procjene eksperimentalnog odziva sustava tlo-konstrukcija pomoću računalnih programa cilj je bio ostvariti rezultate s razlikom od najviše 10 %. Gazetas (1983) navodi da je pogreška od 10 % općenito prihvatljiva.

1.4 Metodologija

Na početku istraživanja su putem dostupne literature detaljno i pažljivo istraženi i sistematizirani ključni elementi normiranih spektara odziva te učinci dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Pregledom dostupne literature su uočeni nedostaci postojećih metoda za proračun spektrima odziva te potreba za proširivanjem istraživanja. Istovremeno su prikupljeni i obrađeni rezultati eksperimentalnih istraživanja koji su autoru ljubazno ustupljeni od strane istraživača sa Sveučilišta u Bristolu te instituta IFSTTAR u Francuskoj. Rezultati istraživanja dobiveni s instituta IFSTTAR su dobiveni ispitivanjima u geotehničkoj centrifugi, što je relativno nov način ispitivanja i manje poznat na matičnom fakultetu. Stoga je autor kroz tri mjeseca boravka na Sveučilištu Dundee, u Škotskoj, prošao obuku u izradi modela sustava tlo-konstrukcija za ispitivanje u geotehničkoj centrifugi, stekao znanje i vještine potrebne za pripremu ovakvih eksperimenata te se upoznao s obradom rezultata. Nakon pregleda dostupne literature su argumentirano i sukladno potrebama odabrani računalni programi za istraživanje, i to SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a) te SASSI2000 (Ostadan, 2006a). Ovi računalni programi su odabrani u svrhu provedbe

parametarske studije te s ciljem proširivanja rezultata dobivenih eksperimentalnim putem. Prvi spomenuti program iza sebe ima preko 30 godina uspješne primjene u procjeni nelinearnog potresnog odziva tla, dok se s druge strane, kvaliteta i pouzdanost drugog odabranog programa očituje u njegovoj primjeni pri procjeni nelinearnog odziva nuklearnih i drugih visokovrijednih energetskih postrojenja u uvjetima dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija.

Nastavno na odabir računalnih programa za istraživanje je uslijedila izrada baza: (i) zapisa potresa zabilježenih na području Balkana i Apeninskog poluotoka; (ii) baza profila tala karakterističnih za spomenuto područje te (iii) parametara koji dobro opisuju konstrukcije karakteristične za spomenuto područje Europe. Baze su izrađene na temelju prikupljenih podataka iz dostupne literature te rezultata istraživanja koji su autoru ljubazno ustupljeni od strane građevinske prakse i drugih istraživača. Parametri za provedbu parametarske studije su odabrani koristeći spomenute baze, u skladu s inženjerskom praksom i na temelju preliminarnih istraživanja. Nakon definiranja spomenutih baza, slijedi kalibracija numeričkih modela s obzirom na rezultate dostupnih eksperimentalnih istraživanja. Parametarska studija je provedena na kalibriranim numeričkim modelima s obzirom na više različitih eksperimenata te primjenom parametara s izraženim utjecajem na dinamičko međudjelovanje tla i konstrukcija. Nakon provedene detaljne parametarske analize, statistički su obrađeni rezultati te je predložen novi alat za procjenu potresnog ponašanja plitko temeljenih konstrukcija u skladu s europskim normama. Na kraju rada je dan zaključak te su istaknute smjernice i potrebe za daljnjim istraživanjem.

Istraživanje je provedeno u području spektara odziva između 0 i 2 s i to za dvije jačine potresa, kako propisuje europska norma Eurocode. Modeli tala su izrađeni u skladu s postojećom razredom tala danoj u trenutnim europskim normama te u skladu s prijedlogom razredbe tala za buduće izdanje europskih normi. Konstrukcijski sustavi su promatrani kao obrnuta njihala s jednim stupnjem slobode. S obzirom da je u radu dan naglasak na unaprjeđenje alata za proračun konstrukcija otpornih na potrese, definiranog u europskim normama i široko korištenog od strane inženjerske prakse s područja Europe, istraživanje je provedeno koristeći bazu potresa koji su se dogodili na području Balkana i Italije. Ova dva velika područja imaju vrlo izraženu potresnu aktivnost, što je jasno i iz broja lokalnih zabilježenih snažnih podrhtavanja tla koji prelazi 3000 (npr. Ambraseys et al., 2002, 2004a, b). Osim toga, na oba spomenuta područja vrijede europske norme za proračun konstrukcija otpornih na potrese (npr. Ptilakis, K., Gazepis i Anastasiadis, 2004; Nikolaou i Ptilakis, D. 2013). Istraživanje je provedeno isključivo za potrese zabilježene na ranije spomenutom području slijedeći stav svjetski poznatih i cijenjenih znanstvenika (npr. Idriss i Sun, 1992; Ordóñez, 2011a) koji tvrde da procjenu potresnog ponašanja tla treba provoditi za lokalne potrese.

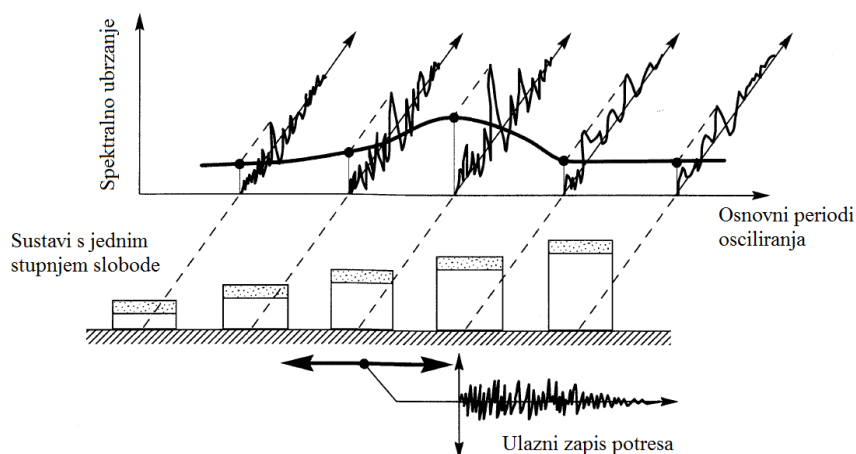
2 PREGLED DOSADAŠNJIH SPOZNAJA I METODA ISTRAŽIVANJA

Ovo poglavlje daje pregled dosadašnjih spoznaja i metoda istraživanja s naglaskom na metodu spektra odziva te na istraživanja u području dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Poglavlje je podijeljeno na šest dijelova koji obrađuju (i) povijest i razvoj spektra odziva, (ii) ograničenja i mane postojećih spektara odziva, (iii) funkcije impedancije za plitke temelje, (iv) pregled rezultata numeričkih, eksperimentalnih i terenskih istraživanja, (v) numeričke metode za procjenu potresnog ponašanja sustava tlo-konstrukcija i (vi) tretman dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija u suvremenim svjetskim normama za proračun konstrukcija otpornih na potrese.

2.1 Spektar odziva: povijest razvoja, preporuke za konstruiranje i primjena u normama

Spektar odziva je grafički prikaz (slika 6) maksimalnih vrijednosti pomaka, brzina ili ubrzanja relativnog odziva obitelji prigušenih linearnih sustava (obrnutih njihala) s jednim stupnjem slobode na snažno podrhtavanje temeljnog tla uslijed potresa, zadanog u obliku apsolutnog ubrzanja (npr. Wolf, 1985; Chopra, 2007a; Čaušević, 2010). Trifunac (2006; 2012) ističe kako je teorijska postavka spektra odziva nepromijenjena gotovo tričetvrt stoljeća nakon definiranja prvog nacrtu ovog inženjerskog alata te kako kao takva i dalje čini osnovu okvira linearne mehanike unutar potresnog inženjerstva. Između ostalog, spektar odziva primjenu nalazi u proračunu konstrukcija sukladno očekivanom pomaku (npr. Fajfar i Gašperčić, 1996; Bhatt i Bento, 2011; Koren i Kilar, 2011; Lagaros i Fragiadakis, 2011; Kreslin i Fajfar, 2012; Džakić, Kraus i Morić, 2012), kod transformacije ili traženja zapisa potresa koji bi odgovarao normiranom spektru odziva (npr. Iervolino, Maddaloni i Cosenza, 2008; Iervolino, Galasso i Cosenza, 2010) te kod proračuna umjetnih zapisa potresa (Otani, 2004; Lee i Trifunac, 2010; Seismosoft, 2013a).

Nadalje, poznato je (Xu i Xie, 2004; Gazetas, 2012) da su normirani spektri odziva gruba aproksimacija potresa koji se mogu pojaviti u budućnosti. Također, spektri odziva su vrlo dobar alat za procjenu osnovnog perioda temeljnog tla T_0 (Seed, Ugas i Lysmer, 1974; Mihalić et al., 2009). Svaki spektar odziva ima izražen vrh pri periodu koji približno odgovara osnovnom periodu temeljnog tla T_0 .



Slika 6. Shematski prikaz izrade spektra odziva za odabrani zapis potresa (Kramer, 1996) (uredio autor)

Zbog svoje jednostavnosti u primjeni, spektar odziva je iznimno dobro prihvaćen i često korišten alat za preliminarni proračun važnih konstrukcija (Trifunac, 2006), dimenzioniranje konstrukcija otpornih na potres (Trifunac, 2006; Chopra, 2007a; Bray et al., 2008; Džakić, Kraus i Morić, 2012) te procjenu sigurnosti postojećih konstrukcija (Chopra, 2007a). Također, spektar odziva se i danas smatra ključnim alatom u okviru potresnog inženjerstva (Chopra, 2007a, b; Gazetas, 2012), a zbog svoje bliske sveze s Fourierovim spektrom, dobro opisuje frekventni sastav potresa te stoga može biti dobro polazište za odabir zapisa potresa u svrhu provedbe nelinearnog proračuna (Trifunac, 2012). U narednim poglavljima je dan kratak pregled istraživanja provedenih s ciljem poboljšanja metode spektra odziva te pregled ograničenja i mana suvremenih spektara odziva, s naglaskom na spektre odziva definirane za meka tla.

2.1.1 Preporuke za konstruiranje konvencionalnog, normiranog spektra odziva

U svrhu proračuna spektra odziva potrebno je pronaći rješenje Duhamelovog integrala te odrediti vršnu vrijednost odziva relativnog pomaka linearno elastičnog sustava s jednim stupnjem slobode pri ubrzanju podloge u vremenskoj domeni $\ddot{u}_g(t)$ (npr. Trifunac, 2006; Chopra, 2007a, b; Čaušević, 2010).

$$\ddot{u} + 2 \cdot \omega_n \cdot \xi \cdot \dot{u} + \omega_n^2 \cdot u = -\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

gdje je \ddot{u} ubrzanje, ω_n vlastita kružna frekvencija slobodnih neprigušenih oscilacija, ξ koeficijent relativnog prigušenja, \dot{u} brzina, u pomak.

Vlastitu kružnu frekvenciju konstrukcijskog sustava je moguće izraziti preko vlastitog perioda osciliranja konstrukcije koristeći izraz (npr. Čaušević, 2010):

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2)$$

gdje su k i m redom krutost i masa konvencionalno upetog sustava s jednim stupnjem slobode. U svrhu izrade spektra odziva, vremenske zapise ubrzanja temeljnog tla je potrebno ispraviti s obzirom na osnovnu liniju (npr. Newmark, Blume i Kapur, 1973). Na ovaj način se ispravljaju nerazumno velike vrijednosti u vremenskim zapisima brzine i/ili pomaka koje se javljaju prilikom akumuliranja malih pogrešaka pri integriranju neispravljenih zapisa ubrzanja (Newmark, Blume i Kapur, 1973). Spektar odziva za neku veličinu, npr. pomak, brzinu ili ubrzanje se može dobiti grafičkim prikazom redom sljedećih maksimalnih vrijednosti (npr. Chopra, 2007a; Čaušević, 2010):

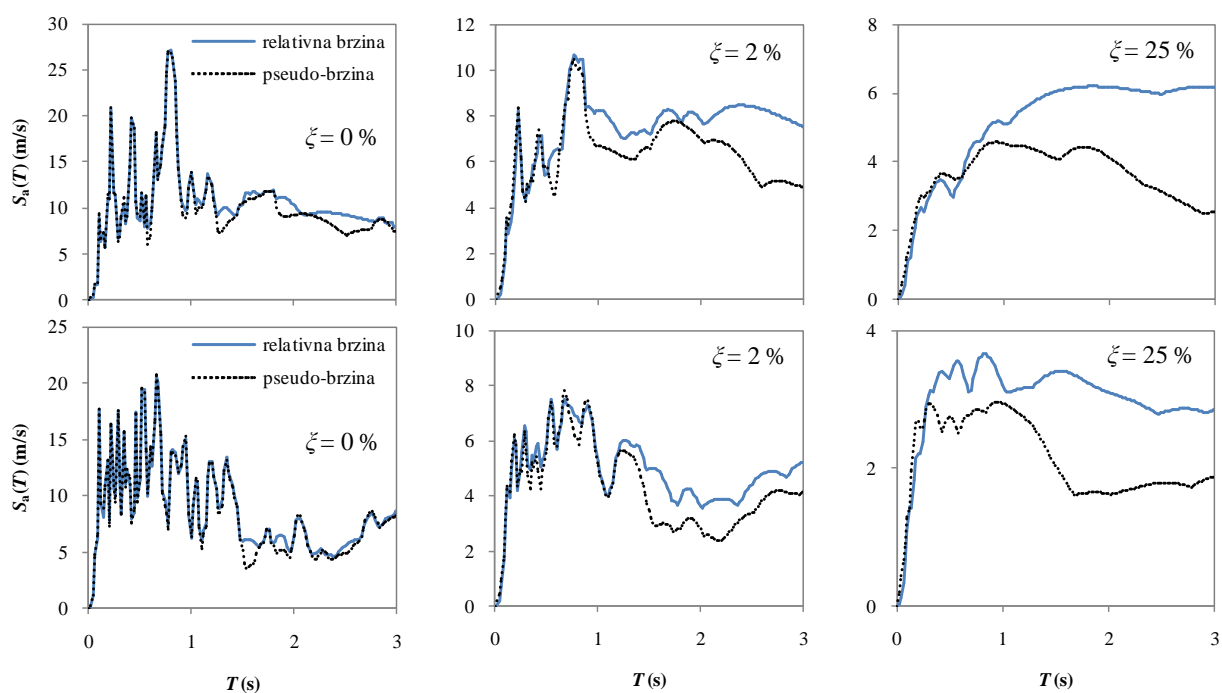
$$u_x(T_n, \xi) \equiv \max_t |u(t, T_n, \xi)|, \quad \dot{u}_m(T_n, \xi) \equiv \max_t |\dot{u}(t, T_n, \xi)|, \quad \ddot{u}_m(T_n, \xi) \equiv \max_t |\ddot{u}_{tot}(t, T_n, \xi)| \quad (3)$$

gdje je \ddot{u}_{tot} ukupno ubrzanje i računa se kao zbroj \ddot{u} i \ddot{u}_g . Spektar odziva pomaka je dijagram od $S_d \equiv u_m$, proračunan primjenom izraza (1), u funkciji vremena t (tj. trajanja pobude), vlastite kružne frekvencije ω_n (ili vlastitog perioda osciliranja T_n) i relativnog prigušenja ζ linearno elastičnog sustava s jednim stupnjem slobode. Trajanje potresa utječe na oblik spektra. Potresi koji traju duže stvaraju veću šansu da amplituda odziva bude veća (Wolf, 1985). Dijagram izrađen za \dot{u}_m se naziva spektar odziva relativne brzine, a za \ddot{u}_m spektar odziva apsolutnog ubrzanja. Spektralno ubrzanje (ne pseudo!) je apsolutna, stvarna, vrijednost ubrzanja konstrukcije, dok je spektralni pomak relativna vrijednost, s obzirom na podlogu (temeljno tlo) koje se giba za vrijeme trajanja potresa (de Silva, 2005). Vršna vrijednost spektra odziva proračunana primjenom izraza (1) je (implicitno) u funkciji frekvencijskog sastava potresa. Posljedično tome, svaki spektar odziva, zbog pojave rezonance, ima izraženu vršnu vrijednost pri periodu koji se poklapa, ili je vrlo blizak, s predominantnim periodom pobude T_p . Ovo potvrđuje i Chopra (2007a). No, postupcima uprosječivanja i zaglađivanja se iz normiranog spektra odziva isključuje mogućnost pojave rezonance (Ziotopoulou i Gazetas, 2010).

Nadalje, za blago prigušene sustave s vrlo dugim periodima osciliranja vršna vrijednost odziva se može pojaviti za vrijeme slobodnih vibracija, tj. po prestanku trajanja pobude (Chopra, 2007a). Izraz (1) ne uključuje popustljivost temeljnog tla te mogućnost klizanja i ljuljanja konstrukcije na temeljnom tlu. Spektar odziva pseudo-brzine je dijagram koji prikazuje S_v u funkciji perioda T_n za konstantno prigušenje ζ , a koji je definiran primjenom sljedećeg izraza (npr. Chopra, 2007a, b; Čaušević, 2010):

$$S_v = \omega_n \cdot S_d = \frac{2\pi}{T_n} \cdot S_d \quad (4)$$

Prefiks pseudo se koristi jer se spektar odziva od S_v razlikuje od spektra odziva relativne brzine \dot{u}_m (slika 7). Primjenom programa SeismoSignal (Seismosoft, 2013b) su izrađeni spektri odziva za dva potresa koji su se dogodili na području Europe. Zapisi ova dva potresa su preuzeti iz europske baze potresa (Ambraseys et al., 2002). Spektri odziva pseudo-brzine se vrlo dobro poklapaju sa spektrima odziva relativne brzine ukoliko relativno prigušenje nije uključeno u proračun. Ovo poklapanje je gotovo savršeno do perioda od 1 s, nakon čega je moguće uočiti malu razliku. S druge strane, razlika između spektara odziva za pseudo-brzinu i relativnu brzinu raste s porastom relativnog prigušenja, a izražena je već za prigušenje od 2 %. Isto su pokazali Newmark i Hall (1982) te Chopra (2007b) u svojim studijama.



Slika 7. Usporedba spektara odziva za relativnu brzinu i pseudo-brzinu za tri različita relativna prigušenja za dva potresa (prema Ambraseys et al., 2002), redom odozgo prema dolje: Banja Luka 1981. i Dubrovnik 1979.

Pseudo-brzina može biti korištena kao informacija za proračun maksimalne vrijednosti deformacijske energije E_{def} u konstrukciji mase m za vrijeme trajanja potresa (Newmark i Hall, 1982; Chopra, 2007b):

$$E_{def} = \frac{m \cdot S_v^2}{2} \quad (5)$$

Newmark i Hall (1969, 1982) smatraju da je brzina bolji pokazatelj na temelju kojeg se donose procjene i odluke o dimenzioniranju konstrukcija jer (i) daje direktan uvid u energiju sadržanu unutar ukupnog potresnog odziva konstrukcije i (ii) omogućava bolju procjenu parametara kojima bi se opisao odziv i

potencijalna šteta konstrukcije. S ovime se slažu Wolf (1985) i Trifunac (2012). Ukoliko se deformacijska energija proračunava iz pseudo-brzine, umjesto iz relativne brzine, dolazi do značajnog podcjenjivanja ukupne deformacijske energije, naročito kod sustava s velikim periodima osciliranja (slika 7). Chopra (2007b) ističe kako postoji vrlo malo motivacije za primjenom spektra odziva relativne brzine jer ovakvi spektri odziva nisu nužni za određivanje maksimalne deformacije i sile u konstrukcijskom sustavu. Spektar odziva pseudo ubrzanja je dijagram od S_a u funkciji perioda osciliranja T_n i konstantnu vrijednost koeficijenta relativnog prigušenja ζ , koji je moguće proračunati pomoću sljedećeg izraza (npr. Wolf, 1985; Chopra, 2007b; Čaušević, 2010):

$$S_a = \omega_n^2 \cdot S_d = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 \cdot S_d \quad (6)$$

Prefiks pseudo se koristi i kod opisa spektra odziva ubrzanja jer se za prigušene sustave S_a razlikuje od \ddot{u}_{tot} (Chopra, 2007b; Čaušević, 2010). Pseudo-ubrzanje može biti korišteno za proračun ekvivalentne statičke sile, tj. ukupne poprečne sile F_B u podnožju konstrukcije (Wolf, 1985; Chopra, 2007a; Čaušević, 2010):

$$F_B = m \cdot S_a \quad (7)$$

Jedan od prvih spektara odziva je rođen u Tokyju (Japan) i bio je izrađen za periode od 0,22 do 1,81 s koristeći 13 različitih njihala (Chopra, 2007b). U detaljnoj studiji (Rey, Faccioli i Bommer, 2002) koja je provedena radi utvrđivanja vrijednosti parametra tla S za postojeće europske norme (CEN, 2004a), spektri odziva su definirani za 121 vrijednost perioda osciliranja, jednoliko raspoređenih između 0,04 i 4 s, što približno odgovara koraku od 0,03 s za koji su proračunane amplitude spektra odziva. Osim toga, više različitih autora (npr. Chopra, 2007a, b; Seismosoft, 2013b) predlaže amplitude spektra odziva proračunati za svakih 0,02 s. Elnashai i Di Sarno (2008) smatraju kako su za praksu od važnosti periodi osciliranja između 0,01 i 5 s.

Američko udruženje građevinskih inženjera (ASCE, 2000) daje preporuku za konstruiranje spektra odziva s obzirom na frekvencijski korak kako je opisano u tablici 1.

Tablica 1. Prijedlog raspona frekvencija i frekvencijskih koraka za definiranje spektra odziva (prema ASCE, 2000)

Raspon frekvencija (Hz)	Frekvencijski korak (Hz)	Raspon perioda (s)	Vremenski korak (s)
0,5 - 3	0,1	0,33 - 2,00	0,070
3 - 3,6	0,15	0,28 - 0,33	0,010
3,6 - 5	0,2	0,20 - 0,28	0,010
5 - 8	0,25	0,125 - 0,20	0,005
8 - 15	0,5	0,066 - 0,125	0,005
15 - 18	1	0,055 - 0,066	0,005
18 - 22	2	0,045 - 0,055	0,005
22 - 34	3	0,030 - 0,045	0,005

Za konstrukcije osjetljive na podrhtavanja tla s visokim predominantnim periodima osciliranja isto američko Udruženje savjetuje izradu spektra odziva za raspon frekvencija od 0,2 do 33 Hz, gdje je za frekvencijsko područje od 0,2 do 1,0 Hz preporučljivo koristiti korak od 0,05 Hz. Izbor graničnih perioda od 0,04 i 4 s odgovara redom graničnim frekvencijama od 25 i 0,25 Hz koje ograničavaju frekvencijsko područje većine danas javno dostupnih filtriranih zapisa potresa (npr. Ambraseys et al., 2004a; Boore i Bommer, 2005; Chopra, 2007a; Cadet, Bard i Rodriguez-Marek, 2012). Stoga je spektre odziva moguće odrediti uz najmanju moguću pogrešku ukoliko se proračun provodi za periode između 0,04 i 4 s (npr. Boore i Bommer, 2005). U mnogim suvremenim normama za proračun konstrukcija otpornih na potrese (npr. CEN, 2004a; IAEE, 2012) se predlaže spektar odziva proračunati do perioda od 4 s čime se u obzir uzima veliki broj konstrukcija. Nedavna vrlo detaljna studija (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) provedena s ciljem donošenja prijedloga o poboljšanim parametrima amplifikacije tla, novoj razredbi temeljnog tla i obliku spektra odziva je provedena do perioda od 2,5 s. Pri periodima dužim od približno 3 s spektar pomaka je gotovo konstantan i paralelan s osi apscisa (Newmark i Hall, 1969). Posljedično tome, spektar ubrzanja se pri dužim periodima osciliranja smanjuje s kvadratom perioda. Ovisno o sastavu potresa i karakteristikama lokalnog tla, konstantni dio spektra pomaka može započeti već pri periodu od 2 s (Fajfar, 2000). Spektralna pseudo-brzina poprima maksimalnu i približno konstantnu vrijednost u srednjem dijelu spektra odziva. U tom svjetlu je ustanovljena (Newmark i Hall, 1969) konstantno trošenje potresne energije u području između perioda od 0,30 do 3,30 s.

Dobro je poznato kako uvjeti u tlu imaju značajan utjecaj na amplifikaciju tla prilikom potresa (Seed i Idriss, 1969; Talaganov, Aleksovski i Gadza, 1982; Rey, Faccioli i Bommer, 2002; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012; Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012). Do danas su dani razni prijedlozi za proračun parametra amplifikacije tla S i sistematizirano su prikazani u tablici 2.

Tablica 2. Izrazi za procjenu parametra amplifikacije tla S

Izvor	Izraz za procjenu parametra amplifikacije tla S
Seed i Idriss, 1969	$\frac{\ddot{u}_{gmn}}{\ddot{u}_{gms}}$
Rey, Faccioli i Bommer, 2002	$\frac{\int_{0,05}^{2,5} R \cdot S_{a,aa}(T) dT}{\int_{0,05}^{2,5} R \cdot S_{a,at}(T) dT}$
Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012	$\frac{1}{0,4} \int_{0,1}^{0,5} \frac{S_{a,aa}(T)}{S_{a,at}(T)} dT \quad \text{za } T = 0,1-0,5 \text{ s}$ $\frac{1}{1,6} \int_{0,4}^{2,0} \frac{S_{a,aa}(T)}{S_{a,at}(T)} dT \quad \text{za } T = 0,4-2,0 \text{ s}$

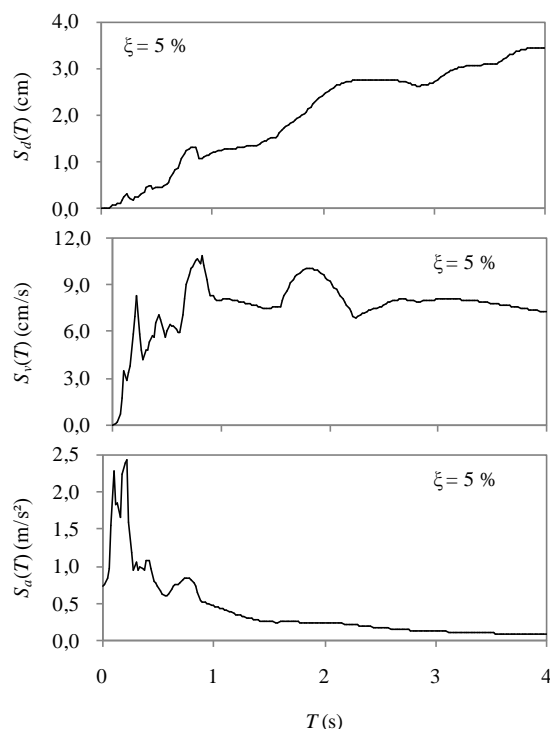
Parametar amplifikacije tla S se na pojednostavljeni način (Seed i Idriss, 1969) proračunava kao odnos maksimalnog ubrzanja potresa zabilježenog na površini naslaga \ddot{u}_{gmn} i maksimalnog ubrzanja potresa zabilježenog na osnovnoj stijeni \ddot{u}_{gms} . No, vrijednosti maksimalnih ubrzanja na stijeni i na naslagama se ne javljaju pri istom trenutku niti se javljaju pri istoj frekvenciji budući da naslage djeluju kao filter

(Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014). U vrlo opsežnom istraživanju (Rey, Faccioli i Bommer, 2002), provedenom prethodno izdanju današnjih europskih normi za proračun konstrukcija otpornih na potrese (CEN, 2004a), parametar tla je procijenjen kao omjer prosječnih, i normaliziranih s obzirom na udaljenost stanice na kojoj je zabilježen potres od epicentra R , spektralnih ordinata $S_a(T)$ za naslage ($S_{a,na}$) i osnovnu stijenu ($S_{a,st}$). Normalizacija spektra odziva s obzirom na udaljenost epicentra od stanice na kojoj je potres zabilježen se smatra (Rey, Faccioli i Bommer, 2002) odgovarajućom jer se na taj način u obzir uzimaju atenuacijski odnosi. Novija studija (Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012) je pokazala kako je spektralna amplifikacija nelinearna funkcija u svojstvu intenziteta očekivanog potresa i uvjeta u tlu. Pojava nelinearnosti u tlu obično umanjuje amplifikaciju potresnih valova, a dominantne frekvencije se blago pomiču prema spektru niskih frekvencija (Choobbasti, Rezaei i Farrokhzad, 2013). Između ostalog, i ranije je pokazano (Seed i Idriss, 1969) da se veći faktori amplifikacije tla S javljaju kod slabijih potresa, što je činjenica preslikana u vidu dva tipa spektra odziva danih u današnjim europskim normama za proračun konstrukcija otpornih na potrese (CEN, 2004a).

Chopra (2007a, b) i Čaušević (2010), između ostalih, daju postupak korak po korak za konstruiranje spektra odziva za po želji odabranu komponentu gibanja temeljnog tla, uz pretpostavku da je konstrukcija (npr. sustav s jednim stupnjem slobode) kruto pričvršćena (upeta) za temeljno tlo:

- a) odabrati zapis ubrzanja temeljnog tla (podloge) kao funkcije vremena $\ddot{u}_g(t)$,
- b) odabrati vlastiti period osciliranja T_n te koeficijent relativnog prigušenja ζ sustava s jednim stupnjem slobode,
- c) proračunati deformacijski odziv u vremenu $u(t)$ odabranog sustava s jednim stupnjem slobode pri ubrzanju temeljnog tla $\ddot{u}_g(t)$ koristeći neku od postojećih numeričkih metoda,
- d) odrediti vršnu maksimalnu u_m deformacijskog odziva u vremenu $u(t)$,
- e) spektralne ordinate su redom za pomak, pseudo-brzinu i pseudo-ubrzanje jednake $S_d = u_m$, $S_v = \omega_n \cdot S_d = (2\pi/T_n) \cdot S_d$ i $S_a = \omega_n^2 \cdot S_d = (2\pi/T_n)^2 S_d$ (alternativno, numeričkim metodama proračunati spektralne ordinate za stvarnu brzinu i stvarno apsolutno ubrzanje),
- f) ponoviti korake od b) do e) za različite vrijednosti T_n i ζ tako da se u obzir uključe svi sustavi od inženjerskog interesa,
- g) grafički prikazati rezultate proračuna dobivene iz koraka od b) do f) kako bi se dobili spektri odziva poput ovih na slici 8.

Izradom spektara odziva za različita relativna prigušenja se pokrivaju moguća prigušenja koja se javljaju u različitim stvarnim konstrukcijskim sustavima.



Slika 8. Spektri odziva za potres Banja Luka 1981 redom: spektar odziva pomaka (*gore*), spektar odziva brzine (*sredina*), spektar odziva ubrzanja (*dolje*)

2.1.2 Spektri odziva u europskim normama i usporedba s drugim svjetskim normama

Suvremene svjetske norme, poput: europskih (CEN, 2004a), američkih (npr. ASCE, 2010, 2014), turskih (prema Doğangün i Livaoğlu, 2006), korejskih (prema Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012), rumunjskih (prema Lungu, Aldea, Demetriu i Craifaleanu, 2004; Lungu i Craifaleanu, 2008) i novozelandskih (SNZ, 2004a) imaju vrlo slična načela i pristup proračunu. S druge strane, japanske norme za proračun konstrukcija otpornih na potrese definiraju spektre odziva u funkciji tipa konstrukcije (Marino, Nakashima i Mosalam, 2005; Weatherhill, Crowley i Pinho, 2010; IAEE, 2012). Budući da je ovaj rad usmjeren na rješavanje problema vezanih za područje Balkana i Italije, sredstvo za prijevoz studije su europske norme na koje je stavljen najveći naglasak i koje su uspoređene s drugim svjetskim normama.

Doğangün i Livaoğlu (2006) su dali usporedbu turskih, američkih i europskih normiranih spektara odziva. U radu navode slijedeće važnije razlike između spomenutih normi: (i) utjecaj blizine izvora potresa jedino uključuju američke norme, dok europske norme daju dva tipa spektara koji primjenu nalaze ovisno o očekivanoj magnitudi površinskih valova, (ii) s povećanjem perioda, u području malih perioda ($T < T_B$), se ordinate američkog proračunskog spektra odziva povećavaju, dok se pandani u europskom i turskom spektru odziva smanjuju, (iii) turski normirani spektri odziva imaju iste vršne vrijednosti za sve razrede tala, dok europski i američki normirani spektri odziva imaju različite vršne vrijednosti s obzirom na razred tla te (iv) europske norme definiraju faktor ponašanja ovisno o tipu konstrukcije, dok turske norme definiraju faktor ponašanja ovisno o tipu konstrukcije i razredu tla. Doğangün i Livaoğlu (2006) su uočili

da europski normirani spektri odziva daju veće vrijednosti ukupne poprečne sile u podnožju konstrukcije u usporedbi s američkim i turskim normama.

Oblik funkcije spektra odziva se primarno definiran s obzirom na normirani razred tla. Razredba tala se u normama uglavnom temelji na srednjoj brzini posmičnih valova u gornjih 30 m naslaga. No, od spomenutih normi, turske norme definiraju i ograničavaju razrede tala s obzirom na dubinu naslaga h_s do čvrste podloge. Može se reći da slično vrijedi i za europske norme, ako se u obzir uzme postojanje razreda tla E. S druge strane, zbog skromne baze zabilježenih potresa na lokacijama s dobro poznatim uvjetima u tlu, razredba tala u rumunjskim normama je definirana s obzirom na kontrolni period spektra odziva T_C (Lungu, Arion, Aldea i Vacareanu, 2004; Lungu i Craifaleanu, 2008):

$$T_C = 2\pi \cdot \frac{EPV}{EPA} \quad (8)$$

gdje je EPV efektivna maksimalna brzina temeljnog tla, a EPA efektivno maksimalno ubrzanje temeljnog tla koji se računaju na pomičnom okviru širine 0,4 s primjenom sljedećih izraza:

$$EPV = \frac{\max S_{v,av:0,4}}{2,5} \quad (9)$$

i

$$EPA = \frac{\max S_{a,av:0,4}}{2,5} \quad (10)$$

gdje su $\max S_{v,av:0,4}$ i $\max S_{a,av:0,4}$ redom maksimalna prosječna spektralna brzina i maksimalno prosječno spektralno ubrzanje proračunani na pomičnom okviru širine 0,4 s. Lungu i Craifaleanu (2008) smatraju da je kontrolni period T_C (izraz (8)), najpouzdaniji i najstabilniji pokazatelj frekvencijskog sastava potresa. Prema europskoj normi (CEN, 2004a) tla su podijeljena u sedam razreda s obzirom na posmičnu brzinu vala u prvih 30 m naslaga $v_{s,30}$, broj udaraca standardnog penetracijskog testa N_{SPT} te nedreniranu čvrstoću c_u . Budući da se srednja posmična brzina u gornjih 30 metara naslaga općenito smatra najvažnijim parametrom za razredbu tala, u radu je najveći naglasak stavljen na taj parametar. Sukladno tome su u tablici 3 po razredima definirani lokalni uvjeti u tlu prema europskim, američkim, korejskim i turskim normama. Nadalje, opće je poznato da se profili srednjih posmičnih brzina definiraju za tla sa slobodnom površinom. Takvi profili brzina se koriste za definiranje oblika spektra odziva pa onda i proračunskog potresnog opterećenja na konstrukcije. Drugačije rečeno, suvremeni spektri odziva su izrađeni primjenom zapisa potresa koji su zabilježeni na tlu daleko od konstrukcije, uz zanemarivanje pritiska od konstrukcije na tlo. No, poznato je (npr. NIST, 2012) da prisutnost konstrukcije može promijeniti sliku

srednjih posmičnih brzina u tlu zbog čega se može dogoditi da se dimenzioniranje provodi primjenom spektra odziva za pogriješan razred tla.

Tablica 3. Razredba tala prema suvremenim europskim, američkim, korejskim i turskim normama

Europa (CEN, 2004a)		SAD (ASCE, 2010) i Korea (Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012)		Turska (Doğangün i Livoğlu, 2006)	
Razred	Opis	Razred	Opis	Razred	Opis
A	Stijena ili druga geološka formacija slična stijeni, uzimajući u obzir najviše 5 m slabijeg materijala na površini ($v_s > 800$ m/s)	S _A	Čvrsta stijena ($v_s > 1500$ m/s)	Z1-A	Neistrošene eruptivne, sedimentne i metamorfne stijene ($v_s > 1000$ m/s), vrlo zbijeni pijesak i šljunak ($v_s > 700$ m/s), tvrda glina ($v_s > 700$ m/s)
B	Naslage vrlo zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline, najmanje dubine nekoliko desetina metara, s postupnim povećanjem mehaničkih karakteristika tih materijala s dubinom ($v_s \approx 360-800$ m/s)	S _B	Stijena ($v_s \approx 760-1500$ m/s)	Z1-B	Meke eruptivne stijene, tuf i istrošene sedimentne stijene s izraženim diskontinuitetima ($v_s \approx 700-1000$ m/s), zbijeni pijesak i šljunak ($v_s \approx 400-700$ m/s) ili vrlo kruta glina ($v_s \approx 300-700$ m/s) gdje je $h_1 \leq 15$ m
C	Duboke naslage zbijenog ili srednje zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline debljine od nekoliko desetina do više stotina metara ($v_s \approx 180-360$ m/s)	S _C	vrlo zbijeno tlo ili meka stijena ($v_s \approx 360-760$ m/s)	Z2-B	Opis kao Z1-B, no za $h_1 > 15$ m
D	Naslage nekoherentnog materijala (s ili bez mekih koherentnih slojeva) ili prevladavajuća meka do tvrda koherentna tla ($v_s < 180$ m/s)	S _D	Kruto tlo ($v_s \approx 180-360$ m/s)	Z2-C	Vrlo istrošene meke eruptivne i sedimentne stijene s izraženim diskontinuitetima ($v_s \approx 400-700$ m/s), srednje zbijeni pijesak i šljunak ($v_s \approx 200-400$ m/s) ili kruta glina ($v_s \approx 300-700$ m/s) gdje je $h_1 \leq 15$ m
E	Površinske aluvijalne naslage na stijeni debljine 5 do 20 m s vrijednostima brzina širenja posmičnih valova kao za razrede tla C i D	S _E	Meko tlo ($v_s < 180$ m/s)	Z3-C	Opis kao Z2-C, no za dubine $15\text{m} < h_1 \leq 50$ m
S ₁	Naslage sastavljene od slojeva najmanje debljine 10 m koji sadrže meku glinu s visokim indeksom plastičnosti i visokim udjelom vode ($v_s < 100$ m/s)	S _F	Tla koja zahtijevaju detaljniju procjenu svojstava.	Z3-D	Meke dublje aluvijalne naslage s visokom razinom podzemne vode, slabo zbijeni pijesci, meka glina ($v_s < 200$ m/s), gdje je $h_1 \leq 10$ m
S ₂	Naslage podložne likvefakciji			Z4-C	Opis kao Z3-C, no za $h_1 > 50$ m
				Z4-D	Opis kao Z3-D, no za $h_1 > 10$ m

h_1 je debljina najgornjeg sloja

Nadalje, lokalni uvjeti tla su u suvremenim europskim spektrima odziva (npr. CEN, 2004a), između ostalog, uvedeni i preko parametra amplifikacije tla S koji uglavnom s porastom popustljivosti tla poprima veću vrijednost od jedan. Na ovaj način se u proračunima usvaja pretpostavka kako mekša tla rezultiraju amplificiranom potresnom pobudom s obzirom na pobudu koja se javila na stijeni za vrijeme istog potresnog događaja. Ovo ne mora nužno biti istina, ako se uzme u obzir da se tlo ponaša kao veliki filter (npr. Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014) za potresne valove koji amplificira frekvencije valova koje su vrlo bliske vlastitim frekvencijama tla, dok ostale frekvencije prigušuje. Stoga, tlo može djelovati i kao veliki protupotresni izolator za konstrukcije, ako je dimenzioniranje provedeno pravilno (npr. Anastasopoulos et al., 2010; Cilingir et al., 2012; Gazetas, 2013). Također, zbog kinematskih učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije, uprosječivanja gibanja tla ispod temelja te jer temelj djeluje kao filter za potresne valove, potresna pobuda koja ulazi u konstrukciju može biti i manja od one koja se obično uzima u proračunima i koja je definirana za slobodno polje (Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; FEMA, 2005; NIST, 2012).

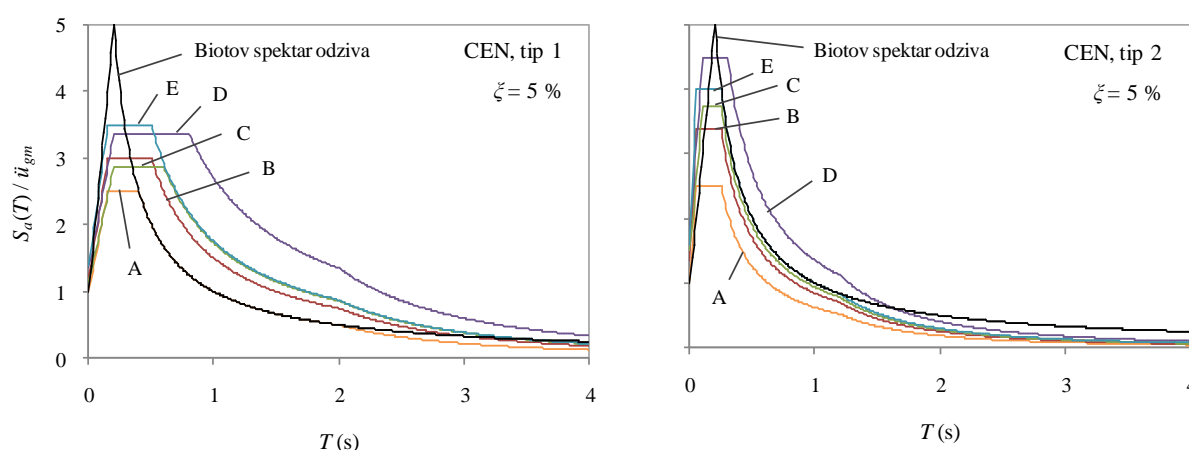
Oblik spektra odziva je također i u funkciji parametra tla S . Današnje europske norme (CEN, 2004a) definiraju parametre tla S (tablica 4) koji su procijenjeni na temelju detaljne studije objavljene prije 12 godina (Rey, Faccioli i Bommer, 2002). Parametri tla S su u okviru te studije procijenjeni statističkom

obradom ordinata spektara odziva za 190 zapisa potresa iz europske baze potresa (Ambraseys et al., 2002) i u funkciji su magnitude površinskih valova M_S te uvjeta u tlu. Ta studija jr provedena za samo tri razreda tla: stijena ($v_{s,30} > 800$ m/s), čvrsto tlo ($360 < v_{s,30} < 800$ m/s) i meko tlo ($180 < v_{s,30} < 360$ m/s), ali ne i za vrlo meko tlo ($v_{s,30} < 180$ m/s) jer su do vremena provođenja spomenute studije u europskoj bazi potresa na tom razredu tla zabilježena tek tri zapisa potresa. Osim toga, spomenuta studija je provedena isključivo uz primjenu zapisa potresa koji su zabilježeni na stanicama za koje su do tada bili dostupni vrlo dobro poznati lokalni uvjeti u temeljnom tlu. Nadalje, oblik spektra odziva u smislu dužine i visine ravnog platoa kojim je definiran dio spektra s konstantnim ubrzanjem ovisi o periodima T_B , T_C i T_D (tablica 4). Periodi T_B , T_C i T_D su lijeve granične vrijednosti koje spektar odziva dijele na tri dijela, s obzirom na osjetljivost konstrukcije na, redom: ubrzanje, brzinu i pomak.

Tablica 4. Parametri koji definiraju oblik spektara odziva definiranih u europskim normama (CEN, 2004a)

Razred tla	Tip 1				Tip 2			
	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,00	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,20	0,15	0,5	2,00	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,15	0,20	0,6	2,00	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,35	0,20	0,8	2,00	1,80	0,10	0,30	1,20
E	1,40	0,15	0,5	2,00	1,60	0,05	0,25	1,20

Spektri odziva su u mnogim svjetskim normama za proračun konstrukcija otpornih na potrese izrađeni uprosječivanjem spektara odziva proračunanih za sve dostupne zabilježene potrese, bez obzira na udaljenost stanice za mjerenje od epicentra i bez obzira na magnitudu potresa (npr. Doğangün i Livaoglu, 2006; Trifunac, 2012). U tom vidu su europske norme iznimka jer definiraju dva tipa spektra odziva (slika 9).



Slika 9. Spektri odziva definirani u europskim normama (CEN 2004a) i usporedba s Biotovim prijedlogom spektra odziva (prema Trifunac, 2006)

Ova dva tipa spektra odziva su u europskim normama definirana s ciljem da se izbjegne precjenjivanje spektralnih ordinata u područjima s niskom i srednjom potresnom aktivnosti (Rey, Faccioli i Bommer,

2002; Bommer, Papaspiliou i Price, 2011). Na ovakvu podjelu spektra odziva su, implicitno, uputili Newmark i Hall (1969) još u doba kada je spektar odziva tražio svoje mjesto u inženjerskoj praksi. Oni su istaknuli da amplifikacija u naslagama može biti značajna za visoke frekvencije kod potresa malog intenziteta te praktično zanemariva kod vrlo snažnih potresa. To su objasnili istaknuvši da tlo posjeduje dobra svojstva apsorpcije energije te da se meka tla deformiraju već pri vrlo malim naprezanjima. Elastični spektar odziva ubrzanja je u europskim normama (CEN, 2004a) definiran preko sljedećih izraza za:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = \ddot{u}_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (11)$$

$$T_B < T \leq T_C : \quad S_e(T) = \ddot{u}_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = \ddot{u}_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (13)$$

$$T_D < T \quad S_e(T) = \ddot{u}_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (14)$$

gdje je $S_e(T)$ vrijednost elastičnog spektra odziva, T period osciliranja linearnog sustava s jednim stupnjem slobode, \ddot{u}_g ubrzanje podloge, a η korekcijski faktor prigušenja koji se proračunava primjenom slijedećeg izraza:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55 \quad (15)$$

gdje je ζ koeficijent relativnog prigušenja (u izraz (15) se za, primjerice, $\zeta = 5\%$ uvrštava vrijednost 5). Europski spektri odziva tipa 1, u odnosu na spektre tipa 2, (slika 9) sadrže više energije pri većim periodima osciliranja i namijenjeni su za primjenu u područjima s visokom potresnom aktivnosti ($M_S > 5,5$). S druge strane, spektri odziva tipa 2, u odnosu na spektre odziva tipa 1, sadrže manje energije pri većim periodima, ali veće amplitude pri manjim periodima i namijenjeni su za primjenu u područjima s niskom i srednjom potresnom aktivnosti ($M_S < 5,5$). Zanimljivo je vidjeti kako se normirani spektri odziva za stijenu i kruta tla, dani u europskoj normi (CEN, 2004a), oblikom dobro slažu sa spektrom odziva kojeg je 1941. definirao Maurice Biot. Usporedba ovih spektara odziva je dana na slici 9.

U prvim izdanjima europskih normi za proračun konstrukcija otpornih na potrese, npr. u izdanju iz 1993. (Sigmund, Bošnjak-Klečina, Guljaš i Stanić, 2000) i izdanju iz 1994. (Rey, Faccioli i Bommer, 2002; Schott i Schwarz, 2004), vrijednost parametra amplifikacije za tlo razreda C je iznosila 0,90, što je manje od vrijednosti istog parametra definiranog za stijenu. Rey, Faccioli i Bommer (2002) smatraju da je

ovakva procjena parametra amplifikacije za razred tla C u prvim izdanjima europskih normi posljedica nedostatka *ad hoc* studija. Također, niža vrijednost parametra amplifikacije za meka tla, u odnosu na vrijednost istog parametra definiranog za stijenu (1), se u prvim godinama razvoja spektra odziva pripisivala relativno velikom prigušenju koje javlja kod mekih tala (npr. Newmark, Blume i Kapur, 1973). Osim toga, parametar amplifikacije za meka tla jednak 0,9, kako je definiran u prvim izdanjima normi, nedvojbeno sugerira da je građenje konstrukcija na mekim tlima, u odnosu na stijenu i čvrsta tla, sigurnije s obzirom na manje potresne sile u konstrukciji i, posljedično, jeftinije s obzirom na utrošak materijala. Nakon prvih izdanja europskih normi je prošlo gotovo osam godina nakon što je provedena prva detaljna studija na temelju koje je dan prijedlog o izmjeni parametara amplifikacije (tablica 5). Prijedlog je prihvaćen i usvojen u današnjim europskim normama za proračun konstrukcija otpornih na potrese (CEN, 2004a). Deset godina nakon tog prijedloga je napravljena nova detaljna studija (Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012) gdje je predloženo ponovno razmotriti korekciju parametara amplifikacije (tablica 5). Iako vrlo detaljna, studija nije mogla obuhvatiti istraživanje faktora amplifikacije za tlo razreda D i E zbog siromašne baze podataka karakteristične za ta dva razreda tla.

Tablica 5. Modifikacija vrijednosti parametara amplifikacije tla kroz život europskih normi

Kategorija tla-tip spektra	EC8, 1994. ^a	EC8, 2001. ^a	Prijedlog iz 2002. ^a	EC8, 2004. ^b	Prijedlog iz 2012.
A-1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00 ^b
A-2		1,00	1,00	1,00	1,00 ^b
B-1	1,00	1,10	1,20	1,20	1,30 ^b
B-2		1,20	1,35	1,35	1,40 ^b
C-1	0,90	1,35	1,15	1,15	1,70 ^b
C-2		1,50	1,50	1,50	2,10 ^b
D-1				1,35	1,60 ^c
D-2				1,80	2,20 ^c
E-1				1,40	1,40 ^c
E-2				1,60	1,80 ^c

^a Rey, Faccioli i Bommer, 2002
^b Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012
^c Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012 (ograničena baza ili procijenjena na temelju Japanske baze)

2.2 Ograničenja, mane i koraci ka poboljšanju suvremenih spektara odziva s naglaskom na meka tla

Iako je spektar odziva općeprihvaćeni alat za proračun konstrukcija otpornih na potrese, određeni problemi koji se uz njega vežu postoje i danas. Trifunac (2012) ističe da bi se rješavanjem ili minimiziranjem postojećih problema smanjili troškovi izgradnje novih konstrukcija te troškovi obnove i postojećih konstrukcija. Svakodnevni potresi ukazuju na potrebu za ojačanjem postojećih konstrukcija, koji usprkos mnogobrojnim studijama i konstantnom poboljšanju potresnih normi nerijetko pronađu put do stvaranja katastrofalnog scenarija s velikim brojem žrtava (npr. Bird et al., 2004; Gazetas et al., 2006; Bech et al., 2014). Podrhtavanja tla su vrlo složene pojave, a definiraju ih čimbenici poput mehanizma

izvora, udaljenost epicentra, dubina žarišta, geološki uvjeti, magnituda, uvjeti u tlu, prigušenje te period. No, smatra se (Rey, Faccioli i Bommer, 2002; Ptilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012) kako su uvjeti u tlu, magnituda te udaljenost epicentra ipak parametri od najvećeg utjecaja na svojstva potresa.

2.2.1 Utjecaj frekvencijskog sastava zabilježenih potresa na normirani spektar odziva

Poznato je da relativno plitke naslage najviše doprinose višim frekvencijama potresa te da imaju nepovoljan učinak na krute konstrukcije. No, zbog izraženog nelinearnog ponašanja ovakve naslage mogu propustiti potresni val vrlo širokog frekventnog područja (Lee i Trifunac, 2010). Budući da su potresi i lokalno tlo izrazito stohastičke prirode, normirani spektri odziva su zaglađene funkcije čime su obuhvaćeni mnogobrojni mogući vrhovi u spektrima odziva stvarnih potresa. Također, sukladno popustljivosti tla, ravni dio spektra odziva ubrzanja je dulji što je tlo mekše.

Bommer, Papaspiliou i Price (2011) ističu da nije neobično vidjeti da se europski normirani spektri odziva koriste u proračunima nuklearnih postrojenja. Ovo je zabrinjavajuće jer u europskoj normi (CEN, 2004a) eksplicitno stoji da takve (krute) konstrukcije ne ulaze u njihov djelokrug. Između ostalog, Bommer, Papaspiliou i Price (2011) upozoravaju kako je još uvijek nedovoljno pažnje posvećeno dijelu spektra odziva za periode manje od 0,1 s. Uzrok tome mogu biti i neke od prvih utjecajnijih studija (npr. Gutenberg, 1936) kada se smatralo da frekvencije iznad 10 Hz nisu od inženjerskog interesa. Seed, Ugas i Lysmer (1974) su prije 40 godina istaknuli da je parametar amplifikacije za meka tla vrlo mali u frekvencijskom području iznad 10 Hz, a Ordóñez (2011a) je dodao da frekvencije iznad 10 Hz sadrže vrlo malu količinu potresne energije i da stoga amplitude ovih frekvencija nemaju značajniji utjecaja na odziv tla. Područje spektra odziva za frekvencije veće od 10 Hz može biti od velike važnosti za vrlo krute konstrukcije (npr. sastavni dijelovi nuklearnih postrojenja, veliki električni transformatori, spomenici i sl.). Također, ovaj dio spektra odziva je od važnosti za više oblike osciliranja modela konstrukcija ukoliko se proračun provodi uz primjenu modalne analize. Danas je poznato kako su za istraživanja u području potresnog inženjerstva frekvencije između 0,05 i 50 Hz vrlo važne (Lee i Trifunac, 2010).

Većina akcelerometara postavljenih u potresnim područjima nema mogućnost uhvatiti frekvencije veće od 25 Hz (Ambraseys et al., 2002, 2004a, b; Boore i Bommer, 2005; Chopra, 2007a; Trifunac, 2012). Posljedično tome može se zaključiti kako je područje spektra odziva omeđeno periodima između 0 i 0,04 s posebno siromašno te neprimjenjivo za studije vrlo krutih konstrukcija. Osim toga, procjene odziva te amplifikacije lokalnog tla (npr. Cadet, Bard i Rodriguez-Marek, 2012; Cadet, Bard, Duval i Bertrand, 2012) se provode primjenom zapisa potresa obrađenih filtrima s propusnim pojasom između 0,25 i 25 Hz.

U više studija (npr. Housner, 1963; Priestley, Evison i Carr, 1978; Makris i Roussos, 2000; Apostolou i Gazetas, 2004) je istaknuto da sustavi s malim periodom osciliranja učinke potresa iz neposredne blizine

osjećaju kao impulsna djelovanja. Ovo se u elastičnom spektru odziva može odraziti kao povećanje ordinate. Osim toga, maksimalno ubrzanje tla u blizini rasjeda ne ovisi o udaljenosti do epicentra niti o magnitudi, a učinci lokalnog tla ne dolaze do izražaja zbog nelinearnog odziva tla i velikih deformacija u tlu (Lee i Trifunac, 2010). Također, pokazano je (Gazetas, 2012) da potresi s izraženim dugim pulsom ubrzanja, koji se javljaju u blizini rasjeda, nisu štetni za elastične sustave. Ovo upućuje na potrebu za posebnim spektrom odziva koji bi bio definiran primjenom potresa zabilježenih u blizini rasjeda.

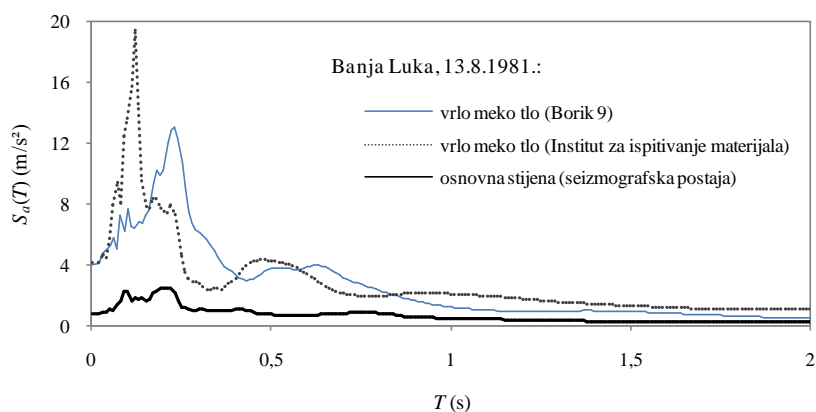
Nije neobično vidjeti funkciju normiranog spektra odziva, normaliziranog s obzirom na maksimalno ubrzanje tla, usidrenu na ordinati pri vrijednosti jednakoj jedan (npr. CEN, 2004; Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012). Ovo se može objasniti iz činjenice da je za beskonačno kruti idealni sustav s jednim stupnjem slobode, čija masa ne može oscilirati s obzirom na temelj, spektralno ubrzanje jednako maksimalnoj vrijednosti ubrzanja tla. Budući da se spektri odziva izrađuju primjenom zapisa potresa koji uglavnom sadrže frekvencije između 0,25 i 25 Hz, dio spektra odziva između 0 i 0,04 s se procjenjuje. Osim toga, spektar odziva je moguće sidriti i u periodima koji odgovaraju frekvenciji od 30 ili 100 Hz (Bommer, Papaspiliou i Price, 2011). S druge strane, Trifunac (2012) ističe da se sidrenjem spektra odziva u $T = 0$ obogaćuje područje visokih frekvencija.

2.2.2 Oblik spektra odziva

Jedna od prvih studija provedenih s ciljem poboljšanja spektra odziva (Seed, Ugas i Lysmer, 1974) je ukazala na konzervativni oblik spektra odziva za meka tla. Međutim, oblik spektra odziva se do danas nije značajno promijenio. Mnogi upozoravaju (npr. Xu i Xie, 2004; Bommer, Papaspiliou i Price, 2011, Trifunac, 2012) da spektar odziva ne bi smio biti krivulja nepromjenjivog oblika s obzirom na razred temeljnog tla. U novijem istraživanju (Bommer, Papaspiliou i Price, 2011) je istaknuto kako bi ordinate spektra odziva za srednje i duge periode trebale biti redom proporcionalne maksimalnoj brzini tla i maksimalnom pomaku tla. No, poznato je da se vrijednosti brzina i pomaka tla proračunavaju, ili bolje reći procjenjuju, iz ubrzanja tla pa se stoga ono svakako koristi u definiciji spektra odziva. Također, de Silva (2005) je istaknuo kako su maksimalne vrijednosti ubrzanja od primarne važnosti za krute konstrukcije, dok su maksimalne vrijednosti pomaka i brzina od primarne važnosti, redom, za vrlo fleksibilne i srednje fleksibilne konstrukcije. Kod vrlo visokih zgrada viši katovi mogu ostati nepomični s obzirom na temeljno tlo koje se giba za vrijeme potresa (de Silva, 2005). Posljedično tome je moguća pojava popuštanja konstrukcijskih elemenata na nižim katovima zgrada.

Nadalje, smatra se (Seed, Ugas i Lysmer, 1974; Xu i Xie, 2004) kako oblik spektra odziva treba biti u funkciji lokacije na kojoj se gradi. U tom svjetlu su Seed, Ugas i Lysmer (1974) pokazali značajno odstupanje prosječnog spektra odziva za meko tlo za potrese s područja Japana u odnosu na pandan izrađen za potrese s područja SAD-a. Iz ovoga se može zaključiti kako je spektar odziva, slikovito rečeno,

otisak potresno aktivnog područja i u funkciji je lokalnih potresa određenog područja. Nadalje, dobro je poznato (npr. Ambraseys et al., 2002; Gazetas, 2006) da spektri odziva za stvarne potrese zabilježene na mekim tlima imaju izražene vrhove pri vrlo različitim periodima (slika 10). Ovi vrhovi jasno upućuju na osnovne periode naslaga na lokaciji na kojoj su ti potresi zabilježeni.

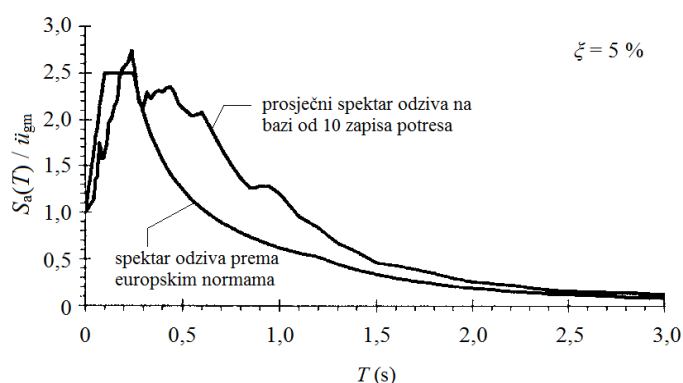


Slika 10. Učinci amplifikacije tla na slučaju potresa iz Banja Luke, 13.8.1981. (prema Ambraseys et al., 2002)

Zbog izrazite stohastičke prirode potresa normirani spektri odziva su zaglađene ovojnice za više spektara odziva za potrese koji su se dogodili u prošlosti. Zaglađivanjem normiranih spektara se gubi informacija o vlastitim periodima osciliranja tla što može prikriti mogućnost (dvostruke) rezonance između (tla,) potresnog vala i konstrukcije. Na ovo su upozorili i Gazetas i Ziotopoulou (Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Gazetas, 2012). No, prednost zaglađenog spektra odziva, ispred dinamičkih proračuna u vremenu, se vidi u činjenici da se u jednom proračunu spektrom odziva može obuhvatiti odziv konstrukcije za brojne različite potrese (de Silva, 2005). U suprotnom, provedba dinamičkih proračuna u vremenu zahtjeva korištenje više različitih zapisa potresa, što rezultira iznimno velikim zahtjevima s obzirom na računalne resurse. S druge strane, nehотиčni odabir zapisa potresa s predominantnim periodom vrlo različitim od osnovnog perioda konstrukcije bi ponudio lažno sigurne rezultate za dimenzioniranje.

Poznato je kako se duljina platoa normiranih spektara odziva (npr. CEN, 2004a; ASCE, 2010) povećava s opadanjem krutosti tla i/i_0 s porastom dubine mekih naslaga tla (Ziotopoulou i Gazetas, 2010). Drugačije rečeno, duljina platoa normiranog spektra odziva se povećava kako raste popustljivost naslaga. U nedavno objavljenom radu Trifunac (2012) ističe kako bi u normama bilo nužno definirati spektre odziva (i) čiji je oblik promjenjiv i (ii) koji se proračunavaju primjenom frekvencijski zavisnih parametara. Rey, Faccioli i Bommer (2002) su proveli istraživanje prethodno izdanju današnjih europskih normi za proračun konstrukcija otpornih na potrese (CEN, 2004a), gdje su upozorili da postoji potreba za produljenjem platoa europskog normiranog spektra odziva tipa 2 za tlo razreda C. Preporuka do danas nije usvojena, što može biti posljedica činjenice da je spomenuto istraživanje provedeno na uzorku od deset zapisa potresa zabilježenih tijekom sedam potresnih događaja (slika 11). Osim toga, u spomenutom

istraživanju su dva od deset zapisa imala predominantni period osciliranja vrlo blizak 0,5 s što je moglo uzrokovati pomicanje proračunanog prosječnog spektra odziva prema većim periodima.



Slika 11. Usporedba normiranog spektra odziva tipa 2 za tlo razreda C s prosječnim spektrom odziva izrađenog na bazi od 10 zapisa europskih potresa s $M_S < 6$, zabilježenih na tlu razreda C (Rey, Faccioli i Bommer, 2002) (uredio autor)

2.2.3 Srednja brzina širenja posmičnog vala u gornjih 30 m naslaga: u slobodnom polju i ispod konstrukcije

Za potrebe proračuna konstrukcija u potresno aktivnim područjima uvjeti u tlu se, uglavnom, opisuju preko srednje brzine širenja posmičnog vala u gornjih 30 m tla sa slobodnom površinom $v_{s,30}$ (npr. Schmidt, Schwarz i Wuttke, 1998; IAEE, 2012; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012; Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012). Opis uvjeta u tlu s obzirom na prvih 30 m dubine je 1994. godine definirao Borchardt (Borchardt, 2012), a spomenuta dubina je odabrana s obzirom da je to tipična dubina bušenja radi uzorkovanja i određivanja svojstava tla (npr. Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012). Razredbu tala preko spomenute dubine prihvaćaju mnoge svjetske norme (IAEE, 2012). Stoga se može reći kako je $v_{s,30}$ je jedan od ključnih parametara, pomoću kojega se provodi procjena dinamičkih svojstava tala te potresnog opterećenja na konstrukcije. U inženjerskoj praksi je ustaljena pretpostavka da tla unutar istog normiranog razreda imaju vrlo sličan odziv pri istom potresnom događaju. S druge strane, poznato je da čak i tla s istom vrijednosti brzine širenja posmičnog vala u gornjih 30 m ne moraju imati isti osnovni period osciliranja jer njega definiraju i dublji slojevi tla, odnosno ukupna visina tla mjerena od osnovne stijene (Pitilakis, K., Gazepis i Anastasiadis, 2004; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). Ovo je važno imati na umu jer osnovni period osciliranja tla može biti vrlo dobar indikator predominantnog perioda potresa, odnosno frekvencijskog sastava potresa (npr. Newmark i Hall, 1969; Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; Choobasti, Rezaei i Farrokhzad, 2013). Također, jasno je da građenje može promijeniti uvjete u tlu, što za posljedicu može imati drugačiji ulazno gibanje u konstrukciju od gibanja za koje je konstrukcija proračunana (npr. NIST, 2012). Proračuni se uglavnom provode primjenom zapisa potresa na slobodnoj

površini. Srednja brzina širenja posmičnog vala u gornjih 30 m naslaga $v_{s,30}$ se određuje primjenom sljedećeg izraza (npr. CEN, 2004a; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012; Ptilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012):

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_{s,i}}} \quad (16)$$

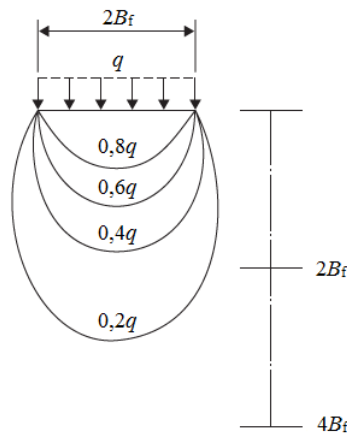
gdje je h_i debljina i -tog sloja naslaga, a $v_{s,i}$ brzina posmičnog vala pri deformacijama manjim od 10^{-5} u i -tom sloju naslaga od ukupno N slojeva u gornjih 30 metara naslaga. Smatra se (Borcherdt, 2012; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012) kako je za procjenu srednje brzine posmičnih valova u potresno aktivnim područjima s naslagama čije su dubine manje od 30 m, mjereno do osnovne stijene, bolje koristiti sljedeći izraz:

$$v_{s,30} = \frac{\sum_{i=1,N} h_i}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_{s,i}}} \quad (17)$$

gdje je h_i debljina i -tog sloja naslaga, a $v_{s,i}$ brzina posmičnog vala pri deformacijama manjim od 10^{-5} u i -tom sloju naslaga od ukupno N slojeva. Jasno je da parametar $v_{s,30}$ sadrži znatno manje informacija od cjelokupnog profila brzina posmičnih valova. Na ovo upozoravaju i drugi (npr. Brown, Diehl i Nigbor, 2000; Régnier et al., 2011; Cadet, Bard, Duval i Bertrand, 2012). U tom smislu nedavne studije (Régnier et al., 2011; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012) upozoravaju da se brzine posmičnih valova mogu znatno razlikovati po dubini profila tla čak i za vrlo slične vrijednosti $v_{s,30}$. Osim toga, u istim studijama je izneseno kako profili brzina nisu dovoljno dobro opisani ako se promatra samo gornjih 30 m tla te da parametar $v_{s,30}$ nije dovoljan da bi se opisao odziv tla. Régnier i suradnici (2011) smatraju kako bi tla bila bolje opisana kada bi se profili promatrali do dubine gdje brzine posmičnog vala dostižu 800 m/s. No, ovakvi profili bi se protezali do velikih dubina, ovisno o sastavu tla. S druge strane, poznato je (Lee i Trifunac, 2010) da prosječna brzina širenja posmičnog vala u gornjih 30 m naslaga nema izraženi učinak na vrijednost amplitude ubrzanja na površini naslaga. Jasno je da je u proračunima uvijek bolje koristiti cijeli profil posmičnih brzina, no iz ekonomskih razloga to često nije moguće. Američke smjernice za proračun konstrukcija otpornih na potrese (FEMA, 2009) ističu da je razredba tala s obzirom na brzinu širenja posmičnog vala u gornjih 30 m naslaga posebno opravdana za analizu plitko temeljenih konstrukcija. Osim toga, NIST (2012) preporuča brzinu širenja posmičnog vala po dubini tla proračunavati u uvjetima kada je ono opterećeno konstrukcijom i u tu svrhu daje sljedeći izraz:

$$v_{s,F} \approx v_s(z) \cdot \left(\frac{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma'_v(z)}{\sigma'_v(z)} \right)^{n/2} \quad (18)$$

gdje je $v_s(z)$ srednja brzina širenja posmičnog vala pri deformacijama manjim od 10^{-5} na dubini z , $\sigma'_v(z)$ efektivno naprezanje zbog vlastite težine tla na dubini z , $\Delta\sigma'_v(z)$ dodatno vertikalno naprezanje u tlu zbog težine konstrukcije na dubini z , a n je koeficijent približno jednak 0,5 za nevezane materijale. Dodatno vertikalno naprezanje u tlu zbog težine konstrukcije ima najveći utjecaj na raspodjelu brzine širenja posmičnih valova, te posljedično i raspodjelu modula posmika, do dubine koja približno odgovara 50 do 100 % širine temelja (slika 12) (Roje-Bonacci, 2003; Knappett i Craig, 2012).



Slika 12. Slika naprezanja u tlu ispod kvadratnog temelja (Knappett i Craig, 2012) (uredio autor)

Nadalje, NIST (2012) daje preporuku prema kojoj srednju brzinu širenja posmičnog vala valja proračunati u tlu ispod konstrukcije primjenom sljedećeg izraza:

$$v_s = \frac{h_{s,eff}}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_{s,F,i}}} \quad (19)$$

gdje je $h_{s,eff}$ efektivna dubina u tlu do koje seže utjecaj od težine konstrukcije, $h_{i,eff}$ debljina i -tog sloja unutar efektivne dubine tla, a $v_{s,F,i}$ efektivna vrijednost brzine posmičnog vala pri malim deformacijama za i -ti sloj u tlu ispod konstrukcije. Ovaj pristup se smatra učinkovitim za primjenu kod konstrukcija s krutim temeljima (NIST, 2012). Efektivno vertikalno naprezanje po dubini tla zbog vlastite težine je moguće procijeniti prema sljedećem izrazu (Knappett i Craig, 2012):

$$\sigma'_v(z) = (\rho - \rho_w) \cdot g \cdot z \quad (20)$$

gdje je ρ gustoća materijala tla, ρ_w gustoća vode, g gravitacijsko ubrzanje, a z promatrana dubina u tlu. Za suho tlo je gustoću vode u izrazu (20) potrebno zanemariti. Kada je tlo opterećeno kvadratnim ili pravokutnim temeljem, dodatno vertikalno naprezanje u stupcu tla koji se nalazi ispod središta temelja je moguće procijeniti primjenom Boussinesqove rješenja (Das, 2009):

$$\Delta\sigma'_v(z) = q \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{m \cdot n}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \cdot \frac{1+m^2+2n^2}{(1+n^2) \cdot (m^2+n^2)} + \sin^{-1} \left(\frac{m}{\sqrt{m^2+n^2} \cdot \sqrt{1+n^2}} \right) \right) \quad (21)$$

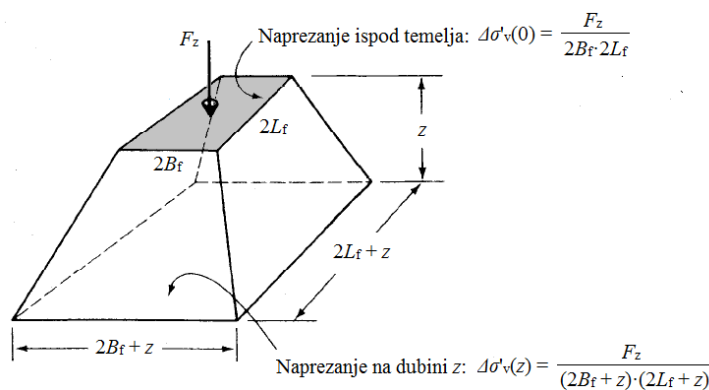
gdje je q pritisak na temeljno tlo od konstrukcije, a m_q i n_q su parametri koji u obzir uzimaju geometriju temelja, a računaju se redom koristeći sljedeće izraze:

$$m_q = \frac{L_f}{B_f} \quad (22)$$

i

$$n_q = \frac{z}{B_f} \quad (23)$$

gdje su L_f i B_f redom pola duljine i pola širine temelja, a z promatrana dubina u tlu mjerena od površine tla. Poznato je da su naprezanja ispod krutih temelji postavljenih na rastresita tla jednaka nuli na rubu temelja, a da poprimaju maksimalne vrijednosti u središtu temelja (Das, 2008; Shirato et al., 2008a). Proračun dodatnih naprezanja u tlu primjenom izraza (21) će se iz praktičnih razloga dalje u tekstu nazivati *m-n metoda*. Osim *m-n metode* u praksi je često u upotrebi i takozvana *2:1 metoda* (npr. NIST, 2012) gdje se raspodjela naprezanja po dubini tla pretpostavlja kako je pokazano slikom 13.



Slika 13. Približna raspodjela vertikalnog naprezanja po dubini ispod kvadratnog temelja prema 2:1 metodi (Holtz i Kovacs, 1981) (uredio autor)

Prema *2:1 metodi* je naprezanje na nekoj dubini ispod tla moguće odrediti primjenom sljedećeg izraza (Holtz i Kovacs, 1981):

$$\Delta\sigma'_v(z) = \frac{F_z}{(2B_f + z) \cdot (2L_f + z)} \quad (24)$$

gdje je F_z opterećenje na temelju, B_f i L_f redom pola širine i pola duljine temelja, a z promatrana dubina u tlu. Noviji priručnik (NIST, 2012) koji obrađuje temu međudjelovanja tla i konstrukcija dopušta primjenu 2:1 metode pri procjeni potresnog odziva konstrukcijskih sustava temeljenih na popustljivom tlu. U nastavku je pokazano kako bi se ti učinci pritiska od konstrukcije na promjenu slike naprezanja u tlu manifestirali u stvarnosti. Utjecaj je pokazan za deset stvarnih, vrlo detaljno i pažljivo istraženih profila tala u Hrvatskoj, Rumunjskoj, Crnoj Gori i Grčkoj (slika 14). Popis korištenih profila i izvora je dan u tablici 6. Ova kraća studija je provedena uz pretpostavku da će se na tlima graditi laka ($q = 100$ kPa) i teška ($q = 300$ kPa) konstrukcija, a raspodjela dodatnih naprezanja je proračunana pomoću obje metode opisane u ovom poglavlju. Odabir i definicija lake i teške konstrukcije su definirani u skladu sa studijama koje su proveli timovi svjetski poznatih istraživača (npr. Zeng i Steedman, 1998; Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli, 2000; Paolucci et al., 2007; Escoffier i Chazelas, 2014). U tablici 6 je svakome profilu pridružen razred tla kojemu pripada prema definiciji u europskoj normi (CEN, 2004a). Pored toga, u tablici 6 je pokazana i razredba profila, također u skladu sa spomenutom europskom normom, ali uz uključeni utjecaj pritiska od konstrukcije.

Tablica 6. Profili tala iz više zemalja opisani preko srednje brzine širenja posmičnih valova u prvih 30 m naslaga sa slobodnom poljem i opterećenih konstrukcijom

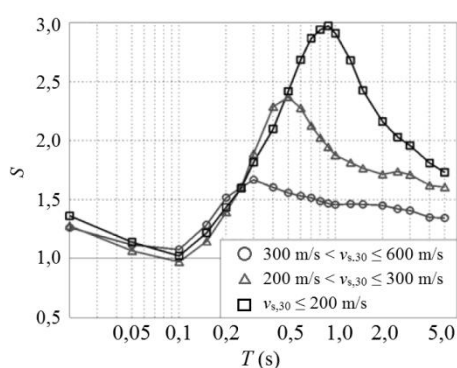
Broj profila	Grad (oznaka bušotine)	Država	Izvor	Razred tla prema CEN, 2004a ($v_{s,30}$ u m/s)				
				Slobodno polje	m-n metoda		2:1 metoda	
					$q = 100$ kPa	$q = 300$ kPa	$q = 100$ kPa	$q = 300$ kPa
1	Bar (No. 3)	Crna Gora	Talaganov, Aleksovski i Gadza, 1982	B (459)	B (508)	B (568)	B (498)	B (545)
2	Bukurešt (st000039)	Rumunjska	Ambraseys et al., 2004c	D (165)	C (181)	C (203)	D (178)	C (195)
3	Lefkada (st000008)	Grčka	Ambraseys et al., 2004c	C (325)	B (365)	B (414)	C (357)	B (397)
4	Osijek (LO 21)	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	C (230)	C (266)	C (304)	C (258)	C (290)
5	Osijek (S 1-3)	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	D (172)	C (200)	C (231)	C (194)	C (219)
6	Ploče (B-4)	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	D (154)	C (182)	C (210)	D (177)	C (200)
7	Sirova Katalena (B-5)	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	C (349)	B (410)	B (475)	B (401)	B (455)
8	Sisak (S-3)	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	C (235)	C (280)	C (326)	C (271)	C (309)
9	Solun (st000050)	Grčka	Ambraseys et al., 2004c	C (288)	C (319)	C (355)	C (313)	C (342)
10	Ulcinj (No.2)	Crna Gora	Talaganov, Aleksovski i Gadza, 1982	B (400)	B (438)	B (483)	B (431)	B (467)

Pretpostavlja se da je konstrukcija pravilnog oblika i da je temeljena na kvadratnom i na pravokutnom temelju. Razmatrani su kvadratni temelji sa stranicom duljine 20 i 40 m te pravokutni temelj tlocrtnih dimenzija 20x40 m. Duljina temelja od 20 m odgovara najvećoj dubini za koju se definira razred tla E

obuhvaća znatno šire područje srednjih brzina širenja posmičnih valova u odnosu na razrede tla C i D. Koliko je važno uzeti utjecaj pritiska od konstrukcije u obzir pri odabiru spektra odziva govori i činjenica da su vlastiti periodi osciliranja tla direktno u funkciji raspodjele posmičnih brzina po dubini tla (npr. JSCE,2000; SNZ, 2004b; Régnier et al., 2011; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012). S promjenom vlastitih perioda osciliranja tla mijenja se i filtracijska sposobnost tla, a posljedično tome i frekvencijski sastav potresa koji se prenosi na konstrukciju. O tome svjedoči i više radova poznatih znanstvenika (Jennings i Bielak, 1972; Finn, Pandey i Ventura, 2011; Bech et al., 2014). Posljedično tome postoji potreba za preciznijim uključivanjem utjecaja pritiska od konstrukcije na temeljno tlo u normirane spektre odziva.

2.2.4 Razredi tla i učinci amplifikacije potresnog djelovanja

Normirani spektri odziva su primarno definirani za čvrstu podlogu (npr. CEN, 2004a). Kako bi se pomoću spektara odziva omogućio potresni proračun konstrukcija temeljenih na naslagama, spektralne ordinate se modificiraju parametrima amplifikacije tla S . Parametar amplifikacije tla ovisi o uvjetima u tlu, a za stijenu je jednak jedan. Ranije studije su pokazale da je vrijednost parametra amplifikacije tla u funkciji: (i) prigušenja i frekvencije (Newmark i Hall, 1969) te (ii) osnovnog perioda osciliranja tla (Schmidt, Schwarz i Wuttke, 1998). Uz to je u više studija istaknuto da lokalni uvjeti u tlu imaju značajan utjecaj na vrijednost parametra amplifikacije tla (npr. Newmark i Hall, 1969; Schmidt, Schwarz i Wuttke, 1998; Kojima Fujita i Takewaki, 2014) i na frekvencijski sastav potresa (de Silva, 2005). No, studija u čijem su okviru definirani parametri amplifikacije tla za današnje europske norme (Rey, Faccioli i Bommer, 2002) pretpostavlja da je spomenuti parametar neovisan o frekvenciji. Ovo je zabrinjavajuće jer se usvajanjem konstantne vrijednosti parametra amplifikacije tla nesmotreno potiskuje mogućnost pojave rezonance između tla i potresa. Istraživanje koje su proveli Zhao i suradnici (2006) dodatno potvrđuje zabrinutost oko definiranja frekvencijski neovisnog parametra amplifikacije tla (slika 15).



Slika 15. Parametar amplifikacije tla u funkciji perioda (Zhao et al., 2006)

Ako se parametar amplifikacije tla pokaže u funkciji perioda, moguće je uočiti izražene vrhove pri periodima koji odgovaraju osnovnim periodima osciliranja tla. U tom kontekstu je i ranije predloženo

(Schmidt, Schwarz i Wuttke, 1998) da bi se parametar amplifikacije tla S trebao podijeliti na minimalno dva parametra čime bi se u obzir uzela i mogućnost pojave rezonance između temeljnog tla i potresa.

Također, više puta je upozoreno (Schmidt, Schwarz i Wuttke, 1998; Booth, Skipp i Watt, 2008; Trifunac, 2012; Gazetas, 2012) da su naslage svrstane u nedovoljno velik broj normiranih razreda tala te da svaki razred obuhvaća preširok spektar mogućih krutosti i debljina slojeva tala sve do osnovne stijene. Radi usporedbe, europske norme (CEN, 2004a) definiraju sedam, a američke (npr. FEMA, 2009) i korejske norme (Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012) šest različitih razreda tala u koje bi trebalo biti moguće svrstati sva potencijalno temeljna tla. No, iako norme definiraju relativno mali broj razreda tala s ciljem da korisnicima olakšaju njihovu primjenu, postoje situacije kada se javlja potreba za dodatnim razredima tala. Primjerice, Booth, Skipp i Watt (2008) ističu da razred tla E, tj. europski normirani razred tla koji sadrži naslage razreda C i D do dubine od najviše 20 m, djeluje kao razred iznimno širokog spektra. Nadalje, studija koju su proveli Booth, Skipp i Watt (2008) je više puta rezultirala otvorenim pitanjem o razredbi lokalnog tla ili je ostala dvojba o tome treba li svrstati tlo u razred tla B ili E.

Vrlo detaljno istraživanje (Pitilakis, K., Gazepis i Anastasiadis, 2004; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) provedeno s ciljem poboljšanja europskog normiranog spektra odziva je rezultiralo novim nacrtom razredbe temeljnog tla (tablica 7). U tom nacrtu je temeljno tlo podijeljeno u 12 razreda gdje svaki razred sadrži opis preko osnovnog perioda osciliranja tla T_0 . Između ostalog, novi nacrt o razredbi temeljnog tla definira i granične dubine, što bi trebalo dodatno olakšati donošenje odluka u postupcima projektiranja konstrukcija. Novi prijedlog razredbe tla za europske norme (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) je presjek starijih prijedloga za američke (Seed i Dickenson, 1995) i japanske norme (JSCE, 2000) koji, između ostalog, tla opisuju preko osnovnog perioda osciliranja.

Nedavno je provedena studija (Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012) sa svrhom razvoja novog sustava za razredbu tala za buduće Korejske norme gdje je tlo također opisano preko predominantnog perioda osciliranja. Osnovni periodi osciliranja tala dani u spomenutom novom nacrtu se kreću u granicama između 0,07 i 5 s koje su prije nešto više od 15 godina definirali Schmidt, Schwarz i Wuttke (1998). S druge strane, japanske norme (JSCE, 2000) definiraju nešto uže područje osnovnih perioda osciliranja tala i to između 0,25 s (poplavni nanosi) i 1,5 s (vrlo meka tla). Nadalje, više istraživača se slaže (Newmark i Hall, 1969; de Silva, 2005; Booth, Skipp i Watt, 2008) kako je zbog prolaska potresnog vala kroz naslage s izraženim nelinearnim ponašanjem amplifikacija pod vrlo velikim utjecajem intenziteta potresa. Amplifikacija je izraženija kod slabijih potresa (de Silva, 2005). S druge strane, jasno je da su deformacije i prigušenje u tlu pri slabom podrhtavanju tla vrlo malih vrijednosti te da se povećavaju s pojačanjem intenziteta podrhtavanja tla (npr. Lo Presti et al., 1997; Booth, Skipp i Watt, 2008; Rayhani i El Naggar, 2008a, b).

Tablica 7. Prijedlog nove razredbe tla za europske norme (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) (uredio autor)

Razred tla	Opis	T_0 (s)
A1	Stijenske tvorevine ($v_s \geq 1500$ m/s)	
A2	Neznatno trošne i segmentirane stijene s trošnim slojem debljine do 5 m ($v_s \geq 200$ m/s za površinski trošni sloj te $v_s \geq 800$ m/s za stijensku tvorevinu)	$\leq 0,2$
	Geološke tvorevine koje nalikuju stijenskim tvorevinama s obzirom na mehanička svojstva i sastav, npr. konglomerati ($v_s \geq 800$ m/s)	
B1	Vrlo trošne stijenske tvorevine s trošnim slojevima debljine od 5 do 30 m ($v_s \geq 300$ m/s za trošni sloj)	$\leq 0,5$
	Meke stijenske tvorevine velikih debljina ili tvorevine koje na njih nalikuju s obzirom na mehanička svojstva ($v_s = 400-800$ m/s, $N_{SPT} > 50$, $c_u > 200$ kPa)	
B2	Homogene tvorevine naslaga debljine do 30 m koje sadrže vrlo dobro zbijeni pijesak, pjeskoviti šljunak i/ili vrlo čvrste do tvrde gline ($v_s = 400-800$ m/s, $N_{SPT} > 50$, $c_u > 200$ kPa)	$\leq 0,8$
C1	Homogene tvorevine naslaga debljine 30 do 60 m koje sadrže zbijeni do vrlo dobro zbijeni pijesak, pjeskoviti šljunak i/ili vrlo čvrste do tvrde gline, čija mehanička svojstva rastu s porastom dubine ($v_s = 400-800$ m/s, $N_{SPT} > 50$, $c_u > 200$ kPa)	$\leq 1,5$
C2	Tvorevine naslaga debljine veće od 60 m koje sadrže zbijeni do vrlo dobro zbijeni pijesak, pjeskoviti šljunak i/ili srednje čvrstu glinu ($v_s = 200-450$ m/s, $N_{SPT} > 20$, $c_u > 70$ kPa)	$\leq 1,5$
C3	Tvorevine naslaga debljine 20 do 60 m koje sadrže srednje zbijeni pijesak, pjeskoviti šljunak i/ili srednje čvrstu glinu ($v_s = 200-450$ m/s, $N_{SPT} > 20$, $c_u > 70$ kPa)	$\leq 1,8$
D1	Homogene ili uslojene tvorevine naslaga koje pripadaju razredu C2 i koje su debljine veće od 60 m, ali koje nisu prekinute nekom drugom tvorevinom debljine veće od 5 m s manjom čvrstoćom i brzinom v_s ($v_s = 200-450$ m/s, $N_{SPT} > 20$, $c_u > 70$ kPa)	$\leq 1,8$
D2	Mlade naslage debljine do 60 m gdje prevladavaju meke gline visoke plastičnosti ($PI > 40$), visoki sadržaj vode i niske vrijednosti čvrstoća ($v_s \leq 300$ m/s, $N_{SPT} < 25$, $c_u < 70$ kPa)	$\leq 2,0$
D3	Mlade naslage debljine do 60 m gdje prevladavaju vrlo rastresite pjeskovite i praškasto pjeskovite tvorevine sa značajnim udjelom sitnih čestica, ne uzimajući u obzir tvorevine koje su podložne pojavi likvefakcije ($v_s \leq 300$ m/s, $N_{SPT} < 25$)	$\leq 2,0$
D3	Tvorevine naslaga (pjeskovite i/ili glinovite tvorevine iz razreda C s $v_s \geq 300$ m/s) dubine veće od 60 m, koje su u prvih 40 m dubine prekinute slojevima tla razreda D1 i D2 debljine 5 do 15 m ($v_s = 150-600$ m/s)	$\leq 3,0$
E	Površinske tvorevine naslaga debljine između 5 i 20 m, malih čvrstoća i krutosti, uglavnom svrstane u razred C i D s obzirom na geotehnička svojstva i koje se nalaze iznad tla razreda A ($v_s \leq 400$ m/s za površinske slojeve naslaga)	$\leq 0,7$
X	- rastresita fina praškasta i pjeskovita tla ispod razine podzemne vode, podložna pojavi likvefakcije (osim ako specijalne studije odbace sumnju o mogućoj pojavi likvefakcije ili ako se mehanička svojstva tla poboljšaju) - tla u blizini izraženih rasjeda - strme kosine prekrivene rastresitim naslagama - rastresita zrnata ili meka praškasta i glinovita tla, pod uvjetom da postoji dokaz kako su opasna u smislu dinamičkog zbijanja ili gubitka čvrstoće. Mlada rastresita odlagališta. - tla s vrlo visokim udjelom organskog materijala - tla koja zahtijevaju specijalne procjene	

U pogledu oblika spektra odziva definiranog u europskoj normi (CEN, 2004a), učinci amplifikacije su indirektno uključeni preko dva različita tipa spektra odziva (tablica 8): tip 1 za potrese s magnitudom M_S većom od 5,5 (južni dio Europe) te tip 2 za potrese s magnitudom M_S s vrijednostima između 4 i 5,5 (središnji i sjeverni dio Europe).

Tablica 8. Utjecaj popustljivosti tla i magnitude potresa na faktor amplifikacije (CEN, 2004a) (uredio autor)

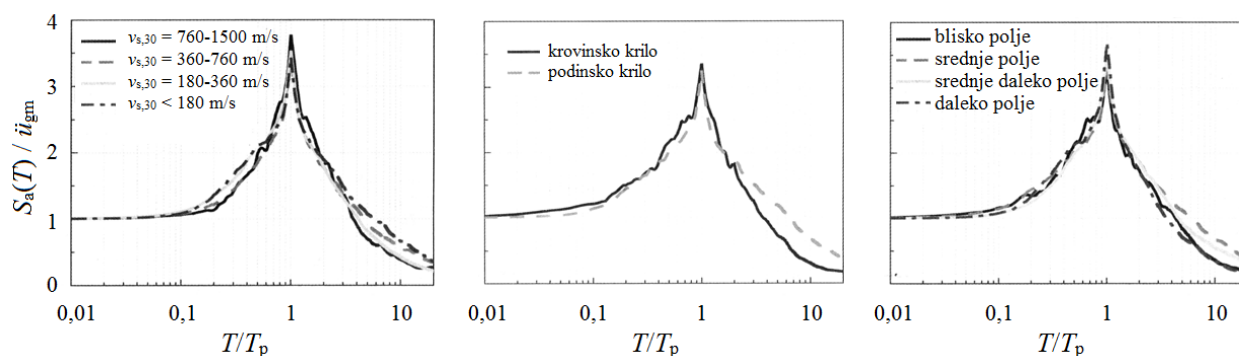
Razred tla	Opis razreda tala	Parametar amplifikacije tla	
		Tip 1 ($M_S > 5,5$)	Tip 2 ($M_S \leq 5,5$)
A	Sijena ili druga geološka formacija slična stijeni	1,0	1,0
B	Naslage vrlo zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline, najmanje dubine nekoliko desetina metara	1,2	1,35
C	Duboke naslage zbijenog ili srednje zbijenog pijeska, šljunka ili tvrde gline debljine od nekoliko desetina do više stotina metara	1,15	1,5
D	Naslage nekoherentnog materijala ili prevladavajuća meka do tvrda koherentna tla	1,35	1,8
E	Površinske aluvijalne naslage na stijeni debljine 5 do 20 m	1,4	1,6

Novije istraživanje (Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012), sugerira da bi parametar amplifikacije tla za razred tla C (CEN, 2004a) u sljedećem izdanju europskih normi za proračun konstrukcija otpornih na potrese trebao biti veći za čak 233 % (2,10) u odnosu na stanje s početka 90-ih godina 20-og stoljeća

(0,90). Ovakvo povećanje parametra amplifikacije tla direktno ukazuje na povećanje potresnog opterećenja na koje bi se proračunavale konstrukcije. Posljedično tome, povećanje parametra amplifikacije tla ukazuje i na povećanje dimenzija konstrukcijskih elemenata i/ili, primjerice, potrebne količine armature za ugradnju. Ovo sugerira da će do izdanja novih normi biti izveden veliki broj konstrukcija na mekim tlima koje neće zadovoljavati te norme, koje će se smatrati nesigurnima po život i koje će zahtijevati prepravke i/ili ojačanja. S druge strane, istaknuto je (Trifunac, 2012) da vrijednost ubrzanja tla pri potresu opada s prolaskom potresnog vala kroz postupno mekše slojeve tla. Ovo se opravdava pojavom nelinearnosti kod mekih tala već pri vrlo malim deformacijama (Newmark i Hall, 1969; Trifunac, 2012), reda veličine 10^{-4} , što upućuje da bi parametar amplifikacije tla S trebao progresivno opadati s popustljivošću tla.

2.2.5 Dvostruko normalizirani spektar odziva i osvrt na predominantni i srednji period potresa

Više puta je upozoreno (npr. Gazetas, 2006; Ziotopoulou i Gazetas 2010; Gazetas, 2012) da se zbog zaglađivanja spektra odziva pogrešno i protiv sigurnosti zanemaruje mogućnost pojave rezonance između naslaga i potresa. Osim toga, konzervativno i konvencionalno uprosječivanje se smatra glavnim krivcem koji stoji iza oblika normiranog spektra odziva (npr. Ziotopoulou i Gazetas 2010; Gazetas, 2012) koji se u mnogim slučajevima značajno razlikuje od spektara odziva stvarnih potresa (slika 2). Dvostruko normalizirani spektar odziva (slika 16) su prvi predstavili Xu i Xie (2004).



Slika 16. Prosječni spektri odziva (Xu i Xie, 2004) izrađeni na bazi od 206 zapisa potresa i normalizirani s obzirom na predominantni period potresa, u funkciji: tla (lijevo), rasjeda (sredina) te udaljenosti epicentra od stanice za bilježenje potresa (desno) (uredio autor)

Xu i Xie su normalizirali spektralno ubrzanje S_a s obzirom na maksimalno ubrzanje potresa $a_{g,max}$ te spektralni period T s obzirom na predominantni period potresa T_p . Predominantni period potresa T_p je period pri kojem se javlja maksimalno spektralno ubrzanje za 5 %-tno relativno prigušenje. Slijedeći ovaj princip, Xu i Xie (2004) su izradili više dvostruko normaliziranih spektara odziva na bazi od 206 zapisa potresa Chi-Chi iz 1999. Na temelju provedene studije, su zaključili da uvjeti u tlu imaju zanemariv učinak na oblik dvostruko normaliziranog spektra odziva (slika 16), što nikako nije slučaj za normirane spektre odziva koji su iznimno osjetljivi na uvjete u tlu. Ovo potvrđuju i druge studije koje su proveli

znanstvenici iz Rumunjske (Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014) i Grčke (Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Gazetas, 2012). Nadalje, Xu i Xie (2004). Oni su pokazali da oblik rasjeda te udaljenost epicentra imaju izražen utjecaj na oblik dvostruko normaliziranog spektra odziva tek nakon odnosa $T/T_p \approx 3$ (slika 16), inače je ovaj utjecaj zanemariv.

Ziotopoulou i Gazetas (2010) su studiju proveli koristeći bazu potresa zabilježenih na slobodnoj površini umjetnih profila mekih naslaga koje se prema europskoj normi (CEN, 2004a) mogu svrstati u razred C. Studija je provedena na bazi od 1009 zapisa i numeričkim modelima naslagama dubine 30 i 60 m. S druge strane, grupa istraživača iz Rumunjske (Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014) je studiju provela koristeći 46 zapisa potresa Vrancea 1986 (24) i Vrancea 1990 (22) zabilježenih u Bukureštu na mekom tlu, na udaljenosti većoj od 100 km od epicentra. Skupina rumunjskih istraživača je pokazala da dvostruko normalizirani spektri odziva s obzirom na kontrolni period T_C ne pokazuju isti trend kao dvostruko normalizirani spektri odziva s obzirom na dominantni period T_p . Dvostruko normalizirani spektri odziva s obzirom na period T_C nemaju (jedan) izražen vrh kod perioda $T = 1$ s. Štoviše, ovakvi spektri odziva mogu imati više izraženih vrhova pri periodima vrlo različitim od jedan. Nadalje, Ziotopoulou i Gazetas (2010) su proračune proveli primjenom ekvivalentne-linearne metode i nelinearne metode. Na temelju provedene studije, su pokazali kako odabir metode proračuna širenja potresnih valova zanemarivo utječe na oblik dvostruko normaliziranog spektra odziva za T/T_p na intervalu 0-0,5. Osim toga, Ziotopoulou i Gazetas (2010) su, prema autorovim spoznajama, prvi predložili izraze za proračun dvostruko normaliziranog spektra odziva, neovisno o razredu tla:

$$S_a(T) = \ddot{u}_{gm} \cdot \exp\left(1,35 \cdot \frac{T}{T_p}\right) \quad \text{za} \quad T/T_p < 1 \quad (25)$$

i

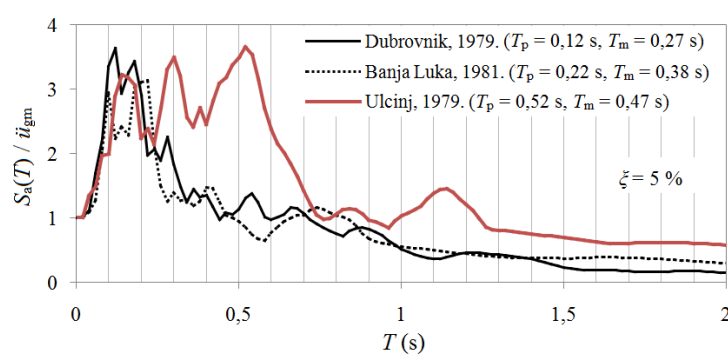
$$S_a(T) = \ddot{u}_{gm} \cdot 3,75 \left(\frac{T}{T_p}\right)^{-1,2} \quad \text{za} \quad T/T_p > 1 \quad (26)$$

gdje je $S_a(T)$ vrijednost ordinate spektra ubrzanja u funkciji perioda, \ddot{u}_{gm} maksimalna vrijednost ubrzanja, T period osciliranja i T_p dominantni period potresa pri kojem se javlja maksimalno spektralno ubrzanje na spektru odziva proračunanom za 5 %-tno prigušenje.

Uprosječivanje spektra odziva, posebice onih proračunanih primjenom zapisa potresa zabilježenih na mekom tlu, bez odgovarajuće normalizacije perioda može rezultirati pogriješkom (Mylonakis i Gazetas, 2000). Normaliziranje spektra odziva s obzirom na, primjerice, dominantni period T_p ili period pri kojem se javlja maksimalna spektralna brzina T_v rezultira slikom spektra odziva s izraženim vrhom kod omjera perioda $T/T_p \approx T/T_v \approx 1$. Ovako normalizirani spektri odziva jasno upućuju na mogućnost pojave

rezonance između naslaga i potresa. S druge strane, normirani spektri odziva (npr. CEN, 2004a; FEMA, 2005; IAEE, 2012) ne ukazuju na mogućnost pojave rezonance. Ako se uzme u obzir da tlo izrazito amplificira energiju potresnog vala pri frekvencijama koje približno odgovaraju vlastitim frekvencijama tla, ovo može rezultirati pogrešnim dimenzioniranjem konstrukcija ili izgradnjom nesigurnih konstrukcija ukoliko su periodi konstrukcije i temeljnog tla vrlo slični.

Predloženo je (npr. Gazetas, 2006; Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014) da bi dvostruko normalizirani spektar odziva trebalo uzeti u razmatranje prilikom budućih revizija potresnih normi i to posebice prilikom definiranja novog normiranog spektra odziva za procjenu učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija. Osim toga, naglašeno je (Gazetas, 2006) da bi normirani dvostruko normalizirani spektar odziva trebao biti definiran primjenom istih postupaka za definiranje standardnog normiranog spektra odziva. Iako dvostruko normalizirani spektar odziva pokazuje dobar potencijal za primjenu i daje vrlo korisnu informaciju (rezonanca) koja može rezultirati sigurnijim građenjem, precizno određivanje predominantnog perioda potresa predstavlja problem (Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014). Ovo je jasno jer svaka lokacija djeluje kao jedinstveni filter sa specifičnim pridruženim svojstvima te sukladno tome svaka lokacija gradi jedinstveni zapis potresa sa svojstvenim frekventnim sastavom. Kako bi dvostruko normalizirani spektar odziva našao svoje mjesto u praksi bilo bi nužno provesti statističku obradu velikog broja zapisa potresa te dati nove izraze za proračun predominantnog period potresa u funkciji lokacije na kojoj se gradi. S druge strane, iako predominantni period potresa daje vrlo korisnu informaciju, ne ukazuje na mogućnost pojave spektralnih ubrzanja koja su vrlo bliska maksimalnom spektralnom ubrzanju, ali koja se javljaju na periodima različitim od predominantnog perioda (slika 17).

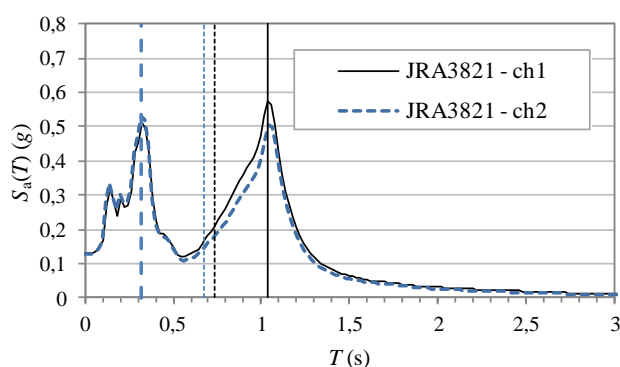


Slika 17. Usporedba spektara odziva za tri različita potresa iz europske baze (prema Ambraseys et al., 2002) s obzirom na predominantni i srednji period potresa

Smatra se (Rathje, Abrahamson i Bray, 1998; Seismosoft, 2013b; Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014) da je srednji period T_m bolji pojednostavljeni pokazatelj frekventnog sastava potresa, a može se procijeniti za frekventno područje između 0,25 i 20 Hz preko sljedećeg izraza (Rathje, Abrahamson i Bray, 1998; Seismosoft, 2013b):

$$T_m = \frac{\sum C_i^2 / f_i}{\sum C_i^2} \quad (27)$$

gdje je C_i Fourierova amplituda, a f_i frekvencija Fourierovog spektra. Na (ne)prikladnost predominantnog ili srednjeg perioda kojim bi se mogao jednoznačno opisati potres ukazuje i slika 18. Na slici su prikazana dva spektra odziva za dva umjetna zapisa potresa korištena u eksperimentalnim ispitivanjima u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR. Oba zapisa su zabilježena na potresnom stolu u geotehničkoj centrifugi i zabilježeni su, u mjerilu prototipa, na razmaku od 20 m. Ova dva zapisa imaju uistinu identične spektre odziva s izraženim vrijednostima spektralnih ubrzanja kod perioda od 0,3 i 1 s. No, detaljnijim pregledom zapisa je ustanovljeno kako se, zbog vrlo male vrijednosti u ordinatama pri 0,3 i 1,0 s, ovi potresi značajno razlikuju ukoliko ih se promatra točkasto, tj. preko vrijednosti predominantnih perioda. Predominantni periodi ovih potresa su označeni na slici dolje kao dvije vertikalne linije smještene kod perioda od 0,3 i 1 s. S druge strane, ako se ova dva potresa promatraju preko srednjeg perioda, može se reći da su gotovo identični jer kod oba potresa srednji period ima vrijednost od oko 0,7 s (slika 18). Uistinu, ovo je primjer umjetnog potresa. No, zbog stohastičke prirode stvarnih potresa, lako je za očekivati sličnu situaciju u potresno aktivnim područjima. Stoga je svaki zapis potresa, uz opis preko predominantnog perioda, razborito dodatno opisati i preko srednjeg perioda ili nekako drugačije. Ovo je iznimno važno imati na umu jer neki propisi za projektiranje konstrukcija u potresnim područjima potresu opasnost opisuju preko, primjerice, kontrolnog perioda T_C .



Slika 18. Spektri odziva za dva umjetna signala zabilježena na čvrstoj podlozi na razmaku od 20 m. Vertikalne linije istog tipa i boje kao linije spektra odziva označavaju pripadajuće predominantne periode potresa, a vertikalne crtkane linije smještene oko perioda od 0,7 s označavaju pripadajuće srednje periode potresa. (zapise je ljubazno ustupila dr. Sandra Escoffier s instituta IFSTTAR)

Pregledom spektara odziva dvostruko normaliziranih s obzirom na predominantni period potresa T_p (slika 16) je moguće uočiti izraženo vršno spektralno ubrzanje s približnom vrijednosti od 3,75. Ovo je znatno veća vrijednost od normirane vrijednosti 2,875, koja se veže za ravni plato europskog normiranog spektra odziva skaliranog parametrom amplifikacije tla za razred tla C (tj. 2,50 pomnoženo s 1,15). Usporedba je dana za razred tla C jer su sve ovdje opisane studije provedene na dvostruko normaliziranim spektrima

odziva definiranim upravo za taj razred tla. S druge strane, grupa rumunjskih istraživača (Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014) je na više dvostruko normaliziranih spektara odziva s obzirom na predominantni period potresa T_p pokazala izražene vrhove normaliziranog spektralnog ubrzanja s vrijednostima između 3 i 4. Također, ista grupa rumunjskih istraživača je izradila i dvostruko normalizirane spektre odziva s obzirom na kontrolni period T_C . Ovi dvostruko normalizirani spektri odziva su pokazali vršno spektralno ubrzanje s vrijednostima između 2,5 i 3. U sklopu projekta SHARE je provedena vrlo detaljna studija (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012), ne osvrćući se na dvostruko normalizirane spektre odziva, te je dan nacrt novog spektra odziva i nove razredbe temeljnog tla za buduće europske norme. Ravni plato spektra odziva, neskalinan s obzirom na parametar amplifikacije tla, za novodefinirane kategorije tla B1 (vrlo trošne stijenske tvorevine sa slojevima debljine od 5 do 30 m i $v_s \geq 300$ m/s; meke stijenske tvorevine velikih debljina s $v_s = 400-800$ m/s; homogene tvorevine naslaga debljine do 30 m koje sadrže vrlo dobro zbijeni pijesak, pjeskoviti šljunak i/ili vrlo čvrste do tvrde gline s $v_s = 400-800$ m/s) i E (naslage debljine između 5 i 20 m, malih čvrstoća i krutosti, $v_s \leq 400$ m/s) je pomaknut na visinu koja odgovara 2,75 normaliziranog spektralnog ubrzanja. Za sve ostale novodefinirane kategorije tla i stijene ravni plato ostao na tradicionalnoj visini od 2,5. Za usporedbu, u trenutnim rumunjskim normama plato spektra odziva se nalazi na visini koja odgovara 2,75 normaliziranog spektralnog ubrzanja. No, rumunjske norme u izrazima za proračun spektara odziva ne koriste parametar amplifikacije tla (npr. Lungu, Aldea, Demetriu i Craifaleanu, 2004). Umjesto toga, razredba tala u rumunjskim propisima je dana s obzirom na period T_C (Lungu, Arion, Aldea i Vacareanu, 2004; Lungu i Craifaleanu, 2008; Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014). Bukurešt je smješten u potresno aktivnom području na tlu koje uglavnom pripada razredu tla C (Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014), kako ga definiraju europske norme (CEN, 2004a). Ovo upućuje na (nezatno) podcjenjivanje potencijalnog potresnog djelovanja na konstrukcije u rumunjskim normama s obzirom na europske norme. No, rumunjske norme, za razliku od europskih normi, prepoznaju drugo važno svojstvo tla, kao medija i filtra kroz koji prolaze potresni valovi. Rumunjske norme imaju tu posebnost što tlo opisuju preko perioda T_C koji potresnu opasnost razgraničava s obzirom na učinke od značajnog utjecaja na razvoj inercijskih sila u konstrukciji te s obzirom na učinke koji se vežu za unos velike količine energije u konstrukciju. Slična potreba za opisom temeljnog tla u europskim normama je prepoznata, ali u vidu dominantnog perioda potresa što se predlaže (npr. Pitilakis, K., Gazepis i Anastasiadis, 2004; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) za uvođenje u novo izdanje europskih propisa.

2.2.6 Zanimareni i prikriveni učinci međudjelovanja tla i konstrukcija u metodi spektara odziva

Suvremeni normirani spektri odziva su izrađeni uz pretpostavku o obrnutom njihalu bez temeljne stope, upetom u nepopustljiv medij. Drugačije rečeno, temelj upetog njihala je (jedna) točka. U tom kontekstu je jasno da metoda proračuna normiranim spektrima odziva nije primjenjiva za procjenu odziva konstrukcija temeljenih na popustljivoj podlozi. Između ostalog, ako se konstrukcija promatra kao upeta u podlogu

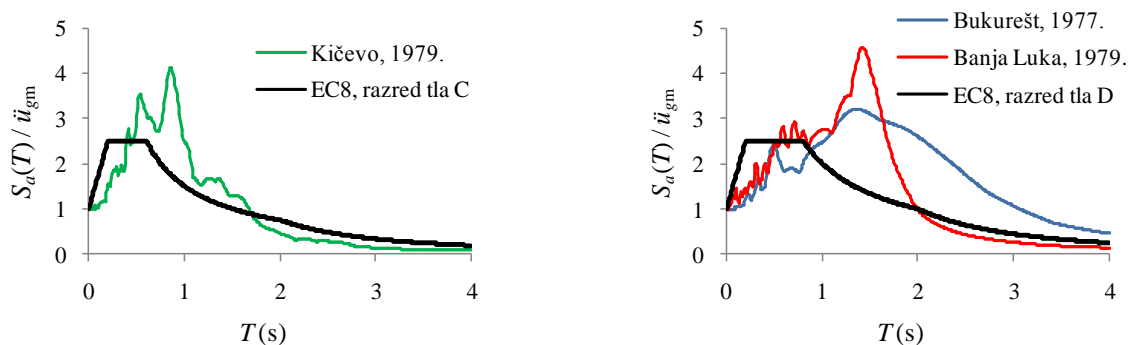
zanemaruje se mogućnost ljuľanja konstrukcije te radijacija potresnih valova natrag u tlo (Veletsos i Meek, 1973; Trifunac, 2006; Pitilakis, D. et al., 2008). U tom smislu se u okviru metode spektara odziva zanemaruju učinci međudjelovanja tla i konstrukcije, a proračunske rezne sile mogu biti konzervativne. Nadalje, u mnogim slučajevima kada se razmatra međudjelovanje tla i konstrukcija je uobičajeno pretpostaviti apsolutno kruti temelj (npr. Veletsos i Verbić, 1973; Pitilakis, D. et al., 2008; Pender, Algie, Storie i Salimath, 2013). Na ovaj način se smanjuje broj stupnjeva slobode numeričkog modela, a proračun je brži. Osim toga, odziv modela s apsolutno krutim temeljem se može promatrati kao gruba aproksimacija odziva nastalog pri djelovanju potresa koji je prošao kroz niskopropusni filter (Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; FEMA, 2005). Drugačije rečeno, temelj se ponaša kao filter za visoke frekvencije. Ovo dijelom opravdava smanjenje ordinate u europskom normiranom spektru odziva ubrzanja u području od T_B prema $T = 0$ s.

Počevši od perioda T_B vrijednosti ordinata normiranih spektara odziva ubrzanja postupno opadaju s povećanjem vrijednosti perioda (npr. CEN, 2004a; IAEE, 2012). Kada bi ovo uvijek bila stvarnost, zanemarivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija bi za konstrukcije na mekom tlu rezultiralo konzervativnim rezultatima, tj. učinci međudjelovanja tla i konstrukcija bi uvijek bili povoljni (Gazetas, 2006; Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Gazetas, 2012). Osim toga, dovoljno je prisjetiti se potresa koji se dogodio u Meksiku 1985. godine, koji je iza sebe ostavio katastrofalne posljedice i koji je, slikovito rečeno, zrcalna projekcija normiranog spektra odziva s obzirom na vertikalnu os koja prolazi približno kod $T = 1,4$ s (slika 2).

Mnogi slučajevi su pokazali da spektri odziva za potrese zabilježene na mekim tlima imaju izražene (šiljaste) vrhove (npr. Seed i Lysmer, 1978; Ziotopoulou i Gazetas, 2010). Suprotno tome, normirani spektri odziva imaju ravan plato (npr. CEN, 2004a). U tom smislu je jasno da se spektri odziva za meka tla moraju koristiti s velikim oprezom. Vrhovi u spektrima odziva dobro odražavaju vlastite periode osciliranja naslaga (npr. Gazetas; 2012) pa bi prema tome izgradnja konstrukcija na naslagama, za koje nije provedena detaljnija analiza, mogla rezultirati preklapanjem osnovnog perioda konstrukcije T_1 i osnovnog perioda naslaga T_0 te katastrofalnim scenarijem, ako se u simbiozu uključi i potres s dominantnim periodom T_p koji je vrlo blizak osnovnom periodu naslaga i konstrukcije (dvostruka rezonanca). Ovo potvrđuju i drugi (npr. Seed, Idriss i Dezfulian, 1970; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012). Ispitivanja provedena u geotehničkim centrifugama su pokazala da preklapanje dominantnog perioda potresa i osnovnog perioda osciliranja sustava tlo-konstrukcija može rezultirati izraženim slijeganjem (Heron et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014). Na mogućnost pojave dvostruke rezonance je upozoreno više puta (npr. Gutenberg, 1936; Seed, Idriss i Dezfulian, 1970; Čaušević, 2010; Gazetas, 2012). Između ostalog, Gutenberg (1936) je prije gotovo 80 godina upozorio da se u potresno aktivnim područjima ne bi smjele graditi zgrade koje imaju vrlo blizak period osciliranja kao temeljno tlo. Osim toga, upozorio je kako slobodne vibracije temeljnog tla značajno utječu na prevladavajući frekventni sastav zapisa potresa.

Iako je poznato da se svaka situacija s mogućnošću pojave rezonance mora izbjeći, smatra se da o pojavi dvostruke rezonance ipak ne postoji dovoljna osviještenost u inženjerskoj praksi. Primjerice, europske norme daju vrlo malo informacija o tome problemu, a na njegovu važnost ne ukazuju eksplicitno. Slično vrijedi i za područje Koreje gdje je poznato (Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012) da inženjerska praksa nije dovoljno upoznata s osnovnim periodom osciliranja tla. S druge strane, novozelandske norme (SNZ, 2004b) upozoravaju na mogućnost pojave dvostruke rezonance te je za novozelandsku inženjersku praksu ovo jedna od osnovnih stavki za provjeru prilikom proračuna konstrukcija.

Slika 19 pokazuje tri primjera izrazitog odstupanja spektara odziva za stvarne potrese od normiranih spektara odziva. Vrhovi spektara odziva stvarnih potresa mogu biti smješteni u području između 1 i 2,5 s, što bi u stvarnosti, za konstrukcije proračunane prema normama (npr. CEN, 2004a) i uzimajući učinke popustljivosti tla u obzir rezultiralo katastrofalnim scenarijem. Osim toga, istaknuto je (Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Gazetas, 2012) kako se unutar samo jednog normiranog razreda tla mogu pojaviti spektri odziva za stvarne potrese s vrlo izraženim vrhovima za bilo koji od perioda između 1 i 4 s. Ovo je suprotno od očekivanih vrhova u području perioda između 0 i 1 s, s čime su u skladu izrađeni normirani spektri odziva (npr. CEN, 2004a).



Slika 19. Usporedba normiranih spektara odziva sa spektrima odziva proračunanim za potrese koji su se dogodili na mekom tlu na području Balkana (Kraus, Knappett i Morić, 2013)

Postupcima uprosječivanja i zaglađivanja normiranih spektara odziva se nehotice i protivno načelima potresne sigurnosti potiskuje mogućnost pojave rezonancije između naslaga i potresnih valova. Primjeri nepovoljnih učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija su očitni na 630 m dugom nadvožnjaku Hanshin nakon potresa Kobe iz 1995. (slika 3) te na mnogobrojnim zgradama visine 10 do 12 katova u Meksiku nakon potresa iz 1985. (slika 1). Dugogodišnje istraživanje (Mylonakis i Gazetas, 2000; Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; Trifunac, 2006; Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Gazetas, 2012) je potvrdilo kako su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija u okviru normiranog spektra odziva pogrešno predstavljeni kao bezuvjetno povoljni i pretvoreni u dogmu. Primjerice, u europskoj normi (CEN, 2004b) stoji kako su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija povoljni za većinu uobičajenih konstrukcijskih sustava zgrada jer rezultiraju smanjenim reznih sila. Za sustave meko tlo-konstrukcija je izraženo produljenje perioda osciliranja. Zbog pojave nelinearnih deformacija u tlu produljenje perioda je izraženo

već pri potresima malih intenziteta (Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; Trifunac, 2006). Period osciliranja konstrukcija temeljenih na mekim tlima se zbog učinaka popustljivosti tla može povećati za više od 30 % (Gazetas, 2006). Provođenje proračuna primjenom metode spektra odziva za konstrukcije temeljene na mekim tlima može nenamjerno prikriti štetne učinke međudjelovanja tla i konstrukcija te, zbog stohastičke prirode potresa i uvjeta u tlu, može rezultirati lošom procjenom odziva konstrukcije.

2.2.7 Sažetak poglavlja

Naslage zbog izraženih nelinearnih svojstava mogu propustiti potresni val širokog frekvencijskog sastava. Kako bi se obuhvatili vrhovi u spektrima odziva stvarnih potresa, normirani spektri odziva su zaglađene funkcije te na taj način sadrže podatke o velikom broju tala i potresnih događaja. No, zaglađivanjem normiranih spektara se gubi informacija o vlastitim periodima osciliranja tla što može prikriti mogućnost pojave dvostruke rezonance između tla, potresnog vala i konstrukcije. Zaglađeni spektar odziva nerijetko ima prednost ispred dinamičkih proračuna u vremenu jer se samo jednim proračunom pomoću spektra odziva može obuhvatiti odziv konstrukcije za brojne različite potrese. S druge strane, nehotećni odabir zapisa potresa s predominantnim periodom različitim od osnovnog perioda konstrukcije može ponuditi lažno sigurne rezultate za dimenzioniranje. Oblik spektra odziva za meka tla se smatra konzervativnim i trebao bi biti u funkciji lokacije na kojoj se gradi. Primjerice, europski normirani spektar odziva bi trebao biti izrađen za zapise zabilježene u Europi. Ravni dio spektra odziva ubrzanja je dulji što je tlo mekše. Kako bi se izbjegla situacija s mogućom pojavom dvostruke rezonance, novija istraživanja predlažu normalizaciju spektra odziva s obzirom na predominantni period potresa. Normirani spektri odziva su izrađeni uz pretpostavku o obrnutom njihalu upetom u podlogu te zanemaruju mogućnost ljuljanja konstrukcije i klizanja konstrukcije na temeljnom tlu zbog čega proračunske rezne sile mogu biti konzervativne. Iz tog razloga se smatra da normirani spektri odziva nisu primjenjivi za procjenu odziva konstrukcija temeljenih na popustljivoj podlozi. Period osciliranja konstrukcija procijenjen na upetom sustavu se zbog učinaka popustljivosti tla može povećati za više od 30 %. Nadalje, građenje može promijeniti uvjete u tlu te modificirati potresni val koji ulazi u konstrukciju. Dodatno vertikalno naprezanje u tlu od težine konstrukcije ima najveći utjecaj na raspodjelu brzine širenja posmičnih valova do dubine koja približno odgovara 50 do 100 % širine temelja. Razredi tla C i D su vrlo osjetljiviji na utjecaj pritiska od konstrukcije. Spektri odziva se uglavnom izrađuju primjenom zapisa koji sadrže frekvencije između 0,25 i 25 Hz te se spektar odziva između 0 i 0,04 s procjenjuje. Na ovaj način se obogaćuje područje visokih frekvencija. S druge strane, kruti temelj se ponaša kao filter za visoke frekvencije, što opravdava smanjivanje ordinata u europskom normiranom spektru odziva ubrzanja od T_B prema $T = 0$ s. Amplifikacije kod mekih tla je vrlo mala u frekvencijskom području iznad 10 Hz, jer te frekvencije sadrže vrlo malu količinu energije. Područje frekvencija iznad 10 Hz je važno za krute konstrukcije, poput dijelova nuklearnih postrojenja, električnih transformatora i spomenika. Naslage kod kojih se osnovna stijena nalazi na maloj dubini najviše doprinose amplifikaciji energije pri višim

frekvencijama i imaju nepovoljan učinak na krute konstrukcije. Sustavi s malim periodom osciliranja učinke potresa iz neposredne blizine osjećaju kao impulsna djelovanja, što se u elastičnom spektru odziva odražava kao povećanje ordinate. Potresi zabilježeni u blizini rasjeda imaju izražene duge pulseve ubrzanja i nisu štetni za elastične sustave. Vršno ubrzanje tla u blizini rasjeda ne ovisi o udaljenosti do epicentra niti o magnitudi. Uvjeti u tlu se opisuju preko srednje brzine širenja posmičnog vala u gornjih 30 m tla sa slobodnom površinom. Razredbu tala preko spomenute dubine prihvaćaju mnoge svjetske norme pa je ovo jedan od ključnih parametara koji diktira procjenu dinamičkih svojstava tala i potresnog opterećenja na konstrukcije. No, tla su svrstana u nedovoljno velik broj normiranih razreda gdje svaki razred obuhvaća vrlo širok spektar mogućih krutosti i debljina slojeva tala sve do osnovne stijene. Iako je ustaljena pretpostavka da tla unutar istog normiranog razreda imaju sličan odziv pri istom potresnom događaju, poznato je da tla s istom vrijednosti brzine širenja posmičnog vala u gornjih 30 m ne moraju imati isti osnovni period osciliranja. Osnovni periodi osciliranja tala se kreću u granicama između 0,07 i 5 s i može biti dobar indikator frekvencijskog sastava potresa. Razredba tala s obzirom na brzinu širenja posmičnog vala u gornjih 30 m naslaga posebno opravdana za analizu plitko temeljenih konstrukcija. Normirani spektri odziva su primarno definirani za čvrstu podlogu, a kako bi se omogućio potresni proračun konstrukcija temeljenih na popustljivom mediju spektralne ordinate se modificiraju parametrima amplifikacije tla S koji su dani ovisno o uvjetima u tlu. Vrijednost parametra amplifikacije tla je u funkciji prigušenja i frekvencije te osnovnog perioda osciliranja tla. Parametar amplifikacije tla bi trebao biti podijeljen na minimalno dva parametra kako bi se u obzir uzela mogućnost pojave rezonance između temeljnog tla i potresa. Amplifikacija je izraženija kod slabijih potresa. Ovi učinci su u europskoj normi uključeni preko dva različita tipa spektra odziva s graničnom magnitudom M_S od 5,5.

2.3 Funkcije impedancije za plitke temelje

Matematički modeli koji opisuju popustljivost temeljnog tla i njegovu sposobnost da troši potresnu energiju su ključ za istraživanje dinamičkog ponašanja sustava tlo-temelj-konstrukcija. Od 70-ih godina prošlog stoljeća do danas je razvijeno više metoda pomoću kojih je popustljivost tla moguće uključiti u proračune.

Najpraktičnijom i najekonomičnijom metodom se smatra ona koja uključuje funkcije impedancije, tj. opruge i prigušivače. Ovaj pristup modeliranja omogućava procjenu ponašanja plitko i duboko temeljenih konstrukcija na tankim i dubokim naslagama, bez obzira na oblik i tip temelja. U nastavku je dan pregled stanja područja s naglaskom na plitke temelje te pregled statičkih krutosti i dinamičkih funkcija

impedancije za različite sustave tlo-temelj. Također, pokazani su postupci pretvorbe pravokutnih temelja u temelje kružnog oblika, i obrnuto.

2.3.1 Statička otpornost i popustljivost temeljnog tla

Tlo je beskonačan medij, čija svojstva teško mogu biti određena jednoznačno. Stoga je nerijetko teško odlučiti pomoću kojih vrijednosti definirati opruge i prigušivače te na taj način simulirati krutost, odnosno popustljivost tla u numeričkim modelima. Temeljno tlo je uslojeno, a osnovna stijena se često nalazi na različitim dubinama ispod naslaga. Slojevi temeljnog tla, tj. naslaga mogu biti sastavljeni od koherentnih i/ili nekoherentnih materijala, a podzemna voda može doseći različite dubine u gornjim slojevima naslaga. Bez obzira na spomenuto, za tlo se može reći da je tlo nelinearno elastični materijal s povratnim deformacijama pri rasterećenju (Kvasnička i Domitrović, 2007). Iako u stvarnosti ima vrlo različita svojstva od lokacije do lokacije, zbog jednostavnosti je u američkim priručnicima i normama (npr. FEMA, 2005, 2009; ASCE, 2014) dopuštena primjena sljedećih izraza za procjenu statičke krutosti i to redom za horizontalnu i rotacijsku oprugu:

$$k_x = \frac{8 \cdot G_s \cdot r_{ekv}}{2 - \eta_s} \quad (28)$$

i

$$k_{yy} = \frac{8 \cdot G_s \cdot r_{ekv}^3}{3 \cdot (1 - \eta_s)} \quad (29)$$

gdje je G_s modul posmika tla pri velikim deformacijama, r radijus temelja, a η_s Poissonov koeficijent za tlo. Nadalje, vertikalnu i torzijsku krutost je moguće procijeniti redom preko sljedećih izraza (Wolf, 1985; Waas, Hartman i Werkle, 1988; Pitilakis, D. 2006; Kausel, 2010):

$$k_z = \frac{4 \cdot G_s \cdot r_{ekv}}{1 - \eta_s} \quad (30)$$

i

$$k_{zz} = \frac{16 \cdot G_s \cdot r_{ekv}^3}{3} \quad (31)$$

Izrazi od (28) do (31) su definirani za elastični poluprostor (Richart, Hall i Woods, 1970) i za krute kružne temelje (Veletsos i Nair, 1974; Wolf, 1985; Kausel, 2010). Iako su definirani za procjenu statičke krutosti temeljnog tla, uz dovoljno dobru točnost ih se može koristiti i u dinamičkim proračunima (Veletsos, 1978). Izraze od (28) do (31) je dopušteno koristiti za pravokutne i kvadratne temelje (npr. Gazetas, 1983; FEMA, 2005; Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006). Pretvorba kružnih u pravokutne ili

kvadratne temelja i obrnuto se može provoditi preko izjednačavanja površina, ako se promatraju translacijski oblici gibanja, odnosno preko izjednačavanja momenta inercije, ako se promatra ljuljanje i zaokretanje temelja. Za pretvorbu oblika temelja dopušta korištenje sljedećih izraza (Gazetas, 1983; Das, 2009; ASCE, 2014):

$$r_{ekv} = \sqrt{\frac{4 \cdot B_f \cdot L_f}{\pi}} \quad \text{za horizontalnu i vertikalnu translaciju te spregnuto gibanje,} \quad (32)$$

$$r_{ekv} = \sqrt[4]{\frac{16 \cdot B_f^3 \cdot L_f}{3\pi}} \quad \text{za prevrtanje ili ljuljanje u smjeru kraće stranice temelja,} \quad (33)$$

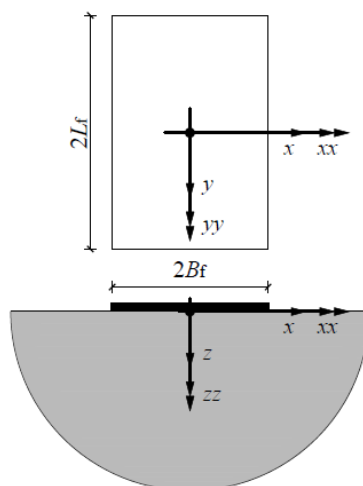
$$r_{ekv} = \sqrt[4]{\frac{16 \cdot B_f \cdot L_f^3}{3\pi}} \quad \text{za prevrtanje ili ljuljanje u smjeru dulje stranice temelja te} \quad (34)$$

$$r_{ekv} = \sqrt[4]{\frac{8 \cdot B_f \cdot L_f (B_f^2 + L_f^2)}{3\pi}} \quad \text{za torzioni oblik gibanja, tj. zaokretanje,} \quad (35)$$

gdje je r_{ekv} ekvivalentni polumjer temelja, a B_f i L_f su redom pola širine i pola duljine temelja. Za spregnuto translatorno gibanje i ljuljanje je moguće koristiti izraz definiran za čisto translatorno gibanje (Çelebi, Firat i Çankaya, 2006). Pretpostavka o ekvivalentnom polumjeru kod procjene statičke krutosti za pravokutne temelje s omjerom L_f/B_f manjim od četiri rezultira pogreškom do 5 % (Gazetas, 1983). Za veće omjere stranica pravokutnih temelja ova pogreška prelazi 10 %. Ova opažanja su utemeljena za bezdimenzijske parametre frekvencije do vrijednosti 1,5. Informativno, bezdimenzijski parametar frekvencije je proporcionalan frekvenciji pobude i polumjeru temelja, a obrnuto je proporcionalan srednjoj vrijednosti posmične brzine u temeljnom tlu. Iz spomenutog je jasno da valja biti oprezan kod primjene ekvivalentnog polumjera za pravokutne temelje pri vrijednostima bezdimenzijskog parametra frekvencije većim od 1,5. Za veće vrijednosti ovog parametra postoji potreba za provedbom dodatnih studija u vidu provjere prikladnosti pretvorbe kružnih temelja u pravokutne i obrnuto.

Kada temeljno tlo ima jednolika svojstva do dubine koja približno odgovara najvećoj dimenziji temelja, dozvoljeno je opruge i prigušivače definirati kao frekvencijski nezavisne konstante dane u tablici 9 (npr. ASCE, 2000). No, ako se temeljno tlo sastoji od više horizontalnih slojeva jednolikih svojstava ili kada se osnovna stijena nalazi ispod naslaga jednolikih svojstava na dubini koja je manja od najveće dimenzije temelja, potrebno je koristiti frekvencijski zavisne funkcije impedancije (npr. ASCE, 2000). Tablice 9 i 10 daju izraze za procjenu statičke krutosti tla ispod pravokutnih i kružnih temelja polegnutih na tlo.

Izraze dane u spomenutim tablicama je potrebno koristiti u paru sa slikom 20, gdje je opisana geometrija temelja te orijentacija koordinatnih osi s obzirom na temelj polegnut na tlo.



Slika 20. Opis geometrije i orijentacija pravokutnog temelja polegnutog na površinu tla

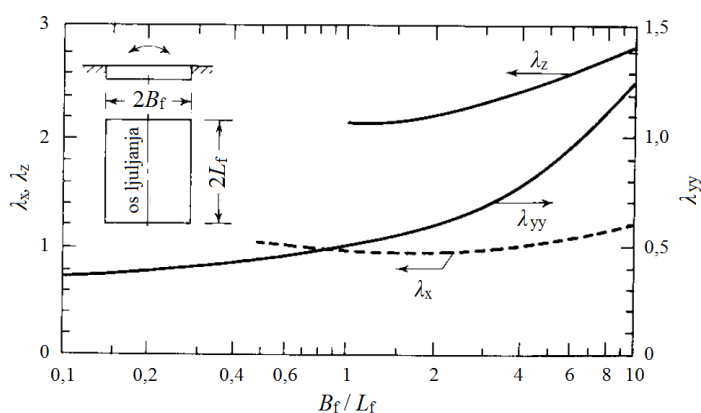
Tablica 9. Izrazi za procjenu statičke krutost krutih pravokutnih temelja polegnutih na tlo (s obzirom na sliku 20)

Krutost opruge za promatrani smjer gibanja	Gazetas, 1991a; Mylonakis, Gazetas, Nikolaou i Chauncey, 2002; Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006	Pais i Kausel, 1988	Richart, Hall i Woods, 1970 (uz sliku 21)
x	$\frac{2 \cdot G_s \cdot L_f}{2 - \eta_s} \cdot \left[2 + 2,5 \cdot \left(\frac{B_f}{L_f} \right)^{0,85} \right]$	$\frac{G_s \cdot B_f}{2 - \eta_s} \cdot \left[6,8 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right)^{0,65} + 0,8 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right) + 1,6 \right]$	$4 \cdot (1 + \eta_s) \cdot G_s \cdot \lambda_x \cdot \sqrt{B_x \cdot L_x}$
y	$k_x - \frac{0,2 \cdot G_s \cdot L_f}{0,75 - \eta_s} \cdot \left(1 - \frac{B_f}{L_f} \right)$	$\frac{G_s \cdot B_f}{2 - \eta_s} \cdot \left[6,8 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right)^{0,65} + 2,4 \right]$	-
z	$\frac{2 \cdot G_s \cdot L_f}{1 - \eta_s} \cdot \left[0,73 + 1,54 \cdot \left(\frac{B_f}{L_f} \right)^{0,75} \right]$	$\frac{G_s \cdot B_f}{1 - \eta_s} \cdot \left[3,1 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right)^{0,75} + 1,6 \right]$	$\frac{2 \cdot G_s}{1 - \eta_s} \cdot \lambda_z \cdot \sqrt{B_f \cdot L_f}$
xx	$\frac{3 \cdot G_s}{1 - \eta_s} \cdot I_x^{0,75} \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right)^{0,15}$	$\frac{G_s \cdot B_f^3}{1 - \eta_s} \cdot \left[3,73 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right)^{2,4} + 0,27 \right]$	-
yy	$\frac{G_s \cdot I_y^{0,75}}{1 - \eta_s} \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right)^{0,25} \cdot \left[2,4 + 0,5 \cdot \left(\frac{B_f}{L_f} \right) \right]$	$\frac{G_s \cdot B_f^3}{1 - \eta_s} \cdot \left[3,2 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right) + 0,8 \right]$	$\frac{8 \cdot G_s}{1 - \eta_s} \cdot \lambda_\theta \cdot B_f^2 \cdot L_f$
zz	$G_s \cdot (I_x + I_y)^{0,75} \cdot \left[4 + 11 \cdot \left(1 - \frac{B_f}{L_f} \right)^{10} \right]$	$G_s \cdot B_f^3 \cdot \left[4,25 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} \right)^{2,45} + 4,06 \right]$	-

gdje je I je moment inercije oko težišta temelja normalno na smjer prevrtanja

U izrazima danim u tablici 9 i 10 je dopušteno koristiti modul posmika tla pri velikim deformacijama (NIST, 2012) koji može biti određen prema preporukama koje daju europske i američke norme, o čemu je više riječi dano u poglavlju 2.6.1. Izrazi dani u tablici 9 i 10 za procijenjenu vrijednost modula posmika u najbolju ruku mogu pružiti vrijednost statičke krutosti temeljnog tla za jedan određeni vlastiti oblik osciliranja (Gazetas, 1991b). To je tako jer pri svakom obliku osciliranja pripadajući *balon pritiska* od temelja (slika 12) seže u temeljno tlo do različitih dubina (Gazetas, 1991b). S ciljem procijene

dinamičkog odziva temelja i konstrukcija, modul posmika se promatra u svjetlu kompleksnih brojeva, o čemu je više riječi dano u daljnjim poglavljima.



Slika 21. Dijagrami ovisnosti koeficijenata za korekciju opruga s obzirom na dimenzije temelja (Richart, Hall i Woods, 1970) (uredio autor)

Tablica 10. Izrazi za statičku krutost krutih temelja polegnutih na debeli sloj tla iznad čvrste podloge i poluprostora (s obzirom na sliku 20)

Krutost opruge za promatrani smjer gibanja	Jakub i Roesset, 1977	Jakub i Roesset, 1977; Gazetas, 1983,	Gazetas, 1983
	Kvadratni temelj na debelom sloju tla	Kružni temelj na sloju naslaga iznad čvrste podloge na maloj dubini	Kružni temelj na debelom sloju naslaga iznad poluprostora, pri čemu je omjer modula posmika naslaga ($G_{s,1}$) i poluprostora ($G_{s,2}$) u granicama između 0 i 1
x	$\frac{9,2 \cdot G_s \cdot B_f}{2 - \eta_s} \cdot \left(1 + 0,6 \frac{B_f}{h_s}\right)$	$\frac{8 \cdot G_s \cdot r}{2 - \eta_s} \cdot \left(1 + 0,5 \frac{r}{h_s}\right)$	$\frac{8 \cdot G_{s,1} \cdot r}{2 - \eta_{s,1}} \cdot \frac{1 + 0,5 \frac{r}{h_1}}{1 + 0,5 \frac{r}{h_1} \frac{G_{s,1}}{G_{s,2}}}$
z	-	$\frac{4 \cdot G_s \cdot r}{1 - \eta_s} \cdot \left(1 + 1,28 \frac{r}{h_s}\right)$	$\frac{4 \cdot G_{s,1} \cdot r}{1 - \eta_{s,1}} \cdot \frac{1 + 1,28 \frac{r}{h_1}}{1 + 1,28 \frac{r}{h_1} \frac{G_{s,1}}{G_{s,2}}}$
yy	$\frac{4 \cdot G_s \cdot B_f^3}{1 - \eta_s} \cdot \left(1 + 0,11 \frac{B_f}{h_s}\right)$	$\frac{8 \cdot G_s \cdot r^3}{3(1 - \eta_s)} \cdot \left(1 + 1,67 \frac{r}{h_s}\right)$	$\frac{8 \cdot G_{s,1} \cdot r^3}{3 \cdot (1 - \eta_{s,1})} \cdot \frac{1 + 0,167 \frac{r}{h_1}}{1 + 0,167 \frac{r}{h_1} \frac{G_{s,1}}{G_{s,2}}}$
zz	-	$\frac{16 \cdot G_s \cdot r}{3}$	-

Izrazi u tablici 9, koje su dali Richart, Hall i Woods (1970), svoje mjesto nalaze u američkim normama za projektiranje nuklearnih postrojenja (ASCE, 2000), dok su izrazi koje je predložio Gazetas (1991a, b) ugrađeni u američke norme za potresnu procjenu ponašanja i prenamjenu postojećih betonskih zgrada (ATC, 1996). Također, u novim američkim normama za potresnu procjenu ponašanja i prenamjenu postojećih zgrada (ASCE, 2014) su smješteni izrazi koje su definirali Pais i Kausel (1988). S druge strane, suvremene europske norme (npr. CEN 2004a, b, 2005a, b, 2006) svojim korisnicima ne nude preporuke za procjenu krutosti opruga i koeficijenata prigušenja, što bi omogućilo jednostavnije uključivanje popustljivosti tla u proračunima. Prema tome, još uvijek postoji potreba da se ovakvi izrazi definiraju za

buduća izdanja europskih normi. Tako bi se inženjerskoj praksi u Europi olakšao pristup proračunu koji uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcija, a procijenjeni odziv bi bio bliži stvarnosti.

2.3.2 Dinamička otpornost, popustljivost i prigušenje temeljnog tla: pretpostavke i definicija problema

Tradicionalni pristup rješavanja problema dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija uključuje modeliranje tla pomoću frekvencijski zavisnih translacijskih i rotacijskih opruga i prigušivača, tj. funkcija impedancije. Ove funkcije se proračunavaju primjenom ekvivalentnih linearna svojstva tala usklađenih s dinamičkim posmičnim deformacijama. Opruge simuliraju otpor, odnosno popustljivost temeljnog tla, dok prigušivači simuliraju složeno trošenje energije koje uključuje radijaciju vala od dodirne plohe između temelja i tla natrag u tlo te histerezo trošenje energije unutar materijala tla (npr. Richart, Hall i Woods, 1970; Pitilakis, D., Moderessi-Farahmand-Razavi i Clouteau, 2013). Opisani pristup modeliranja je posebno primjenjiv kada je temeljno tlo meko (npr. Verbič i Veletsos, 1972; Pais i Kausel, 1988) jer tada temelj zadržava svoj oblik pa je svega šest stupnjeva slobode (tri za translaciju i tri za rotaciju) dovoljno kako bi se opisalo njegovo gibanje (Wong, 1985; Pais i Kausel, 1988; NIST, 2012).

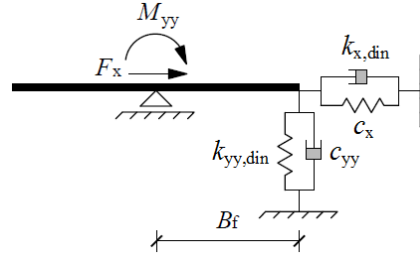
Osnovne pretpostavke. U postupcima definiranja funkcija impedancije često su uključene mnoge pretpostavke. Pomaci se definiraju na kontaktu između temelja i temeljnog tla, dok njihov utjecaj u potpunosti prestaje na slobodnoj površini (npr. Verbič, 1972; Gazetas, 1983; Pais i Kausel, 1988; Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006). Drugačije rečeno, funkcije impedancije se proračunavaju primjenom mješovitih rubnih uvjeta. U nekim slučajevima je slobodna površina podvrgnuta razvlačenju zbog pomicanja temelja (npr. Wong i Luco, 1985). Zbog složenosti problema, temelj se uglavnom matematički definira kao kružna ploča (npr. Bielak, 1975; Waas, Hartman i Werkle, 1988; Pitilakis, D., Moderessi-Farahmand-Razavi i Clouteau, 2013). Također, poznati su slučajevi u kojima je istraživanje provedeno na trakastim temeljima (Jakub i Roesset, 1977), kvadratnim i pravokutnim temeljima (npr. Wong i Luco, 1985; Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006; Vrettos, 2014) te temeljima proizvoljnog oblika (Andersen i Clausen, 2008). Neke studije usvajaju pretpostavku da na kontaktu između tla i temelja nema trenja (npr. Verbič, 1972; Pais i Kausel, 1988; Vrettos, 2014) ili da je temelj zalijepljen za tlo (npr. Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006; Andersen i Clausen, 2008). S druge strane, pri definiranju funkcija impedancije za prevrtanje i ljuljanje, zanemarene bi bile horizontalna i posmična komponenta naprezanja na kontaktu između temelja i temeljnog tla (npr. Veletsos i Wei, 1971; Veletsos i Meek, 1973). Posljednja pretpostavka omogućava procjenu horizontalnog gibanja temelja neovisno o ljuljanju temelja uslijed momenta prevrtanja

Temelj bez mase. Pri definiranju funkcija impedancija često se veže pretpostavka o temelju čija je masa jednaka nuli (npr. Gazetas, 1983; Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006; Pitilakis, D. i Clouteau, 2010). Verbič (1972) ističe da je utjecaj mase temelja na odziv konstrukcije pri srednjim i visokim frekvencijama

zanemariv, dok značajan utjecaj ima samo pri vrlo niskim frekvencijama, koje nisu od inženjerskog interesa. Nastavno na to, Verbič i Veletsos (1973) te Gazetas (1983) ističu da je odziv linearno elastičnog sustava konstrukcije i temelja s masom moguće procijeniti primjenom funkcija impedancija definiranih za temelje bez mase. Jennings i Bielak (1972) i Bielak (1975) su proveli istraživanje potresnog odziva na konstrukciji temeljenoj u i na elastičnom prostoru te pokazali da je opravdano zanemariti masu temelja.

Modeliranje prigušenja. Za vrijeme dinamičkog gibanja temelja bez mase postavljenog na elastični prostor se trošenje energije ostvaruje putem geometrijskog, tj. radijacijskog prigušenja, dok je trošenje energije unutar materijala zanemareno. No, trošenje energije unutar materijala može biti vrlo važno kod snažnih potresa koji mogu prouzročiti velike deformacije u tlu (Veletsos i Verbič, 1973). Materijalno prigušenje unutar tla se kreće između 2 i 6 % (Richart, Hall i Woods, 1970; Gazetas, 1991b) i znatno je manje od radijacijskog prigušenja. U slučajevima plitkih temelja polegnutih na tlo radijacijsko prigušenje može doseći vrijednost do približno 10 % za ljuljanje i torziju, između 20 i 25 % (Gazetas, 1991a; Ostadan, Deng i Roesset, 2004) za horizontalno pomicanje te čak do 50 % za vertikalno gibanje (Ostadan, Deng i Roesset, 2004). Vrlo laki temelji koji vibriraju u vertikalnom smjeru mogu iskusiti radijacijsko prigušenje veće od 50 % (Gazetas, 1991a). Ovako velike razlike u radijacijskom prigušenju su posljedica geometrijskog širenja valova koji su nastali na kontaktu između tla i temelja (Gazetas, 1991a), od tuda i drugi naziv za radijacijsko prigušenje: geometrijsko prigušenje. Kada temelj vibrira u vertikalnom smjeru valovi se odašilju u fazi te sežu do velikih udaljenosti u tlu, pri čemu odnose veliku količinu energije koja se gubi daleko od temelja (Gazetas, 1991a). To vrijedi samo za duboke naslage i poluprostor, tj. kada se čvrsta podloga ne nalazi na malim dubinama ispod naslaga (Gazetas, 1991b). S druge strane, kada je temelj podvrgnut ljuljanju njegovi nasuprotni rubovi odašilju valove koji su 180° izvan faze pa se pri sretanju međusobno poništavaju (Gazetas, 1991a, b). U tom smislu, valovi nastali pri ljuljanju ne mogu doseći velike udaljenosti i posljedično troše manje energije u odnosu na valove koji su nastali zbog vertikalnog vibriranja temelja (Gazetas, 1991a).

O sprezanju opruga definiranih za različite oblike gibanja. Poznato je da se u svrhu istraživanja dinamičkog ponašanja temelja poluprostor može zamijeniti setom opruga i prigušivača za sve smjerove gibanja temelja. Kod plitkih temelja je moguće zanemariti spregu između horizontalnog gibanja i gibanja prevrtanjem, odnosno ljuljanjem (npr. Gazetas, 1991a; Çelebi, Firat i Çankaya, 2006; Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006) jer je ta veličina vrlo mala u odnosu na čiste, nespregnute komponente impedancije (slika 22). No, čak i kada se u numeričkim modelima tlo definira primjenom čistih translacijskih i rotacijskih opruga, spomenuto sprezanje se ostvaruje na prirodan način ako se proračun provodi metodom postupnog guranja (FEMA, 2005). Proračun primjenom metode postupnim guranjem na ovako definiranim sustavima tlo-konstrukcija dopuštaju mnoge svjetske norme i priručnici (npr. JSCE, 2000; NIST, 2012; ASCE, 2014).



Slika 22. Model temelja s nespregnutim oprugama i prigušivačima koji kontroliraju dinamičko horizontalno pomicanje i zaokretanje (prema Verbič, 1972)

Kompleksna matrica dinamičke krutosti i njene komponente. Dinamički odziv krute pravokutne temeljne ploče bez mase, postavljene na površinu temeljnog tla i pobuđene harmonijskom pobudom je moguće odrediti pomoću sljedećeg izraza (npr. Wong i Luco, 1985; Tabatabaie, Mejia, Wu i Galagoda, 2004):

$$K_s^* \cdot U_s^* e^{i\omega t} = P_s^* e^{i\omega t} \quad (36)$$

gdje je K_s^* kompleksna matrica dinamičke krutosti tipa 6x6, U_s^* kompleksni vektor pomaka 6x1, i imaginarni broj, ω kružna frekvencija pobude, t vrijeme, a P_s^* kompleksni vektor opterećenja 6x1. Izraz (36) se može zapisati i u matričnom obliku:

$$\begin{bmatrix} k_x^* & 0 & 0 & 0 & k_{x-yy}^* & 0 \\ 0 & k_y^* & 0 & k_{y-xx}^* & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_z^* & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{xx-y}^* & 0 & k_{xx}^* & 0 & 0 \\ k_{yy-x}^* & 0 & 0 & 0 & k_{yy}^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_z^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x^* \\ u_y^* \\ u_z^* \\ \theta_{xx}^* \\ \theta_{yy}^* \\ \theta_{zz}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_x^* \\ F_y^* \\ F_z^* \\ M_{xx}^* \\ M_{yy}^* \\ M_{zz}^* \end{bmatrix} \quad (37)$$

gdje su k_s^* komponente kompleksne matrice krutosti, gdje s označava os promatranog smjera za translaciju, odnosno rotaciju; u_s^* i θ_s^* su redom kompleksni pomak i kut rotacije za promatrani smjer translacije, odnosno os rotacije; a F_s^* i M_s^* su redom sila i moment za promatrani smjer translacije, odnosno os rotacije. Dijelovi kompleksne matrice k_{x-yy}^* , k_{yy-x}^* , k_{y-xx}^* i k_{xx-y}^* su spregnute komponente krutosti za horizontalni smjer i prevrtanje (ili ljuljanje). Vektori pomaka i opterećenja u izrazu (37) se odnose na težište temelja (slika 22). Za slučaj kvadratnog temelja, s dvije osi simetrije (x i y), i pretpostavku da se rotacija oko osi z može zanemariti, kompleksna matrica dinamičke krutosti K_s^* se može reducirati na matricu tipa 5x5 s devet komponenti različitih od nule (npr. Tabatabaie, Mejia, Wu i Galagoda, 2004; Çelebi, Firat i Çankaya, 2006). Budući da je dopušteno zanemariti spregu između horizontalnog gibanja i ljuljanja, izraz (37) se može dalje reducirati. Ako se promatra jednostavan ravninski sustav, gdje su stupnjevi slobode dopušteni u smjeru horizontalne i vertikalne translacije te rotacije oko osi normalne na promatranu ravninu, izraz (37) se može zapisati kao:

$$\begin{bmatrix} k_x^* & 0 & 0 \\ 0 & k_z^* & 0 \\ 0 & 0 & k_{yy}^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x^* \\ u_z^* \\ \theta_{yy}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_x^* \\ F_z^* \\ M_{yy}^* \end{bmatrix} \quad (38)$$

Fizičko značenje dinamičke krutosti je moguće tumačiti i iz dinamičke popustljivosti sustava temelj-tlo. Prema tome, primjenom postupka inverzije, izraz (38) se može prikazati i na sljedeći način:

$$\begin{bmatrix} u_x^* \\ u_z^* \\ \theta_{yy}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_x^* & 0 & 0 \\ 0 & f_z^* & 0 \\ 0 & 0 & f_{yy}^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_x^* \\ F_z^* \\ M_{yy}^* \end{bmatrix} \quad (39)$$

gdje su f_s^* komponente kompleksne matrice popustljivosti, gdje s označava koordinatnu os. Klasično rješenje za komponente kompleksne matrice krutosti se u literaturi udomaćilo u sljedećem obliku (Gazetas, 1991a; Pais i Kausel, 1988; Pitilakis, D., Moderessi-Farahmand-Razavi i Clouteau, 2013):

$$k_s^* = k_s (\alpha_s + i\alpha_0\beta_s) \quad (40)$$

gdje je k_s statička krutost, α_s i β_s bezdimenzijski koeficijenti redom za dinamičku krutost i prigušenje, α_0 bezdimenzijski parametar frekvencije, a i je imaginarni broj. Indeks s se odnosi na promatranu koordinatnu os, npr. s je jednako x za pomak u smjeru osi x . Bezdimenzijski koeficijenti za krutost i prigušenje su u funkciji bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 i Poissonovog koeficijenta za tlo η_s (npr. Verbič, 1972; Gazetas, 1983; NIST, 2012). Bezdimenzijski parametar frekvencije α_0 se definira preko sljedećeg izraza (npr. Gazetas, 1983; Wolf, 1985; Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006; NIST, 2012):

$$\alpha_0 = \frac{\omega \cdot B_f}{v_s} \quad (41)$$

gdje je ω kružna frekvencija pobude, B_f pola širine temelja (ili polumjer, ako je temelj kružnog oblika), a v_s je brzina širenja posmičnog vala. Realni dio izraza (40) odražava krutost i inerciju temeljnog tla, tj. silu u fazi s pomacima te se definira kao dinamička krutost. Ovisnost realnog broja o frekvenciji se ogleda u učinku koji frekvencija ima na inerciju jer su svojstva tla praktično neovisna o frekvenciji (Gazetas, 1991a). S druge strane, imaginarni dio izraza (40) je u fazi s brzinom te se može promatrati kao instrument za trošenje energije u vidu radijacijskog i materijalnog prigušenja (npr. Gazetas, 1991a; Pitilakis, D., Moderessi-Farahmand-Razavi i Clouteau, 2013). Slično zapisu komponenti kompleksne

matrice krutosti komponente kompleksno definirane matrice popustljivosti se mogu zapisati kao (npr. Veletsos i Wei, 1971; Verbič i Veletsos, 1972):

$$f_s^* = \frac{1}{k_s} (\gamma_s + \delta_s i) \quad (42)$$

gdje su γ_s i δ_s redom realni i imaginarni dio komponente kompleksne matrice popustljivosti, a s označava koordinatnu os od interesa. S obzirom da je umnožak matrice popustljivosti i krutosti jednak jediničnoj matrici, vrijede sljedeći izrazi (npr. Veletsos i Wei, 1971; Verbič i Veletsos, 1972):

$$\alpha_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_s^2 + \delta_s^2} \quad (43)$$

i

$$\beta_s = -\frac{1}{\alpha_0} \cdot \frac{\delta_s}{\gamma_s^2 + \delta_s^2} \quad (44)$$

Također, komponente kompleksnog dijela matrice popustljivosti se mogu proračunati pomoću sljedećih izraza (npr. Verbič i Veletsos, 1972):

$$\gamma_s = \frac{\alpha_s}{\alpha_s^2 + \alpha_0^2 \beta_s^2} \quad (45)$$

i

$$\delta_s = -\frac{\alpha_0 \beta_s}{\alpha_s^2 + \alpha_0^2 \beta_s^2} \quad (46)$$

Bielak (1975) definira koeficijente α_s kao omjer dinamičke i statičke krutosti temeljnog tla, a β_s kao količinu energije radijacijom vraćene u poluprostor. Opisani postupci proračuna funkcija impedancije i pripadajućih koeficijenata su danas sastavni dio koda programa koji omogućavaju provedbu studija međudjelovanja tla i konstrukcija (npr. Ostadan, 2006a, b).

2.3.3 Funkcije impedancije za plitke temelje na elastičnom, viskoelastičnom i konstantnom histereznom mediju

Do danas su predložene mnoge funkcije impedancije za plitke temelje (tablica 11). Ove funkcije su dane za slučaj kada je tlo definirano kao elastični, viskoelastični ili konstantni histerezni medij za prijenos potresnih valova.

Tablica 11. Pregled studija u okviru kojih su definirane funkcije impedancije

Izvor	Model temelja	Model temeljnog tla	Pobuda	$\alpha_{0,max}$	η_s	Pristup proračunu
Luco i Westmann, 1971	Kruti kružni temelj postavljen na površinu tla	Elastični poluprostor	Harmonijska promjenjiva horizontalna sila te moment prevrtanja i uvtanja	10	0 0,25 0,33 0,50	Algebarski
Veletsos i Wei, 1971	Kruti kružni temelj bez mase na površini temeljnog tla	Nepriгуšeni, homogeni, linearno elastični poluprostor	Harmonijska promjenjiva horizontalna sila i moment prevrtanja	8	0 0,33 0,45 0,50	Algebarski
Verbič i Veletsos, 1972	Kruti kružni temelj bez mase na površini temeljnog tla	Nepriгуšeni, homogeni, linearno elastični poluprostor	Impulsno djelovanje horizontalnom i vertikalnom silom te momentom prevrtanja	8	0 0,33 0,45 0,50	Numerički
Veletsos i Verbič, 1973	Kruti kružni temelj bez mase i temelj s masom na površini temeljnog tla	Linearni viskoelastični poluprostor idealiziran pomoću Kelvin-Voigtovog modela te konstantnog histereznog modela	Harmonijska promjenjiva horizontalna i vertikalna sila te moment prevrtanja	10	0,33	Algebarski
Bielak, 1975	Konstrukcija s jednim katom i krutim kružnim temeljem s masom. Temelj je ukopan u temeljno tlo	Linearno elastični poluprostor s linearnim histereznim (materijalnim) prigušenjem	Zapis horizontalne komponente potresa sa slobodne površine tla	10	0 0,33 0,45 0,50	Algebarski
Jakub i Roesset, 1977	Ukopani kruti trakasti temelji bez mase, zalijepljeni za okolno tlo	Histerežno prigušenje u tlu	Harmonijska promjenjiva horizontalna sila i moment prevrtanja	1,6	0,30	Analitički i metoda konačnih elemenata
Wong i Luco, 1985	Kruti kvadratni temelj	Viskoelastični, uslojeni poluprostor	Harmonijsko promjenjivo gibanje za svih šest stupnjeva slobode	5	0,33 0,45	Numerički
Pais i Kausel, 1988	Ukopani kruti kružni i pravokutni temelji	Materijalno prigušenje u tlu nije uzeto u obzir	Harmonijsko promjenjivo gibanje za svih šest stupnjeva slobode	5 - 9	0,33	Studija regresije
Waas, Hartman i Werkle, 1988	Kruti kružni temelj	Elastični poluprostor u kojem se modul posmika linearno povećava s dubinom	Harmonijsko promjenjivo gibanje za svih šest stupnjeva slobode	3	0,33 0,45	Numerički
Gazetas, 1991a, b	Kruti površinski i ukopani temelji proizvoljnog oblika	Elastični homogeni poluprostor	Harmonijsko promjenjivo gibanje za svih šest stupnjeva slobode	2	0,30 0,40 0,50	Algebarski
Ahmad i Rupani, 1999	Kvadratni površinski i ukopani temelj bez mase	Elastične naslage iznad elastičnog poluprostora. Uključeno linearno histerežno prigušenje	Harmonijsko horizontalno gibanje	2	0,4	Metoda rubnih elemenata
Vrettos, 1999	Kruti površinski pravokutni temelj bez mase	Linearno elastični, izotropni poluprostor u kojem vrijednost modula posmika opada s dubinom	Harmonijska promjenjiva vertikalna sila i moment prevrtanja oko obje horizontalne osi	5	0,20 0,30 0,45	Poluanalitički
Çelebi, Firat i Çankaya, 2006	Površinski i ukopani, kruti kružni temelji bez mase, ekvivalentni kvadratnim i pravokutnim temeljima	Homogeni, izotropni linearno-elastični poluprostor	Harmonijsko promjenjivo gibanje za svih šest stupnjeva slobode	8	0 0,125 0,25 0,33 0,50	Metoda podstruktura
Andersen i Clausen, 2008	Kruti površinski temelj proizvoljnog oblika (kružni, pravokutni, šesterokutni i osmerokutni)	Linearni viskoelastični sloj naslaga iznad homogenog poluprostora ili čvrste podloge	Harmonijsko promjenjivo gibanje za svih šest stupnjeva slobode	3	0,250 0,400 0,495	Poluanalitički
Renzi, 2009	Kruti površinski kvadratni temelji	Homogeni poluprostor sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 80, 200 i 320 m/s	Zapisi stvarnih potresa	2	-	Metoda podstruktura
Pitilakis, D., Moderessi-Farahmand-Razavi i Clouteau, 2013	Površinski kružni temelj bez mase	Homogeni poluprostor sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 100, 180, 250, 350 i 500 m/s	Pet zapisa horizontalne komponente potresa	3	0,33	Metoda podstruktura
Vrettos, 2014	Površinski kruti pravokutni temelj bez mase	Linearno elastični, izotropni poluprostor u kojem vrijednost modula posmika opada s dubinom	Harmonijska promjenjiva vertikalna sila i moment prevrtanja oko obje horizontalne osi	5	0,20 0,30 0,45	Poluanalitički

Osim spomenutoga, tlo matematički može biti opisano kao jednoliki poluprostor ili debeli sloj naslaga iznad čvrste podloge ili poluprostora, gdje naslage mogu imati konstantu ili linearno promjenjivu raspodjelu svojstava po dubini. Pregledom literature je utvrđeno da su funkcije impedancije uglavnom definirane za ravninu ili pseudo-3D prostor i to za kružne temelje (tablica 11). No, jasno je da se kruži temelji vrlo rijetko izvode u praksi, posebice kada je riječ o zgradama, što nerijetko umanjuje važnost funkcija impedancija danih za kružne temelje. No, Gazetas (1983) ističe da funkcije impedancije dane za (jasno različite) kružne i trakaste temelje prate slične trendove, što opravdava rješenja za kružne temelje. Za temelje pravokutnog i proizvoljnog oblika funkcije impedancije se obično proračunavaju primjenom izraza za kružne temelje (npr. Mylonakis, Gazetas, Nikolaou i Chauncey, 2002; FEMA, 2005; NIST, 2012; ASCE, 2014). Tada je potrebno proračunati ekvivalentni polumjer temelja. Rješenja primjenom ekvivalentnog polumjera temelja su prihvatljiva ako odnos stranica temelja nije veći od 4:1, ali je pri tome prigušenje zbog ljuljanja prekomjerno podcijenjeno (FEMA, 2005). Unatoč tome, smatra se (FEMA, 2005) da su izrazi s uključenim ekvivalentnim polumjerom temelja prihvatljivi za većinu problema koji se razmatraju u inženjerskoj praksi jer je prigušenje zbog translacije puno izraženije od prigušenja zbog ljuljanja.

Pregledom tablice 11 se vidi da su funkcije impedancije uglavnom predložene za Poissonove koeficijente u granicama između 0,25 i 0,45. Praktično, ove funkcije ne ovise značajno o vrijednosti Poissonovog koeficijenta (Wong i Luco, 1985; Gazetas, 1991b), no upozoreno je (Veletsos i Wei, 1971; Pais i Kausel, 1988) da izraz (36) može rezultirati lošom procjenom odziva za Poissonov koeficijent veći od 0,40, posebice pri visokim frekvencijama. Poissonov koeficijent ne ovisi značajno o tipu tla već najviše o stupnju zasićenja i uvjetima dreniranosti (Gazetas, 1991b). Poissonov koeficijent se za nevezane materijale kreće u granicama između 0,25 i 0,35 (Richart, Hall i Woods, 1970), dok je za većinu geoloških materijala jednak 0,30 (Kramer, 1996). Vrijednost Poissonovog koeficijenta približno jednaka 0,50 se veže za zasićene gline pri statičkom nedreniranom opterećivanju (Muir Wood, 2004; Kvasnička i Domitrović, 2007). Vrijednosti Poissonovog koeficijenta za različite tipove tla su pokazane u tablici 12.

Tablica 12. Uobičajene vrijednosti Poissonovog koeficijenta za tlo

Tip tla	η_s		
	Gazetas, 1991b	Kvasnička i Domitrović, 2007	Das, 2009
Zasićena glina	0,50	0,40 do 0,50	0,50
Nezasićena glina	0,25 do 0,40	0,10 do 0,30	0,20 do 0,40
Pjeskovita glina	-	0,20 do 0,30	-
Prah	-	0,30 do 0,35	0,30 do 0,35
Zbijeni pijesak	-	0,20 do 0,40	-
Srednje zbijeni pijesak	-	-	0,20 do 0,25
Grubi pijesak	-	0,15	0,15 do 0,20
Fini pijesak	-	0,25	0,25 do 0,30
Vlažni praškasti pijesak	0,35	-	-
Stijena	0,25	0,10 do 0,40	-
Prapor	-	0,10 do 0,30	-

Dinamičke krutosti za translacijske i rotacijske opruge se redom mogu prikazati u sljedećem obliku, primjerice za pomak u smjeru osi x i rotaciju oko osi y (npr. Veletsos i Wei, 1971; Gazetas, 1991a):

$$k_{x,din} = \alpha_x k_x \quad (47)$$

i

$$k_{yy,din} = \alpha_{yy} k_{yy} \quad (48)$$

dok se prigušenja za translacijske i rotacijske prigušivače redom mogu prikazati u sljedećem obliku, primjerice (npr. Veletsos i Wei, 1971; Gazetas, 1991a):

$$c_x = \beta_x \frac{k_x \cdot r_{ekv}}{v_s} \quad (49)$$

i

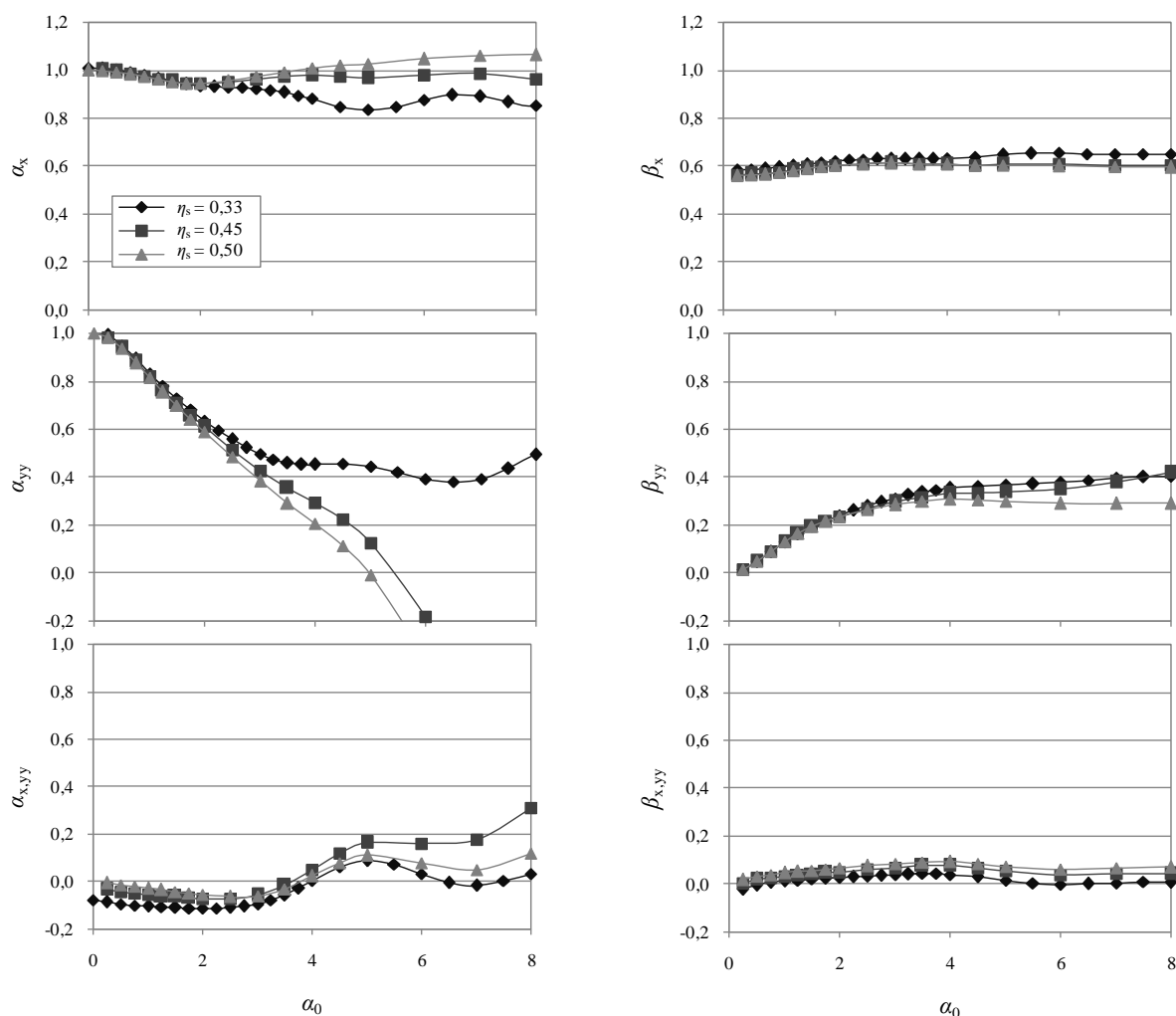
$$c_{yy} = \beta_{yy} \frac{k_{yy} \cdot r_{ekv}}{v_s} \quad (50)$$

Izrazi od (47) do (50) mogu biti korišteni za modeliranje tla računalnim programima široke primjene, poput Ruaumoko (Carr, 2007), SAP2000 (CSI, 2009) ili SeismoStruct (Seismosoft, 2012), što potvrđuju Ostadan, Deng i Roesset (2004). Izrazi od (49) do (50) su u definirani za kružni temelj s polumjerom r (Veletsos i Wei, 1971), a uključeni su i u novije američke priručnike za proračun konstrukcija otpornih na potrese (npr. FEMA, 2005; NIST, 2012). U nastavku su dane funkcije impedancije za elastični poluprostor (slika 23), viskoelastični poluprostor (slika 24) i konstantni histerezni medij (slika 25) te funkcije dobivene primjenom regresijske analize (tablica 2).

Homogeni linearno elastični medij:

Slika 23 prikazuje promjenu bezdimenzijskog koeficijenta za krutost i prigušenje za krute kružne temelje bez mase na neprigušenom homogenom linearno elastičnom poluprostoru za više različitih vrijednosti Poissonovog koeficijenta za tlo. Dijagrami dani na slici 23 su izrađeni na temelju numeričkih podataka danih na kraju izvještaja kojeg su izradili Veletsos i Wei (1971). Sa slike 23 se vidi da (i) kod $\alpha_0 = 0$ koeficijenti α_x i α_{yy} poprimaju vrijednost približno jednake 1, bez obzira na vrijednost η_s , (ii) da vrijednost koeficijenta α_{yy} opada s povećanjem vrijednosti α_0 (iii) da α_{yy} poprima negativne vrijednosti za α_0 veće od 5 i vrijednosti $\eta_s = 0,5$ te (iv) da je koeficijent α_{yy} , u odnosu na koeficijent α_x , puno osjetljiviji na promjenu vrijednosti α_0 , i to posebice za vrijednosti η_s koje su približno jednake 0,5. Može se reći kako je koeficijent α_x gotovo neosjetljiv na promjenu α_0 , što potvrđuje i Gazetas (1983). Novija studija (Vrettos, 2014) provedena za kvadratne temelje na elastičnom poluprostoru s $\eta_s = 0,3$ i modulom posmika čija

vrijednost opada s porastom dubine je pokazala gotovo identičan opadajući trend za koeficijent α_{yy} s obzirom na promjenu frekvencije, kao studija koju su proveli Veletsos i Wei (1971).



Slika 23. Bezdimenzijski koeficijenti krutosti α i prigušenja β u funkciji bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 , za translaciju u smjeru osi x , za ljuľljanje oko osi yy te za spregnuto translatorno gibanje u smjeru osi x i ljuľljanje oko osi yy , definirani za linearno elastićni polupropstor (prema Veletsos i Wei, 1971)

Slika 23 pokazuje da koeficijenti α_x i α_{yy} za elastićni polupropstor nisu osjetljivi na promjenu η_s u području $0 < \alpha_0 < 2$, dok su u suprotnom oba koeficijenta osjetljiva na promjenu η_s . S druge strane, koeficijenti za torzijski oblik gibanja su gotovo neosjetljivi na η_s (Gazetas, 1983). Koeficijent α_z slijedi sličan trend kao α_{yy} i vrlo je osjetljiv s obzirom na promjenu η_s u odnosu na koeficijente za horizontalnu translaciju i torziju (Veletsos i Wei, 1971; Gazetas, 1983; Vrettos, 2014). Nadalje, sa slike 23 se vidi da su vrijednosti α_{yy} općenito manje u usporedbi s vrijednostima α_x te da je razlika posebno izražena kod većih vrijednosti α_0 i η_s . Iz toga slijedi da su učinci inercijskih sila u temeljnom tlu izraženiji kada je temelj opterećen momentom prevrtanja u odnosu na opterećenje čistom horizontalnom silom zbog P valova koji kontroliraju i ljuľljanje i vertikalno gibanje temelja, a čija vrijednost brzine teži u beskonaćnost za $\eta_s = 0,5$ (Veletsos i Wei, 1971).

Veletsos i Wei (1971) su smatrali da pri ljuljanju i vertikalnom gibanju temelja postoji masa tla koja zajedno s temeljem vibrira u istoj fazi kada je $\eta_s = 0,5$. Ovo je kasnije opovrgnuto (Gazetas, 1983) uz obrazloženje da se S i P valovi vraćaju natrag u tlo pri čemu odnose dio ulazne energije potresa te uzrokuju oscilatorne deformacije u površinskom sloju temeljnog tla. Da pretpostavka o beskonačno velikim brzinama P valova za $\eta_s = 0,5$ nije trivijalna govori i sljedeći izraz (npr. Towhata, 2008):

$$v_p = \sqrt{\frac{E_s \cdot (1 - \eta_s)}{\rho_s \cdot (1 - 2 \cdot \eta_s) \cdot (1 + \eta_s)}} \quad (51)$$

gdje je v_p srednja brzina širenja kompresijskih (P) valova, E_s modul elastičnosti tla, a ρ_s gustoća tla. Također, za $\eta_s = 0,5$ se veže i pretpostavka o tlu koje nije moguće zbiti (npr. Gazetas, 1983; Towhata, 2008). Eksperimenti provedeni u laboratorijima su opovrgnuli mogućnost pojave beskonačno velikih brzina P valova (Gazetas, 1983). Koeficijent prigušenja za translatorno gibanje β_x je praktično neovisan o frekvenciji (slika 23). Ovo potvrđuje i Gazetas (1983) te dodaje da slično vrijedi i za β_z . S druge strane, β_{yy} je u funkciji α_0 za vrijednosti između 0 i 4, nakon čega poprima približno konstantnu vrijednost. Sličan trend za koeficijent β_{yy} je pokazala i novija studija koju je proveo Vrettos (2014). No, u novijoj studiji koeficijent β_{yy} ima izraženiji porast s povećanjem α_0 . S tim na umu i uz osvrt na sliku 14 slijedi da se kod tala ispod težih konstrukcija može očekivati veće prigušenje pri ljuljanju konstrukcije u odnosu na slučaj kada se ispod konstrukcije očekuje jednolika raspodjela modula posmika po dubini tla. Nadalje, sa slike 23 se vidi da je β_x općenito veći od koeficijenta prigušenja β_{yy} , što je posebno izraženo pri malim frekvencijama. Ako se ovo prenese u stvarnost, amplifikacija odziva pri pojavi rezonance je izraženija za ljuljanju nego za translatorno gibanje, ako vlastita frekvencija sustava tlo-konstrukcija odgovara malim vrijednostima α_0 (Veletsos i Wei, 1971). Učinci radijacijskog prigušenja su vrlo mali kod rezonantnog odziva sustava s izraženim ljuljanjem gdje je u takvom slučaju u proračun potrebno uključiti materijalno prigušenje u tlu i konstrukciji kako bi se stvarni odziv mogao dobro procijeniti (Veletsos i Wei, 1971). Između ostalog, slika 23 pokazuje (i) da su koeficijenti za elastični homogeni poluprostor za spregnuto translatorno gibanje i ljuljanje zanemarive veličine, i to posebice za $\alpha_0 < 3$ te (ii) da su ovi koeficijenti praktično neovisni o η_s . Isto je uočeno pregledom rezultata proračuna koje su Wong i Luco (1985) proveli za viskoelastični model tla sa slojem naslaga iznad poluprostora (slika 24).

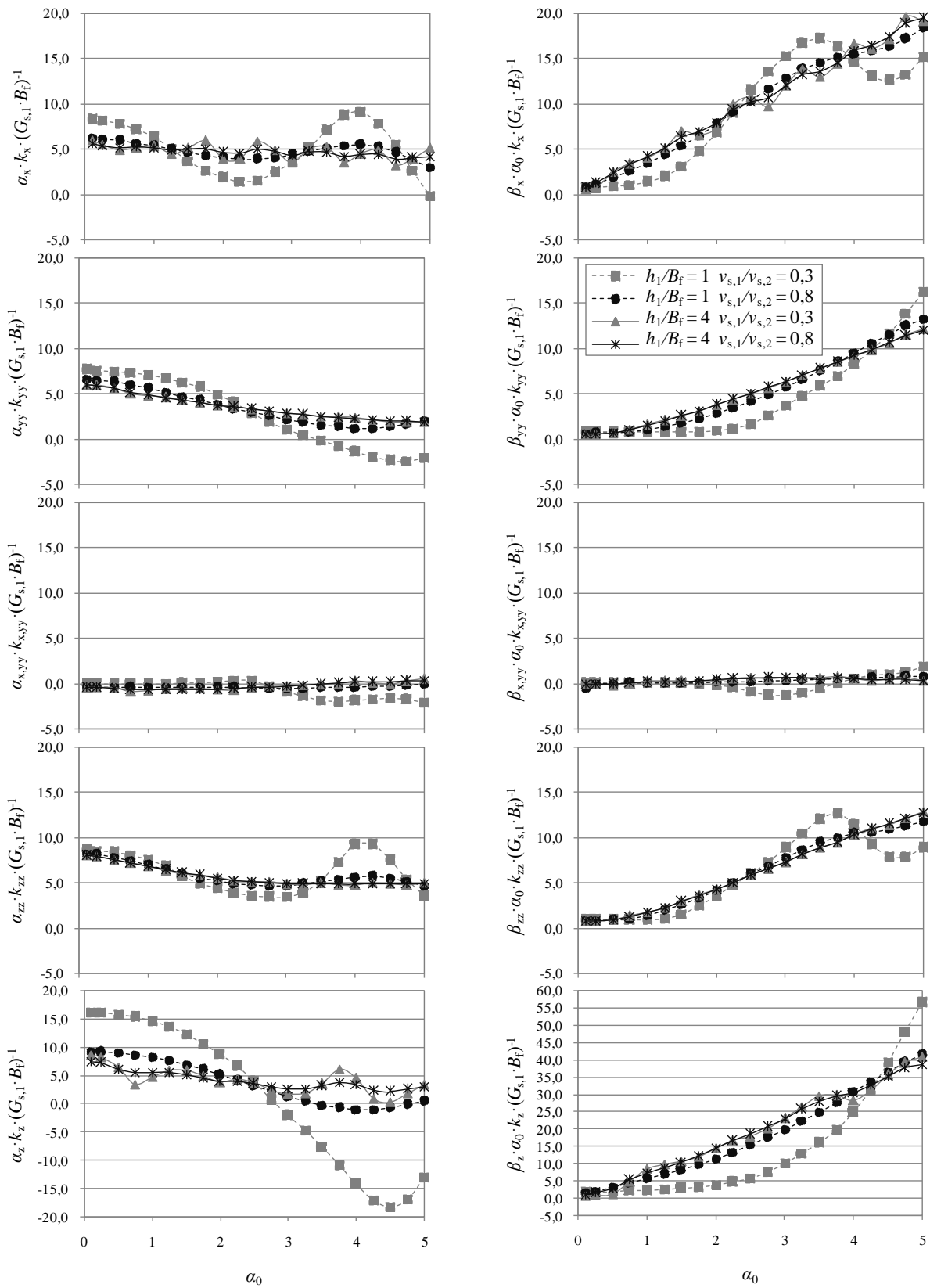
Çelebi, Firat i Çankaya (2006) su nastavili i proširili studiju koju su postavili Veletsos i Wei (1971). Ova novija studija je provedena primjenom metode podstruktura i metode rubnih uvjeta za površinske pravokutne temelje, pri čemu je tlo modelirano kao homogeni izotropni linearno-elastični poluprostor. Model temelja je definiran kao beskonačno krut i bez mase, a variran je omjer dulje i kraće stranice od 1:1 do 1:5. Model temelja je zalijepljen je za model tla. Kalibracija modela je izvršena s obzirom na rezultate koje su algebarskim postupcima za kružne temelje dali Veletsos i Wei (1971), pri čemu je primijenjena metoda za izjednačavanje pravokutnih i kružnih temelja preko ekvivalentnog polumjera.

Kalibracija je pokazala vrlo dobro poklapanje rezultata za sve promatrane α_0 . Na temelju rezultata studije koju su proveli Çelebi, Fırat i Çankaya (2006) je utvrđeno da povećanje omjera dulje i kraće stranice temelja rezultira većom krutosti i prigušenjem za sve smjerove gibanja, uključujući torziju i ljuljanje. Ovo povećanje je izraženije nakon $\alpha_0 = 5$. Povećanje vrijednosti krutosti i prigušenja se pripisuje većoj površini nalijeganja temelja na tlo. Ova zapažanja su iznesena za slučaj kada je $\eta_s = 0,25$. Slično vrijedi i pri $\eta_s = 0,5$, ali samo za horizontalno gibanje temelja i torziju. Za ljuljanje oko dulje stranice, za slučaj s $\eta_s = 0,5$, nije moguće donijeti zaključak jer je u radu uočena pogreška kod prikaza rezultata. Međutim, povećanje omjera dulje i kraće stranice temelja postavljenog na elastični poluprostor s $\eta_s = 0,5$ je uočeno da krutosti za vertikalno gibanje i ljuljanje oko kraće stranice poprimaju negativne vrijednosti za α_0 redom jednako 2 i 3. Nadalje, povećanje omjera dulje i kraće stranice temelja postavljenog na elastični poluprostor s $\eta_s = 0,5$ rezultira povećanjem prigušenja za vertikalno gibanje i ljuljanje temelja oko kraće stranice praktično za sve promatrane frekvencije. Naposljetku, ova studija je pokazala da povećanje η_s , za vrijednosti od inženjerskog interesa, praktično ne utječe na krutost za sve slučajeve gibanja. Odstupanje je utvrđeno jedino za $\eta_s = 0,5$ pri čemu krutosti za vertikalno gibanje i ljuljanje poprimaju negativnu vrijednost za $\alpha_0 > 2,5$. Prigušenje za horizontalno gibanje i torziju je gotovo neosjetljivo na promjenu η_s . S druge strane, prigušenje za vertikalno gibanje i ljuljanje raste s povećanjem vrijednosti η_s .

Viskoelastični medij sa slojem naslaga iznad poluprostora:

Wong i Luco (1985) su iznad poluprostora definirali sloj naslaga čija debljina h_s odgovara polovici širine temelja B_f te, u drugom slučaju, dvostrukoj širini temelja, tj. $4B_f$. S obzirom na spomenute debljine naslaga, one će u tekstu dalje biti opisane redom kao tanke i debele. Nadalje, Wong i Luco su proračun proveli uz pretpostavku da je relativna gustoća poluprostora za 13 % veća od relativne gustoće naslaga te da srednja brzina širenja posmičnih valova u naslagama $v_{s,1}$ odgovara 30 i 80 % vrijednosti srednje brzine širenja posmičnih valova u poluprostoru $v_{s,2}$. Naslage uključuju histerezno prigušenje od 5 %, dok poluprostor ispod naslaga uključuje histerezno prigušenje od 3 %. S obzirom na spomenute omjere srednjih brzina širenja posmičnih valova, dalje u tekstu će se redom govoriti o mekim i krutim naslagama. Rezultati ove studije su pokazani na slici 24, a dobiveni su rješavanjem integralne jednadžbe koja uključuje Greenovu funkciju za uslojeni medij. Dijagrami pokazani na slici 24 su izrađeni na temelju numeričkih podataka danih u znanstvenom radu kojeg su izradili Wong i Luco (1985).

Prije detaljnijeg opisa rezultata, na umu valja imati da se u ovom slučaju meke i krute naslage, čija debljina odgovara dvostrukoj širini temelja, mogu promatrati kao poluprostor koji leži na drugom poluprostoru jer se utjecaj od temelja gotovo potpuno gubi već pri samom dnu ovih naslaga. Ovo potvrđuju rezultati druge studije gdje je istraženo ponašanje temelja širine 20 m postavljenog na meke naslage debljine 20 do 80 m iznad homogenog poluprostora (Andersen i Clausen, 2008).



Slika 24. Bezdimenzijski koefijenti krutosti α i prigušenja β u funkciji bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 , za kruti kvadratni temelj postavljen na dvije različite dubine naslaga iznad poluprostora te za dva omjera brzine širenja posmičnih valova na vrhu i dnu naslaga, za viskoelastični model tla (prema Wong i Luco, 1985)

Što se tiče krutih naslaga čija debljina odgovara širini temelja, njihova svojstva su vrlo slična svojstvima poluprostora iznad kojeg se nalaze pa se ovakav model tla može promatrati kao jedna homogena cjelina. S druge strane, meke naslage čija debljina odgovara širini temelja predstavljaju medij s naglom promjenom svojstava, ako su postavljene iznad znatno krućeg poluprostora. Kod takvih relativno tankih mekih naslaga postavljenih na, kako to one *vide*, čvrstu podlogu se javljaju izražene oscilacije vrijednosti krutosti i prigušenja s promjenom frekvencije (slika 24). Isto su upozorili i drugi (npr. Ostadan, Deng i Roesset, 2004).

Poznato je da uslojenost temeljnog tla može imati značajan utjecaj na funkcije impedancije kako za translatorno gibanje tako i za ljuljanje i torziju (Andersen i Clausen, 2008).

Dijagrami za viskoelastični model tla (slika 24) su zbog sažetosti i preglednosti izrađeni samo za $\eta_s = 0,33$. U tom svjetlu se smatra važnim za istaknuti da funkcije impedancije za čisto translatorno gibanje, torziju te spregnuto translatorno gibanje i ljuljanje definirane za $\eta_s = 0,45$ slijede gotovo isti trend kao pandani definirani za $\eta_s = 0,33$. S druge strane, funkcije impedancije za vertikalno gibanje i ljuljanje pokazuju neke razlike s obzirom na promjenu η_s . Koeficijenti α_{yy} i α_z za $\eta_s = 0,33$ poprimaju negativne vrijednosti samo za tanke meke naslage i to za $\alpha_0 > 3$. Suprotno tome, za $\eta_s = 0,45$ koeficijent α_{yy} poprima negativne vrijednosti za tanke meke naslage nakon $\alpha_0 > 3,5$ te u ostalim slučajevima kada je $\alpha_0 > 4$. Koeficijent α_z (i) neovisno o krutosti i debljini naslaga poprima negativne vrijednosti za $\alpha_0 > 3$ i $\eta_s = 0,45$ te (ii) ima strmiji pad s povećanjem α_0 za $\eta_s = 0,45$ u odnosu na slučaj s $\eta_s = 0,33$. Nadalje, koeficijenti β_{yy} slijede gotovo isti trend za obje promatrane vrijednosti η_s . Za sve osim za tanke meke naslage je uočeno neznatno povećanje vrijednosti koeficijenta β_{yy} s povećanje parametra α_0 za $\eta_s = 0,45$ u odnosu kada je $\eta_s = 0,33$. Sličan trend je uočen i za β_z , ali je povećanje ovog koeficijenta s povećanjem parametra α_0 znatno izraženije.

Daljnji osvrt na funkcije impedancije koje su definirali Wong i Luco (1985) je dan za $\eta_s = 0,33$ jer se, slični trendovi odnose i na funkcije definirane za $\eta_s = 0,45$. Pregledom dijagrama na slici 24 se vidi da koeficijent α_x poprima gotovo konstantnu vrijednost za sve vrijednosti frekvencija. Odstupanje od ovog trenda je izraženo za tanke meke naslage gdje vrijednost koeficijenta oscilira oko gotovo konstantne vrijednosti za debele meke i debele krute te tanke krute naslage. Sa slike 24 se vidi (i) blago opadanje vrijednosti koeficijenta α_{yy} i α_{zz} s povećanjem α_0 te (ii) da su koeficijenti α_{yy} i α_{zz} , u odnosu na ostale koeficijente, najmanje osjetljivi na krutost i debljinu naslaga. Ovo posebno vrijedi za vrijednosti $\alpha_0 < 3$. Koeficijent za vertikalno gibanje α_z je vrlo osjetljiv na promjenu dubine i krutosti tla. Ima gotovo stalan pad za sve vrijednosti α_0 od 0 do 3 za sve dubine i krutosti naslaga. Nakon vrijednosti $\alpha_0 = 3$ koeficijent α_z za tanke naslage poprima negativne vrijednosti, dok se za duboke naslage javlja neznatno povećanje vrijednosti koeficijenta α_z .

Što se tiče koeficijenta za prigušenje za temelje postavljene na naslage iznad viskoelastičnog poluprostora (slika 24), ponašanje s obzirom na α_0 je znatno jednostavnije u odnosu na ponašanje koeficijenta za krutost. U tom svjetlu je uočeno da koeficijenti β_x , β_{yy} , β_z i β_{zz} za debele meke i debele krute te tanke krute naslage imaju gotovo linearan porast vrijednosti s povećanjem α_0 . S druge strane, za tanke meke naslage vrijednosti koeficijenta β_{yy} i β_z vrlo blag rastu do $\alpha_0 = 2,5$, nakon čega slijedi vrlo nagli porast njihovih vrijednosti. Vrijednosti koeficijenta β_x i β_{zz} za tanke meke naslage rastu do $\alpha_0 = 4$, nakon čega slijedi opadanje njihovih vrijednosti do $\alpha_0 = 4,5$ te ponovni porast prema $\alpha_0 = 5$.

Konstantni histerezni medij:

Nedugo nakon što su Veletsos i Wei (1971) definirali funkcije impedancije za kružni temelj na elastičnom poluprostoru, Veletsos i Verbič (1973) daju poluempirijske izraze za kružne temelje postavljene na viskoelastični poluprostor za η_s jednak 0,33 i 0,45. Za $\eta_s = 0,45$ su dali samo izraze za horizontalno gibanje te ljuljanje. Usporedbom izraza danih za spomenute dvije vrijednosti η_s za viskoelastični poluprostor je uočena zanemariva razlika. U nastavku su dani izrazi preko kojih su Veletsos i Verbič (1973) definirali koeficijente za krutost i prigušenje za viskoelastični poluprostor. Koeficijente za krutost i prigušenje za translaciju u horizontalnom smjeru su redom definirali pomoću sljedećih izraza:

$$\alpha_x = 1 - 0,65 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} \quad (52)$$

i

$$\beta_x = \frac{1}{\alpha_0} \tan \delta + 0,65 \cdot \sqrt{\frac{Q+1}{2}} \quad (53)$$

gdje je Q faktor koji se proračunava primjenom sljedećeg izraza:

$$Q = \sqrt{1 + \tan^2 \delta} \quad (54)$$

gdje je $\tan \delta$ istovjetno $2\xi_s$, o čemu je više riječi dano o poglavlju koje obrađuje ekvivalentno linearno modeliranje ponašanja tla. Nadalje, Veletsos i Verbič (1973) su koeficijente za krutost i prigušenje za ljuljanje redom definirali pomoću sljedećih izraza:

$$\alpha_{yy} = 1 - \frac{0,32 \cdot \alpha_0^2 \cdot \left(Q + 0,8 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} \right)}{Q + 1,6 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} + 0,64 \cdot \alpha_0^2} \quad (55)$$

i

$$\beta_{yy} = \frac{1}{\alpha_0} \tan \delta + \frac{0,256 \cdot \alpha_0^2 \sqrt{\frac{Q+1}{2}}}{Q + 1,6 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} + 0,64 \cdot \alpha_0^2} \quad (56)$$

Na kraju su koeficijente za krutost i prigušenje za ljuljanje Veletsos i Verbič (1973) redom definirali pomoću sljedećih izraza:

$$\alpha_z = 1 - \frac{0,224 \cdot \alpha_0^2 \cdot \left(Q + 0,8 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} \right)}{Q + 1,6 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} + 0,64 \cdot \alpha_0^2} - 0,75 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} \quad (57)$$

i

$$\beta_z = \frac{1}{\alpha_0} \tan \delta + \frac{0,18 \cdot \alpha_0^2 \sqrt{\frac{Q+1}{2}}}{Q + 1,6 \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{\frac{Q-1}{2}} + 0,64 \cdot \alpha_0^2} + 0,75 \cdot \sqrt{\frac{Q+1}{2}} \quad (58)$$

Radi usporedbe, funkcije definirane preko poluempirijskih izraza za konstantni histerezni medij su prikazane na slici 25 zajedno s funkcijama za elastični medij, također definiranim preko poluempirijskih izraza od strane istih autora (Veletsos i Verbič 1973). Na ovaj način je dana i poveznica na ranije opisane funkcije impedancije za elastični poluprostor za tri različite vrijednosti η_s . Poluempirijski izrazi za elastični medij s $\eta_s = 0,33$ su dani za horizontalno gibanje:

$$\alpha_x = 1 \quad (59)$$

i

$$\beta_x = 0,65, \quad (60)$$

za ljuljanje:

$$\alpha_{yy} = 1 - 0,5 \cdot \frac{(0,8 \cdot \alpha_0)^2}{1 + (0,8 \cdot \alpha_0)^2} \quad (61)$$

i

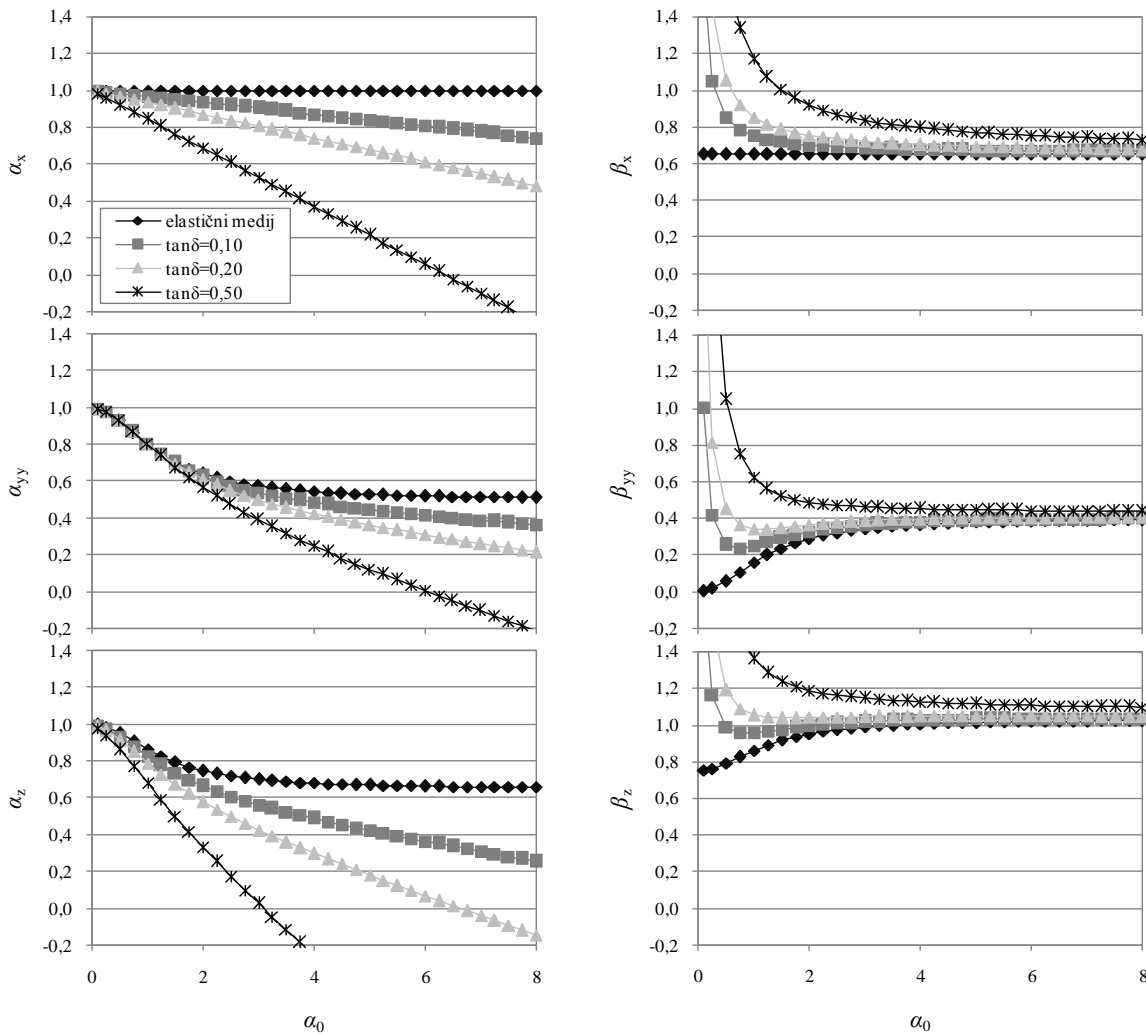
$$\beta_{yy} = 0,40 \cdot \frac{(0,8 \cdot \alpha_0)^2}{1 + (0,8 \cdot \alpha_0)^2}, \quad (62)$$

te za gibanje u vertikalnom smjeru:

$$\alpha_z = 1 - 0,35 \cdot \frac{(0,8 \cdot \alpha_0)^2}{1 + (0,8 \cdot \alpha_0)^2} \quad (63)$$

i

$$\beta_z = 0,75 + 0,28 \cdot \frac{(0,8 \cdot \alpha_0)^2}{1 + (0,8 \cdot \alpha_0)^2}, \quad (64)$$



Slika 25. Usporedba funkcija impedancije definiranih pomoću poluempirijskih izraza za kružni temelj postavljen na konstantni histerezni ($\tan\delta$) i elastični medij s η_s jednako 0,33 (prema Veletsos i Verbič, 1973)

S dijagrama na slici 25 se vidi da funkcije impedancije slijede gotovo isti trend za horizontalno i vertikalno gibanje te ljuľanje. Također, sa iste slike se vidi da je učinak materijalnog prigušenja dvojak. S povećanjem materijalnog prigušenja se smanjuje vrijednost koeficijenta za krutost α_s , gdje indeks s označava smjer gibanja (x , yy ili z), a povećava vrijednost koeficijenta za prigušenje β_s .

Nadalje, sa slike 25 se vidi da s povećanjem materijalnog prigušenja vrijednost koeficijenta za krutost brže opada. Koeficijenti α_s su općenito vrlo osjetljivi na vrijednost materijalnog prigušenja, dok je koeficijent α_{yy} gotovo neosjetljiv na vrijednost materijalnog prigušenja za $\alpha_o < 2$. Nadalje, koeficijenti β_s teže u beskonačnost pri vrlo malim frekvencijama. S povećanjem frekvencije vrijednost koeficijenta β_s opada do približno $\alpha_o = 2,5$ nakon čega poprima gotovo konstantnu vrijednost.

Koeficijenti β_s su pri niskim frekvencijama izrazito osjetljivi na vrijednost materijalnog prigušenja, dok su za vrijednosti $\alpha_o > 2,5$ gotovo neosjetljivi na vrijednost materijalnog prigušenja. Stoga, primjena ovakvog modela tla u procjeni odziva sustava tlo-konstrukcija može rezultirati prekomjerno prigušenjem ako je vlastita frekvencija osciliranja sustava mala (npr. za $\alpha_o < 2,5$). Između ostalog, sa slike 25 se vidi da koeficijenti za prigušenje uvijek imaju pozitivne vrijednosti, dok koeficijenti za krutost mogu poprimiti negativne vrijednosti za velike razine materijalnog prigušenja i pri velikim vrijednostima α_o . U tom svjetlu, koeficijenti α_x i α_{yy} poprimaju negativne vrijednosti za materijalno prigušenje koje približno odgovara 25 % i za vrijednosti $\alpha_o > 6$. Budući da koeficijent α_z ima strmiji pad u odnosu na druga dva spomenuta koeficijenta, on poprima negativne vrijednosti za materijalno prigušenje koje približno odgovara 10 i 25 % za vrijednosti α_o redom veće od 6 i 3.

Novija studija, koju je Vrettos (2014) proveo za kvadratne temelje na elastičnom poluprostoru s modulom posmika čija vrijednost opada s porastom dubine, je za α_z i β_z pokazala sličan trend kao studija provedena za kružne temelje polegnute na elastični poluprostor s jednolikom raspodjelom modula posmika po dubini koju su proveli Veletsos i Verbič (1973). Dok je razlika kod α_z za ova dva slučaja gotovo zanemariva, koeficijent β_z u slučaju s elastičnim poluprostorom i padajućom vrijednosti modula posmika po dubini ima za oko 20 % veće vrijednosti u odnosu na slučaj s elastičnim poluprostorom i jednolikom raspodjelom modula posmika po dubini.

Funkcije impedancije definirane primjenom regresijske analize:

Pais i Kausel (1988) su primjenom regresijske analize definirali približne izraze za procjenu bezdimenzijskih koeficijenata funkcija impedancije (tablica 13). No, upozorili su kako treba biti pažljiv kod njihove primjene posebno jer dio koji se odnosi na krutost nije pouzdan pri višim frekvencijama.

Također, pri definiranju ovih funkcija je zanemaren utjecaj Poissonovog koeficijenta na krutost. Ipak, poznato je (NIST, 2012) kako ovi izrazi često nailaze na primjenu u inženjerskoj praksi. U tablici 13 je L_f uvijek veća dimenzija u odnosu na B_f .

Tablica 13. Izrazi za proračun koeficijenata za dinamičku krutost i prigušenje krutih pravokutnih temelja polegnutih na popustljiv medij (Pais i Kausel, 1988)

Stupanj slobode, tj. indeks s	α_s	β_s
x	1	$\frac{4 \cdot \frac{L_f}{B_f}}{\frac{k_s}{G \cdot B_f}} \cdot \frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_s}$
y	1	$\frac{4 \cdot \frac{L_f}{B_f}}{\frac{k_s}{G \cdot B_f}} \cdot \frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_s}$
z	$1 - \frac{\left(0,4 + \frac{0,2B_f}{L_f}\right) \cdot \alpha_0^2}{10 + \frac{\left(\frac{L_f}{B_f} - 1\right)}{1 + 3 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f}\right)} \cdot \alpha_0^2}$	$\frac{4 \cdot \psi_{p_0} \cdot \frac{L_f}{B_f}}{\frac{k_s}{G \cdot B_f}} \cdot \frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_s}$
xx	$1 - \frac{\left(0,55 + 0,01 \sqrt{\frac{L_f}{B_f} - 1}\right) \cdot \alpha_0^2}{2,4 - \frac{0,4}{\left(\frac{L_f}{B_f}\right)^3} + \alpha_0^2}$	$\frac{\frac{4 \cdot \psi_{p_0}}{3} \cdot \left(\frac{L_f}{B_f}\right) \cdot \alpha_0^2}{\frac{k_s}{G \cdot B_f^3} \cdot \left[2,2 - \frac{0,4}{\left(\frac{L_f}{B_f}\right)^3} + \alpha_0^2\right]} \cdot \frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_s}$
yy	$1 - \frac{0,55 \cdot \alpha_0^2}{0,6 + \frac{1,4}{\left(\frac{L_f}{B_f}\right)^3} + \alpha_0^2}$	$\frac{\frac{4 \cdot \psi_{p_0}}{3} \cdot \left(\frac{L_f}{B_f}\right)^3 \cdot \alpha_0^2}{\frac{k_s}{G \cdot B_f^3} \cdot \left[1,8 + 1,75 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} - 1\right) + \alpha_0^2\right]} \cdot \frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_s}$
zz	$1 - \frac{\left(0,33 - 0,03 \sqrt{\frac{L_f}{B_f} - 1}\right) \cdot \alpha_0^2}{0,8 + \frac{\left(\frac{L_f}{B_f} - 1\right)}{1 + 0,33 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f}\right)} \cdot \alpha_0^2}$	$\frac{\frac{4}{3} \cdot \left[\left(\frac{L_f}{B_f}\right)^3 + \frac{L_f}{B_f}\right] \cdot \alpha_0^2}{\frac{k_s}{G \cdot B_f^3} \cdot \left[1,4 + 3 \cdot \left(\frac{L_f}{B_f} - 1\right)^{0,7} + \alpha_0^2\right]} \cdot \frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_s}$
gdje je $\psi_{p_0} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2\nu}}$, uz uvjet da je $\psi_{p_0} \leq 2,5$		

2.3.4 Osvrt na utjecaj nejednolike raspodjele svojstava po dubini tla na funkcije impedancije

Uz funkcije impedancija se obično vežu pretpostavke o (i) homogenom poluprostoru sa srednjim modulom posmika te (ii) o jednolikoj raspodjeli svojstava tla po dubini. No, kada se s povećanjem dubine u tlu javlja porast modula posmika, što je vjerojatnije i bliže stvarnosti, jasno je da postoji potreba za drugačijom definicijom funkcija impedancije. S druge strane, ranije je u radu pokazano da se ispod konstrukcija u temeljnom tlu može pojaviti porast brzine širenja posmičnih valova i to poglavito u gornjim slojevima tla koji su pod najvećim utjecajem pritiska od konstrukcije. Ovo sugerira da u razvoju

funkcija impedancija do danas nije razmotren utjecaj pritiska od konstrukcije. Nehomogena tla, tj. tla s nejednolikom raspodjelom svojstava po dubini je nezgodno modelirati primjenom analitičkih i poluanalitičkih metoda, no numeričke metode koje koriste konačne elemente ne posjeduju ovakav problem (npr. Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006).

Poznato je da koeficijenti kojima je opisana dinamička krutost uvijek imaju manje vrijednosti kod izrazito nehomogenih tala s obzirom na pandane proračunane za homogena tla. Ova razlika je zanemariva za praktične svrhe (Gazetas, 1991b; Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006). No, povećanje modula posmika s dubinom ima najizraženiji učinak na radijacijsko (tj. geometrijsko) prigušenje, posebice pri translatorskom gibanju temelja na tlu (Gazetas, 1991b). Također, pokazano je (Waas, Hartman i Werkle, 1988; Gazetas, 1991b; Vrettos, 1999) da u nehomogenim tlima valovi ne mogu u potpunosti biti izgubljeni radijacijom kao što to vrijedi za slučaj kod homogenih tala, već se dio valova reflektira na mjestima gdje se javlja promjena svojstava u tlu. Valovi koji sadrže visoke frekvencije nehomogeno tlo *vide* kao homogeni poluprostor (Gazetas, 1991b; Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006). Prigušenje valova koji sadrže visoke frekvencije može biti izraženije u tlima kod kojih se modul posmika povećava s porastom dubine u odnosu na slučaj kada je raspodjela modula posmika po dubini tla jednolika (Gazetas, 1991b).

Gazetas (1991b) je definirao funkcije impedancije za krute temelje postavljene na popustljiv medij u kojem modul posmika postupno raste s dubinom. No, upozorava da su rješenja vrlo gruba te da su izrazi definirani na ograničenoj količini informacija i predlaže sljedeći izraz za procjenu povećanja modula posmika kod nevezanih tala:

$$G_s(z) = G_{s,z=0} \cdot \left(1 + \frac{z}{B}\right)^{1/2} \quad (65)$$

gdje je $G_{s,z=0}$ modul posmika pri površini terena, z dubina u tlu, a B pola širine temelja. S druge strane, Waas, Hartman i Werkle (1988) su istražili utjecaj povećanja modula posmika s porastom dubine tla na vrijednost funkcija impedancija. U toj studiji je na površinu elastičnog poluprostora s linearnim povećanjem modula posmika po dubini smješten kruti kružni temelj. Gustoća materijala je zadržana konstantnom. Promjena modula posmika po dubini je u obzir uzeta primjenom sljedećeg izraza:

$$G_s(z) = G_{s,\max} \cdot \left(1 + s_G \cdot \frac{z}{r}\right) \quad (66)$$

gdje je $G_s(z)$ modul posmika na promatranoj dubini u tlu, z promatrana dubina mjerena od površine tla, $G_{s,\max}$ modul posmika pri malim deformacijama, s_G koeficijent povećanja modula posmika po dubini tla, a r polumjer kružne temeljne ploče. Koeficijent s_G je u studiji koju su proveli Waas, Hartman i Werkle

variran između 0 i 2, a materijalno prigušenje nije uzeto obzir. Također, Waas, Hartman i Werkle su (i) pokazali da pretpostavka o homogenom poluprostoru može rezultirati izrazito precijenjenim prigušenjem zbog radijacije i (ii) predložili su izraze pomoću kojih se može izvršiti korekcija statičkih krutosti kako bi se u obzir uzela promjena modula posmika po dubini tla:

$$1 + 0,73 \cdot s_G - 0,14 \cdot s_G^2 \quad \text{za translaciju u horizontalnom smjeru,} \quad (67)$$

$$1 - 1,2 \cdot \eta_s \cdot s_G + 2 \cdot s_G^2 \quad \text{za translaciju u vertikalnom smjeru,} \quad (68)$$

$$1 + 0,47 \cdot s_G - 0,47 \cdot s_G^2 \quad \text{za ljuljanje oko horizontalne osi,} \quad (69)$$

$$1 + 0,19 \cdot s_G - 0,1 \cdot s_G^2 \quad \text{za zaokret oko vertikalne osi,} \quad (70)$$

gdje je s_G koeficijent povećanja modula posmika po dubini tla, a η_s Poissonov koeficijent za tlo. Poznato je da se u stvarnosti može javiti i slučaj kada modul posmika tla opada s porastom dubine. Autor je uočio više takvih primjera za stvarna tla opterećena lakim i teškim plitkim temeljem (npr. slika 14), dok Vrettos (2014) navodi da se u stvarnosti ovakva situacija javlja kada se u na površini relativno mekih naslaga nalazi kruti sloj tla ili kada se svojstva površinskih slojeva tla raznim tehnikama poboljšavaju radi povećanja nosivosti i smanjenja slijeganja. U svjetlu potresnih valova opasnih za konstrukcije, Vrettos (1999, 2014) je pokazao da u slučajevima s naslagama kod kojih vrijednosti modula posmika opada s porastom dubine nije moguća pojava površinskih SH valova, dok površinski SV i P valovi nestaju iznad određenih frekvencija. Ovo dodatno učvršćuje važnost SV valova kod proračuna konstrukcija u potresno aktivnim područjima te stav normi da tla trebaju biti opisana s obzirom na širenje posmičnih valova.

Studije koje je Vrettos (1999, 2014) proveo na elastičnom poluprostoru gdje modul posmika opada s porastom dubine pokazuju da ovakva nehomogenost ima veći utjecaj na vertikalno gibanje nego na ljuljanje. Ovo se objašnjava činjenicom da vertikalno gibanje, u odnosu na ljuljanje, ima utjecaj na veće dubine poluprostora (Vrettos, 1999). Vrettos (2014) je pokazao da spomenuti nehomogeni poluprostor daje nešto veće vrijednosti dinamičkih koeficijenata za krutost u usporedbi s homogenim poluprostorom, iako homogeni poluprostor ima veću statičku krutost. Promjena vrijednosti dinamičkih koeficijenata za krutost s obzirom na bezdimenzijski parametar frekvencije je vrlo slična za nehomogeni i homogeni elastični poluprostor i to za različite omjere dulje i kraće stranice pravokutnih temelja (Vrettos, 2014). Također, Vrettos (1999, 2014) je pokazao da koeficijenti za dinamičko prigušenje pri vertikalnom gibanju imaju veće vrijednosti kada se u elastičnom poluprostoru javlja opadanje vrijednosti modula posmika s dubinom nego kada je raspodjela modula posmika po dubini elastičnog poluprostora jednolika.

Stewart, Comartin i Moehle (2004) ističu da se kod relativno plitkih naslaga iznad čvrste podloge ne može javiti prigušenje u tlu za periode veće od osnovnog perioda osciliranja naslaga. Do danas je vrlo malo pažnje posvećeno istraživanju ponašanja tala opterećenih konstrukcijom gdje se javlja opadanje modula posmika s dubinom (tablica 11). Ovo potvrđuje i Vrettos (2014). Jedan poznati slučaj ovakvog istraživanja se odnosi na studiju ponašanja temelja za strojeve postavljene na naslagama meke gline sa krutim površinskim slojem (Gazetas, 1981).

2.3.5 Sažetak poglavlja

Tlo je nelinearno elastični materijal s povratnim deformacijama pri rasterećenju. Statičke krutosti tla mogu biti korištene u dinamičkim proračunima. Krutosti definirane za kružne temelje je dopušteno koristiti za pravokutne temelje. Pretvorba kružnih u pravokutne temelja i obrnuto se može provoditi preko izjednačavanja površina, ako se promatraju translacijski oblici gibanja, odnosno preko izjednačavanja momenta inercije, ako se promatra ljuljanje i zaokretanje temelja. Pretpostavka o ekvivalentnom polumjeru rezultira pogreškom manjom od 5 % ako je omjer stranica pravokutnih temelja manji od četiri, pri čemu prigušenje zbog ljuljanja može biti prekomjerno podcijenjeno. Izrazi koji koriste ekvivalentni polumjer temelja su prihvatljivi za većinu inženjerskih problema jer je prigušenje zbog translacije izraženije od prigušenja zbog ljuljanja. Funkcije impedancije za kružne i trakaste temelje prate slične trendove, što opravdava rješenja za kružne temelje. Izrazi za procjenu statičke krutosti su uglavnom definirani 70-ih i 80-ih godina prošlog stoljeća, a danas se nalaze kako u starijim, tako i u novijim izdanjima američkih normi za proračun konstrukcija. Ovi izrazi su definirani analitičkim postupcima ili regresijskom analizom. Suvremene europske norme ne nude preporuke za procjenu krutosti opruga i koeficijenata prigušenja te postupke za uključivanje popustljivosti tla u proračunima.

Opruge i prigušivače je dopušteno definirati kao frekvencijski nezavisne konstante ako temeljno tlo ima jednolika svojstva do dubine koja približno odgovara najvećoj dimenziji temelja. Ako temeljno tlo ima više horizontalnih slojeva jednolikih svojstava ili ako se osnovna stijena nalazi ispod naslaga jednolikih svojstava na dubini koja je manja od najveće dimenzije temelja, potrebno je koristiti frekvencijski zavisne funkcije impedancije, tj. opruge i prigušivače. Prigušivači simuliraju složeno trošenje energije koje uključuje radijaciju vala od temelja prema dubljim slojevima tla te histerežno trošenje energije unutar materijala tla. Pri svakom obliku osciliranja konstrukcije pripadajući *balon pritiska* od temelja seže u tlo do različitih dubina te je za svaki oblik osciliranja potrebno definirati drugačiju (prikladnu) vrijednost statičke krutosti tla. Funkcije impedancije se proračunavaju primjenom ekvivalentnih linearnih svojstava tala usklađenih s dinamičkim posmičnim deformacijama. Opisani pristup modeliranja je primjenjiv kada je tlo meko jer tada temelj zadržava svoj oblik. Pri definiranju funkcija impedancije često se usvajaju slijedeće pretpostavke: (i) pomaci se definiraju na kontaktu između temelja i temeljnog tla, dok njihov utjecaj u potpunosti prestaje na slobodnoj površini, (ii) slobodna površina može biti podvrgnuta

razvlačenju zbog pomicanja temelja koji je zalijepljen za tlo, (iii) na kontaktu između tla i temelja nema trenja, (iv) masa temelja je jednaka nuli.

Pri dinamičkom gibanju temelja bez mase, postavljenog na elastični prostor, trošenje energije se ostvaruje putem radijacijskog (tj. geometrijskog) prigušenja, dok je trošenje energije unutar materijala zanemareno. Materijalno prigušenje može biti izraženo kod snažnih potresa, a može se kretati između 2 i 6 %. Kada su temelji polegnutih na tlo radijacijsko prigušenje može doseći vrijednost do približno 10 % za ljuljanje i torziju, između 20 i 25 % za horizontalnu translaciju te čak do 50 % za vertikalno gibanje temelja. Kada temelj vibrira u vertikalnom smjeru valovi se odašilju u fazi pri čemu odnose veliku količinu energije. To vrijedi samo za duboke naslage i poluprostor. Kada se temelj ljulja, njegovi nasuprotni rubovi odašilju valove koji su 180° izvan faze pa se pri sretanju međusobno poništavaju. Valovi nastali pri ljuljanju ne mogu doseći velike udaljenosti pa troše manje energije s obzirom na valove koji nastaju pri vertikalnom vibriranju temelja.

Kod plitkih temelja je moguće zanemariti spregu između horizontalnog gibanja i gibanja ljuljanjem, jer je ta veličina vrlo mala u odnosu na čiste, nespregnute komponente funkcija impedancije. Sprezanje se ostvaruje na prirodan način ako se proračun provodi metodom postupnog guranja, čak i u numeričkim modelima gdje je tlo definirano primjenom čistih translacijskih i rotacijskih opruga. Proračun sustava tlo-konstrukcija primjenom metode postupnog guranja dopuštaju japanske i američke norme. Funkcije impedancije ne ovise značajno o vrijednosti Poissonovog koeficijenta, a u literaturi su uglavnom definirane za Poissonove koeficijente između 0,25 i 0,45. Procjena može biti loša za Poissonov koeficijent veći od 0,40, posebice pri visokim frekvencijama. Vrijednost Poissonovog koeficijent najviše ovisi o stupnju zasićenja i uvjetima dreniranosti. Poissonov koeficijent je za većinu geoloških materijala jednak 0,30, dok se za nevezane materijale kreće u granicama između 0,25 i 0,35. Za zasićene gline pri statičkom nedreniranom opterećivanju vrijednost Poissonovog koeficijenta je približno jednaka 0,50.

Istraživanja provedena za temelje postavljene na elastičnom mediju su pokazala slijedeće:

- α_x i α_{yy} nisu osjetljivi na promjenu η_s za $\alpha_0 < 2$, a približno su jednaki 1, bez obzira na vrijednost η_s ,
- α_{yy} opada s povećanjem α_0 , a za $\alpha_0 > 5$ i $\eta_s = 0,5$ poprima negativne vrijednosti,
- α_x je gotovo neosjetljiv na promjenu α_0 ,
- α_x i α_{yy} nisu osjetljivi na promjenu η_s u području $0 < \alpha_0 < 2$,
- α_{yy} je u odnosu na α_x puno osjetljiviji na promjenu α_0 , i to posebice za $\eta_s \approx 0,5$,
- α_{yy} ima općenito manje vrijednosti u odnosu na α_x , a razlika je izražena kod većih α_0 i η_s ,
- α_z slijedi sličan trend kao α_{yy} i vrlo je osjetljiv s obzirom na promjenu η_s ,
- α_z poprima negativne vrijednosti za $\alpha_0 > 2$ i $\eta_s = 0,5$,
- α_{zz} je praktično neosjetljiv na η_s , a poprima negativne vrijednosti za $\alpha_0 > 3$ i $\eta_s = 0,5$,
- β_x je gotovo neosjetljiv na promjenu α_0 , a slično vrijedi i za β_z ,

- β_x je općenito veći od β_{yy} , što je posebno izraženo za male vrijednosti α_0 ,
- β_{yy} je u funkciji α_0 za vrijednosti između 0 i 4, nakon čega poprima približno konstantnu vrijednost,
- β_x i β_{zz} su gotovo neosjetljivi na promjenu η_s , dok β_z i β_{yy} rastu s povećanjem vrijednosti η_s .

Za temelje postavljene na elastičnom mediju učinci inercijskih sila su u tlu izraženiji kada se temelj ljulja u odnosu na horizontalno gibanje. Učinci radijacijskog prigušenja su vrlo mali kod rezonantnog odziva sustava pri ljuljanju, kako bi se stvarni odziv mogao dobro procijeniti u proračun je potrebno uključiti materijalno prigušenje u tlu i konstrukciji.

Istraživanja u kojima je model tla definiran kao viskoelastični medij su provedena za različite krutosti i debljine naslaga iznad poluprostora, kako bi se što vjernije simulirali stvarni uvjeti u tlu. Naslage čija debljina odgovara dvostrukoj širini temelja se mogu promatrati kao poluprostor koji leži na drugom poluprostoru jer se utjecaj od temelja skoro potpuno gubi na prijelazu iz naslaga u poluprostor. Model tla koji čine naslage debljine širine temelja i čija su svojstva slična svojstvima poluprostora iznad kojeg se nalaze se može promatrati kao jedna cjelina. Meke naslage čija debljina odgovara širini temelja predstavljaju medij s naglom promjenom svojstava, ako su postavljene iznad znatno krućeg poluprostora. Kod relativno tankih mekih naslaga postavljenih na čvrstu podlogu se javljaju izražene oscilacije krutosti i prigušenja s promjenom frekvencije. Poznato je da uslojenost temeljnog tla može imati značajan utjecaj na funkcije impedancije kako za translatorno gibanje tako i za ljuljanje i torziju. Za ovakve, viskoelastične i uslojene modele tla je uočeno slijedeće:

- α_x poprima gotovo konstantnu vrijednost za sve vrijednosti α_0 ,
- α_{yy} i α_{zz} pokazuju blago opadanje s povećanjem α_0 ,
- α_{yy} poprima negativne vrijednosti nakon $\alpha_0 > 3,5$ neovisno o η_s ,
- α_{yy} i α_{zz} su najmanje osjetljivi na krutost i debljinu naslaga, što posebno vrijedi za vrijednosti $\alpha_0 < 3$,
- α_z neovisno o krutosti i debljini naslaga poprima negativne vrijednosti za $\alpha_0 > 3$ i $\eta_s = 0,45$,
- α_z je vrlo osjetljiv na promjenu dubine i krutosti tla i ima strmiji pad s povećanjem α_0 i η_s ,
- β_{yy} i β_z za tanke meke naslage blago rastu do $\alpha_0 = 2,5$ nakon čega slijedi vrlo nagli porast,
- β_{yy} i β_z za tanke meke naslage pokazuju veći porast s povećanjem α_0 za $\eta_s = 0,45$ nego za $\eta_s = 0,33$,
- β_x , β_{yy} , β_z i β_{zz} za debele meke i debele krute te tanke krute naslage imaju gotovo linearan porast vrijednosti s povećanjem α_0 ,
- β_x i β_{zz} za tanke meke naslage rastu do $\alpha_0 = 4$, nakon čega slijedi opadanje njihovih vrijednosti do $\alpha_0 = 4,5$ te ponovni porast prema $\alpha_0 = 5$.

Modeli s uključenim materijalnim prigušenjem pokazuju pad koeficijenta za krutost s povećanjem α_0 i materijalnog prigušenja. S druge strane, ovakvi modeli pokazuju povećanje koeficijenta za prigušenje s povećanjem materijalnog prigušenja, ali opadanje koeficijenta za prigušenje s povećanjem α_0 . Koeficijenti za prigušenje teže u beskonačnost pri vrlo malim frekvencijama. S povećanjem α_0 vrijednost koeficijenta za prigušenje opada do približno $\alpha_0 = 2,5$ nakon čega poprima približno konstantnu

vrijednost. Kod modela s uključenim histereznim prigušenjem koeficijenti za prigušenje uvijek imaju pozitivne vrijednosti, dok koeficijenti za krutost mogu poprimiti negativne vrijednosti za velike razine materijalnog prigušenja i pri velikim vrijednostima α_0 .

Pregledana literatura ukazuje na potrebu za kalibracijom analitičkih postupaka za procjenu dinamičkog ponašanja temelja s obzirom na stvarne slučajeve. Kada je riječ o uključivanju funkcija impedancije u proračune, nisu dane konkretne preporuke o tome u kojem je slučaju tlo potrebno promatrati kao poluprostor, a kada kao debele naslage na čvrstoj podlozi. Funkcije impedancije dane u pregledanoj literaturi su definirane za idealne uvjete u tlu. Prema autorovim spoznajama do danas nisu predložene funkcije koje se temelje na statističkoj obradi rezultata za stvarne uvjete u tlu, kao što je to učinjeno za spektre odziva. Autorovo je mišljenje da bi po uzoru na spektre odziva i funkcije impedancije mogle biti definirane po razredima za, primjerice: različite dubine naslaga do osnovne stijene; za različiti pritisak na temeljno tlo od konstrukcije; s obzirom na magnitudu potresnog vala koji se očekuje u temeljnom tlu; s obzirom na brzinu širenja posmičnih valova i drugo.

Postojeća rješenja za temelje postavljene na popustljiv medij u kojem modul posmika raste s dubinom su gruba i definirana su na ograničenoj količini informacija. Povećanje modula posmika s dubinom ima najizraženiji učinak na radijacijsko prigušenje. U nehomogenim tlima valovi ne mogu u potpunosti biti izgubljeni radijacijom kao što to vrijedi za slučaj kod homogenih tala, već se dio valova reflektira na mjestima gdje se javlja promjena svojstava u tlu. Prigušenje valova koji sadrže visoke frekvencije može biti izraženije u tlima kod kojih se modul posmika povećava s porastom dubine u odnosu na slučaj kada je raspodjela modula posmika po dubini tla jednolika. Do danas je vrlo malo pažnje posvećeno istraživanju ponašanja tala opterećenih konstrukcijom gdje se javlja opadanje modula posmika s dubinom. Ispod konstrukcija se u tlu mogu javiti velike vrijednosti brzina širenja posmičnih valova i to poglavito u gornjim slojevima koji su pod najvećim utjecajem pritiska od konstrukcije, nakon čega je moguća pojava opadanja vrijednosti brzine širenja posmičnih valova prema većim dubinama tla. Prema autorovim spoznajama, u razvoju funkcija impedancija do danas nije razmotren utjecaj pritiska od konstrukcije.

2.4 Pregled istraživanja potresnog ponašanja i međudjelovanja sustava tlo-plitko temeljena konstrukcija

Istraživanja u okviru međudjelovanja tla i konstrukcija su započela kroz ispitivanja na konstrukcijama nuklearnih postrojenja (Newmark i Hall, 1969; Seed i Lysmer, 1978). Newmark i Hall (1969) su relativno rano i bez velike baze zapisa potresa, pokazali (i) da se na kontaktu između teških konstrukcija i naslaga

javlja apsorpcija potresne energije, (ii) da se posljedično tome u konstrukcijama javljaju manje rezne sile u odnosu na iste konstrukcije temeljene na stijeni te su (iii) dali sažet prikaz koeficijenata relativnog prigušenja na kontaktu temelja i temeljnog tla pri ljuľljanju konstrukcije za vrijeme potresa (tablica 14).

Tablica 14. Prigušenje na kontaktu konstrukcije i temeljnog tla pri ljuľljanju konstrukcije (Newmark i Hall, 1969)

Tip temeljnog tla	v_s (m/s)	ζ_f (%)
Stijena	> 1800	2 - 5
Čvrsto tlo	\geq 600	5 - 7
Meko tlo	< 600	7 - 10

Pregledom tablice 14 se može uočiti da se na kontaktu između temelja koji se za vrijeme potresa ljuľlja i temeljnog tla očekuje veće prigušenje što je tlo mekše. Jennings i Bielak (1972) su pokazali da se pri djelovanju potresa učinci međudjelovanja tla i konstrukcije predominantno vežu za osnovni oblik osciliranja konstrukcije. U tom svjetlu su pokazali (i) da su spomenuti učinci zanemarivi za više oblike osciliranja konstrukcija, i to posebice kod visokih zgrada, (ii) da se zbog spomenutih učinaka osnovna frekvencija konstrukcije općenito smanjuje što je tlo mekše te (iii) da se kod niskih konstrukcija smanjenje osnovne frekvencije pripisuje ljuľljanju. Rezultati istraživanja provedenog na stvarnoj armiranobetonskoj zgradi sa sedam katova (Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a), koju je zatreslo 12 potresa kroz dugi niz godina, su pokazali (i) da osnovni period osciliranja sustava tlo-konstrukcija uvelike ovisi o jaćini podrhtavanja tla te (ii) da se period osciliranja sustava tlo-konstrukcija za isti smjer može razlikovati do 2,8 puta za promatrani set potresa s magnitudama u granicama od 4,3 do 7,5. Ovakva razlika perioda osciliranja sustava tlo-konstrukcija se najviše pripisuje nelinearnosti u temeljnom tlu i ljuľljanju konstrukcije na tlu. Ovo indirektno upućuje da bi se istraživanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija trebala provoditi koristeći setove potresa pravilno grupirane s obzirom na neku granićnu magnitudu, npr. 5,5 prema CEN (2004a).

Ućinci dinamićkog međudjelovanja tla i konstrukcije dolaze do izražaja s povećanjem popustljivosti temeljnog tla (npr. Newmark i Hall, 1969; Gazetas, 2006). Također, vibracije u konstrukciji temeljenoj na mekom tlu te posljedićne sile koje se javljaju u temelju mogu modificirati napadni potresni val na konstrukciju (npr. Newmark i Hall, 1969; Chopra, 2007a). U tom je svjetlu pokazano (Sigmund i Zlatović, 2000) da se bitno veća oštećenja javljaju na konstrukcijama temeljenim na mekom tlu, u odnosu na konstrukcije temeljene na stijeni. S druge strane, poznato je da mekši slojevi pojaćavaju podrhtavanje tla, što može povećati štetu na konstrukcijama (npr. Choobasti, Rezaei i Farrokhzad, 2013).

Veletsos (1978) istiće da je ućinke međudjelovanja tla i konstrukcija u proraćune moguće ukljućiti na dva naćina. Prvi naćin podrazumijeva modificiranje zapisa potresa zabilježenog u slobodnom polju i procjenu odziva konstrukcije na modificirani zapis, što je prirodnije i bliže stvarnosti. Drugi naćin podrazumijeva modificiranje dinamićkih svojstava konstrukcije (tj. osnovni period osciliranja i prigušenje) te procjenu

odziva modificirane konstrukcije na zapis potresa zabilježen u slobodnom polju. Veletsos ističe da oba pristupa daju iste rezultate, no da je drugi pristup prikladniji za inženjersku praksu. S ovime s slažu i Avilés i Pérez-Rocha (1999).

Prevrtanje i naginjanje zgrada za vrijeme potresa (slike 4 i 26) nije dopušteno. Mnoge svjetske norme (npr. SNZ, 2004a, b; CEN, 2004b, 2005b; ASCE, 2010) upozoravaju na ovu pojavu te propisuju mjere pomoću kojih bi se ona izbjegla. Ovome su doprinijela i mnoga svjetska istraživanja (npr. Housner, 1963; Priestley, Evison i Carr, 1978; Makris i Roussos, 2000; Apostolou, Gazetas, 2004) od kojih su ona starija uglavnom temeljena na modelima u umanjenom mjerilu bez uključivanja popustljivosti tla, dok su novija istraživanja provedena primjenom matematičkih alata i računalnih programa. Spomenuta istraživanja su provedena na krutim konstrukcijskim sustavima.



Slika 26. Zgrade bez vidljivih konstrukcijskih oštećenja koje su se nagnule zbog plastifikacije temeljnog: *lijevo* posljedica potresa koji je pogodio Filipine 1990. (Zeng i Steedman, 1998) i *desno* posljedica potresa Kocaeli iz 1999. (Fardis, 2009)

Primjeri krutih plitko temeljenih konstrukcija su, primjerice, silosi, električni transformator, spomenici te dijelovi nuklearnih postrojenja. Neovisna i detaljna istraživanja (npr. Priestley, Evison i Carr, 1978; Makris i Roussos, 2000) su bacila svjetlo na problem ljuljanja plitko temeljenih krutih konstrukcija. Uočeno je da su niže i krute konstrukcije osjetljive na vršno ubrzanje podloge, dok su više i krute konstrukcije osjetljive na postupan porast brzine gibanja podloge. Također, ova istraživanja su pokazala kako je pojava ljuljanja krutih konstrukcija mjerljiva i predvidljiva (Makris i Roussos, 2000) te da se može iskoristiti sa svrhom izoliranja osnove konstrukcije i ograničavanja oštećenja (Priestley, Evison i Carr, 1978). Nadalje, eksperimentalna istraživanja provedena u geotehničkoj centrifugi (Zeng i Steedman, 1998) su pokazala da prevrtanje zgrada može uslijediti čak i kada pojava likvefakcije nije moguća, tj. u slučaju kada je temeljno tlo potpuno suho. Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli (2000) ističu da u okviru graničnog stanja uporabljivosti vertikalno slijeganje ima manje nepovoljan utjecaj na konstrukciju u odnosu na učinke ljuljanja konstrukcije. No, pojava podizanja temelja i posljedično prekoračenje nosivosti temeljnog tla, u određenim slučajevima i s obzirom na osnovni period osciliranja konstrukcije te svojstva potresa, mogu imati vrlo povoljan učinak na gornji ustroj konstrukcije (Gazetas, 2006).

Dozvoljavanje sloma u temeljnom tlu može biti prekretnica u tradicionalnom projektiranju, a osim toga, proračun i procjena posljedica pojave sloma u temeljnom tlu ispod plitkih temelja može postati nezaobilazni zahtjev (Gazetas, 2006).

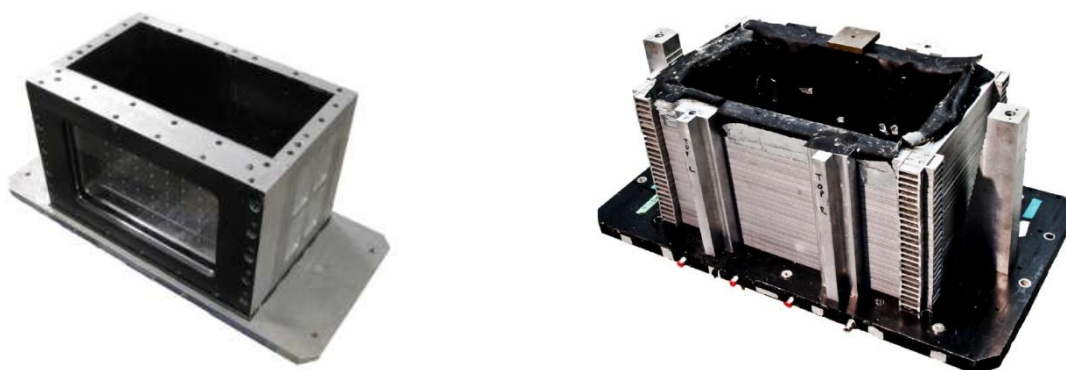
Trajna rotacija konstrukcije ne ovisi samo o maksimalnom ubrzanju tla koje se može pojaviti za vrijeme djelovanja potresa, već i o faktoru sigurnosti na statički vertikalni pritisak FS_v te o frekvencijskom sastavu potresa (Gazetas, 2006). Primjerice, potresi kod kojih prevladavaju visoke frekvencije (tj. potresi s predominantnim periodom između 0,2 i 0,3 s) mogu prouzročiti vrlo male trajne rotacije čak i ako je dinamički faktor sigurnosti vrlo mali (npr. 0,2) (Gazetas, 2006). S druge strane, potresi bogati vrlo niskim frekvencijama (npr. potresi s predominantnim periodom većim od 1 s) i s izraženim dugim pulsovima ubrzanja izazivaju znatno veća oštećenja (Gazetas, 2006).

Pomicanje temeljnog tla pri djelovanju potresa je širokopojasni proces, a sustav tlo-konstrukcija djeluje kao uskopoljasni filter koji povećava intenzitet samo dijela potresa koji sadrži frekvencije bliske frekvencijama sustava tlo-konstrukcija (Newmark i Hall, 1969; Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; Choobbasti, Rezaei i Farrokhzad, 2013).

Bray i ostali (2008) ističu da nelinearni učinci uzrokovani podizanjem plitkih temelja te popuštanjem temeljnog tla mogu znatno utjecati na povećanje pomaka konstrukcije što rezultira povećanjem naprezanja u konstrukcijskim elementima. Ista grupa istraživača ističe da su učinci podizanja temelja od temeljnog tla nedovoljno istraženi. Fardis (2009) navodi da kod konstrukcija s posmičnim zidovima na teškim temeljima nema podizanja temelja od tla, no dođe li do te pojave i do pojave ljuľljanja posljedica je prigušenje uslijed radijacije u tlo. Fardis u istom radu navodi da kod posmičnih zidova na plitkim temeljima s veznim gredama nije moguća pojava plastičnog zgloba zbog učinka podizanja temelja i ljuľljanja konstrukcije. Sukladno tome se ponašanje konstrukcije u stvarnosti može razlikovati od ponašanja procijenjenog numeričkim modelom.

Naredna poglavlja daju osvrt na (i) ključne parametre koji ukazuju na važnost uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima, (ii) dvije osnovne podjele učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija (kinematsko i inercijalno međudjelovanje) te (iii) pregled rezultata istaknutih istraživanja.

Radi jasnoće pojmova korištenih u daljnjim poglavljima, ovdje je opisana razlika između naziva za spremnike u koje se ugrađuju modeli tla u svrhu eksperimentalnog istraživanja. Sanduk je spremnik za model tla čije su stranice krute i uglavnom izrađene od čelika ili aluminija (jedna stranica može biti izrađena od prozirne, debele plastike) (slika 27). Posmična kutija (u literaturi još i ekvivalentna posmična greda ili ekvivalentna posmična kutija) je spremnik izrađen od više aluminijskih obruća međusobno povezanih gumom, kojima je omogućeno horizontalno pomicanje (slika 27).



Slika 27. Spremnici za eksperimentalno ispitivanje modela tla: sanduk (*lijevo*) (Heron et al., 2012) i posmična kutija (*desno*) (Chazelas i Madabhushi, 2009)

2.4.1 Ključni parametri za ocjenu važnosti učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija

Dinamički odziv sustava tlo-konstrukcija je vrlo složen i ovisi o mnogobrojnim parametrima koji su u funkciji svojstava temeljnog tla, temelja, gornjeg ustroja konstrukcije te pobude. Stoga je utjecaje sastavnih dijelova ovakvog problema najbolje pokazati preko bezdimenzijskih parametara. Mnogi istaknuti znanstvenici (npr. Verbič, 1972; Veletsos, 1978; Wolf, 1985; Ptilakis, D., 2006; Kausel, 2010) navode da je omjer krutosti konstrukcije i tla, tj. bezdimenzijski koeficijent krutosti ψ_1 , najbolji pokazatelj važnosti uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima:

$$\psi_1 = \frac{H}{T_1 \cdot v_s} \quad (71)$$

gdje je H efektivna visina konstrukcije za prvi oblik osciliranja, v_s brzina širenja posmičnog vala u stupcu temeljnog tla, a T_1 osnovni period osciliranja linearnog, upetog konstrukcijskog sustava. Krutost temeljnog tla je definirana preko profila brzine širenja posmičnih valova u tlu, što je u direktnoj vezi (preko gustoće materijala tla) s modulom posmika tla, dok omjer H i T_1 opisuje krutost konstrukcije. Prema NIST (2012) u izrazu (71) je preporučljivo koristiti vrijednost brzine širenja posmičnog vala u uvjetima kada je tlo opterećeno konstrukcijom $v_{s,F}$ (18). Lako je uočiti da parametar krutosti ψ_1 ima vrijednost koja teži u beskonačnost za upete konstrukcijske sustave te da mu vrijednost raste što je temeljno tlo mekše.

Za okvirne konstrukcije temeljene na mekom tlu parametar krutosti ψ_1 ima vrijednost manju od 0,1 dok za konstrukcije s posmičnim zidovima i spregovima ovaj koeficijent ima vrijednost između 0,1 i 0,5 (NIST, 2012). Parametar krutosti ψ_1 poprima vrlo male vrijednosti za visoke i vitke konstrukcije kod kojih značajniju ulogu igra inercijalno međudjelovanje tla i konstrukcije (Avilés i Pérez-Rocha, 1999;

NIST, 2012). Upravo je tako mala vrijednost parametra krutosti razlog zašto je produljenje perioda kod visokih, vitkih konstrukcija zanemarivo (npr. Veletsos i Meek, 1973; Avilés i Pérez-Rocha, 1999). Poznato je da se izraženo međudjelovanje tla i konstrukcija javlja u slučajevima kada ψ_1 ima veću vrijednost od 0,1 (Veletsos i Nair, 1974; Ptilakis, D. et al., 2008; NIST, 2012). S druge strane, postoji nešto oprezniji stav (Veletsos i Meek, 1973; Avilés i Pérez-Rocha, 1999) prema kojemu se smatra da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija značajni ako ψ_1 ima vrijednost veću od 0,05. Gornja granična vrijednost za ψ_1 je procijenjena na 0,33 (Veletsos i Meek, 1973). Izražena pojava međudjelovanja tla i konstrukcija se može javiti čak i kada ψ_1 ima vrlo malu vrijednost, ali pod uvjetom da ψ_5 ima veliku vrijednost (Ptilakis, D. et al., 2008). Izraz za proračun parametra ψ_5 te njegove karakteristične vrijednosti su definirani nešto kasnije u ovom poglavlju. Za $\psi_1 < 0,05$ su period osciliranja i prigušenje sustava tlo-konstrukcija jednaki pandanima upetog konstrukcijskog sustava (Veletsos i Meek, 1973).

Verbič (1972) i Veletsos i suradnici (Veletsos i Meek, 1973; Veletsos i Nair, 1974) su pokazali mnoge parametre koji ukazuju na važnost uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima. Jedan takav parametar se odnosi na vitkost konstrukcije, tj. omjer visine konstrukcije H i širine temelja $2B_f$:

$$\psi_2 = \frac{H}{2B_f} \quad (72)$$

Poznato je da se kod konstrukcija s ψ_2 većim od jedan predominantno javlja ljuljanje, dok je u suprotnom izraženije klizanje konstrukcije po temeljnom tlu (Escoffier i Chazelas, 2014). Parametar vitkosti $\psi_2 = 1$ se veže za niske, *zdepaste* konstrukcije, dok se $\psi_2 = 5$ veže za visoke i vitke konstrukcije (Verbič, 1972; Veletsos i Meek, 1973). Sljedeći parametar se odnosi na omjer predominantne frekvencije pobude f_p i frekvencije upetog konstrukcijskog sustava f_1 :

$$\psi_3 = \frac{f_p}{f_1} \quad (73)$$

Očito je da parametar ψ_3 upozorava na pojavu rezonance između pobude i konstrukcije, ukoliko ima vrijednost jednaku jedan. Drugačije rečeno, učinci međudjelovanja tla i konstrukcija mogu biti zanemareni ukoliko je vrijednost parametra ψ_3 vrlo velik ili vrlo mali broj. Za harmonijska gibanja predominantnu frekvenciju je moguće odrediti koristeći izraz (Veletsos i Meek, 1973):

$$f_p = \frac{\omega}{2\pi} \quad (74)$$

Predominantna frekvencija za stohastička prolazna gibanja (npr. potrese) je, pojednostavljeno, najizraženija frekvencija. S druge strane, može se reći da dominantna frekvencija potresa zabilježenog na površini tla odgovara osnovnoj frekvenciji tla s obzirom da se izražena amplifikacija energije potresnog vala javlja pri rezonanci pa se može zapisati:

$$\psi_3 = \frac{f_p}{f_1} = \frac{f_0}{f_1} \quad (75)$$

gdje je f_0 osnovni period osciliranja temeljnog tla. Također, utjecaj međudjelovanja tla i konstrukcije je moguće iskazati i preko omjera mase gornjeg ustroja konstrukcije m_{st} i mase temelja m_{fo} (Verbič, 1972; Avilés i Pérez-Rocha, 1999; Escoffier i Chazelas, 2014):

$$\psi_4 = \frac{m_{st}}{m_{fo}} \quad (76)$$

Kako bi se dobio osjećaj o odnosu mase konstrukcije i temelja, ovdje je dana usporedba za ovaj parametar usvojen u dvije vrlo vrijedne studije. U vrlo detaljnoj parametarskoj studiji koju su proveli Avilés i Pérez-Rocha (1999) je pretpostavljeno da omjer mase konstrukcije i mase temelja iznosi četiri. U istoj studiji je istaknuto kako ova vrijednost odgovara srednjoj reprezentativnoj vrijednosti. S druge strane, nedavno je provedeno eksperimentalno istraživanje u geotehničkoj centrifugi na modelu peterokatnice s omjerom mase konstrukcije i mase temelja jednakim dva (Escoffier i Chazelas, 2014). Između ostalog, jedan od vrlo dobrih predskazatelja važnosti uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima je omjer mase konstrukcije i mase temeljnog tla do dubine koja odgovara visini konstrukcije (Verbič, 1972; Avilés i Pérez-Rocha, 1999; Ptilakis, D. et al., 2008; NIST, 2012):

$$\psi_5 = \frac{m}{\rho_{fs} \cdot A_f \cdot \underline{H}} \quad (77)$$

gdje je m masa konstrukcije (za osnovni oblik osciliranja konstrukcije), ρ_{fs} gustoća materijala temeljnog tla, A_f površina temelja, a \underline{H} efektivna visina konstrukcije za prvi oblik osciliranja. Za zgrade se veže karakteristična vrijednost parametra mase ψ_5 u iznosu jednakom 0,15 (Veletsos, 1978; Avilés i Pérez-Rocha, 1999; NIST, 2012). U tom svjetlu, Verbič (1972) dodaje da $\psi_5 = 0,15$ odgovara većini armiranobetonskih zgrada. Također, novije studije (npr. FEMA, 2005; Ptilakis, D. et al., 2008) navode da vrijednost koeficijenta mase ψ_5 za većinu konvencionalnih zgrada leži između 0,10 i 0,20. Kako je spomenuto ranije, koeficijent mase može imati i znatno veću vrijednost od uobičajenih. U eksperimentalnim istraživanjima (npr. Ptilakis D. et al., 2008) se može pronaći ψ_5 s vrijednosti jednakom

10 (100 puta veća vrijednost od uobičajene), kako bi se kompenzirala mala vrijednost parametra ψ_1 i omogućilo međudjelovanje tla i konstrukcije. Također, u jednoj od novijih studija (npr. Ptilakis, D. 2006) se mogu pronaći vrijednosti parametra ψ_5 od 0,3 do 0,6, za koje je provedena i parametarska studija.

Također, učinke međudjelovanja tla i konstrukcija je poželjno prikazati s obzirom na odnos relativnog prigušenja konvencionalno upete konstrukcije i relativnog prigušenja temeljnog tla te s obzirom na Poissonov koeficijent za materijal od kojeg se sastoji poluprostor (Verbič, 1972; Wolf, 1985; NIST, 2012). Između ostalog, kako je već ranije spomenuto, rješenja problema međudjelovanja tla i konstrukcija valja prikazati preko bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 , što je uobičajeno u mnogim studijama u okviru ovog područja istraživanja (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Wolf, 1985; Renzi, 2009; NIST, 2012). Dinamički odziv sustava tlo-konstrukcija je najosjetljiviji na parametre ψ_1 , ψ_2 i ψ_3 (Ptilakis, D. 2006). S druge strane, nelinearno ponašanje tla u okviru ekvivalente linearne metode je pod izrazitim utjecajem amplitude i frekvencijskog sastava ulaznog zapisa potresa (Ptilakis, D. 2006).

2.4.2 Kinematsko međudjelovanje tla i konstrukcija

Kinematsko međudjelovanje tla i konstrukcije podrazumijeva prisutnost krutog temelja na ili u tlu zbog čega se javlja različito gibanje točke u razini temeljenja i točke u slobodnom polju (Stewart, Comartin i Moehle, 2004; NIST, 2012; Mason et al., 2013). Rješenje problema kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije je gibanje na razini temelja koje se koristi za rješavanje problema inercijalnog međudjelovanja tla i konstrukcija (Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006). Smatra se da je za isti potresni događaj gibanje u temelju manjeg intenziteta od gibanja točke u slobodnom polju (Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; FEMA, 2005; ASCE, 2014). Učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija uključuju (i) refleksiju i refrakciju potresnog vala (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990), (ii) filtriranje potresnih valova koji ulaze u konstrukciju (NIST, 2012; ASCE, 2014) te (iii) uprosječivanje ulaznog potresnog vala na razini temelja (Stewart, Comartin i Moehle, 2004; NIST, 2012). Nadalje, ovi učinci su (i) strogo u funkciji perioda (Stewart, Comartin i Moehle, 2004; ASCE, 2014), (ii) izraženi su kod konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,5 s (FEMA, 2005, 2009) i (iii) mogu značajno reducirati odziv krutih sustava čak i za potresne valove koji se šire vertikalno (Veletsos i Prasad, 1988). Ovi učinci se općenito mogu promatrati kao prolazak potresnog vala kroz nisko propusni filter, tj. filter koji ne propušta visoke frekvencije. Uprosjecivanje podrazumijeva da je sveukupno gibanje na razini temeljenja manje od maksimuma koji bi se javio u nekoj točki u slobodnom polju (FEMA, 2005).

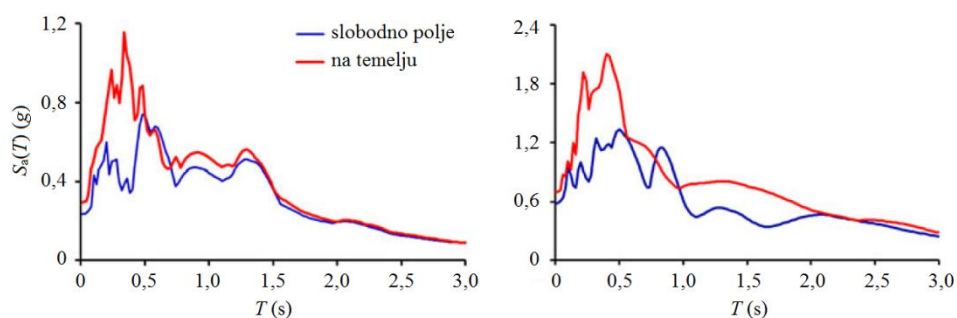
Ulazni potresni val zabilježen na razini temelja je teoretsko gibanje uz pretpostavku da temelj i konstrukcija nemaju masu (Wolf, 1985; Veletsos i Prasad, 1988; Stewart, Comartin i Moehle, 2004; Kausel, 2010) i smatra se boljim ulazom za proračune u odnosu na zapise potrese zabilježene na slobodnoj površini tla (FEMA, 2005). Ako se konstrukcija promatra kao upeta u temelj, što se uglavnom i

podrazumijeva, tada se gibanje na razini temelja može koristiti u proračunima konvencionalno upetih modela konstrukcija ili može biti kombinirano s modelom konstrukcije postavljene na set opruga i prigušivača. Ovaj potvrđuju i drugi (npr. Veletsos i Prasad, 1988; NIST, 2012; Mason et al., 2013). Ulazno gibanje u temelju, osim horizontalnog gibanja, uključuje i rotacijsku komponentu u vertikalnoj ravnini (Wolf, 1985; Veletsos i Prasad, 1988; Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006), koja se javlja čak i pri čistom horizontalnom podrhtavanju tla (Bielak, 1975; Veletsos i Prasad, 1988). Prema Krameru (1996) gibanje krutog temelja postavljenog na tlo uvijek uključuje učinke kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija, dok novija studija (Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006) ističe da se kod površinskih temelja pri djelovanju posmičnih valova koji na površinu stižu vertikalno ne javljaju učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija. Prema agenciji FEMA (2005) učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija se mogu zanemariti kod sustava s temeljnim tlom čija je srednja brzina širenja posmičnih valova manja od 180 m/s. Osim toga, kinematske učinke međudjelovanja tla i konstrukcija nije dozvoljeno uzimati u obzir za konstrukcije temeljene na glinovitim tlima (FEMA, 2005; ASCE, 2014). Učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija se u proračunima uglavnom uvode za osnovni oblik osciliranja konstrukcije (Finn, Pandey i Ventura, 2011; Bech et al., 2014). Učinci kinematskog međudjelovanja ne utječu na vrijednost osnovnog perioda osciliranja sustava tlo-konstrukcija (Avilés i Pérez-Rocha, 1999).

Alati i preporuke za uvođenje učinaka kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija prema američkim priručnicima (FEMA, 2005; NIST, 2012) su korišteni u procjeni potresnog ponašanja 3 različite zgrade izgrađene u gradu Christchurch na Novom Zelandu (Bech et al., 2014). Procijenjeni odziv na nelinearnim numeričkim modelima zgrada je uspoređen sa stvarnim odzivom zgrada koje su pretrpjele podrhtavanja tla u regiji Canterbury tijekom 2010. i 2011. Sve zgrade su armiranobetonske, visine 3 do 6 katova, imaju podrum i temeljene su na mekim tlima (brzina širenja posmičnih valova između 150 i 360 m/s). U ovim numeričkim modelima je temeljno tlo modelirano pomoću bilinearnih opruga koje omogućavaju prijenos isključivo tlačnih naprezanja te odvajanje temelja od temeljnog tla. Opisano istraživanje je pokazalo da uvođenje popustljivosti podloge u numeričke modele preko opruga, zajedno s uključivanjem učinaka kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije, (i) može dati dobru procjenu odziva postojećih konstrukcija te (ii) da ovakvi numerički modeli daju drugačiju raspodjelu deformacija i mjesta pojavljivanja plastičnih zglobova s obzirom na numerički pandan kruto pričvršćen u peti. No, istaknuto je (Bech et al., 2014) da je procijenjeni odziv ipak konzervativan u smislu da precjenjuje razinu stvarnog oštećenja. Na temelju ovoga je zaključeno (Bech et al., 2014) da se uključivanje kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija te opruga za simuliranje popustljivosti temeljnog tla može pouzdano uključivati u rutinske inženjerske proračune.

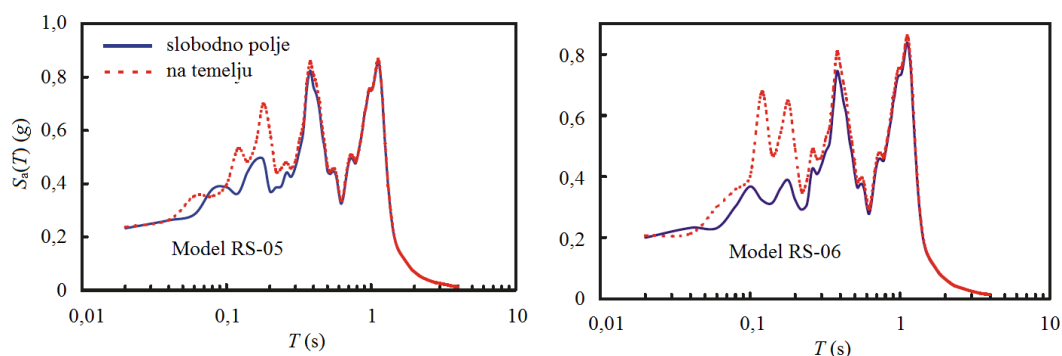
Preko 30 od 100 stvarnih slučajeva (Jennings i Bielak, 1972; Poland, Soulages, Sun i Mejia, 2000; Finn, Pandey i Ventura, 2011) je pokazalo neslaganje s preporukama danim u američkim priručnicima (FEMA,

2005; NIST, 2012), gdje postoji stav da je za isti potres ulazno gibanje u temelju manjeg intenziteta u odnosu na gibanja točke na slobodnom polju. Na slici 28 su pokazana dva stvarna slučaja u kojima je zapis gibanja slobodnog polja sadrži manju količinu energije u odnosu na zapis gibanja zabilježenog na temelju.



Slika 28. Usporedba spektara odziva izrađenih za gibanje točke na temelju i pandana na slobodnom polju za: zgradu okruga El Centro koju je pogodio potres 1979. (lijevo) te za zgradu bolnice u okrugu Sylmar koju je potres pogodio 1994. (desno) (Finn, Pandey i Ventura, 2011) (uredio autor)

Istraživanje provedeno u Kanadi u geotehničkoj centrifugi na modelu konstrukcije plitko temeljene na pijesku (Rayhani i El Naggar, 2008a) je bacilo novu sumnju i pokazale da je ulazno gibanje u temelju većeg intenziteta u odnosu na gibanje točke na slobodnom polju (slika 29).



Slika 29. Usporedba spektara odziva izrađenih za gibanje točke na temelju i pandana na slobodnom polju za isti potresni događaj (Rayhani i El Naggar, 2008a) (uredio autor)

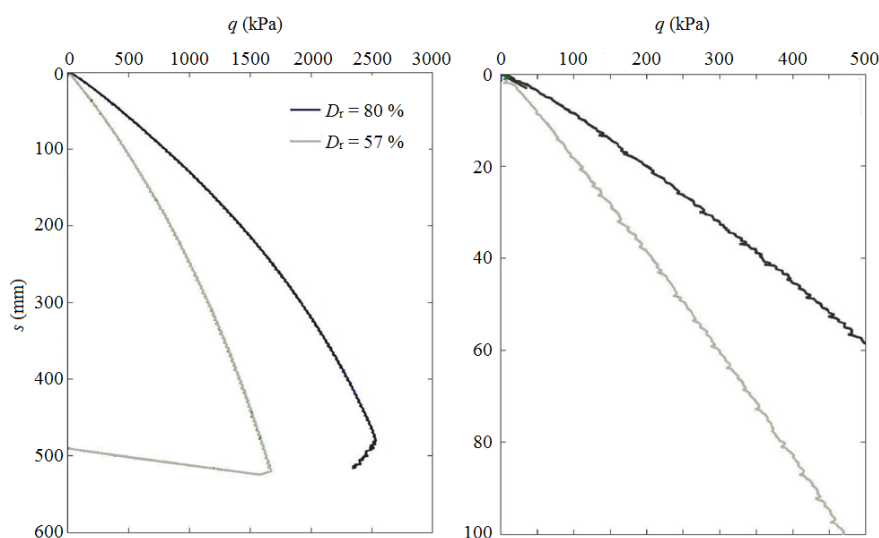
S druge strane, rezultati mjerenja na stvarnoj armiranobetonskoj zgradi plitko temeljenoj na debelim mekim naslagama (Crespellani, Facciorusso i Madiai, 2006) su pokazali da je za isti potres ulazno gibanje u temelju manjeg intenziteta u odnosu na gibanja točke na slobodnom polju. Također, eksperimentalno istraživanje u geotehničkoj centrifugi (Mason et al., 2013) potvrđuje da zapisi ubrzanja zabilježeni na temelju mogu imati manje amplitude od zapisa zabilježenih na slobodnom polju što se posebno očituje pri malim periodima. Ovo se pripisuje učincima uprosječivanja i filtriranja zbog prisutnosti krutog temelja na tlu (Mason et al., 2013). Iz toga je jasno da postoji potreba za oprezom pri uključivanju učinaka kinematskog međudjelovanja u proračunima, ali i potreba za provedbom daljnjeg istraživanja kako bi se ovaj problem dovoljno rasvijetlio.

2.4.3 Inercijalno međudjelovanje tla i konstrukcija

Inercijalno međudjelovanje tla i konstrukcija u obzir uzima pomake i ljuljanje temelja na temeljnom tlu koje uzrokuju inercijalne sile u konstrukciji koja vibrira (NIST, 2012). Deformacije koje se javljaju u tlu u neposrednoj okolini konstrukcije se pripisuju inercijalnom međudjelovanju tla i konstrukcije (Kausel, 2010). Inercijalne sile u konstrukciji su u funkciji gibanja na razini temelja, što odražava učinke kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije. Posljedično pojavi inercijalnih sila u konstrukciji javljaju se dodatne, povećane sile u temelju koje uzrokuju pomake na kontaktu između temeljnog tla i temelja, što čini zatvorenu petlju međudjelovanja tla i konstrukcije sve dok traje podrhtavanje jednog dijela sustava. Učinci inercijalnog međudjelovanja tla i konstrukcija su vrlo važni kod plitko temeljenih konstrukcija (Wolf, 1985). Iako su mnoga ispitivanja pri normalnom gravitacijskom ubrzanju doprinijela uvidu u nelinearno ponašanje temelja te razvoju analitičkih metoda za uključivanje plitkih temelja u proračune procjene odziva, ona su izvedena uz vrlo niske vrijednosti bočnih naprezanja u tlu, što ne odgovara slučajevima u stvarnosti (npr. Combescure i Chaudat, 2000; Pitilakis, D. et al., 2008). S druge strane, ispitivanja u geotehničkim centrifugama omogućavaju prisutnost bočnih naprezanja u tlu koja vrlo dobro odgovaraju onima u stvarnosti. Poznato je (npr. FEMA, 2005, 2009; Pitilakis, D. et al., 2008; NIST, 2012) da pomaci na sljubnici tlo-temelj doprinose trošenju energije u smislu radijacije i histereznog prigušenja u tlu, što u konačnici značajno utječe na prigušenje sustava temeljno tlo-konstrukcija. Također, pokazano je (Finn, Pandey i Ventura, 2011) da inercijalno međudjelovanje može prouzročiti izrazito nelinearno ponašanje temeljnog tla što može rezultirati postupnim smanjenjem krutosti. Opsežno istraživanje koje su Trifunac, Ivanović i Todorovska (2001a) proveli za istu lokaciju, koju je kroz dugi niz od 23 godine pogodilo 12 potresa, je pokazalo da tlo kroz vrijeme može povratiti svoju početnu krutost.

Nosivost temeljnog tla:

U uvjetima djelovanja potresa najčešći oblik otkazivanja nosivosti na razini temeljenja se veže za prekomjerno ljuljanje i slijeganje temelja (npr. Zeng i Steedman, 1988). Kada je riječ o rastresitim tlima, poimanje nosivosti tla je još uvijek nejasno (Atkinson, 2000; Cilingir et al., 2012; Knappett i Craig, 2012). Kako pokazuje slika 30, pritisak na temeljno tlo može dostići gotovo 2500 kPa uz približno linearni porast slijeganja do gotovo 0,5 m. Ovakav kontinuirani porast pritiska na suhe pijeske pri vrlo velikim razinama slijeganja i bez izraženog sloma u tlu su pokazali i drugi (npr. Atkinson, 2000). No, lako je zaključiti da je 0,5 m iznimno velika vrijednost kada je riječ o slijeganju. Radi usporedbe, dopušteno slijeganje kod nekoherentnih tala je približno 2,5 cm (npr. Roje-Bonacci, 2003). Stoga se ovako veliko slijeganje može pripisati slomu tla, s čime se slažu i drugi (npr. Cilingir et al., 2012). Prihvatljivim se smatra slijeganje koje približno odgovara 1 % širine temelja (Cilingir et al., 2012).

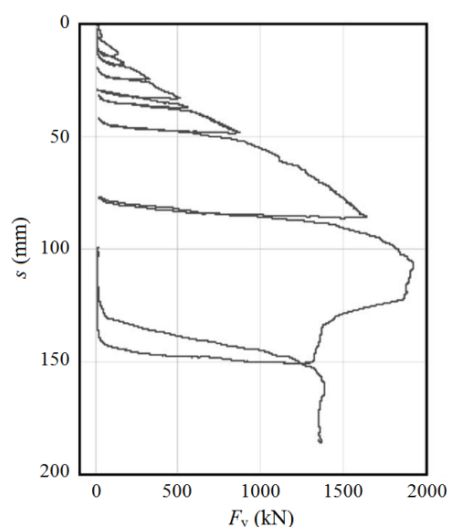


Slika 30. Nosivost hostunskog pijeska za plitki temelj dimenzija 4x4 m, u mjerilu prototipa (Cilingir et al., 2012)
(uredio autor)

S ciljem istraživanja potresnog ponašanja konstrukcija temeljenih na mekim tlima, u geotehničkoj centrifugi na Sveučilištu Cambridge je ispitan model konstrukcije postavljen na suhi pijesak s relativnom zbijenošću od 45 % (Zeng i Steedman, 1998). Promatrano u mjerilu prototipa, ova konstrukcija stvara pritisak na temeljno tlo u iznosu od 100 kPa. Za spomenu konstrukciju je pri djelovanju potresa s maksimalnim ubrzanjem od 0,45 g uočeno (i) slijeganje u iznosu nešto manjem od 20 mm, što približno odgovara 0,4 % širine temelja te (ii) trajni nagib modela konstrukcije po završetku ispitivanja. Osim toga, na Sveučilištu Cambridge je ispitan i drugi, teži, model konstrukcije koji stvara pritisak na temeljno tlo u iznosu od 300 kPa. Ovaj model konstrukcije je bio pobuđen potresom s maksimalnim ubrzanjem od 0,31g, imao je temelj tri puta uži u odnosu na spomenuti model lakše konstrukcije i bio je postavljen na pijesak s relativnom zbijenošću od 63 %. Promatrano u mjerilu prototipa, teža konstrukcija je pokazala čak tri puta veće slijeganje u odnosu na lakši pandan tj. slijeganje je u ovom slučaju iznosilo gotovo 60 mm. Nakon dostizanja te razine slijeganja uslijedilo je prevrtanje konstrukcije te postupno povećanje slijeganja koje se može pripisati povećanom pritisku na temeljno tlo zbog smanjenja površine kojom temelj naliže na tlo. Pretpostavlja se da se male razine slijeganja ispod lakih konstrukcija (npr. $q = 100$ kPa) prvenstveno mogu pripisati zbijanju temeljnog tla za vrijeme djelovanja potresa (Zeng i Steedman, 1998).

U geotehničkoj centrifugi na Sveučilištu Davis (Gajan et al., 2005) je provedeno ispitivanje ponašanja plitkih temelja na cikluse vertikalnog opterećenja i rasterećenja na suhom nevadskom pijesku s relativnom zbijenošću od 80 %. Ovo ispitivanje je pokazalo slom temeljnog tla pri vertikalnoj sili približno jednakoj 1920 kN (slika 31), što za temelj korišten pri ispitivanju odgovara pritisku od približno 1040 kPa. Osim toga, ovo ispitivanje je pokazalo znatno veću krutost pri kasnijim ciklusima opterećenja i rasterećenja u odnosu na krutost pri početnom opterećenju, dok je nelinearno ponašanje uočeno već za

vrlo male razine opterećenja (Gajan et al., 2005). Eksperimentalna istraživanja provedena na plitko temeljenim konstrukcijama u geotehničkim centrifugama su pokazala (i) porast slijeganja zbog povećanja kuta prevrtanja konstrukcije te posljedičnog smanjenja faktora sigurnosti i povećanja relativne gustoće temeljnog tla (Gajan et al., 2005), (ii) da razina slijeganja plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima značajno ovisi o intenzitetu i trajanju podrhtavanja tla (npr. Zeng i Steedman, 1998; Escoffier i Chazelas, 2014), (iii) da je slijeganje najveće kada su predominantna frekvencija potresa i osnovna frekvencija osciliranja konstrukcije vrlo bliski (Heron et al., 2012) te (iv) da na razinu slijeganja veći utjecaj ima pritisak od konstrukcije nego stupanj zbijenosti temeljnog tla (Escoffier i Chazelas, 2014).

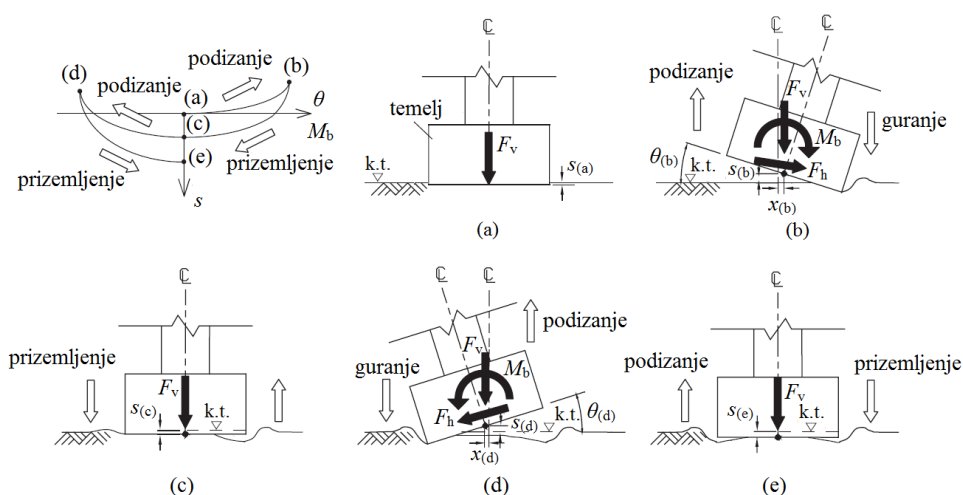


Slika 31. Rezultati mjerenja cikličkog opterećenja i rasterećenja plitkog temelja duljine 2,84 m i širine 0,65 m na nevadskom pijesku s relativnom gustoćom od 80 % (Gajan et al., 2005)

Učinci ljuhanja i klizanja konstrukcije na temeljnom tlu:

Na Sveučilištu Davis (Gajan et al., 2005) su na dinamičko harmonijsko gibanje te na cikličko horizontalno opterećenje i rasterećenje ispitani modeli plitko temeljenih konstrukcija visine 10 m, pri čemu je variran faktor sigurnosti na statičkog vertikalno opterećenje FS_v u granicama od 2 do 10. S druge strane, na institutu IFSTTAR (Heron et al, 2012; Escoffier i Chazelas, 2014) su isključivo na dinamičko opterećenje ispitani modeli konstrukcija s faktorom sigurnosti za vertikalno opterećenje u granicama od 4,3 do 23,9. Ispitivanja provedena na institut IFSTTAR su pokazala da veći faktor sigurnosti rezultira manjom vrijednosti momenta koji se može pojaviti u razini temelja te manjom vrijednosti kuta prevrtanja temelja. Kada je riječ o faktorima sigurnosti za vertikalno opterećenje, odnosno o nosivosti tla, eksperimentalno istraživanje provedeno na Sveučilištu Cambridge (Zeng i Steedman, 1988) je pokazalo da se procjena ovih parametara ne može oslanjati samo na poznavanju ili predviđanju maksimalnog ubrzanja tla te da analitički postupci za njihovu procjenu moraju biti dodatno provjereni.

Eksperimentalna istraživanja su pokazala da su konstrukcije s omjerom visine težišta mase i širine temelja većim od jedan vrlo ranjive na prevrtanje u smjeru djelovanja potresa dok je klizanje za takve sustave znatno manje izraženo (Escoffier i Chazelas, 2014; Zeng i Steedman, 1998). Međutim, poznato je da se, zahvaljujući oscilatornoj prirodi potresa i vrlo kratkom trajanju njegovih kritičnih dijelova, klizanje konstrukcije po temeljnom tlu ne povezuje s otkazivanjem nosivosti već isključivo s trajnim nepovratnim deformacijama (Gazetas, 2006). Ljuljanje temelja postepeno uzrokuje stvaranje zakrivljene (konveksne) plohe u tlu ispod temelja (slika 32), što za posljedicu ima smanjenje dodirne plohe između temelja i temeljnog tla (Zeng i Steedman, 1998; Gajan et al., 2005; Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a). Jasno je da ovakvo smanjenje dodirne plohe između temelja i temeljnog tla za posljedicu može imati povećanje pritiska na temeljno tlo te, teoretski gledano, pad faktora sigurnosti za vertikalno opterećenje i, konačno, slom temeljnog tla. U tom svjetlu se, zbog smanjenja površine dodirne plohe između tla i temelja očekuje porast trajnih, ali i trenutnih pomaka konstrukcije (Zeng i Steedman, 1998).



Slika 32. Ilustrativni prikaz postupnog popuštanja tla za vrijeme međudjelovanja tla i temelja tijekom eksperimentalnog ispitivanja na potresnom stolu (Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008) (uredio autor)

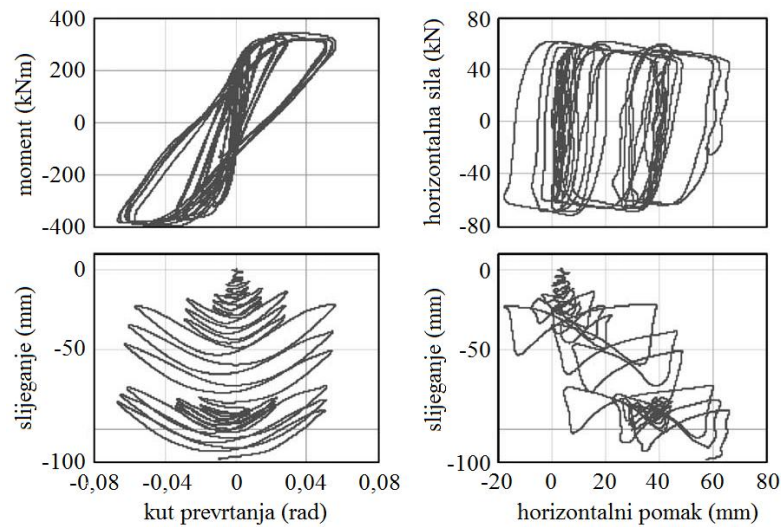
Za vrijeme ispitivanja na cikličko horizontalno opterećenje i rasterećenje u geotehničkoj centrifugi je uočen pad krutosti sustava kao rezultat deformiranog tla ispod temelja te zbog podizanja temelja zbog velikih kutova prevrtanja (Gajan et al., 2005). Slično je uočeno i ispitivanju provedenom pri normalnom gravitacijskom ubrzanju na potresnom stolu (Knappett, Haigh i Madabhushi, 2006). Knappett, Haigh i Madabhushi (2006) ističu da učinci prevrtanja kod konstrukcija s visokim težištem mase, i posljedično podizanje temelja, mogu značajno reduciraju nosivost temeljnog tla. Eksperimentalno istraživanje u geotehničkoj centrifugi (Zeng i Steedman, 1988) je pokazalo da ključnu ulogu u otkazivanju nosivosti na razini temeljenja imaju povećanje kuta prevrtanja te pad krutosti temeljnog tla, čak i kada pojava likvefakcije nije moguća. Nadalje, ispitivanja na institutu IFSTTAR (Escoffier i Chazelas, 2014) su pokazala da je podizanje temelja od temeljnog tla posebno izraženo kod laganijih konstrukcija ($q = 100$ kPa) i to prilikom djelovanja snažnih potresa.

Rezultati eksperimentalnog istraživanja na Sveučilištu Davis (Gajan et al., 2005) su pokazali (i) nakupljanje trajnih deformacija ispod temelja proporcionalno broju ciklusa opterećivanja te (ii) pad prirasta slijeganja sa svakim novim prodorom temelja u temeljno tlo. Smatra se (Gajan et al., 2005) da na ovaj pad prirasta utječe povećanje pritiska uslijed nadsloja. Također, opadanje brzine nakupljanja deformacija se može pripisati i zbijanju te posljedičnom povećanju krutosti temeljnog tla. Nadalje, istraživanja provedena na Sveučilištu Cambridge (Zeng i Steedman, 1998) su pokazala da se većina pomicanja konstrukcije, u vidu translacije i ljujanja, pri slabim i umjerenim potresima događa pri najvećem ciklusu. S druge strane, isto istraživanje je pokazalo da se pri djelovanju snažnih potresa slom na razini temeljenja ne događa pri najvećoj amplitudi ubrzanja već pri smirivanju podrhtavanja tla, kada je trajni nagib konstrukcije najveći. Rezultati istraživanja provedenog na Sveučilištu Davis (Gajan et al., 2005) su pokazali da se slijeganje dobiveno ispitivanjem na horizontalno cikličko djelovanje je manje od pandana dobivenog dinamičkim ispitivanjem. Smatra se (Gajan et al., 2005) da se ova razlika javlja zbog vertikalne komponente ubrzanja koja se javlja pri ljujanju modela ispitanih na dinamičko djelovanje, dok ove komponente ubrzanja nema u ispitivanjima na horizontalno cikličko opterećivanje i rasterećivanje.

Mehanizmi trošenja energije i rotacijska krutost sustava tlo-konstrukcija:

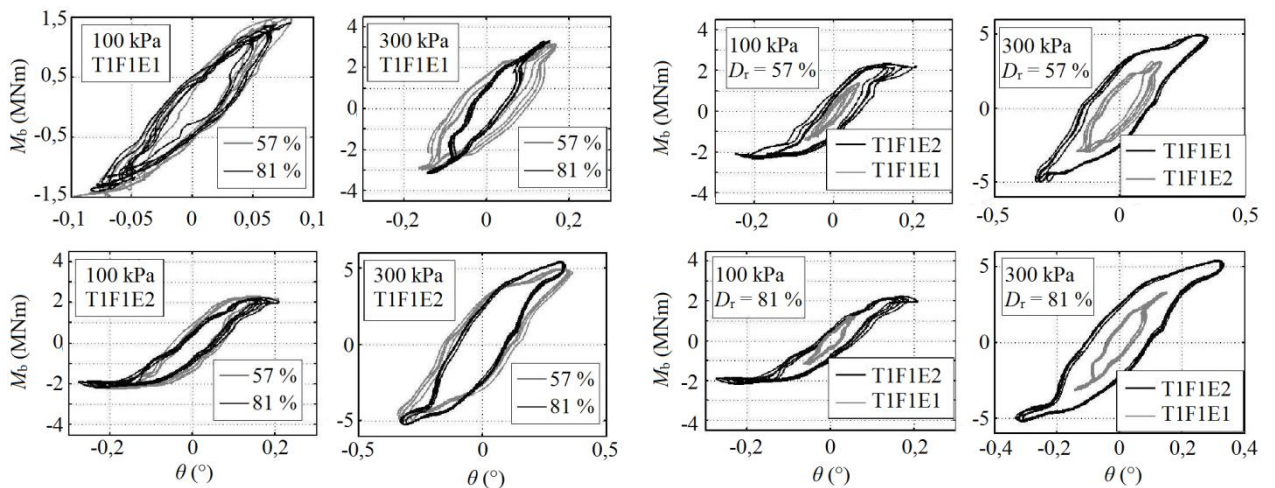
Dijagram moment-kut prevrtanja (slika 33) nastao iz rezultata istraživanja provedenih na Sveučilištu Davis (Gajan et al., 2005), pokazuje veliko trošenje energije na dodirnoj plohi između temeljnog tla i temelja. S druge strane, isti dijagram ne pokazuje pad nosivosti na moment pri povećanju broja ciklusa opterećenje i rasterećenje niti s povećanjem kuta prevrtanja. Uz gotovo istu relativnu zbijenost modela tla i slične faktore sigurnosti na vertikalno opterećenje, sličan odziv pokazuje i eksperiment proveden na institutu IFSTTAR (Ecoffier i Chazelas, 2014). No, ova dva ispitivanja daju drugačije rezultate s obzirom na rotacijsku krutost. U tom smislu, ispitivanja provedena na institutu IFSTTAR ne pokazuju značajno opadanje rotacijske krutosti (slika 34), dok ispitivanja provedena na Sveučilištu Davis pokazuju da rotacijska krutost opada s povećanjem kuta prevrtanja (slika 33). Pri višim razinama deformacija dolazi do omekšivanja sustava tlo-konstrukcija te, posljedično, do pada rotacijske krutosti.

Iako su petlje moment-kut prevrtanja izrazito nelinearne, daju uvid i u linearno ponašanje koje je posebno izraženo u središnjem dijelu petlje (slika 33 i 34). Pregledom petlji moment-kut prevrtanja dobivenih iz istraživanja provedenih na institutu IFSTTAR (Ecoffier i Chazelas, 2014) je uočeno da kod laganih konstrukcija ($q = 100$ kPa) zbijenost temeljnog tla nema utjecaja na izgled spomenutih petlji, što nije slučaj i za teške konstrukcije ($q = 300$ kPa), gdje izgled petlje ovisi o zbijenosti temeljnog tla (slika 34). Između ostalog, rezultati istraživanja provedenih na institutu IFSTTAR (Ecoffier i Chazelas, 2014) pokazuju da snažnije podrhtavanje tla uzrokuje relativno veće kutove prevrtanja i izraženije momente (slika 34).



Slika 33. Rezultati ispitivanja na horizontalno cikličko opterećenje i rasterećenje za model temeljen na pijesku s $D_r = 80\%$ i $FS_v = 6,7$ (Gajan et al., 2005) (uredio autor)

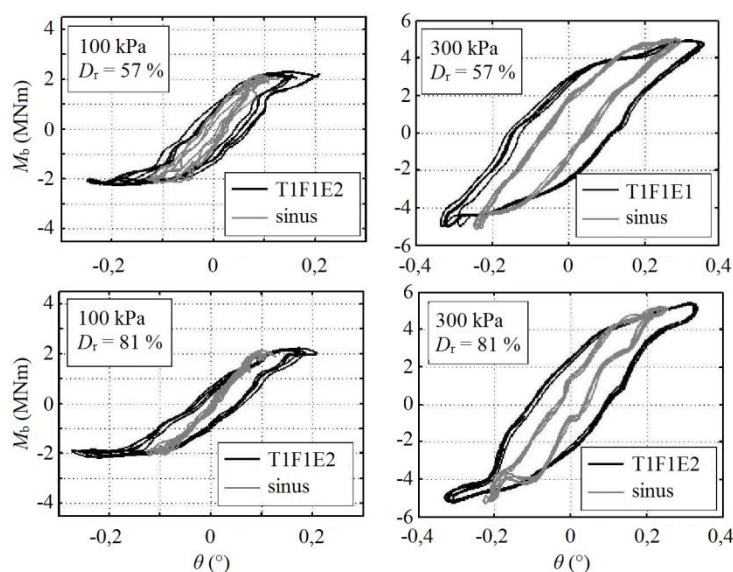
Na slici 34 zapis T1F1E2 je dvostruko snažniji, s obzirom na maksimalno ubrzanje, i ima četiri puta veću vrijednost Ariasovog intenziteta u odnosu na zapis T1F1E1 (Ecoffier i Chazelas, 2014). U tom svjetlu je pokazano da kod lakih konstrukcija ($q = 100$ kPa) snažniji potresi mogu uzrokovati povećanje kuta prevrtanja uz zadržavanje konstantne vrijednosti momenta.



Slika 34. Utjecaj relativne gustoće tla (*lijevo*) i amplitude potresa (*desno*) na petlje moment-kut prevrtanja (Ecoffier i Chazelas, 2014) (uredio autor)

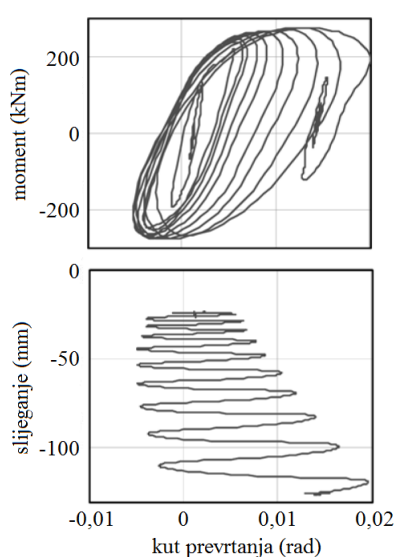
Nadalje, rezultati istraživanja na institutu IFSTTAR pokazuju da je kod teških konstrukcija ($q = 300$ kPa) pojava podizanja temelja od tla zanemariva kod djelovanja slabih, ali i kod snažnih potresa (Ecoffier i Chazelas, 2014). Podizanje i, povratno, spuštanje temelja na temeljno tlo za vrijeme djelovanja potresa može djelovati kao mehanizam za trošenje energije. Ovo upućuje da je trošenje energije na razini temeljenja kod lakših konstrukcija, kod kojih je podizanje temelja od temeljnog tla moguće, izraženije u

odnosu na teške konstrukcije. Između ostalog, uočeno je da petlje moment-kut prevrtanja u slučaju teških konstrukcija imaju vrlo sličan oblik bez obzira na razinu intenziteta potresa (slika 35).



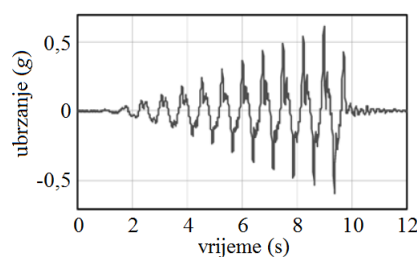
Slika 35. Moment-kut prevrtanja za eksperiment proveden na institutu IFSTTAR za različite pobude (Escoffier i Chazelas, 2014) (uredio autor)

Unatoč činjenici da tlo može povoljno djelovati na konstrukciju u smislu trošenja energije te smanjenja potresnog djelovanja na konstrukciju, nepoželjne trajne deformacije u tlu (rotacije, klizanje i slijeganje) mogu uzrokovati pad krutosti cjelokupnog sustava (Gajan et al, 2005). Pregledom rezultata dinamičkog ispitivanja provedenog na Sveučilištu Davis (slika 36) je uočena povećana krutost na sučelju temelj-tlo za male amplitude dinamičke pobude.



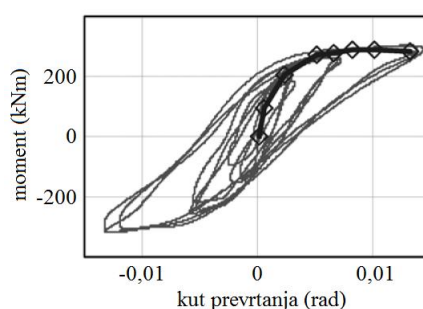
Slika 36. Rezultati mjerenja dobiveni dinamičkim ispitivanjem modela (mjerenje nije započeto od nule jer je model prethodno ispitivan na dvije dinamičke pobude male amplitude) (Gajan et al., 2005) (uredio autor)

Krutost se smanjuje s porastom amplitude dinamičke pobude, no na kraju ispitivanja je ponovno uočen porast krutosti. Porast krutosti zabilježen na kraju ispitivanja se može pripisati konačnoj većoj zbijenosti temeljnog tla. Slično spomenutome, rezultati ispitivanja provedenih na institutu IFSTTAR, gdje je model tla izrađen koristeći vrlo zbijeni pijesak ($D_r = 80 \%$), pokazuju da se veće rotacijske krutosti vežu uz povećanje pritiska na temeljno tlo (Escoffier i Chazelas, 2014). Krutost tla je najveća pri malim deformacijama (npr. Schnabel, Lysmer i Seed, 1972; Dietz, Muir Wood, 2007; Ordóñez, 2011a).



Slika 37. Zapis ubrzanja u vremenu korišten pri ispitivanju u geotehničkoj centrifuzi na Sveučilištu Davis (Gajan et al., 2005) (uredio autor)

Maksimalan kut prevrtanja izmjeren tijekom dinamičkog ispitivanja na Sveučilištu Davis je približno jednak 0,02 rad, što je tri puta manje od kuta prevrtanja izmjenjenog pri horizontalnom cikličkom opterećenju i rasterećenju modela. Rezultati istraživanja provedenog na istom modelu pokazuju vrlo dobro preklapanje ovojnice moment-kut prevrtanja dobivene dinamičkim ispitivanjem i petlje moment-kut prevrtanja dobivene ispitivanjem na horizontalno cikličko opterećivanje i rasterećivanje (slika 38). Ovaj rezultat je važan jer potvrđuje da su ispitivanja postupnim horizontalnim cikličkim opterećivanjem i rasterećivanjem prikladna za opisivanje dinamičkog ponašanja moment-rotacija (Gajan et al., 2005).



Slika 38. Usporedba ovojnice moment-kut prevrtanja dobivene dinamičkim ispitivanjem i petlje moment savijanja-kut nagiba dobiven iz ispitivanja horizontalnim cikličkim opterećenjem i rasterećenjem na istom modelu (Gajan et al., 2005) (uredio autor)

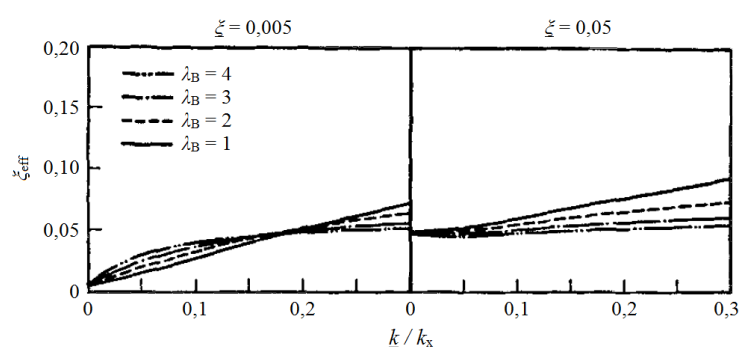
2.4.4 Približni izrazi za procjenu prigušenja sustava tlo-konstrukcija

U okviru dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija energija se troši (i) u konstrukciji preko trenja i nelinearnog histereznog ponašanja te u (ii) tlu preko radijacije i također nelinearnog histereznog ponašanja. Kako bi se definiralo efektivno prigušenje, potrebno je uključiti doprinose svih spomenutih

prigušenja. Učinci prigušenja u temeljnom tlu su posljedica inercijalnog međudjelovanja tla i konstrukcija, a nastaju zbog vibriranja konstrukcije na temeljnom tlu i posljedičnog povećanja sila na razini temeljenja te zbog relativnih pomaka temelja u odnosu na temeljno tlo (FEMA, 2005, 2009). FEMA (2005) dopušta uključivanje prigušenja iz temeljnog tla u linearne proračune. Ovo sugerira na uključivanje prigušenja iz temeljnog tla u metodama proračuna pomoću spektara odziva. Prema europskoj normi prigušenje je u spektrima odziva moguće uključiti preko korekcijskog faktora prigušenja η .

Ostadan, Deng i Roesset (2004) su pokazali (i) da imaginarni dijelovi funkcija impedancije, kao rješenje problema međudjelovanja tla i konstrukcija u frekvencijskoj domeni, mogu biti korištene za procjenu odziva u vremenskoj domeni i (ii) da viskozno prigušenje ima vrlo blisku vrijednost linearnom histereznom prigušenju samo oko rezonantne frekvencije. U tom svjetlu su pokazali i vrlo dobro poklapanje dinamičkog odziva zgrade proračunane u frekvencijskoj i vremenskoj domeni. U vremenskoj domeni je prigušenje iz tla uključeno preko prigušivača koji je opisan pomoću koeficijenta proračunanog u okviru frekvencijske domene. Ovaj koeficijent ima konstantnu vrijednost koja odgovara srednjoj vrijednosti u području između graničnih frekvencija promatrane konstrukcije. Konstrukcijsko prigušenje je modelirano kao Rayleighovo prigušenje, između graničnih frekvencija promatrane konstrukcije.

U inženjerskoj praksi, ali i akademskoj zajednici, je uvriježeno mišljenje da uvođenje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima rezultira povećanim ukupnim prigušenjem sustava. Ovo je djelomično istina jer, primjerice, kod sustava tlo-visoka konstrukcija ukupno prigušenje može biti manje od prigušenja upetog konstrukcijskog sustava (npr. Bielak, 1975; Kausel, 2010). Bielak (1975) je proveo detaljnu parametarsku studiju te pokazao (slika 39) da (i) kod malih i srednjih vrijednosti omjera horizontalne krutosti konstrukcije i tla prigušenje u sustavu tlo-konstrukcija u velikoj mjeri ovisi o prigušenju unutar konstrukcije, (ii) kod vitkih, plitko temeljenih konstrukcija efektivno prigušenje može biti manje od konstrukcijskog prigušenja i (iii) kod normalno prigušenih ($\zeta = 0,05$), plitko temeljenih konstrukcija efektivno prigušenje sustava tlo-konstrukcija ζ_{eff} opada s povećanjem visine konstrukcije.



Slika 39. Veza efektivnog prigušenja sustava tlo-konstrukcija i omjera krutosti konvencionalno upete konstrukcije i horizontalne statičke krutosti temeljnog tla (Bielak, 1975) (uredio autor)

Ukupno prigušenje sustava tlo-konstrukcija ξ_{ssi} , za konstrukcije s omjerom visine težišta mase i širine temelja većim od 1, je moguće procijeniti pomoću izraza koji su definirali Veletsos i Meek (1973):

$$\xi_{ssi} = \left(\frac{T_1}{T_{ssi}} \right)^3 \cdot \left[\underline{\xi} + \frac{(2 - \eta_s) \cdot \pi^4 \cdot \psi_5}{2 \cdot \psi_1^3} \cdot \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x^2} \cdot \frac{B_f^2}{H^2} + \frac{\beta_z}{\alpha_z^2} \right) \right] \quad (78)$$

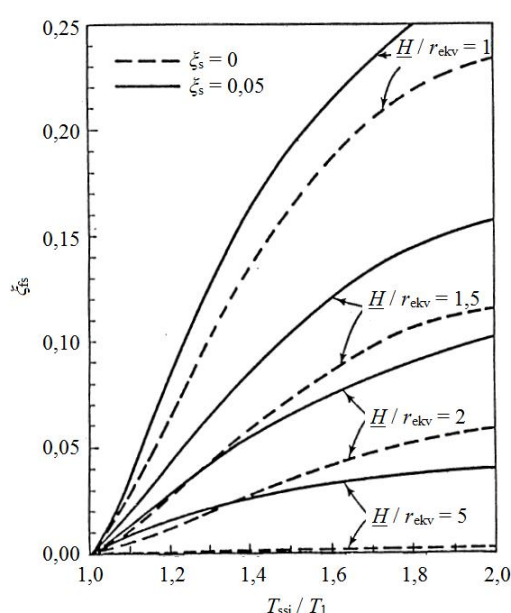
gdje je T_1 osnovni period osciliranja upetog konstrukcijskog sustava, T_{ssi} produljeni period osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla, $\underline{\xi}$ koeficijent relativnog prigušenja upete konstrukcije, η_s Poissonov koeficijent za poluprostor, ψ_5 omjer mase konstrukcije i mase temeljnog tla do dubine koja odgovara visini konstrukcije, ψ_1 je bezdimenzijski koeficijent krutosti, α_x i β_x su bezdimenzijski koeficijenti redom za dinamičku krutost i prigušenje za horizontalno gibanje, B_f i H su redom polovica širine temelja i visina konstrukcije mjerena od razine temelja, a α_z i β_z su bezdimenzijski koeficijenti redom za dinamičku krutost i prigušenje za vertikalno gibanje. Izraz (78) je definiran uz pretpostavku da se tlo i konstrukcija ponašaju elastično. Efektivno prigušenje konstrukcije na elastičnoj podlozi se prema Veletsosu (1978) i Mülleru i Keintzelu (1982) može procijeniti primjenom sljedećeg izraza:

$$\xi_{ssi} = \xi_{fs} + \underline{\xi} \cdot \left(\frac{T_1}{T_{ssi}} \right)^n \quad (79)$$

gdje je $\underline{\xi}$ koeficijent relativnog prigušenja upete konstrukcije (obično 5 %), a ξ_{fs} prigušenje u temeljnom tlu koje uključuje radijaciju potresnih valova natrag u tlo (tj. geometrijsko prigušenje ξ_f) i histerezno trošenje energije u tlu (tj. materijalno prigušenje ξ_s). Prema Veletsosu (1978) i Mülleru i Keintzelu (1982) eksponent n iznosi 3, bez obzira na tip prigušenja, dok prema NIST (2012) ovaj eksponent ima vrijednost 3 za linearno viskozno konstrukcijsko prigušenje, a 2 za histerezno prigušenje. Veletsos (1978) upozorava da efektivno prigušenje ne smije biti manje od konstrukcijskog prigušenja. Prigušenje u temeljnom tlu ξ_{fs} se kreće između 0 i 25 % (NIST, 2012). Izraz (79) usvajaju ASCE (2014), FEMA (2005) i NIST (2012). Promjena prigušenja iz $\underline{\xi}$ u ξ_{ssi} utječe na izgled elastičnog spektra odziva (Stewart, Comartin i Moehle, 2004). Prigušenje u temeljnom tlu je u funkciji (i) produljenja osnovnog perioda konstrukcije zbog popustljivosti tla, (ii) vitkosti konstrukcije (Müller i Keintzel, 1982).

Prigušenje u temeljnom tlu ima velik doprinos ukupnom prigušenju sustava tlo-konstrukcija, što se vidi iz slike 40. Histerezno trošenje energije u tlu ima značajan doprinos u ukupnom prigušenju kod visokih konstrukcija, gdje je radijacijsko prigušenje vrlo malo (slika 40). Ovo potvrđuje i Ambrosini (2006). U priručniku koji izdaje Seismosoft (2012) stoji da se prigušenje zbog radijacije može zanemariti ako je period osciliranja sustava tlo-konstrukcija manji od perioda osciliranja slobodnog tla. Ambrosini (2006) navodi (i) da je materijalno prigušenje u tlu vrlo važan parametar koji mora biti uključen u analizama

međudjelovanja tla i konstrukcija, posebice kod određivanja maksimalnog vršnog pomaka konstrukcije, (ii) da materijalno prigušenje ima zanemarivu utjecaj na promjenu vlastitih perioda osciliranja i (iii) da je materijalno prigušenje neovisno o frekvenciji, već samo o naprezanju, što se vrlo dobro slaže s eksperimentalnim rezultatima. Histerežno prigušenje u tlu pri malim deformacijama iznosi približno 2,5 %, dok pri snažnom podrhtavanju tla iznosi između 15 i 20 % (Veletsos i Verbič, 1973). S obzirom da je T_{ssi} veći od T_1 , učinci međudjelovanja tla i konstrukcije umanjuju učinkovitost konstrukcijskog prigušenja, može biti vrlo izraženo kada je omjer spomenutih perioda velik (Veletsos, 1978). Linearno histerežno prigušenje u tlu odgovara koeficijentu relativnog prigušenja oko rezonantne frekvencije (Ostadan, Deng i Roesset, 2004).



Slika 40. Dijagram ovisnosti produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla i koeficijenta relativnog prigušenja za temeljno tlo (Veletsos, 1978) (uredio autor)

Prigušenje u temeljnom tlu obuhvaća histerežno ponašanje tla i radijaciju energije u smjeru od temelja prema dubljim slojevima tla (Stewart, Comartin i Moehle, 2004). Ovo prigušenje je od najvećeg značaja za krute konstrukcijske sustave, posebice kada su temeljeni na (mekim) tlima s brzinom širenja posmičnih valova između 180 i 360 m/s (FEMA, 2005, 2009). Wolf (1985) i NIST (2012) daju izraz pomoću kojeg je moguće procijeniti koeficijent prigušenja u temeljnom tlu:

$$\xi_{fs} = \left(1 - \left(\frac{T_1}{T_{ssi}} \right)^n \right) \cdot \xi_s + \left(\frac{T_{sw}}{T_{ssi}} \right)^n \cdot \xi_{sw} + \left(\frac{T_{ro}}{T_{ssi}} \right)^n \cdot \xi_{ro} \quad (80)$$

gdje je T_1 osnovni period osciliranja upetog sustava s jednim stupnjem slobode, T_{ssi} period osciliranja sustava s jednim stupnjem slobode na popustljivoj podlozi, ξ_s histerežno prigušenje u tlu ovisno o razini deformacije, T_{sw} period osciliranja sustava s jednim stupnjem slobode pri klizanju na temeljnom tlu, ξ_{sw}

koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla pri klizanju konstrukcije po temeljnom tlu, T_{ro} period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode pri ljuljanju na temeljnom tlu, ξ_{ro} koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla zbog ljuljanja konstrukcije. U izrazu (80) eksponent n ima vrijednost 2 s obzirom da se u temeljnom tlu ne očekuje linearno viskozno prigušenje (NIST, 2012). Periode osciliranja plitko temeljene konstrukcije na popustljivom mediju za klizanje i ljuljanje je redom moguće procijeniti primjenom sljedećih izraza (NIST, 2012):

$$T_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_x}} \quad (81)$$

i

$$T_{ro} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{mh^2}{k_{yy}}} \quad (82)$$

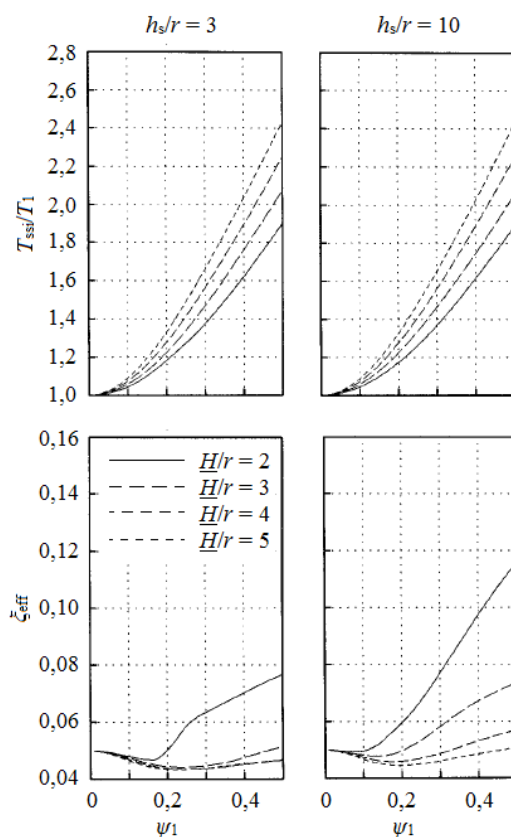
Dijelove izraza (80) koji se odnose na trošenje energije putem ljuljanja i klizanja konstrukcije na temeljnom tlu prepoznaju i japanske norme, no uz nešto drugačiju kombinaciju s ostalim tipovima prigušenja (Midorikawa, Okawa, Iba i Teshigaware, 2003, 2004). Više o tome je dano u *poglavlju 2.6.3*.

Slika 41 pokazuje (i) izražen porast prigušenja sa smanjenjem vrijednosti koeficijenta krutosti ψ_1 te (ii) da prigušenje na razini temelja značajno opada s povećanjem vitkosti konstrukcije. Ovo upućuje da horizontalno gibanje temelja po temeljnom tlu izraženije doprinosi trošenju potresne energije u odnosu na ljuljanje temelja na temeljnom tlu. NIST (2012) potvrđuje da je klizanje temelja po tlu izraženije kod niskih konstrukcija, dok je kod visokih konstrukcija izraženije ljuljanje temelja na temeljnom tlu. Nadalje, sa slike 41 se vidi da je prigušenje veće što je dubina naslaga h_s veća. Ovakav porast prigušenja se može pripisati prigušenju zbog radijacije potresnih valova duboko u tlo. Također, sa slike 41 se vidi da debljina naslaga nema utjecaja na produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcije.

Za konstrukcije temeljene na mekim naslagama s jednolikim svojstvima, ispod kojih se nalaze znatno krūće naslage ili čvrsta stijena, koeficijent relativnog prigušenja u temeljnom tlu je moguće odrediti primjenom sljedećeg izraza (ASCE, 2010):

$$\xi_{fs}' = \left(\frac{4 \cdot h_s}{v_s \cdot T_{ssi}} \right)^2 \cdot \xi_{fs} \quad \text{ako vrijedi da je} \quad \frac{4 \cdot h_s}{v_s \cdot T_{ssi}} < 1 \quad (83)$$

gdje je h_s ukupna debljina naslaga, a v_s brzina širenja posmičnog vala. Vrijednost koeficijenta relativnog prigušenja na razini temelja ζ_{fs} ne smije biti manja od 5 % ni veća od 20 % bez obzira na korišteni izraz za proračun (ASCE, 2010).



Slika 41. Dijagrami ovisnosti produljenja perioda (*gore*) te prigušenja na razini temelja (*dolje*) u funkciji koeficijenta krutosti za različite vitkosti konstrukcija temeljene na kružnim temeljima za dvije dubine temeljnog tla (Avilés i Pérez-Rocha, 1999) (uredio autor)

Prigušenje na razini temeljenja mora biti veće od 5 %, za što postoje dobro opravdani dokazi temeljeni na stvarnim slučajevima (FEMA, 2009). FEMA (2005) upozorava da učinci prigušenja na razini temeljnog tla nisu dovoljno istraženi. Osim toga, FEMA (2005) i ASCE (2014) upozoravaju da su metode proračuna konstrukcija kod kojih je odnos duljine i širine stranice temelja približno jednak 2 (ili 0,5) konzervativne ukoliko uključuju ovdje opisane učinke prigušenja, gdje se u tom slučaju prigušenje podcjenjuje.

2.4.5 Prijenosne funkcije

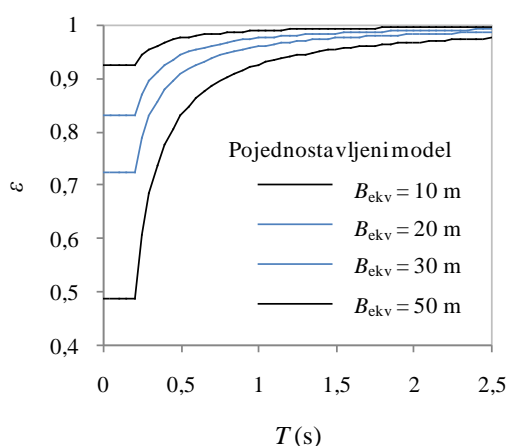
Prijenosne funkcije, u svjetlu dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija, su frekvencijski ovisni modeli za uključivanje učinaka kinematskog međudjelovanja u proračunima. Kinematski učinci međudjelovanja su važni za konstrukcije s periodom osciliranja manjim od 0,5 s (FEMA, 2005). Prijenosne funkcije se općenito definiraju kao omjer Fourierovih amplituda za gibanje točke na temelju i gibanje točke u slobodnom polju, daleko od temelja. Gibanje točke na temelju je teoretsko gibanje koje se

proračunava u slučaju kada temelj nema masu (Veletsos, Prasad i Wu, 1997; NIST, 2012) te stoga prijenosne funkcije nije moguće odrediti eksperimentalno. U literaturi (Veletsos, Prasad i Wu, 1997; Mikami, Stewart, Ostadan i Crouse, 2006; NIST, 2012) se može naći da se prijenosne funkcije definiraju i kao drugi korijen iz omjera spektara gustoće snage za slobodno polje (ulazno gibanje) i temelj (izlazno gibanje). Smatra se da je gibanje točke na temelju i na slobodnom polju identično samo za (teoretski) slučaj i to kada se ravninski valovi šire vertikalno prema gore te kada se temelj nalazi na površini tla (Mikami, Stewart, Ostadan i Crouse, 2006).

Veletsos, Prasad i Wu (1997) su među prvima analitičkim postupcima dali rješenje za prijenosnu funkciju za krute pravokutne temelje postavljene na površinu elastičnog poluprostora. Ovo rješenje je izvedeno uz pretpostavku da su temelji zalijepljeni za površinu tla, tj. temeljima nije omogućeno klizanje niti podizanje od temeljnog tla. Ovaj model je kroz vrijeme poboljšan i dodatno opisan u priručniku koji izdaje NIST (2012). FEMA (2005) i NIST (2012) navode da se učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija mogu u obzir uzeti preko prijenosne funkcije ε koja je definirana kao omjer spektra odziva na razini temelja i pandana u slobodnom polju za isti potres (slika 42):

$$S_{a,ki}(T) = \varepsilon \cdot S_a(T) \quad \text{za} \quad T > 0,2 \text{ s} \quad (84)$$

gdje je $S_{a,ki}(T)$ ordinata spektra odziva ubrzanja određena na razini temelja, ε je koeficijent pomoću kojeg se modificira normirani spektar odziva kako bi se u proračun uključili učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije, $S_a(T)$ ordinata normiranog spektra odziva ubrzanja. Izraz (84) je uključen u američkim normama za proračun konstrukcija (ASCE, 2010).



Slika 42. Omjer spektra odziva s obzirom na učinke uprosječivanja ulaznog zapisa potresa u funkciji perioda i pola duljine ekvivalentnog kvadratnog temelja (prema NIST, 2012)

Dijagrami na slici 42 ne odražavaju učinke pritiska temelja na tlo. Osim toga, ako se ove dijagrame stavi u svjetlo europskih normi (dva tipa spektra odziva!), ne može se reći koliko su precizni u procjeni odziva

konstrukcija u područjima s niskim, odnosno visokim intenzitetom potresa. Primjenom izraza (97) se mogu dodatno modificirati (smanjiti) i ordinate spektra odziva koji uključuje učinke kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija (FEMA, 2005). U tom bi slučaju dvostruko modificirani spektar odziva uključivao kinematske učinke međudjelovanja tla i konstrukcije i učinke prigušenja na razini temeljenja. Prema NIST (2012), učinke kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija je moguće uključiti u proračunima u vremenu ako se zapisi potresa zabilježeni na slobodnoj površini prilagode spektru odziva modificiranom koristeći koeficijent ε . Opisani postupci modificiranja spektra odziva i zapisa potresa u vremenu mogu biti provedeni, primjerice, primjenom programa SeismoArtif (Seismosoft, 2013a).

FEMA (2005) i NIST (2012) daju pojednostavljen postupak pomoću kojeg je moguće uključiti učinke kinematskog međudjelovanja u proračune. Uz to daju izraze pomoću kojih je moguće izraditi dijagrame prikazane na slici 42:

$$\varepsilon = 1 - \frac{1}{14100} \cdot \left(\frac{2 \cdot \frac{B_{ekv}}{0,3048}}{T} \right)^{1,2} \quad \text{za} \quad T > 0,2 \text{ s} \quad (85)$$

gdje je B_{ekv} pola širine ekvivalentnog kvadratnog temelja, a T period osciliranja konstrukcije. Pola duljine ekvivalentnog kvadratnog temelja je moguće odrediti pomoću sljedećeg izraza (NIST, 2012):

$$B_{ekv} = \sqrt{\frac{A_f}{4}} = \sqrt{B_f \cdot L_f} \quad (86)$$

gdje je A_f površina temelja, a B_f i L_f su redom pola širine i pola duljine temelja. Temelji malih dimenzija, s obzirom na valnu duljinu pobude, rezultiraju prijenosnom funkcijom s vrijednostima ordinata vrlo bliskim jedan (slika 42) (FEMA, 2005). Međutim, Stewart, Comartin i Moehle, 2004 i NIST (2012) upozoravaju (i) da izraz (85) daje razumne rezultate samo za frekvencije manje od 5 Hz, dok se u suprotnom javlja veliko rasipanje rezultata i (ii) da je potrebno provesti dodatna istraživanja kojima bi se potvrdile prijenosne funkcije ε za meka tla te zapise potresa zabilježene u blizini rasjeda. Ove prijenosne funkcije su definirane na temelju vrlo malog broja zapisa potresa (FEMA, 2005), što zahtjeva dodatna istraživanja s ciljem dobivanja pouzdanijih izraza za uključivanje u inženjersku praksu.

Prijenosna funkcija dana u novoj američkoj normi (ASCE, 2014) je pojednostavljene složenog izraza koje su analitičkim postupcima za kružne temelje pobudene harmonijskom pobudom definirali Veletsos i Prasad (1988). Ova prijenosna funkcija je definirana za potresne valove koji se šire u vertikalnom smjeru i ne vrijedi za konstrukcije s osnovnim periodom manjim od 0,2 s:

$$\varepsilon = 0,25 + 0,75 \cdot \left\{ \frac{1}{B_{eff}^2} \cdot \left[1 - e^{(-2B_{eff}^2)} \cdot B_{\varepsilon} \right] \right\}^{0,5} \quad (87)$$

gdje je

$$B_{\varepsilon} = \begin{cases} 1 + B_0^2 + B_0^4 + \frac{B_0^6}{2} + \frac{B_0^8}{4} + \frac{B_0^{10}}{12} & \text{za } B_0 \leq 1 \\ e^{(2B_0^2)} \left[\frac{1}{B_0 \sqrt{\pi}} \left(1 - \frac{1}{16B_0^2} \right) \right] & \text{za } B_0 > 1 \end{cases} \quad (88)$$

gdje je

$$B_0 = 0,0001 \cdot \frac{2\pi \cdot B_{eff}}{T_1} \quad (89)$$

gdje je B_{eff} efektivna širina temelja, a T_1 osnovni period osciliranja konstrukcije. Efektivna širina temelja se računa primjenom sljedećeg izraza (ASCE, 2014):

$$B_{eff} = \sqrt{A_f} \leq 260ft \quad (90)$$

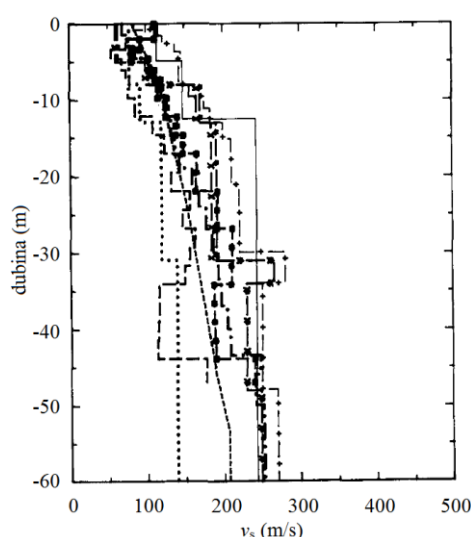
gdje je A_f površina temelja koja se u izraz (90) unosi u stopama (1 stopa odgovara 0,3048 m). U izrazu (87) je uveden koeficijent 0,75 jer ovaj inženjerski alat još uvijek zahtjeva dodatna istraživanja i jer u suprotnom primjena ove prijenosne funkcije može prekomjerno smanjiti ordinate spektra odziva (ASCE, 2014). Stewart, Comartin i Moehle (2004) navode da spektri odziva modificirani primjenom prijenosnih funkcija mogu biti korišteni u nelinearnim statičkim proračunima.

2.4.6 Kratak osvrt na numeričke modele tlo-konstrukcija

Uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije u numeričke modele rezultira manjim deformacijama na konstrukciji (npr. Kausel, 2010; Bech et al., 2014). Osim toga, numerički modeli sustava tlo-konstrukcija, u odnosu na upete sustave, imaju drugačiji slijed pojavljivanja plastičnih deformacija te drugačije oblike plastičnih deformacija (npr. Bech et al., 2014). Ovo je i ranije potvrdio Veletsos (1978). U Tajvanu je sredinom 80-ih godina 20-og stoljeća izrađen model armiranobetonske konstrukcije za potrebe istraživanja i provjere valjanosti numeričkih modela tlo-konstrukcija (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990). Spomenuti model konstrukcije je izrađen na mekom tlu, a već u prvoj godini

života ga je pogodilo 18 potresa s magnitudama u rasponu od 4,5 do 7,0. Prije nego što je zabilježen odziv modela konstrukcije na bilo koji od stvarnih potresa, temeljno tlo ispod modela je bilo podvrgnuto prisilnoj, umjetno induciranoj trešnji niskog intenziteta i širokog frekvencijskog područja (1-30 Hz). Ovi rezultati su korišteni za provjeru valjanosti numeričkih metoda korištenih natjecanja u slijepoj procjeni odziva sustava tlo-konstrukcija. Rezultati slijepe procjene odziva su pokazali da umjetno inducirani potresi niskog intenziteta mogu biti korisni za kalibraciju numeričkih modela. No, Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp (1990) upozoravaju da valja biti oprezan kod primjene numeričkih modela s niskom razinom posmičnih deformacija pri procjeni odziva na stvarne, snažne potrese. Ovakav zaključak se pripisuje činjenici da se tlo ponaša elastično pri djelovanju potresa vrlo malog intenziteta, dok se pri djelovanju snažnih podrhtavanja ponaša izrazito nelinearno, posebice ako je meko. Spomenuta slijepa procjena odziva konstrukcije je pokazala da numerički modeli s oprugama daju konzervativne rezultate (v. sliku 44).

Jasno je da je za potrebe slijepe procjene odziva konstrukcije izgrađene u Tajvanu bilo nužno prvo definirati profil brzine posmičnih valova u stvarnome tlu. Iako su svi prijavljeni timovi za provedbu slijepe procjene odziva dobili isti, vrlo bogati paket podataka za definiranje profila brzina, svi profili brzina u numeričkim modelima su se značajno razlikovali (slika 43). Ovakva razlika u profilima brzina se najviše pripisuje osobnoj procjeni i inženjerskom iskustvu (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990). Utjecaj osobne procjene i inženjerskog iskustva na rezultate u proračunima potvrđuju i drugi (npr. Muir Wood, 2004).



Slika 43. Profili brzina posmičnih valova izrađeni od strane više inženjera i znanstvenika s različitih institucija koristeći iste ulazne parametre (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990) (uredio autor)

Usporedbom odziva stvarne konstrukcije izgrađene u Tajvanu i numeričkog pandana, najveće neslaganje je uočeno za oblik osciliranja pri kojem se konstrukcija ljulja na tlu (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990). U tom slučaju, procijenjeni odziv dobiven na numeričkim modelima podcjenjuje stvarni odziv.

Ovo se pripisuje izraženoj nelinearnosti u tlu i odvajanju temelja od tla (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990).

2.4.7 Sažetak poglavlja

Učinci međudjelovanja tla i konstrukcije dolaze do izražaja s povećanjem popustljivosti temeljnog tla i predominantno se vežu za osnovni oblik osciliranja konstrukcije. Osnovna frekvencija konstrukcije općenito smanjuje što je temeljno tlo mekše, no debljina naslaga nema utjecaja na produljenja osnovne frekvencije osciliranja konstrukcije. Osnovna frekvencija osciliranja sustava tlo-konstrukcija značajno ovisi o jačini podrhtavanja tla i može se razlikovati do 2,8 puta za promatrani set potresa s magnitudama u granicama od 4,3 do 7,5. Uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije u proračunima konstrukcija rezultira manjim deformacijama na konstrukciji te drugačijim slijedom i oblicima pojavljivanja plastičnih deformacija. Učinke međudjelovanja tla i konstrukcija je u proračune moguće uključiti na dva načina: (i) preko modificiranja zapisa potresa zabilježenog u slobodnom polju i procjene odziva konstrukcije na takav zapis, što je prirodnije i bliže stvarnosti te (ii) preko modificiranja dinamičkih svojstava konstrukcije i procjene odziva modificirane konstrukcije na zapis potresa zabilježen u slobodnom polju.

Dinamički odziv sustava tlo-konstrukcija ovisi o: (i) omjeru krutosti konstrukcije i tla, (ii) vitkosti konstrukcije, (iii) omjeru dominantne frekvencije pobude i frekvencije upetog konstrukcijskog sustava, (iv) omjeru mase gornjeg ustroja konstrukcije i mase temelja te (v) o omjeru mase konstrukcije i mase temeljnog tla do dubine koja odgovara visini konstrukcije. Omjer krutosti konstrukcije i tla za slučaj kada su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija izraženi ima vrijednost između 0,1 i 0,5. Kod vitkih konstrukcija se predominantno javlja ljuljanje, dok je kod niskih i zdepastih konstrukcija izraženije klizanje po temeljnom tlu. Učinci međudjelovanja tla i konstrukcija su najizraženiji pri rezonanciji između pobude i konstrukcije. Omjer mase konstrukcije i mase temeljnog tla do dubine koja odgovara visini konstrukcije u većini slučajeva iznosi između 0,10 i 0,20.

Učinci međudjelovanja tla i konstrukcija se općenito dijele na kinematsko i inercijalno međudjelovanje. Kinematsko međudjelovanje uključuje (i) refleksiju i refrakciju potresnog vala, (ii) filtriranje potresnih valova koji ulaze u konstrukciju te (iii) uprosječivanje ulaznog potresnog vala na razini temelja. Ovi učinci su (i) u funkciji perioda, (ii) izraženi su kod konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,5 s i (iii) mogu značajno reducirati odziv krutih sustava čak i za potresne valove koji se šire vertikalno. Ovi učinci se općenito mogu promatrati kao prolazak potresnog vala kroz nisko propusni filter. Učinci kinematskog međudjelovanja su nedovoljno istraženi te zahtijevaju provođenje dodatnih studija. Mogu se zanemariti za temeljna tla sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova manjom od 180 m/s i nije ih dopušteno uzimati u obzir za konstrukcije temeljene na glinovitim tlima. Učinci kinematskog

međudjelovanja se u proračunima uvode za osnovni oblik osciliranja konstrukcije. Ulazni potresni val zabilježen na razini temelja se smatra boljim ulazom za proračune u odnosu na zapise potrese zabilježene na slobodnoj površini tla. Inercijalno međudjelovanje tla i konstrukcija u obzir uzima pomake i ljuljanje temelja na temeljnom tlu koje uzrokuju inercijalne sile u konstrukciji koja vibrira. Učinci inercijalnog međudjelovanja su važni kod plitko temeljenih konstrukcija. Vibracije u konstrukciji temeljenoj na mekom tlu te posljedice sile koje se javljaju u temelju mogu modificirati napadni potresni val.

Najčešći oblik otkazivanja nosivosti na razini temeljenja se veže za prekomjerno ljuljanje i slijeganje temelja. Klizanje konstrukcije po temeljnom tlu ne povezuje s otkazivanjem nosivosti već isključivo s trajnim nepovratnim deformacijama. Ljuljanje temelja postepeno uzrokuje stvaranje konveksne plohe u tlu, što za posljedicu ima smanjenje dodirne plohe između temelja i temeljnog tla te pad faktora sigurnosti za vertikalno opterećenje. Ključnu ulogu u otkazivanju nosivosti u temeljnom tlu imaju povećanje kuta prevrtanja te pad krutosti temeljnog tla, čak i kada pojava likvefakcije nije moguća. Učinci podizanja temelja od temeljnog tla su nedovoljno istraženi. Slijeganje ima manje nepovoljan utjecaj na konstrukciju u odnosu na učinke ljuljanja konstrukcije. Definicija nosivosti je još uvijek nejasna kod rastresitih tala. Tlo koje je pretrpjelo snažna podrhtavanja može kroz vrijeme povratiti svoju početnu krutost.

U okviru dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija energija se troši (i) u konstrukciji preko trenja i nelinearnog histereznog ponašanja te u (ii) tlu preko radijacije i također nelinearnog histereznog ponašanja. Prigušenje u temeljnom tlu je od najvećeg značaja za krute konstrukcijske sustave, posebice kada su temeljeni na (mekim) tlima s brzinom širenja posmičnih valova između 180 i 360 m/s. Horizontalno gibanje temelja po tlu ima značajniji doprinos trošenju potresne energije u odnosu na ljuljanje temelja na temeljnom tlu, što upućuje na veće ukupno prigušenje kod niskih i zdepastih konstrukcija u odnosu na vitke konstrukcije. Kod normalno prigušenih, plitko temeljenih konstrukcija efektivno prigušenje sustava tlo-konstrukcija opada s povećanjem visine konstrukcije. Tako kod sustava tlo-visoka konstrukcija ukupno prigušenje može biti manje od prigušenja upetog konstrukcijskog sustava. Ukupno prigušenje u temeljnom tlu se kreće između 0 i 25 %. Prigušenje zbog radijacije u temeljnom tlu može iznositi između 7 i 10 %, no može se zanemariti ako je period osciliranja sustava tlo-konstrukcija manji od perioda osciliranja slobodnog tla. Prigušenje zbog histereznog ponašanja tla pri malim deformacijama iznosi oko 2,5 %, dok pri snažnim podrhtavanjima može dostići i 20 %. Imaginarni dijelovi funkcija impedancije, kao rješenje iz frekvencijske domene, mogu biti korišteni za procjenu odziva u vremenskoj domeni. Prigušenje iz temeljnog tla je dopušteno koristiti u linearnim proračunima. Viskozno prigušenje ima vrlo blisku vrijednost linearnom histereznom prigušenju samo oko rezonantne frekvencije. Učinci prigušenja na razini temeljnog tla nisu dovoljno istraženi, a postojeće metode koje se odnose na uključivanje učinaka prigušenja u tlu kod proračuna uobičajenih konstrukcija su konzervativne.

Prijenosne funkcije, u svjetlu dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija, su frekvencijski ovisni modeli za uključivanje učinaka kinematskog međudjelovanja u proračunima. Kinematski učinci međudjelovanja su važni za konstrukcije s periodom osciliranja manjim od 0,5 s. Prijenosne funkcije se općenito definiraju kao omjer Fourierovih amplituda za gibanje točke na temelju i gibanje točke u slobodnom polju, daleko od temelja. Postojeće prijenosne funkcije, dane u američkim normama i priručnicima za proračun konstrukcija ne odražavaju učinke pritiska konstrukcije na tlo. Također, ne odražavaju za koju su razinu potresnog intenziteta namijenjene, što može biti važno ako se postavi u okvir europskih normi. Potrebno je provesti dodatna istraživanja kojima bi se potvrdile postojeće prijenosne funkcije za meka tla, definirane u američkim normama i priručnicima za proračun konstrukcija.

2.5 O numeričkim metodama za procjenu potresnog ponašanja sustava tlo-konstrukcija

Numeričke metode za istraživanje i procjenu učinaka dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija su izvrsna zamjena za eksperimentalne metode jer uz minimalne troškove i dobru kontrolu promatranog sustava u virtualnome svijetu omogućavaju provedbu opširnih parametarskih studija i daju velike količine informacija za analize. Numeričke metode za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija su podijeljene u dvije osnovne kategorije: (i) direktne metode u vremenskoj domeni i (ii) višestupanjske metode podstruktura u frekvencijskoj domeni. Uz spomenute osnovne metode za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija, u akademskoj zajednici i inženjerskoj praksi sve su zastupljenije i hibridne metode. Detaljnije o svakoj od spomenutih kategorija je dano u pregledu u narednim poglavljima. U području dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija su poznate dvije vrste nelinearnosti koje se mogu javiti zbog snažnog podrhtavanja tla (ASCE, 2000; Pitilakis, D. i Clouteau, 2010). Primarna nelinearnost se veže uz deformacije koje se pri potresu javljaju na slobodnom polju, dok se sekundarna nelinearnost veže uz deformacije u tlu koje nastaju kao posljedica vibriranja konstrukcije u uvjetima djelovanja potresa. Primarna nelinearnost je posljedica nelinearnog ponašanja tla i usko je povezana sa smanjenjem modula posmika te povećanjem histereznog trošenja potresne energije, a izraženija je što je podrhtavanje snažnije. Za potrebe istraživanja problema međudjelovanja tla i konstrukcija pomoću numeričkih modela, dinamičko ponašanje sustava temelj-konstrukcija može biti modelirano pomoću metode konačnih elemenata ili pomoću ekvivalentnih modela koji se sastoje od mase, opruge i prigušivača. Tlo može biti modelirano primjenom metode konačnih elemenata ili kao elastični ili viskoelastični poluprostor primjenom ekvivalentnih linearnih metoda. Metode i pristup rješavanja problema međudjelovanja tla i konstrukcija se do danas nisu značajno promijenili (npr. Idriss, Lysmer, Hwang i Seed, 1973; Lysmer et al., 1981; Hudson, Idriss i Beikae, 1994; Ostadan, 2006a;

Pitilakis, D. 2006; Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a; Pender et al., 2009; Pitilakis, D. i Clouteau, 2010; NIST, 2012; Pender, Algie, Storie i Salimath, 2013), samo su računala eksponencijalno brža i naprednija. S tim na umu je jasno da metode za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija i danas posjeduju određena ograničenja i mane, o čemu je više riječi dano u narednim poglavljima.

2.5.1 Direktne metode

Direktne metode sadrže cjeloviti sustav tlo-konstrukcija i implicitno uključuju sve učinke međudjelovanja tla i konstrukcije te ih sve istovremeno odražavaju u proračunanom odzivu (Pitilakis, D. i Clouteau, 2010; Finn, Pandey i Ventura, 2011). Direktne metode omogućavaju provođenje nelinearnih analiza (Wolf, 1985; Pitilakis, D. 2006; NIST, 2012). Zapis potresa se u ovakve modele unosi preko ruba poluprostora koji omeđuje numerički model tla.

Rješavanje problema kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija u okviru direktnih metoda predstavlja izazov zbog zahtjeva za definiranjem prostorno promjenjivog ulaznog zapisa potresa (ATC, 1996; NIST, 2012). S druge strane, numerički modeli tla u okviru direktnih metoda moraju biti veliki kako bi se gibanje na rubnim elementima moglo promatrati kao gibanje slobodnog polja (Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975; NIST, 2010; Menglin, Huaifeng, Xi i Yongmei, 2011). Donji rub modela tla je potrebno postaviti na dubini gdje posmični valovi dostižu brzinu od približno 1100 m/s ili na dubini gdje je modul posmika tla 10 puta veći od modula posmika tla neposredno ispod temelja (ASCE, 2000). S druge strane, konačni elementi od kojih je izrađen model tla moraju biti dovoljno mali kako bi omogućili rasprostiranje valova bez gušenja određenog dijela frekvencijskog sastava potresnog vala (Muir Wood, 2004). Kako bi se rasprostiranje potresnih valova moglo što točnije procijeniti jedan sloj modela tla u okviru direktne metode je potrebno izraditi koristeći najmanje 10 konačnih elemenata po valnoj duljini (Muir Wood, 2004). Također, tlo je potrebno modelirati koristeći vrlo male konačne elemente na mjestima koncentracije naprezanja te na mjestima gdje se javljaju izražene promjene krutosti (Muir Wood, 2004). Preporučljivo je tlo neposredno ispod temelja modelirati s najmanje 8 konačnih elemenata, kako bi se pravilno predočila raspodjela vertikalnog statičkog opterećenja (Wong i Luco, 1985; ASCE, 2000). Nadalje, Kuhlemeyer i Lysmer (1973) preporučuju da veličina konačnog elementa tla u numeričkim modelima ne prelazi jednu osminu valne duljine najsporijeg prostornog vala (P ili S vala). S tim na umu je jasno da numerički modeli moraju sadržavati vrlo veliki broj konačnih elemenata ukoliko se želi dobiti dobra procjena potresnog odziva sustava tlo-konstrukcija. U tom svjetlu je poznato da se modeli tla izrađeni primjenom metode konačnih elemenata ponašaju kao nisko propusni filtri s graničnom frekvencijom koja je definirana s obzirom na veličinu konačnog elementa (Kuhlemeyer i Lysmer, 1973). Zbog toga je u okviru direktnih metoda obavezno provoditi studije osjetljivosti s obzirom na gustoću mreže konačnih elemenata, svojstava tla te udaljenosti rubnih uvjeta tla od konstrukcije. Ovakve studije osjetljivosti mogu biti izrazito dugotrajne, posebice ako je model tla velikih dimenzija (Muir Wood, 2004;

Menglin, Huaifeng, Xi i Yongmei, 2011). Nadalje, istaknuto je kako veliki numerički modeli, primjerice za potrebe studija dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija uz primjenu konačnih elemenata, nisu najbolji alat jer zahtijevaju vrlo složene konstitutivne modele tla. U tom svjetlu je dobro poznato da numerički modeli koji zahtijevaju unos vrlo velikog broja parametara stvaraju prostor za nakupljanje *numeričke nečistoće*. Drugačije rečeno, ovakvi modeli stvaraju vrlo veliki prostor za unos pogrešno procijenjenih ulaznih parametara. U tom smislu je upozoreno (npr. Muir Wood, 2004; NIST, 2012) da su konstitutivni modeli za tlo najslabija karika u lancu numeričkog modela tlo-konstrukcija.

Direktna analiza međudjelovanja tla i konstrukcija se čak i danas, u vrijeme računalnog procvata, smatra vrlo zahtjevnom (Paolucci, Shirato, i Yilmaz, 2008; Ptilakis, D. i Clouteau, 2010; Finn, Pandey i Ventura, 2011; NIST, 2012; Kojima Fujita i Takewaki, 2014), posebice kada problem uključuje složenu geometriju ili nelinearnost, te se stoga vrlo rijetko koristi (Ptilakis, D. i Clouteau, 2010; Finn, Pandey i Ventura, 2011; NIST, 2012). Kako bi se trajanje proračun međudjelovanja tla i konstrukcija primjenom direktne metode skratio, modeli tla često imaju promjenjivu veličinu konačnih elemenata. Tada su konačni elementi za tlo vrlo mali u blizini konstrukcije i postepeno im se povećava veličina s udaljavanjem od konstrukcije prema rubnim dijelovima modela tla (Gutierrez i Chopra, 1978; Çelebi i Kirtel, 2013). No, ako se zapis potresa uvodi preko površinskog sloja tla, variranje debljine slojeva u tlu može dovesti do pogrešne procjene gibanja u dubljim slojevima i čvrstoj podlozi (Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975).

Rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija primjenom metode konačnih elemenata je moguće pomoću komercijalnih programa (npr. ANSYS, ADINA, ABAQUS), ali koji za to nisu primarno namijenjeni (Ptilakis, D. et al., 2008). S druge strane, za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija primjenom metoda podstruktura su razvijeni specijalizirani programi, npr. SASSI2000 (Ostadan, 2006a) i MISS3D-EqL (Ptilakis, D. 2006). U nedavno objavljenom radu (Finn, Pandey i Ventura, 2011) se navodi kako je numerički model konstrukcije poželjnije odvojiti od tla, a učinke međudjelovanja tla i konstrukcije uključiti preko prikladnih opruga i prigušivača. NIST (2012) i drugi (npr. Ptilakis, D. et al., 2008; Menglin, Huaifeng, Xi i Yongmei, 2011) upozoravaju da za dinamički proračun u vremenskoj domeni nedostaju dovoljno precizno definirani modeli rubnih uvjeta za tlo koji bi omogućili radijaciju potresnih valova u beskonačnost. Kada su rubni uvjeti loše definirani, potresni valovi mogu ostati zarobljeni unutar modela tla. Ako se u okviru direktnih metoda nesmotreno definiraju kruti rubni uvjeti, što je čest slučaj za donji rub modela, konačni odziv može promatranog sustava može biti pogrešan (npr. Gutierrez i Chopra, 1978; Menglin, Huaifeng, Xi i Yongmei, 2011). U tom smislu današnji programski paketi omogućavaju definiranje rubnih uvjeta na poluprostoru numeričkog modela koji mogu tek minimizirati reflektirane potresne valove unutar poluprostora (NIST, 2012). S druge strane, u frekvencijskoj domeni postoji više dobro definiranih modela koji rješavaju problem rubnih uvjeta na poluprostoru modela (Ostadan, 2006a; Ptilakis, D. 2006; NIST, 2010).

Nabrojane prednosti i nedostaci direktne metode su dodatna potvrda tvrdnji (Pitilakis, D. 2006; Renzi, 2009) da se analize međudjelovanja tla i konstrukcija uglavnom provode uz primjenu ekvivalentnih linearnih metoda (npr. metode podstruktura) gdje je nelinearnost u tlu uključena približno. U tom svjetlu je i ranije istaknuto (Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975; Wolf, 1985) da zakon superpozicije, s ciljem uključivanja kompleksne nelinearne prirode tla, implicitno vrijedi i unutar direktnih metoda. Stoga, i zbog bržeg proračuna i manjih zahtjeva za računalnim resursima, se rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija primjenom metode podstruktura može smatrati učinkovitijim. Uz sve spomenuto, Gutierrez i Chopra (1978) su pokazali da direktne metode i metode podstruktura daju identične rezultate, no da su metode podstruktura učinkovitije ako je temeljno tlo potrebno idealizirati kao poluprostor. Primjenom metodom podstruktura se mogu zaobići mnoge mane direktnih metoda (Datta, 2010).

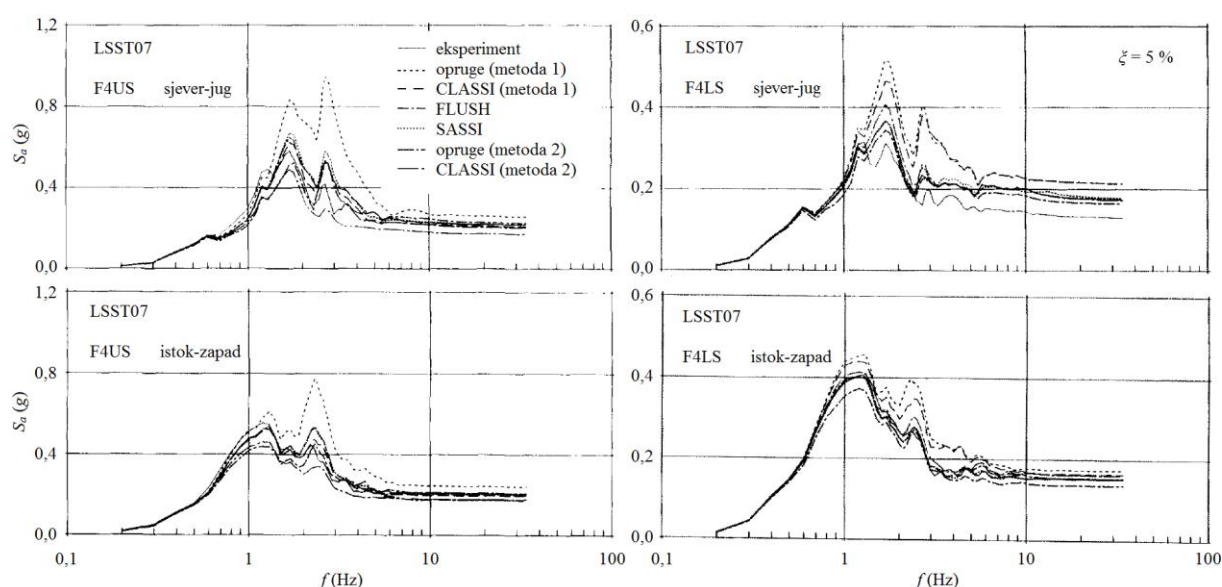
2.5.2 Metode podstruktura

Metode podstruktura se već dugo vremena smatraju vrlo učinkovitim i vrlo dobro su prihvaćene od strane prakse, ali i u znanosti (npr. Lysmer et al., 1981; Wolf, 1985; Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990; Tabatabaie, Mejia, Wu i Galagoda, 2004; Pitilakis, D. i Clouteau, 2010; Renzi, Madaia i Vannucchi, 2013; Kojima, Fujita i Takewaki, 2014). Uz pretpostavku o ekvivalentnom linearnom ponašanju materijala rješenje u frekvencijskoj domeni znatno je učinkovitije od metoda numeričke integracije u vremenskoj domeni (Wolf, 1985; Pitilakis, D. et al., 2008). Rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija u okvirima metode podstruktura se provodi u frekvencijskoj domeni uz uključivanje ekvivalentnog linearnog viskoelastičnog modela tla (npr. Ostadan, 2006a; Pitilakis, D. et al., 2008; Datta, 2010). S druge strane, zapis potresa se rastavlja na skup harmonijskih funkcija što omogućava bolji uvid u ponašanje neomeđenog medija, npr. temeljnog tla (Wolf, 1985). Prikaz potresa kao skupa od više harmonijskih funkcija omogućava definiranje, ali i primjenu dinamičkih krutosti pomoću kojih se u obzir uzima radijacija potresne energije te omogućava uvođenje materijalnog prigušenja u modelu tlu (Wolf, 1985).

Zapisi potresa su izrazito nepravilni. Kako bi ekvivalentna linearna metoda bila primjenjiva, ulazni zapis potresa mora biti zadan kao harmonijska funkcija. Ovo je moguće jer se svaki nepravilan zapis vibriranja u vremenu može rastaviti na set nezavisnih harmonijskih funkcija primjenom teorije Fourierovih redova (Kramer, 1996; Towhata, 2008). Tada se odziv proračunava za pojedine harmonijske komponente ulaznog zapisa, a njihov zbroj čini ukupni odziv sustava (Veletsos i Meek, 1973; Towhata, 2008).

Još je u prvim godinama razvoja metode podstruktura pokazano (Gutierrez i Chopra, 1976; Lysmer et al., 1981; Wolf, 1985) da daju vrlo točna rješenja čak i ako se u proračunima uključuju samo oblici osciliranja s vlastitim frekvencijama unutar ili neznatno izvan granica frekvencija od interesa. Iako ekvivalentne linearne (tj. superpozicijom linearnih rješenja se dolazi konačnog cjelovitog rješenja)

metode podstruktura su primjenjive za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija u uvjetima potresnog djelovanja (Wolf, 1985; Ostadan, 2006a; Pitilakis, D. et al., 2008). U tom svjetlu je pokazana primjena metode podstruktura u procjeni potresnog odziva plitko temeljenih konstrukcija (npr. Ostadan, Deng i Roesset, 2004; Tileylioglu, Stewart i Nigbor, 2011; Kojima, Fujita i Takewaki, 2014). Također, pokazana je i uspješna primjena metode podstruktura u procjeni eksperimentalno dobivenog odziva (i) plitko temeljenih konstrukcija u umanjenom mjerilu na terenu (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990) (slika 44), (ii) potresnim stolovima (Pitilakis, D. et al., 2008) te (iii) u geotehničkim centrifugama (Pitilakis, D. i Clouteau, 2010). Ovo potvrđuje da metode podstruktura mogu dobro obuhvatiti i nelinearno ponašanje tla.



Slika 44. Usporedba procijenjenog odziva konstrukcije na mekom tlu primjenom različitih numeričkih metoda s odzivom dobivenim eksperimentalno (Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990): na vrhu konstrukcije (*lijevo*) i na temelju (*desno*) (uredio autor)

Sustav tlo-konstrukcija se u metodi podstruktura promatra kao serija relativno jednostavnih (pod)struktura različitih svojstava. Jedna podstruktura (npr. konstrukcija) ima konačne dimenzije i idealizira se primjenom konačnih elemenata dok je druga podstruktura teoretski neograničena (npr. tlo) i idealizira se primjenom viskoelastičnog poluprostora s pripadajućim rubnim elementima (npr. opruge i prigušivači). Svaka podstruktura se rješava odvojeno u frekventnoj domeni, a u završnom koraku se postupcima superpozicije rezultati povezuju u konačno cjelovito rješenje (Kramer, 1996; Ostadan, 2006a).

Metoda podstruktura se općenito izvodi u dva koraka (npr. Wolf, 1985; Datta, 2010). Prvo se, s obzirom na ulazni zapis potresa i geometriju temelja, definiraju opruge i ulazna gibanja kojima se djeluje na konstrukciju (kinematsko međudjelovanje). Nakon toga se proračunava dinamički odziv konstrukcije pri djelovanju zapisa potresa definiranog u prethodnom koraku i prenesenog na konstrukciju preko opruga, tj. pojednostavljenog modela temelja (inercijalno međudjelovanje). NIST (2012) definira detaljniji pristup

razmatranju učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije u metodi podstruktura: (i) procjena gibanja točke na slobodnoj površini tla te procjena dinamičkih svojstva temeljnog tla (primarna nelinearnost), (ii) procjena prijenosne funkcije za pretvorbu gibanja na slobodnoj površini tla u gibanje unutar temelja, (iii) uključivanje opruga i prigušivača (ili složenijih nelinearnih elemenata) s ciljem modeliranja krutosti i prigušenja na kontaktu između tla i temelja te (iv) analiza odziva sustava konstrukcije s oprugama i prigušivačima s obzirom na ulazno gibanje unutar temelja (sekundarna nelinearnost).

Primarna nelinearnost se obično razmatra primjenom programa SHAKE2000 (npr. Crespellani, Facciorusso i Madiari, 2006; Ordóñez, 2011a; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012). Osim ovog programa, koji danas broji gotovo 30 godina uspješne primjene, razmatranje primarna nelinearnosti omogućavaju i programi DEEPSOIL (Hashash et al., 2012) te EERA (Bardet, Ichii i Lin, 2000). Sva tri programa su temeljena na vrlo sličnom konceptu. Svojstva tla određena iteracijskim postupcima u spomenutim programima se koriste u modelima za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija, primjerice u programu SASSI2000 (Crespellani, Facciorusso i Madiari, 2006; Ostadan, 2006a). Sekundarna nelinearnost se može javiti zbog ljuhanja ili klizanja konstrukcije na temeljnom tlu (Ostadan, 2006a), a u proračunima ju je moguće uključiti iteracijskim postupcima (Ostadan, 2006b).

Sprezanje podstruktura se provodi preko opruga i prigušivača koji su u funkciji frekvencije. Za konstrukcije temeljene na krutim temeljima dovoljno je definirati po jednu horizontalnu oprugu i prigušivač te jednu rotacijsku oprugu i prigušivač (npr. Wolf, 1985; NIST, 2012). Za sustave na fleksibilnim i nepovezanim temeljima je potrebno definirati set opruga i prigušivača koji se raspodjeljuju po površini temelja. Svojstva opruga i prigušivača, matematičkih elemenata kojima se simulira tlo i temelj, mogu biti određena analitičkim ili numeričkim metodama za kruti disk na ili u elastičnom poluprostoru ili putem numeričkih analiza u frekventnoj domeni (NIST, 2010). Funkcije impedancije su ključni element u proračunima primjenom metode podstruktura (Datta, 2010).

Pretpostavka o klasičnom (Rayleighovom) prigušenju često nije prikladna ako se analizira sustav koji sadrži više dijelova s različitim stupnjevima prigušenja (Chopra, 2007a). Primjer ovakvog složenog sustava je sustav tlo-konstrukcija. Relativno prigušenje tla može biti znatno veće od relativnog prigušenja konstrukcije. Tako primjerice, relativno prigušenje tla može biti u granicama od 15 do 20 %, dok se relativno prigušenje konstrukcija uglavnom kreće u granicama od 3 do 5 % (npr. Chopra, 2007a). Ovaj problem ne postoji u metodi podstruktura. Primjerice, u programu SASSI2000 (Ostadan, 2006a, b) je za svaki konstrukcijski element te za svaki sloj temeljnog tla moguće posebno definirati prigušenje.

Za razliku od direktne metode, metoda podstruktura ne zahtijeva definiranje krute granice na određenoj dubini tla (Gutierrez i Chopra, 1976; Ostadan, 2006a, b). Nadalje, kako su koeficijenti dinamičkih krutosti za tlo sporo promjenjive funkcije zavisne o frekvencije pobude, značajna ušteda u duljini trajanja

proračuna je moguća ukoliko se ovi koeficijenti računaju za relativno udaljene frekvencije, a ostale vrijednosti se interpoliraju (Gutierrez i Chopra, 1976, Ostadan, 2006a, b). Studije međudjelovanja tla i konstrukcija je u frekvencijskoj domeni moguće provoditi bez ograničenja s obzirom na učinke radijacijskog prigušenja (Ostadan, Deng i Roesset, 2004). Ostadan, Deng i Roesset (2004) ističu da su rješenja u frekvencijskoj domeni vrlo prikladna za uključivanje učinaka prigušenja jer uključuju funkcije impedancije ovisne o frekvenciji i jer vrlo dobro simuliraju rubne uvjete udaljenog polja tla s obzirom na mjesto nastanka potresa. No, za potrebe proračuna nelinearnog ponašanja gornjeg ustroja konstrukcije proračun je ograničen na vremensku domenu (Denzi, Carbonari, Gara i Leoni, 2010). Zapis potresa proračunan na razini temelja primjenom metode podstruktura u frekvencijskoj domeni se može uspješno koristiti u nelinearnom proračunu konstrukcija u vremenskoj domeni kao ulazni zapis na razini temelja (Denzi, Carbonari, Gara i Leoni, 2010).

2.5.3 Hibridne metode

Uz osnovne metode za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija, hibridne metode nailaze na sve veću popularnost (npr. Seismosoft, 2012). Osim toga, iznimna sredstva i naponi se ulažu s ciljem razvoja ovih metoda (npr. Cremer, Pecker i Davenne, 2002; Halabian i El Naggar, 2002; Allotey i El Naggar, 2003, 2008; Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a; Grange, Kotronis i Mazars, 2009). Hibridne metode koriste prednosti osnovnih metoda za modeliranje sustava tlo-konstrukcija gdje tlo se modelira primjenom metode rubnih elemenata ili jednodimenzionalnih nelinearnih opruga, dok se konstrukcija modelira primjenom metode konačnih elemenata (Cremer, Pecker i Davenne, 2002; Çelebi i Kırtel, 2013). Hibridne metode omogućavaju u proračunima uključiti materijalnu nelinearnost (NIST, 2012).

Koncept proračuna pomoću makro modela je popularan u razmatranju međudjelovanja tla i konstrukcija zbog relativno malih zahtjeva za računalnim resursima kratkog trajanja proračuna, no istovremeno, uz očuvanje osnovnih značajki problema dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija (Allotey i El Naggar, 2008; Paolucci, Shirato, i Yilmaz, 2008). U osnovi, ova metoda se zasniva na modeliranju ravninskog sustava tlo-temelji kao nelinearnog makro elementa koji sadrži prikladne plohe popuštanja te pravila plastičnog toka (Allotey i El Naggar, 2008; Paolucci, Shirato, i Yilmaz, 2008). Makro elementi općenito djeluju kao zamjena za kruti temelj i okolno tlo, a smještaju se ispod konstrukcije. Paolucci, Shirato, i Yilmaz (2008) ističu da metode analize međudjelovanja tla i konstrukcija uz pomoć makro elemenata imaju veliki potencijal, ali da zahtijevaju bolju potporu s obzirom na eksperimentalna istraživanja. U tom svjetlu su Allotey i El Naggar (2008) te Grange, Kotronis i Mazars (2009) predstavili makro modele koji daju vrlo uspješnu procjenu odziva dobivenog eksperimentalnim putem, redom u geotehničkim centrifugama i na potresnim stolovima. Poboļšani makro elementi, poput onoga kojeg su razvili Paolucci, Shirato, i Yilmaz (2008), mogu vrlo dobro prognozirati odziv eksperimentalno ispitanog modela, čak i tijekom vrlo izraženog nelinearno ponašanje temelja.

Ove metode mogu dati zadovoljavajuću procjenu slijeganja konstrukcija te odziva konstrukcije pri ljuljanju (npr. Allotey i El Naggar, 2008). Također, omogućavaju istraživanje inercijskih učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije. No, hibridne metode ne mogu biti korištene za istraživanje širenja potresnih valova kroz temeljno tlo, što je od važnosti za istraživanje kinematskih učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija. Ovo potvrđuje i NIST (2012). Također, hibridne metode ne omogućavaju provedbu analiza pomoću kojih bi se odredile dinamičke funkcije impedancije, osim ako se takva analiza ne bi zasnivala na principu pokušaja i promašaja uz usklađivanje s eksperimentalno dobivenim rezultatima.

2.5.4 Sažetak poglavlja

Numeričke metode za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija su podijeljene u dvije osnovne kategorije: (i) direktne metode u vremenskoj domeni i (ii) metode podstruktura u frekvencijskoj domeni. Uz osnovne metode sve su zastupljenije i hibridne metode. U okviru dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija su poznate dvije vrste nelinearnosti: (i) primarna nelinearnost, koja se odnosi na promjenu modula posmika tla i histereznog trošenja potresne energije te (ii) sekundarna nelinearnost koja u tlu nastaje kao posljedica vibriranja konstrukcije.

Direktne metode sadrže cjeloviti sustav tlo-konstrukcija i omogućavaju provođenje nelinearnih analiza na razini tla i konstrukcije, što nije moguće u frekvencijskoj domeni. Implicitno uključuju sve učinke međudjelovanja i istovremeno koje odražavaju u proračunanom odzivu, no rješavanje problema kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija je u okviru direktnih metoda teško izvedivo. Numerički modeli tla u okviru direktnih metoda moraju biti veliki, a konačni elementi, od kojih su sastavljeni, vrlo mali. Direktna analiza međudjelovanja tla i konstrukcija se čak i danas smatra vrlo zahtjevnom te se stoga rijetko koristi. Za razliku od direktne metode, metoda podstruktura ne zahtijeva definiranje krute granice na određenoj dubini tla. Preporučeno da veličina konačnog elementa tla u numeričkim modelima nesmije prelaziti jednu osminu valne duljine vala. Modeli tla izrađeni primjenom metode konačnih elemenata se ponašaju kao nisko propusni filtri s graničnom frekvencijom koja je definirana s obzirom na veličinu konačnog elementa. Veliki numerički modeli nisu najbolji alat jer zahtijevaju vrlo složene konstitutivne modele tla i stvaraju veliki prostor za unos pogrešno procijenjenih ulaznih parametara. Dinamičkim metodama u vremenskoj domeni nedostaju dobro definirani modeli rubnih uvjeta koji bi omogućili radijaciju potresnih valova u beskonačnost, što nije slučaj za frekvencijsku domenu.

Iako ekvivalentne linearne, metode podstruktura posjeduju visoku učinkovitost i dobro su prihvaćene u inženjerskoj praksi i znanosti. Rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija u okviru metode podstruktura se provodi u frekvencijskoj domeni uz uključivanje ekvivalentnog linearnog viskoelastičnog modela tla, a zapis potresa se primjenom teorije Fourierovih redova rastavlja na skup harmonijskih

funkcija. Zapis potresa kao skupa od više harmonijskih funkcija omogućava definiranje, ali i primjenu dinamičkih krutosti pomoću kojih se u obzir uzima radijacija potresne energije te omogućava uvođenje materijalnog prigušenja u modelu tlu. Metode podstruktura mogu dobro obuhvatiti nelinearno ponašanje tla, što potvrđuju uspješne procijene eksperimentalno dobivenog odziva sustava tlo-konstrukcija na terenu, potresnim stolovima te u geotehničkim centrifugama. U metodi podstruktura se sustav tlo-konstrukcija promatra kao serija (pod)struktura različitih svojstava. Konstrukcija ima konačne dimenzije i idealizira se primjenom konačnih elemenata, dok se tlo idealizira primjenom viskoelastičnog poluprostora s pripadajućim rubnim elementima (npr. opruge i prigušivači). Svaka podstruktura se rješava odvojeno u frekvencijskoj domeni, a konačno rješenje se dobiva postupcima superpozicije. Zakon superpozicije s ciljem uključivanja kompleksne nelinearne prirode tla implicitno vrijedi i unutar direktnih metoda. Kako su koeficijenti dinamičkih krutosti za tlo sporo promjenjive funkcije s obzirom na frekvenciju, značajna ušteda u duljini trajanja proračuna je moguća ako se ovi koeficijenti računaju za relativno udaljene frekvencije. Metoda podstruktura se općenito izvodi u dva koraka. Prvo se definiraju opruge, prigušivači i ulazna gibanja kojima se djeluje na konstrukciju (kinematsko međudjelovanje). Nakon toga se proračunava dinamički odziv konstrukcije postavljene na oprugama i prigušivačima (inercijalno međudjelovanje). Primarna nelinearnost se u frekvencijskoj domeni obično razmatra primjenom programa SHAKE2000, DEEPSOIL ili EERA. Svojstva tla određena iteracijskim postupcima u spomenutim programima se koriste u modelima za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija, primjerice u programu SASSI2000. Sekundarna nelinearnost se u frekvencijskoj domeni uključuje iteracijskim postupcima. Rješenja u frekvencijskoj domeni su vrlo prikladna za uključivanje učinaka prigušenja jer uključuju funkcije ovisne o frekvenciji i jer dobro simuliraju rubne uvjete udaljenog polja tla s obzirom na mjesto nastanka potresa. Ako se analizira sustav tlo-konstrukcija, pretpostavka o klasičnom, Rayleigheovom prigušenju često nije prikladna jer relativno prigušenje tla može biti u granicama između 15 i 20 %, dok je relativno prigušenje konstrukcija uglavnom između 3 i 5 %. Ovaj problem ne postoji u metodi podstruktura, gdje se za svaki konstrukcijski element i svaki sloj tla posebno definira prigušenje.

Uz osnovne metode za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija, hibridne metode nailaze na sve veću popularnost, a koriste prednosti osnovnih metoda. Ova metoda se zasniva na modeliranju ravninskog sustava tlo-temelj kao nelinearnog makro elementa koji sadrži prikladne plohe popuštanja te pravila plastičnog toka. Proračun pomoću makro modela ima relativno male zahtjeve za računalnim resursima, a omogućavaju uključivanje materijalne nelinearnosti. Ove metode se mogu koristiti za (i) procjenu slijeganja konstrukcije i (ii) istraživanje inercijskih učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije. No, ne mogu biti korištene za istraživanje širenja potresnih valova kroz temeljno tlo i određivanje dinamičkih funkcija impedancije, osim ako se takva analiza ne bi zasnivala na principu pokušaja i promašaja. Metode koje koriste makro elementa zahtijevaju dodatne provjere s obzirom na eksperimentalna istraživanja. Direktno metode i metode podstruktura daju identične rezultate, no metode podstruktura su učinkovitije s obzirom na računalne zahtjeve i ako je temeljno tlo potrebno idealizirati

kao poluprostor. Zapis potresa proračunan na razini temelja primjenom metode podstruktura u frekvencijskoj domeni se kao ulazni zapis na razini temelja može koristiti u nelinearnom proračunu u vremenskoj domeni.

2.6 Tretman međudjelovanja tla i konstrukcija u suvremenim normama

Mnoge suvremene norme (IAEE, 2012) proračun konstrukcija dopuštaju uz dvije osnovne pretpostavke: (i) da su konstrukcije upete u podlogu i (ii) da se pobuđuju vremenskim zapisom potresa zabilježenim na stijeni. Ovo implicitno upućuje da je temeljno tlo apsolutno nedeformabilno, što vodi ka zanemarivanju učinaka dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Iako konzervativan, ovakav način proračuna je zbog jednostavnosti vrlo dobro prihvaćen u inženjerskoj praksi, što potvrđuje i NIST (2012). No, mnogi istaknuti znanstvenici (npr. Muir Wood, 2004; Pender, 2007; Pender, Algie, Storie i Salimath, 2013) upozoravaju da bi se konstrukcije i temeljno tlo uvijek morale promatrati i proračunavati kao cjelina. Europski odbor za normizaciju (CEN, 2004b), Savezna agencija za upravljanje izvanrednim situacijama (FEMA, 2009) i Nacionalna institucija za standardizaciju i tehnologiju (NIST, 2010) ističu kako su učinci međudjelovanja tla i konstrukcije povoljni za većinu konstrukcijskih sustava budući da njihovo uključivanje u proračunu rezultira smanjenjem reznih sila, tj. značajnom uštedom prilikom izgradnje objekta. Može se reći da je to istina, ako se sustavi tlo-konstrukcija promatraju u okviru normiranih spektara odziva, što potvrđuju i drugi (npr. Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Gazetas, 2012). Prije osvrta na tretman međudjelovanja tla i konstrukcija u suvremenim normama, zanimljivo je da Privremene tehničke norme za građenje u potresnim područjima iz 1964. izričito zabranjuju građenje na mekim tlima (Aničić et al., 1980).

2.6.1 Europske norme

Učinci međudjelovanja tla i konstrukcija te postupci modeliranja ovog vrlo složenog problema su u europskim normama uglavnom dani informativno. Europske norme (CEN, 2004b) ističu da se potresni odziv konstrukcija temeljenih na popustljivoj podlozi značajno razlikuje od odziva upetih pandana, a da se razlika u odzivu javlja zbog sljedećeg:

- a) gibanje temelja na popustljivoj podlozi se razlikuje od gibanja točke slobodnog polja i može uključivati ljuljanje konstrukcije kao važnu komponentu konvencionalno upetog sustava,
- b) osnovni period osciliranja konstrukcije na popustljivoj podlozi je duži u odnosu na period konvencionalno upete konstrukcija,
- c) vlastiti periodi osciliranja, oblici osciliranja te faktori sudjelovanja konstrukcije na popustljivoj podlozi su drugačiji u odnosu na istovrijedne veličine konvencionalno upete konstrukcije

- d) sveukupno prigušenje konstrukcije na popustljivoj podlozi uključuje prigušenje uslijed radijacije te unutarnje prigušenje nastalo na kontaktnom području između tla i temelja, uz dodatak prigušenja svojstvenog gornjem ustroju konstrukcije.

U prvom dijelu europskih normi (CEN, 2004a) stoji da se numeričkim modelom uvijek mora razmotriti problem međudjelovanje tla i konstrukcije. Također, isti dio normi nalaže da se deformabilnost temelja te međudjelovanje tla i konstrukcija mora uzeti u obzir čak i onda kada ono povoljno djeluje na odziv konstrukcije. Nastavno na to, u petom dijelu istih normi (CEN, 2004b) stoji da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija povoljni za većinu uobičajenih konstrukcija jer umanjuju rezne sile u konstrukciji. Na ovaj se način inženjerska praksa indirektno navodi da uključivanje međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima može rezultirati ekonomičnijim konstrukcijama. No, detaljnije o postupcima uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima nije dano.

CEN (2005b) prepoznaje učinke kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija koji se očituju u razlici zapisa potresa zabilježenog na naslagama ili mekom tlu u odnosu na zapise potresa zabilježene na razini temelja. Također, CEN (2005b) ističe da je pri uključivanju učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u metodama proračuna potrebno razmotriti: (i) površinu ukopanog dijela temelja; (ii) debljinu naslaga do osnovne stijene; (iii) uslojenost naslaga; (iv) promjenjivost modula posmika tla te (v) ovisnost svojstava tla (modul posmika i prigušenje) s obzirom na posmičnu deformaciju.

Nadalje, CEN (2006) upozorava i na radijacijsko prigušenje zbog učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija te navodi da je ono u funkciji smjera djelovanja potresa, geometrije temelja te uslojenosti i morfologije tla. Istaknuto je i kako se prigušenje u tlu, uzrokovano neelastičnim ponašanjem tla pri cikličkom opterećivanju, i radijacijsko prigušenje, nastalo širenjem potresnih valova u smjeru od temelja, prilikom proračuna treba razmatrati odvojeno (CEN, 2004b). No, za razliku od američkih normi i smjernica (npr. FEMA, 2005), europske norme ne definiraju detaljnije smjernice ili dijagrame i izraze koji bi inženjerskoj praksi olakšali uključivanje spomenutih učinaka u proračunima. Preporuča se (CEN, 2006) koeficijent relativnog prigušenja zbog radijacije ne uzimati većim od 25 %.

Europska norma za proračun mostova otpornih na potrese (CEN, 2005a) nalaže da učinke međudjelovanja tla i konstrukcija treba uzeti u obzir koristeći prikladne funkcije impedancije. No, za razliku od američkih normi i smjernica (npr. ATC, 1996; FEMA, 2005; NIST, 2012; ASCE, 2014) ne daju preporuke ili izraze pomoću kojih bi se popustljivost tla uključila u proračun.

Prema petom dijelu europskih normi (CEN, 2004b) učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije je potrebno uzeti u obzir kod:

- e) konstrukcija sa značajnim utjecajem $P-\Delta$ učinaka,
- f) konstrukcija s masivnim ili dubokim temeljima,
- g) visokih i vitkih konstrukcija (npr. tornjevi i tvornički dimnjaci)
- h) konstrukcija temeljenih na tlima s prosječnom brzinom posmičnog vala manjom od 100 m/s.

Ove odredbe su gotovo potpuna suprotnost onome što nalažu američke norme i smjernice, o čemu je više riječi dano u poglavlju koje obrađuje američke norme. Nastavno na odredbu o visokim i vitkim konstrukcijama, u europskim normama (CEN, 2005b) stoji da su visoke konstrukcije one konstrukcije kod kojih visina premašuje peterostruku duljinu najveće dimenzije temelja. Za takve konstrukcije se smatra (CEN, 2005b) da ljuhanje zbog popustljivost temeljnog tla može značajno povećati učinke drugog reda (npr. $P-\Delta$ učinke). Nadalje, CEN (2005a) preporuča učinke međudjelovanja tla i konstrukcije uzeti u obzir kod stupova mosta, koji se mogu promatrati kao sustavi s jednim stupnjem slobode, kada popustljivost tla doprinosi s više od 20 % ukupnom vršnom pomaku.

Peti dio europskih normi (CEN, 2004b) ističe modul posmika G_s kao ključni parametar koji definira krutost tla u potresnim uvjetima. Također, isti dio europskih normi definira profil brzine širenja posmičnog vala u tlu kao najpouzdaniji predskazatelj karakteristika potresa u ovisnosti o lokalnim uvjetima u tlu. Nadalje CEN (2004b) upozorava da je *in situ* mjerenja brzine širenja posmičnih valova potrebno provoditi za važne konstrukcije u potresno aktivnim područjima i to posebno ako su konstrukcije temeljene na tlima s prosječnom brzinom posmičnog vala manjom od 180 m/s u prvih 30 m naslaga. Budući da su modul posmika tla i prigušenje u tlu u funkciji deformacije, u potresnim proračunima je u obzir potrebno uzeti efektivnu posmičnu deformaciju koja se očekuje tijekom trajanja potresa (CEN, 2005b). U ovom slučaju proračun zahtijeva iterativni postupak, a prema smjernicama CEN (2005b) je moguće provesti ga primjenom ekvivalentne linearne metode. Također, CEN (2005b) dopušta provođenje iterativnog postupka na tlu sa slobodnom površinom i preporuča za svaki sloj tla efektivnu posmičnu deformaciju γ_{eff} odrediti kao 65 % vrijednosti najveće posmične deformacije u tlu γ_{max} .

Za slučaj kada mehanička svojstva tla nije moguće pouzdano odrediti preporuča se proračun napraviti uz pretpostavku graničnih vrijednosti koje određuju ponašanje tla. Prilikom potresnog proračuna, veća pretpostavljena krutost tla se preporuča (CEN, 2005a) koristiti za proračun reznih sila, dok se niža pretpostavljena krutost preporuča koristiti za proračun pomaka. Ovo je u skladu s preporukama i smjernicama propisanim za praksu u Sjedinjenim Američkim Državama (NIST, 2010), o čemu je više dano u narednim poglavljima. Osim toga, u nedostatku pouzdanih podataka o promjeni dinamičkog modula tla CEN (2005b) preporuča set najbolje moguće procijenjenih vrijednosti ove promjene pomnožiti s dva te podijeliti s dva kako bi se definirale granične moguće vrijednosti. U nedostatku izravnih mjerenja prigušenja, što je vrlo česti slučaj u praksi, CEN (2004b) daje preporuke (tablica 15) za procjenu koeficijenta relativnog prigušenja u ovisnosti o umnošku proračunske vrijednosti ubrzanja tla \ddot{u}_g i parametra amplifikacije tla S .

Tablica 15. Prosječno relativno prigušenje u tlu i vrijednosti faktora redukcije (\pm standardna devijacija) za brzinu posmičnog vala v_s i modul posmika G_s za sloj tla do 20 m dubine (CEN, 2004b)

$\ddot{u}_g \cdot S$ (g)	ζ (%)	$v_s / v_{s,max}$	$G_s / G_{s,max}$
0,10	3	0,90 ($\pm 0,07$)	0,80 ($\pm 0,10$)
0,20	6	0,70 ($\pm 0,15$)	0,50 ($\pm 0,20$)
0,30	10	0,60 ($\pm 0,15$)	0,36 ($\pm 0,20$)

U tablici 15 g je gravitacijsko ubrzanje ($9,81 \text{ m/s}^2$), $v_{s,max}$ je prosječna vrijednost brzine širenja posmičnog vala pri deformacijama manjim od 10^{-5} , ali uz uvjet da ne premašuje 360 m/s (CEN, 2004b), a $G_{s,max}$ je prosječan modul posmika pri deformacijama manjim od 10^{-5} .

2.6.2 Novozelandske norme

Proračun konstrukcija otpornih na potrese se na Novom Zelandu i danas provodi (npr. Bech et al., 2014) prema lokalnim normama (SNZ, 2004a, b) izdanim prije deset godina. Ovo je vrlo slično situaciji proračuna konstrukcija otpornih na potrese u Europi. Kada je riječ o međudjelovanju tla i konstrukcija, novozelandske norme najviše pažnje usmjeravaju na konstrukcije s mogućnošću pojave ljuljanja prilikom djelovanja potresa (SNZ, 2004a, b). Osim toga, posebno je istaknuto da temelji i temeljno tlo u analizama trebaju biti promatrani kao dio cjelokupnog sustava konstrukcije (SNZ, 2004b; Bech et al., 2014). U petom dijelu novozelandskih normi (SNZ, 2004a) stoji kako je ponašanje konstrukcije za vrijeme potresa u funkciji materijala, oblika i perioda osciliranja konstrukcijskog sustava, konstrukcijskog prigušenja te međudjelovanja tla i konstrukcije. Također, istaknuto je (SNZ, 2004b) kako su plastične deformacije na konstrukcijskim sustavima s mogućnošću pojave ljuljanja za vrijeme potresa vrlo male, te da je ponašanje takve konstrukcije nelinearno elastično. Između ostalog, upozoreno je (SNZ, 2004b) kako je priroda konstrukcija kod kojih postoji vjerojatnost pojave ljuljanja složena te da ne postoji jedinstveno rješenje kojim bi se obuhvatilo ponašanje svih oblika osciliranja.

Prilikom određivanja osnovnog perioda osciliranja konstrukcije u obzir treba uzeti popustljivost temeljnog tla jer ukoliko se ovaj utjecaj zanemari, proračun može dovesti do konzervativne procjene potresnih sila u konstrukciji, a deformacije uzrokovane potresom će biti podcijenjene (SNZ, 2004b; Bech et al., 2014). Također, ukoliko se proračun konstrukcije provodi metodom ekvivalentnih horizontalnih sila, koje su proračunane koristeći spektre odziva, nužno je u obzir uzeti ljuljanje konstrukcije (SNZ, 2004b). Prilikom procjene ponašanja konstrukcije kod koje dolazi do pojave ljuljanja pri potresnom djelovanju u obzir je nužno uzeti i prigušenje (SNZ, 2004b). Prema novozelandskim normama (SNZ, 2004b), ovo prigušenje može biti: svojstveno konstrukcijsko, histerežno, radijacijsko ili posljedica uređaja za trošenje potresne energije. No, definicije za točnije definiranje prigušenja nema.

Ukoliko se trošenje potresne energije očekuje prilikom ljuljanja konstrukcije, peti dio novozelandskih normi (SNZ, 2004a, b) korisnike usmjerava na provođenje specijalnih studija, ali ne daje detaljnije

smjernice od navedenih u ovom poglavlju. No, za razliku od europskih normi novozelandski pandani upozoravaju kako je nužno posvetiti posebnu pažnju kod izvedbe konstrukcija na mekim tlima u potresno aktivnim područjima (SNZ, 2004b). Također, novozelandske norme (SNZ, 2004b) upozoravaju na mogućnost pojave rezonance između temeljnog tla, potresnog djelovanja i konstrukcije. Prema ovim normama, osnovni period osciliranja temeljnog tla T_0 je moguće odrediti postupkom procjene četvrtine valne duljine $4h_s/v_s$, gdje je h_s ukupna debljina naslaga (tla), a v_s srednja brzina širenja posmičnog vala. Ovaj postupak određivanja osnovnog perioda osciliranja tla se smatra (SNZ, 2004b) vrlo pouzdanim za naslage koje se sastoje od horizontalnih slojeva i koje nisu složene geometrije. No, ukupnu debljinu naslaga je nerijetko vrlo teško odrediti ili čak i procijeniti.

Iako se Novi Zeland nalazi u području s izraženom potresnom aktivnošću, osim ovdje spomenutih preporuka koje se tiču uključivanja međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima drugih detaljnijih preporuka i smjernica nema. Osim toga, današnje novozelandske norme ne sadrže izraze za proračun funkcija impedancije, niti detaljnije preporuke za uključivanje tla u numeričke modele. Smatra se (Bech et al., 2014) kako inženjerska praksa u Novom Zelandu zanemaruje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije te kinematsko međudjelovanje. No, ovo svakako može biti posljedica nedovoljne osviještenosti inženjerske prakse zbog vrlo skromne količine informacija u normama s obzirom na ovako opsežan problem, kao što je međudjelovanje tla i konstrukcija.

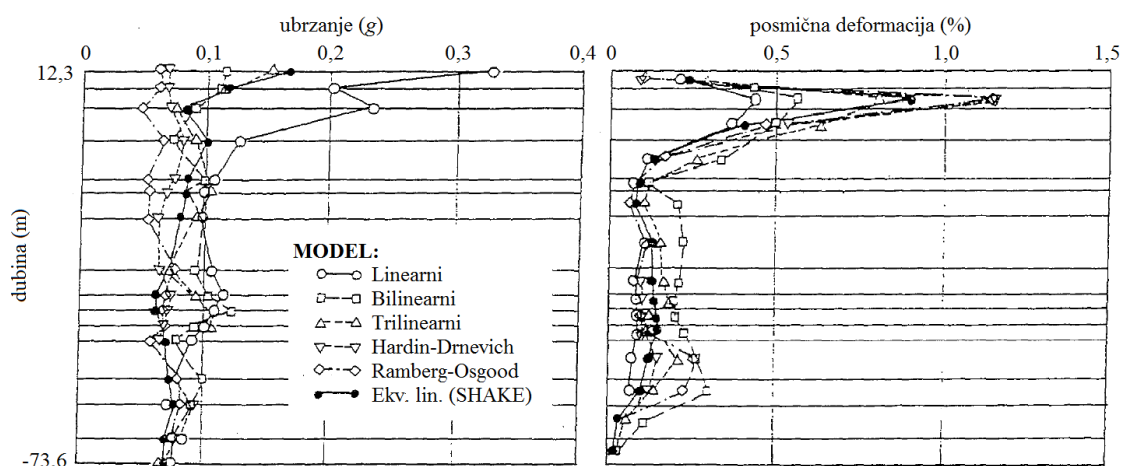
2.6.3 Japanske norme

Zbog ograničenog pristupa japanskim normama i činjenice da je većina normi pisana lokalnim, autoru nerazumljivim pismom, ovo poglavlje je nešto siromašnije u odnosu na ostala poglavlja. O tretmanu međudjelovanja tla i konstrukcija u japanskim normama informacije i smjernice su prikupljene iz dostupnih članaka i drugih publikacija. Ukoliko postoji potreba za uključivanjem popustljivost temeljnog tla u analizama konstrukcija, numeričkim modelima konstrukcija se na kontaktu s temeljnim tlo dodaju opruge (JSCE, 2000; Otani, 2004).

Japanske norme dopuštaju proračun primjenom statičke nelinearne metode postupnog guranja na numeričkim modelima koji sadrže cjelokupan sustav tlo-temelj-konstrukcije, gdje je popustljivost tla dopušteno modelirati koristeći opruge (JSCE, 2000; Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003, 2004). Japanske norme upozoravaju da se uključivanjem popustljivosti tla u numeričkim modelima javljaju manje katne poprečne sile, ali da pomaci mogu biti povećani (Otani, 2004).

Pri procjeni gibanja tla ispod konstrukcije u obzir je potrebno uzeti promjenu krutosti i prigušenja u tlu s obzirom na promjenu posmične deformacije u tlu (Otani, 2004). Procjenu amplifikacije gibanja tla zbog prisutnosti mekih naslaga na osnovnoj stijeni je moguće provesti primjenom jednodimenzionalne

ekvivalentne linearne metode (slika 45) (Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003, 2004; Otani, 2004). Dinamičko ponašanje tla ispod konstrukcije može biti procijenjeno primjenom nelinearne dinamičke analize i primjenom jednodimenzionalne posmične grede uz pretpostavku o histereznom ponašanju tla pri djelovanju zapisa potresa zabilježenog na osnovnoj stijeni (Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003, 2004; Otani, 2004). Smatra se (Otani, 2004) da je Ramberg-Osgood model prikladan za procjenu ponašanja tla u nelinearnim dinamičkim analizama (slika 45). Ovo potvrđuju i drugi (npr. Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama, 1988; Kramer, 1996; Towhata, 2008). Također, ako površinski slojevi tla nisu ujednačeni, preporuča se analizu provesti primjenom metode konačnih elemenata (Otani, 2004).



Slika 45. Usporedba procjene odziva tla primjenom različitih matematičkih modela za modeliranje tla (JSCE, 2000) (uredio autor)

Ukoliko se metoda postupnog guranja primjenjuje u proračunima konstrukcija u područjima gdje se očekuje snažno podrhtavanje temeljnog tla, ekvivalentni period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode i pripadajući koeficijent prigušenja je potrebno modificirati koristeći sljedeće izraze, kako bi se u obzir uzeli i učinci međudjelovanja tla i konstrukcije (Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003, 2004):

$$R_T = \sqrt{1 + \left(\frac{T_{sw}}{T_{equ}}\right)^2 + \left(\frac{T_{ro}}{T_{equ}}\right)^2} \quad (91)$$

i

$$\xi_{eff} = \frac{1}{R_T^3} \cdot \left\{ \xi_{sw} \cdot \left(\frac{T_{sw}}{T_{equ}}\right)^3 + \xi_{ro} \cdot \left(\frac{T_{ro}}{T_{equ}}\right)^3 + \xi_{equ} \right\} \quad (92)$$

gdje je R_T koeficijent prilagodbe perioda osciliranja, T_{sw} period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode pri savijanju (tj. pri horizontalnom gibanju), T_{equ} period osciliranja upetog zamjenskog

sustava s jednim stupnjem slobode pri graničnom stanju, T_{ro} period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode pri ljujanju na tlu, ξ_{eff} efektivni koeficijent relativnog prigušenja za zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode s uključenim učincima međudjelovanja tla i konstrukcije, ξ_{ro} koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla zbog ljujanja konstrukcije na tlu (ne veće od 15 %), ξ_{sw} koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla pri savijanju konstrukcije (ne veće od 30 %), ξ_{equ} koeficijent relativnog prigušenja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode. Period T_{sw} se u novijoj literaturi odnosi na oblik osciliranja koji obuhvaća savijanje konstrukcijskog sustava, dok je originalno izveden za horizontalno pomicanje temelja po tlu (Kausel, 2010).

Drugi izrazi i informacije u smislu nadopune ili boljeg pojašnjenja izraza (91) i (92) autoru nažalost nisu dostupni, no koncept i ideja o uključivanju učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračune postupnim guranjem su svakako dobra smjernica za daljnje istraživanje u cilju definiranja sličnog alata za europske propise.

Koncept i metodologija primjene metode postupnog guranja dana u japanskim normama (Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003, 2004) je vrlo slična pandanu u europskim normama (npr. Čaušević i Zehentner, 2007; Mitrović i Čaušević, 2009). Nadalje, ordinata zahtijevanog spektra odziva, danog u formatu ubrzanje-pomak, je prema japanskim normama dopušteno smanjiti nakon dostizanja pomaka pri kojem se javlja popuštanje (Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003, 2004). Nakon dostizanja ovog pomaka, smanjenje ordinata spektra zahtjeva se provodi koristeći sljedeći izraz (Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003, 2004):

$$S_{rd} = \frac{1,5}{1 + 10 \cdot \xi_{eff}} \quad (93)$$

gdje je S_{rd} faktor smanjenja ordinate spektra zahtjeva zbog uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije, ξ_{eff} koeficijent relativnog prigušenja površinskog za zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode s uključenim učincima međudjelovanja tla i konstrukcije. Japansko društvo građevinskih inženjera (JSCE, 2000) savjetuje da numerički modeli za procjenu dinamičkog odziva temeljnog tla moraju: (i) dopustiti uvid u odnos posmične deformacije i posmičnog naprezanja za različite materijale; (ii) imati minimalni mogući broj parametara potrebnih za opis modela te da svaki parametar ima jasno fizičko značenje; (iii) moći izraziti prigušenje u funkciji deformacije te (iv) biti jednostavni za primjenu. U tom svjetlu je istaknuto (JSCE, 2000) da su dinamičke analize sustava tlo-konstrukcija prekomjerno komplicirane i nepraktične za primjenu.

Dijagrami promjene modula posmika i prigušenja za tlo u ovisnosti posmičnoj deformaciji u tlu se smatraju (JSCE, 2000) prihvatljivim za definiranje modela tla. Osim toga, poželjno je da numerički

modeli tla budu provjereni eksperimentalnim ispitivanjima na, primjerice, potresnim stolovima (JSCE, 2000).

2.6.4 Norme i priručnici Sjedinjenih Američkih Država

U odnosu na ostale svjetske norme spomenute u ovom radu, međudjelovanje tla i konstrukcija se u normama Sjedinjenih Američkih Država pojavljuje već sredinom 70-ih godina 20-og stoljeća (Newmark et al. 1977). Tadašnje norme daju osvrt na učinke popustljivosti tla na potresni odziv konstrukcije te postupke za uključivanje međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima. U tadašnjim normama su se učinci međudjelovanja tla i konstrukcija uključivali preko produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcije i korekcije (povećanja) efektivnog prigušenja zbog radijacije potresnih valova u natrag u tlo te zbog histereznog prigušenja u tlu. Također, tadašnje norme ističu da kod konstrukcija temeljenih na popustljivom mediju može doći do povećanja sila u nižim katovima zgrade zbog moguće pojave ljuľanja i razvoja P- Δ učinka. Iste norme sadrže postupke za smanjenje reznih sila u konstrukciji, zbog uključivanja pozitivnih učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije (npr. povećanje prigušenja), uz pretpostavku da su spomenuti učinci najznačajniji samo za osnovni oblik osciliranja. S obzirom na tretman međudjelovanja tla i konstrukcije u svjetskim normama, norme Sjedinjenih Američkih Država daju najopširniju i najdetaljniju sliku o ovom vrlo složenom problemu.

Potreba za uključivanjem učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija se u europskim i američkim normama bitno razlikuje. Učinke međudjelovanja tla i konstrukcija je kod američkih normi nužno razmotriti kod:

- i) konstrukcija s periodima osciliranja između 0,3 i 1,0 s jer se smatra kako su upravo takve konstrukcije najosjetljivije na učinke međudjelovanja tla i konstrukcija (ATC, 1996),
- j) svih konstrukcija koje nisu temeljene na stijeni (ASCE, 2000),
- k) krutih konstrukcija, posebice ako su temeljene na mekim tlima kada se zbog se zbog popustljivosti temeljnog tla javlja povećanje spektralnog ubrzanja (FEMA, 2009; NIST, 2012),
- l) kada postoji opasnost od povećanja P- Δ učinaka (ASCE, 2010),
- m) zgrada kod kojih zbog uključivanja učinaka popustljivosti tla i posljedičnog povećanja perioda osciliranja dolazi do povećanja spektralnog ubrzanja (ASCE, 2014),
- n) proračuna konstrukcija na mekim tlima i u blizini rasjeda (ASCE, 2014).

Prema američkim priručnicima učinci međudjelovanja tla i konstrukcije mogu imati povoljan učinak na konstrukcije s kratkim osnovnim periodom osciliranja i krutim temeljima (FEMA, 2005; NIST, 2012). U tom svjetlu ASCE (2014) dodaje da ljuľanje konstrukcije može biti iskorišteno u svrhu smanjenja napadnog opterećenja, ukoliko konstrukcijski elementi mogu kompenzirati posljedične pomake i deformacije.

Slično europskim propisima, u slučaju kada svojstva tla nije moguće pouzdano odrediti, NIST (2010) preporuča veću pretpostavljenu krutost tla koristiti za određivanje zahtjeva konstrukcije, dok se niža procijenjena krutost preporuča koristiti za dimenzioniranje temelja. S obzirom da procjena svojstava tla visoke točnosti može biti vrlo skupa, ASCE (2010) za potrebe proračuna konstrukcija predlaže određivanje ekvivalentne linearne krutosti za opruge sukladno svojstvima temeljnog tla te s obzirom na očekivane posmične deformacije u tlu za procijenjenu razinu intenziteta potresa (tablica 16).

Za potrebe dinamičkih proračuna, procijenjene ekvivalentne linearne krutosti opruga je potrebno smanjiti, odnosno povećati za 50 % (ukoliko manja varijacija nije opravdana) te veću vrijednost koristiti prilikom dimenzioniranja (ASCE, 2014).

Tablica 16. Vrijednosti omjera $v_{s,ls}/v_{s,max}$ i $G_s/G_{s,max}$ za određivanje ekvivalentne linearne krutosti opruga (prema FEMA, 2009; ASCE, 2010; NIST, 2012) (uredio autor)

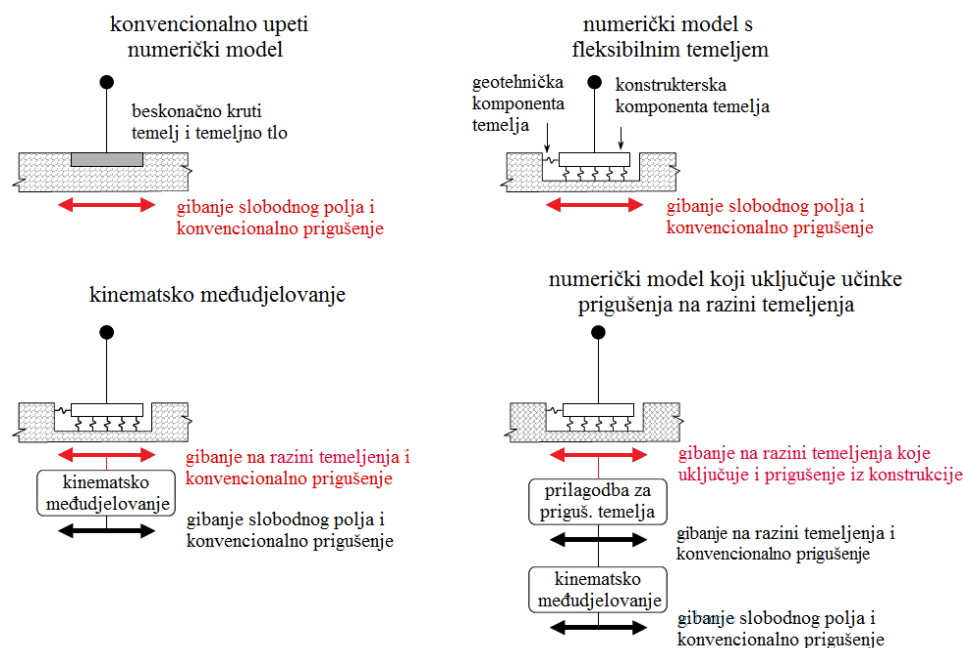
Opis tla	$v_{s,ls}/v_{s,max}$			$G_s/G_{s,max}$		
	$S_{DS} (g) / 2,5$					
	$\leq 0,1$	0,4	$\geq 0,8$	$\leq 0,1$	0,4	$\geq 0,8$
Čvrsta stijena ($v_s > 1500$ m/s)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Stijena ($v_s \approx 760-1500$ m/s)	1,00	0,97	0,95	1,00	0,95	0,90
Vrlo zbijeno tlo ili meka stijena ($v_s \approx 360-760$ m/s)	0,97	0,87	0,77	0,95	0,75	0,60
Kruto tlo ($v_s \approx 180-360$ m/s)	0,95	0,71	0,32	0,90	0,50	0,10
Meko tlo ($v_s < 180$ m/s)	0,77	0,22	*	0,60	0,05	*
Tla koja zahtijevaju detaljniju procjenu svojstava	*	*	*	*	*	*

* potrebno odrediti ispitivanjima

U tablici 16 je S_{DS} vrijednost spektralnog ubrzanja za konstantni dio spektra odziva za 5 %-tno prigušenje, v_s srednja brzina širenja posmičnog vala pri deformacijama manjim od 10^{-5} , $v_{s,ls}$ srednja brzina širenja posmičnog vala definirana za normirani razred tla, $v_{s,max}$ srednja vrijednost brzine širenja posmičnog vala pri vrijednostima deformacija manjim od 10^{-5} , G_s modul posmika tla, $G_{s,max}$ modul posmika tla pri deformacijama manjim od 10^{-5} .

Američki priručnici i norme (npr. FEMA, 2005; NIST, 2012; ASCE, 2014) prepoznaju četiri osnovne kategorije učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija (slika 46):

- učinci temeljenja na stijeni (upeta konstrukcija),
- učinci popustljivosti u sustavu tlo-temelj (utjecaj fleksibilnih temelja),
- filtriranje vibracija temeljnog tla koje se prenose u konstrukciju (kinematsko međudjelovanje tla i konstrukcije),
- trošenje energije sustava tlo-konstrukcija putem radijacije ili histereznog prigušenja u tlu (učinci prigušenja na razini temeljenja).



Slika 46. Primjeri numeričkog modeliranja i postupaka uključivanja međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima (FEMA, 2005) (uredio autor)

Američke norme daju preporuke za uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije na upetom modelu konstrukcije u proračunima primjenom ekvivalentnog statičkog djelovanja i modalnom analizom pomoću spektara odziva, gdje se ukupna poprečna sila u podnožju konstrukcije određuje pomoću izraza (ASCE, 2010; NIST, 2012):

$$F_B = C_s \cdot W_{eff} \quad (94)$$

gdje je C_s koeficijent potresnog odziva, a W_{eff} je efektivna težina konstrukcije u uvjetima djelovanja potresa. NIST (2012) upozorava ako bi se ovdje dane preporuke koristile uz numeričke modele koji uključuju i opruge, učinci popustljivosti temeljnog tla bi bili precijenjeni. Ukoliko se u ovim metodama uključuju učinci međudjelovanja tla i konstrukcija, ukupnu poprečnu silu u podnožju zgrade je potrebno smanjiti za najviše 30 % ili preciznije, primjenom sljedećeg izraza (npr. NIST, 2012):

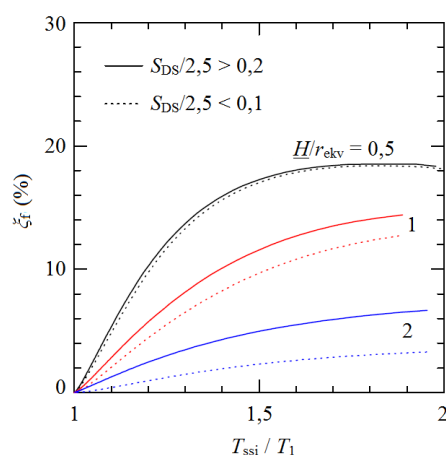
$$\Delta F_B = \left[C_s - C_{s,ssi} \cdot \left(\frac{0,05}{\xi_{ssi}} \right)^{0,4} \right] \cdot W_{eff} \quad (95)$$

gdje je $C_{s,ssi}$ je koeficijent potresnog odziva koji uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije, istovjetan ranije opisanom koeficijentu C_s , ali se proračunava za produljeni period osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla T_{ssi} , ξ_{ssi} je koeficijent relativnog prigušenja koji uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije. Ovakvo smanjenje ukupne poprečne sile je dopušteno samo za osnovni

oblik osciliranja konstrukcije (ASCE, 2010; NIST, 2012). Koeficijent C_s se proračunava koristeći sljedeći izraz (ASCE, 2010):

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R_m}{I_e}\right)} \quad (96)$$

gdje je S_{DS} proračunsko spektralno ubrzanje pri malim periodima, R_m je koeficijent pomoću kojeg se određuje umanjeno proračunsko potresno opterećenje (slično faktoru ponašanja prema europskim normama), a I_e je faktor važnosti s obzirom na posljedice otkazivanja nosivosti građevine uslijed djelovanja potresa (slično faktoru važnosti prema europskim normama). NIST (2012) daje dijagram za procjenu koeficijenta relativnog prigušenja u temeljnom (slike 47).



Slika 47. Dijagrami ovisnosti koeficijenta relativnog prigušenja na razini temelja zbog radijacije energije u dublje slojeve tla o produljenju osnovnog perioda osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla (NIST, 2012) (uredio autor)

Za vrijednosti $S_{DS}/2,5$ između 0,1 i 0,2 koeficijent relativnog prigušenja na razini temelja (slika 47) je moguće odrediti primjenom linearne interpolacije (ASCE, 2010). Efektivno prigušenje ξ_{ssi} koje uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije je moguće uključiti u ekvivalentnim linearnim proračunima modificiranjem oblik spektra odziva primjenom sljedećeg koeficijenta (FEMA, 2005; ASCE, 2014):

$$\Omega = \frac{4}{5,6 - \ln \xi_{ssi}} \quad (97)$$

gdje se ξ_{ssi} unosi u %. Pomoću koeficijenta proračunanog u izrazu (97), ordinate spektra odziva se modificiraju na sljedeći način (FEMA, 2005):

$$S_{a,ssi}(T) = \frac{S_a(T)}{\Omega} \quad (98)$$

gdje su $S_{a,ssi}(T)$ vrijednosti ordinata spektra ubrzanja s uključenim učincima međudjelovanja tla i konstrukcije u funkciji perioda, a $S_a(T)$ vrijednosti ordinata spektra ubrzanja u funkciji perioda, proračunanih primjenom sustava s jednim stupnjem slobode upetih u podlogu. Modifikacija spektra odziva primjenom izraza (97) i (98) nije dopuštena ako se (ASCE, 2014): (i) profil tla sastoji od mekih slojeva iznad vrlo krutog materijala i ako je osnovni period osciliranja konstrukcije T_1 veći od osnovnog perioda osciliranja temeljnog tla T_0 te (ii) ako se posmična krutost temeljnog tla povećava s dubinom i ako je zadovoljen sljedeći uvjet:

$$\frac{v_s \cdot T_1}{B_f} > 2\pi \quad (99)$$

u kojem je slučaju v_s brzina širenja posmičnog vala do dubine koja odgovara pola širine temelja B_f . Dijagram za određivanje koeficijenta relativnog prigušenja na razini temelja (slika 47) je izrađen za apsolutne vrijednosti kompleksno određenog prigušenja koje su definirali Veletsos i Nair (1974), a uključuje radijacijsko i histerežno prigušenje unutar tla.

Kontradiktorno, FEMA (2005) i ASCE (2014) eksplicitno navode da je isti dijagram definiran isključivo za prigušenje zbog radijacije potresne energije u tlo, dok je histerežno prigušenje zanemareno. Osim toga, FEMA (2005) navodi da se primjenom dijagrama za određivanje koeficijenta relativnog prigušenja na razini temelja (slika 47) u proračunima konstrukcija pomoću metode postupnog guranja histerežno prigušenje zanemaruje jer je u okviru ovih metoda duktilnost uključena u oprugama koje simuliraju tlo. Vrijednost polumjera ekvivalentnog temelja r_{ekv} (slika 47) je u funkciji geometrije temelja te vitkosti zgrade i određuje se primjenom sljedećih izraza (FEMA, 2005, 2009; ASCE, 2010):

$$r_{ekv} = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad \text{za} \quad \frac{H}{2 \cdot L_f} \leq 0,5 \quad (\text{tj. za niske, krute konstrukcije}) \quad (100)$$

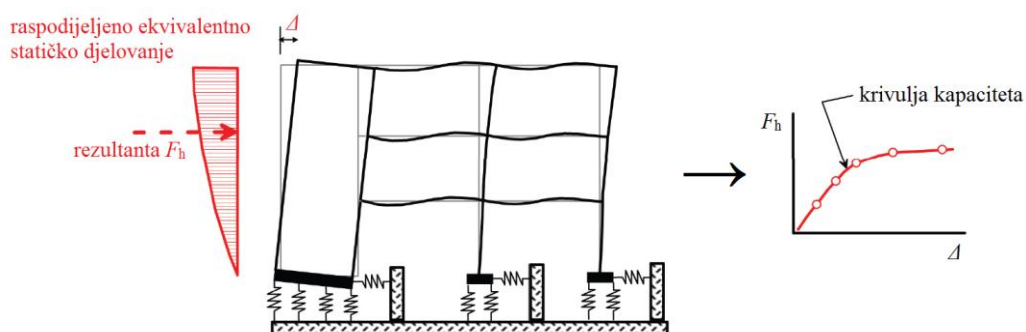
$$r_{ekv} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot I_f}{\pi}} \quad \text{za} \quad \frac{H}{2 \cdot L_f} \geq 1 \quad (\text{tj. za visoke, vitke konstrukcije}) \quad (101)$$

gdje je A_f površina temelja, H efektivna visina konstrukcije, I_f statički moment inercije temelja oko horizontalne osi normalne na smjer za koji se provodi proračun, a L_f je pola duljine temelja u smjeru za koji se provodi proračun. Izraze (100) i (101) su definirani 70-ih godina 20-tog stoljeća (Veletsos, 1978).

Za vrijednosti omjera H i $2L_f$ između 0,5 i 1,0 vrijednost parametra r_{ekv} je moguće procijeniti koristeći linearnu interpolaciju (ASCE, 2010). U postupku uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u analizama upetih numeričkih modela je uočen nedostatak (NIST, 2012). Ne postoji poveznica između koeficijenta za smanjenje ukupne poprečne sile u podnožju konstrukcije koji predstavlja duktilnost konstrukcije (tj. koeficijent R_m) i međudjelovanja tla i konstrukcija.

Smatra se kako postojeći koeficijent za smanjene ukupne poprečne sile u podnožju konstrukcije već odražava povoljne učinke međudjelovanja tla i konstrukcija te da bi u nekim slučajevima smanjenje ukupne poprečne sile primjenom koeficijenta R_m i uslijed uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija moglo biti nekonzervativno (NIST, 2012).

U svjetlu metode pomaka, ponašanje sustava je opisano krivuljom kapaciteta koju je moguće izraditi primjenom nelinearne statičke metode postupnog guranja (slika 48). Američke norme dozvoljavaju uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima primjenom metode postupnog guranja (NIST, 2012): (i) primjenom opruga; (ii) preko smanjenja ordinata spektra odziva zbog učinaka kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija te (iii) smanjenja ordinata spektra odziva zbog prigušenja na razini temelja.



Slika 48. Shematski prikaz postupka proračuna postupnim guranjem na modelu koji uključuje popustljivost tla (NIST, 2012) (uredio autor)

Kinematsko međudjelovanje tla i konstrukcija. Učinke uprosječivanja ulaznog zapisa potresa je potrebno uzeti u obzir kod zgrada temeljenih na armiranobetonskim temeljnim pločama ili međusobno povezanim stopama (FEMA, 2005; ASCE, 2014).

FEMA (2005) upozorava da se učinci uprosječivanja ulaznog zapisa potresa mogu pojaviti i na prvom katu konstrukcije s horizontalnim krutim dijafragmama čak i onda kada je konstrukcija drugačije temeljena. Zapis potresa filtriran s obzirom na učinke kinematskog međudjelovanja smije biti korišten kod konvencionalno upetih numeričkih modela konstrukcija ili se može kombinirati s numeričkim modelom s fleksibilnim temeljem (FEMA, 2005).

2.6.5 Sažetak poglavlja

Prema europskim normama se deformabilnost temelja te međudjelovanje tla i konstrukcija mora razmotriti čak i kada djeluju povoljno na odziv konstrukcije. Iste norme naglašavaju da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija povoljni za većinu uobičajenih konstrukcija jer umanjuju rezne sile. Prema američkim normama učinci međudjelovanja tla i konstrukcije mogu imati povoljan učinak na konstrukcije s kratkim osnovnim periodom osciliranja i krutim temeljima. Japanske norme se slažu da uključivanje popustljivosti tla u numeričkim modelima daje manje katne poprečne sile, ali da pomaci mogu biti povećani. Prema novozelandskim normama pri određivanju osnovnog perioda osciliranja konstrukcije u obzir treba uzeti popustljivost temeljnog tla jer inače proračun može dati konzervativnu procjenu konstrukcijskog odziva. Potreba za uključivanjem učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija se u europskim i američkim normama bitno razlikuje u određenim segmentima, a pokazana je u tablici 17.

Tablica 17. Potreba za uključivanjem učinaka dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije u proračunima prema europskim i američkim normama

Europske norme	Američke norme
kada popustljivost temeljnog tla može značajno povećati učinke drugog reda	kada postoji opasnost od povećanja P- Δ učinaka
visokih i vitkih konstrukcija, kod kojih visina premašuje peterostruku duljinu najveće dimenzije temelja	krutih konstrukcija kod kojih se zbog se zbog popustljivosti temeljnog tla javlja povećanje spektralnog ubrzanja te konstrukcija s periodima osciliranja između 0,3 i 1,0 s
konstrukcija temeljenih na tlima s prosječnom brzinom posmičnog vala manjom od 100 m/s	svih konstrukcija koje nisu temeljene na stijeni te kod konstrukcija na mekim tlima i u blizini rasjeda
kod stupova mosta kada popustljivost tla doprinosi s više od 20 % ukupnom vršnom pomaku	
konstrukcija s masivnim ili dubokim temeljima	

Europske norme naglašavaju postojanje učinaka kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija, no za razliku od američkih pandana, ne daju izraze ili postupke pomoću kojih bi se spomenuti učinci uključili u proračunima. Poznato je da inženjerska praksa u Novom Zelandu zanemaruje učinke kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije.

Za razliku od američkih normi, europski pandani ne daju smjernice niti izraze za uključivanje učinaka u proračunima. Prema europskim normama histerezo i radijacijsko prigušenje u tlu treba razmatrati odvojeno. Europske norme naglašavaju da koeficijent relativnog prigušenja zbog radijacije ne smije biti veći od 25 %. Novozelandske norme ističu da je pri procjeni odziva konstrukcije s potencijalnom pojavom ljuljanja potrebno uključiti prikladno prigušenje u tlu, no ne daju detaljne smjernice za ovaj postupak. Prema japanskim normama, koeficijent relativnog prigušenja u tlu zbog ljuljanja konstrukcije

ne smije prelaziti 15 %, dok koeficijent relativnog prigušenja u tla pri horizontalnom gibanju temelja ne smije prelaziti 30 %.

Kada mehanička svojstva tla nije moguće pouzdano odrediti, europske i američke norme dopuštaju njihovu procjenu. Europske i američke norme preporučaju veću procijenjenu krutost tla koristiti za određivanje zahtjeva konstrukcije. S druge strane, europske norme preporučaju nižu procijenjenu krutost koristiti za proračun pomaka, dok američke norme preporučaju nižu procijenjenu krutost tla koristiti za dimenzioniranje temelja. U nedostatku pouzdanih podataka o promjeni dinamičkog modula tla europske i američke preporučaju set najbolje moguće procijenjenih ekvivalentne linearne krutosti opruga pomnožiti s dva te podijeliti s dva kako bi se definirale granične moguće vrijednosti. Europske norme nalažu da popustljivost tla u proračunima treba uzeti preko funkcija impedancije, no za razliku od američkih pandana ne daju preporuke ili izraze pomoću kojih se ove funkcije određuju. Novozelandske norme također ne sadrže izraze za proračun funkcija impedancije, niti daju preporuke za njihovo definiranje. Japanske norme dopuštaju modeliranje popustljivosti tla u nelinearnim analizama primjenom Ramberg-Osgood modela, ali preporučaju metodu konačnih elemenata ako su površinski slojevi tla neujednačeni.

Američke norme daju preporuke za uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima primjenom ekvivalentnog statičkog djelovanja i modalnom analizom pomoću spektara odziva na upetim modelima konstrukcija. Tada se ukupna poprečna sila u podnožju konstrukcije može reducirati za najviše 30 %. Uz to, američke norme daju i detaljan postupak za redukciju ukupne poprečne sile u podnožju konstrukcije, no ta redukcija nije dopuštena ako modeli uključuju opruge jer bi učinci popustljivosti temeljnog tla bi bili precijenjeni. Prema novozelandskim normama je u proračunima primjenom metode ekvivalentnih horizontalnih sila potrebno u obzir uzeti i učinke ljuljanja konstrukcije. Novozelandske norme ističu da je ponašanje konstrukcija s mogućnošću pojave ljuljanja nelinearno elastično, dok su plastične deformacije pri potresu su vrlo male. Američke norme dodaju da ljuljanje konstrukcije na temeljnom tlu može biti iskorišteno u svrhu smanjenja napadnog opterećenja, ako konstrukcijski elementi mogu kompenzirati posljedične pomake i deformacije. Japanske norme dopuštaju proračun primjenom statičke nelinearne metode postupnog guranja na sustavima tlo-konstrukcije, gdje se popustljivost tla modelirati primjenom opruga. Koncept metode postupnog guranja u japanskim normama je vrlo sličan pandanu u europskim normama. Ordinate zahtijevanog spektra odziva u formatu ubrzanje-pomak, je prema japanskim normama dopušteno smanjiti nakon dostizanja pomaka pri kojem se javlja popuštanje. Američke norme dozvoljavaju uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima primjenom metode postupnog guranja: (i) primjenom opruga, (ii) preko smanjenja ordinata spektra odziva zbog učinaka kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcija te (iii) smanjenja ordinata spektra odziva zbog prigušenja na razini temelja.

Novozelandske norme upozoravaju na mogućnost pojave rezonance između temeljnog tla, potresnog djelovanja i konstrukcije. Prema novozelandskim normama, osnovni period osciliranja temeljnog tla je moguće odrediti preko procjene četvrtine valne duljine $4h_s/v_s$, gdje je h_s ukupna debljina naslaga (tla), a v_s srednja brzina širenja posmičnog vala. Japansko društvo građevinskih inženjera ističe da su današnji numerički modeli koji opisuju dinamičko ponašanje temeljnog tla prekomjerno komplicirani i nepraktični za primjenu. Prema istom društvu, numerički modeli koji opisuju ponašanje tla moraju biti jednostavni, imati minimalni mogući broj parametara potrebnih za opis, a svaki parametar mora imati jasno fizičko značenje. Postupci modeliranja problema međudjelovanja tla i konstrukcija su u europskim normama dani informativno. Europske i novozelandske norme su izdane su prije 10 godina i smatraju se zastarjelima.

3 EKVIVALENTNO LINEARNO MODELIRANJE PONAŠANJA TLA U UVJETIMA DJELOVANJA POTRESA

Pregledom literature su ustanovljene prednosti, mane i mogućnosti suvremenih numeričkih alata za proračune u području dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Temeljem toga je ustanovljeno da su metode proračuna u frekvencijskoj domeni vrlo učinkovite i da daju najobuhvatnija rješenja problema dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Detaljnije o metodama proračuna u frekvencijskoj domeni je dano u ovom poglavlju.

3.1 Ponašanje tla u uvjetima cikličkog djelovanja

Cikličko ponašanje tala, definirano preko veze posmično naprezanje-posmična deformacija (slika 49), je ključno za razumijevanje ponašanja tala pri djelovanju potresa. Dva ključna svojstva koja se vežu uz spomenutu petlju su njen nagib i debljina. Nagib petlje definira krutost tla. Tijekom opterećivanja i rasterećivanja petlja u svakoj svojoj točki može biti opisana preko tangentskog modula posmika. No, tangentski modul posmika se izrazito mijenja od jedne točke prema drugoj. S druge strane, prosječna vrijednost modula posmika petlje može biti približno definirana preko (ekvivalentnog linearnog) sekantskog modula posmika koji se može procijeniti iz sljedećeg izraza (Kramer, 1996; Towhata, 2008):

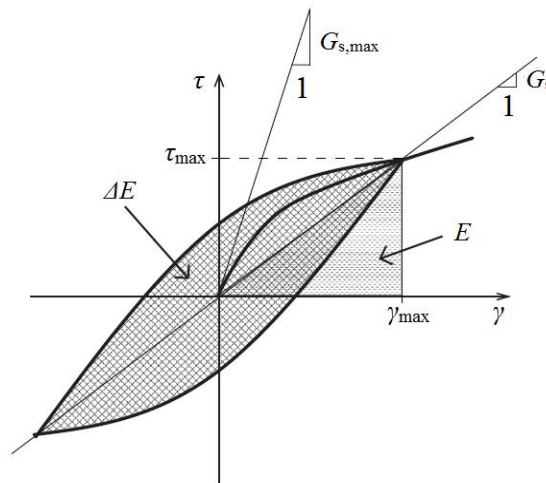
$$G_{s,sec} = \frac{\tau_{max}}{\gamma_{max}} \quad (102)$$

gdje su τ_{max} i γ_{max} redom maksimalna vrijednost posmičnog naprezanja i maksimalna vrijednost posmične deformacije. Nadalje, debljina petlje, tj. pripadajuća površina, opisuju količinu energije koja se izgubi u

jednom ciklusu. Koeficijent relativnog prigušenja tla se može odrediti preko sljedećeg izraza (Kramer, 1996):

$$\xi_s = \frac{\Delta E}{4\pi \cdot E} = \frac{A_L}{2\pi \cdot G_{s,sec} \cdot \gamma_{max}^2} \quad (103)$$

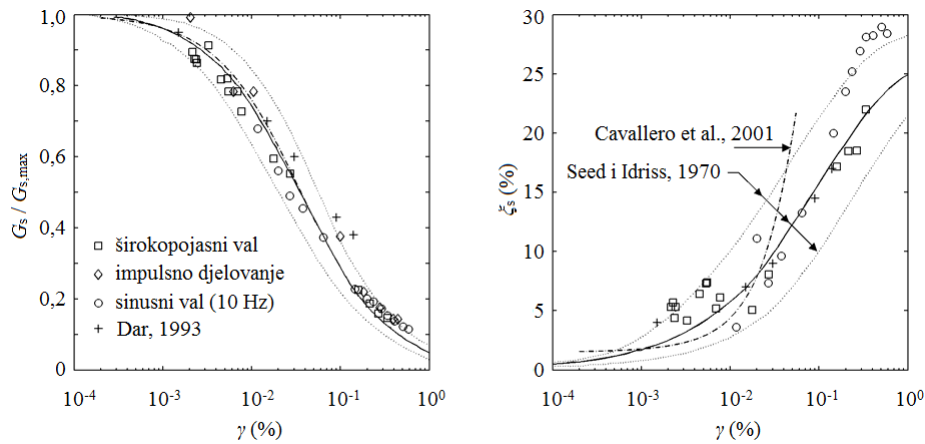
gdje ΔE predstavlja površinu histerezne petlje u dijagramu deformacija-naprezanje za uzorak tla pri harmonijskom posmičnom opterećivanju (tj. ukupna količina energije potrošena u jednom ciklusu opterećenje-rasterećenje), E količinu elastične energije sadržane u linearno elastičnom materijalu pri jednom ciklusu opterećivanja (površina trokuta), A_L površinu petlje, $G_{s,sec}$ sekantni modul posmika, a γ_{max} maksimalnu posmičnu deformaciju. Iz spomenutog je jasno da glavnina nelinearnog ponašanja tla leži u dva parametra: 1) (sekantnom) modulu posmika koji opada s povećanjem vrijednosti posmične deformacije i 2) histereznoj petlji posmična deformacija-posmično naprezanje i posljedičnom omjeru prigušenja koje se povećava s povećanjem vrijednosti posmične deformacije (slika 49). Linearno histerezno prigušenje opisano preko izraza (103) je matematička idealizacija koja nema čistu fizičku podlogu (Ostadan, Deng i Roesset, 2004).



Slika 49. Grafički prikaz definicije relativnog prigušenja (Li, Escoffier i Kotronis, 2013) (uredio autor)

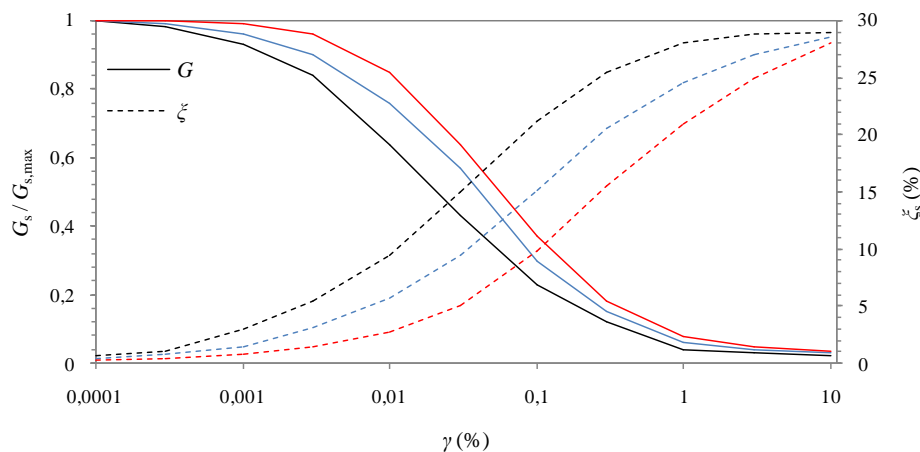
Ekvivalentna linearna metoda proračuna se zasniva na iteracijskom postupku pa konstantne vrijednosti modula posmika tla i prigušenja moraju biti definirane za svaki sloj modela tla u svakoj od iteracija. No, vrijednosti modula posmika i prigušenja su u funkciji posmične deformacije (slika 50). Za uspješnu provedbu ekvivalentno linearnog proračuna je potrebno poznavati modul posmika tla pri malim deformacijama $G_{s,max}$, npr. između 10^{-4} i 10^{-6} ili manje (CEN, 2004b; Towhata, 2008), koji je moguće odrediti mjerenjima na terenu ili u laboratoriju. Modul posmika i prigušenje u tlu je moguće odrediti i u geotehničkoj centrifugi ili na potresnom stolu (npr. Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005; Dietz,

Muir Wood, 2007; Conti i Viggiani, 2012; Li, Escoffier i Kotronis, 2013). Ovako procijenjena svojstva tla se vrlo dobro slažu s modelima koje su Seed i Idriss dali prije više od 40 godina (slika 50).



Slika 50. Nelinearna svojstva tla za suhe pijeske u ovisnosti o promjeni posmične deformacije (Dietz i Muir Wood, 2007)

Neovisno o uvjetima ispitivanja pijeski daje gotovo iste krivulje promjene modula posmika s obzirom na promjenu posmične deformacije (slika 51) (Seed i Idriss, 1970; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Towhata, 2008). U stvarnim uvjetima djelovanja potresa se mogu očekivati posmične deformacije u granicama od 10^{-5} do 10^{-3} %, dok se pri ispitivanjima na potresnim stolovima mogu očekivati posmične deformacije u granicama od 10^{-4} do 10^{-3} % (Das i Ramana, 2011). Granične vrijednosti deformacija u stvarnim uvjetima djelovanja potresa potvrđuju i Trifunac, Ivanović i Todorovska (2001b).

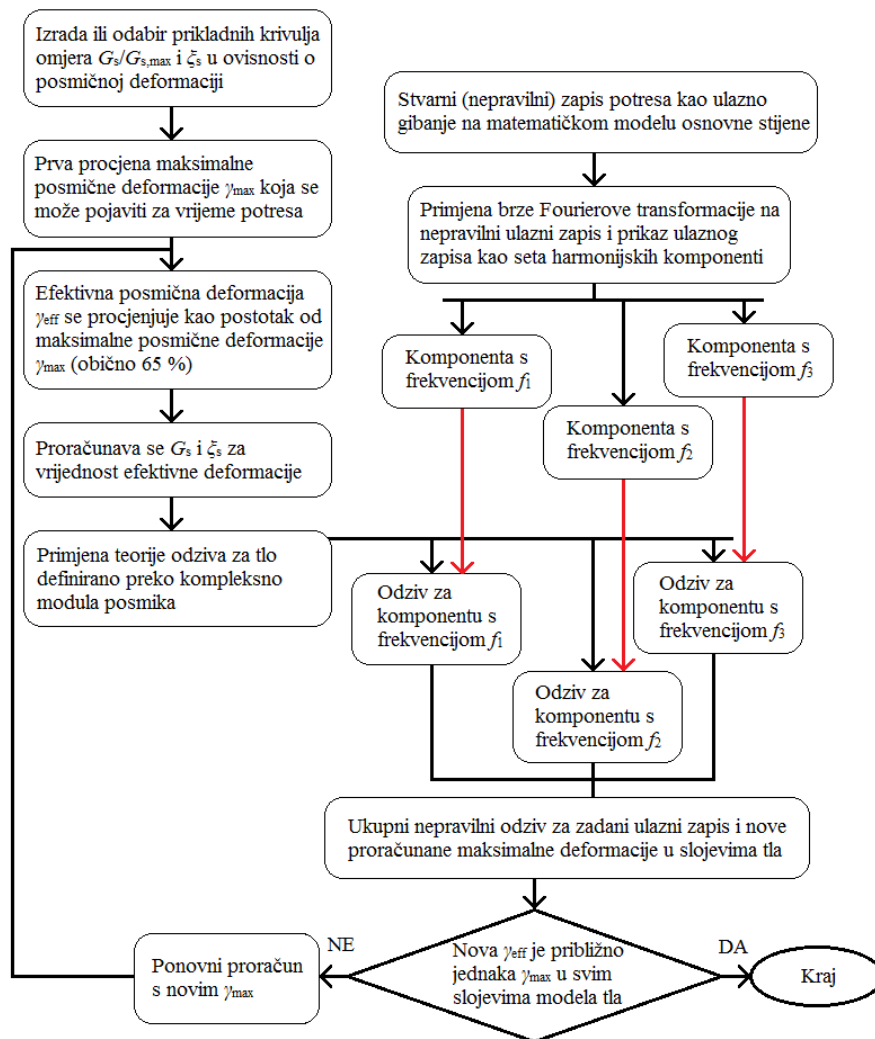


Slika 51. Krivulje promjene modula posmika i prigušenja s obzirom na promjenu posmične deformacije (prema: Seed i Idriss, 1970; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984)

Nelinearno ponašanje tla izraženo preko promjene modula posmika i prigušenja s obzirom na posmičnu deformaciju (slika 51) je vrlo dobro prihvaćena u znanosti i inženjerskoj praksi (Towhata, 2008). Ovako definirano nelinearno ponašanje tla je smješteno u kodu mnogih računalnih programa za istraživanje dinamičkog ponašanja tla o čemu je više riječi dano u nastavku.

3.2 Računalni programi koji koriste ekvivalentnu linearnu metodu proračuna

Do danas su izrađeni mnogi računalni programi za procjenu ponašanja tla u uvjetima snažnog podrhtavanja. Autoru su poznata četiri takva programa, koja se zasnivaju na ekvivalentnoj linearnoj metodi: SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a) i njegov prethodnik SHAKE91 (Idriss i Sun, 1992); EERA (Bardet, Ichii i Lin, 2000) te DEEPSOIL (Hashash et al., 2012). Postupci modeliranja primjenom ekvivalentne linearne metode se mogu sažeti u nekoliko koraka, što je pokazano slikom 52.



Slika 52. Tijek proračuna primjenom ekvivalentne linearne metode (prema Towhata, 2008)

Spomenuti računalni programi tlo idealiziraju kao jednodimenzionalno. Programi SHAKE91 i SHAKE2000 omogućavaju modeliranje temeljnog tla kao homogeni, viskoelastični uslojeni poluprostor s horizontalnim slojevima koji se protežu u beskonačnost. EERA je program vrlo sličan programima SHAKE91 i SHAKE2000, a grafičko sučelje je dato preko programa Excel. DEEPSOIL je program vrlo sličan programima EERA i SHAKE2000. No, ovaj program omogućava provođenje linearnih i

ekvivalentnih linearnih proračuna u frekvencijskoj domeni te linearnih i nelinearnih proračuna u vremenskoj domeni. NERA (Bardet i Tobita, 2001) je još jedan program koji omogućava nelinearnu procjenu potresnog odziva tla. Priručnik programa NERA pokazuje vrlo dobru podudarnost rezultata dobivenih proračunom tog programa i programa EERA, temeljenog na ekvivalentnoj linearnoj metodi. Ovo dodatno dokazuje da ekvivalentne linearne metode mogu biti uspješne u procjeni nelinearnog odziva tla. Općenito, proračun primjenom spomenutih programa se provodi u frekvencijskoj domeni i to za potresne valove koji se šire vertikalno od osnove podloge prema površini naslaga.

Ekvivalentna linearna metoda primjenu nalazi u procjeni (stohastičkog) potresnog ponašanja tla. No, ova metoda je isključivo namijenjena za harmonijska djelovanja. Da bi procjena potresnog odziva tla bila moguća primjenom ekvivalentne linearne metode, zapis potresa se razlaže na skup harmonijskih funkcija primjenom Fourierove transformacije (npr. Kramer, 1996; Towhata, 2008). U tom slučaju se odziv sustava proračunava za pojedine (harmonijske) komponente ulaznog zapisa, a njihov zbroj čini ukupni odziv sustava (npr. Towhata, 2008). Kramer (1996) ističe da ekvivalentne linearne metode za procjenu potresnog ponašanja tla mogu biti učinkovitije od nelinearnih metoda, posebice ako je frekvencijsko područje ulaznog zapisa potresa omeđeno s gornjom graničnom frekvencijom od 20 Hz. No, upozorava da treba biti pažljiv ako se ekvivalentne metode koriste za procjenu potresnog odziva mekih tala pobuđenih snažnim podrhtavanjima. Tada, ekvivalentne linearne metode mogu lažno prikazati izraženu amplifikaciju zbog preklapanja određene komponente ulaznog zapisa s vlastitom frekvencijom ekvivalentnog linearnog modela tla. Ovo potvrđuje i Ptilakis, D. (2006). U stvarnosti se izražene razine amplifikacije ne mogu javiti jer se tijekom potresa mijenja zbijenost, a time i krutost tla.

3.3 Efektivna posmična deformacija

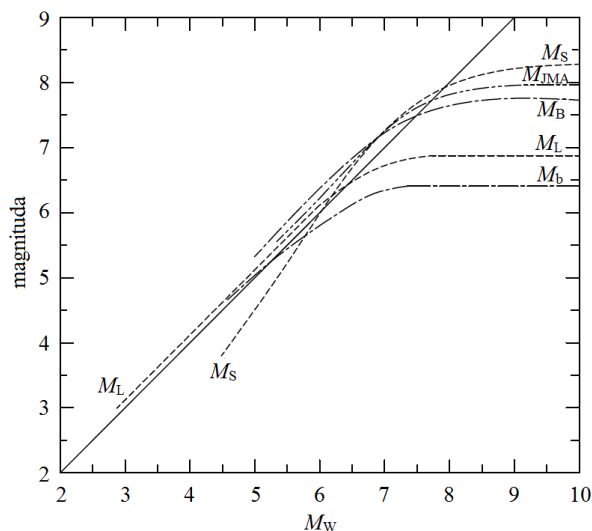
Poznato je da se krivulje promjene modula posmika i prigušenja uglavnom definiraju u laboratorijskim uvjetima koristeći jednostavnu harmonijsku pobudu. U takvim je uvjetima razina posmičnih deformacija, pri kojima se određuju modul posmika i prigušenje, jednaka maksimalnoj vrijednosti posmične deformacije za zadani ciklus harmonijske pobude. No, za vrijeme trajanja pobude čiji je zapis izrazito nepravilan, tlo će iskusiti nepravilnu promjenu razine posmičnih deformacija u vremenu. Kako bi se riješio ovaj problem, te da bi procjena odziva tla pri djelovanju potresa primjenom ekvivalentne linearne metode bila moguća, koristi se efektivna posmična deformacija γ_{eff} koja se uglavnom procjenjuje koristeći sljedeći izraz (Kramer, 1996; Towhata, 2008; Ordóñez, 2011a; Hashash et al., 2012):

$$\gamma_{eff} = R_{\gamma} \cdot \gamma_{max} \quad (104)$$

gdje je R_γ faktor redukcije za posmičnu deformaciju u tlu, a γ_{\max} maksimalna posmična deformacija. Najčešća vrijednost faktora redukcije za posmičnu deformaciju, korištena u istraživanjima potresnog ponašanja sustava tlo-konstrukcija ili u istraživanjima potresnog ponašanja slobodnog polja, je jednaka 0,65 (npr. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975; Idriss i Sun, 1992; Kramer, 1996; CEN, 2005b; Towhata, 2008; Ordóñez, 2011a; Hashash et al., 2012). Dok jedni ističu da je ova vrijednost faktora redukcije iskustvena (npr. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975), neki smatraju da se povezuje s teorijom o izmjeničnoj električnoj struji (Towhata, 2008). U literaturi postoje preporuke prema kojima je faktor redukcije za posmičnu deformaciju R_γ moguće procijeniti na temelju poznavanja magnitude potresa M (npr. Idriss i Sun, 1992; Kramer, 1996; Bardet, Ichii i Lin, 2000; Ordóñez, 2011a):

$$R_\gamma = \frac{M - 1}{10} \quad (105)$$

U pregledanoj literaturi nema informacije o kojem se tipu magnitude u izrazu (105) radi. Ipak, može se reći da je spomenuti empirijski izraz primjenjiv i podjednako precizan za sve tipove magnituda i to posebno za potrese s magnitudama između 4 i 7 (slika 53).



Slika 53. Veza između momentne magnitude potresa M_w i drugih tipova magnituda: lokalne (Richterove) magnitude M_L , magnitude površinskih valova M_s , magnitude prostornih valova s kratkim periodom M_b , magnitude prostornih valova s dugim periodom M_B te magnitude koju je definirala Japanska meteorološka agencija M_{JMA} (Datta, 2010) (uredio autor)

Bliskost magnituda u spomenutom području potvrđuju mnogi (npr. Idriss, 1985; Heaton, Tajima i Mori, 1986; Kramer, 1996; Datta, 2010). Spomenute granice magnituda se odnose na veliki broj potresa zabilježenih na području Europe (npr. Ambraseys et al., 2002) i koji su ujedno potencijalna prijetnja građevinskim konstrukcijama i ljudskim životima (npr. Rey, Faccioli i Bommer, 2002; Ambraseys et al., 2004b).

Vrijednost faktora redukcije za posmičnu deformaciju može kretati u granicama između 0,40 i 0,75 (npr. Idriss i Sun, 1992; Bardet, Ichii i Lin, 2000; Ordóñez, 2011a). Ako je zapis posmičnih deformacija u vremenu harmonijskog tipa, faktor redukcije za posmičnu deformaciju bi trebao imati vrijednost jednaku jedan (Towhata, 2008). U tom se svjetlu može reći da se primjenom faktora redukcije za posmičnu deformaciju iz stohastičkog zapisa indirektno uklanja utjecaj viših frekvencija koje sudjeluju u izgradnji amplitude zapisa, ali koje sadrže vrlo malu količinu energije. Osim toga, pretpostavlja se (Schnabel, Lysmer i Seed, 1972; Ordóñez, 2011a) da potresni odziv tla nije značajno osjetljiv na odabranu vrijednost faktora redukcije za posmičnu deformaciju te je dovoljno odabrati vrijednost ovog faktora između 0,55 i 0,65. Međutim, skupina japanskih znanstvenika (Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama, 1988) je pokazala da se najbolje poklapanje stvarnog odziva i odziva procijenjenog primjenom ekvivalentne linearne metode postiže uz vrijednost faktora redukcije jednaku 0,40. Iteriranje do konačnog rješenja u ekvivalentnoj linearnoj metodi prestaje dok se postigne pogreška manja od 5 do 10 %, za što je obično dovoljno provesti najviše osam iteracija (npr. Bardet, Ichii i Lin, 2000; Ordóñez, 2011a). Iz svega do sada iznesenoga jasno je da postoji potreba za preciznijim određivanjem faktor redukcije.

3.4 Viskoelastično tlo: jednodimenzionalna veza između deformacija i naprezanja

Kako bi pomoću ekvivalentne linearne metode bilo moguće procijeniti nelinearni potresni odziv tla, proračun modula posmika i prigušenja u tlu se provodi primjenom iterativnih postupaka. Ovako određeni modul posmika tla i prigušenje su kompatibilni s efektivnim deformacijama za svaki sloj promatranog modela tla (npr. Gazetas, 1983; Idriss i Sun, 1992). Modul posmika i prigušenje za pijeske su primarno u funkciji (i) posmične deformacije, (ii) efektivnog naprezanja te (iii) omjera pora (Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005; Towhata, 2008). S druge strane, poznato je da su ova svojstva za pijeske gotovo neosjetljivi na (i) stupanj prekonsolidacije *OCR*, (ii) kut trenja (Towhata, 2008; Conti i Viggiani, 2012) te na (iii) frekvenciju pobude (Gazetas, 1991b; Lo Presti et al., 1997; Towhata, 2008). Modul posmika se može procijeniti preko sljedećeg izraza (npr. Kramer, 1996; Muir Wood, 2004):

$$G_s = \rho \cdot v_s^2 \quad (106)$$

gdje je ρ gustoća tla, a v_s brzina širenja posmičnih valova u tlu. Iz izraza (106) se vidi da su modul posmika i brzina širenja posmičnog vala u tlu u direktnoj vezi preko gustoće. Maksimalna vrijednost

modula posmika za pijeske se može procijeniti preko sljedećih izraza (Hardin i Drnevich, 1972; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Das i Ramana, 2011):

$$G_{s,\max} = \frac{6908 \cdot (2,17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_m)^{0,5} \quad (107)$$

i

$$G_{s,\max} = \frac{3230 \cdot (2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_m)^{0,5} \quad (108)$$

gdje je e omjer pora, a σ'_m efektivno srednje naprezanje u tlu. Izraz (107) vrijedi za pijeske sa zaobljenim zrnima (Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Das i Ramana, 2011) i za omjer pora $e < 0,8$ (Richart, Hall i Woods, 1970), dok izraz (108) vrijedi za pijeske s uglatim zrnima (Richart, Hall i Woods, 1970; Das i Ramana, 2011) i za omjer pora $e > 0,6$ (Richart, Hall i Woods, 1970). Uz izraze (107) i (108) dan je i pojednostavljeni (praktični) izraz preko kojeg je moguće procijeniti modul posmika za pijeske pri malim deformacijama (Gazetas, 1991b; Kramer, 1996; Ostadan, 2006a; Das i Ramana, 2011):

$$G_{s,\max} = 21882 \cdot K_{2,\max} \cdot (\sigma'_m)^{0,5} \quad (109)$$

gdje je K_2 parametar kojim se u obzir uzima relativna zbijenost tla. U tablici 18 su dane preporuke prema kojima je moguće usvojiti parametar K_2 u ovisnosti o relativnoj zbijenosti tla.

Tablica 18. Ovisnost parametra K_2 o relativnoj gustoći tla (prema Kramer, 1996; Das i Ramana, 2011)

D_r (%)	$K_{2,\max}$
30	34
40	40
45	43
60	52
75	61
90	70

Modul posmika tla za promatranu razinu deformacije se može procijeniti primjenom sljedećeg izraza (npr. Hardin i Drnevich, 1972; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Towhata, 2008):

$$G_s = \frac{G_{s,\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (110)$$

gdje je γ posmična deformacija, a γ_r referentna posmična deformacija. Referentnu posmičnu deformaciju je moguće procijeniti koristeći sljedeći izraz (Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Towhata, 2008):

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{s,\max}} \quad (111)$$

gdje je τ_{\max} maksimalno posmično naprezanje koje je moguće procijeniti primjenom sljedećeg izraza (npr. Hardin i Drnevich, 1972; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984):

$$\tau_{\max} = \left\{ \left(\frac{1+K_0}{2} \cdot \sigma'_v \cdot \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right)^2 - \left(\frac{1-K_0}{2} \cdot \sigma'_v \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (112)$$

gdje je φ' efektivni kut unutarnjeg trenja, a c' kohezija. Kod suhih rastresitih materijala kohezija je $c' = 0$ (Towhata, 2008; Knappett i Craig, 2012). Efektivno naprezanje u tlu je moguće procijeniti primjenom sljedećeg izraza (Towhata, 2008, Das i Ramana, 2011; Ordóñez, 2011a):

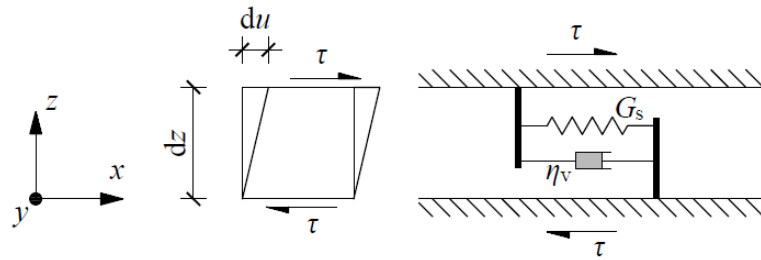
$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \sigma'_v \quad (113)$$

gdje je K_0 koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju, a σ'_v efektivno normalno naprezanje zbog vlastite težine tla. Efektivno normalno naprezanje zbog težine tla je moguće procijeniti koristeći izraz (20). Nadalje, koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju se može procijeniti iz sljedećeg izraza (Roje-Bonacci, 2003; Das i Ramana, 2011; Knappett i Craig, 2012):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (114)$$

Poznato je da se koeficijent bočnog naprezanja za normalno konsolidirane pijeske kreće između vrijednosti 0,4 i 0,5 (Hudson, Idriss i Beikae, 1994; Roje-Bonacci, 2003; Dietz i Muir Wood, 2007). Roje-Bonacci (2003) navodi da se ovaj koeficijent može koristiti za proračun horizontalnih naprezanja iz vertikalnih naprezanja zbog vlastite težine tla, ali i iz dodatnih vertikalnih naprezanja u tlu nastalih zbog težine konstrukcije.

Potresni val pri prolasku kroz tlo gubi dio svoje energije u vidu topline zbog čega mu se ujedno smanjuje i amplituda. Kako bi se ovakvo trošenje energije uzelo u obzir, u ekvivalentnoj linearnoj metodi se zbog matematičke praktičnosti uvodi viskozno prigušenje. U tom svjetlu se viskoelastično širenje vala kroz tlo obično modelira primjenom Kelvin-Voigtovog elementa (slika 54) (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Bardet, Ichii i Lin, 2000; Towhata, 2008).



Slika 54. Kelvin-Voigtov model (prema Kramer, 1996)

Posmična otpornost model tla definiranog pomoću Kelvin-Voigtov elementa je jednaka sumi elastičnog i viskoznog dijela (Kramer, 1996; Bardet, Ichii i Lin, 2000; Ordóñez, 2011a):

$$\tau = G_s \cdot \gamma + \eta_s \cdot \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (115)$$

gdje je τ posmično naprezanje, G_s modul posmika tla, γ posmična deformacija, η_s koeficijent viskoznog prigušenja tla, t vrijeme. U izrazu (115) elastični dio posmične otpornosti tla je proporcionalan posmičnoj deformaciji, dok je viskozni dio proporcionalan brzini promjene deformacije (Kramer, 1996). Posmičnu naprezanje nastalo djelovanjem harmonijske pobude je moguće opisati pomoću sljedećeg izraza (Kramer, 1996):

$$\tau = G_s \gamma \sin \omega t - \omega \eta_v \gamma \cos \omega t \quad (116)$$

gdje je ω kružna frekvencija pobude. Nadalje, ukupna količina energije potrošene u jednom ciklusu opterećenje-rasterećenje se za Kelvin-Voigtov element može izraziti preko sljedećeg izraza (Kramer, 1996; Bardet, Ichii i Lin, 2000):

$$\Delta E = \int_t^{t+\frac{2\pi}{\omega}} \tau \frac{d\gamma}{dt} dt = \pi \eta_v \omega \gamma^2 \quad (117)$$

Prema izrazu (117) potrošena količina energije je u funkciji frekvencije pobude. No, jasno je da se energija u tlu troši histerežno preko trenja te je u više navrata istaknuto kako prigušenje ne ovisi o frekvenciji (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Wolf, 1985; Kramer, 1996). Također, istaknuto je da su mnoga eksperimentalna istraživanja, provedena na velikom broju uzoraka, pokazala kako su modul posmika tla G_s i koeficijent relativnog prigušenja za tlo ζ_s neovisni o frekvenciji (Schnabel, Lysmer i Seed, 1972; Ordóñez, 2011a). Nadalje, elastična energija sadržana u jednom ciklusu opterećivanja se može procijeniti primjenom sljedećeg izraza (Kramer, 1996):

$$E = \frac{G_s \gamma^2}{2} \quad (118)$$

Slijedi da je koeficijent relativnog prigušenja za tlo jednak:

$$\xi_s = \frac{\Delta E}{4\pi \cdot E} = \frac{\pi \eta_v \omega \gamma^2}{4\pi \cdot \frac{G_s \cdot \gamma^2}{2}} = \frac{\eta_v \omega}{2G_s} \quad (119)$$

U želji da se ovisnost o frekvenciji isključi, a da se pri tome zadrži prikladnost viskoelastičnosti, izraz (119) se može zapisati i na sljedeći način (Kramer, 1996; Bardet, Ichii i Lin, 2000):

$$\omega \eta_v = 2G_s \xi_s \quad (120)$$

Za viskoelastični prostor je funkcije impedancije moguće odrediti primjenom Biotovog principa sukladnosti prema kojem je dopušteno zamijeniti modul posmika tla G_s s kompleksnim pandanom G_s^* (Wolf, 1985; Pais i Kausel, 1988; Kramer, 1996). Ovaj princip vrijedi i za prigušenje, gdje je rješenje za materijalno prigušenje moguće dobiti preko elastičnog prigušenja, zamjenom elastične konstante s odgovarajućim kompleksnim pandanom (Ambrosini, 2006). Poznato je da se trošenje potresne energije u tlu i konstrukciji javlja zbog unutarnjeg trenja u materijalu. Ovo prigušenje se općenito naziva histerezo prigušenje i neovisno je o frekvenciji. Prema principu sukladnosti, ovakav tip prigušenja može biti uključen u proračun u frekvencijskoj domeni (Wolf, 1985) te se u tom slučaju rješenje prigušenog sustava dobiva iz elastičnog sustava ako se spomenute elastične konstante zamijene odgovarajućim kompleksnim pandanima. U tom svjetlu se podrazumijeva da je Poissonov koeficijent za viskoelastični materijal realni broj te da odgovara vrijednosti Poissonovog koeficijenta za elastični materijal (Veletsos i Verbič, 1973). Poznato je (Veletsos i Verbič, 1973) da ne postoji precizno rješenje s obzirom na ovu pretpostavku ako je u pitanju Poissonov koeficijent s vrijednosti jednakom 0,5. S druge strane, utvrđeno je (Veletsos i Verbič, 1973) da je pogreška zanemariva za ostale vrijednosti Poissonovog koeficijenta koji su od inženjerskog interesa. Ako se poluprostor, kroz koji se posmični valovi šire vertikalno prema gore, modelira kao serija Kelvin-Voigtovih elemenata prikazanih slikom 54 i postavljenih jedan na drugi, jednadžba gibanja se može zapisati na sljedeći način (npr. Schnabel, Lysmer i Seed, 1972; Bardet, Ichii i Lin, 2000):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G_s \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta_v \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (121)$$

gdje je ρ gustoća tla, u pomak, t vrijeme, G_s modul posmika tla, z promatrana dubina u tlu, a η_s koeficijent viskoznog prigušenja tla. Za harmonijske valove se pomak može definirati na sljedeći način (Schnabel, Lysmer i Seed, 1972; Bardet, Ichii i Lin, 2000; Ordóñez, 2011a):

$$u(z,t) = U(z) \cdot e^{i\omega t} \quad (122)$$

gdje je U amplituda pomaka, iz čega slijedi da je

$$(G_s + i\omega\eta_s) \frac{d^2U}{dz^2} = -\rho\omega^2U, \quad (123)$$

odnosno da je

$$G_s^* \frac{d^2U}{dz^2} = -\rho\omega^2U \quad (124)$$

gdje je G_s^* kompleksni modul posmika tla. Kako bi se ovisnost o frekvenciji isključila, imaginarni dio izraza (123) se zamjenjuje izrazom (120) pa slijedi da je (Kramer, 1996; Ostadan, 2006a; Ordóñez, 2011a; Hashash et al., 2012):

$$G_s^* = G_s(1 + 2i\xi_s) \quad (125)$$

Negdje u literaturi (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Towhata, 2008) izraz (125) može biti zapisan i kao:

$$G_s^* = G_s(1 + i \tan\delta) \quad (126)$$

gdje je $\tan\delta$ definiran na sljedeći način:

$$\tan\delta = \frac{\omega \cdot \eta_s}{G_s} \quad (127)$$

Analizom izraza (125) i (126) je utvrđeno da je $\tan\delta$ identičan $2\xi_s$. Parametar δ odgovara faznom kutu između naprezanja i pripadajuće deformacija za elementarni dio tla koji oscilira (Veletsos i Nair, 1974). U literaturi se izraz (119) može naći zapisan i na sljedeći način (npr. Veletsos, 1978):

$$\tan \delta = \frac{\Delta E}{2\pi \cdot E} \quad (128)$$

Model tla definiran preko $\tan \delta$ se u literaturi naziva i konstantni histerezni model (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Towhata, 2008). Kada bi prigušenje opisanog modela tla bilo u funkciji frekvencije, površina i orijentacija histerezne petlje bi se mijenjala s promjenom frekvencije. Za takozvani konstantni histerezni model je histerezna petlja uvijek jedinstvena, tj. nepromjenjiva. Iako je konstantni histerezni model preporučljiv za modeliranje tala, pokazano je da ne može simulirati stvarno ponašanje tla za vrlo male vrijednosti bezdimenzijskog parametra frekvencije (slika 25). Slično kao za slučaj modula posmika za pijeske, i vrijednost relativnog prigušenja je moguće procijeniti u ovisnosti o promjeni posmične deformacije (npr. Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Towhata, 2008):

$$\xi_s = \xi_{s,\max} \cdot \left(1 - \frac{G_s}{G_{s,\max}}\right) = \frac{\xi_{s,\max} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (129)$$

gdje je $\xi_{s,\max}$ koeficijent relativnog prigušenja tla pri velikim deformacijama. Koeficijent relativnog prigušenja pri velikim deformacijama je za čiste pijeske moguće procijeniti koristeći sljedeći izraz (npr. Seed i Idriss, 1970; Hardin i Drnevich, 1972; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984):

$$\xi_{s,\max} = 33 - 1,5 \cdot \log_{10} N \quad (130)$$

gdje je N broj ciklusa opterećivanja.

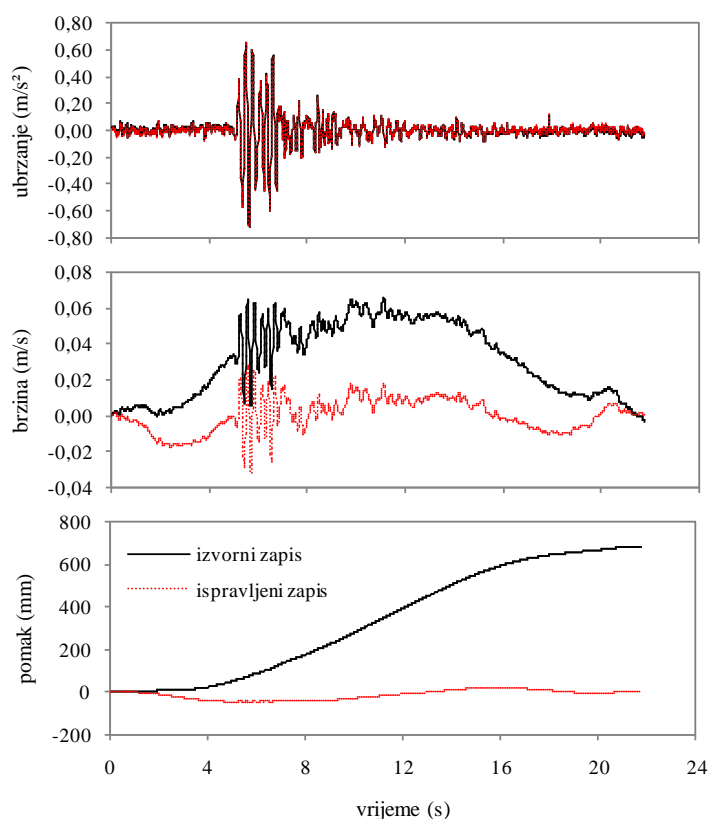
4 FILTRIRANJE ZAPISA I ISPRAVKA S OBZIROM NA OSNOVNU LINIJU

Odabrane zapise potresa za proračun je potrebno očistiti od frekvencija koje su, između ostalog, posljedica digitalizacije signala, elektroničkog šuma, buke iz okoliša te pomicanja instrumenta u prostoru za vrijeme bilježenja. Također, izvor nečistoće u zapisu potresa može biti i pogrešno postavljena decimalna točka prilikom digitalizacije (Boore i Bommer, 2005), što također valja imati na umu. Ako se proračuni provode primjenom zapisa zabilježenih na potresnim stolovima, iz njihovog frekvencijskog sastava valja očistiti frekvencije koje potresni stol po vlastitim svojstvima ne može proizvesti. U tom smislu je iz ovakvih zapisa potrebno ukloniti visoke frekvencije koje su posljedica šuma te niske frekvencije kako bi se uklonio pomak osnovne linije zbog postupaka integracije (Boore i Bommer, 2005; Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005). Valja imati na umu da se ispitivanja u geotehničkim centrifugama, s ugrađenim potresnim stolom, provode primjenom zapisa koji sadrže vrlo visoke frekvencije koje u tom slučaju nisu šum. Ukoliko postoji potreba za filtriranjem visokih frekvencija iz zapisa, važno je pravilno odrediti najvišu graničnu frekvenciju. Ova frekvencija se zove Nyquistova frekvencija i ujedno je najviša korisna frekvencija u sastavu zapisa (Boore i Bommer, 2005). Nyquistova frekvencija f_N ovisi o vremenskom koraku uzorkovanja Δt i proračunava se primjenom sljedećeg izraza (Boore i Bommer, 2005; Ordóñez, 2011a):

$$f_N = \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \quad (131)$$

Ako se, primjerice, na zapis djeluje nisko propusnim filtrom s graničnom frekvencijom većom od Nyquistove frekvencije, filter neće imati učinka na zapis (Boore i Bommer, 2005). Nakon filtriranja i obaveznog vizualnog pregleda zapisa ubrzanja, brzine i pomaka, poželjno je izvršiti dodatno ispravljanje zapisa s obzirom na osnovnu liniju, ukoliko je potrebno. Zapis pomaka se može smatrati najboljim pokazateljem potrebe za ispravkom zapisa potresa s obzirom na osnovnu liniju (npr. Boore, 2001; Boore i Bommer, 2005; Mollova, 2007). Primjerice, nije realno ako se iz dvostruke integracije zapisa ubrzanja

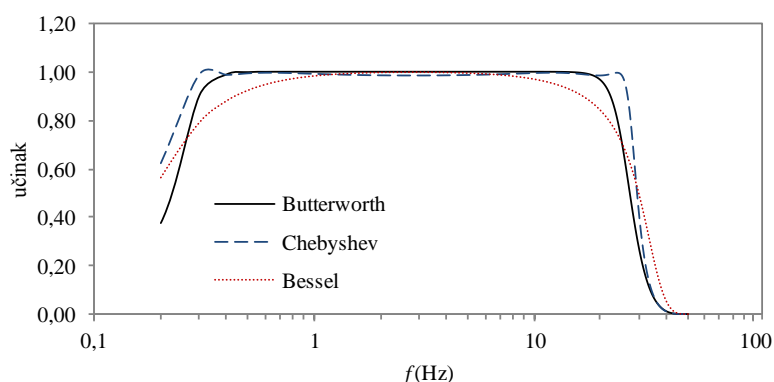
dobiva zapis pomaka u vremenu gdje najveći pomak iznosi npr. 20 m. Slično se može primijeniti i na zapise zabilježene na potresnim stolovima koji mogu pokazivati najveći pomak višestruko veći od pomaka koji potresni stol realno može proizvesti. Ispravljanje zapisa potresa s obzirom na osnovnu liniju ima zanemariv učinak na vremenski zapis ubrzanja, dok je učinak ispravljanja najizraženiji kod vremenskog zapisa pomaka, dobivenog nakon dvostrukog integriranja zapisa ubrzanja (slika 55). Ovo potvrđuju i drugi (npr. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975).



Slika 55. Usporedba izvornog zapisa potresa koji je 1994. zabilježen u Bitoli (Ambraseys et al., 2002) i istog potresa ispravljenog s obzirom na osnovnu liniju primjenom programa SeismoSignal (Seismosoft, 2013b)

Ako se zapisi ubrzanja zabilježeni u modelu tla u geotehničkoj centrifugi koriste za procjenu prigušenja u tlu, važno je pravilno provesti filtriranje. Jedna takva studija (Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005) je pokazala kako neobrađeni zapisi ne mogu stvoriti zatvorenu petlju naprezanje-deformacija zbog prisutnosti niskih frekvencija koje uzrokuju pomak osnovne linije pri postupcima integriranja. S druge strane, prekomjerno filtrirani zapisi ubrzanja zabilježeni u tlu mogu rezultirati precijenjenim prigušenjem (Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005). Jedan od računalnih programa koji omogućava ispravku osnovne linije zapisa je program SeismoSignal (Seismosoft, 2013b). Program SeismoSignal omogućava provođenje ispravke osnovne linije preko četiri tipa polinoma. Koristeći spomenuti program, ispravka osnovne linije se provodi preko: i) određivanja krivulje koja najbolje odgovara parovima vrijednosti ubrzanje-vrijeme primjenom regresijske analize (metoda najmanjih kvadrata) te ii) oduzimanja stvarnih vrijednosti ubrzanja od pandana dobivenih regresijskom analizom. Ovakva metoda ispravljanja osnovne

linije je, načelno, visoko propusni filter s nepoznatom graničnom frekvencijom (Boore i Bommer, 2005). Između ostalog, SeismoSignal omogućava filtriranje zapisa potresa primjenom tri različita filtra: Butterworth, Chebyshev i Bessel. Sva tri filtra omogućavaju, nakon definiranja graničnih frekvencija: (i) propuštanje samo niskih frekvencija, (ii) propuštanje samo visokih frekvencija, (iii) propuštanje frekvencija u području omeđenom graničnim frekvencijama ili (iv) propuštanje frekvencija izvan omeđenog područja. Poznato je da se obrada zapisa može jednako kvalitetno izvršiti bez obzira na odabrani filter (Boore i Bommer, 2005). Osim toga, istaknuto je kako korisnik filtra mora imati dobar uvid u njegov, slikovito rečeno, izgled. U tom smislu, valja naglasiti kako je svaki filter funkcija u frekvencijskoj domeni koja ima vrijednost jednaku približno jedan u području frekvencija koje korisnik želi zadržati, odnosno vrijednost jednaku približno nula u području frekvencija koje se žele isključiti iz zapisa (slika 56). Za Butterworthov filter se može reći da je kompromisno rješenje između Chebyshevog i Besselovog filtra (slika 56). Prema priručniku programa SeismoSignal (Seismosoft, 2013b), Butterworthov filter je preporučljivo koristiti u većini slučajeva.



Slika 56. Tri tipa filtra dostupna u programu SeismoSignal (Seismosoft, 2013b), definirana za granične frekvencije 0,25 i 25 Hz i četvrti red.

Iskustveno, ispravka osnovne linije se može provoditi i jednostavnim uklanjanjem niskih frekvencija iz zapisa. No, ovo vrijedi samo ako je jasno da zapis sadrži niske frekvencije koje tamo ne bi smjele biti s obzirom na frekvencijsku domenu instrumenta za bilježenje ili uređaja za reprodukciju signala. Kada je riječ o spektrima odziva, pokazano je (Boore, 2001) da ispravka osnovne linije kod zapisa ubrzanja ne utječe na oblik spektra odziva za periode manje od 20 s. Na kraju, može se reći kako niti jedan zapis, umjetno induciranog ili stvarnog potresa, nije imun na električni ili drugi oblik nečistoće iz okoliša (buka, vibracije od prometa ili zbog npr. rada građevinskih strojeva). Isto tako, poznato je da nije moguće definirati jedinstveni postupak koji bi valjalo slijediti kako bi zapisi potresa bili savršeno obrađeni za inženjersku upotrebu (Boore i Bommer, 2005).

5 DEFINIRANJE ULAZNIH PARAMETARA ZA PROVEDBU PARAMETARSKE STUDIJE

Istraživanje dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija uključuje veliki broj ulaznih parametara. S tim na umu je nužno dobro definirati parametre za numeričke modele tako da što vjernije opisuju stvarnost te da rezultati proračuna budu primjenjivi za praksu. U tom se svjetlu ulazni parametri odnose na tlo, konstrukciju i pobudu. Posljedično tome su definirana i tri naredna poglavlja koja daju detaljan osvrt na ulazne parametre za svako od spomenutih elemenata opisanog problema.

5.1 Konstrukcije kao ekvivalentni sustavi s jednim stupnjem slobode na plitkim temeljima

Za potrebe istraživanja u okviru ovog rada gornji ustroj konstrukcije je definiran kao ekvivalentni sustavi s jednim stupnjem slobode, kao zamjena za stvarne sustave s beskonačno mnogo stupnjeva slobode. Ova pretpostavka je uvedena kako bi se u što većoj mjeri obuhvatile konstrukcije od inženjerskog interesa. Opće je poznato da su sustavi s jednim stupnjem slobode ključna veza između spektra odziva i stvarnih konstrukcija. Gornji ustroj konstrukcije će se u ovoj studiji promatrati kao čvrsto pričvršćenim u geometrijsko središte temelja. Pri snažnom podrhtavanju tla može očekivati nelinearno ponašanje konstrukcije te plastifikacija određenih njenih dijelova. No, s obzirom da se studija temelji na metodi podstruktura i linearnoj superpoziciji odziva tla i konstrukcije te zbog vrlo složenog problema koji bi uključivao dinamičko međudjelovanje nelinearne konstrukcije i nelinearnog tla, u ovom radu se zbog pojednostavljenja uvodi pretpostavka da je odziv konstrukcije elastičan i linearan.

Centar mase po visini. Konstrukcijski sustavi s jednim stupnjem slobode, ili još i obrnuta njihala, su sustavi kod kojih je više od 50 % ukupne mase prvog oblika osciliranja smješteno na više od dvije trećine ukupne visine konstrukcije (Priestley, 1993; CEN, 2004a; Pitilakis, D. 2006). No, uobičajeno je

pretpostaviti i da se težište mase konstrukcije nalazi na 70 % njene ukupne visine (Veletsos, 1978; Stewart, Comartin i Moehle, 2004; NIST, 2012). Pretpostavke o težištu mase konstrukcije idu u paru s pretpostavkom o trokutastoj i modalnoj raspodjeli inercijalnih sila u proračunima postupnim guranjem (npr. Čaušević, 2010). U literaturi se može pronaći i podatak da se težište mase konstrukcija nalazi na 75 % ukupne visine konstrukcije (npr. Avilés i Pérez-Rocha, 1999). Kao kompromis, u ovom radu je usvojena pretpostavka o težištu mase na 70 % ukupne visine konstrukcije.

Osnovni period osciliranja. Odabir parametara konstrukcijskih sustava za provedbu ove studije započinje s osnovnim periodom osciliranja konstrukcije. Ovaj parametar je najvažnije dinamičko svojstvo konstrukcije jer sadrži gotovo sve podatke o konstrukciji, što uključuje geometriju i materijal. S druge strane, jedna vrijednost osnovnog perioda osciliranja, figurativno rečeno, može predstavljati beskonačno mnogo različitih konstrukcija, što dodatno potvrđuje činjenicu da je sustav s jednim stupnjem slobode ključna veza između spektara odziva i stvarnih konstrukcija. Važnost ovog parametra u procjeni potresnog odziva konstrukcija potvrđuju i drugi (npr. Khalil, Sadek i Shahrour, 2007; Čaušević, 2010).

Od posebne važnosti za izbor konstrukcijskih sustava u svrhu provedbe parametarske analize u okviru ovog rada je baza armiranobetonskih zgrada koju je nakon trogodišnjeg istraživanja izradila grupa znanstvenika iz Hrvatske, Slovenije, Italije i Makedonije (Gallipoli et al., 2010). Baza je izrađena na temelju ispitivanja vlastitih perioda osciliranja 244 armiranobetonske zgrade visine jednog do 20 katova (tj. do najviše 65 m visine), izgrađenih u periodu između 1950. i 2004. godine. Veći broj ispitanih zgrada se sastoji od okvirnih nosivih sustava, dok manji broj zgrada sadrži posmične zidove. Ovaj tip konstrukcija je karakterističan za promatrano geografsko područje u okviru ovog rada. Slika 57 daje grafički prikaz ovisnosti osnovnog perioda osciliranja zgrade o visini zgrade za zgrade sadržane u spomenutoj bazi. Gallipoli i suradnici (2010) su dali robustan izraz za procjenu osnovnog perioda osciliranja za armiranobetonske zgrade na području Balkanskog i Apeninskog poluotoka:

$$T_1 = 0,016 \cdot H \quad (132)$$

gdje je H ukupna visina zgrade mjerena od razine temelja. Poznato je (Gallipoli et al., 2010) da se izraz (132) izvrsno poklapa s prijedlogom za procjenu osnovnog perioda osciliranja za zgrade u Španjolskoj:

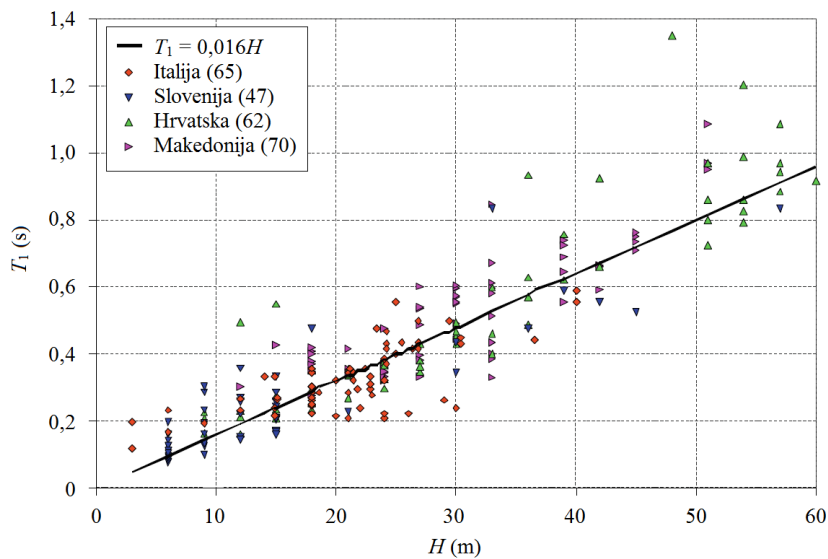
$$T_1 = 0,049 \cdot n \quad (133)$$

gdje je n broj katova zgrade, uz pretpostavku da je visina jednog kata jednaka tri metra.

S druge strane, europske norme (CEN, 2004a) predlažu sljedeći izraz za procjenu osnovnog perioda osciliranja konstrukcija:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (134)$$

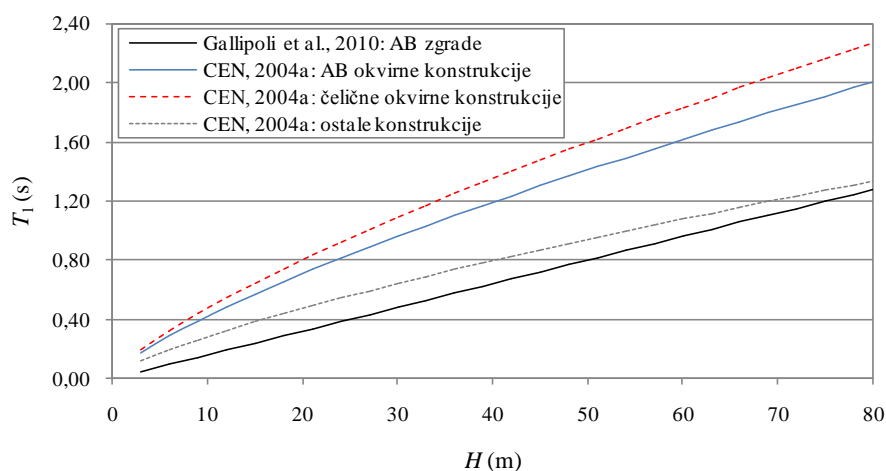
gdje je C_t koeficijent kojim se pri procjeni osnovnog perioda osciliranja konstrukcija prema europskim normama u obzir uzima materijal od kojeg je konstrukcija izrađena te tip konstrukcije, a H je ukupna visina konstrukcije mjerena od razine temelja.



Slika 57. Dijagram raspršenja i pravac regresije za parove vrijednosti visina zgrade i period osciliranja zgrade za područje Balkana i Italije (Gallipoli et al., 2010) (uredio autor)

Koeficijent C_t ima vrijednost 0,085 za čelične prostorne okvirne konstrukcije bez dijagonala, 0,075 za prostorne betonske okvirne konstrukcije i čelične konstrukcije s ekscentričnim dijagonalama te 0,050 za ostale konstrukcije. U europskoj normi (CEN, 2004a) stoji da se izraz (134) može koristiti u preliminarnoj procjeni osnovnog perioda osciliranja za zgrade čija visina ne premašuje 40 m. S druge strane, Čaušević (2010) navodi da se isti izraz može koristiti za procjenu osnovnog perioda osciliranja za građevine čija ukupna visine ne prelazi 80 m. Slika 58 pokazuje usporedbu funkcija za procjenu osnovnog perioda osciliranja za konstrukcije do visine od 80 m, prema prijedlozima koje daju europske norme i Gallipoli i suradnici. Sa slike 58 se može vidjeti da se funkcija za procjenu osnovnog perioda osciliranja za okvirne konstrukcije prema europskoj normi značajno razlikuje od funkcije koju su dali Gallipoli i suradnici, a koja također obuhvaća okvirne konstrukcije. Ranija istraživanja su pokazala da međudjelovanja tla i konstrukcija nije uzrok ovakvom neslaganju spomenutih funkcija s obzirom da su eksperimentalni rezultati dobiveni na sustavima tlo-konstrukcija (Gallipoli et al., 2010). Neslaganje normiranih izraza za procjenu osnovnog perioda osciliranja zgrada s rezultatima ispitivanja provedenim na stvarnim zgradama potvrđuju i drugi (npr. Khalil, Sadek i Shahrour, 2007). Autorovo je mišljenje da se neslaganje

spomenutih funkcija odražava u tome da stvarne okvirne konstrukcije sadrže ispun, što povećava njihovu krutost i smanjuje osnovni period osciliranja.



Slika 58. Usporedba funkcija za procjenu osnovnog perioda osciliranja konstrukcija s obzirom na ukupnu visinu konstrukcije

S druge strane, funkcija koju predlaže europska norma za procjenu perioda osciliranja *svih ostalih* konstrukcija se dobro poklapa s prijedlogom koji su dali Gallipoli i suradnici. Stoga se ove dvije funkcije dobro poklapaju s obzirom da baza *svih ostalih* konstrukcija, koju spominje europska norma (CEN, 2004a), sadrži zgrade s posmičnim zidovima te okvirne konstrukcije sa zidanim ispunom, između ostalog. S tim na umu, te uz potvrdu da se eksperimentalno utvrđeni osnovni periodi osciliranja zgrada izvrsno poklapaju za dva neovisna istraživanja provedena na području Balkanskog i Apeninskog poluotoka te Španjolske, u okviru ove studije je korišten izraz koji predlažu Gallipoli i suradnici.

Konstruktivna pravilnost. U potresno aktivnim područjima je poželjno graditi pravilne konstrukcije jer su one sigurnije s obzirom na djelovanje potresa (npr. Sigmund i Zlatović, 2000; Čaušević, 2010). U izvještaju objavljenom nakon potresa koji je 1979. pogodio Crnu Goru (Aničić et al., 1980) stoji da konstrukcije u područjima s izraženom potresnom aktivnošću trebaju biti (i) jednostavne i simetrične tlocrtno te (ii) jednostavne i kompaktne po visini. U istom izvještaju je istaknuto da temelji moraju biti izvedeni u jednoj razini i neprekinuti jer u suprotnom treba izvoditi potresnu razdjelnicu. Današnje europske norme (CEN, 2004a) eksplicitno nalažu kako konstrukcije u potresno aktivnim područjima moraju biti što pravilnije u tlocrtu i po visini. Takve konstrukcije je dopušteno analizirati i dimenzionirati na relativno jednostavnim, ravninskim numeričkim modelima (CEN, 2004a). U tom svjetlu primjenu nalazi i N2 metoda koja je vrlo praktična za procjenu ponašanja konstrukcija koje predominantno osciliraju u prvom obliku (Fajfar i Gašperčić, 1996; Čaušević, 2010). Poznato je da su viši oblici osciliranja konstrukcija gotovo neosjetljivi na učinke međudjelovanja tla i konstrukcija (FEMA, 2009) te da prvi oblik osciliranja dolazi do izražaja posebno kod niskih i srednje visokih zgrada (de Silva, 2005). Japanske norme definiraju niske i srednje visoke zgrade kao zgrade čija visina ne premašuje 60 m (Otani,

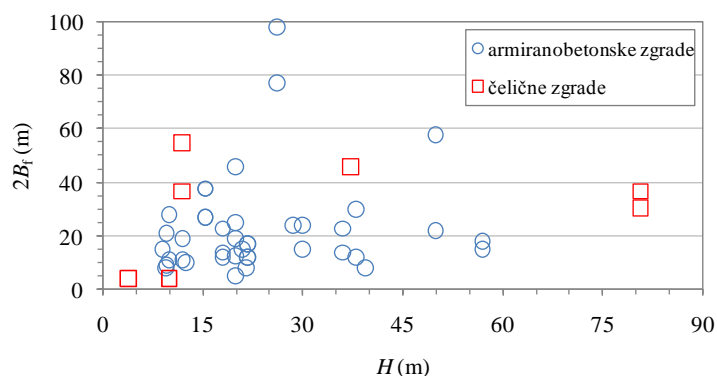
2004). Osim toga, u literaturi (npr. de Silva, 2005) stoji kako su ekvivalente statičke metode posebno primjenjive za pravilne zgrade do visine od 75 m. Također, pretpostavlja se (CEN, 2004a) da je doprinos viših oblika osciliranja kod konstrukcija zanemariv ako vrijedi sljedeći odnos:

$$T_1 \leq \min \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2 \text{ s} \end{cases} \quad (135)$$

gdje je T_1 osnovni period osciliranja konstrukcije, a T_c kontrolni period koji određuje početak dijela spektra odziva s konstantnom brzinom. Kontrolni period T_c se za meka tla prema europskoj normi (CEN, 2004a) kreće između 0,25 i 0,80 s, što uvrštavanjem u izraz (135) daje T_1 najmanje jednak 1 s. Ranije u tekstu je spomenuto da učinci međudjelovanja tla i konstrukcija igraju posebno važnu ulogu u dinamičkom odzivu niskih i krutih konstrukcija. Također, pokazano je (npr. FEMA 2005; NIST, 2012) da učinci međudjelovanja tla i konstrukcija posebno dolaze do izražaja kod konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 1,20 s. U svjetlu rješenja izraza (135) te uz osvrt na sliku 58 jasno je da su armiranobetonske konstrukcije koje su ispitali Gallipoli i suradnici vrlo osjetljive na učinke međudjelovanja tla i konstrukcija. Nedostatak simetrije u tlocrtu i po visini se općenito smatra najčešćim razlogom vrlo veliki konstrukcijskih oštećenja i gubitaka ljudskih života (Sigmund i Zlatović, 2000). Poznato je da kod tlocrtno izduženih zgrada dolazi do razlika u pomacima koji se za vrijeme trajanja potresa javljaju na oba kraja građevine uslijed čega može doći do katastrofalnih posljedica (Čaušević, 2010). U tom svjetlu je dobro poznato kako omjer dulje i kraće stranice osnovice konstrukcije ne smije biti veći od četiri (npr. Renzi, 2009; Čaušević, 2010) te da odnos ukupne visina i širine zgrade ψ_2 ne bi trebao biti veći od četiri (npr. Čaušević, 2010). S tim na umu te u skladu s ranije istaknutom potrebom za definiranjem funkcija impedancija za kvadratne temelje, u radu su razmatrane isključivo zgrade čiji odnos visine i širine ne prelazi vrijednost četiri i koje su temeljene na temeljima kvadratnog oblika.

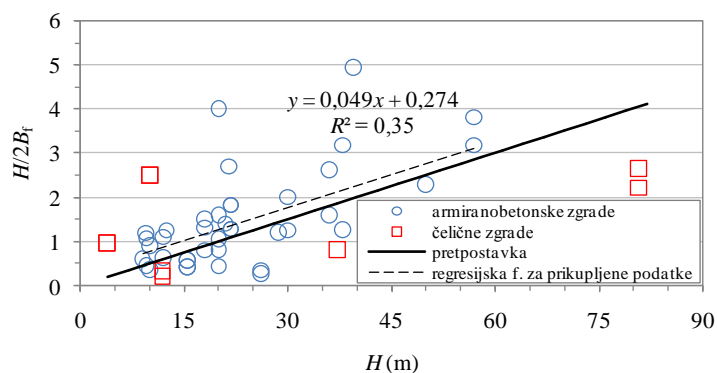
Dimenzije temelja. Jasno je da nije uvijek moguće analizirati ili graditi zgrade koje imaju ili će imati kvadratni temelj. No s obzirom na načelo o izjednačavanju površina temelja (npr. Gazetas, 1983; Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006; Das, 2009; NIST, 2012; ASCE, 2014), autor smatra kako će rezultati studije provedene za kvadratne temelje biti vrlo korisni u procjeni potresnog odziva konstrukcija čiji su temelji pravokutnog ili drugog oblika. U novijim parametarskim studijama provedenim s ciljem istraživanja ponašanja temelja na trusnom mediju nerijetko se susreće pretpostavka o temelju čije se tlocrtno dimenzije kreću između 10 i 25 m (npr. Avilés i Pérez-Rocha, 1999; Çelebi, Fırat i Çankaya, 2006; Ptilakis, D. 2006; Pender, Algie, Storie i Salimath, 2013). Da je ovo uobičajena dimenzija temelja govori i slika 59. Slika 59 je temeljena na bazi od 50 uzoraka (Fajfar i Gašperčić, 1996; Sigmund, Bošnjak-Klečina, Guljaš i Stanić, 2000; Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; Ostadan, Deng i Roesset, 2004; Pender, Wotherspoon, Ingham, i Carr, 2005; Crespellani, Facciorusso i Madiari, 2006; Doğangün i Livoğlu, 2006; Ptilakis, D. 2006; Čaušević i Zehentner, 2007; Pender, 2007; Mitrović i Čaušević, 2009;

Renzi, 2009; Kilar i Koren, 2010; Kreslin i Fajfar, 2011; Džakić, Kraus i Morić, 2012; NIST, 2012; Magliulo, Maddaloni i Cosenza 2012; Çelebi i Kırtel, 2013; Kraus i Džakić, 2013; Petronijević, Nefovska Danilović i Radišić, 2013; Renzi, Madi ai i Vannucchi, 2013). Sukladno pregledanoj literaturi, istraživanje u okviru ovog rada je provedeno za kvadratne temelje sa stranicom duljine 20 m.



Slika 59. Odnos visine i širine za armiranobetonske i čelične zgrade

Vitkost. Na slici 60 je prikazana veza između visine i vitkosti zgrada za koje su podatci o geometriji dostupni u pregledanoj literaturi. Plavi kružići označavaju armiranobetonske zgrade (Fajfar i Gašperčić, 1996; Sigmund, Bošnjak-Klečina, Guljaš i Stanić, 2000; Trifunac, Ivanović i Todorovska, 2001a; Ostadan, Deng i Roesset, 2004; Pender, Wotherspoon, Ingham, i Carr, 2005; Crespellani, Facciorusso i Madi ai, 2006; Doğangün i Livaoglu, 2006; Ptilakis, D. 2006; Čaušević i Zehentner, 2007; Pender, 2007; Mitrović i Čaušević, 2009; Renzi, 2009; Kilar i Koren, 2010; Džakić, Kraus i Morić, 2012; NIST, 2012; Magliulo, Maddaloni i Cosenza 2012; Çelebi i Kırtel, 2013; Kraus i Džakić, 2013; Petronijević, Nefovska Danilović i Radišić, 2013; Renzi, Madi ai i Vannucchi, 2013), koje su od primarne važnosti za ovu studiju, dok crveni kvadratić označavaju čelične zgrade (Ptilakis, D. 2006; Kreslin i Fajfar, 2011). Dani su podatci i za čelične zgrade kako bi se dobio uvid u vezu i trend između visine i vitkosti za te zgrade, kao i njihova usporedba s podacima koji se vežu za armiranobetonske zgrade.



Slika 60. Odnos visine i vitkosti armiranobetonskih i čeličnih zgrada

Kako podatci prikazani na slici 60 ne pokazuju homoscedastičnost, tj. varijanca nije (približno) konstantna za sve vrijednosti varijable, nije ih moguće pouzdano predstaviti linearnom regresijskom funkcijom. Kako bi bilo moguće definirati regresijsku funkciju koja pouzdano prognozira vitkost zgrade na temelju poznavanja njene visine potrebno je izraditi opsežniju bazu, naročito za dio koji se tiče zgrada viših od 30 m. Međutim, slika 60 pokazuje da za zgrade nije neobično vidjeti vitkost koja približno ima vrijednost 0,20, što upućuje na vrlo *zdepaste* zgrade. Zbog jednostavnosti je parametarska studija provedena uz pretpostavku o linearnoj vezi između visine i vitkosti za zgrade. Pretpostavlja se da najmanja moguća razumna vitkost (tj. 0,20) odgovara jednokatnim zgradama s visinom od četiri metra, dok se gornja granična vitkost jednaka 4 (Renzi, 2009; Čaušević, 2010), uz pretpostavku o kvadratnom temelju sa stranicom duljine 20 m, veže uz zgrade koje dostižu najviše 80 m. Kako je spomenuto ranije, visina od 80 m odgovara gornjoj graničnoj vrijednosti koja dopušta primjenu ekvivalentnih statičkih metoda. Duljina stranice temelja usvojena za ovu studiju je interesantna jer odgovara dubini koja opisuje razred tla E prema europskim normama (CEN, 2004a).

Pritisak na temeljno tlo. Jedan od ciljeva parametarske studije u okviru ovog rada je dodatno istražiti ponašanje lakih i teških konstrukcija temeljenih na popustljivom mediju te pokazati kakav učinak ima pritisak od konstrukcije na temeljno tlo na ulazno potresno gibanje u konstrukciju. Prema pregledanoj literaturi pritisci od temelja od 100 i 300 kPa se vežu redom za lake i teške zgrade (npr. Zeng i Steedman, 1998; Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli, 2000; Heron et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014). Kako bi se (slikovito) opisalo značenje pritiska od konstrukcije na temeljno tlo, poznato je da deseterokatnica na temeljno tlo može stvoriti pritisak u iznosu od približno 95 kPa (Rayhani i El Naggar, 2008a). No, pretpostavlja se i da peterokatnica može stvoriti pritisak na temeljno tlo u iznosu od 100 do 300 kPa (Heron et al., 2012). Na temelju ovih pretpostavki su provedena vrlo skupa i iznimno vrijedna eksperimentalna istraživanja u geotehničkim centrifugama (Rayhani i El Naggar, 2008a; Heron et al., 2012), što govori da usvojene vrijednosti pritiska konstrukcije na tlo nisu trivijalne. U svakom slučaju, pritisak od konstrukcije na temeljno tlo primarno ovisi o njoj namjeni te o dimenzijama temelja. Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli (2000) ističu da je pritisak od temelja u iznosu od 100 do 300 kPa uobičajene proračunske vrijednosti i to posebice u slučajevima kada je temeljno tlo srednje do dobro zbijeni pijesak.

Masa obrnutog njihala. Ukupna masa sustava temelj-konstrukcija je određena iz poznavanja ranije usvojenog pritiska na tlo. Slijedeći preporuke dane u dostupnoj literaturi, određen je omjer mase gornjeg stroja konstrukcije i mase temelja ψ_4 za potrebe ove studije. Na Sveučilištu Cambridge je provedeno opsežno istraživanje u geotehničkoj centrifugi (Heron et al., 2012) uz pretpostavku da je $\psi_4 = 3$. S druge strane, na institutu IFSTTAR u Francuskoj je provedeno eksperimentalno istraživanje u geotehničkoj centrifugi (Escoffier i Chazelas, 2014) uz pretpostavku da vrijedi $\psi_4 = 2$. Nadalje, Avilés i Pérez-Rocha (1999) su vrlo detaljnu studiju izgradili na pretpostavci da vrijedi $\psi_4 = 4$. Kao balans između spomenutih vrijednosti parametra ψ_4 za ovu studiju je osvojeno $\psi_4 = 3$. Iako je poznato od ranije da masa temelja

nema značajan utjecaj na dinamički odziv sustava temelj-konstrukcija, informacija o masi temelja je korištena kao veza između mase gornjeg ustroja sustava i pritiska na temeljno tlo. U narednom poglavlju, koje obrađuje kalibraciju numeričkih modela, je usporedno pokazan odziv sustava kod kojeg je masa temelja zanemarena sa odzivom sustava gdje je masa temelja uključena u proračun.

Krutost stupa obrnutog njihala. Nakon što su poznati osnovni period osciliranja konstrukcije T_1 te masa gornjeg ustroja konstrukcije m_{st} moguće je procijeniti i krutost upetog sustava s jednim stupnjem slobode koristeći sljedeći izraz (npr. Paulay i Priestley, 1992; Džakić, Kraus i Morić, 2012):

$$\underline{k} = 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{m_{st}}{T_1^2} \quad (136)$$

gdje je g gravitacijsko ubrzanje. Budući da se u radu razmatraju linearno elastični sustavi s jednim stupnjem slobode kao zamjena za stvarne konstrukcije, geometriju stupa ovakvog obrnutog njihala je moguće procijeniti primjenom sljedećeg izraza (npr. Paulay i Priestley, 1992):

$$\underline{k} = \frac{1}{\frac{H^3}{3E_c I_c} + \frac{H}{A_c G_c}} \quad (137)$$

gdje je H visina upetog obrnutog njihala, E_c modul elastičnosti materijala od kojeg je izrađeno obrnuto njihalo, I_c moment inercije poprečnog presjeka stupa obrnutog njihala, A_c površina poprečnog presjeka stupa obrnutog njihala, a G_c modul posmika za materijal od kojeg je izrađeno obrnuto njihalo. Dva dijela u nazivniku predstavljaju savojnu i posmičnu krutost stupa obrnutog njihala.

Osnovni parametri obrnutih njihala za istraživanje. Sukladno preporukama za definiranje parametra amplifikacije tla prema novijoj literaturi, ovo istraživanje je provedeno za 15 vrijednosti perioda osciliranja (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). Periodi osciliranja za parametarsku studiju su odabrani tako da zadovoljavaju ranije definirane (i) granične vrijednosti za vitkost, (ii) omjer mase gornjeg i donjeg ustroja konstrukcije, te (iii) pritisak na temeljno tlo. Odabir perioda osciliranja za parametarsku studiju je izvršen tako da se vrijednosti između 0,05 i 0,30 s mijenjaju uz korak od 0,05 s, a da se vrijednosti između 0,30 i 1,20 s mijenjaju uz korak od 0,10 s. Ovakav odabir perioda se dobro slaže s preporukama danim (i) za izradu spektra odziva (ASCE, 2000) te (ii) za proračun parametra amplifikacije tla (Rey, Faccioli i Bommer, 2002). Osnovna dinamička i geometrijska svojstva obrnutih njihala odabranih za istraživanje su dana u tablici 19. Parametar ψ_5 je proračunan za gustoću tla jednaku 2000 kg/m^3 , što je uobičajena vrijednost prema literaturi (npr. Çelebi, Firat i Çankaya, 2006; Pitilakis, D. 2006; Andersen i Clausen, 2008). Za modele konstrukcija je usvojeno relativno prigušenje u iznosu od 5

%, što je uobičajena vrijednost za armiranobetonske konstrukcije (npr. Paulay i Priestley, 1992; Čaušević, 2010). Ovu vrijednost prigušenja potvrđuju i rezultati eksperimentalnog ispitivanja provedenog na 244 stvarne armiranobetonske zgrade (Gallipoli et al., 2010).

Tablica 19. Osnovna dinamička i geometrijska svojstva zgrada analiziranih u ovoj studiji

ID	T_1 (s)	H (m)	\underline{H} (m)	ψ_2	ψ_4	ψ_s		k (N/m)	
						$q = 100$ kPa	$q = 300$ kPa	$q = 100$ kPa	$q = 300$ kPa
T0064	0,064	4,00	2,80	0,20	3	1,37	4,10	$2,95 \cdot 10^{10}$	$8,84 \cdot 10^{10}$
T0114	0,114	7,13	5,00	0,36	3	0,77	2,30	$9,29 \cdot 10^9$	$2,79 \cdot 10^{10}$
T0164	0,164	10,25	7,18	0,51	3	0,54	1,30	$4,49 \cdot 10^9$	$1,35 \cdot 10^{10}$
T0214	0,214	13,38	9,37	0,67	3	0,41	1,23	$2,64 \cdot 10^9$	$7,91 \cdot 10^9$
T0264	0,264	16,50	11,55	0,83	3	0,34	1,00	$1,73 \cdot 10^9$	$5,20 \cdot 10^9$
T0314	0,314	19,63	13,75	0,98	3	0,28	0,84	$1,23 \cdot 10^9$	$3,67 \cdot 10^9$
T0414	0,414	25,88	18,12	1,29	3	0,22	0,64	$7,05 \cdot 10^8$	$2,11 \cdot 10^9$
T0514	0,514	32,13	22,50	1,61	3	0,17	0,51	$4,57 \cdot 10^8$	$1,37 \cdot 10^9$
T0614	0,614	38,38	26,87	1,92	3	0,15	0,43	$3,21 \cdot 10^8$	$9,61 \cdot 10^8$
T0714	0,714	44,63	31,25	2,23	3	0,13	0,37	$2,37 \cdot 10^8$	$7,11 \cdot 10^8$
T0814	0,814	50,88	35,62	2,54	3	0,11	0,33	$1,83 \cdot 10^8$	$5,47 \cdot 10^8$
T0914	0,914	57,13	40,00	2,86	3	0,10	0,29	$1,45 \cdot 10^8$	$4,34 \cdot 10^8$
T1014	1,014	63,38	44,37	3,17	3	0,09	0,26	$1,18 \cdot 10^8$	$3,53 \cdot 10^8$
T1114	1,114	69,63	48,75	3,48	3	0,08	0,24	$9,80 \cdot 10^7$	$2,92 \cdot 10^8$
T1214	1,214	75,88	53,12	3,79	3	0,08	0,22	$8,20 \cdot 10^7$	$2,46 \cdot 10^8$

5.2 Temeljno tlo

Tlo (u stvarnosti) ima nejednolika svojstva po dubini i često se već na malim dubinama nailazi na čvrstu podlogu. S druge strane, moguće je naići i na vrlo debele naslage. Takve naslage se mogu promatrati kao homogeni poluprostor, gdje vrijedi pretpostavka o jednolikoj raspodjeli svojstava tla po dubini (npr. Ordóñez, 2011b). No, za razliku od modula posmika koji značajno varira po dubini tla, poznato je da Poissonov koeficijent i gustoća tla po dubini imaju približno konstante vrijednosti (Vrettos, 1999). Također, jasno je da čak za isto područje svojstva tla značajno variraju od lokacije do lokacije pa se ispod građevina koje imaju vrlo velike temelje može očekivati vrlo raznolika slika svojstava tla. Stoga se u proračunima preporuča koristiti srednju vrijednost svojstava onog dijela tla koje je pod najvećim utjecajem djelovanja od konstrukcije (Veletsos, 1978). U narednim potpoglavljima je dan opis numeričkih modela tala korištenih u ovom radu.

5.2.1 Profili posmičnih brzina svojstveni za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka

Kako bi se dobio uvid u raspodjelu brzina širenja posmičnih valova po dubini mekih tala na području Balkana i Italije, izrađena je baza od 25 profila svojstvena za spomenuto područje. Popis profila je dan u tablici 20. Polovica profila je preuzeta iz drugog izdanja Europske baze snažnih podrhtavanja (Ambraseys

et al., 2004c) koju su autoru ljubazno ustupili Edward Cushing i David Baumont s instituta IRSN (Institut de radioprotection et de sûreté nucléaire) u Francuskoj. Vrlo detaljno istražene i opisane profile s područja Hrvatske je autoru ljubazno ustupio Goran Mitrović s instituta IGH u Zagrebu. Crnogorske profile (Talaganov, Aleksovski i Gadza, 1982) su autoru ljubazno ustupili Vangelis Kamariotakis iz knjižnice TEE Library u Grčkoj te Christina Bodnar-Anderson s NISEE-PEER Library na Sveučilištu u Kaliforniji u Sjedinjenim Američkim Državama, koji su se istovremeno odazvali na autorovu zamolbu. Ostatak profila je preuzet iz dostupne literature (npr. Ptilakis, D. 2006; Salković, Kvasnička, Mihalić i Krkač, 2009; Rošer i Gosar, 2010). Za prikupljene profile je određena srednja brzina širenja posmičnih valova u gornjih 30 metara te su svrstani u razrede (tablica 20) prema trenutnoj važećoj europskoj normi (CEN, 2004a).

Tablica 20. Popis profila mekih tala svojstvenih za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka

Oznaka profila	Država	Izvor	Dubina profila (m)	$v_{s,30}$ (m/s)	T_0 (s)	Razred tla prema CEN (2004a)
ME-1	Crna Gora	Talaganov, Aleksovski i Gadza, 1982	35	360	0,33	C
GR-1	Grčka	Ambraseys et al., 2004c	24,5	238	0,50	C
GR-2	Grčka	Ambraseys et al., 2004c	45	288	0,42	C
GR-3	Grčka	Ambraseys et al., 2004c	29,3	239	0,50	C
GR-4	Grčka	Ambraseys et al., 2004c	24,5	238	0,50	C
GR-5	Grčka	Ambraseys et al., 2004c	30	347	0,35	C
HR-1	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	20	276	0,43	C/E
HR-2	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	79	137	0,88	D
HR-3	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	48	211	0,57	C
HR-4	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	44	200	0,60	C
HR-5	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	46	157	0,76	D
HR-6	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	43	191	0,63	C
HR-7	Hrvatska	Goran Mitrović, IGH Zagreb	70	220	0,55	C
HR-8	Hrvatska	Salković, Kvasnička, Mihalić i Krkač, 2009	80	321	0,37	C
HR-9	Hrvatska	Ambraseys et al., 2004c	24,5	359	0,33	C
IT-1	Italija	Ambraseys et al., 2004c	51	255	0,47	C
IT-2	Italija	Ambraseys et al., 2004c	98	346	0,35	C
IT-3	Italija	Ambraseys et al., 2004c	95	181	0,66	C
IT-4	Italija	Ambraseys et al., 2004c	41,3	300	0,40	C
IT-5	Italija	Ambraseys et al., 2004c	100	170	0,71	D
RO-1	Rumunjska	Ambraseys et al., 2004c	46	130	0,92	D
RO-2	Rumunjska	Ptilakis, D. 2006	140	275	0,44	C
SI-1	Slovenija	Rošer i Gosar, 2010	40	338	0,36	C
SI-2	Slovenija	Rošer i Gosar, 2010	56,4	254	0,47	C
SI-3	Slovenija	Rošer i Gosar, 2010	92,4	137	0,88	D

Kako većina prikupljenih profila ne sadrži detaljniji opis tla po dubini, u tablici 20 je izostavljen opis prema novom prijedlogu razredbe tla za europske norme (Ptilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). Većina prikupljenih opisa profila sadrži samo informaciju o raspodjeli brzine širenja posmičnih valova po dubini tla. Unatoč tome, svi razmotreni profili pripadaju u razrede mekih tala i prema definiciji danoj u novom spomenutom prijedlogu jer imaju srednju brzinu širenja posmičnih valova manju od 400 m/s (Ptilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). Novi prijedlog razredbe tala za europske norme je kompatibilan s postojećom razredbom (Ptilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012), a razredi tala su dodatno opisani preko dubine na kojoj se nalazi čvrsta podloga te preko osnovnog perioda osciliranja stupca tla. Osnovni period

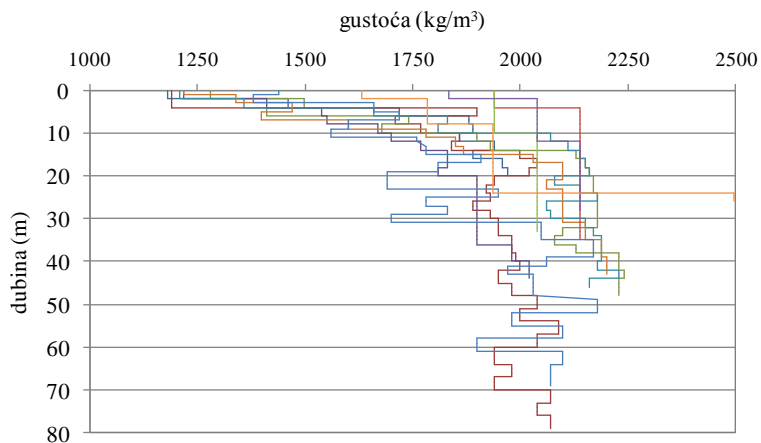
osciliranja tla T_0 (još i rezonantni period tla) je procijenjen primjenom izraza koji prepoznaju svjetske norme (JSCE,2000; SNZ, 2004b) i istaknuti istraživači (Régnier et al., 2011; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012):

$$T_0 = \frac{4 \cdot h_s}{v_s} \quad (138)$$

gdje je h_s ukupna visina naslaga (tla), a v_s srednja brzina širenja posmičnog vala. Preporučeno je u izraz (138) uvrstiti srednju brzinu širenja posmičnih valova proračunanu do dubine gdje brzina širenja posmičnih valova dostiže 800 m/s (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). No, kako je ova (preporučena) dubina poznata za vrlo mali broj profila prikupljenih u bazi, točnije tri, prema preporuci (Pitilakis, D. 2006) je osnovni period osciliranja proračunan za dubinu od 30 m jer je za istu dubinu procijenjena i srednja brzina širenja posmičnih valova. Nedavna istraživanja (npr. Pitilakis, D. et al., 2008; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) su pokazala da izraz (138) daje dobru procjenu osnovnog perioda osciliranja tla s obzirom na rezultate eksperimentalnih istraživanja. Za procjenu sekundarnog perioda osciliranja tla $T_{0,sec}$ japanske norme daju sljedeći izraz (JSCE, 2000; Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2004):

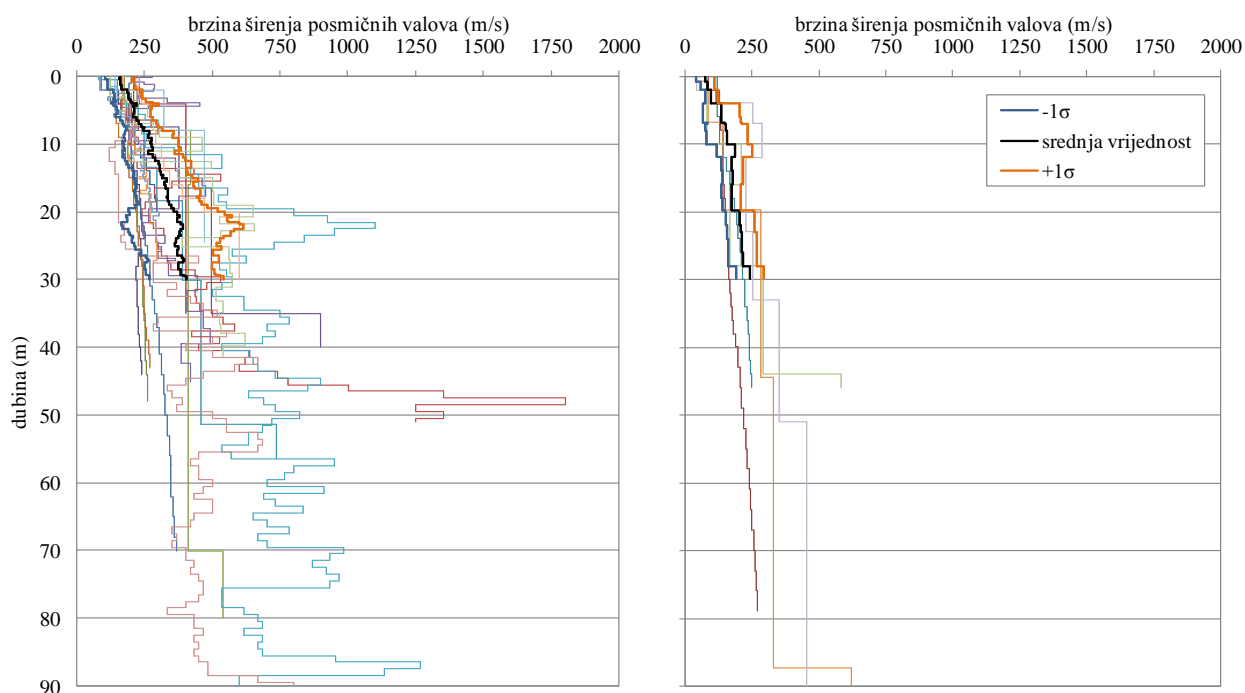
$$T_{0,sec} = \frac{T_0}{3} \quad (139)$$

Mali broj profila, uglavnom oni vezanih za područje Hrvatske i Crne Gore, sadrže informaciju o gustoći tla i to pretežito do dubine od 20 m. Ti profili pokazuju kretanje gustoće tla od prosječno 1700 kg/m³ u prvih 10 m nakon čega u narednih 5 m slijedi porast do 2000 kg/m³, što je ujedno i vrijednost koja prevladava na većim dubinama (slika 61).



Slika 61. Raspodjela gustoće tla po dubini profila izrađenih na području Hrvatske i Crne Gore

Prikupljena baza profila, zbog velike raznolikosti (s obzirom na dubinu) i malog broja, nije mogla biti detaljnije statistički obrađena pa je iskorištena kako bi dala uvid u raspodjelu brzine širenja posmičnih valova po dubini tla. Baza profila je podijeljena u dvije skupine s obzirom na razredbu tala prema trenutnim europskim normama (slika 62). Za svaku od dvije skupine profila je za gornjih 30 m, zbog dobre gustoće podataka, proračunana srednja vrijednost (crna debela linija) te standardno odstupanje (tamno plava i tamno narančasta debela linija). Ono što se može uočiti iz grafičkog prikaza baze profila (slika 62) je da brzina širenja posmičnih valova brzo raste s povećanjem dubine u gornjih 30 m naslaga, dok kod dubina većih od 30 m se javlja blagi porast brzine širenja posmičnih valova s porastom dubine ili je ona približno konstantna. Srednji profil brzina koji odgovara razredu tla C, pokazan na slici 62, je dalje u radu označen kao Gaea-C, dok je srednji profil brzina koji odgovara razredu tla D dalje u tekstu označen kao Gaea-D.

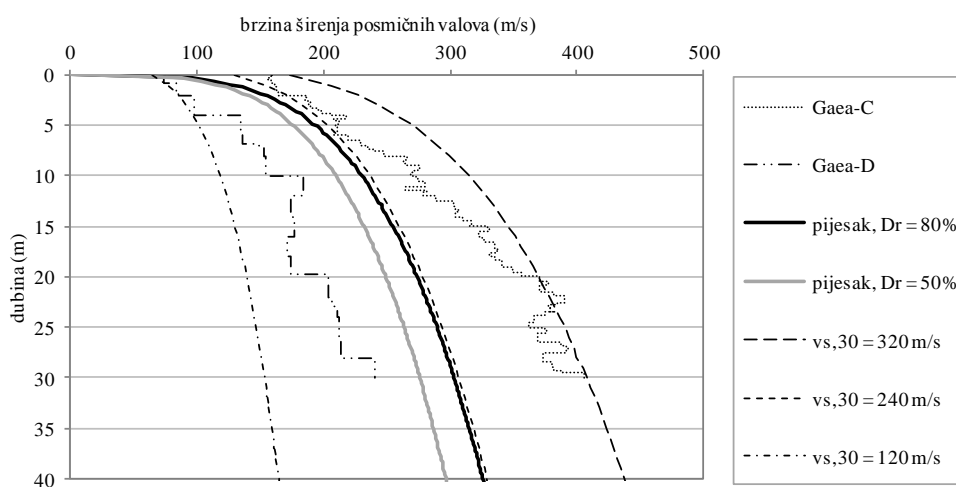


Slika 62. Raspodjela brzina širenja posmičnih valova po dubini profila karakterističnih za područje Balkana i Italije, za razrede tala prema definiciji u europskoj normi: C (*lijevo*) i D (*desno*)

5.2.2 Čisti suhi pijesci kao modeli za temeljno tlo

Stvarno tlo je simulirano pomoću numeričkih modela koji su pažljivo kalibrirani s obzirom na rezultate eksperimentalnih istraživanja provedenih na čistim suhim pijescima. Ovo je iskorak u odnosu na druge pristupe definiranja i proračuna funkcija impedancije te prijenosnih funkcija, s obzirom da ih je većina isključivo definirana pomoću algebarskih, analitičkih ili poluanalitičkih metoda uz pretpostavke o svojstvima i ponašanju stvarnog tla, bez usporedbe s rezultatima eksperimenta. Jasno je da čisti suhi pijesci uvode mnoge pretpostavke u ovu studiju. S druge strane, stvarno tlo je nehomogeno, ispresijecano slojevima različitih debljina i sastavljeno od različitih materijala, a nerijetko je zasićeno već na malim

dubinama. No, europske norme (CEN, 2004a) se u definiciji razreda tla ne osvrću na moguću razinu podzemne vode u temeljnom tlu. Osim toga, spomenuta norma opisuje meka tla (razredi C i D) kao naslage duboke od nekoliko desetaka do nekoliko stotina metara, pri tome ne spominjući uslojenost (poglavito za razred C). Naposljetku, europske norme navode srednju brzinu širenja posmičnih valova u gornjih 30 m naslaga kao najvažniji parametar za definiranje razreda tla, što diktira i odabir parametara za procjenu potresnog opterećenja preko spektra odziva. Iz toga se zaključuje da je brzina širenja posmičnih valova najvažniji parametar koji opisuje uvjete u tlu te koji diktira intenzitet potresnog opterećenja za koje će biti dimenzionirane konstrukcije. Poznato je da čisti suhi pijesci mogu uspješno simulirati stvarne uvjete u tlu te pokazati raspodjelu brzine širenja posmičnih valova koja dobro odgovara stvarnosti. Ovo potvrđuju mnogobrojne eksperimentalne studije provedene u posljednjih 16 godina (npr. JRC, 1998; Zeng i Steedman, 1998; Combescure i Chaudat, 2000; Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli, 2000; Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005; Gajan et al., 2005; Knappett, Haigh i Madabhushi, 2006; Dietz, Muir Wood, 2007; Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a; Shirato et al., 2008a; Heron et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014; Madden, 2014). Nakon definiranih parametara za provedbu studije te uspješno provedene kalibracije numeričkih modela ustanovljeno je dobro slaganje raspodjele brzine širenja posmičnih valova po dubini: (i) stvarnih tala s područja Balkanskog i Apeninskog poluotoka, (ii) fizičkih modela tala ispitanih u geotehničkim centrifugama te (iii) umjetnih modela tala definiranih preko izraza (65), koji daje Gazetas. Na slici dolje je pokazana usporedba raspodjele brzina širenja posmičnih valova za (i) stvarna tla s područja Balkanskog i Apeninskog poluotoka (Gaea-C i Gaea-D), (ii) fizičke modele tla ispitane u geotehničkim centrifugama (pijesak) te (iii) umjetne modele tala definirane preko izraza (65), koji daje Gazetas (vs,30). Sa slike gore se vidi da se pomoću matematičkih modela za proračun raspodjele brzine širenja posmičnih valova po dubini tla može dobro obuhvatiti stvarna raspodjela brzine širenja posmičnih valova po dubini tala karakterističnih za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka.



Slika 63. Usporedba raspodjele brzine širenja posmičnih valova za: stvarno tlo (Gaea-C i Gaea-D), za fizičke modele tla izrađene od pijeska te za matematički model tla koji definira Gazetas (vs,30)

U više navrata je pokazano da se čisti pijesci, neovisno o zbijenosti, mogu uspješno koristiti za potrebe eksperimentalnog istraživanja ponašanja plitkih temelja koji na tlo stvaraju pritisak od 50 do 380 kPa (npr. JRC, 1998; Zeng i Steedman, 1998; Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli, 2000; Cilingir et al., 2012; Heron et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014). Između ostalog, smatra se (JRC, 1998; Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli, 2000) da je 45 %-tna relativna zbijenost pijeska donja granica za koju je razborito pristupiti izvođenju plitkih temelja jer se u suprotnom pristupa drugačijim inženjerskim rješenjima temeljenja. U ovom radu su promatrani čisti pijesci s relativnom zbijenosti jednakom i većom od 50 %. U C-CORE centru u Kanadi je eksperimentalno istraženo ponašanje plitko temeljenih konstrukcija postavljenih na pijesak s relativnom zbijenošću od 35 % (Rayhani i El Naggar, 2008a). To je prema autorovim spoznajama najmanja relativna zbijenost pijeska primijenjena u jednom takvom istraživanju.

Za procjenu nosivosti pjeskovitih modela tala korištenih u eksperimentima opisanim u radu korišten je program SoFA (Nikolaou i Ptilakis, D. 2013). Program omogućava procjenu statičke nosivosti temeljnog tla prema europskim (EC), njemačkim (DIN) i grčkim (EAK) normama te prema izrazima koje su predložili Meyerhof (MEY) i Hansen (HAN). Za proračun prema europskim propisima je korišten proračunski model 2. U svim promatranim slučajevima tlo je rastresito, a temelj ima pravokutni ili kvadratni tlocrt. Iz tablice 21 se vidi da procijenjena nosivost temeljnog tla u nekim slučajevima uvelike ovisi o odabranoj metodi.

Tablica 21. Procijenjena nosivost pjeskovitog tla prema različitim metodama

Izvor	D_r (%)	ρ (kg/m ³)	φ' (°)	$2B_f \times 2L_f$ (m ²)	q (kPa)	q_n (kPa)	FS_v				
							EC	EAK	DIN	MEY	HAN
Combesure i Chaudat, 2000	80	1665	35	0,8 x 2,1	119	0	2,2	2,2	2,2	2,3	1,6
Escoffier i Chazelas, 2014	55	1472	35,8	4,0 x 4,0	101	0	10,3	10,3	10,3	16,9	6,6
Escoffier i Chazelas, 2014	55	1472	37	4,0 x 4,0	101	0	12,6	12,6	12,6	21,4	8,1
Escoffier i Chazelas, 2014	80	1550	38,1	4,0 x 4,0	298	0	5,5	5,5	5,5	9,5	3,5
Escoffier i Chazelas, 2014	80	1550	40	4,0 x 4,0	298	0	7,6	7,6	7,6	14,1	4,9
JRC, 1998	45	1516	33	1,0 x 1,0	100	13,4	12,5	13,2	12,5	13,9	14,5
JRC, 1998	85	1647	33	1,0 x 1,0	100	16,2	14,2	15,1	14,2	15,8	16,6
JRC, 1998	45	1516	33	1,0 x 1,0	300	13,4	4,2	4,4	4,2	4,6	4,8
JRC, 1998	85	1647	33	1,0 x 1,0	300	16,2	4,7	5,0	4,7	5,3	5,5
Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a	80	1600	42,1	0,5 x 0,5	34	0	12,7	12,7	12,7	25,1	8,1
Rayhani i El Naggar, 2008a	35	1395	37	5,5 x 2,5	95	20	33,1	34,4	33,1	37,0	33,6
Zeng i Steedman, 1998	46	1479	41	5,0 x 12,0	132	7,3	40,9	41,6	40,9	48,4	32,4
Zeng i Steedman, 1998	52	1497	42,6	5,0 x 12,0	132	7,3	54,6	55,6	54,6	67,4	43,0
Zeng i Steedman, 1998	63	1532	42,4	1,7 x 12,0	382	7,5	9,1	9,2	9,1	9,8	8,0

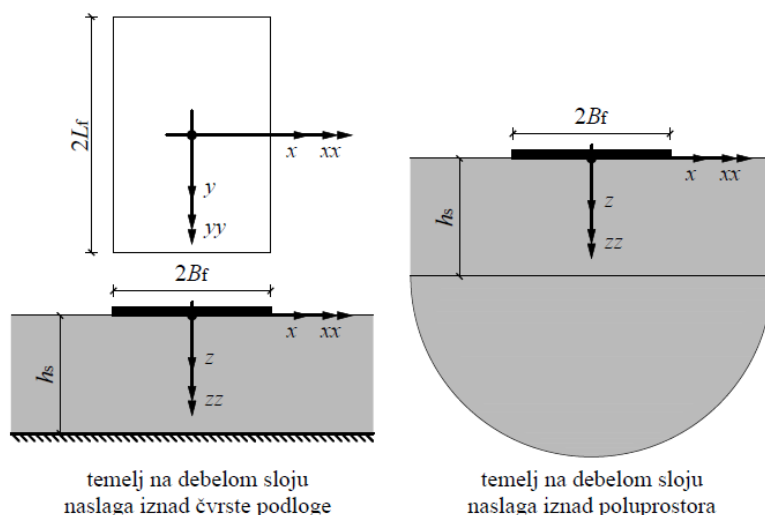
Sve normirane korištene metode za procjenu nosivosti temeljnog tla daju vrlo slične rezultate. S druge strane, metoda koju predlaže Meyerhof nerijetko precjenjuje nosivost temeljnog tla određenu normiranim metodama, dok Hansenova metoda u više slučajeva podcjenjuje nosivost procijenjenu pomoću normiranih metoda. Također, ustanovljeno je da pijesci s relativnom zbijenosti od 55, 63 i 80 % daju približno jednak odgovor na pritisak temelja od, redom, 101, 382 i 34 kPa, bez obzira na primijenjenu metodu. Osim toga, bez obzira na relativnu zbijenost pijeska, koja se može kretati od 45 do 85 %, vrlo teške plitko temeljene konstrukcije u promatranim slučajevima posjeduju faktor sigurnosti na vertikalno opterećenje u rasponu od 3,5 do 14,1. Ovo potvrđuje da se u stvarnosti mogu očekivati razne situacije u

kojima čak i vrlo teške konstrukcije mogu biti temeljene na vrlo mekim tlima uz postizanje relativno visokih faktora sigurnosti za vertikalno opterećenje. Prema japanskim normama faktor sigurnosti za vertikalno opterećenje za plitke temelje ne smije biti manji od 3 za uobičajene proračunske situacije, koje uključuju stalno i promjenjivo opterećenje, odnosno ne smije biti manji od 2 za slučajeve kada se očekuju slabi do srednje jaki potrese (Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a). Između ostalog, ovime je dodatno potvrđen i stav više poznatih znanstvenika (Atkinson, 2000; Cilingir et al., 2012; Knappett i Craig, 2012) o tome da je poimanje nosivosti rastresitih tala još uvijek nedovoljno jasno.

Također, u programu SoFA je proračunan faktor sigurnosti za statičko vertikalno opterećenje za plitki temelj kvadratnog oblika sa stranicom duljine 20 m (geometrija temelja odabrana za parametarsku studiju u okviru ovog rada) koji na suho pjeskovito tlo stvara pritiska od 300 kPa (najveći pritisak na temeljno tlo promatran u okviru ovog rada). Rezultat ovog proračuna je faktor sigurnosti koji se kreće između 12 i 30.

5.2.3 Opis numeričkih modela za simuliranje stvarnih uvjeta u tlu

Kako bi studijom bilo moguće obuhvatiti stvarne moguće scenarije uvjeta u tlu, razmotreni su slučajevi prikazani slikom 64, prema preporukama iz dostupne literature (npr. Wong i Luco, 1985; Ostadan, Deng i Roesset, 2004; Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006; Ptilakis, D. 2006). U tom svjetlu su razmotrene viskoelastične naslage debljine h_s polegnute na čvrstu podlogu ili viskoelastični poluprostor.



Slika 64. Opis geometrije i orijentacija pravokutnog temelja polegnutog na površinu tla uz prikaz tri moguće idealizacije temeljnog tla

Dubina tla do koje seže utjecaj gibanja temelja. Pri definiranju numeričkih modela tala usvojena je pretpostavka da su od najvećeg praktičnog interesa dubine od približno jedne do najviše četiri širine temelja (npr. Jakub i Roesset, 1977; Knappett i Craig, 2012). Za parametarsku studiju su u radu odabrani kvadratni temelji sa stranicom duljine 20 m. Veletsos (1978) i Mylonakis, Nikolaou i Gazetas (2006)

ističu da vertikalno gibanje temelja ima najizraženiji utjecaj na temeljno tlo do dubine koja približno odgovara dvije širine temelja. Veletsos (1978) potvrđuje istu vrijednost za područje utjecaja za horizontalno gibanje te dodaje da utjecaj od ljuljanje seže do dubine koja približno odgovara polovici širine temelja. S druge strane, Ptilakis, D. (2006) se slaže s duljinom od pola širine temelja koja definira područje utjecaja za ljuljanje, no Gazetas (1991b) navodi da se ljuljanje temelja u tlu osjeti do najviše jedne trećine širine temelja.

Normirana razredba tala s obzirom na dubinu. Novi prijedlog razredbe tla za europske norme (Ptilakis, K., Gazepis i Anastasiadis, 2004; Ptilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) dijeli meke naslage ($v_s < 400$ m/s) s obzirom na debljinu na: (i) naslage debljine od 20 do 60 m, (ii) naslage debljine veće od 60 m, (iii) naslage debljine do 60 m te (iv) naslage debljine od 5 do 20 m. S tim na umu te uz osvrt na sliku 64, u ovoj studiji su razmotrena sljedeća četiri slučaja: (i) meke naslage debljine 20 m na čvrstoj podlozi (20RB), (ii) meke naslage debljine 20 m na poluprostoru (20HS), (iii) meke naslage debljine 60 m na čvrstoj podlozi (60RB) te (iv) meke naslage debljine 60 m na poluprostoru (60HS).

Čvrsta podloga. Kako bi se numerički simulirala čvrsta podloga na dnu profila naslaga je definiran sloj s pridruženom brzinom širenja posmičnog vala od 1500 m/s, što je ujedno i donja granična vrijednost za čvrstu stijenu (Ptilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012; ASCE, 2014). Za usporedbu, na području Crne Gore su za sedimentne stijene potvrđene vrijednost brzina posmičnih valova od 1000 do 1260 m/s (Talaganov, Aleksovski i Gadza, 1982). Osim toga, čvrstoj podlozi je pridružena gustoća materijala od 2500 kg/m³ (Talaganov, Aleksovski i Gadza, 1982; Andersen i Clausen, 2008). U novijoj studiji (Ptilakis, D. 2006) je čvrsta podloga simulirana s 20 puta većom brzinom širenja posmičnih valova u odnosu na naslage, gdje se srednja brzina širenja valova za naslage kretala od 100 do 500 m/s. Ovakav pristup modeliranja u spomenutoj studiji je rezultirao s brzinama širenja posmičnih valova za čvrstu podlogu od 2000 do 10000 m/s. No, u gornjih 10 do 30 km zemljine kore se mogu očekivati brzine širenja posmičnih valova od najviše 3800 m/s (Elnashai i Di Sarno, 2008). Za usporedbu, u japanskim normama se osnovna stijena definira kao medij s brzinom širenja posmičnih valova jednakom ili većom od 400 m/s (Hiraishi et al., 2000; Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003; Otani, 2004).

Poluprostor. Poluprostor je u radu definiran kao homogeni viskoelastični medij sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 400 m/s i gustoćom materijala od 2000 kg/m³. Brzina širenja posmičnih valova je konstantna po cijeloj dubini poluprostora. Vrijednost srednje brzine širenja posmičnih valova je odabrana u skladu s novim prijedlogom razredbe tla za europske norme (npr. Ptilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) i temeljem uvida u raspodjelu brzine širenja posmičnih valova u stvarnim profilima baze iz prethodnog potpoglavlja (slika 62). Gustoća materijala za poluprostor je usvojena na temelju stvarnih podataka prikupljenih za profile s područja Hrvatske i Crne Gore (slika 61), te s obzirom na preporuke dane u dostupnoj literaturi (npr. Çelebi, Firat i Çankaya, 2006; Ptilakis, D. 2006).

Naslage. Numerički model naslaga je modeliran kao viskoelastični medij s gustoćom od 1900 kg/m^3 , prema preporukama u literaturi (npr. Crespellani, Facciorusso i Madiari, 2006; Renzi, Madiari i Vannucchi, 2013) te s obzirom na profile tala s područja Hrvatske i Crne Gore (slika 61). Omjer gustoće materijala poluprostora i naslaga je vrlo sličan omjeru koji su pretpostavili i Wong i Luco (1985). U ovome radu su naslage primarno definirane kao medij sa slobodnom površinom u kojem brzina širenja posmičnog vala postupno raste s dubinom. U parametarskoj studiji su razmotreni slučajevi u kojima srednja brzina širenja posmičnih valova u gornjih 30 m tla odgovara 30, 60 i 80 % brzine širenja posmičnih valova u poluprostoru (tj 400 m/s). Ova definicija srednje brzine širenja posmičnih valova u gornjih 30 m temeljnog tla vrijedi za oba slučaja numeričkog modela tla s naslagama polegnutih na poluprostor te za numerički model tla kod kojeg se čvrsta podloga nalazi ispod naslaga na dubini od 60 m. S druge strane, za naslage debljine 20 m polegnute na čvrstu podlogu vrijedi nešto drugačija definicija za proračun srednje brzine širenja posmičnih valova. Za ovaj slučaj se, prema europskoj normi (CEN, 2004a) i literaturi koja sadrži prijedlog nove razredbe tala za sljedeće izdanje europskih normi (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012; Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012), srednja brzina širenja posmičnih valova određuje do dubine gdje vrijednost brzine širenja posmičnih valova dostiže 800 m/s . Naslage sa srednjim brzinama širenja posmičnih valova koje odgovaraju 30, 60 i 80 % brzine širenja posmičnih valova u poluprostoru se dalje u tekstu redom definiraju kao vrlo meke (VS), srednje meke (MS) i meke (S).

Utjecaj pritiska od konstrukcije. Proračun srednjih brzina širenja posmičnih valova je za spomenute slučajeve izvršen primjenom izraza (16) i (17). Kako bi se u obzir uzeo utjecaj pritiska od konstrukcije, raspodjela brzine širenja posmičnih valova definirana za modele tla sa slobodnom površinom je korigirana primjenom metode m-n, opisane u ranijem poglavlju ovog rada. Kako je ranije utvrđeno (slika 14) metode m-n i 2:1 daju vrlo sličnu raspodjelu dodatnih naprezanja pa prema tome imaju i sličan učinak na sliku raspodjele brzine širenja posmičnih valova u profilu tla ispod konstrukcije. U ovoj studiji je odabrana metoda m-n s obzirom da je zastupljenija u novijoj literaturi (npr. Roje-Bonacci, 2003; Das, 2008, 2009) zbog čega se smatra pouzdanijom.

Nelinearno ponašanje tala. Kako bi se pomoću ekvivalentne linearne metode simuliralo nelinearno ponašanje tla u uvjetima djelovanja potresa, numeričkim modelima tla su pridružene srednje krivulje koje opisuju promjenu modula posmika i prigušenja s obzirom na posmičnu deformaciju koje su definirali Seed i suradnici (npr. Seed i Idriss, 1970; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984). Odabir ovih krivulja je izvršen na temelju provedenih kalibracija numeričkih modela.

Prigušenje. Za numerički model viskoelastičnih naslaga je pretpostavljeno početno prigušenje u iznosu od 5 % (Wong i Luco, 1985; Andersen i Clausen, 2008), dok je za sloj koji simulira čvrstu podlogu ili

poluprostor pretpostavljeno početno prigušenje u iznosu od 2 %. Ovo početno prigušenje je odabrano kao kompromis između vrijednosti 1 % (Andersen i Clausen, 2008) i 3 % (Wong i Luco, 1985).

Poissonov koeficijent. S obzirom da su autoru za potrebe provedbe studije dostupni isključivo rezultati eksperimentalnih istraživanja provedenih na nezasićenim rastresitim tlima, Poissonov koeficijent za numeričke modele tla je usvojen jednak 0,30 (npr. Richart, Hall i Woods, 1970; Kramer, 1996; FEMA, 2009). Kramer (1996) i Kvasnička i Domitrović (2007) su pokazali da je Poissonov koeficijent za većinu geoloških materijala jednak 0,30 pa bi rezultati provedene studije bili široko primjenjivi.

Osnovni periodi osciliranja modela tala. U tablici 22 su dani osnovni periodi osciliranja modela tala definiranih za potrebe provođenja studije u okviru ove doktorske disertacije. Periodi osciliranja su procijenjeni koristeći izraz (138). Iz tablice se može primjetiti da mekša tla imaju, očekivano, veći osnovni period osciliranja od krućih tala. Također, iz iste tablice se može primjetiti da se period osciliranja tla mijenja ovisno o pritisku od konstrukcije. Vrijednost perioda osciliranja tla se može smanjiti za 3 do 12 % ako se na slobodnom polju temelji laka konstrukcija ($q = 100$ kPa), odnosno za 16 do 24 % ako se na slobodnom polju temelji teška konstrukcija ($q = 300$ kPa).

Tablica 22. Osnovni periodi osciliranja modela tala razmatranih u radu

Model tla	Stupac tla iz slobodnog polja / ispod konstrukcije	T_0 (s)		
		$v_s = 120$ m/s	$v_s = 240$ m/s	$v_s = 320$ m/s
20RB	slobodno polje	1,00	0,50	0,37
	$q = 100$ kPa	0,91	0,44	0,36
	$q = 300$ kPa	0,80	0,38	0,31
20HS	slobodno polje	1,00	0,50	0,37
	$q = 100$ kPa	0,92	0,46	0,35
	$q = 300$ kPa	0,82	0,41	0,31
60RB	slobodno polje	1,00	0,50	0,37
	$q = 100$ kPa	0,92	0,44	0,35
	$q = 300$ kPa	0,83	0,39	0,31
60HS	slobodno polje	1,00	0,50	0,37
	$q = 100$ kPa	0,92	0,46	0,35
	$q = 300$ kPa	0,83	0,41	0,31

Za tlo su u radu korištene oznake poput: 20RB-VS za vrlo meke naslage debljine 20 m iznad čvrste stijene; 60HS-MS za srednje meke naslage debljine 60 m iznad poluprostora; 20HS-S za meke naslage debljine 20 m iznad poluprostora i sl.

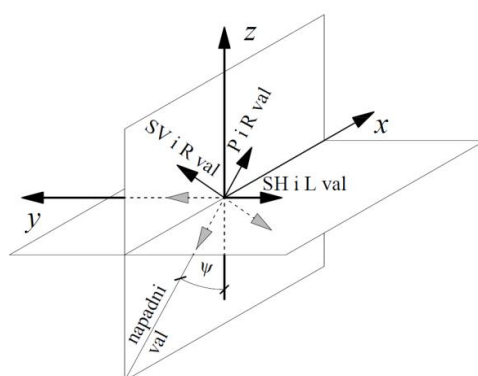
5.3 Zapisi potresa

Najsnažnija sila koja pokreće dinamičko međudjelovanje tla i konstrukcija su potresni valovi. Oni se javljaju pri naglom oslobađanju energije u području potresnog rasjeda te se dalje šire kroz naslage prema

konstrukcijama. Tako se u i na temeljnom tlu mogu pojaviti redom prostorni i površinski valovi. Proračuni u okviru ovog rada su provedeni za zapise potresa koji uzrokuju gibanje tla u vertikalnoj ravnini. U nastavku je dan detaljan osvrt na valove koji se mogu javiti u tlu te koji su valovi najštetniji za konstrukcije, dane su preporuke za unos valova u numeričke modele te parametri kojima je moguće obuhvatiti svojstva zapisa potresa. Također, u nastavku je definirana i baza zapisa potresa koji su korišteni u studiji, a opisan je i postupak njihovog odabira.

5.3.1 Potresni valovi

Energija koja se u stvarnosti oslobađa pri iznenadnom pomaku na rasjedu uzrokuje rasprostiranje prostornih i površinskih valova kroz osnovnu stijenu i naslage (slika 65). Stoga, u stvarnosti postoje prostorni, primarni (P) i sekundarni (SV i SH) valovi, te površinski, Loveovi (L) i Rayleighovi (R), valovi (npr. Wolf, 1985; Kramer, 1996; Towhata, 2008; Čaušević, 2010). Budući da se u radu razmatra isključivo horizontalna komponenta potresa, proračuni su provedeni propuštanjem S valova kroz tlo. Ova informacija je, između ostalog, važna jer upravlja postupkom proračuna u programskom paketu SASSI2000 (Ostadan, 2006a, b), korištenom za potrebe proračuna u okviru ovog rada. U usporedbi s drugim tipovima potresnih valova koji se mogu javiti u tlu ili na površini tla, S valovi stvaraju najsnajznije podrhtavanje temeljnog tla te se smatraju i najopasnijim za konstrukcije (Towhata, 2008; Čaušević, 2010). U tom su svjetlu i svjetske norme za proračun konstrukcija najveću pažnju posvetile S valovima (npr. CEN, 2004a). Primjerice, klasifikacija temeljnog tla je u spomenutim normama definirana s obzirom na S valove, što (preko odabira spektra odziva) utječe na odabir potresnog opterećenja za proračun konstrukcija.



Slika 65. Valovi u slobodnom polju uslijed širenja horizontalnih (*lijevo*) i vertikalnih (*desno*) potresnih valova (prema Ostadan, 2006b)

U radu su promatrani valovi za koje se pretpostavlja da se šire kroz tlo od čvrste podloge ili iz poluprostora vertikalno prema gore. Za čvrstu podlogu se pretpostavlja da je vodoravna. Naravno, zbog stohastičke prirode potresni valovi ne pristižu na površinu tla isključivo vertikalno, već i pod određenim kutom u odnosu na vertikalu ψ (slika 65). Rezultat ovakvog ponašanja potresnog vala je gibanje različitih

točaka temeljnog tla u različitim trenutcima i s različitom amplitudom (npr. FEMA, 2005). No, smatra se (Otani, 2004) kako učinci dolaska potresnog vala na površinu pod nekim kutom mogu biti zanemareni ukoliko je duljina temelja manja od 100 m. Osim toga, gibanje tla u blizini površine tla se primarno pripisuje posmičnim valovima koji se šire vertikalno od osnovne stijene prema površini tla (Newmark i Hall, 1969; Seed i Idriss, 1969). Također, poznato je da su dominantni S valovi koji se šire u smjeru normalnom na površinu tla (Pais i Kausel, 1988).

5.3.2 Preporuke za unos potresnog opterećenja u numeričke modele

U okviru ovog rada se razmatraju (i) učinci amplifikacije (i deamplifikacije) tla s obzirom na potresne valove (ii) definiranje efektivnih profila tla kompatibilnih s deformacijama koje se u tlu mogu pojaviti prilikom djelovanja potresa, s ciljem određivanja funkcija impedancije za plitke temelje (iii) te razmatranje učinaka kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije, tj. filtriranje potresa zbog prisutnosti krutog temelja na tlu ili plitko uronjenog u tlo. Kako bi se svi postavljeni ciljevi uspješno obuhvatili studijom primarno je definirati bazu od više kvalitetnih zapisa potresa zabilježenih na osnovnoj stijeni.

Zapis potresa zabilježen na izdanku stijene je vrlo sličan zapisu potresa kojeg je moguće zabilježiti na stijeni pri dnu naslaga (npr. Newmark i Hall, 1969; Ordóñez, 2011a; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012). S druge strane, zapisi potresa zabilježeni na slobodnoj površini naslaga ili neposredno uz ili na konstrukciji su filtrirani i transformirani zapisi potresa pristigli iz stijenske mase. Općenito, što su naslage mekše snažniji je učinak filtracije visokih frekvencija sadržanih u potresnim valovima (npr. Newmark i Hall, 1969). Ovo ide u prilog pretpostavci o zanemarivanju viših oblika osciliranja konstrukcija jer zapis bez visokih frekvencija u sastavu ne može pobuditi oblike osciliranja konstrukcija koji se vežu uz visoke frekvencije (tj. male periode). Također, poznato je da su učinci amplifikacije najizraženiji u frekvencijskom području vala koje se podudara s vlastitim frekvencijama tla (npr. Newmark i Hall, 1969).

Učinke amplifikacije potresnih valova je moguće istražiti primjenom programa poput EERA (Bardet, Ichii i Lin, 2000), NERA (Bardet i Tobita, 2001), SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a) ili DEEPSOIL (Hashash et al., 2012). Primjenom ovih programa je moguće dobiti efektivni profil tla kompatibilan s deformacijama koje mogu nastati prolaskom potresnog vala kroz tlo. Ključni element za pokretanje ovakvog proračuna su zapisi potresa zabilježeni na osnovnoj stijeni, koji se u model tla unose preko čvrste podloge ili stijenskog izdanka (npr. Ordóñez, 2011a; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012). Nakon provedenog proračuna se iz površinskog sloja promatranog modela tla očitava zapis potresa koji uključuje učinke amplifikacije i filtriranja tla. Prema autorovu iskustvu stečenom za vrijeme boravka na Sveučilištu Dundee u Škotskoj, zapisi potresa se iz površinskog sloja modela tla je dopušteno očitavati i na dubini od 0,5 do 1 m. Ta dubina nerijetko odgovara lokaciji mjernih uređaja u stvarnosti i osim toga, izbjegava se

eventualna pogreška koja se može javiti zbog rubnih uvjeta u numeričkom modelu. Osim toga, opće je poznato da su zapisi potresnih valova na površini tla i na dubini od približno jednog metra vrlo slični.

Amplificirani i filtrirani zapisi potresa zabilježeni na površinskom sloju modela tla se dalje koriste kako kontrolno gibanje u programima za proračun međudjelovanja tla i konstrukcija, npr. SASSI2000 (Ostadan, 2006a, b). Poznato je da su samo gibanja tla pri malim dubinama ispod konstrukcije važna za studije međudjelovanja tla i konstrukcija (Lysmer i Ostadan, 1997). Na temelju poznavanja efektivnog profila tla te amplificiranog i filtriranog zapisa potresa zabilježenog pri vrhu modela tla moguće je definirati funkcije impedancije te prikladne opruge i prigušivače (npr. Ostadan 2006a, b). Numerički modeli tlo-konstrukcija, proračunani primjenom programa SASSI2000, daju zapis potresa na razini temelja koji se može koristiti u proračunima gdje se temeljno tlo simulira pomoću opruga i prigušivača te također na numeričkim modelima upetih konstrukcija (NIST, 2012). U slučaju kada se tlo modelira pomoću opruga, potresno opterećenje se u numerički model unosi preko onog kraja opruge koji se, tako reći, nalazi u tlu (npr. Wolf, 1985; CEN, 2005a).

5.3.3 Parametri za opis svojstava zapisa potresa

Stohastičku prirodu potresa i njegov štetni potencijal na građevine je teško obuhvatiti jednim parametrom. S ciljem procjene potresnog odziva konstrukcije potrebno je, između ostalog, poznavati maksimalno ubrzanje, brzinu i pomak tla te dobro procijeniti ukupno trajanje snažnog dijela podrhtavanja ili broj pojedinih izraženih pulsova pomaka, brzine i ubrzanja. Iako je dobro poznato da maksimalno ubrzanje tla nije najbolji pokazatelj štetnosti potresa (Bommer i Martinez-Pereira, 2000), ono je najčešće korišteni parametar u mnogim studijama, ali i svjetskim normama za opisivanje potresnog djelovanja (npr. CEN, 2004a; IAEE, 2012). Između ostalog, ubrzanje je direktna veza između mase i sile na konstrukciji, dvije veličine vrlo bliske inženjerskoj praksi. U više navrata je istaknuto (Doğangün i Livaoğlu, 2006; Gazetas, 2006; Lee i Trifunac, 2010; Trifunac 2012) da maksimalno ubrzanje temeljnog tla nije dovoljan pokazatelj potresne opasnosti. Štoviše, trajanje podrhtavanja tla i količina energije unesene u konstrukciju za vrijeme potresa su parametri koji diktiraju razinu oštećenja na konstrukcijama (Newmark i Hall, 1982; Lee i Trifunac, 2010). Po definiciji, spektralne amplitude odgovaraju maksimalnim vrijednostima odziva sustava s jednim stupnjem slobode, neovisno o trajanju potresa te o broju i predznaku ostalih vršnih vrijednosti odziva. No, poznato je (npr. Priestley, 1993; Makris i Roussos, 2000; Gazetas, 2012) da je trajanje potresa izrazito važan parametar za elastične sustave koji su izrazito osjetljivi na vibracije s ujednačenim amplitudama i periodima koji su vrlo bliski periodu konstrukcijskog sustava. Ovo ograničenje je važno imati na umu u slučaju ako se spektar odziva dobiven na linearnim sustavima želi transformirati tako da opisuje odziv nelinearnih, plastičnih sustava (Trifunac, 2006; Gazetas, 2012). Maksimalne vrijednosti odziva kod linearnih sustava su jasno izražene i preklapaju se za sve potrese s istim frekvencijskim sastavom, neovisno o snazi potresa. S druge strane, kod nelinearnih, plastičnih

sustava jedan dugi puls ubrzanja, s amplitudom koja premašuje vrijednost ubrzanja za projektiranu granicu popuštanja, može rezultirati konstrukcijskim odzivom vrlo velikih vrijednosti (npr. Gazetas, 2012). Duljina trajanja potresa ima najveći utjecaj na veličinu amplituda viših oblika osciliranja (Gupta i Trifunac, 1992).

Kako bi se što vjernije i preciznije opisala štetnost nekog potresnog djelovanja na konstrukcije potrebno je poznavati i njegovo (efektivno) trajanje. Čak ni vrlo snažni potresi, ako ih je suditi prema maksimalnoj vrijednosti ubrzanja, ne moraju biti štetni za konstrukcije ako traju vrlo kratko. S druge strane, potresi srednjeg intenziteta i relativno dugog trajanja mogu akumulirati veliku količinu deformacije unutar konstrukcije i/ili tla te uzrokovati postupni pad krutosti i čvrstoće. Autoru su poznate četiri metode procjene trajanja potresa (npr. Kramer, 1996; Bommer i Martinez-Pereira, 2000; Seismosoft, 2013b): (i) omeđeno trajanje, (ii) jednoliko trajanje, (iii) efektivno trajanje i (iv) izraženo trajanje. Bommer i Martinez-Pereira, (2000) ističu da su spomenute metode za procjenu trajanja podjednako pouzdane. S druge strane, Kramer (1996) navodi da je omeđeno trajanje najprikladnije jer najjasnije oslikava učinak trajanja s obzirom na potencijalnu štetnost potresa. S obzirom na spomenuto, u radu su korišteni potresi opisani preko omeđenog trajanja. Računalni program SeismoSignal (Seismosoft, 2013b) je korišten za proračun omeđenog trajanja. Omeđeno trajanje potresa se odnosi na trajanje zapisa potresa koje započinje pri dostizanju razine ubrzanja i koje završava nakon zadnjeg dostizanja željene razine ubrzanja.

U svrhu opisa potresa korišteni su parametri dani u tablici 23. Ovi parametri su vrlo dobro prihvaćeni od strane mnogih znanstvenika u području potresnog inženjerstva i obrade signala (Kramer, 1996; Mason et al., 2013; Escoffier i Chazelas, 2014; Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014), a moguće ih je odrediti primjenom programa SeismoSignal (Seismosoft, 2013b).

Tablica 23. Parametri pomoću kojih je moguće opisati potres: njihova osnovna svojstva (prema Kramer, 1996) i donje granice kojima je određena potencijalna štetnost na konstrukcije (prema Bommer i Martinez-Pereira, 2000)

Parametar	Svojstvo potresa			Donje granice parametara za potencijalno štetne potrese
	Amplituda	Frekventni sastav	Trajanje	
Maksimalno ubrzanje, \ddot{u}_{gm} (m/s ²)	x			2,00
Maksimalna brzina, \dot{u}_{gm} (m/s)	x			0,20
Predominantni period, T_p (s)		x		-
Srednji period, T_m (s)		x		-
Frekvencijsko područje		x		-
Ariasov intenzitet, I_A (m/s)	x	x	x	0,80
Omeđeno trajanje, t_{eff} (s)			x	-

Maksimalno, ili vršno, ubrzanje zapisa potresa je samo jedan, slikovito rečeno točkasti, podatak koji opisuje zapis potresa sastavljen od više tisuća točaka. S druge strane, Ariasov intenzitet je mjera intenziteta potresa definiran kao suma kvadrata ubrzanja u ukupnom trajanju potresa i ukazuje na količinu energije sadržane u zapisu potresa (Hsieh i Lee, 2011). Budući da opisuje cjelokupni zapis potresa, smatra

se dobrim pokazateljem razornosti potresa (Hsieh i Lee, 2011), a korišten je za odabir potresa u studijama međudjelovanja tla i konstrukcija (npr. Heron et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014). Osim toga, Ariasov intenzitet dobro pokazuje i energetski sastav potresa. Ariasov intenzitet se određuje pomoću sljedećeg izraza (npr. Kramer, 1996; Seismosoft, 2013b):

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{tot}} \ddot{u}^2(t) dt \quad (140)$$

gdje je g gravitacijsko ubrzanje, \ddot{u} ubrzanje potresa, t vrijeme, a t_{tot} ukupno trajanje potresa. U radu je, između ostalog, korišten i opis potresa preko srednjeg perioda T_m , koji je moguće procijeniti za frekventno područje između 0,25 i 20 Hz. Iako je u ranijim poglavljima već bilo riječi o srednjem periodu potresa T_m , ovdje je zbog preglednosti ponovljena definicija ovog važnog i korisnog parametra (Rathje, Abrahamson i Bray, 1998; Seismosoft, 2013b; Pavel, Vacareanu, Neagu i Pricopie, 2014):

$$T_m = \frac{\sum C_i^2 / f_i}{\sum C_i^2} \quad (141)$$

gdje je C_i Fourierova amplituda, a f_i frekvencija Fourierovog spektra.

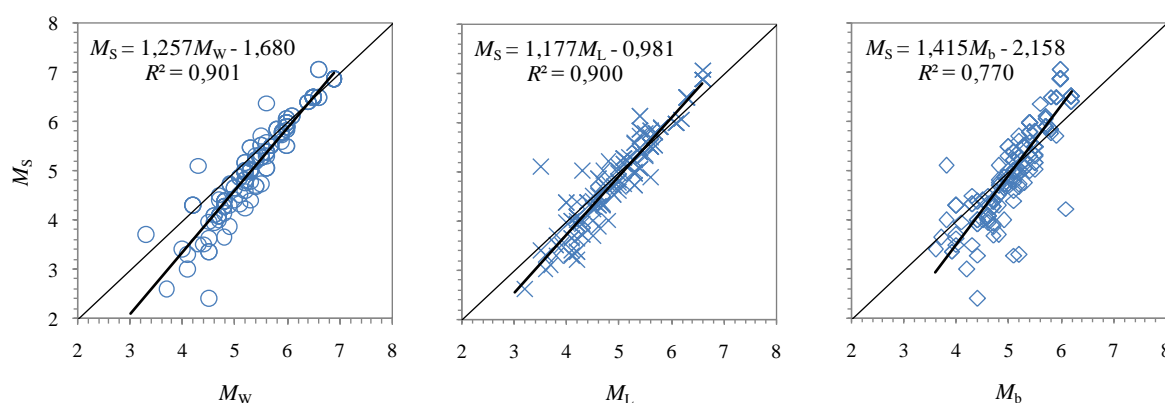
5.3.4 Odabrani stvarni zapisi potresa u svrhu provedbe studije

Kriterij za odabir potresa u okviru ovog rada je višeslojan. Iz dostupnih izvora su prvo odabrani zapisi potresa zabilježeni na stijeni. S obzirom da je studija usmjerena na istraživanje potresnog ponašanja zgrada karakterističnih za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka odabrani su potresi karakteristični za dva spomenuta poluotoka. Zapisi potresa su preuzeti iz europske baze potresa (Ambraseys et al., 2002, 2004c) i Republičkog seizmološkog zavoda (RSZ, 2010). Zapise potresa zabilježenih na tlu Hrvatske su autoru ljubazno ustupile Snježana Markušić i Ines Ivančić s Geofizičkog odsjeka na Prirodoslovnom-matematičkom fakultetu u Zagrebu.

Kako bi rezultati proračuna bili primjenjivi u inženjerskoj praksi i kao moguća nadopuna za norme, korišteni zapisi potresa moraju biti odabrani u skladu s postojećim normiranim alatima. S tim na umu je zapise potresa za proračun potrebno odabrati s obzirom na: (i) udaljenost mjerne stanice od epicentra (Rey, Faccioli i Bommer, 2002), (ii) vrijednost magnitude površinskih valova (Rey, Faccioli i Bommer, 2002; Ptilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012) te (iii) vrijednost maksimalnog ubrzanja (Rey, Faccioli i Bommer, 2002; Ptilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012). Ovakav pristup odabira zapisa potresa je u skladu i s prijedlogom (Seed, Ugas i Lysmer, 1974) da potrese treba grupirati prema mjerne stanice od

mjesta oslobađanja energije te obzirom na magnitudu. Utjecaj načina rasjedanja nije uzet u obzir jer se smatra da nema značajan utjecaj na svojstva potresa (Bommer i Acevedo, 2004).

Xu i Xie (2004) ističu da na frekvencijski sastav potresa, uz uvjete u tlu, najveći utjecaj ima udaljenost od epicentra. Kramer (1996) je pokazao da ubrzanje tla, nastalo djelovanjem potresa, opada ako se uređaj za bilježenje potresa nalazi na udaljenosti većoj od 10 km od epicentra. Rey, Faccioli i Bommer (2002) smatraju da potresi zabilježeni na stanicama udaljenim više od 50 km od epicentra nisu od inženjerskog interesa. Régnier i suradnici (2011) su pokazali da se odabirom zapisa potresa zabilježenih na udaljenosti manjoj od 85 km od epicentra isključuje mogućnost pojave površinskih valova u zapisu. Lee i Trifunac (2010) nisu toliko precizni s obzirom na definiranje *točne* udaljenosti, ali navode kako se značajna šteta na konstrukcijama može očekivati u krugu od nekoliko desetaka kilometara s obzirom na mjesto pojave potresa. Stoga su u radu razmatrani samo zapisi potresa zabilježeni na udaljenosti manjoj od 50 km od epicentra. Prema preporukama (Rey, Faccioli i Bommer, 2002; Ptilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012), u radu su korišteni isključivo zapisi potresa s magnitudom površinskih valova $M_S \geq 4$. Dostupni zapisi potresa su nerijetko definirani za samo jednu magnitudu, koja često može biti drugačija od magnitude površinskih valova. Stoga su u radu korišteni i zapisi potresa s definiranom magnitudom drugačijom od magnitude površinskih valova M_S i to za intervale u kojima su dvije promatrane magnitude vrlo slične. Magnituda površinskih valova se s drugim magnitudama vrlo dobro poklapa na sljedećim intervalima: (i) između 6,0 i 7,0 za momentnu magnitudu M_W , (ii) između 4,3 i 6,4 za lokalnu magnitudu M_L te (iii) između 4,5 i 5,5 za magnitudu prostornih valova M_b . Valjanost ovakvog odabira potvrđuju regresijske funkcije dane na slici 66, koje je autor izradio na bazi od 355 zapisa potresa. Osim toga, valjanost odabira za momentnu magnitudu potvrđuju i Rey, Faccioli i Bommer (2002), dok za lokalnu magnitudu definiraju nešto uže područje (točnije, između 4,5 i 5,5). Potresi korišteni za definiranje regresijskih funkcija danih na slici 66 su zabilježeni na stijeni na udaljenosti od najviše 50 km mjereno od epicentra. Svi zapisi su zabilježeni na području Balkanskog i Apeninskog poluotoka, a preuzeti su iz baze europskih snažnih podrhtavanja (Ambraseys et al., 2002, 2004c).



Slika 66. Magnituda površinskih valova M_S u funkciji: momentne magnitute M_W (lijevo), lokalne magnitute po Richteru M_L (sredina) i magnitute prostornih valova M_b (desno)

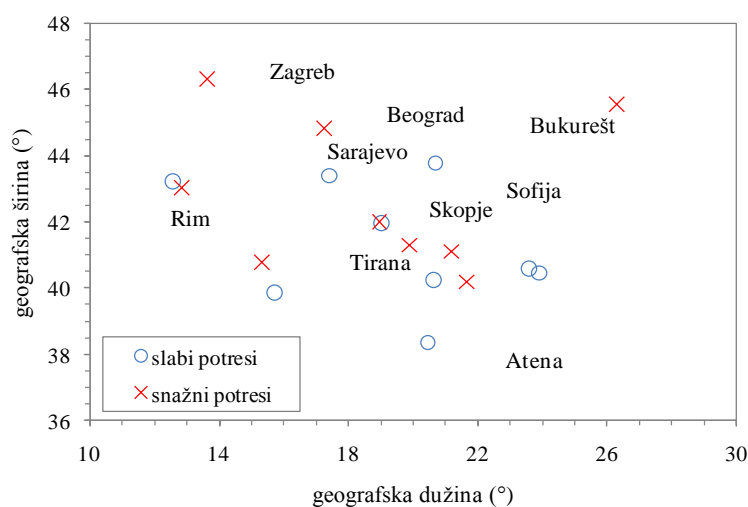
Slika 66 je ujedno i nadopuna dijagrama (slika 53) kojeg su definirali Heaton i suradnici (prema Idriss, 1985), pomoću kojeg je moguće usporediti različite magnitute. Dijagrami koje su Heaton i suradnici definirali svoje mjesto nalazi u mnogim vrijednim publikacijama (npr. Idriss, 1985; Heaton, Tajima i Mori, 1986; Kramer, 1996; Datta, 2010). S obzirom na pregledanu literaturu, autoru je poznato da su spomenuti dijagrami nastali krajem 70-ih ili početkom 80-ih godina prošlog stoljeća, kada je za provedbu studija na raspolaganju bio relativno mali broj kvalitetno zabilježenih zapisa potresa. Europske norme (CEN, 2004a) propisuju dva tipa spektra odziva, definirana s obzirom na magnitute potresa.

Između ostalog, važno je zapise potresa odabrati tako da sadrže energiju pri frekvencijama koje mogu pobuditi sustav tlo-konstrukcija. Poznato je da se ubrzanje temeljnog tla tijekom potresa bilježi analognim i (novijim) digitalnim uređajima. Digitalni uređaji omogućavaju bilježenje potresa, bez prekomjernog izobličenja zapisa, u frekvencijskom području od vrlo malih frekvencija do frekvencija približno jednakih 30 Hz dok se za analogne uređaje frekvencijsko područje bilježenja kreće od vrlo malih frekvencija do frekvencija približno jednakih 15 Hz (Chopra, 2007a). Sukladno tome se većina dostupnih zapisa potresa (npr. Ambraseys et al., 2002; 2004a, b, c) nalazi u frekvencijskom području između 0,25 i 25 Hz. Zaključno, i s obzirom na ranije opisane konstrukcijske sustave koji se razmatraju u okviru ovog rada, odabrani su zapisi potresa koji sadrže energiju u području između 0 i 20 Hz. Prema preporukama (Pitilakis, K., Riga i Anastasiadis, 2012) u radu su korišteni isključivo zapisi potresa čije je maksimalno ubrzanje veće od ili jednako $0,20 \text{ m/s}^2$.

Također, u radu su korištene isključivo horizontalne komponente zapisa potresa, a broj korištenih zapisa u studiji je određen prema preporukama dostupne literature. Bommer i Acevedo (2004) ističu da se s najmanje četiri vremenska zapisa može dobro obuhvatiti stohastička priroda potresa. Prema drugima (npr. CEN, 2004a; FEMA, 2009; Čaušević, 2010) je proračune u vremenu preporučljivo provoditi s najmanje tri različita zapisa potresa, dok je bolje koristiti ih sedam ili više. U okviru nedavne studije (Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012), provedene s ciljem razvoja i provjere postojeće razredbe tala u korejskim normama, je korišteno šest različitih stvarnih zapisa potresa zabilježenih na osnovnoj stijeni te jedan umjetni zapis. Nedavne studije provedene s ciljem istraživanja ponašanja plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima, su provedene na bazi od pet (Gazetas et al., 2006; Pitilakis, D. 2006) i deset (Renzi, 2009) zapisa.

Nakon pažljivo pregledane baze izrađene od 389 dvokomponentnih zapisa potresa, te uzevši u obzir ograničenja opisana u ovom poglavlju, odabrano je 18 dvokomponentnih zapisa potresa. Ova mala baza sadrži devet zapisa s vrijednostima površinskih magnituda od 4,0 do 5,5 (dalje u radu slabi potresi) te devet zapisa s magnitudom jednakom i većom od 5,5 (dalje u radu snažni potresi). Razgraničenje zapisa na slabe i jake, s obzirom na vrijednost magnitute, je preuzeto prema preporukama danim u europskoj normi (CEN, 2004a) gdje magnituda površinskih valova jednaka 5,5 dijeli spektre odziva na Tip 1 (snažni

potresi) i Tip 2 (slabi potresi). Između ostalog, zapisi su odabrani tako da se njima pokrije široko područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka (slika 67).



Slika 67. Geografske dužine i širine epicentara potresa korištenih u radu

Iz spomenute male baze je nakon temeljitog vizualnog pregleda iz svakog od 18 dvokomponentnih zapisa potresa izdvojena po jedna komponenta. S obzirom na opseg studije, ove komponente su odabrane tako da se njima na što različitiji način pokrije frekvencijsko područje od interesa (0,25 do 25 Hz). Ovakav odabir zapisa potresa omogućava uvid u utjecaj određenog svojstava potresa na ponašanje sustava tlo-temelj-konstrukcija. Popis slabih i snažnih zapisa potresa odabranih za ovu studiju je dan redom u tablici 24 i 25, dok je njihov frekvencijski sastav prikazan redom na slikama 68 i 69.

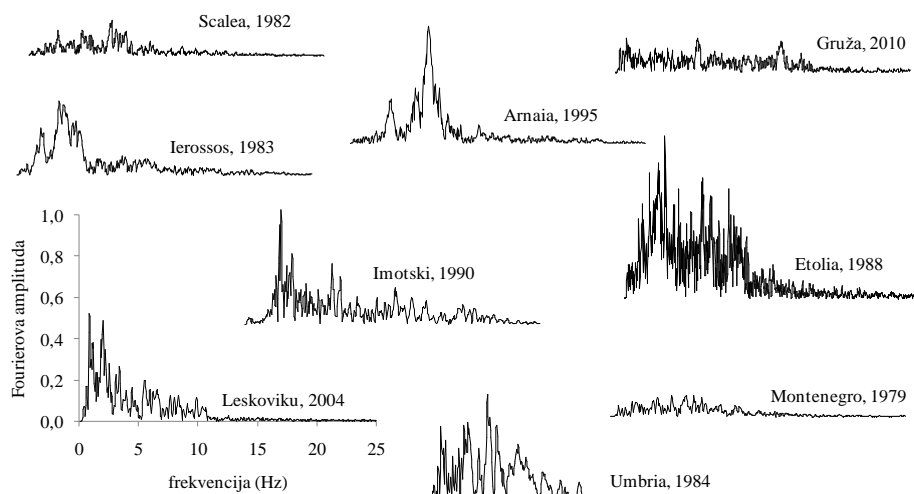
Tablica 24. Oznake i svojstva slabih potresa korištenih u radu

ID	Oznaka u bazi	Država	Naziv	Izvor	\ddot{u}_{gm} (m/s ²)	\dot{u}_{gm} (m/s)	I_A (m/s)	T_p (s)	T_m (s)	t_{eff} (s)	R (km)	M_s
EQ21	12399-x	Albanija	Leskoviku, 2004	Ambraseys et al., 2002	0,859	0,079	0,077	0,50	0,60	18,76	10	5,20
EQ22	6205-y	Hrvatska	Imotski, 1990	Ambraseys et al., 2002	0,984	0,033	0,066	0,24	0,22	16,65	25	4,60
EQ23	428-y	Grčka	Etolia, 1988	Ambraseys et al., 2002	1,702	0,100	0,264	0,32	0,28	24,91	23	5,00
EQ24	1917-y	Grčka	Ierissos, 1983	Ambraseys et al., 2002	1,213	0,047	0,064	0,22	0,26	10,68	15	4,86
EQ25	6154-x	Grčka	Arnaia, 1995	Ambraseys et al., 2002	1,450	0,047	0,085	0,14	0,16	14,69	28	5,00
EQ26	363-y	Italija	Umbria, 1984	Ambraseys et al., 2002	1,752	0,090	0,139	0,18	0,29	10,81	27	5,38
EQ27	908-y	Italija	Scalea, 1982	Ambraseys et al., 2002	0,396	0,013	0,012	0,14	0,20	23,80	24	5,10
EQ28	193-x	Crna Gora	Montenegro, 1979	Ambraseys et al., 2002	0,398	0,017	0,008	0,16	0,23	11,41	15	5,23
EQ29	GRUA-x	Srbija	Gruža, 2010	RSZ, 2010	0,646	0,024	0,022	0,08	0,31	24,39	13	5,40

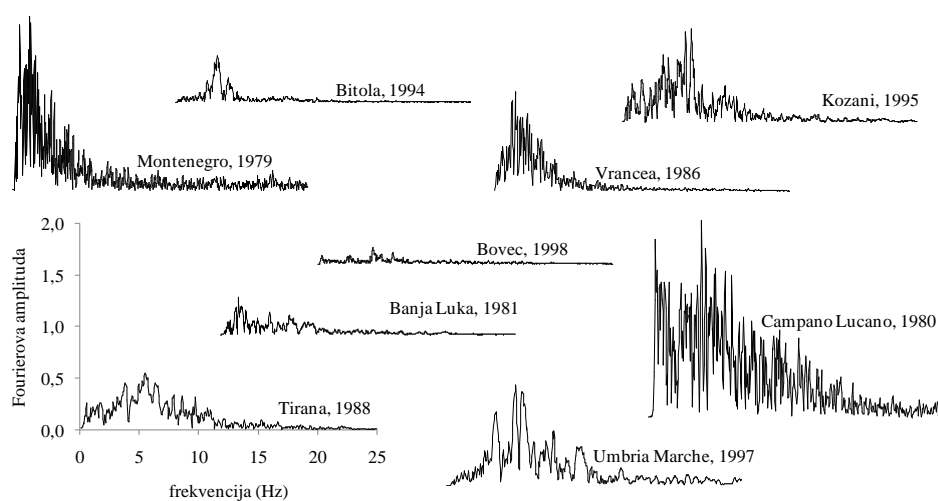
Svaki potres nosi oznaku poput EQ11, gdje prvi broj označava jačinu potresa (1 za snažne potrese, a 2 za slabe potrese), a drugi broj označava redni broj potresa kako je zabilježen u tablici 24 ili 25.

Tablica 25. Oznake i svojstva snažnih potresa korištenih u radu

ID	Oznaka u bazi	Država	Naziv	Izvor	\ddot{u}_{gm} (m/s ²)	\dot{u}_{gm} (m/s)	I_A (m/s)	T_p (s)	T_m (s)	t_{eff} (s)	R (km)	M_s
EQ11	3802-y	Albanija	Tirana, 1988	Ambraseys et al., 2002	3,946	0,131	0,237	0,18	0,25	10,15	7	5,59
EQ12	5655-y	BiH	Banja Luka, 1981	Ambraseys et al., 2002	0,667	0,042	0,037	0,16	0,42	23,49	10	5,50
EQ13	6115-x	Grčka	Kozani, 1995	Ambraseys et al., 2002	2,125	0,086	0,275	0,20	0,28	18,38	17	6,51
EQ14	290-x	Italija	Campano Lucano, 1980	Ambraseys et al., 2002	2,633	0,354	1,225	0,38	0,71	36,04	32	6,87
EQ15	665-x	Italija	Umbria Marche, 1997	Ambraseys et al., 2002	1,885	0,096	0,232	0,32	0,34	17,64	21	5,90
EQ16	6059-x	Makedonija	Bitola, 1994	Ambraseys et al., 2002	0,718	0,033	0,039	0,28	0,29	20,47	39	5,78
EQ17	198-y	Crna Gora	Montenegro, 1979	Ambraseys et al., 2002	2,022	0,258	0,741	0,72	0,73	38,70	21	7,03
EQ18	6761-y	Rumunjska	Vrancea, 1986	Ambraseys et al., 2002	1,232	0,118	0,252	0,40	0,51	16,54	49	6,90
EQ19	4557-y	Slovenija	Bovec, 1998	Ambraseys et al., 2002	0,215	0,017	0,006	0,20	0,36	33,78	25	5,70

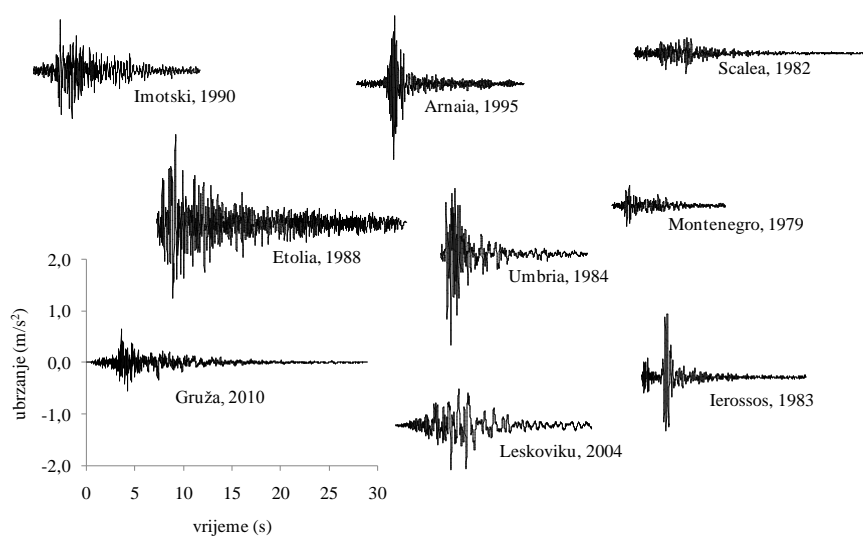


Slika 68. Fourierovi spektri za slabe zapise potresa korištenih u radu

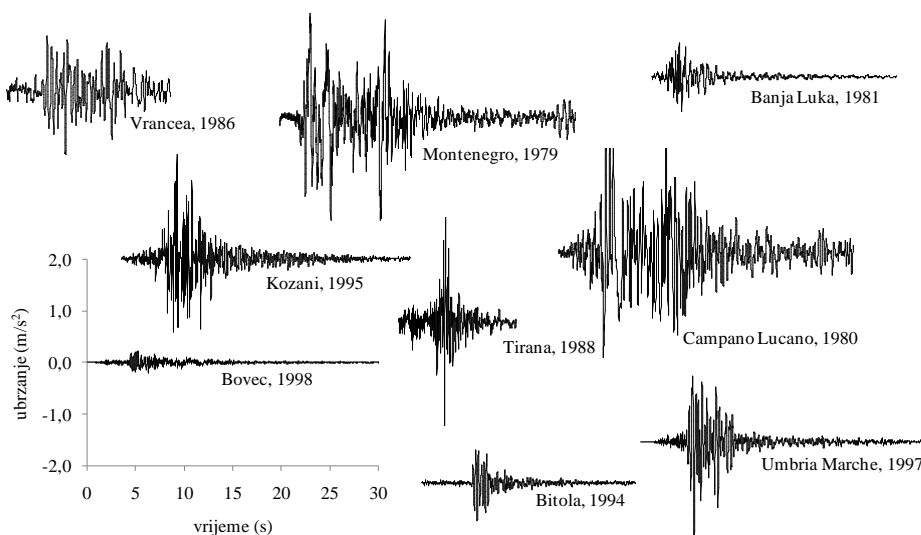


Slika 69. Fourierovi spektri za snažne zapise potresa korištenih u radu

Slike 70 i 71 prikazuju promjenu ubrzanja u vremenu za redom slabe i snažne potrese korištene u ovome radu. Svi konačno odabrani zapisi potresa su ispravljani s obzirom na osnovnu liniju i filtrirani tako da uključuju samo spomenute frekvencije od interesa. Ispravka s obzirom na osnovnu liniju i filtriranje je provedeno u programskom paketu SeismoSignal (Seismosoft, 2013b). Zapisi potresa nisu skalirani u vremenu ni s obzirom na amplitudu jer se u što većoj mjeri želio očuvati njihov originalni frekvencijski sastav (Pitilakis, D. 2006). Zapisi nisu skalirani jer ih se željelo zadržati u ranije opisanim razredima s obzirom na graničnu magnitudu od 5,5.



Slika 70. Promjena ubrzanja u vremenu za slabe zapise potresa korištene u radu



Slika 71. Promjena ubrzanja u vremenu za snažne zapise potresa korištene u radu

6 KALIBRACIJA NUMERIČKIH MODELA

Fizičko modeliranje, u umanjenom ili stvarnom mjerilu, se provodi s ciljem istraživanja ponašanja određenih aspekata prototipa. Ispitivanje uzoraka u stvarnom mjerilu je jedan od mogućih primjera fizičkog modeliranja gdje se ispitivanje svojstava prototipa odvija na stvarnim, neumanjenim uzorcima. No, ovakva istraživanja su vrlo skupa i dugotrajna. S drugog kraja, laboratorijska ispitivanja na modelima u umanjenom mjerilu su jeftinija i znatno brže mogu dati vrlo vrijedne rezultate za validaciju i kalibraciju numeričkih modela. Većina fizičkih modela se izvodi u umanjenom mjerilu i to s ciljem da se na što brži i ekonomski prihvatljiv način te sa što boljom kontrolom dobije uvid u očekivani obrazac ponašanja prototipa. Pristup istraživanju na modelima u umanjenom mjerilu obično podrazumijeva i provođenje parametarskog istraživanja u kojem se variraju ključni parametri modela s ciljem otkrivanja njihovog utjecaja na globalno ponašanje modela, odnosno prototipa. Iz toga se može zaključiti da je za potrebe parametarske studije nužno izraditi više modela. Osim toga, u svrhu provjere vjerodostojnosti rezultata ispitivanja, može se javiti potreba za ponavljanjem ispitivanja, što dodatno može proširiti bazu modela za parametarsko istraživanje. Podatci mjerenja na terena su često nepotpuni. S druge strane, podatci mjerenja u laboratoriju pri normalnom ubrzanju ($1g$) mogu biti varljivi jer se u malim modelima tla ne može javiti raspodjela naprezanja po dubini koja bi odgovarala stvarnosti. Ispitivanja u geotehničkim centrifugama mogu dati dobre rezultate jer tlo u modelu i prototipu imaju vrlo blisku sliku naprezanja. Prije usvajanja alata u inženjerskoj praksi jasno je da svako rješenje dobiveno analitičkim ili numeričkim putem mora biti provjereno i potvrđeno eksperimentalnim istraživanjem. Iz tog su razloga prije provođenje parametarske studije numerički modeli kalibrirani s obzirom na stvarne modele ispitane na potresnim stolovima i geotehničkim centrifugama u laboratorijima u svijetu.

Numeričko modeliranje sustava tlo-konstrukcija je provedeno primjenom programa SASSI2000 (Ostadan, 2006a, b). Primjenom programa SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a, b) su određeni profili efektivne raspodjele modula posmika u tlu, pomoću kojih je u numeričke modele u programu SASSI2000 uvedeno nelinearno ponašanje tla. Starije verzije programa SASSI2000 i SHAKE2000 su u kombinaciji još ranije korištene u studijama procjene odziva stvarnih konstrukcija, gdje su pokazali iznimnu uspješnost (npr. Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp, 1990; Lysmer i Ostadan, 1997; Crespellani, Facciorusso i Madiari, 2006;

Singh, Chen i Vahdani, 2008). Uspješnost programa SHAKE20000 u procjeni nelinearnog odziva tla potvrđuje više nedavno objavljenih studija (npr. Finn, Pandey i Ventura, 2011; Lee, Sun, Yoon i Kim, 2012). Uspješnost procjene eksperimentalnog odziva primjenom numeričkih alata je u narednim potpoglavljima ocijenjena primjenom sljedećeg izraza (Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama, 1988):

$$J = \frac{\int_{t_0}^{t_n} \{x_e(t) - x_n(t)\}^2 dt}{\int_{t_0}^{t_n} x_e(t)^2 dt} \quad (142)$$

gdje je J stupanj slaganja eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva, t_0 i t_n su redom početni i krajnji trenutak intervala za koji se provodi procjena odziva, x_e i x_n su redom vrijednosti eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva. Što je vrijednost J bliža nuli, slaganje eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva je bolje (Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama, 1988). Izraz (142) je u radovima japanskih znanstvenika (npr. Tazoh, Sato, Shimizu i Hatakeyama, 1988; Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama, 1988) korišten isključivo na određenim intervalima vremenskih zapisa ubrzanja, brzine i pomaka. Za razliku od spomenute primjene na intervalima vremenskih zapisa, izraz (142) je u ovom radu korišten pri usporedbi Fourierovih spektara s obzirom da se (i) svaki vremenski zapis potresa može prikazati pomoću spomenutih spektara (ii) jer su vrijeme i frekvencija u direktnoj vezi te (iii) jer Fourierov spektar omogućava gotovo potpuno isključivanje šuma iz zapisa potresa. Kalibracija numeričkih modela je u narednim poglavljima provedena s obzirom na tri potpuno različita eksperimenta. Jedno eksperimentalno istraživanje je provedeno na potresnom stolu pri normalnom gravitacijskom ubrzanju, dok su preostala dva istraživanja provedena u geotehničkoj centrifugi pri povećanom gravitacijskom ubrzanju. U sva tri slučaja je temeljno tlo simulirano primjenom čistog suhog pijeska, no u sva tri slučaja pijesak ima različitu zbijenost (55, 70 i 81 %). U eksperimentima na potresnom stolu i u geotehničkoj centrifugi je korišten drugačiji pijesak. U sva tri slučaja su ispitane tri potpuno različite konstrukcije s obzirom na (i) pritisak koji stvaraju na temeljno tlo (24, 100 i 300 kPa), (ii) osnovni period osciliranja, (iii) vitkost te (iv) oblik temeljne stope. Također, u sva tri slučaja su korišteni zapisi potresa različiti s obzirom na frekvencijski sastav, intenzitet i trajanje.

6.1 O postupcima definiranja numeričkih modela u programima SHAKE2000 i SASSI2000

Za potrebe istraživanja je korišten program SASSI2000 (Ostadan, 2006a, b) te je ovdje dan pregled postupaka definiranja numeričkih modela, ograničenja i pretpostavki koje su pri tome uzeti u obzir. Osim

ako drugačije nije navedeno, potpoglavlje daje preporuke sadržane u priručnicima programa SASSI2000 (Ostadan, 2006a, b). Program SASSI2000 je nasljednik programa SASSI čiji je programski kod definirao tim sa Sveučilišta u Kaliforniji, Berkeley predvođen profesorom Lysmerom (Lysmer et al., 1981).

6.1.1 Model konstrukcije i temelja

Konstruktivski elementi su u programu SASSI2000 modelirani primjenom dvodimenzionalnih i trodimenzionalnih konačnih elemenata koji se spajaju u čvorovima. Svaki čvor može imati najviše šest stupnjeva slobode. U programu SASSI2000 nije moguće definirati apsolutno kruti temelj, već se svaki temelj u programu razmatra kao fleksibilan. Kako zbog toga nije moguće postići uštedu s obzirom na trajanje proračuna, temelj je svakako najbolje modelirati koristeći stvarna svojstva materijala od kojeg je izrađen. No, ukoliko je potrebno definirati kruti temelj preporučeno je modul elastičnosti materijala za temelj povećati 10^4 do 10^5 puta u odnosu na modul elastičnosti tla. Kako bi bilo moguće ostvariti međudjelovanje tla i konstrukcije, na kontaktu između konstrukcije i temeljnog tla se definiraju kontaktne čvorovi. Najveća horizontalna udaljenost između susjednih kontaktnih čvorova se određuje preko sljedećeg izraza:

$$d_{in} < \frac{v_{s,min}}{5 \cdot f_{max}} \quad (143)$$

gdje je $v_{s,min}$ najmanja brzina širenja posmičnih valova koja se očekuje u površinskim slojevima temeljnog tla, a f_{max} je najveća frekvencija za koju se provodi proračun. Slijedeći ovo pravilo je moguće odrediti veličinu svih konačnih elemenata numeričkog modela. Štapasti konačni elementi mogu na svakom kraju imati čvor koji sadrži šest stupnjeva slobode (po tri za translaciju i tri za rotaciju). S druge strane, kutijasti konačni elementi se sastoje od osam čvorova gdje svaki čvor ima dozvoljena samo tri translacijska stupnja slobode. U programu SASSI2000 je smješten i programski kod za oprugu. Opruge su, kao i štapasti konačni elementi, omeđene s dva čvora, gdje je u svakom čvoru moguće definirati šest stupnjeva slobode (po tri za translaciju i tri za rotaciju). Masa grednih konačnih elemenata se u proračunima uzima kao raspodijeljena duž elementa, dok je masa plošnih elemenata koncentrirana u čvorovima.

6.1.2 Model temeljnog tla

Model tla u programu SASSI2000 je moguće definirati kao elastični ili viskoelastični uslojeni poluprostor postavljen na apsolutno krutu podlogu ili na elastični ili viskoelastični poluprostor. U tom svjetlu, program SASSI2000 omogućava ispod razmatranih slojeva naslaga definirati apsolutno krutu osnovnu stijenu na proizvoljno odabranoj dubini ili prigušeni poluprostor, kao alternativu. Posljedično tome nije potrebno definirati vrlo duboke naslage s velikim brojem slojeva. Kada se ispod naslaga definira

poluprostor, program SASSI2000 ispod naslaga automatski dodaje još jedan sloj čija se ukupna debljina određuje primjenom sljedećeg izraza:

$$d_{hsp} = \frac{1,5 \cdot v_s}{f_{max}} \quad (144)$$

gdje je v_s brzina širenja posmičnih valova u poluprostoru, f_{max} je najveća frekvencija za koju se provodi proračun. Ovaj dodatni sloj se sukladno potrebama dijeli na N_{hspl} slojeva kojima se debljina povećava s porastom dubine. Ukoliko je N_{hspl} jednak nula, poluprostor se ne modelira, tj. na dnu naslaga se postavlja apsolutno kruta podloga. Prema priručnicima programa SASSI2000 je preporučljivo poluprostor podijeliti u 10 slojeva. Ako model uključuje poluprostor, na dnu poluprostora se definira viskozni rub preko kojeg se omogućuje radijacijsko prigušenje potresnih valova. Naslage, iznad poluprostora ili čvrste podloge, se dijele u elastične ili viskoelastične horizontalne slojeve. Debljinu slojeva naslaga se može odrediti prema sljedećem izrazu (Kuhlemeyer i Lysmer, 1973; Muir Wood, 2004):

$$d_{lay} < \frac{v_s}{10 \cdot f_{max}} \quad (145)$$

gdje je v_s srednja brzina širenja posmičnih valova koja se očekuje u tlu, a f_{max} je najveća frekvencija za koju se provodi proračun. Dobra procjena odziva se postiže i za debljinu slojeva koju je moguće odrediti dijeljenjem srednje brzine širenja posmičnih valova s osmerostrukom najvećom frekvencijom za koju se provodi proračun (Kuhlemeyer i Lysmer, 1973; Ostadan, 2006b). Poluprostor ispod naslaga se može definirati kao elastičan ili viskoelastičan. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed (1975) navode da debljina sloja može biti i dvostruko veća od procijenjene primjenom izraza (145). Izraz (145) se preporuča koristiti i za procjenu debljine (vertikalne dimenzije) kutijastih konačnih elemenata, dok njihova horizontalna dimenzija smije biti i nekoliko puta veća od vertikalne dimenzije (Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975). Za razliku od konstrukcijskih konačnih elemenata, 50 % ukupne mase modela tla se grupira u čvorovima, a preostalih 50 % mase je raspodijeljeno.

6.1.3 Uključivanje nelinearnih svojstava tla

Proračun u programu SASSI2000 se izvodi isključivo u frekvencijskoj domeni te se rješenja određuju metodom superpozicije. Posljedično tome je proračun linearan. No, približni nelinearni proračun je moguć preko iterativne ekvivalentne linearne metode, pri čemu je učinke nelinearnosti potrebno rastaviti i promatrati kao primarne i sekundarne. Primarni učinci se javljaju u naslagama sa slobodnom površinom, dok se sekundarni učinci javljaju pri međudjelovanju tla i konstrukcije. Sekundarni učinci su posebno važni kod plitko temeljenih konstrukcija u područjima gdje se očekuju snažni potresi. Učinci primarne

nelinearnosti su uzeti u obzir u proračunima primjenom programa SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a, b). Osim toga, učinci sekundarne nelinearnosti su također uzeti u obzir primjenom programa SHAKE2000 na način da su svojstva temeljnog tla modificirana s obzirom na pritisak od konstrukcije. O ovim programima i postupcima proračuna je više riječi dano u nastavku.

6.1.4 Efektivna svojstva temeljnog tla

U programu SASSI2000 se umjesto početne vrijednosti dinamičkih svojstava tla definiraju svojstva tla usklađena s efektivnim posmičnim deformacijama za odabrani ulazni zapis potresa, pod pretpostavkom da se posmični valovi šire vertikalno kroz tlo. Efektivna svojstva tla se mogu procijeniti primjenom jednodimenzionalne dinamičke analize u programu SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a, b) ili u njemu sličnim programima, poput EERA (Bardet, Ichii i Lin, 2000) ili DEEPSOIL (Hashash et al., 2012). Ovo potvrđuju i Ostadan, Deng i Roesset (2004). Rezultat proračuna u ovim programima je horizontalno uslojeni profil tla sa svojstvima koja odgovaraju deformacijama za slobodno polje. Ovako definirani profil tla se koristi u programu SASSI2000 gdje se ne provode dodatne iteracije, odnosno sekundarna nelinearnost se zanemaruje. Kako bi se u obzir uzela i sekundarna nelinearnost, tj. utjecaj od pritiska konstrukcije, autor je proračun u programu SHAKE2000 proveo za modificirani profil tla čija su svojstva ispravljena s obzirom na dodatno vertikalno naprezanje od težine konstrukcije. Na ovakav postupak indirektno upućuje NIST (2012). O postupcima uključivanja utjecaja od konstrukcije je detaljan osvrt dan u *poglavlju* 2.2.3. Materijalno prigušenje je u proračunima uključeno preko kompleksnog modula posmika, što u konačnici rezultira efektivnim prigušenjem koje je neovisno o frekvenciji i koje može varirati od elementa do elementa u numeričkom modelu.

6.1.5 Odabir i usklađivanje zapisa potresa za proračun

Poznato je da program SHAKE2000 može postati nestabilan ukoliko ulazni zapis potresa sadrži više od 4096 točaka (Ordóñez, 2011a). Osim toga, za potrebe proračuna u programu SHAKE2000 na kraju svakog ulaznog zapisa potresa je poželjno definirati tihi zonu u trajanju od 2 do 4 s (Ordóñez, 2011a). U svjetlu proračuna u frekvencijskoj domeni isto savjetuju i drugi (npr. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975) te dodaju kako ukupan broj točaka ulaznog zapisa potresa mora biti jednak potenciji broja dva. Nadalje, amplitude frekvencija iznad 20 Hz se mogu smatrati jednakima nuli bez značajnog utjecaja na odziv tla jer sadrže vrlo malo energije u ukupnom potresnom valu (Ordóñez, 2011a).

6.1.6 Odabir frekvencija za proračun

Kada je riječ o proračunu u frekvencijskoj domeni, važno je dobro odabrati proračunske frekvencije. Verbič (1972) te Lysmer, Udaka, Tsai i Seed (1975) ističu da odabrana maksimalna frekvencija najviše

diktira točnost proračuna. Frekvencije za proračun je moguće odrediti iz elastičnog spektra odziva ili spektra amplituda odabranog zapisa potresa. Frekvencije za proračun je svakako poželjno odabrati iz seta frekvencija osciliranja konstrukcije koje je moguće odrediti primjenom modalne analize (Gutierrez i Chopra, 1978; Crespellani, Facciorusso i Madiai, 2006). Jednadžbu gibanja u frekvencijskoj domeni nije potrebno riješiti za sve frekvencije iz spektra amplitude (Gutierrez i Chopra, 1978; Wolf, 1985). Nakon definiranja dominantnih frekvencija potrebno je definirati gornju graničnu frekvenciju f_N , koja se koristi za određivanje broja frekvencija za koje se provodi proračun. Ova frekvencija određuje i najveću dopuštenu veličinu konačnih elemenata te veličinu matrica krutosti i masa. Gornja granična frekvencija se određuje s obzirom na frekvencijski sastav i veličinu vremenskog koraka ulaznog zapisa potresa te s obzirom na dominantne frekvencije sustava tlo-konstrukcija. Gornja granična frekvencija se može odrediti preko slijedećeg izraza (Ordóñez, 2011a):

$$f_N = \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \quad (146)$$

gdje je Δt vremenski korak. Kod proračuna sustava tlo-konstrukcija ASCE (2000) preporuča gornju graničnu frekvenciju definirati kao dvostruku najveću frekvenciju tog sustava, pod uvjetom da ona nije manja od 10 Hz. U dinamičkim proračunima koji uključuju potres kao opterećenje, gornja granična frekvencija je obično jednaka 25 Hz (Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975; Ordóñez, 2011a).

Frekvencije za koje se provodi proračun ovise o broju vrhova u prijenosnoj funkciji te o njihovom međusobnom razmaku. Ovaj podatak je moguće dobiti iz proračuna upete konstrukcije gdje osnovne frekvencije oslikavaju približna mjesta spomenutih vrhova u prijenosnoj funkciji. Važnost određenog vrha prijenosne funkcije se određuje proporcionalno modalnim faktori sudjelovanja ili iz prijenosne funkcije dobivene na upetoj konstrukciji. Budući da program SASSI2000 sadrži vrlo učinkovitu metodu interpolacije za funkcije kompleksnog odziva i s obzirom da se uključivanjem učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima neki vrhovi odziva mogu u potpunosti prigušiti, proračun je obično dovoljno provesti za 10 do 20 frekvencija f_i , najbolje na jednakom razmaku, gdje je $i = 1, 2, \dots, N$. Rješenje problema impedancije i konačni odziv sustava se obično dobivaju za znatno manje frekvencija od definiranog broja (npr. Gutierrez i Chopra, 1978). Vrlo uspješna primjena programa SASSI2000 u procjeni odziva stvarne konstrukcije je postignuta za 14 frekvencija odabranih u intervalu između 2 i 20 Hz (Crespellani, Facciorusso i Madiai, 2006). Ranije studije (Jennings i Bielak, 1972; Bielak, 1975) su pokazale da svaka konstrukcija s N katova postavljena na elastični poluprostor ima $N+2$ dominantna oblika osciliranja, tj. $N+2$ dominantne osnovne frekvencije, gdje N označava broj katova. Također, pokazano je da potresni odziv konstrukcija s N katova, temeljenih na elastičnom poluprostoru, može biti dan kao suma odziva $N+2$ viskozno prigušena linearna sustava s jednim stupnjem slobode upeta u čvrstu

podlogu i pobuđena modificiranom pobudom (Jennings i Bielak, 1972; Bielak, 1975). Prema tome, obrnuta njihala postavljena na popustljiv medij imaju tri osnovne vlastite frekvencije.

U programu SASSI2000 se prijenosne funkcije proračunavaju za diskretne frekvencije koje se računaju kao umnožak cijelog frekvencijskog broja i frekvencijskog koraka Δf . Frekvencijski korak je moguće odrediti preko sljedećeg izraza:

$$\Delta f = \frac{1}{\Delta t \cdot N_{FFT}} \quad (147)$$

gdje je Δt vremenski korak, a N_{FFT} broj točaka Fourierove transformacije vremenskog zapisa. Frekvencijski korak može biti vrlo velik, no poželjno je da bude manji u neposrednoj blizini prvih nekoliko osnovnih frekvencija promatranog sustava (Wolf, 1985). Nakon definiranja frekvencijskog koraka u numerički model se upisuju cijeli frekvencijski brojevi $N_{f,i}$, gdje je $i = 1, 2, \dots, N$. Vrijednost N predstavlja ukupan broj frekvencijskih točaka, a $N_{f,N}$ tada predstavlja najveći frekvencijski broj. Koristeći frekvencijske brojeve u model se indirektno uvode frekvencije za koje će se izvršiti proračun, a koje je moguće odrediti preko sljedećeg izraza:

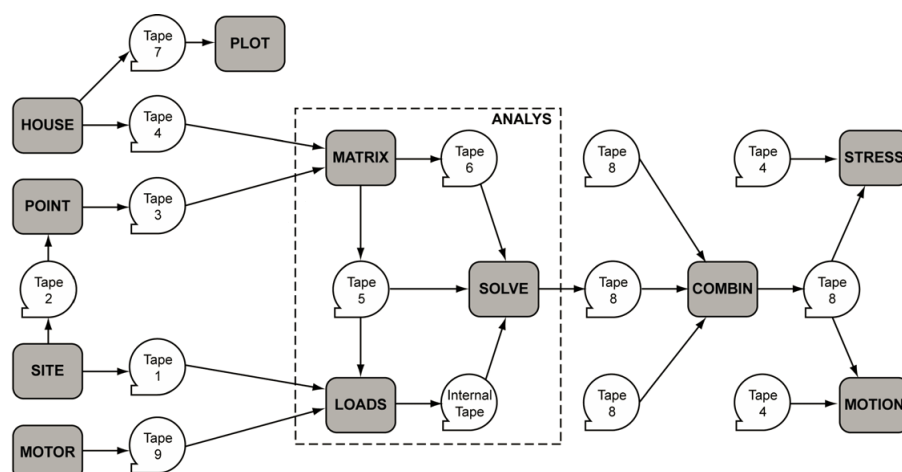
$$N_{f,i} = \frac{f_i}{\Delta f} \quad (148)$$

Sukladno gore opisanom, frekvencija proračunana primjenom izraza (148) za $N_{f,N}$ je jednaka maksimalnoj frekvenciji za koju će se izvršiti proračun. Maksimalna frekvencija za proračun f_{max} ne može biti veća od Nyquistove frekvencije f_N .

6.1.7 Koraci i metode proračuna u programu SASSI2000

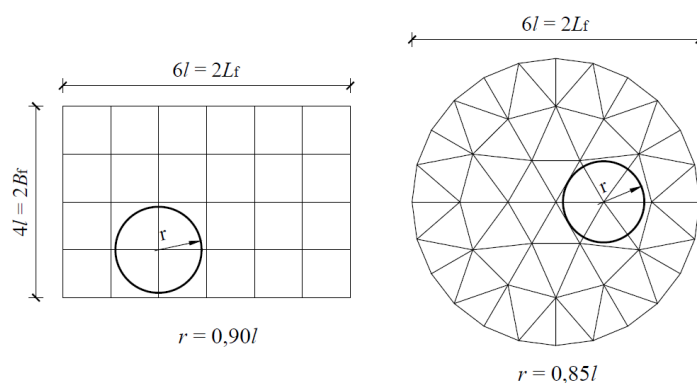
Redoslijed izvršavanja proračuna u programu SASSI2000 je pokazan na slici **dolje**. U prvom koraku proračuna se definiraju neinterpolirane prijenosne funkcije za sve čvorove promatranog sustava. Kako bi se one uspješno definirale, potrebno je izvršiti slijed od pet različitih pokretanja. Prvo se pokreće modul SITE u prvom načinu rada. Ovaj modul sadrži podatke o tlu s pripadajućim efektivnim svojstvima, frekvencije za koje će se izvršiti proračun odziva sustava te kontrolno gibanje na definiranoj dubini u tlu. Između ostalog, ovaj modul definira podatke za stvaranje prijenosnog ruba u modulu POINT te za proračun odziva tla u modulu SITE, ali za drugi način rada.

U modulu POINT je moguće postaviti izvršavanje proračuna za 2D ili 3D prostor te definirati dubinu temeljenja i polumjer opterećenja.



Slika 72. Redoslijed izvršavanja proračuna u programu SASSI2000 (Ostadan, 2006b) (uredio autor)

Polumjer opterećenja (slika 73) osigurava kompatibilnost rješenja za koncentriranu (točkastu) silu i diskretiziranu geometriju temelja, a ovisi o geometriji temelja. Rješenje modula POINT se koristi za formuliranje matrice fleksibilnosti temelja. Modul HOUSE se koristi za definiranje matrica krutosti i masa za konstrukciju i iskopano tlo, ako konstrukcija ima podrum. Ovaj modul je standardni program temeljen na konačnim elementima.



Slika 73. Metoda određivanja polumjera opterećenja u programu SASSI2000 (prema Ostadan, 2006b)

Proračun odziva tla se provodi pri izvršavanju modula SITE u drugom načinu rada. Izvršavanje modula SITE u drugom načinu rada stvara i seriju gibanja za slobodno polje. Pokretanjem modula ANALYS se određuju matrice impedancije te trianguliranu krutost cjelokupnog sustava i konačne neinterpolirane prijenosne funkcije za sve čvorove sustava. Konačni odziv sustava se dobiva postupcima postprocesiranja nakon izvršenog modula ANALYS. Postprocesiranje uključuje module COMBIN, STRESS i MOTION. Izvršavanje modula COMBIN se provodi ako je potrebno provesti kombiniranje prijenosnih funkcija proračunanih za različite setove frekvencija. U modul MOTION se učitava zapis ubrzanja u vremenu, što je ujedno i gibanje koje kontrolira proračun odziva konstrukcije. Prema preporukama u dostupnoj literaturi, kontrolno gibanje se definira na slobodnoj površini tla (Lysmer i Ostadan, 1997; Ostadan,

2006a, b). Učitano kontrolno gibanje se transformira iz vremenske u frekvencijsku domenu primjenom brze Fourierove transformacije. Program zatim učitava neinterpolirane prijenosne funkcije čvorove za koje se proračunava odziv, vrši interpolaciju i konvoluciju s kontrolnim gibanjem te vraća odziv u vremenskoj domeni primjenom inverzne brze Fourierove transformacije.

Dostupna verzija programa SASSI2000 (Ostadan, 2006a, b) omogućava provođenje studije preko tri različite metode: 1) direktne metode, 2) metode lamela i 3) metode podstruktura. Sve tri metode omogućavaju proračun matrica impedancije. Matrica impedancije se za kontaktne čvorove u okviru direktne metode proračunava direktnom inverzijom odgovarajuće matrice fleksibilnosti. Manje rigorozna i učinkovitija metoda, s obzirom na direktnu metodu, je metoda lamela koja matricu impedancije proračunava kombiniranjem submatrica dinamičke matrice fleksibilnosti i direktne matrice krutosti (iskopanog) temeljnog tla. Prema priručniku programa SASSI2000, najučinkovitijom se smatra metoda podstruktura jer je matricu impedancije potrebno definirati samo za rubne čvorove temelja. Funkcije impedancije su proračunavaju djelovanjem jedinične sile (horizontalne ili vertikalne) ili momenta (prevrtanja ili torzije) na temelj. Ovaj postupak proračuna funkcija impedancije je primijenjen i u drugim studijama (npr. Veletsos i Wei, 1971; Renzi, 2009). Jedinična sila se postavlja tako da djeluje u sredini temelja, dok se moment rastavlja na dvije sile s krakom koji odgovara duljini temelja. Za α_0 jednako 0 je moguće odrediti statičke krutosti za tlo ispod temelja.

6.2 Numerički modeli eksperimenta provedenog u normalnom gravitacijskom polju

Ispitivanja međudjelovanja tla i konstrukcija pri normalnom gravitacijskom ubrzanju je moguće provesti na uzorcima u stvarnom mjerilu pri djelovanju stvarnih ili umjetno generiranih podrhtavanja tla (npr. kontrolirane eksplozije). Jeftinija alternativa, koja omogućava i bolju kontrolu nad ulaznim i izlaznim parametrima, je ispitivanje modela u umanjenom mjerilu na potresnim stolovima (npr. Combescure i Chaudat, 2000; Knappett, Haigh i Madabhushi, 2006; Paolucci, Shirato i Yilmaz, 2008a, b; Pitilakis, D. et al., 2008; Shirato et al., 2008a, b), u krutim sanducima velikih dimenzija primjenom postupka postupnog horizontalnog cikličkog guranja (npr. JRC, 1998; Negro, Paolucci, Pedretti i Faccioli, 2000; Shirato et al., 2008a, b; Chatzigogos, Pecker, Yilmaz i Dietz, 2011) te na terenu primjenom postupka povlačenja i naglog otpuštanja (npr. Algie, Pender i Orense, 2010; Pender, Algie, Storie i Salimath, 2013). Modeli koji se ispituju na potresnim stolovima su veći od modela za ispitivanje u geotehničkim centrifugama te pružaju bolju kontrolu nad razmještajem mjernih instrumenata i s obzirom na unos vanjskog opterećenja.

Pravila za skaliranje dana u tablici 26 su dovoljna za razumijevanje postupaka pretvorbe uzorka s razine prototipa na razinu modela i natrag, a korištena su u narednim poglavljima koja se bave numeričkim modeliranjem eksperimenata provedenih na potresnim stolovima. U tablici 26 su dani faktori za skaliranje s obzirom na duljinu jer je obično to veličina koja upravlja skaliranjem fizičkih modela. Pravila za skaliranja dana u tablici 26 su primjenjiva na uzorcima umanjenim od 3 (Combescure i Chaudat, 2000) pa sve do 30 puta (NEMISREF, 2005; Pitilakis, D. et al., 2008). No, eksponenti koji stoje uz koeficijente za skaliranje mase, naprezanja i sile su za jedan manji od danih u tablici 26 ako se model u umanjenom mjerilu izvodi od istog materijala od kojeg je izveden uzorak u mjerilu prototipa (npr. Harris i Sabnis, 1999; Muir Wood, 2004). Upravo je taj princip primijenjen za model zida u mjerilu 1:3 postavljenog na tanki sloj pijeska i ispitanog na potresnom stolu Azalée (Combescure i Chaudat, 2000).

Tablica 26. Koeficijenti za skaliranje uzoraka za ispitivanje pri normalnom gravitacijskom ubrzanju (npr. Pitilakis, D. 2006; Pitilakis, D. et al., 2008)

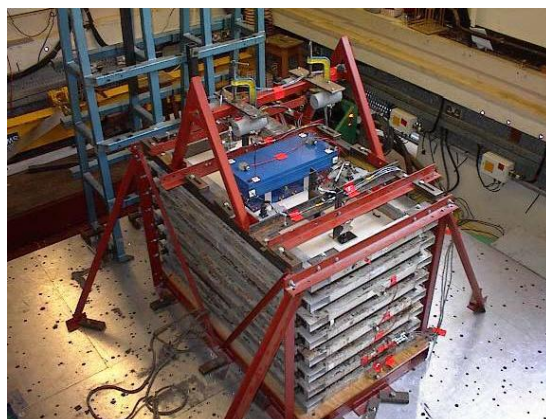
Parametar	Mjerna veličina	Prototip	Model
Brzina	LT^{-1}	1	$1/\lambda_s^{1/2}$
Deformacija	-	1	1
Duljina, pomak	L	1	$1/\lambda_s$
Frekvencija	T^{-1}	1	$\lambda_s^{1/2}$
Masa	M	1	$1/\lambda_s^3$
Naprezanje, pritisak	$ML^{-1}T^{-2}$	1	$1/\lambda_s$
Sila	MLT^{-2}	1	$1/\lambda_s^3$
Ubrzanje	LT^{-2}	1	1
Volumen	L^3	1	$1/\lambda_s^3$
Vrijeme	T	1	$1/\lambda_s^{1/2}$

Detaljnije o postupcima skaliranja uzoraka za potrebe ispitivanja u normalnom gravitacijskom polju je dano u dvije iznimno vrijedne knjige čiji su autori Harris i Sabnis (1999) te Muir Wood (2004).

6.2.1 Eksperiment proveden na Sveučilištu u Bristolu

Rezultate ispitivanja te opis i nacрте eksperimenta provedenog na Sveučilištu u Bristolu je autoru ljubazno ustupio dr. Matt Dietz. Ovaj model je ispitan na velikom potresnom stolu u okviru europskog projekta NEMISREF (broj projekta: GRD1-2001-40457, broj ugovora: G1RD-CT-2002-00702). Vrlo detaljan opis modela daje i dr. Dimitris Pitilakis u svojoj doktorskoj disertaciji (Pitilakis, D. 2006) te u radu objavljenom u svjetski poznatom i cijenjenom časopisu (Pitilakis, D. et al., 2008). Radovi i savjeti dr. Pitilakisa razmijenjeni putem e-pošte su neprocjenjivo vrelo korisnih informacija koje su bacile svjetlo na eksperiment kada se za tim pojavila potreba. Radi sažetosti i jasnoće, za model konstrukcije ispitanе na Sveučilištu u Bristolu je dalje korišten naziv UBRIS. Ovaj model konstrukcije je izrađen po uzoru na konstrukciju postavljenu na terenu pod nazivom Euroseistest, o čemu je više riječi dano na stranicama <http://euroseisdb.civil.auth.gr/sfsis>. Model konstrukcije predstavlja stvarnu konstrukciju u mjerilu 1:30.

Sustav tlo-konstrukcija, ispitan na Sveučilištu u Bristolu, se sastoji od suhog pijeska koji predstavlja temeljno tlo te konstrukcijskog sustava definiranog s dvije čelične mase povezane čeličnim trakama. Jedna masa predstavlja gornji ustroj konstrukcije, dok druga masa predstavlja temelj. Model (slika 74) je ispitan na potresnom stolu u laboratoriju BLADE (the Bristol Laboratory for Advanced Dynamic Engineering). Potresni stol ima duljinu hoda od 300 mm i djelotvorno frekvencijsko područje između 0 i 100 Hz.



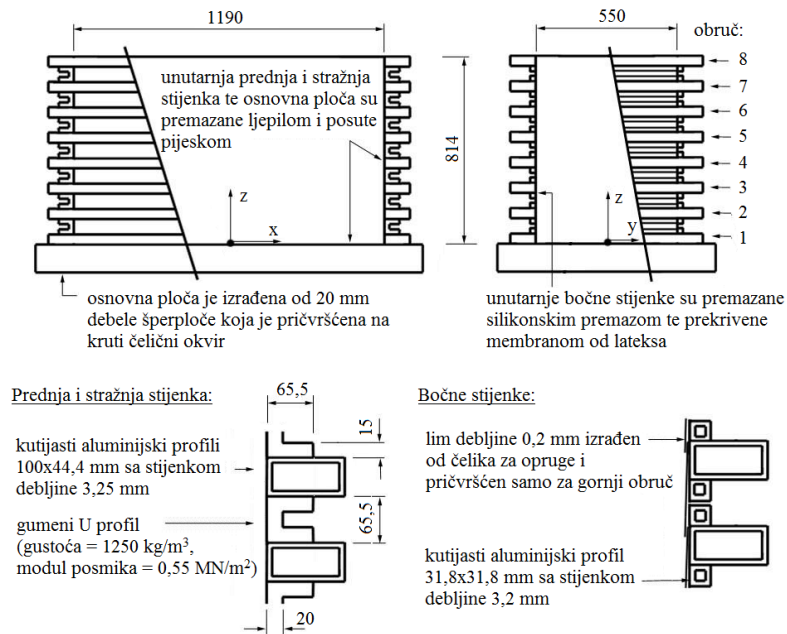
Slika 74. Model UBRIS u posmičnoj kutiji pričvršćen za potresni stol (Taylor, 2009)

Model tla je izrađen od suhog jednoliko graduiranog hostunskog pijeska S28 s karakterističnim promjerom čestica $D_{50} = 0,15$ mm te maksimalnim i minimalnim omjerom pora redom $e_{\max} = 1,01$ i $e_{\min} = 0,62$. Čestice ovog pijeska su uglate. Pijesak je pažljivo ugrađivan u posmičnu kutiju u slojevima debljine 100 mm primjenom posebne tehnike prosijavanja. Ugrađeni pijesak ima relativnu gustoću $D_r = 69 \pm 8$ % i omjer pora $e = 0,76 \pm 2$ %. Gustoća ovako ugrađenog, potpuno suhog pijeska iznosi približno 1523 kg/m^3 , a određena je primjenom sljedećeg izraza (Knappett i Craig, 2012):

$$\rho_d = \frac{\rho_s}{1 + e} \quad (149)$$

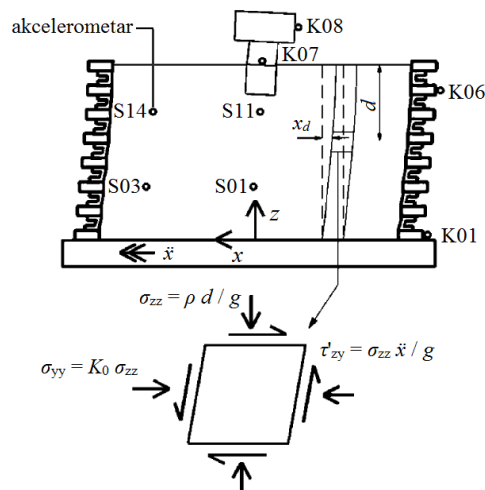
gdje je ρ_s gustoća čvrstih čestica pijeska koja u većini slučajeva iznosi 2650 kg/m^3 . Posmična kutija je pričvršćena za potresni stol, a sastoji se od više aluminijskih i gumenih obruča kojima je omogućeno horizontalno pomicanje kako bi se mogle pratiti deformacije u modelu tla prilikom simulacije potresa. Obruči su izrađeni od kutijastih aluminijskih profila kako bi inercijalne sile bile što manje te kako bi rubni uvjeti osigurali što vjerniju vrijednost koeficijenta bočnog naprezanja tla pri mirovanju K_0 . Posmična kutija je konstruirana tako da ima prosječnu specifičnu težinu približno jednaku specifičnoj težini pijeska koji je u nju ugrađen. Osnovna frekvencija i prigušenje prazne posmične kutije za smjer x (slika 75) su približno jednake redom 7,7 Hz i 3 %. Kako bi se simulirali ravninski uvjeti, posmična kutija je pridržana čeličnim okvirom tako da joj se onemogući horizontalno pomicanje u smjeru kraćih stranica (slika 75). Također, s istim su ciljem donja te obje kraće vertikalne stranice posmične kutije premazane ljepilom i

posute pijeskom, dok su dulje vertikalne stranice posmične kutije premazane silikonskim premazom i presvučene membranom od lateksa. Premazivanje ljepilom i posipanje pijeskom je provedeno kako bi se omogućio bolji prijenos posmičnih naprezanja.



Slika 75. Shematski prikaz posmične kutije korištena u eksperimentu provedenom na Sveučilištu u Bristolu (mm) (uredio autor)

Posmična kutija ispunjena pijeskom do visine od 798 mm i pobuđena (u smjeru x) bijelim šumom vrlo malog intenziteta (do dostizanja deformacije približno jednake 0,003 %) pokazuje osnovnu frekvenciju i prigušenje jednako redom 26,5 Hz i 8 %. Omjer osnovnih frekvencija pune i prazne posmične kutije jasno govori da ugrađeni pijesak diktira ponašanje sustava. U i na fizičkom modelu sustava tlo-konstrukcija te na posmičnoj kutiji su ugrađeni instrumenti za mjerenje odziva kako je pokazano na slici 76.



Slika 76. Shematski prikaz rasporeda instrumenata za mjerenje ubrzanja (uredio autor)

Mjerni uređaji su u model tla ugrađivani pažljivim postavljanjem na svaki od izvedenih slojeva pijeska kako je opisano u tablici 27, a njihov detaljan razmještaj po eksperimentu je pokazan u tablici 28.

Tablica 27. Postupak ugradnje fizičkog modela sustava tlo-konstrukcija u posmičnu kutiju na Sveučilištu u Bristolu

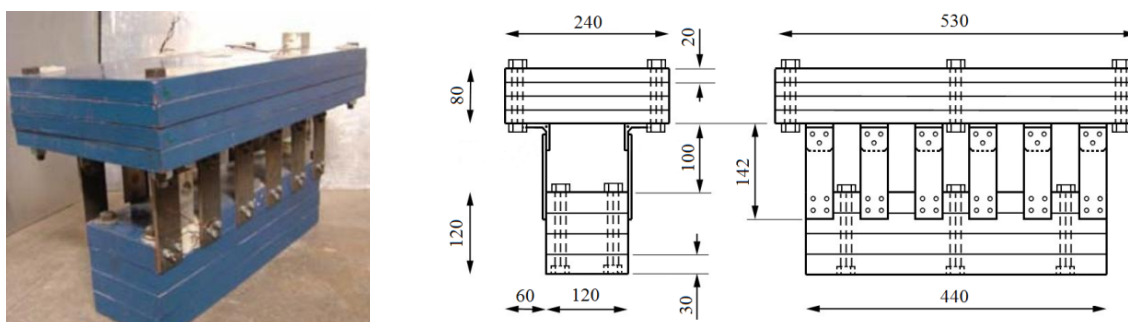
Ugradnja pijeska do dubine (mm)	Zahvat
230	Postavljanje tri akcelerometra s oznakom S
280	Postavljanje tri akcelerometra s oznakom S
400	Postavljanje tri akcelerometra s oznakom S
480	Postavljanje jednog akcelerometra s oznakom S
560	Postavljanje četiri akcelerometra s oznakom S
650	Postavljanje modela konstrukcije
740	Postavljanje ostalih uređaja za mjerenje odziva i pokretanje ispitivanja

Tablica 28. Popis i razmještaj akcelerometara na modelu UBRIS ispitanim na Sveučilištu u Bristolu, uz sliku 76

Oznaka	Smještaj akcelerometra na eksperimentu	x (mm)	z (mm)
K01	Posmična kutija	-695	0
K06	Posmična kutija	-695	682
K07	Model konstrukcije	0	770
K08	Model konstrukcije	0	950
S01	Model tla	0	245
S03	Model tla	400	245
S11	Model tla	0	495
S14	Model tla	400	575

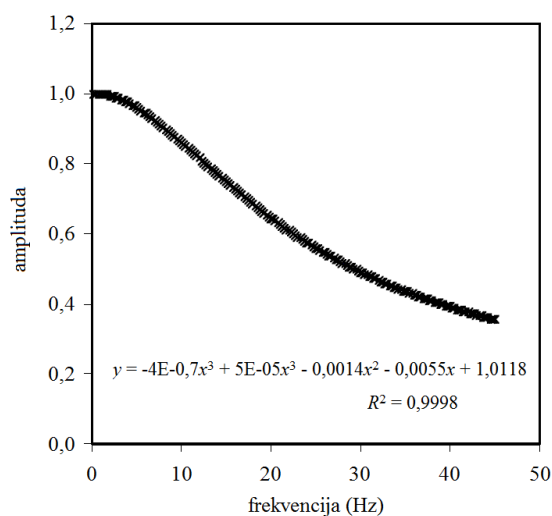
Prototip konstrukcije je za potrebe ispitivanja skaliran primjenom pravila danih u tablici 26 i može se promatrati kao sustav s jednim stupnjem slobode s koncentriranom masom od 21 tone smještene na vrhu stupa visine 3,8 m. Stup je pričvršćen za kvadratni temelj sa stranicom duljine 4 m. Izmjereni osnovni period prototipa iznosi 0,21 s. Sukladno tome je i model konstrukcije izrađen kao sustav s jednim stupnjem slobode. Temelj modela je zbog relativno malih dimenzija posmične kutije bilo potrebno skratiti u smjeru djelovanja potresa (tj. u smjeru dulje stranice posmične kutije), kako bi se minimizirao utjecaj valova odbijenih od rubnih stranica posmične kutije. U želji da se ispitivanje provede u ravninskim uvjetima, dužina temelja okomita na djelovanje potresa je produžena tako da približno odgovara širini posmične kutije. Ovakva promjena geometrije temelja u odnosu na prototip je rezultirala pravokutnim temeljem modela širine 120 mm i dužine 440 mm (slika 77). Pritisak prototipa konstrukcije nije skaliran (smanjen) s ciljem da se prilikom ispitivanja na potresnom stolu pospješe učinci međudjelovanja tla i konstrukcije (Muir Wood, 2007). U suprotnom bi pritisak od modela konstrukcije na tlo bio vrlo mali. Stoga je model konstrukcije izrađen tako da na tlo stvara pritisak od približno 24 kPa. Kako bi se za definiranu površinu temelja modela ostvario ciljani pritisak na temeljno tlo, ukupna masa modela konstrukcije je morala iznositi 130 kg. Nadalje, u želji da se u modelu konstrukcije sačuva odnos mase gornjeg ustroja i mase temelja koji odgovara prototipu, temelju modela je pridruženo 50 kg, dok je 80 kg postavljeno na vrh modela (slika 77). Mjereno od gornje plohe temelja, težište mase modela konstrukcije se nalazi na visini od 140 mm. Položaj težišta mase modela odgovara položaju težišta mase prototipa,

također mjereno od gornje plohe temelja. Model konstrukcije je postavljen na pijesak, centralno s obzirom na posmičnu kutiju, i ukopan je do dubine od 90 mm kako bi mu se osigurala stabilnost.



Slika 77. Geometrija model konstrukcije ispitane na Sveučilištu u Bristolu (mm) (uredio autor)

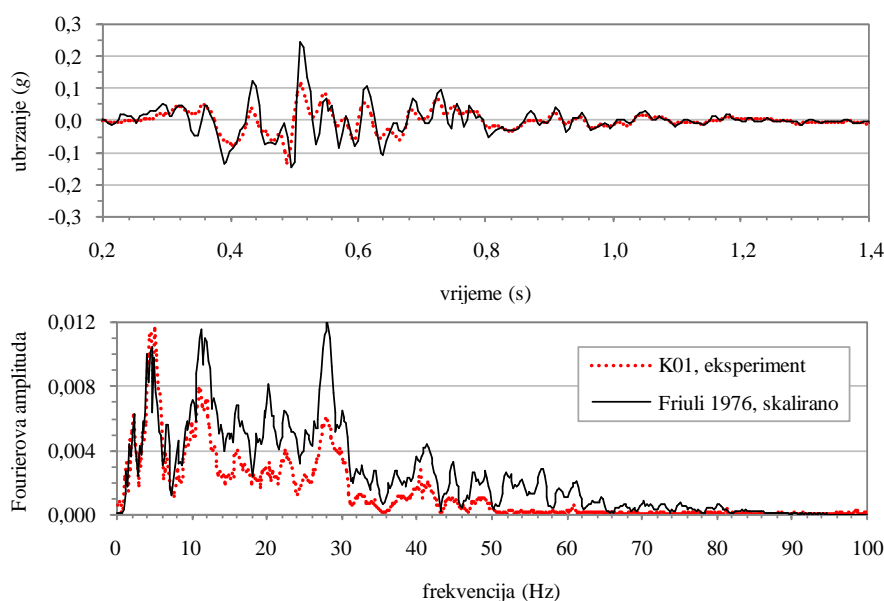
Posmična kutija s ugrađenim modelom tla i konstrukcije je pobuđena horizontalnom komponentom potresa Friuli koji se dogodio 15. rujna 1976. Zbog pravila sličnosti, duljina trajanja zapisa stvarnog potresa od 16,75 s je za potrebe eksperimenta skalirana s koeficijentom 0,182. Tako skraćeni zapis potresa, u trajanju od 3,1 s, je u model unesen preko mehanizma potresnog stola. U želji da se prilikom ispitivanja zabilježi cijeli odziv sustava za zadani potres, na početku ulaznog skaliranog zapisa potresa je dodano 1,3 s, dok je na kraju zapisa dodano 5,6 s šuma vrlo malog intenziteta. Uzorkovanje je provedeno pri frekvenciji od 200 Hz. Autori eksperimenta upozoravaju da mjerni uređaji s oznakom K daju signal sa znatno većim šumom nego je bilo očekivano. Osim toga, u izvještaju izrađenom nakon provedenog eksperimenta je upozoreno da su akcelerometri s oznakama od K01 do K06, uključujući i njih, automatski i nehotečno filtrirali ulazni signal primjenom filtra pokazanog na slici 78. Ovo je važno imati na umu s obzirom da je preko akcelerometra K01 zabilježen ulazni zapis potresa u potresni stol, što je ujedno i ulazni zapis za numeričke modele.



Slika 78. Filtar ugrađen u instrumentima s oznakama od K01 do K09, korišteni pri ispitivanju modela sustava tlo-konstrukcija na Sveučilištu u Bristolu (uredio autor)

Pregledom filtra na slici 78 se vidi da je energija sadržana pri frekvencijama iznad 10 Hz prekomjerno prigušena. S tim na umu je jasno da signal zabilježen preko akcelerometra K01 ne može dati odziv na numeričkom modelu koji će se dobro poklapati s odzivom zabilježenim na eksperimentu.

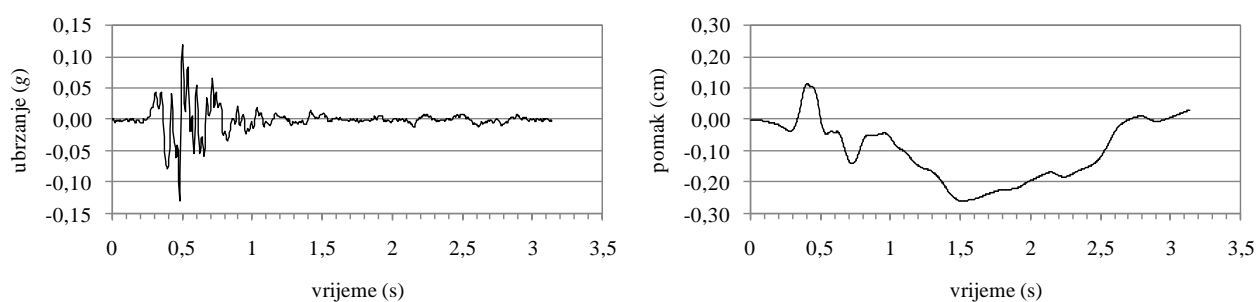
Kako za potrebe izrade numeričkog modela nema kvalitetnijeg zapisa ulaznog signala, zabilježenog na platformi potresnog stola, alternativa je primjena stvarnog skaliranog zapisa. No, jasno je da računalnim programima nije moguće simulirati transformaciju signala stvarnog zapisa potresa poslanog na platformu potresnog stola. Također, opće je poznato da potresni stolovi reproduciraju poslani signal s određenom pogriješkom te da signal uhvaćen na platformi potresnog stola sadrži djelom i ambijentalne vibracije te šum od elektroničke opreme. Sukladno tome, te kako bi se izbjeglo dugotrajno iteriranje i traženje signala potresa koji se mogao pojaviti na platformi potresnog stola, numerički model je pobuđen zapisom zabilježenim na akcelerometru K01 uz uzimanje dodatnog opreza kod usporedbe odziva numeričkog i fizičkog modela. Kako bi se dobila predodžba o tome kakav bi signal akcelerometar K01 možda uhvatio da u njega nije bio ugrađen ranije opisani filter, s europske baze potresa (Ambraseys et al., 2002) je preuzet zapis stvarnog potresa Friuli 1976 te je skaliran primjenom pravila danih u tablici 26. Ovaj zapis je na slici 79 uspoređen sa zapisom potresa zabilježenog na platformi potresnog stola preko akcelerometra K01. Na temelju pregleda slike 79 se jasno može vidjeti da je nehotičnim filtriranjem iz signala uhvaćenog na akcelerometru K01 izbačena velika količina energije, i to naročito pri frekvencijama većim od 10 Hz. Iz spomenutoga je jasno da instrumenti zahtijevaju testiranje prije ispitivanja, ali i da je dobro na platforme potresnih stolova ugraditi barem dva akcelerometra s obzirom da je ulazni zapis potresa u fizički model jedan od najvažnijih parametara za uspješno kalibriranje numeričkih modela.



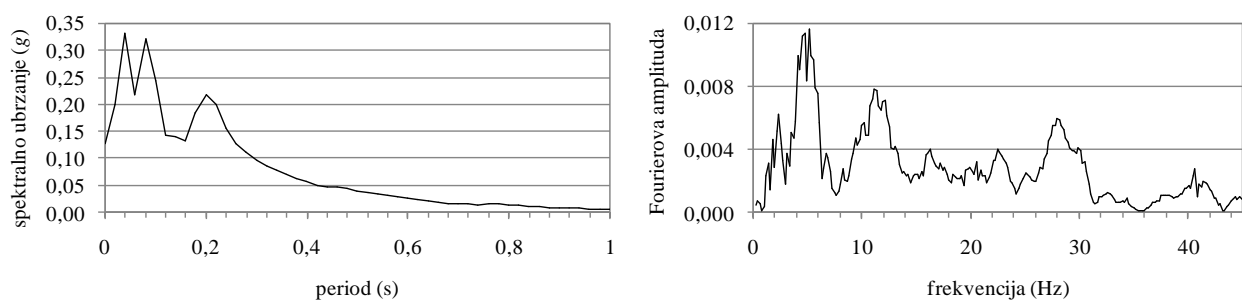
Slika 79. Usporedba zapisa potresa Friuli 1976 zabilježenog preko akcelerometra K01 na potresnom stolu (*točkasta linija*) s originalnim skaliranim zapisom (*puna linija*)

6.2.2 Numerički model UBRIS

S obzirom da je ispitivanje provedeno u normalnom gravitacijskom polju te s obzirom da je fizički model UBRIS relativno velik, autori eksperimenta ističu da se ovaj sustav tlo-konstrukcija može promatrati kao umanjeni prototip ili kao veliki model. Ovo je potvrđeno i u radu cijenjenog istraživača na projektu NEMISREF (Muir Wood, 2007). Osim toga, pri vraćanju modela na mjerilo prototipa bi se pojavio nerealno veliki pritisak na temeljno tlo (725 kPa). Zapis zabilježen preko akcelerometra K01 (slika 79) je korišten kao ulazni zapis potresa pomoću kojeg je pobuđen stupac tla u programu SHAKE2000. Prethodno proračunu u programu SHAKE2000, ovaj zapis je u programu SeismoSignal (Seismosoft, 2013b) propušten kroz visokopropusni filter s graničnom frekvencijom od 0,10 Hz. Na ovaj način su iz zapisa uklonjene niske frekvencije i istovremeno je zapis ispravljen s obzirom na osnovnu liniju (slika 80). Tako obrađeni zapis potresa je prikazan na slici 80. Osim toga, na slici 81 su prikazani pripadajući spektar odziva i Fourierov spektar. Pregledom zapisa pomaka u vremenu danog na slici 80 se vidi da je zapis valjano ispravljen s obzirom na osnovnu liniju.



Slika 80. Obradjeni zapis potresa Friuli 1976: promjena ubrzanja u vremenu (*lijevo*), promjena pomaka u vremenu (*desno*)



Slika 81. Spektar odziva za 5 % relativnog prigušenja (*lijevo*) i Fourierov spektar (*desno*) za obradjeni zapis potresa Friuli 1976

Proračun u programu SHAKE2000: stupac tla sa slobodnom površinom:

Stupac tla sa slobodnom površinom ima dubinu od 740 mm. Profil brzina posmičnih valova je za ovaj stupac tla izrađen prema postupku opisanom u nastavku. U tu svrhu je usvojen koeficijent bočnog pritiska tla pri mirovanju $K_0 = 0,45$, prema preporukama iz literature (npr. Pitilakis, D. 2006; Dietz i Muir Wood,

2007; Pitilakis, D. et al., 2008). Efektivno vertikalno naprezanje u tlu na određenoj dubini je proračunano primjenom sljedećeg izraza:

$$\sigma'_v(z) = \rho \cdot g \cdot z \quad (150)$$

Za pretpostavljeni koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju je proračunano srednje naprezanje u tlu u mjerilu prototipa prema sljedećem izrazu:

$$\sigma'_m = \frac{1 + 2K_0}{3} \cdot \sigma'_v \quad (151)$$

Raspodjela modula posmika je određena prema sljedećem izrazu, gdje je korišten izmjereni omjer pora e koji za hostunski pijesak S28 s $D_r = 70\%$ približno iznosi 0,74:

$$G_{s,\max} = \frac{3230 \cdot (2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_m)^{0,5} \quad (152)$$

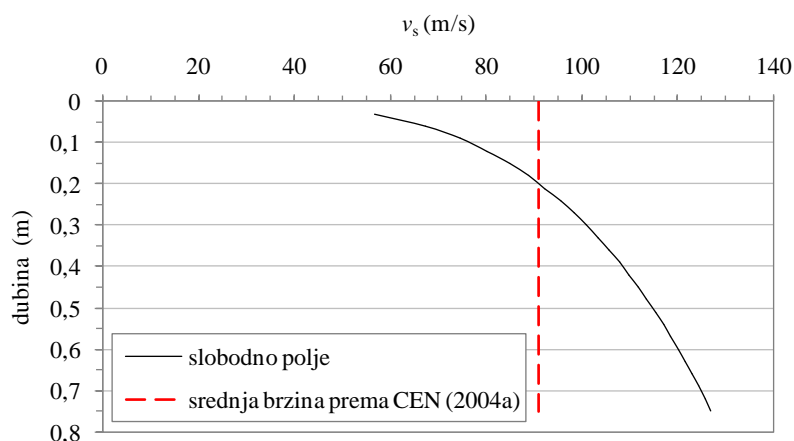
Konačno je profil brzina širenja posmičnih valova procijenjen primjenom dobro poznatog izraza:

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho}} \quad (153)$$

Proračunani profil brzina širenja posmičnih valova je prikazan punom linijom na slici 82. Na istoj slici crtkana linija pokazuje srednju brzinu širenja posmičnih valova za ovaj model, koja je proračunana primjenom izraza (17). Srednja brzina širenja posmičnih valova za ovaj model tla sa slobodnim poljem iznosi 91 m/s. Ova vrijednost srednje brzine širenja posmičnih valova se dobro slaže s ranijim studijama gdje su za isti model procijenjene srednje brzine od 85 m/s (Pitilakis, D. 2006) i 94 m/s (Pitilakis, D. et al., 2008). Debljina slojeva tla je određena s obzirom na procijenjenu srednju brzinu širenja posmičnih valova i najveću frekvenciju ulaznog zapisa potresa, prema izrazu koji daju Kuhlemeyer i Lysmer (1973):

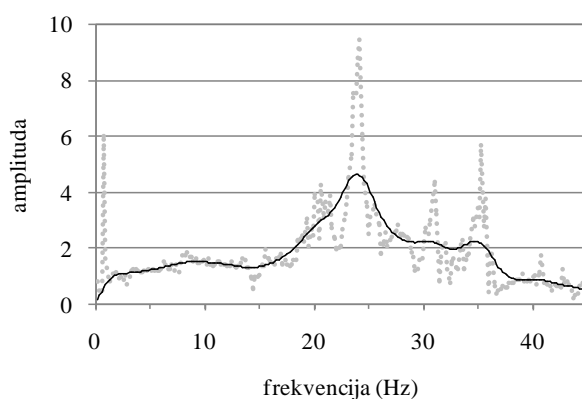
$$d_{lay} < \frac{v_s}{10 \cdot f_{\max}} \quad (154)$$

Kako bi bilo moguće razmjestiti virtualne akcelerometre tako da odgovaraju mjestima u eksperimentu, model tla je podijeljen na slojeve debljine 3 cm. Na ovaj način je jedna debljina okvira posmične kutije u geotehničkoj centrifugi opisana s približno 3 sloja tla. Međutim, ovako definirani model tla omogućava propuštanje frekvencija do 303 Hz.



Slika 82. Raspodjela brzine širenja posmičnih valova po dubini modela tla UBRIS sa slobodnim poljem (puna linija) te srednja brzina posmičnih valova za isti model tla, mjereno do čvrste podloge (crtkana linija)

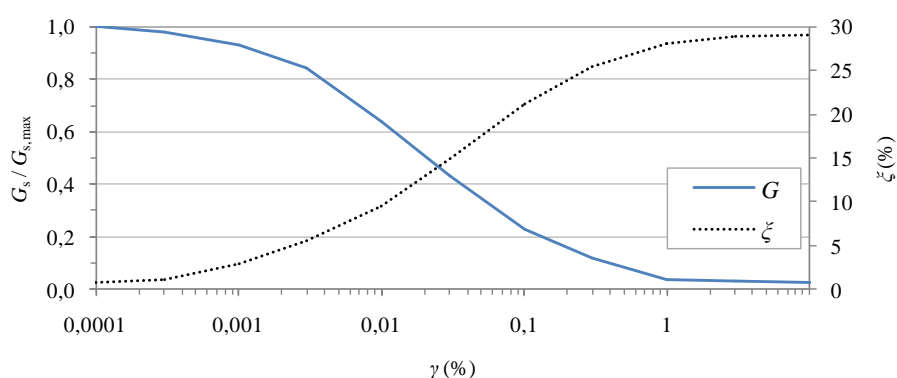
U tom svjetlu je nakon detaljnog pregleda zapisa potresa Friuli 1976 uočen šum u frekvencijskom području većem od 40 (slika 83). Preliminarni proračuni su pokazali da se ovaj šum prekomjerno amplificira pri prolasku kroz model tla te da daje pogrešne rezultate. Stoga je preko postavki u programu SHAKE2000 proračun ograničen na frekvencijsko područje od 0 do 40 Hz. Osnovne frekvencije tla i konstrukcije se nalaze unutar frekvencijskog područja između 0 i 40 Hz. Za fizički model tla su pri pobudi malog intenziteta (bijeli šum) eksperimentalno izmjereni osnovna frekvencija osciliranja i relativno prigušenje koji redom iznose oko 28 Hz te 8 %. S druge strane, funkcija frekvencijskog odziva dana na slici 83 pokazuje omekšavanje tla zbog prolaska vala Friuli 1976 te premještanje osnovne frekvencije tla s izmjerenih 28 Hz na približno 24 Hz. Ova funkcija frekvencijskog odziva je izrađena dijeljenjem Fourierovih spektara za zapise zabilježene na akcelermetrima K06 i K01.



Slika 83. Funkcija frekvencijskog odziva za fizički model tla ispitan na Sveučilištu u Bristolu pri djelovanju zapisa Friuli 1976

Kako bi se obuhvatilo nelinearno ponašanje tla, proračuni su provedeni primjenom ekvivalentne linearne metode ugrađene u program SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a). Nadalje, kako bi se donijela odluka o tome koja krivulja promjene modula posmika i relativnog prigušenja najbolje opisuje fizički model tla,

provedeno je više preliminarnih proračuna za različite krivulje dane u dostupnoj literaturi (Seed i Idriss, 1970; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Bardet, Ichii i Lin, 2000; Ordóñez, 2011a; Hashash et al., 2012). Nakon provedenih proračuna u programu SHAKE2000 i pažljivo pregledanog odziva zaključeno je da nelinearni odziv tla najbolje opisuju donja granična krivulja za omjer modula posmika i gornja granična krivulja za prigušenje koje su predložili Seed i suradnici (slika 84).

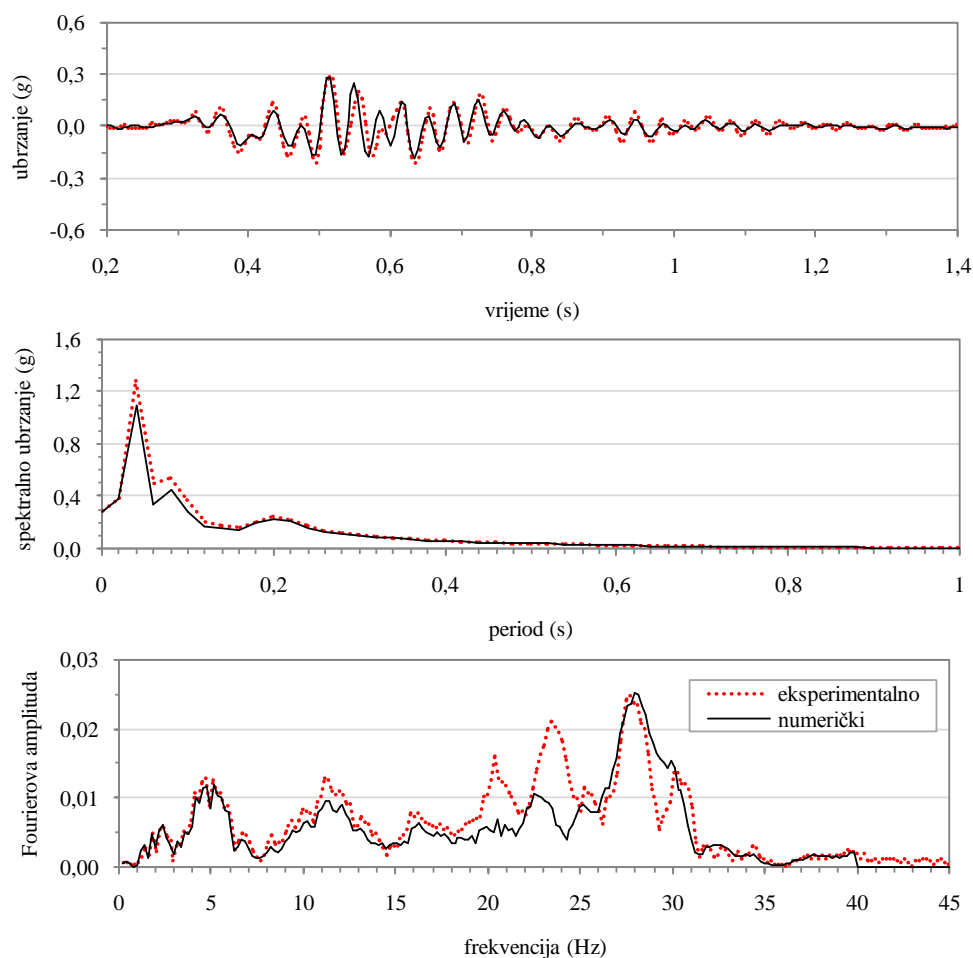


Slika 84. Donja granična krivulja promjene omjera modula posmika i gornja granična krivulja promjene prigušenja s obzirom na posmičnu deformaciju koje su definirali Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu (1984)

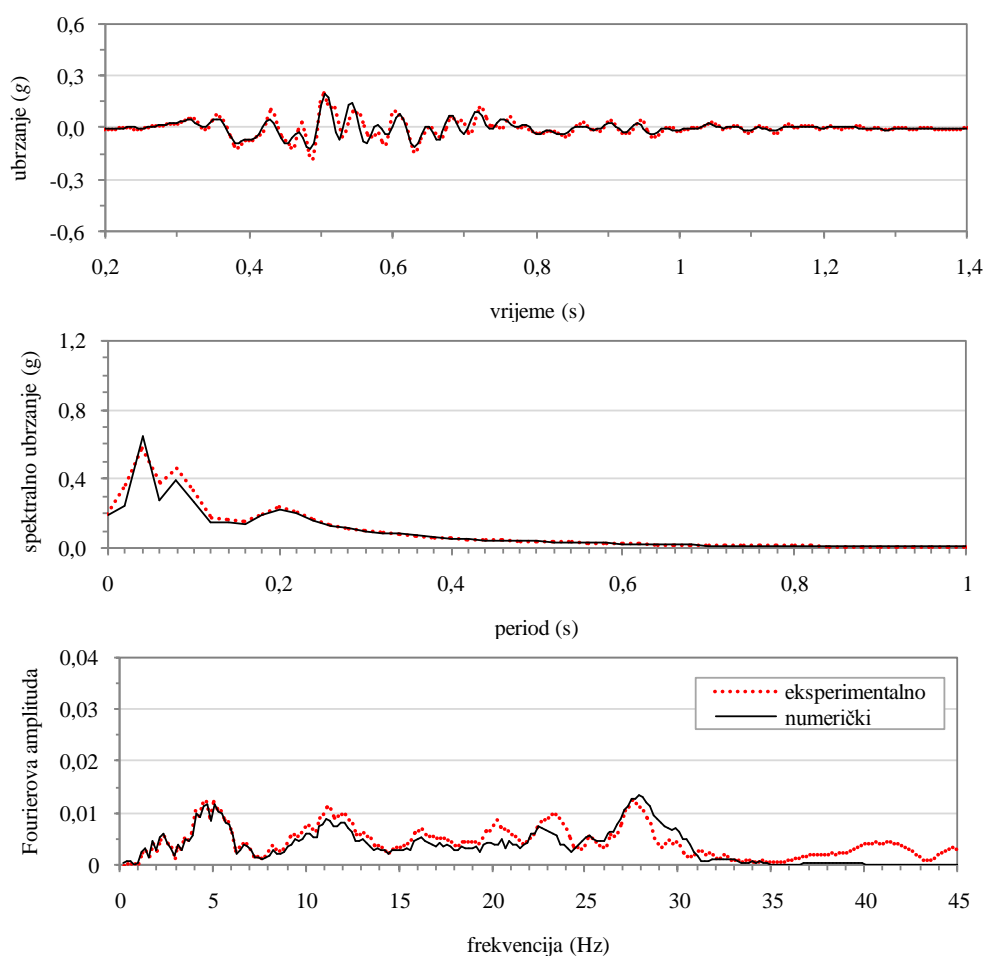
S obzirom da je model tla smješten u posmičnu kutiju koja je čvrsto pričvršćena na krutu platformu potresnog stola, ispod numeričkog modela tla je simulirana čvrsta podloga sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 1500 m/s, gustoćom od 2500 kg/m³ te pretpostavljenim početnim prigušenjem od 1 %. Ovakvo definirana čvrsta podloga je dobra numerička zamjena za čvrsto dno posmične kutije i platformu potresnog stola. Za cijeli model tla iznad čvrste podloge je pretpostavljeno početno jednoliko prigušenje u iznosu od 5 %. Ovakva vrijednost početnog prigušenja je odabrana u skladu s rezultatima ispitivanja za slični eksperiment (Dietz i Muir Wood, 2007).

Ocjena valjanosti numeričkog modela je donesena nakon detaljnog pregleda i usporedbi Fourierovih spektara i vremenskih zapisa ubrzanja dobivenih za različite vrijednosti faktora R_γ . Najbolje slaganje numerički procijenjenog odziva s odzivom izmjerenim u eksperimentu je postignuto za faktor redukcije R_γ jednak 1,00. U ovom poglavlju ocjena valjanosti modela nije donesena s obzirom na stupanj slaganja zbog loše zabilježenog ulaznog signala potresa. Bez obzira na to, stupnjevi slaganja su u ovom poglavlju dani samo radi predodžbe o njihovim vrijednostima s obzirom na grafičku usporedbu rezultata. U nastavku je dana usporedba Fourierovih spektara te vremenskih zapisa ubrzanja dobiveni numeričkim i eksperimentalnim putem. Vremenski zapisi ubrzanja i spektri odziva ubrzanja pokazani na slikama 85 i 86 pokazuju dobru procjenu eksperimentalnog odziva primjenom ekvivalentne linearne metode. Stupnjevi slaganja za Fourierov spektar, spektar odziva ubrzanja i vremenski zapis ubrzanja na dubini od 165 mm redom iznose 0,139, 0,028 i 0,287, dok na dubini od 495 mm redom iznose 0,124, 0,033 i 0,330. Vrijednosti stupnjeva slaganja odgovaraju vrijednostima u sličnim studijama provedenim od strane japanskih znanstvenika (Tazoh, Sato, Shimizu i Hatakeyama, 1988; Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama,

1988). Razlika u odzivu se prvenstveno očituje u nemogućnosti numeričkog modela da simulira stvarni potresni val koji je prošao kroz fizički model. Na slikama 85 i 86 je pokazan samo snažni dio podrhtavanja u vremenu, s ciljem da se bolje očituju razlike u procijenjenom i eksperimentalno zabilježenom odzivu. Jasno je da amplitude ubrzanja vremenskih zapisa dobivenih numeričkim putem podcjenjuju amplitude dobivene eksperimentalnim putem, s obzirom da visoke frekvencije u Fourierovom spektru određenom numerički sadrže manje energije u odnosu na pandan dobiven eksperimentalnim putem. Na Fourierovim spektrima određenim numerički (slike 85 i 86) se vidi porast amplitude između 25 i 30 Hz, dok su amplitude pri frekvencijama u području između 0 i 25 Hz znatno manje amplificirane. Ovakav odziv numeričkog modela tla se javlja zbog slabijeg ulaznog zapisa potresa, u odnosu na eksperiment, i posljedično krućeg model tla te manjeg prigušenja u tlu. Stoga su amplitude u Fourierovom spektru numeričkog modela, u odnosu na eksperiment, pri rezonantnoj frekvenciji više amplificirane nego u području ostalih frekvencija. Usporedbom odziva danog na slikama 85 i 86 se vidi amplifikacija potresnog vala s prolaskom od platforme potresnog stola prema površini modela tla, što je očekivano s obzirom da potresni val prolazi kroz relativno meki medij.



Slika 85. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S14 smještenog u stupcu tla sa slobodnim poljem i ispitanog na potresnom stolu na Sveučilištu u Bristolu

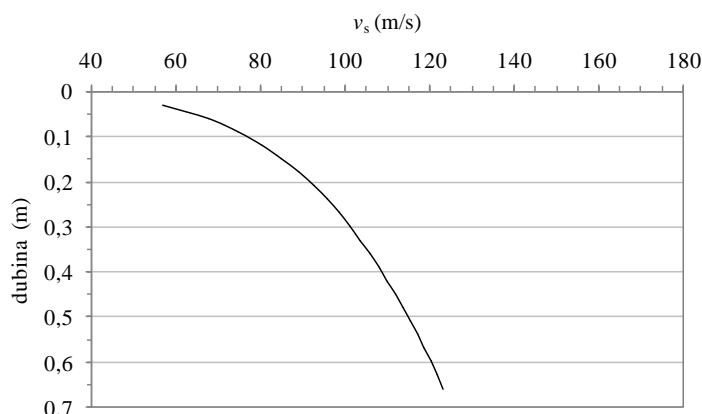


Slika 86. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S03 smještenog u stupcu tla sa slobodnim poljem i ispitanog na potresnom stolu na Sveučilištu u Bristolu

Proračun u programu SHAKE2000: stupac tla ispod konstrukcije

Profil brzine širenja posmičnih valova po dubini stupca tla ispod konstrukcije je izrađen primjenom istog postupka kao za stupac tla sa slobodnom površinom. S obzirom da je ovo ispitivanje provedeno na umanjenom modelu sustava tlo-konstrukcija pri normalnom gravitacijskom ubrzanju te uz poznatu činjenicu da se kod ovakvih modela ne javlja raspodjela naprezanja po dubini tla koja bi odgovarala prototipu, učinci pritiska od konstrukcije ovdje nisu uzeti u obzir.

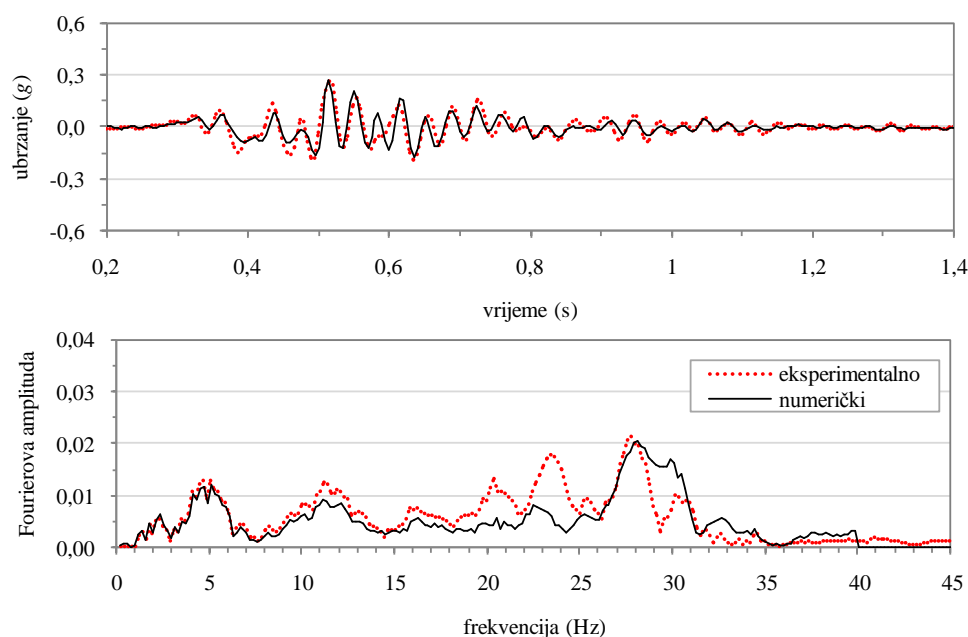
Valjanost ovakve odluke potvrđuje i preliminarna studija koju je proveo autor i u kojoj je uočeno da uključivanje utjecaja pritiska od modela konstrukcije stvara prekomjerno kruti model tla. Stupac tla ispod modela konstrukcije ima manju dubinu u odnosu na stupac tla sa slobodnom površinom, a ona u ovom slučaju iznosi 650 mm. Profil brzina širenja posmičnih valova za stupac tla ispod konstrukcije je dan na slici 87.



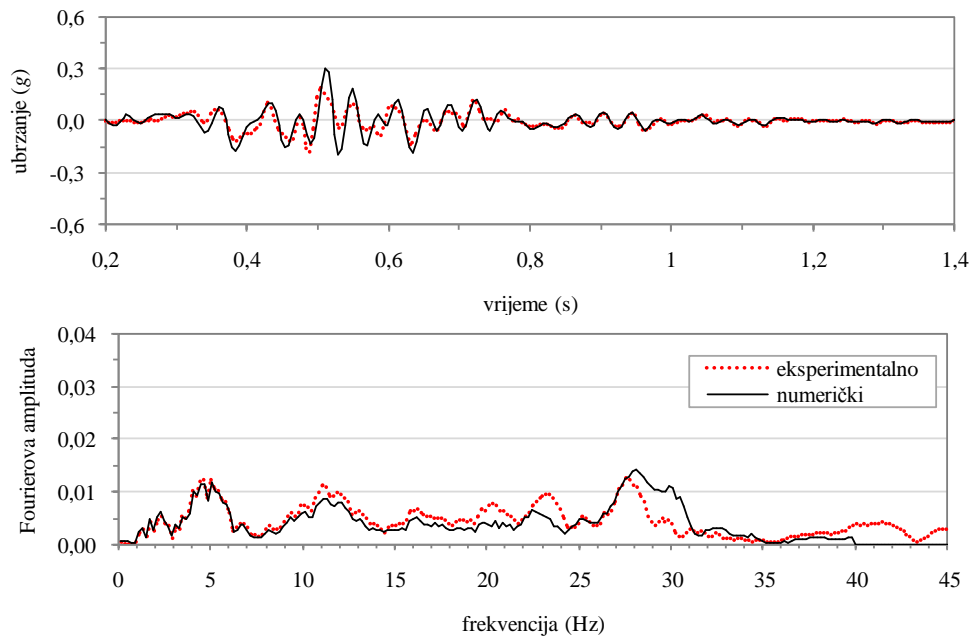
Slika 87. Profili brzine širenja posmičnih valova za model tla ispod konstrukcije UBRIS

Za stupac tla ispod konstrukcije je ocjena valjanosti numeričkog modela također donesena nakon detaljnog pregleda vremenskih zapisa ubrzanja i Fourierovih spektara za različite vrijednosti faktora R_γ . Zaključeno je da se numerički i eksperimentalni odziv i u ovom slučaju najbolje slažu za $R_\gamma = 1,00$. Stupanj slaganja za Fourierov spektar i vremenski zapis ubrzanja na dubini od 155 mm redom iznose 0,200 i 0,327, dok na dubini od 405 mm redom iznose 0,151 i 0,569.

Slike 88 i 89 pokazuju usporedbu numeričkog i eksperimentalnog odziva za stupac tla ispod konstrukcije, gdje se može vidjeti gotovo identična procjena odziva kao u slučaju za stupac tla sa slobodnom površinom, čija dubina iznosi 740 mm.



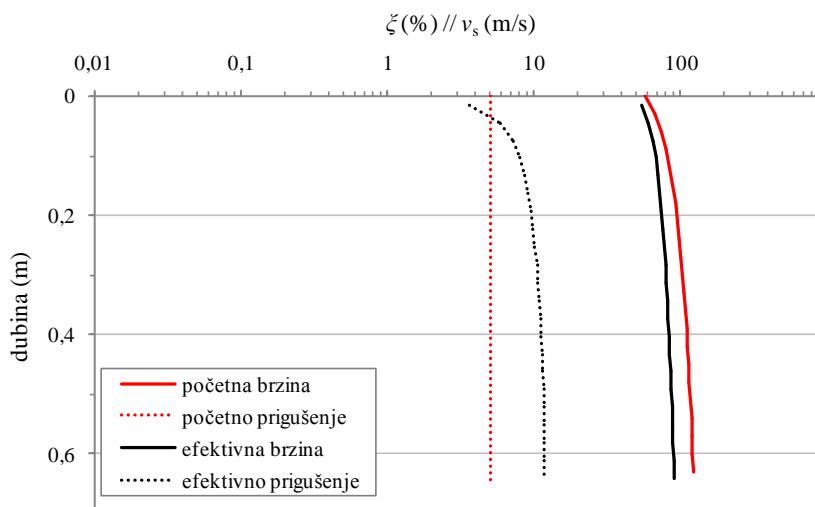
Slika 88. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S11 smještenog u stupcu tla ispod modela konstrukcije UBRIS



Slika 89. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra S01 smještenog u stupcu tla ispod modela konstrukcije UBRIS

Proračun u programu SASSI2000: dinamičko međudjelovanje tla i konstrukcije:

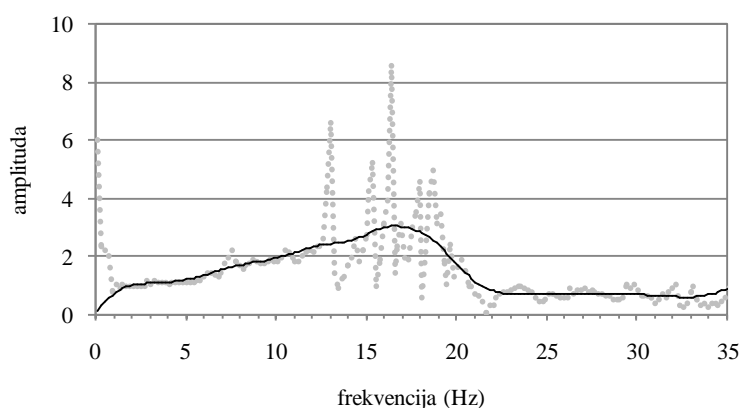
Model tla je u programu SASSI2000 izrađen primjenom efektivnih svojstava tla dobivenih proračunom u programu SHAKE2000 za stupac dubine 650 mm (slika 90). Slika 90 prikazuje početne profile (svjetlije linije) posmičnih brzina (puna linija) i prigušenja (točkasta linija) kako su usvojeni za proračun u programu SHAKE2000.



Slika 90. Raspodjela početnih i efektivnih posmičnih brzina te relativnog prigušenja po dubini tla modela UBRIS

Rezultat proračuna u programu SHAKE20000 su efektivni profili (crne linije) posmičnih brzina (puna linija) i relativnih prigušenja (točkasta linija), koji su korišteni kao ulazni podatak u programu SASSI2000. Nadalje, sa slike 90 se vidi da je zbog prolaska potresnog vala zabilježenog na akcelerometru K01 model tla mekši, što se očituje u smanjenju srednje brzine širenja posmičnog vala te povećanju prigušenja. U tom svjetlu valja imati na umu da ulazni zapis potresa u numerički model sadrži manju količinu energije u usporedbi sa stvarnim zapisom potresnog vala koji je prošao kroz fizički model tla. Posljedično tome valja uzeti u obzir da je efektivna krutost modela tla precijenjena te da je efektivno prigušenje podcijenjeno.

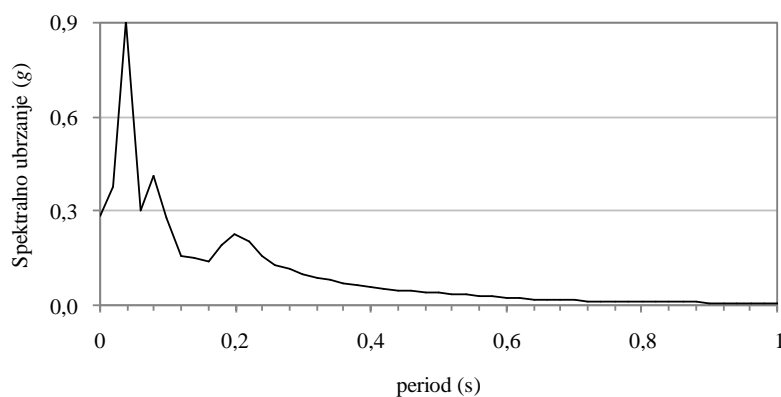
Slojevi tla u programu SASSI2000 imaju istu debljinu kao slojevi definirani za proračun u programu SHAKE2000. Na donjem rubu modela tla u programu SASSI2000 je definiran poluprostor s 10 slojeva promjenjive debljine i pridruženim svojstvima za čvrstu stijenu, tj. sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 1500 m/s, gustoćom od 2500 kg/m³ te prigušenjem od 1 %. Osnovna frekvencija modela konstrukcije iznosi približno 16,60 Hz i može se očitati s funkcije frekvencijskog odziva koja je dana na slici 91. Ova funkcija je određena iz omjera Fourierovih spektara zabilježenih na akcelerometrima K08 i K07, nakon eksperimentalnog ispitivanja pri kojem je potresni stol simulirao potres Friuli 1976. Funkcija frekvencijskog odziva dana na slici 91 je dobivena nakon 100 zaglađivanja primjenom Hammingovog prozora, kako bi se u što većoj mjeri isključio učinak šuma (Towhata, 2008).



Slika 91. Funkcija frekvencijskog odziva za vrh i temelj fizičkog modela konstrukcije UBRIS nakon djelovanja potresa Friuli 1976

Prigušenje fizičkog modela konstrukcije je izmjereno eksperimentalnim putem i iznosi oko 2,4 %. Ovo mjerenje je izvršeno na fizičkom modelu konstrukcije pričvršćene direktno na platformu potresnog stola i pobuđene šumom vrlo malog intenziteta. Frekvencijski korak za proračun u programu SASSI2000 je određen primjenom izraza (147) i iznosi 0,195 Hz. Najveća frekvencija za koju je proveden proračun iznosi 40 Hz. Za proračunani frekvencijski korak i najveću odabranu frekvenciju za proračun je, primjenom izraza (149), određen najveći frekvencijski broj koji iznosi 205. Frekvencije i frekvencijski brojevi su odabrani s obzirom na spektar odziva ubrzanja kontrolnog gibanja (slika 92) i predominantnu

frekvenciju upetog konstrukcijskog sustava, prema preporukama danim u dostupnoj literaturi (Crespellani, Facciorusso i Madiai, 2006; Ostadan, 2006b). Proračun je proveden za frekvencijske brojeve dane u tablici 29. Kontrolno gibanje tla u programu SASSI2000 je definirano na površini tla, prema preporukama danim u literaturi (npr. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975; Gutierrez i Chopra, 1976; Ostadan, 2006b), a preuzeto je s vrha stupca modela tla dubine 650 mm, definiranog u programu SHAKE20000 .



Slika 92. Spektar odziva ubrzanja za zapis zabilježen na površini numeričkog modela tla UBRIS nakon prolaska vala zabilježenog na akcelerometru K01

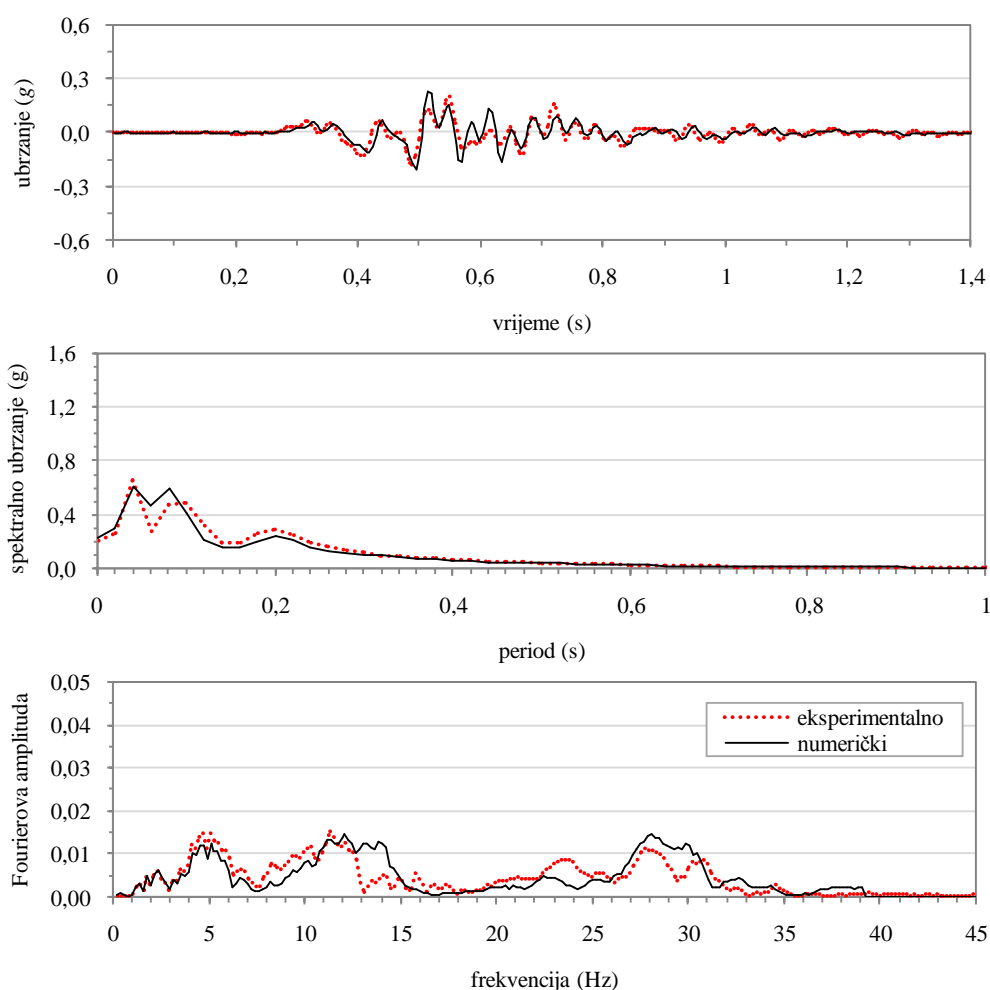
Tablica 29. Frekvencije i frekvencijski brojevi za analizu modela UBRIS

Frekvencija (Hz)	Frekvencijski broj
0,195	1
1,563	8
3,906	20
4,492	23
5,078	26
6,250	32
8,398	43
12,500	64
16,602	85
25,000	128
39,063	200

Gornji ustroj modela konstrukcije UBRIS je modeliran koristeći jedan štapasti konačni element, dok se temelj sastoji od 32 kutijasta konačna elementa. Štapasti konačni element je dugačak 14 cm i ima kvadratni poprečni presjek s duljinom stranice od 10 cm. S donje strane je upet u temelj, tj. kutijaste konačne elemente, dok mu je u čvoru s gornje strane pridružena masa od 80 kg. U definiciji poprečnog presjeka štapastog konačnog elementa su zanemarene posmične deformacije (posmična površina je jednaka nuli) i usvojena je pretpostavka da je štap torzijski krut. Numerički model temelja je sastavljen od 32 kutijasta konačna elementa i to od 4 konačna elementa po dužini kraće stranice i 8 konačnih elemenata po dužini dulje stranice. Visina temelja numeričkog modela je 12 cm, što odgovara visini temelja fizičkog modela. Materijal od kojeg je izrađen model temelj ima modul elastičnosti jednak 10^9 kN/m². Ukupna masa modela temelja iznosi 50 kg i raspodijeljena je jednoliko.

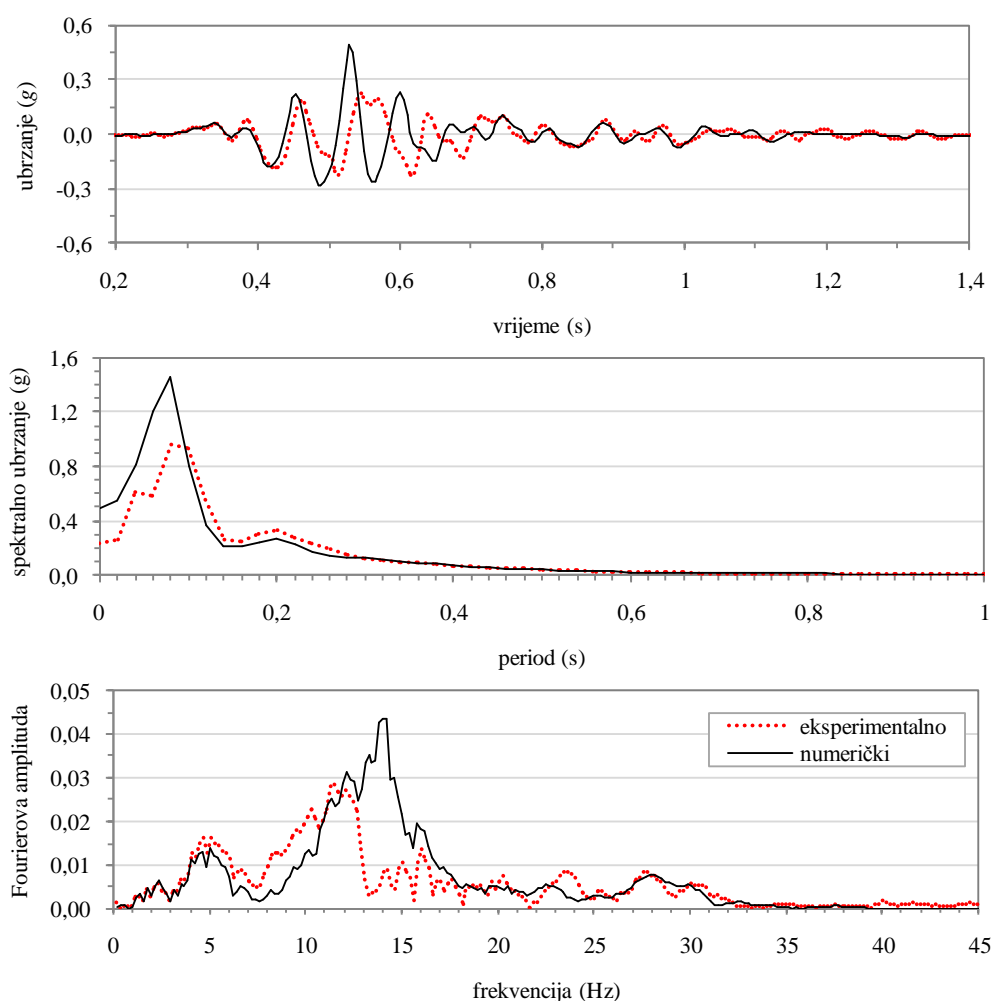
Fizički model konstrukcije UBRIS (slika 77) je numerički definiran kao plitko temeljeni konstrukcijski sustav postavljen na sloj pijeska debljine 650 mm. Ukopanost modela je zanemarena s obzirom da ona u mjerilu prototipa iznosilo 2,7 m, što je manje od granične dubine (3 m) do koje je moguće zanemariti učinke ukopanosti temelja (FEMA, 2005). Osim toga, iz eksperimenta je poznato da tijekom snažnog podrhtavanja ne postoji dobra veza između temelja i okolnog tla, što dodatno opravdava zanemarivanje ukopanosti modela temelja u pijesak. Numerički model konstrukcije UBRIS se sastoji od sveukupno 91 čvora, od čega se 45 čvorova nalazi na kontaktu s modelom tla.

Procijenjeni odziv na razini temelja se dobro poklapa s eksperimentalnim odzivom, što je vidljivo sa slike 93. Amplitude odziva su vrlo dobro procijenjene preko gotovo cijelog frekvencijskog područja Fourierovog spektra između 0 i 40 Hz, što se odražava i u dobrom poklapanju procijenjenog i eksperimentalnog odziva u svjetlu promjene ubrzanja u vremenu te spektra odziva ubrzanja. Ovo je očekivano jer su (i) amplitude odziva također dobro procijenjene po dubini stupca tla ispod konstrukcije i (ii) jer se potresni val penje kroz model tla vertikalno prema gore te u plitki temelj ulazi normalno na njegovu ravninu, tj. ne javlja se refrakcija potresnog vala.



Slika 93. Usporedba numerički procijenjenog i eksperimentalnog odziva za temelj modela UBRIS

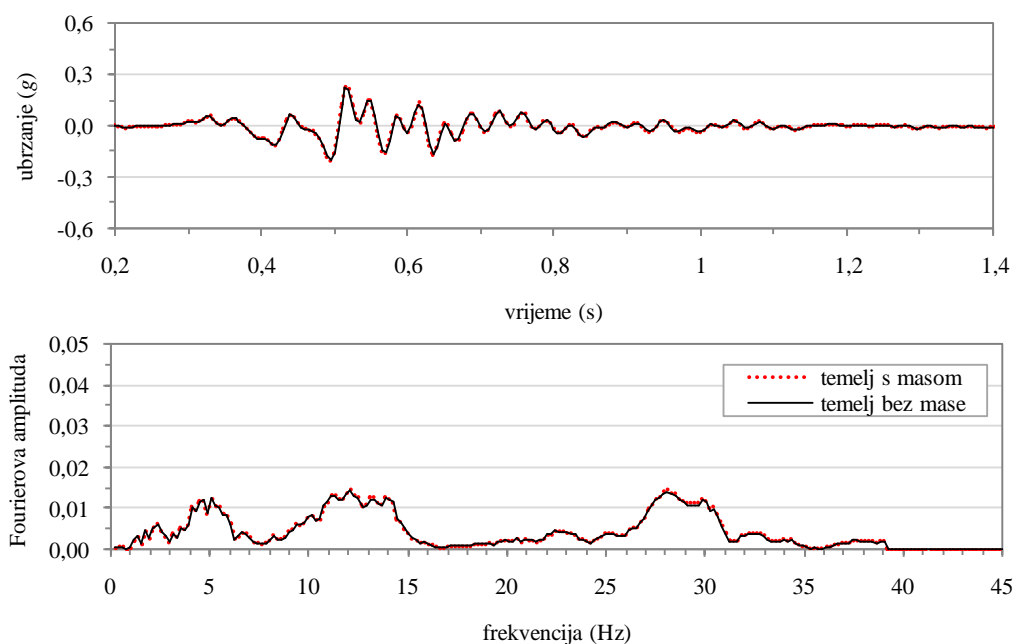
Neznatna razlika u procjeni odziva se očituje u frekvencijskom području između 13 i 15 Hz. Ovo je posljedica nešto krućeg numeričkog modela tla u odnosu na fizički model tla, s obzirom da je kroz numerički model tla propušten val koji sadrži manje energije. U tom svjetlu slika 94 jasno pokazuje da je i cijeli numerički model sustava tlo-konstrukcija krući u odnosu fizički sustav tlo-konstrukcija s obzirom da je rezonantna frekvencija numeričkog sustava izražena kod 14 Hz, dok je rezonantna frekvencija fizičkog pandana izražena kod 12 Hz. Osim toga, amplitude odziva u numeričkom modelu su očekivano veće u odnosu na amplitude odziva fizičkog modela jer ne samo zato što je numerički model krući već i zato što ima manje prigušenje.



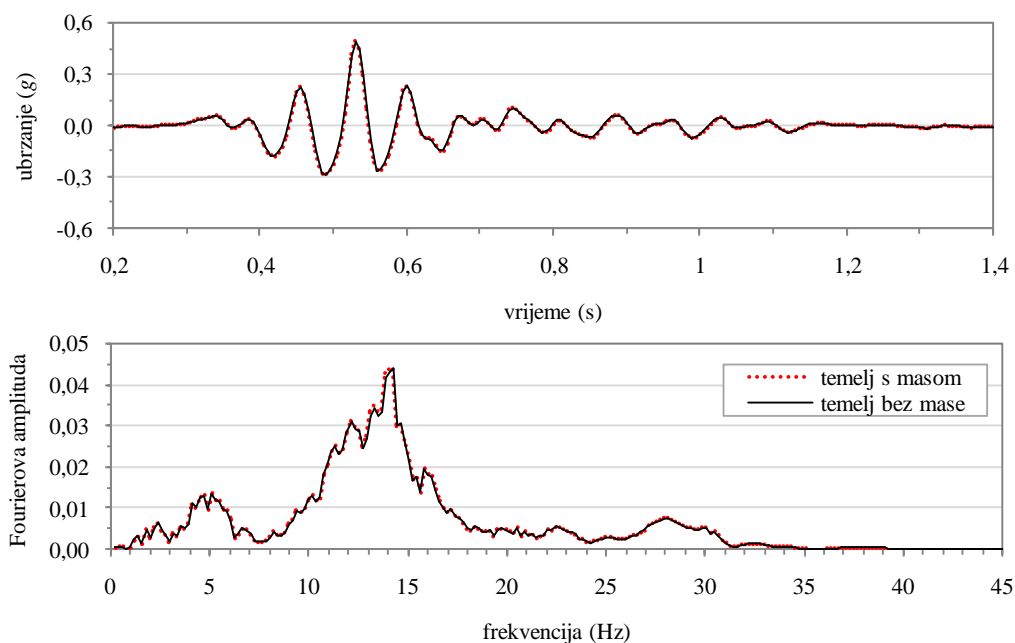
Slika 94. Usporedba numerički procijenjenog i eksperimentalnog odziva za vrh modela konstrukcije UBRIS

Kako bi se potvrdila valjanost pretpostavke o temelju bez mase, koja se može pronaći u velikom broju literature koja obrađuje međudjelovanje tla i konstrukcija, izrađena je kopija numeričkog modela UBRIS čijem je temelju masa u potpunosti uklonjena. Drugačije rečeno, numerički model konstrukcije UBRIS u ovom slučaju sadrži samo masu koncentriranu u vršnom čvoru. Usporedba odziva je dana za signal uhvaćen na virtualnim akcelometrima postavljenim na temelju (slika 95) i vrhu (slika 96) numeričkog

modela UBRIS s i bez mase temelja. Usporedbom odziva se vidi da masa temelja nema utjecaja na odziv sustava flo-temelj-konstrukcija.



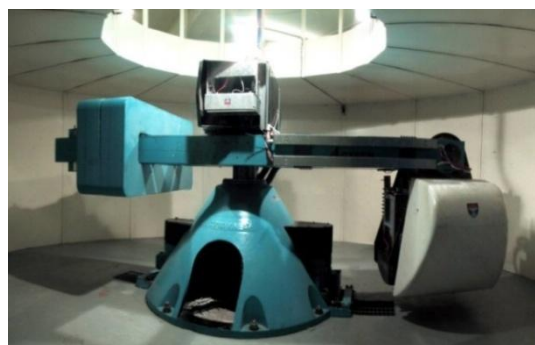
Slika 95. Usporedba odziva temelja za slučaj kada numerički model UBRIS uključuje masu temelja i za slučaj kada je masa temelja u potpunosti zanemarena



Slika 96. Usporedba odziva vrha konstrukcije UBRIS za slučaj kada temelj numeričkog modela uključuje masu i za slučaj kada je masa temelja u potpunosti zanemarena

6.3 Numerički modeli eksperimenata provedenih u uvećanom gravitacijskom polju

Geotehničke centrifuge se danas smatraju vrlo vrijednim i pouzdanim alatom za istraživanja u području geotehničkog i potresnog inženjerstva. Pružaju uvid u bolje razumijevanje problema i daju podatke za kalibraciju i validaciju numeričkih modela. O njihovoj uspješnoj primjeni govore radovi svjetski poznatih znanstvenika (npr. Taylor, 1995; Muir Wood, 2004; Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005; Li, Escoffier i Kotronis, 2013; Escoffier i Chazelas, 2014; Loli, Anastasopoulos, Knappett i Brown, 2014). Dva su osnovna tipa geotehničkih centrifuga: gredna i bubanjska. Gredne centrifuge (slika 97), u usporedbi s bubanjskim, su veće i imaju veći kapacitet nosivosti, no postižu znatno manje brzine. U radu su detaljnije opisane gredne centrifuge jer se takve centrifuge uglavnom koriste u istraživanjima međudjelovanja tla i konstrukcija (npr. Zeng i Steedman, 1998; Gajan et al., 2005; Rayhani i El Naggari, 2008a; Cilingir et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014; Loli, Anastasopoulos, Knappett i Brown, 2014; Madden, 2014). Također, gredne centrifuge su autoru rada bliske s obzirom da je imao prilike raditi na grednoj centrifugi na Sveučilištu Dundee (slika 97). U radu su obrađeni autoru ustupljeni rezultati istraživanja dobiveni na grednim geotehničkim centrifugama, o čemu je više riječi dano u nastavku. Više o bubanjskim tipovima geotehničkih centrifuga je, između ostalog, moguće saznati u Taylorovoj (1995) i Muir Woodovoj (2004) knjizi.

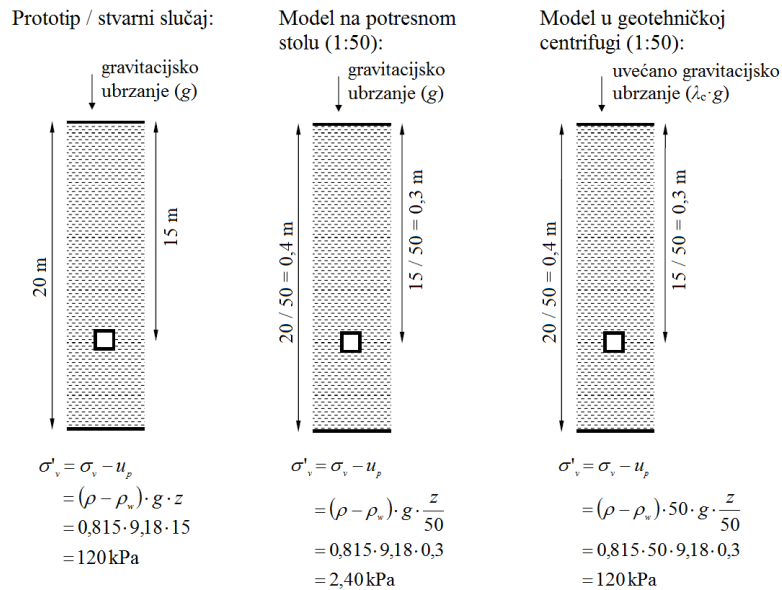


Slika 97. Gredne geotehničke centrifuge: u laboratoriju IFSTTAR (*lijevo*) i na Sveučilištu Dundee (*desno*)

6.3.1 O postupcima modeliranja eksperimenata za istraživanja u geotehničkim centrifugama

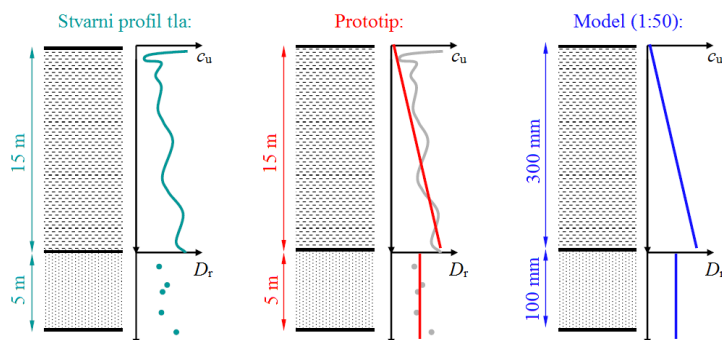
Eksperimentalna ispitivanja u geotehničkim centrifugama se provode na modelima u umanjenom mjerilu pri polju ubrzanja višestruko većem u odnosu na normalno gravitacijsko polje. Istraživanja međudjelovanja tla i konstrukcija na modelima u geotehničkim centrifugama imaju prednost pred drugim metodama jer omogućavaju simuliranje stvarnih naprezanja u tlu koja nastaju zbog djelovanja vlastite težine dijelova sustava tlo-konstrukcija (Muir Wood, 2004; Ptilakis, D. 2006; Knappett, 2013). Geotehničke centrifuge s ugrađenim potresnim stolom su vrlo vrijedan inženjerski alat za istraživanje nelinearnog dinamičkog ponašanja sustava tlo-konstrukcija, a dobiveni rezultati mogu vrlo dobro opisati

stvarno ponašanje tla i konstrukcija kao i njihovo međudjelovanje (slika 98) (Muir Wood, 2004; Knappett, 2013; Li, Escoffier i Kotronis, 2013).



Slika 98. Usporedba modeliranja problema efektivnog napreznja prototipa u različitim uvjetima gravitacijskog ubrzanja (Knappett, 2013) (uredio autor)

Iako su geotehničke centrifuge tehnološki visoko razvijeni inženjerski alati za istraživanje i učenje o ponašanju tla i konstrukcija, sadrže i određene mane i nedostatke. Iznimno je teško, a često i nemoguće modelirati svaki detalj nekog složenog problema za ispitivanje u geotehničkoj centrifuzi (npr. tla u stvarnosti imaju izrazito varijabilna svojstva). Umjesto toga, uzorak se idealizira u prototip koji se zatim umanjuje za ispitivanje u geotehničkoj centrifuzi (slika 99). Kako bi se smanjila pogreška prilikom ispitivanja, poželjno je da visina modela h_s u geotehničkim centrifuzama bude otprilike 10 % duljine polumjera centrifuge r_{ct} (Taylor, 1995; Muir Wood, 2004; Knappett, 2013).



Slika 99. Postupak definiranja modela za ispitivanje u geotehničkoj centrifuzi (Knappett, 2013) (uredio autor)

Najčešće korišten sustav za skaliranje se zasniva na kombinaciji duljine, mase i vremena. Sva svojstva prototipa u jedinicama duljine mogu biti skalirana tako da se svojstvo dijeli faktorom skaliranja λ_c koji odgovara povećanju gravitacijskog ubrzanja. Danas su vrlo dobro poznata pravila za skaliranje uzoraka za

dinamička ispitivanje u geotehničkim centrifugama, a u tablici 30 su dana samo pravila važna za razmatranje međudjelovanja tla i konstrukcija u okviru ovog rada. Čvrstoća i veličina čestica tla te trenje između njih se ne skalira za potrebe ispitivanja u geotehničkim centrifugama (Knappett, 2013).

Tablica 30. Koeficijenti za skaliranje uzoraka za ispitivanje pri uvećanom gravitacijskom ubrzanju (prema Harris i Sabnis, 1999; Muir Wood, 2004; Knappett, 2013)

Parametar	Mjerna veličina	Prototip	Model
Brzina	LT^{-1}	1	1
Deformacija	-	1	1
Frekvencija	T^{-1}	1	λ_c
Duljina, pomak	L	1	$1/\lambda_c$
Gustoća	ML^{-3}	1	1
Masa	M	1	$1/\lambda_c^3$
Modul elastičnosti	$ML^{-1}T^{-2}$	1	1
Naprezanje, pritiska	$ML^{-1}T^{-2}$	1	1
Omjer pora	-	1	1
Površina	L^2	1	$1/\lambda_c^2$
Sila	MLT^{-2}	1	$1/\lambda_c^2$
Ubrzanje	LT^{-2}	1	λ_c
Vrijeme	T	1	$1/\lambda_c$

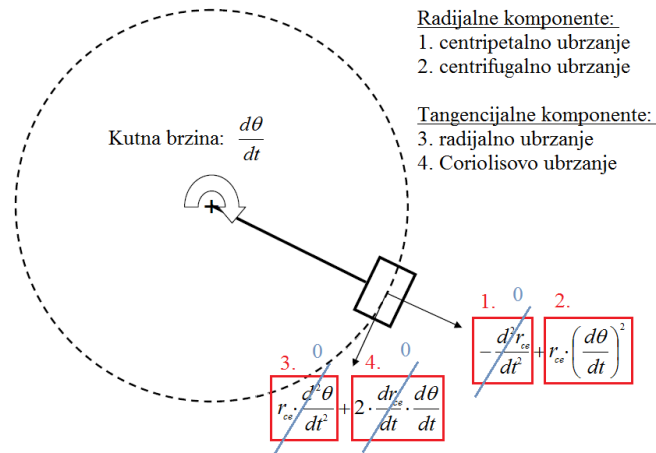
Za izradu modela tla se uglavnom koriste isti materijali kao kod prototipa, tj. veličina čestica tla se ne skalira (Knappett, 2013). Za gline i pijeske ova pretpostavka vrijedi budući da ovaj materijal tvori kontinuum kako u slučaju prototipa, tako i u slučaju modela u umanjenom mjerilu (Knappett, 2013). Ako se modelira konstrukcija (npr. visine h_b) koja je relativno mala s obzirom na karakteristični promjer čestice tla D_{50} , tada se model tla ne mora nužno ponašati kao kontinuum, već kao sustav sastavljen od diskretnih elemenata. Kao pravilo palca, ako vrijedi da je omjer h_b/D_{50} veći od 20 tada utjecaj čestica tla može biti zanemaren (Knappett, 2013). Polje ubrzanja koje djeluje na modele u geotehničkim centrifugama je složeno. Pri ispitivanjima se osim centrifugalnog javlja centripetalno, tangencijalno i Coriolisovo ubrzanje (slika 100). Brzina rotacije centrifuge se postepeno povećava do dostizanja ciljane brzine ($d\theta/dt$) nakon čega je konstantna za vrijeme trajanja ispitivanja ($d^2\theta/dt^2 = 0$). Za model koji se nalazi na kraju geotehničke centrifuge vrijedi (Knappett, 2013):

$$\frac{dr_{ce}}{dt} = \frac{d^2r_{ce}}{dt^2} = 0 \quad (155)$$

Pri uobičajenim uvjetima rada samo centrifugalno ubrzanje djeluje na model (Knappett, 2013). Brzina rotacije se određuje iz sljedećeg izraza (slika 100):

$$\frac{d\theta}{dt} = \sqrt{\frac{\lambda_c \cdot g}{r_{ce}}} \quad (156)$$

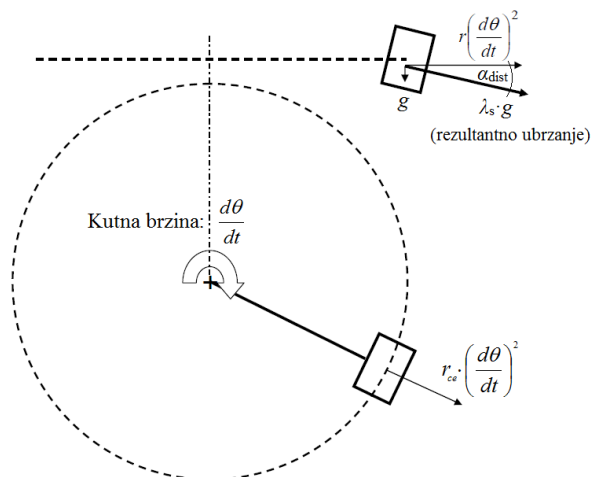
gdje je λ_c faktor smanjenja prototipa za ispitivanje u geotekničkoj centrifugi, g gravitacijsko ubrzanje ($9,81 \text{ m/s}^2$) i r_{ce} efektivni polumjer geotekničke centrifuge.



Slika 100. Komponente ubrzanja pri ispitivanju u geotekničkim centrifugama (Knappett, 2013) (uredio autor)

Pri ispitivanju se u geotekničkim centrifugama javlja i ubrzanje izvan ravnine rotacije modela. Prema Pitagorinom teorem, rezultanto ubrzanje pri ispitivanju u geotekničkoj centrifugi (slika 101) se izračunava koristeći sljedeći izraz:

$$(\lambda_c \cdot g)^2 = \left(r_{ce} \cdot \left(\frac{d\theta}{dt} \right)^2 \right)^2 + (g)^2 \quad (157)$$

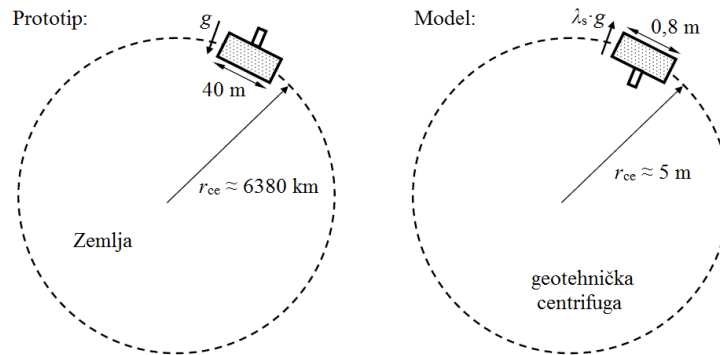


Slika 101. Grafički prikaz komponente ubrzanja izvan ravnine rotacije pri ispitivanju u geotekničkoj centrifugi (Knappett, 2013) (uredio autor)

Izraz (157) koji može biti zapisan i tako da tvori izraz za proračun brzine rotacije za ciljani faktor smanjenja prototipa (Knappett, 2013):

$$\frac{d\theta}{dt} = \sqrt{\frac{g \cdot (\lambda_c^2 - 1)^{0.5}}{r_{ce}}} \quad (158)$$

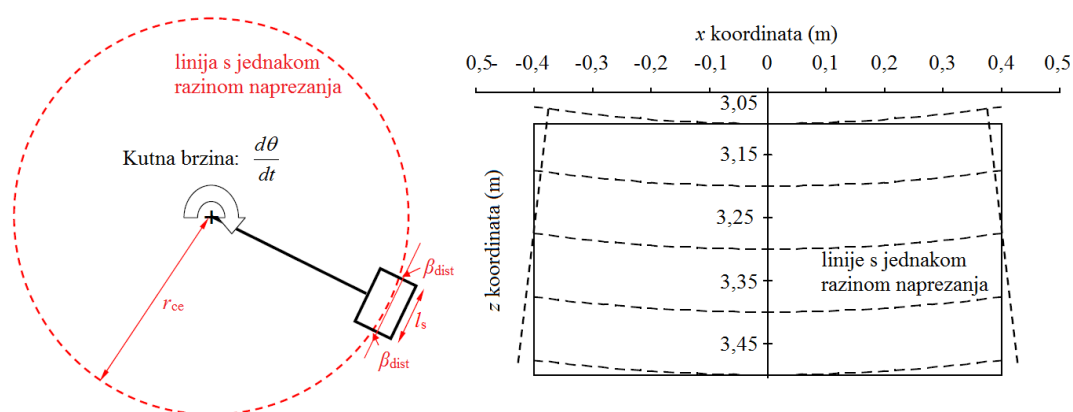
Polje ubrzanja pri ispitivanju u geotehničkim centrifugama se može promatrati kao gravitacijsko polje Zemlje izvrnuto prema van (slika 102).



Usporedimo li veličinu geotehničke centrifuge sa Zemljom, jasno je da se u modelima u geotehničkim centrifugama javljaju određena iskrivljenja. Za vrijeme ispitivanja u geotehničkim centrifugama je nužno u obzir uzeti četiri tipa iskrivljenja koji utječu na sličnost između modela i prototipa (Chazelas i Madabhushi, 2009; Knappett, 2013):

1. *Iskrivljenje površine tla.* U stvarnosti su konstrukcije znatno manje u odnosu na polumjer Zemlje pa je stoga dopušteno pretpostaviti kako je površina temeljnog tla ravna ploča. Zakrivljenost površine temeljnog tla u stvarnosti iznosi približno $0,00018^\circ$ dok zakrivljenost za model u geotehničkoj centrifugi iznosi približno 5° .
2. *Iskrivljenje polumjera prostora.* Visina prototipa je vrlo mala s obzirom na polumjer Zemlje (manja od $10^{-3} \%$) pa je ubrzanje približno konstantno u svakoj točki na površini Zemlje. U slučaju modela koji se ispituje u geotehničkoj centrifugi poželjno je da se omjer visine modela i polumjera centrifuge kreće oko 10 %.
3. *Iskrivljenje gravitacijskog ubrzanja.* Kod modela ispitanih u geotehničkim centrifugama je potrebno u obzir uzeti i gravitacijsko ubrzanje koje djeluje izvan ravnine vrtnje modela.

Zbog velikog polumjera Zemlje, kod prototipa je normalno za očekivati da linije konstantnog vertikalnog napreznja leže paralelno po dubini. S druge strane, zbog relativno malog polumjera centrifuge, linije konstantnog napreznja bi trebale ležati na kružnici koju opisuje polumjer centrifuge za vrijeme vrtnje. Kako bi što vjernije izradili model za ispitivanje u centrifugi, bilo bi potrebno površinu modela tla napraviti zakrivljenom. No, ova zakrivljenost je u modelima gotovo uvijek zanemarena zbog poteškoća pri izradi takvih površina, što rezultira iskrivljenjem zakrivljenosti površine temeljnog tla (slika 103).



Slika 103. Distorzija zakrivljenosti površine temeljnog tla u geotehničkim centrifugama (Knappett, 2013): na globalnoj razini (*lijevo*) na razini poprečnog presjeka po dužini modela tla pri ubrzanju od 50g (*desno*) (uredio autor)

Maksimalno iskrivljenje zakrivljenosti površine temeljnog tla je moguće izračunati koristeći sljedeći izraz (Knappett, 2013):

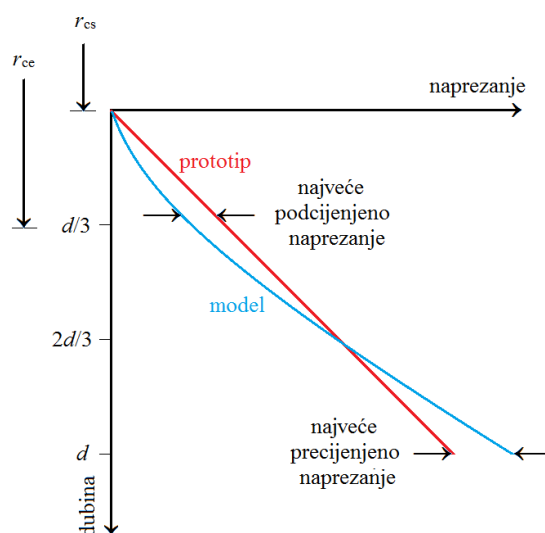
$$\beta_{dist} = \frac{l_s}{2 \cdot r_{ce}} \quad (159)$$

gdje je l_s duljina modela tla u smjeru vrtnje geotehničke centrifuge, a r_{ce} efektivni polumjer geotehničke centrifuge. Iskrivljenje zakrivljenosti površine temeljnog tla je posebno važna kod modela nasipa i kosina te kada je polumjer geotehničke centrifuge relativno mali. Zanimari li se gravitacijsko ubrzanje izvan ravnine vrtnje modela u geotehničkoj centrifugi, rezultat je gravitacijska sila koja se prenosi na model i koja je proporcionalna polumjeru centrifuge (Knappett, 2013):

$$r_{ce} \cdot \left(\frac{d\theta}{dt} \right)^2 = \lambda_c \cdot g \quad (160)$$

Budući da je polumjer centrifuge za vrijeme ispitivanja nepromjenjiv (konstantan), točka na površini modela tla i točka pri dnu spremnika u kojem je smješten model tla imaju različite udaljenosti od osi oko koje model rotira. Stoga, pri ustaljenoj brzini kojom model rotira oko osi geotehničke centrifuge, dolazi do pojave različite razine gravitacijskog ubrzanja, a time i napreznja, po dubini modela (slika 104). Ovo iskrivljenje je poznato pod nazivom iskrivljenje polumjera u centrifugalnom polju ubrzanja. Utjecaj iskrivljenja polumjera može biti minimiziran tako da se zadrži relativno mala ukupna visina modela tla h_s obzirom na globalni polumjer centrifuge r_{ct} , obično $h_s < 0,1r_{ct}$ (Muir Wood, 2004; Knappett, 2013). U tom slučaju se brzina rotacije centrifuge prilikom ispitivanja podešava za određenu točku unutar modela te se

taj polumjer naziva efektivni polumjer r_{ce} . S druge strane, Taylor (1995) ističe kako se jednaka razina naprezanja u modelu i prototipu uspostavlja na dvije trećine dubine modela pri čemu bi efektivni polumjer centrifuge trebao biti mjereno od središnje osi vrtnje geotehničke centrifuge do jedne trećine dubine modela (slika 104). Za većinu geotehničkih centrifuga je omjer h_s/r_{ce} dovoljno mali, pri čemu su pogreške unutar profila naprezanja zanemarive (Taylor, 1995).



Slika 104. Usporedba promjene naprezanja po dubini modela tla u centrifugi i njemu odgovarajućeg prototipa (prema Taylor, 1995)

Ako je gondoli s posmičnom kutijom, u koju je ugrađen model tla na kraju gredne centrifuge, dozvoljeno ljuljanje pri ispitivanju, ona će prirodno visjeti tako da rezultanto ubrzanje djeluje okomito na površinu modela tla (slika 101). Nagib gondole pri ispitivanju, s obzirom na ravninu vrtnje, ovisi o brzini vrtnje i računa se preko sljedećeg izraza (Knappett, 2013):

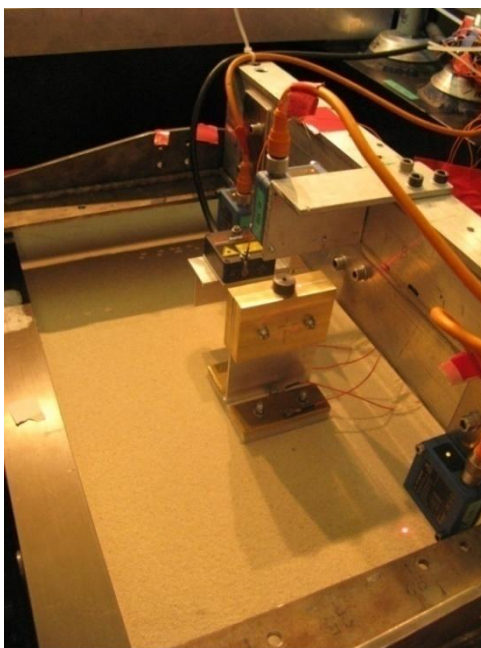
$$\alpha_{dist} = \tan^{-1} \left[r_{ce} \cdot \left(\frac{d\theta}{dt} \right)^2 / g \right] \quad (161)$$

6.3.2 Eksperiment proveden na institutu IFSTTAR

Rezultate ispitivanja te opis i nacрте modela IFSTTAR je autoru ljubazno ustupila dr. Sandra Escoffier sa Sveučilišta L'UNAM (L'Université Nantes Angers Le Mans) iz Francuske. Eksperimentalno ispitivanje međudjelovanja tla i konstrukcija je provedeno u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de L'aménagement et des Réseaux) u okviru projekta SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies). projekt SERIES je financiran iz Sedmog okvirnog programa (FP7/2007-2013) za istraživanje i tehnološki razvoj Europske unije (broj ugovora: 227887). Više o eksperimentu i ispitanim modelima je moguće pronaći i u

literaturi navedenoj na kraju ovog rada (npr. Chazelas i Madabhushi, 2009; Cilingir et al., 2012; Heron et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014).

Prema spoznajama autora, ustupljeni rezultati eksperimentalnih istraživanja do trenutka pisanja ovog rada nisu korišteni u kalibracijama i validacijama numeričkih modela. Modeli konstrukcija su ispitani u geotehničkoj centrifugi pri ubrzanju od 50g, pri čemu je ciljano ubrzanje ostvareno na dvije trećine dubine modela tla (mjereno od površine tla). Tlo je modelirano pomoću suhog pijeska smještenog u posmičnu kutiju, a modeli konstrukcija su izrađeni kao sustavi s jednim stupnjem slobode (slika 105).



Slika 105. Model konstrukcije na pijesku i raspored instrumenata u posmičnoj kutiji prije ispitivanja u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR (ljubazno ustupila dr. Sandra Escoffier)

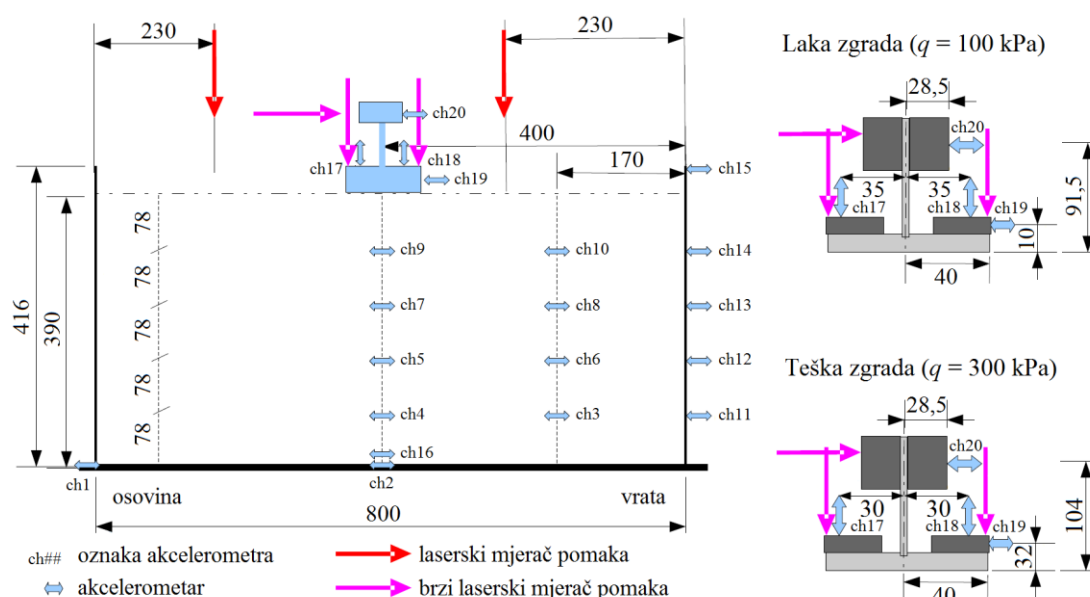
O fizičkim modelima i eksperimentu:

U okviru eksperimenta provedenog na institutu IFSTTAR su promatrani sljedeći parametri: (i) pritisak na temeljno tlo, (ii) osnovna frekvencija sustava s jednim stupnjem slobode, (iii) omjer mase temelja i gornjeg ustroja konstrukcije te (iv) vitkost konstrukcijskog sustava. Detaljniji opis modela konstrukcija je dan u tablici 31. Modeli konstrukcija predstavljaju stvarne plitko temeljene zgrade visine pet katova s osnovnim periodom osciliranja od oko 1 s. Takve zgrade se smatraju najosjetljivijim na djelovanje potresa s obzirom su predominantni periodi većine potresa u granicama između 0,5 i 1 s. Izrađena su dva fizička modela ovih zgrada: (i) model lake zgrade, koja stvara pritisak na temeljno tlo od 100 kPa te (ii) model teške zgrade, koja stvara pritisak na temeljno tlo od 300 kPa. Radi jasnoće i sažetosti u radu se za laku i tešku zgradu koriste redom kratice Z100 i Z300. Modeli zgrada su postavljeni centralno u odnosu na površinu tla u posmičnoj kutiji.

Tablica 31. Izmjerena svojstva modela IFSTTAR u mjerilu prototipa (Ecoffier i Chazelas, 2014)

Svojstvo zgrade	Z100	Z300
Pritisak na temeljno tlo, q (kPa)	101	296
Osnovna frekvencija osciliranja (Hz)	0,96	0,98
Relativno prigušenje konstrukcijskog sustava (%)	1,18	1,18
Visina težišta gornjeg ustroja s obzirom na površinu temeljnog tla (m)	4,58	5,20
Masa gornjeg ustroja (t)	105	311
Masa temelja (t)	60	170
Širina temelja (m)	4	4
Duljina temelja (m)	4	4

Odziv modela zgrada je izmjeren pomoću dva vertikalna akcelerometra smještena na susjednim rubovima temelja i po jednog horizontalnog akcelerometra smještenog u razini težišta mase konstrukcije i temelja (slika 106). Frekvencijsko područje mjerenja korištenih akcelerometara je između 1 i 20000 Hz. Akceleromerima je tijekom ispitivanja bilježen odziv modela frekvencijom od 12800 Hz.



Slika 106. Shematski prikaz geometrije modela IFSTTAR i razmještaj instrumenata, u mm (ljubazno ustupila Sandra Ecoffier s instituta IFSTTAR) (uredio autor)

Geotehnička centrifuga na institutu IFSTTAR je gredna s polumjerom od 5,50 m i nosivosti 200 t. U gondoli na kraju grede je smješten mali potresni stol čija su svojstva dana u tablici 32. Poznavanje svojstava potresnog stola je vrlo korisno jer otkriva djelotvorno frekvencijsko područje te jasno odvaja frekvencije koje se u rezultatima eksperimenta javljaju kao šum. Poznato je da se u potresnom stolu može pojaviti lažno ubrzanje s vrijednošću manjom od 10 % ciljanog ubrzanja (Chazelas i Madabhushi, 2009).

Posmična kutija je smještena u gondoli i sastoji se od 14 jednakih aluminijskih obruča visine 25 mm. Između svakog aluminijskog obruča se nalazi gumena traka debljine 4 mm. Provedeno ispitivanje na potresnom stolu je pokazalo rezonantnu frekvenciju ove posmične kutije između 32 i 37 Hz. Potresni stol

ugrađen u geotehničku centrifugu na institutu IFSTTAR omogućava ispitivanje primjenom harmonijske pobude te pomoću (skaliranih) zapisa stvarnih potresa.

Tablica 32. Svojstva potresnog stola u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR (Heron et al., 2012)

Svojstvo potresnog stola	Vrijednost
Duljina stola (mm)	1000
Širina stola (mm)	500
Dopuštena visina za ugradnju modela (mm)	600
Nosivost, uključujući i posmičnu kutiju (kg)	400
Maksimalni pomak (mm)	5
Maksimalna brzina (m/s)	1
Maksimalno ubrzanje (m/s^2)	400
Frekvencijsko područje za stvarne potrese (Hz)	20 - 300
Frekvencijsko područje za harmonijsku pobudu (Hz)	20 - 200

Fizički model tla:

Sva ispitivanja su provedena na suhom hostunskom pijesku HN31 sa zaobljenim do poluzaobljenim zrnima. Svojstva ovog pijeska su dana u tablici 33. Modeli konstrukcija su ispitani na pijesku s nominalnom relativnom zbijenošću od 55 % (slabo zbijeno tlo) i 80 % (dobro zbijeno tlo). Radi jednostavnosti u radu će se za slabo i dobro zbijeno tlo koristiti kratice redom T55 i T80.

Tablica 33. Svojstva pijeska korištenog za potrebe ispitivanja na institutu IFSTTAR (Heron et al., 2012)

Mjerna veličina	Vrijednost
D_{50} (mm)	0,35
C_u	1,57
ρ_s (kg/m^3)	2650
ρ_{min} (kg/m^3)	1318
ρ_{max} (kg/m^3)	1620
e_{max}	1,01
e_{min}	0,636

Pijesak je pažljivo ugrađen nasipavanjem pomoću lijevka s blendom na donjem rubu. Veličina otvora blende regulira brzinu sipanja pijeska. Lijevku je omogućeno kretanje u svim smjerovima, a promjenom visinskog položaja se postiže tražena relativna zbijenost ugrađenog pijeska. Uređaji za mjerenje ubrzanja su u pijesak postavljeni kako je pokazano slikom 106, a njihov položaj je izmjeren prije i nakon svakog ispitivanja. Odziv stupca tla je eksperimentalno ispitan pomoću dva vertikalna niza akcelerometara. Osnovna frekvencija modela tla sa slobodnom površinom je procijenjena na temelju rezultata eksperimentalnih ispitivanja i približno iznosi 2,75 Hz.

Budući da je isti pijesak korišten u više ispitivanja, njegova svojstva su ispitana prije i nakon ispitivanja te je uočeno drobljenje zrna (Heron et al., 2012; Escoffier i Chazelas, 2014). Ugradnja pijeska u spremnik te višestruka dinamička ispitivanja u geotehničkoj centrifugi su mogući uzroci drobljenja zrna. Ispitivanje jednostavnim smicanjem za pijeske s nominalnom relativnom zbijenosti od 80 i 55 % je redom pokazalo

pad kuta posmika s 40° i 37° na $38,1^\circ$ i $35,8^\circ$. Posljedice pada kuta posmika se očituju i u teoretskoj nosivosti pijeska kao modela temeljnog tla. Kod pijeska s nominalnom relativnom zbijenosti od 80 i 55 % je redom uočen pad nosivosti s 2562 i 1589 kPa na 1975 i 1327 kPa. Jasno je da ovo uzrokuje pad faktora sigurnosti za statičko vertikalno opterećenje FS_v (tablica 34).

Tablica 34. Pad faktora sigurnosti za statičko vertikalno opterećenje FS_v prije i nakon ispitivanja u ovisnosti o relativnoj zbijenosti temeljnog tla D_r i pritisku na temeljno tlo q

D_r (%)	q (kPa)			
	100		300	
	FS_v			
	početni	konačni	početni	konačni
55	17,7	13,1	5,4	4,5
80	25,3	19,6	8,6	6,7

Ulazni zapisi potresa:

Korištena su dva zapisa potresa širokog frekvencijskog područja. Svojstva ovih zapisa su dana u tablici 35. Ovi signali sadrže većinu energije kod frekvencija od 50 i 150 Hz u mjerilu modela, odnosno oko 1 i 3 Hz u mjerilu prototipa.

Tablica 35. Svojstva dinamičkih pobuda korištenih pri ispitivanjima (u mjerilu prototipa)

Naziv ulaznog zapisa potresa	\ddot{u}_{gm} (g)	I_A (m/s)
T1F1E1	0,128	1,01
T1F1E2	0,248	4,78

Ulazni zapisi (umjetnih) potresa s oznakama T1F1E1 i T1F1E2, u mjerilu prototipa, imaju dominantnu frekvenciju od 1 Hz koja odgovara osnovnoj frekvenciji osciliranja upetog fizičkog modela konstrukcije promatrane u eksperimentu. Ovakva dominantna frekvencija je odabrana s ciljem da se naglase učinci međudjelovanja tla i konstrukcije. Poznato je da su odabrani zapisi stvarnih potresa dovoljno snažni da mogu uzrokovati nelinearno ponašanje tla.

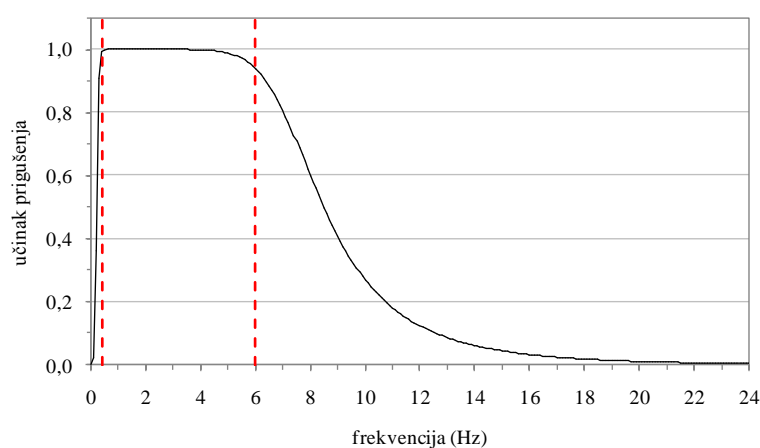
6.3.3 Numerički model za slučaj zgrade Z300 na tlu T80 pri djelovanju zapisa T1F1E1

Osim ako nije drugačije navedeno, u nastavku je sve promatrano na razini prototipa, a skaliranje je provedeno primjenom pravila danih u tablici 30. Eksperiment je proveden pri ubrzanju od 50g. Zapis T1F1E1, zabilježen na dnu posmične kutije preko akcelerometra s oznakom ch2 (slika 106), je korišten kao ulazni zapis potresa u numeričkom modelu. Ostali vremenski zapisi ubrzanja, zabilježeni na različitim lokacijama u tlu i konstrukciji, su korišteni za provjeru valjanosti numeričkog modela. Svi vremenski zapisi ubrzanja zabilježeni tijekom provođenja eksperimenta su od strane autora obrađeni (filtrirani i ispravljeni s obzirom na osnovnu liniju) u programu SeismoSignal (Seismosoft, 2013b). U programu su obrađeni vremenski zapisi ubrzanja u trajanju od 38 s, čiji je početak određen otprilike 1 s

prije početka snažnog podrhtavanja. Vrijednosti ubrzanja su pri uvozu zapisa T1F1E1 u program SeismoSignal pomnožene s 0,02 (tj. 1/50), a vremenski korak je usvojen jednak 0,004 (tj. recipročno od 12800/50). Nakon uvoza zapisa u spomenuti program vremenski korak je promijenjen u 0,01 s. Ovo je učinjeno kako bi broj točaka u zapisu ubrzanja bio manji od 4096 te kako bi se iz zapisa djelom očistile visoke frekvencije, tj. šum.

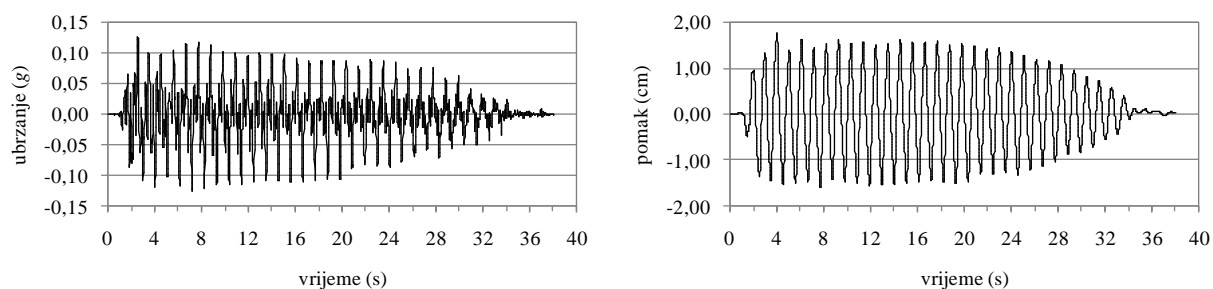
Poznato je da proračun u programu SHAKE2000 može biti nestabilan, za zapise s više od 4096 točaka (Ordóñez, 2011a). Za filtriranje zapisa je korišten Butterworthov filtar četvrtog reda s propusnim pojasom između 0,25 i 7,5 Hz. Filtar je definiran za ove granice kako bi se što manje utjecalo na frekvencije koje potresni stol ugrađen u geotehničku centrifugu može izgraditi (između 0,4 i 6 Hz) te kako bi se u što većoj mjeri isključile ili prigušile frekvencije koje sadrže šum. Također, uklanjanjem frekvencija manjih od 0,25 Hz zapis je uspješno ispravljen s obzirom na osnovnu liniju.

Autor je uočio da povećanje reda filtra, primjerice s vrijednosti četiri prema višim vrijednostima, ima neznatan učinak na frekvencije koje sadrže šum. Osim toga, uočeno je da velike vrijednosti reda filtra u cijeli signal mogu uvesti novi šum koji je posebno izražen na kraju zapisa. Također, viši redovi filtra ugrađenih u program SeismoSignal (Seismosoft, 2013b) mogu rezultirati nestabilnošću programa. Granične frekvencije i red filtra su određeni nakon više detaljnih vizualnih pregleda zapisa. Filtar je prikazan na slici 107, gdje je crtkanim vertikalnim linijama omeđeno područje frekvencija koje potresni stol ugrađen u geotehničku centrifugu može izgraditi.

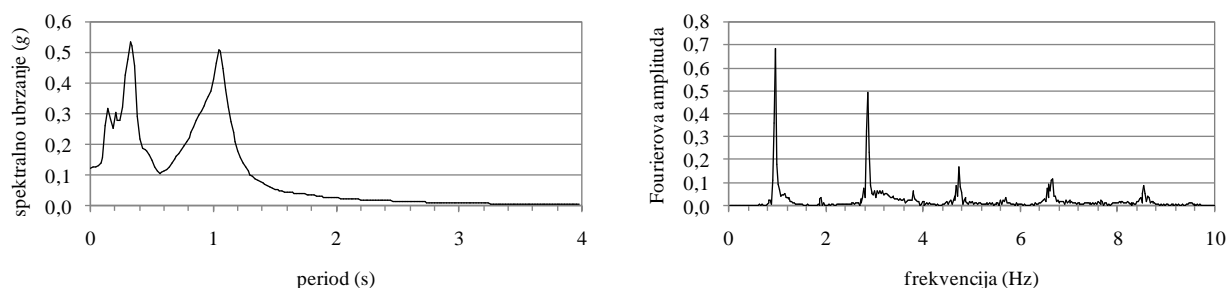


Slika 107. Butterworthov filtar korišten za obradu zapisa zabilježenih u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR. Crtkane vertikalne linije omeđuju područje frekvencija koje potresni stol u geotehničkoj centrifugi može pobuditi

Obradeni ulazni zapis potresa, u mjerilu prototipa, je prikazan na slici 108, a na slici 109 su prikazani pripadajući spektar odziva i Fourierov spektar. Pregledom zapisa pomaka u vremenu (slika 108) se vidi da je zapis valjano ispravljen s obzirom na osnovnu liniju.



Slika 108. Obradeni zapis T1F1E1: promjena ubrzanja u vremenu (*lijevo*), promjena pomaka u vremenu (*desno*)



Slika 109. Spektar odziva za 5 % relativnog prigušenja (*lijevo*) i Fourierov spektar (*desno*) za obrađeni zapis T1F1E1

Proračun u programu SHAKE2000: stupac tla sa slobodnim poljem:

Tlo je u programu SHAKE2000 modelirano kao horizontalno uslojen medij ukupne debljine 19,5 m. Ispod ovako definiranog numeričkog modela tla je simulirana čvrsta podloga sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 1500 m/s, gustoćom od 2500 kg/m³ i pretpostavljenim početnim prigušenjem od 1 %. Na ovaj način je definirana čvrsta podloga kao numerička zamjena za čvrsto dno posmične kutije i platformu potresnog stola. Profil brzina posmičnih valova za model tla je izrađen prema provjerenom postupku korištenom u više sličnih studija (Pitilakis, D. et al., 2004; Pitilakis, D. 2006; Pitilakis, D. i Clouteau, 2010). U ovom slučaju je referentna dubina definirana na dvije trećine dubine modela tla, tj. na dubini od 13 m. Tada se za referentnu gustoću pijeska ρ_p koja, u mjerilu prototipa, iznosi 1550 kg/m³ može proračunati efektivno vertikalno naprezanje u tlu $\sigma'_{v,rp}$ na referentnoj dubini prema sljedećem izrazu:

$$\sigma'_{v,rp} = \rho_p \cdot g \cdot z_{rp} = 1550 \cdot 9,81 \cdot 13 = 197,67 \text{ kPa} \quad (162)$$

Koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju K_0 je procijenjen s obzirom na izmjereni kut trenja koji za pijesak korišten u eksperimentu približno iznosi 38° (Escoffier i Chazelas, 2014):

$$K_0 = 1 - \sin 38^\circ = 0,40 \quad (163)$$

Za procijenjeni koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju je proračunano srednje naprezanje u tlu u mjerilu prototipa $\sigma'_{m,rp}$, prema sljedećem izrazu:

$$\sigma'_{m,rp} = \frac{1+2 \cdot K_0}{3} \cdot \sigma'_{v,rp} = \frac{1+2 \cdot 0,4}{3} \cdot 197,67 = 118,60 \text{ kPa} \quad (164)$$

Referentni modul posmika u mjerilu prototipa $G_{s,max,rp}$ je određen prema sljedećem izrazu, gdje je korišten izmjereni omjer pora e koji, za hostunski pijesak HN31 s $D_r = 80 \%$, približno iznosi 0,71:

$$G_{s,max,rp} = \frac{6908 \cdot (2,17 - e)}{1 + e} \cdot \sigma'_{m,rp} = \frac{6908 \cdot (2,17 - 0,71)}{1 + 0,71} \cdot \sqrt{118,60} = 93779 \text{ kPa} \quad (165)$$

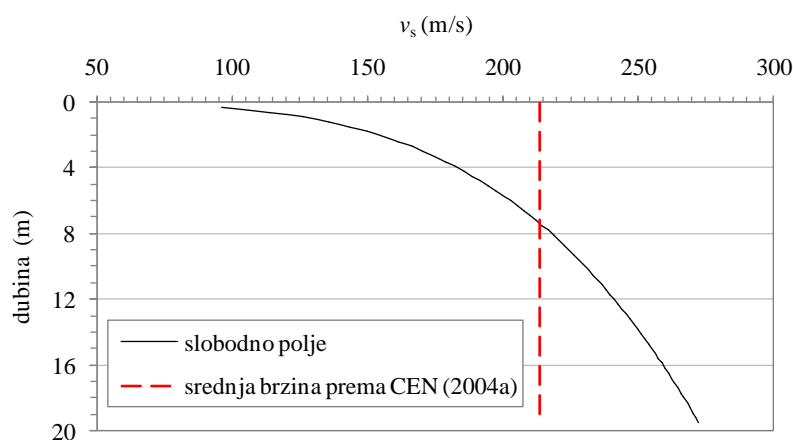
Modul posmika je proračunan za svaku dubinu prema sljedećem izrazu:

$$G_s = G_{s,max,rp} \cdot \sqrt{\frac{z}{z_{ref}}} \quad (166)$$

Konačno, profil brzina širenja posmičnih valova je procijenjen primjenom dobro poznatog izraza:

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho}} \quad (167)$$

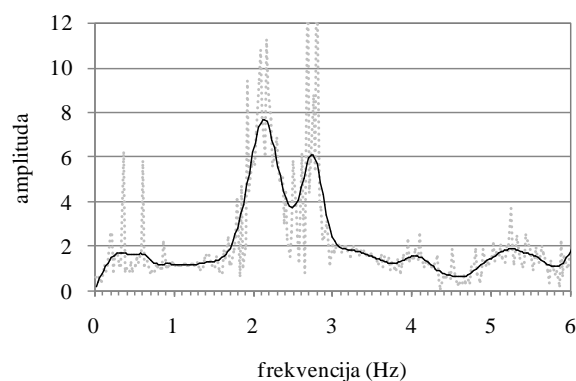
Proračunani profil brzina širenja posmičnih valova je prikazan na slici 110.



Slika 110. Raspodjela brzine širenja posmičnih valova po dubini modela tla T80 sa slobodnim poljem (puna linija) te srednja brzina posmičnih valova za isti model tla prema europskoj normi (crtkana linija)

Na slici 110 crtkana linija pokazuje srednju brzinu širenja posmičnih valova za profil brzina do čvrste podloge i proračunana je primjenom izraza (17). Srednja brzina širenja posmičnih valova za ovaj model tla sa slobodnim poljem iznosi 213 m/s, što ga prema europskoj normi (CEN, 2004a) svrstava u razred tla C, odnosno u razred tla E ako se u obzir uzme i debljina naslaga.

Za proračunanu srednju brzinu i pripadajuću dubinu je procijenjena osnovna frekvencija osciliranja tla $f_0 = 2,74$ Hz. Ovako procijenjena osnovna frekvencija tla T80 je provjerena s obzirom na funkciju frekvencijskog odziva za zapise zabilježene preko kanala c19 i c1 (slika 111). Zaglađeni dijagrami dani na slici 111 su dobiveni primjenom Hammingovog prozora (Towhata, 2008) na skupu točaka iz spomenute funkcije frekvencijskog odziva.



Slika 111. Funkcija frekvencijskog odziva za kanale ch19 i ch1 (razmjestaj kanala je pokazan na slici 106)

Model tla je podijeljen na jednake horizontalne slojeve debljine 30 cm. Ovako je jedna debljina obruča posmične kutije u geotehničkoj centrifugi opisana s približno 5 slojeva tla, u mjerilu prototipa. Ovako definiran model tla omogućava propuštanje frekvencija do 70 Hz (Kuhlemeyer i Lysmer, 1973; Muir Wood, 2004).

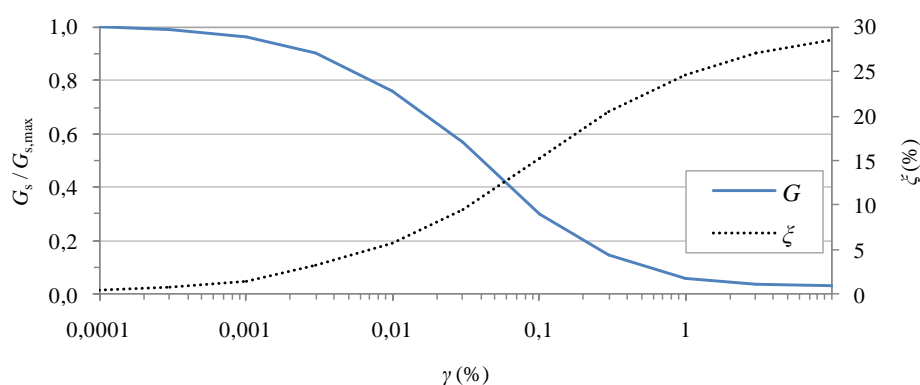
Budući da numerički model tla propušta znatno veće frekvencije od zahtijevanih studijom (0,25 - 25 Hz), debljina slojeva je mogla biti i tri puta veća od usvojene. No, tada u numeričkom modelu tla ne bi bilo moguće razmjestiti virtualne akcelerometre tako da odgovaraju mjestima u eksperimentu.

Za cijeli model tla iznad čvrste podloge je pretpostavljeno jednoliko početno prigušenje u iznosu od 5 %. Ovakva vrijednost početnog prigušenja je odabrana u skladu s rezultatima eksperimentalnih ispitivanja provedenih u geotehničkim centrifugama za različite pijeske (Brennan, Thusyanthan i Madabhushi, 2005; Li, Escoffier i Kotronis, 2013).

Kako bi se u obzir uzelo dinamičko ponašanje tla, proračuni su provedeni primjenom ekvivalentne linearne metodu ugrađene u program SHAKE2000 (Ordóñez, 2011a). Provedeno je više proračuna uz

primjenu različitih krivulja promjene omjera modula posmika i prigušenja koje su pronađene u dostupnoj literaturi (Seed i Idriss, 1970; Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984; Bardet, Ichii i Lin, 2000; Ordóñez, 2011a; Hashash et al., 2012).

Nakon provedenih proračuna u programu SHAKE2000 i pažljivo pregledanog odziva zaključeno je da nelinearni odziv tla najbolje opisuju srednja krivulja za omjer modula posmika te pripadajuća krivulja za prigušenje koje su predložili Seed i suradnici (slika 112).



Slika 112. Srednja krivulja promjene omjera modula posmika i pripadajuća krivulja promjene prigušenja s obzirom na posmičnu deformaciju prema Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu (1984)

Tablica 36 daje usporedbu odziva preko stupnja slaganja J za model tla opisan preko srednje granične krivulje za modul posmika te pripadajuće krivulje za prigušenje koje su predložili Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu (1984).

Tablica 36. Stupnjevi slaganja za stupac tla T80 sa slobodnim poljem pri djelovanju potresa T1F1E1

Funkcija za opis zapisa potresa	R_γ	Kanal mjernog uređaja (dubina na kojoj je uređaj smješten, mjereno od površine)			
		ch10 (3 m)	ch8 (7,5 m)	ch6 (12 m)	ch3 (15 m)
Fourierov spektar (0 - 6 Hz)	0,30	0,056	0,081	0,111	0,034
	0,40	0,052	0,066	0,052	0,065
	0,45	0,071	0,082	0,071	0,075
	0,50	0,094	0,104	0,095	0,078
	0,55	0,117	0,127	0,119	0,077
	0,60	0,139	0,149	0,140	0,074
	0,65	0,158	0,168	0,158	0,070
	0,80	0,171	0,218	0,199	0,057
Zapis ubrzanja u vremenu (0 - 38 s)	1,00	0,235	0,270	0,226	0,045
	0,30	0,310	0,386	0,236	0,300
	0,40	0,306	0,341	0,333	0,231
	0,45	0,320	0,341	0,315	0,214
	0,50	0,340	0,346	0,305	0,202
	0,55	0,358	0,353	0,300	0,194
	0,60	0,375	0,361	0,299	0,190
	0,65	0,390	0,369	0,300	0,188
0,80	0,437	0,393	0,312	0,188	
1,00	0,477	0,420	0,335	0,196	

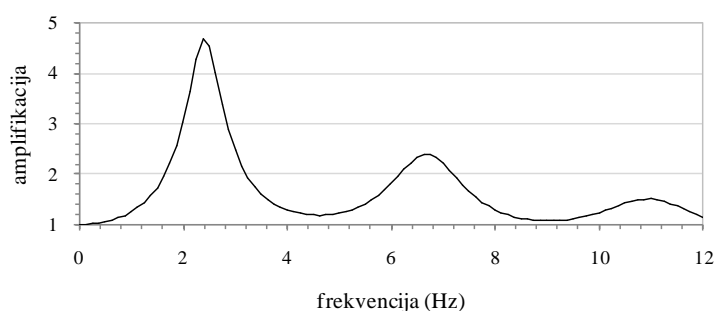
Usporedba odziva je dana preko Fourierovog spektra za frekvencijsko područje od 0 do 6 Hz (tj. djelotvorno područje potresnog stola) te preko vremenskog zapisa za cjelokupno trajanje potresa. Pregledom vrijednosti stupnja slaganja u tablici 36 se može uočiti najbolje slaganje numerički procijenjenog odziva s odzivom izmjerenim u eksperimentu za faktor redukcije R_γ jednak 0,40.

Kako je i pretpostavljeno na početku ovog poglavlja, stupanj slaganja pokazuje vrijednosti bliže nuli ako je usporedba odziva dana preko Fourierovog spektra nego ako je usporedba dana preko vremenskog zapisa. Ovo je očekivano s obzirom da iz vremenskih zapisa dobivenih eksperimentalnim putem nije moguće potpuno isključiti frekvencije koje sadrže šum, a da se ne naruši energija sadržana pri djelotvornim frekvencijama.

U nastavku su dani i grafički prikazi Fourierovih spektara te vremenski zapisi potresa dobiveni numeričkim i eksperimentalnim putem. Grafički prikaz daje jasniju predodžbu o prisutnosti šuma u eksperimentalnom odzivu. Kao u ovoj studiji, najbolje slaganje eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva za $R_\gamma = 0,40$ su ustanovili i Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama (1988). Oni su usporedili odziv procijenjen primjenom ekvivalentne linearne metode s odzivom zabilježenim na terenu.

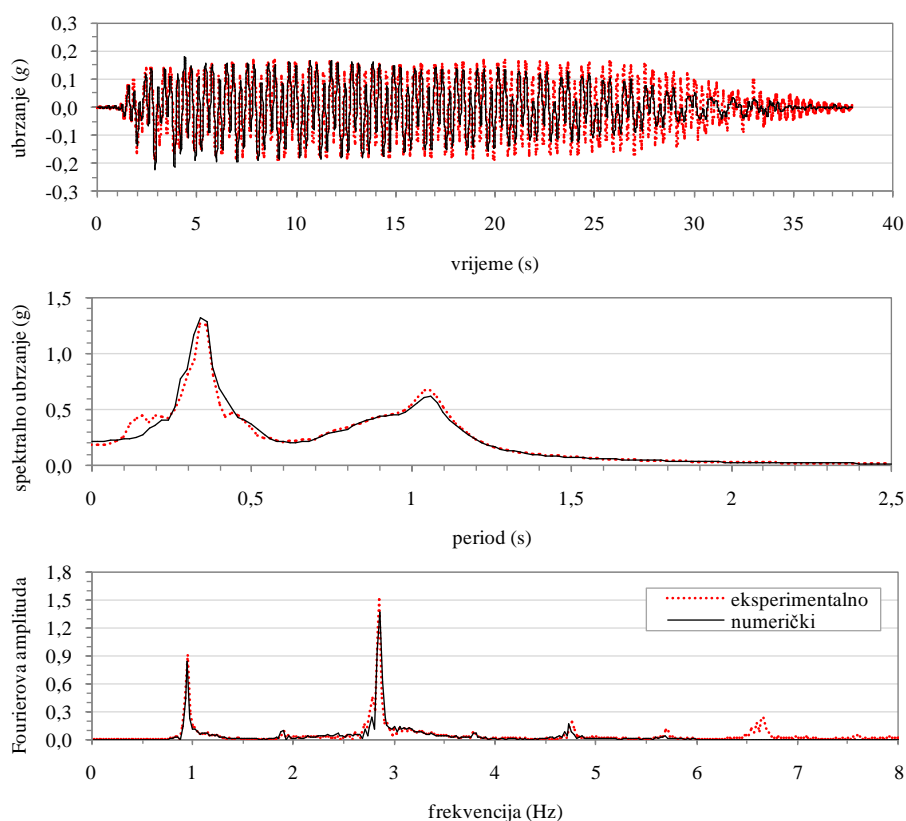
S povećanjem faktora redukcije R_γ je uočeno povećanje prigušenja te pad vrijednosti maksimalnog ubrzanja po cijelom profilu efektivnog modela tla. Ovakvo povećanje prigušenja su uočili i Tazoh, Sato, Shimizu i Koyama (1988). Također, autor je uočio da s povećanjem faktora redukcije R_γ opada vrijednost Fourierove amplitude pri osnovnoj frekvenciji osciliranja modela tla.

Numerički modeli u programu SHAKE2000 su podešeni tako da propuštaju frekvencije isključivo u području od 0 do 6 Hz. Na ovaj način je simulirano djelotvorno frekvencijsko područje potresnog stola u geotehničkoj centrifugi. U slučaju kada se u programu dopusti propuštanje viših frekvencija, tj. frekvencija koje sadrže šum (npr. do 12 Hz), javlja se prekomjerna amplifikacija frekvencije oko 6,75 Hz, što odgovara višem obliku osciliranja tla (slika 113).



Slika 113. Spektar amplifikacije za numerički model tla T80

Dijagram prikazan na slici 114 je dobiven za model tla T80 nakon provedenog proračuna u programu SHAKE2000 za slučaj kada se omogući propuštanje frekvencija do 12 Hz. U fizičkom modelu više oblike osciliranja tla nije moguće pobuditi s obzirom da potresni stol ugrađen u geotehničku centrifugu ne može izgraditi frekvencije veće od 6 Hz. Stoga bi dopuštanje proračuna uz uključene više frekvencije rezultiralo lažnim procijenjenim odzivom.



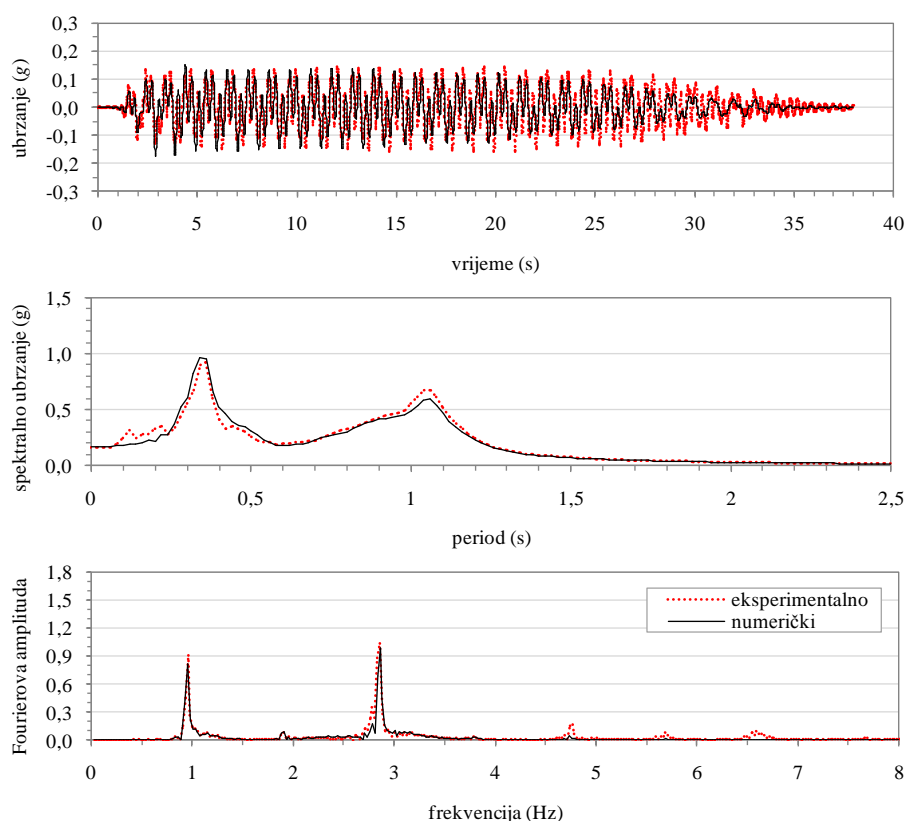
Slika 114. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch10 za tlo T80 sa slobodnim poljem

Slike od 114 do 117 prikazuju promjenu ubrzanja u vremenu, pripadajuće Fourierove spektre te spektre odziva ubrzanja. Pregledom ovih slika je moguće uvidjeti amplifikaciju ubrzanja s napredovanjem potresnog vala prema površini tla.

Na slikama koje prikazuju usporedbu vremenskog zapisa za numerički model i eksperiment se vidi izraženije odstupanje nego u slučajevima gdje su uspoređeni spektri odziva ubrzanja i Fourierovi spektri. Ova razlika je u vremenskim zapisima ubrzanja izražena s obzirom da iz zapisa dobivenih eksperimentalnim putem nije u potpunosti moguće isključiti šum primjenom računalnog programa korištenog za obradu signala.

Prisutnost šuma u zapisima dobivenim eksperimentalnim putem se jasno vidi pregledom Fourierovih spektara pri frekvencijama većim od 6 Hz. Filtri ugrađeni u program korišten u ovoj studiji

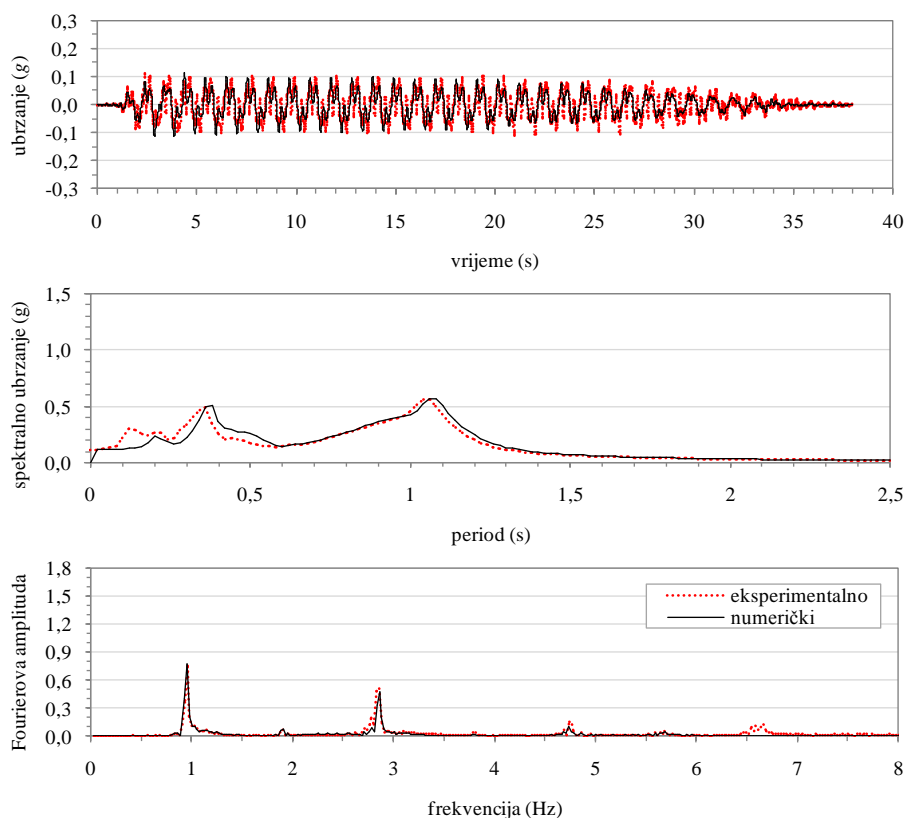
(SeismoSignal) ne mogu u potpunosti ukloniti neželjene frekvencije (tj. šum) iz eksperimentalnog zapisa bez nepovoljnog utjecaja na korisne frekvencije. Štoviše, i višestruka primjena istog filtra se pokazala neučinkovitom kod pokušaja isključivanja šuma. Slično odstupanje numerički procijenjenog i eksperimentalnog odziva su pokazale i druge studije gdje je primijenjena ekvivalentna linearna metoda (npr. Ptilakis, D. 2006; Ptilakis, D. et al., 2008; Ptilakis, D. i Clouteau, 2010).



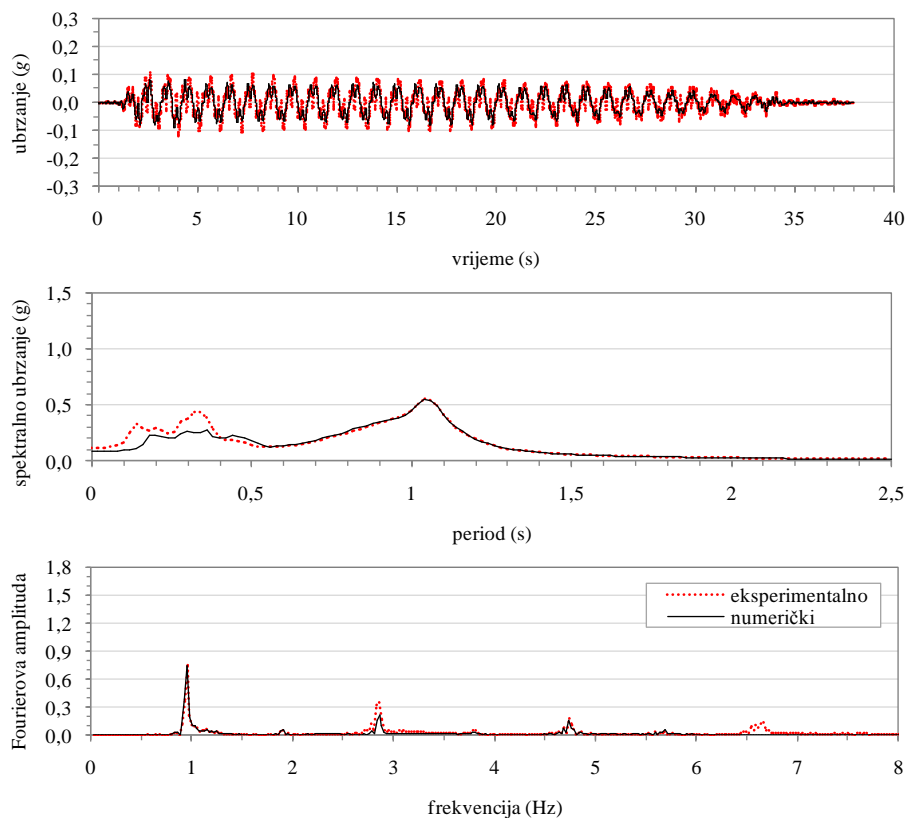
Slika 115. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch8 za tlo T80 sa slobodnim poljem

S obzirom da je iz odziva eksperimenta nemoguće isključiti frekvencije koje sadrže šum, što bi omogućilo bolju usporedbu s numeričkim odzivom u vremenskoj domeni (npr. vremenski zapis ubrzanja), valjanost numeričkog modela je ocijenjena na temelju preklapanja Fourierovih spektara te spektara odziva ubrzanja (za 5 % relativnog prigušenja) za područja koja ne sadrže šum (između 0,4 i 6 Hz, odnosno 0,17 i 2,5 s).

Pregledom spektara danih na slikama od 114 do 117 se vidi dobro poklapanje numerički procijenjenog odziva s eksperimentalnim odzivom. Usporedbom rezultata proračuna i rezultata eksperimentalnog istraživanja se može vidjeti da numerički modeli dobro prognoziraju frekvencijski sastav potresnog vala po dubini profila tla. Jednako tako, ovi numerički modeli dobro procjenjuju vrijednost maksimalnog ubrzanja, što se može vidjeti iz spektara odziva.



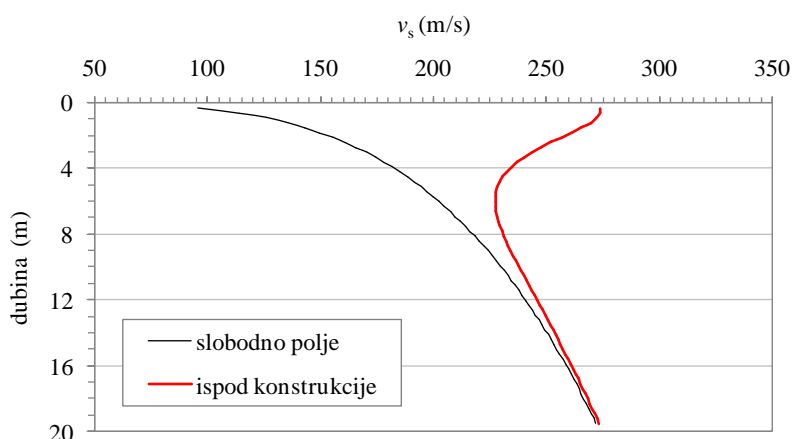
Slika 116. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch6 za tlo T80 sa slobodnim poljem



Slika 117. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch3 za tlo T80 sa slobodnim poljem

Proračun u programu SHAKE2000 - stupac tla ispod konstrukcije:

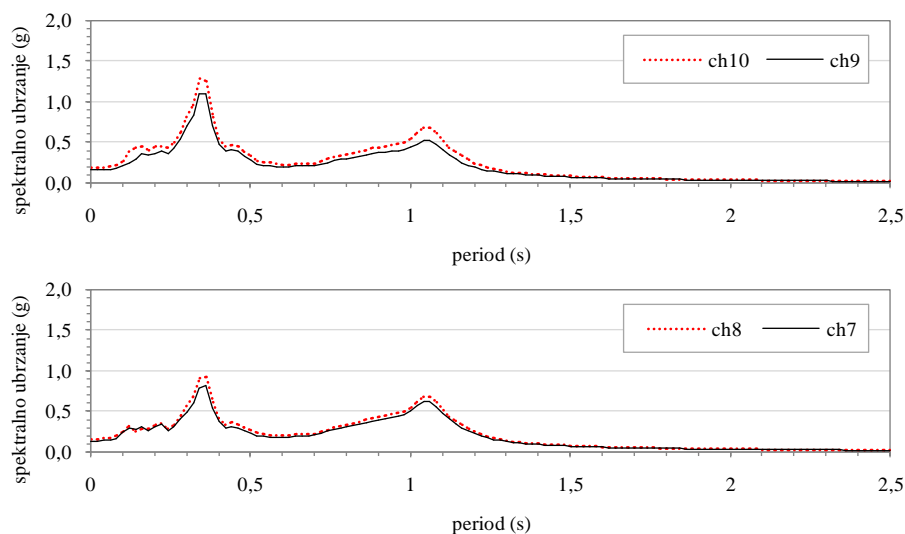
Kako bi se u obzir uzeo utjecaj pritiska od konstrukcije, raspodjela brzine širenja posmičnih valova za modele tla sa slobodnom površinom je korigirana primjenom metode m-n. Razlozi odabira ove metode ispred metode 2:1 su dani u ranijim poglavljima. Utjecaj pritiska od konstrukcije na sliku raspodjele brzine širenja posmičnih valova je dan na slici 118. Srednja brzina širenja posmičnih valova za ovaj stupac tla je procijenjena da iznosi 258 m/s, dok je za isti stupac tla procijenjena osnovna frekvencija osciliranja jednaka 3,31 Hz. Rezultati eksperimentalnih mjerenja pokazuju niže ordinate u spektrima odziva za gibanje zabilježeno u tlu ispod konstrukcije u odnosu na gibanje zabilježeno u tlu sa slobodnim poljem (slika 119). Posljedično tome bi i ordinate normiranih spektara odziva trebale biti niže zbog učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija, što bi kao konačni rezultat ponudilo ekonomičnije konstrukcije. Osim toga, uključivanje međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima bi rezultiralo odzivom konstrukcija koji bolje odgovara stvarnosti. Jasno je da odziv zabilježen preko akcelerometara ch7 i ch8 te ch9 i ch10 nije identičan jer su akcelerometri ch10 i ch8 smješteni u stupcu tla sa slobodnim poljem, dok su akcelerometri ch9 i ch7 smješteni u stupcu tla ispod konstrukcije.



Slika 118. Raspodjela brzine širenja posmičnih valova za tlo T80 sa slobodnim poljem (crna tanka linija) i ispod konstrukcije (crvena debela linija)

U slučaju kada bi cijela površina tla bila slobodna, u dva akcelerometra smještena na istoj visini, ali na određenom horizontalnom razmaku, bi se teoretski javio isti odziv. Vibriranje konstrukcije stvara dodatno polje valova koje se od nje širi duboko u tlo te stvara razliku u odzivu između akcelerometara smještenih ispod konstrukcije i akcelerometara smještenih daleko od konstrukcije, tj. u tlu sa slobodnim poljem.

Najbolje slaganje rezultata proračuna i eksperimenta je dobiveno za $R_y = 0,45$. Ovo je ustanovljeno nakon detaljnog pregleda vrijednosti stupnjeva slaganja J danih u tablici 37 te vizualnog pregleda Fourierovih spektara, spektara odziva ubrzanja i vremenskog zapisa ubrzanja dobivenih proračunom i uspoređenih s eksperimentom.

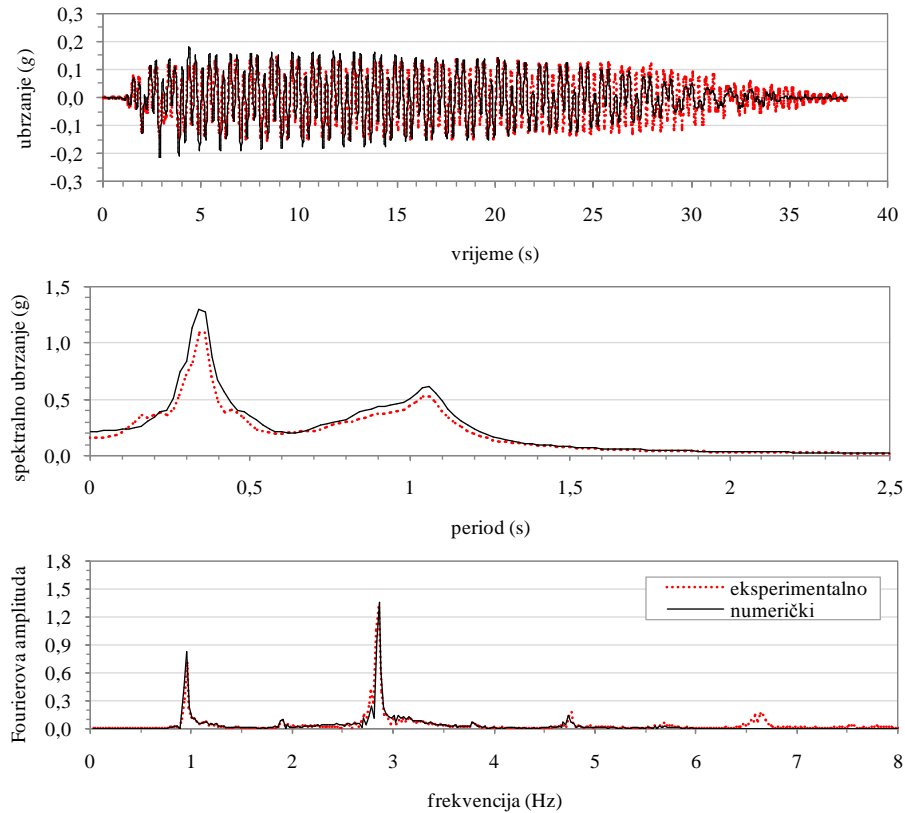


Slika 119. Usporedba spektara odziva za tlo T80 za zapise ubrzanja razmještene u stupcu tla ispod konstrukcije (pune linije) i u stupcu tla sa slobodnim poljem (točkaste linije).

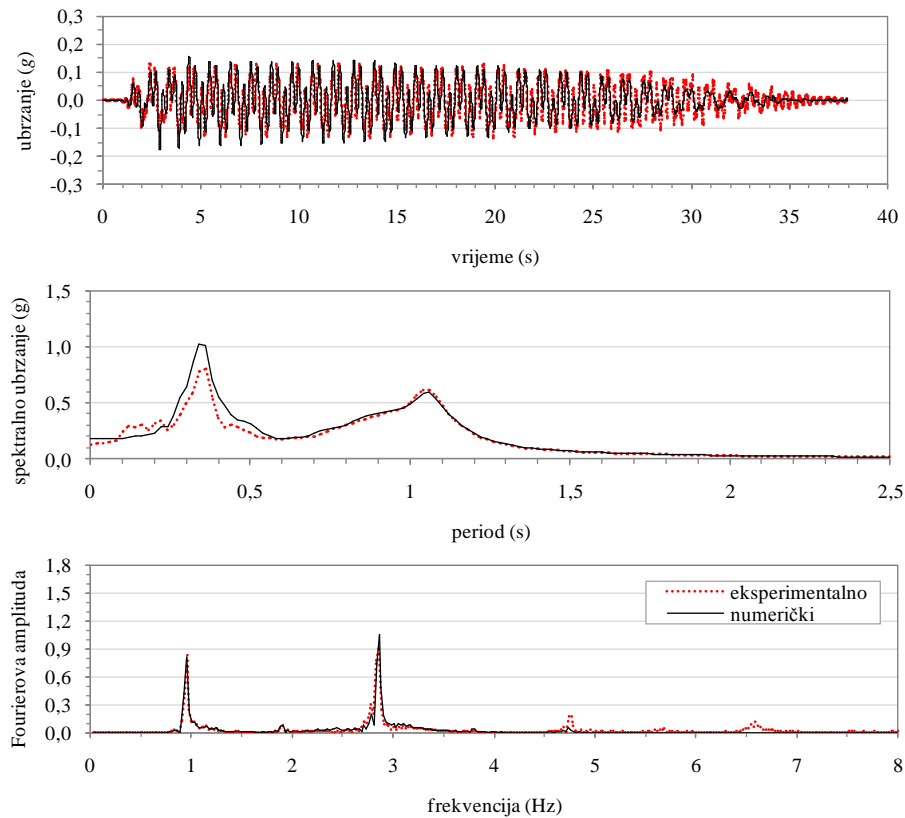
Tablica 37. Stupnjevi slaganja za stupac tla T80 ispod zgrade Z300 pri djelovanju potresa T1F1E1

Funkcija za opis zapisa potresa	R_T	Kanal mjernog uređaja (dubina na kojoj je uređaj ugrađen, mjereno od površine)			
		ch9 (3 m)	ch7 (7,5 m)	ch5 (12 m)	ch4 (15 m)
Fourierov spektar (0 - 6 Hz)	0,30	0,196	0,290	0,240	0,025
	0,40	0,076	0,102	0,078	0,042
	0,45	0,055	0,075	0,058	0,053
	0,50	0,059	0,066	0,055	0,061
	0,55	0,074	0,069	0,061	0,066
	0,60	0,093	0,080	0,073	0,067
	0,65	0,113	0,094	0,088	0,066
	0,80	0,170	0,138	0,129	0,059
	1,00	0,233	0,190	0,171	0,047
Zapis ubrzanja u vremenu (0 - 38 s)	0,30	0,456	0,641	0,731	0,317
	0,40	0,372	0,451	0,489	0,231
	0,45	0,338	0,415	0,432	0,211
	0,50	0,340	0,394	0,395	0,198
	0,55	0,349	0,381	0,363	0,187
	0,60	0,362	0,377	0,343	0,180
	0,65	0,377	0,377	0,267	0,175
	0,80	0,420	0,389	0,311	0,169
	1,00	0,471	0,412	0,306	0,169

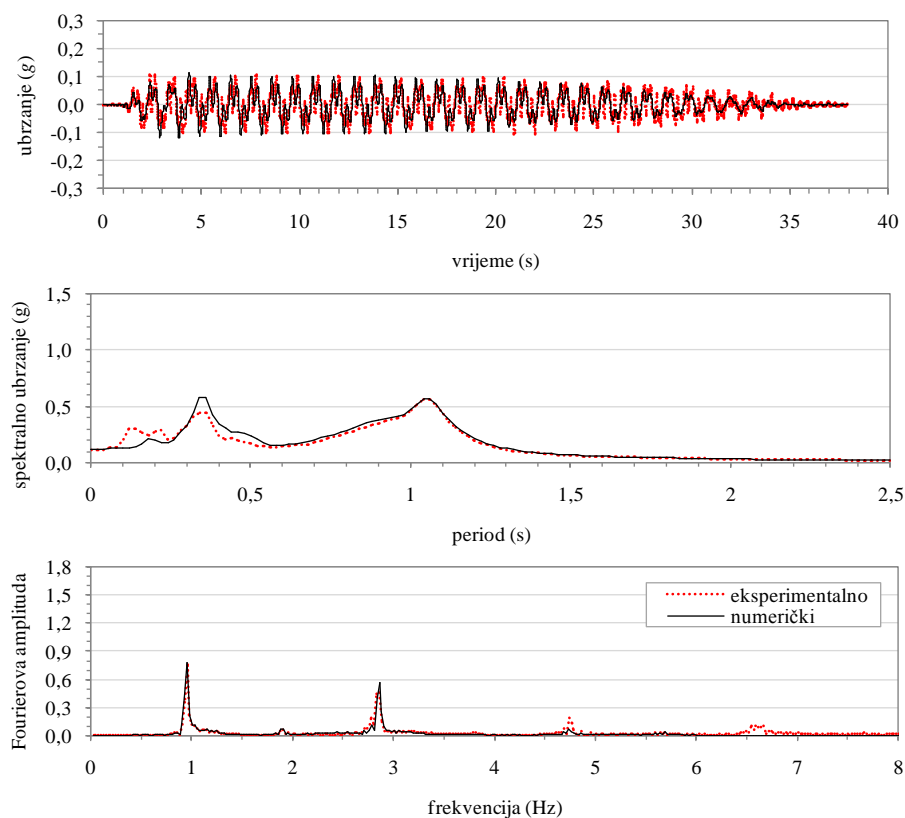
Pregledom Fourierovih spektara i spektara odziva ubrzanja (slike od 120 do 123) se može uočiti neznatno precijenjeni odziv pri osnovnoj frekvenciji osciliranja tla (oko 2,75 Hz). Ovakva pojava se pripisuje pojavi rezonance koja se u stvarnosti ne javlja jer je tlo izrazito nelinearan medij. Na istu pojavu su ranije upozorili i drugi (npr. Kramer, 1996; Pitilakis, D. 2006). Amplifikacija zbog rezonance je moguća u numeričkim modelima gdje se procjena odziva provodi primjenom ekvivalentne linearne metode. U ovom slučaju je amplifikacija odziva pri osnovnoj frekvenciji tla izražena jer je za potrebe eksperimenta ciljano izrađen zapis potresa koji će imati znatnu količinu energije pri frekvenciji koja odgovara osnovnoj frekvenciji tla (npr. Heron et al., 2012).



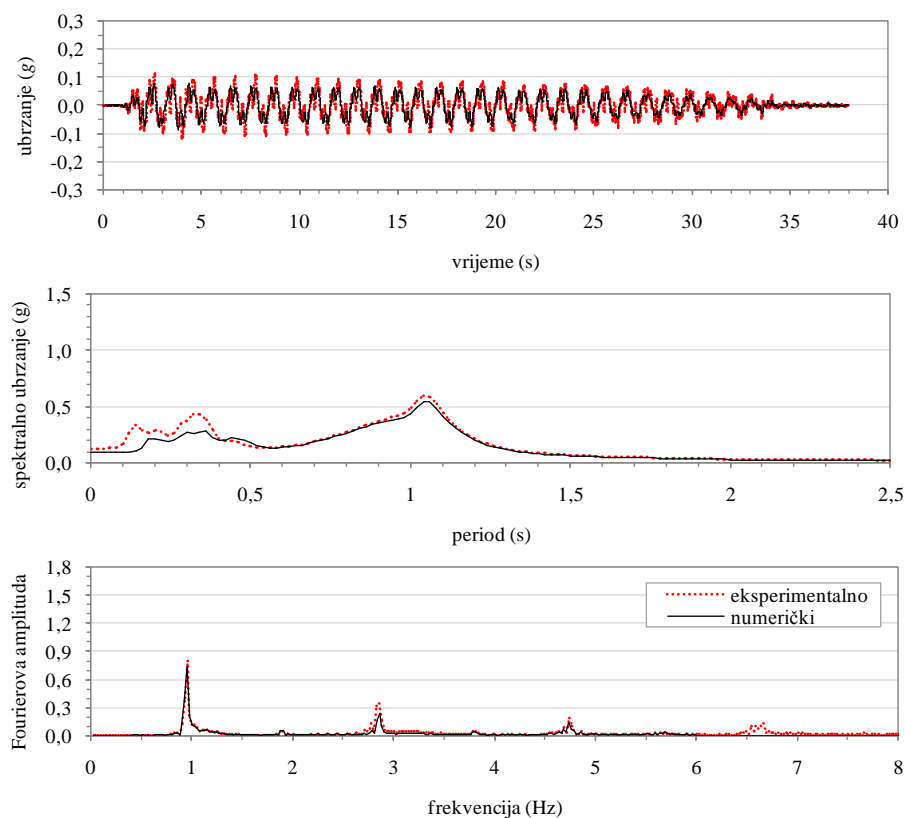
Slika 120. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch9 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300



Slika 121. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch7 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300



Slika 122. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch5 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300

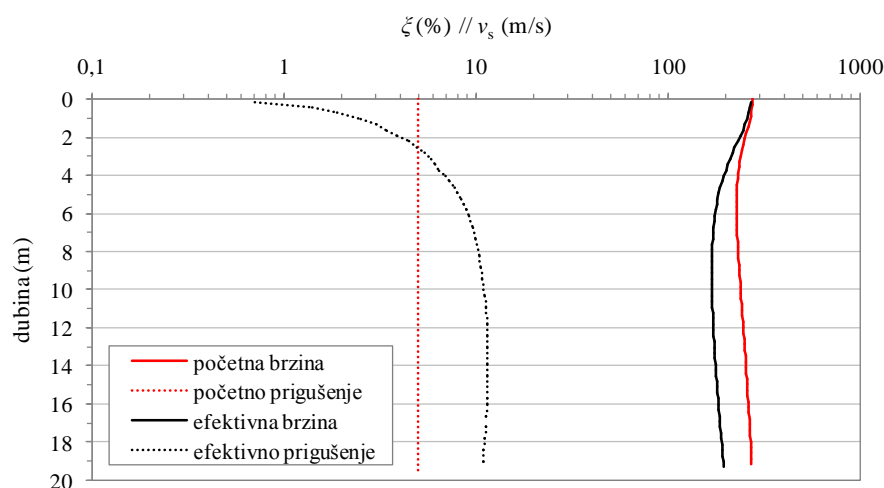


Slika 123. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch4 smještenog u stupcu tla T80 ispod zgrade Z300

Proračun u programu SASSI2000 - dinamičko međudjelovanje tla i konstrukcije:

Model tla je u programu SASSI2000 je izrađen primjenom (efektivnih) svojstava tla dobivenih proračunom u programu SHAKE2000 (slika 124). Debljina slojeva naslaga je zadržana ista kao u proračunu u programu SHAKE2000, dok je na donjem rubu naslaga u programu SASSI2000 definiran poluprostor s 10 slojeva promjenjive debljine i pridruženim svojstvima za čvrstu stijenu (tj. sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 1500 m/s, gustoćom od 2500 kg/m³ i prigušenjem od 1 %). Ovako definirani poluprostor služi kao sredstvo koje umanjuje učinak reflektiranih valova od čvrste podloge natrag u naslaga i prema konstrukciji (Ostadan, 2006a, b).

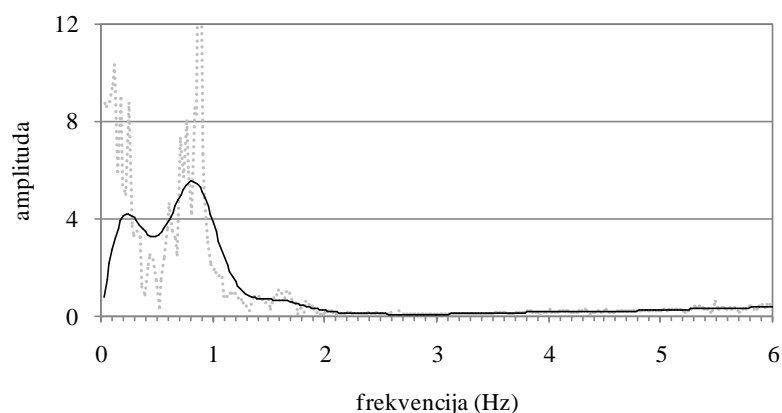
Slika 124 prikazuje početne profile (svjetlije linije) posmičnih brzina (puna linija) i relativnog prigušenja (točkasta linija) kako su usvojeni za proračun u programu SHAKE2000. Rezultat proračuna su efektivni profili (tamnije linije) posmičnih brzina (puna linija) i relativnih prigušenja (točkasta linija), koji su korišteni kao ulazni podatak u programu SASSI2000. Valjanost raspodjele posmičnih brzina i relativnog prigušenja u proračunanom efektivnom profilu potvrđuju slične studije (npr. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975; Lysmer i Ostadan, 1997; Ostadan, Deng i Roesset, 2004) gdje je za vrlo sličan promatrani problem dobivena slična raspodjela efektivnih svojstava tla.



Slika 124. Raspodjela početnih i efektivnih posmičnih brzina i relativnog prigušenja po dubini stupca tla T80

Osnovna frekvencija zgrade Z300 je određena iz funkcije frekvencijskog odziva dobivene iz omjera stvarnih zapisa zabilježenih redom na vrhu i temelju zgrade, a iznosi 0,79 Hz. Zaglađeni dijagram koji pokazuje osnovnu frekvenciju osciliranja zgrade je dan na slici 125, a dobiven je primjenom Hammingovog prozora (Towhata, 2008) na spomenutoj funkciji frekvencijskog odziva. Na slici 126 je dana usporedba funkcija frekvencijskog odziva za fizički model sustava tlo-zgrada Z300 i za fizički model zgrade Z300 upete u čvrstu podlogu (tj. temelj). Iz ove usporedbe se vidi da sustav tlo-konstrukcija ima manju osnovnu frekvenciju osciliranja (oko 0,71 Hz) u odnosu na upeti konstrukcijski sustav (oko

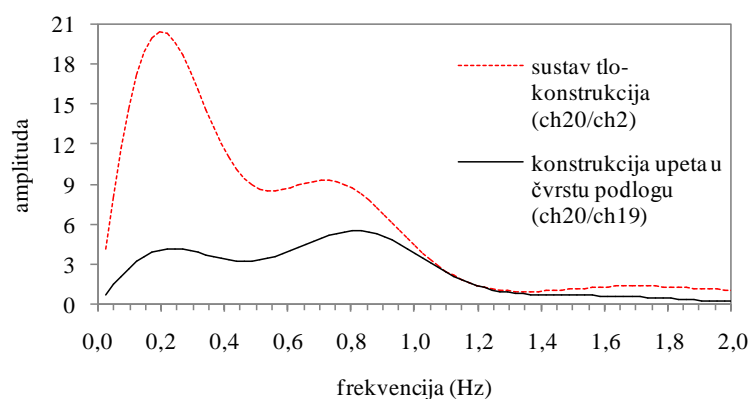
0,79 Hz), što daje 11 %-tno produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcije kada se upeta veza s čvrstom podlogom zamijeni s popustljivom podlogom.



Slika 125. Funkcija frekvencijskog odziva za zapise na vrhu i temelju zgrade Z300

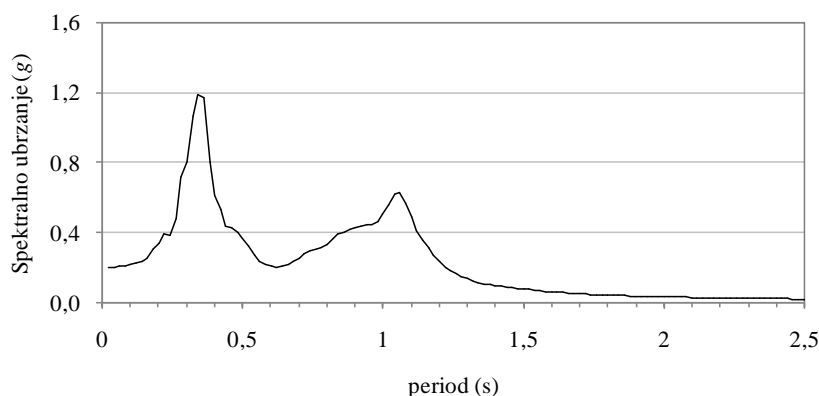
Dijagram na slici 126 oslikava dva osnovna perioda fizičkog modela Z300 (jedan se nalazi i na oko 0,15 s). No, iz ranijih studija (npr. Jennings i Bielak, 1972; Bielak, 1975) je poznati da svaka konstrukcija s N katova postavljena na popustljiv medij ima $N+2$ izražena oblika osciliranja, tj. $N+2$ dominantne osnovne frekvencije, gdje N označava broj katova.

Dijagram dan na slici 126 je izrađen primjenom rezultata očitanih na fizičkom modelu koji predstavlja sustav s jednim stupnjem slobode, za koji je osnovni period osciliranja od približno 1 s procijenjen eksperimentalnim putem. Stoga je očekivano da dijagram na slici 126, uz osnovni period osciliranja modela procijenjen za upeto stanje, pokazuje najmanje još jednu izraženu frekvenciju. Produljenje osnovnog perioda je očekivano s obzirom da popustljivost temeljnog tla rezultira popustljivošću cijelog sustava tlo-konstrukcija. Dijagrami dani na slici 126 su dobiveni istim postupkom zaglađivanja kao dijagram na slici 125.



Slika 126. Usporedba funkcija frekvencijskog odziva za sustav tlo-zgrada Z300 i za zgradu Z300 upetu u čvrstu podlogu

Frekvencijski korak za proračun u programu SASSI2000 je određen primjenom izraza (147) i iznosi 0,0244 Hz. Najveća frekvencija za koju je proveden proračun iznosi 6 Hz. Za proračunani frekvencijski korak i najveću frekvenciju, je primjenom izraza (148) određen najveći frekvencijski broj koji iznosi 245. Frekvencije i frekvencijski brojevi su odabrani s obzirom na spektar odziva ubrzanja kontrolnog gibanja (slika 127) i predominantnu frekvenciju upetog konstrukcijskog sustava, prema preporukama danim u dostupnoj literaturi (Crespellani, Facciorusso i Madaia, 2006; Ostadan, 2006b).



Slika 127. Spektar odziva ubrzanja za zapis zabilježen na površini numeričkog modela tla T80 nakon prolaska vala T1F1E1

Proračun je proveden za frekvencijske brojeve dane u tablici 38. Gibanje vrha stupca tla s uključenim pritiskom od konstrukcije, dobiveno proračunom u programu SHAKE2000, je korišteno kao kontrolno gibanje za proračun u programu SASSI2000.

Kontrolno gibanje u programu SASSI2000 je definirano na površini tla prema preporukama u literaturi (npr. Gutierrez i Chopra, 1976; Lysmer i Ostadan, 1997; Ostadan, 2006b).

Tablica 38. Frekvencije i frekvencijski brojevi za analizu zgrade Z300 temeljene na tlu T80

Frekvencija (Hz)	Frekvencijski broj
0,244	10
0,561	23
0,781	32
0,805	33
0,952	39
1,049	43
1,610	66
2,269	93
2,782	114
2,928	120
4,172	171
4,538	186
5,734	240

Gornji ustroj konstrukcije je u programu SASSI2000 modeliran kao štapasti konačni element, dok se temelj sastoji od 64 kutijasta konačnih elemenata. Fizički model zgrade Z300 (slika 128) je numerički

definiran kao plitko temeljena konstrukcija s jednim stupnjem slobode. Gornji ustroj je definiran pomoću jednog štapastog konačnog elementa koji je s donje strane kruto pričvršćen za temelj, dok s gornje strane ima koncentriranu masu kojoj je omogućeno translatorno gibanje u smjeru djelovanja potresa. Štapasti konačni element ima pridružen kvadratni poprečni presjek s duljinom stranice od 1 m. Mjereno od površine temelja, stup sustava je dugačak 520 cm. U definiciji štapastog konačnog elementa su zanemarene posmične deformacije (posmična površina je jednaka nuli) i pretpostavlja se da je štap torzijski krut.

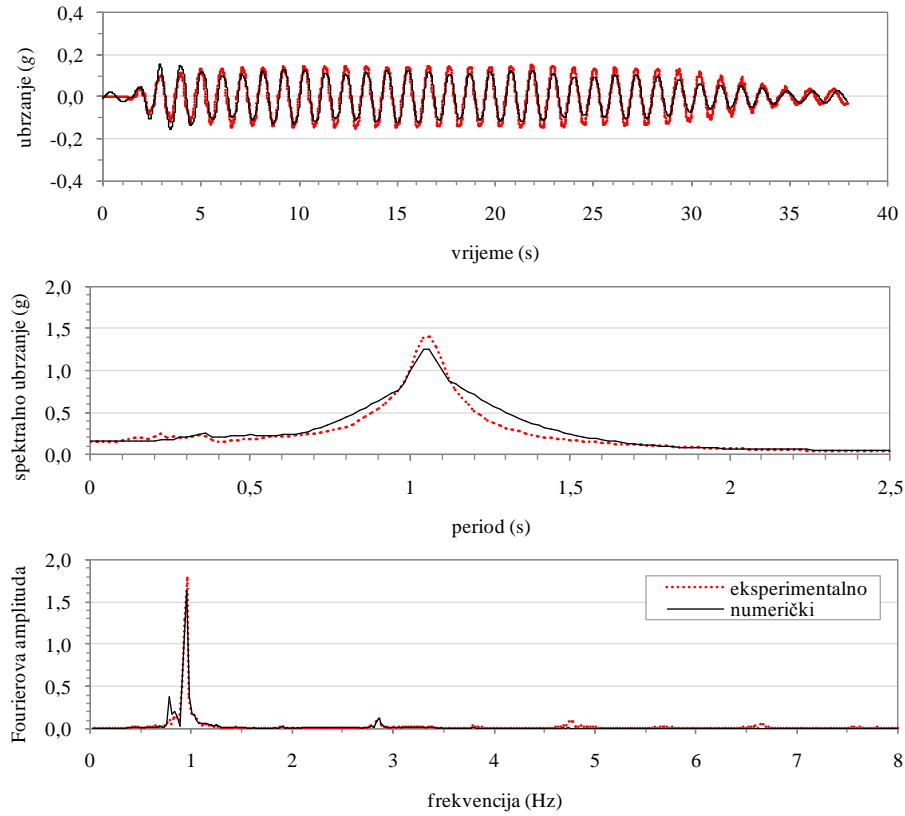


Slika 128. Fizički model zgrade Z300 (Heron et al., 2012)

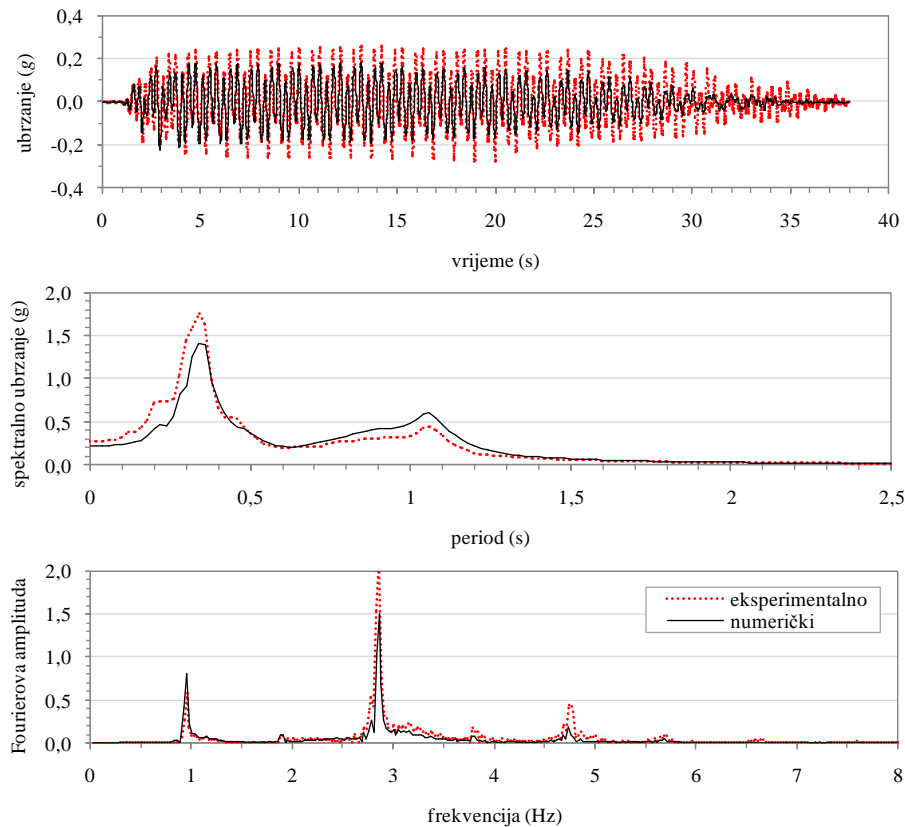
Materijal od kojeg je izrađen štapasti element ima modul elastičnosti jednak $1,39 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, Poissonov koeficijent jednak 0,33 i relativno prigušenje od 1,18 %. Kruti temelj je sastavljen od 64 kutijasta konačna elementa koji imaju oblik kvadra visine 160 cm s kvadratnom bazom čija stranica ima duljinu 50 cm. Materijal od kojeg je izrađen temelj ima modul elastičnosti jednak 10^{12} kN/m^2 .

Numerički model zgrade Z300 se sastoji od sveukupno 163 čvora, od čega se 81 čvor nalazi na kontaktu s modelom tla. Proračun zgrade Z300 je proveden dva puta. Nakon prvog proračuna su dobivene funkcije impedancije, a nakon drugog proračuna je određen odziv cjelokupnog sustava tlo-konstrukcija. Prvi proračun je proveden bez gornjeg ustroja konstrukcije, tj. samo s temeljnom pločom bez mase. Drugi proračun je proveden na cjelokupnom sustavu tlo-konstrukcija, gdje i temelj i gornji ustroj konstrukcije imaju pridruženu masu. Masa gornjeg ustroja (311 t) je koncentrirana u točki na vrhu zgrade, dok je masa temelja (170 t) raspodijeljena po njegovom volumenu. Odziv ovako definiranog numeričkog modela zgrade Z300 je pokazan na slikama 129 i 130.

Pregledom slike 129 se može vidjeti da je odziv gornjeg ustroja konstrukcije dobro procijenjen, dok procijenjeni odziv temelja pokazuje određena odstupanja oko frekvencije koja približno odgovara 3 Hz. Ovakvo odstupanje odziva se pripisuje nemogućnosti da se ekvivalentnom linearnom metodom dobro uhvati odziv pri pojavi rezonance (npr. Ptilakis, D. 2006).



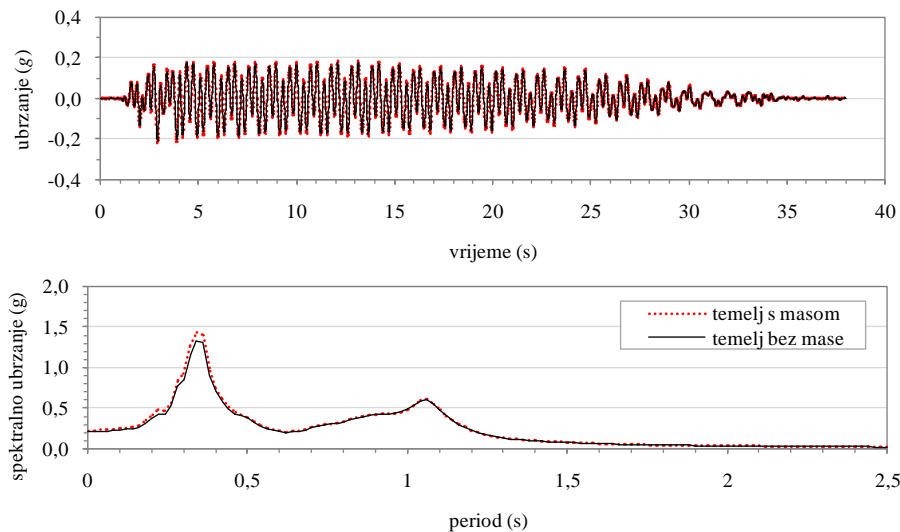
Slika 129. Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch20 postavljenog na vrhu zgrade Z300



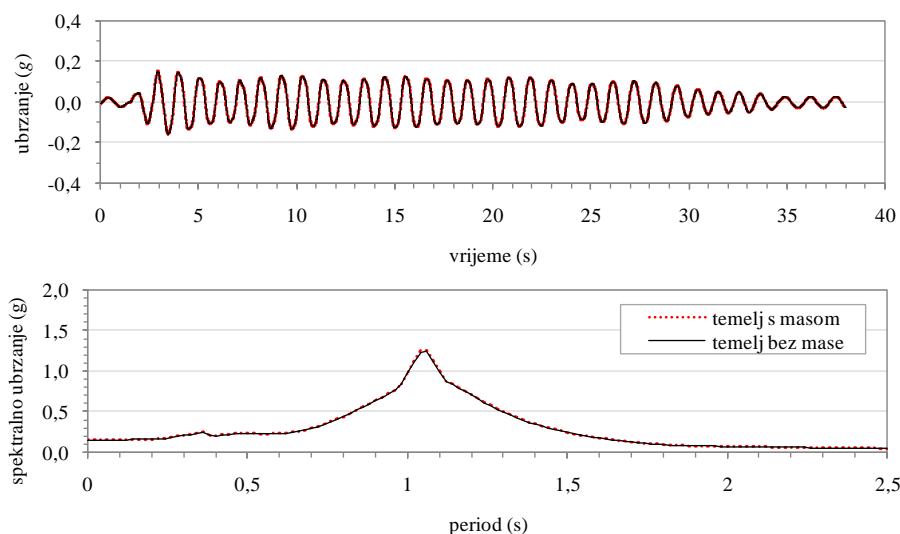
Slika 130. Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch19 postavljenog na temelju zgrade Z300

Kako je spomenuto u ranijim poglavljima ovog rada, do danas su mnoge studije u području međudjelovanja tla i konstrukcija provedene uz pretpostavku da je masa temelja jednaka nuli. Fizički to nije moguće ostvariti te je spomenuta pretpostavka ovdje testirana na numeričkim modelima kalibriranim na rezultate eksperimenta. Izrađena je kopija kalibriranog numeričkog modela zgrade Z300 i u cijelosti je uklonjena masa temelja. Ovakav numerički model zgrade Z300 je sada pravi sustav s jednim stupnjem slobode.

Sa slika 131 i 132 se redom može vidjeti da masa temelja ima neznatan utjecaj na odziv temelja, a da je utjecaj mase na odziv vrha konstrukcije u potpunosti zanemariv. Ovime je potvrđena pretpostavka o zanemarivanju mase temelja u studijama međudjelovanja tla i konstrukcija.



Slika 131. Usporedba odziva temelja za slučaj kada temelj modela zgrade izrađene u programu SASSI2000 uključuje masu te za slučaj kada je masa temelja zanemarena

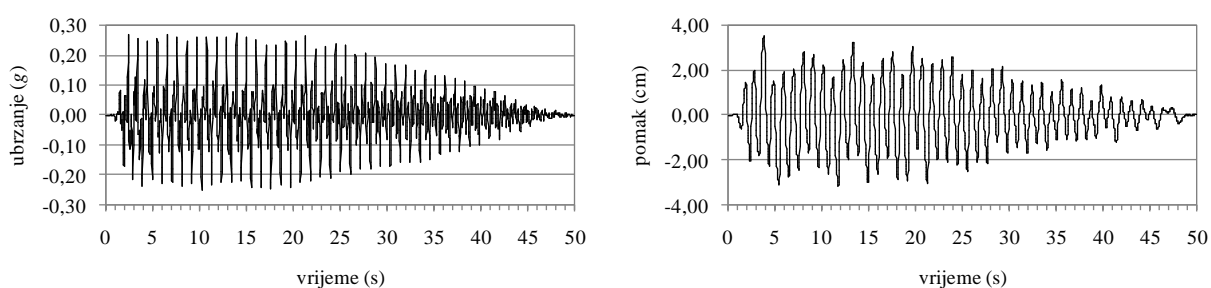


Slika 132. Usporedba odziva vrha zgrade za slučaj kada temelj modela zgrade izrađene u programu SASSI2000 uključuje masu te za slučaj kada je masa temelja zanemarena

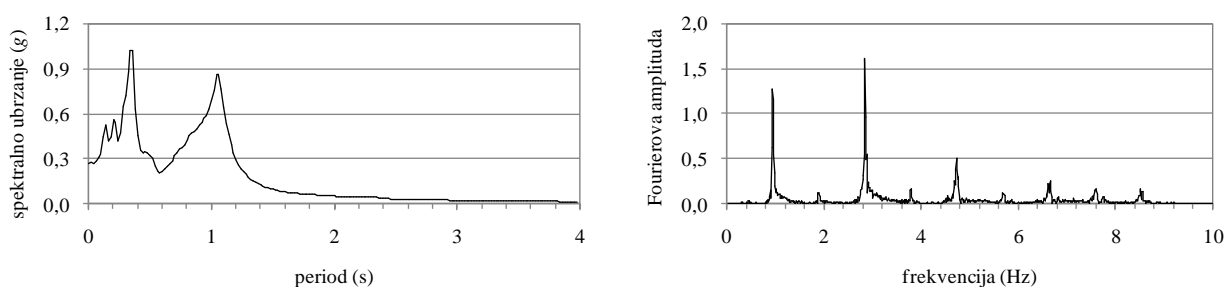
6.3.4 Numerički model za slučaj zgrade Z100 na tlu T55 pri djelovanju zapisa T1F1E2

Osim ako nije drugačije navedeno, u nastavku je sve promatrano na razini prototipa, a skaliranje je provedeno primjenom pravila danih u tablici 30. Eksperiment je proveden pri ubrzanju od 50g. Zapis T1F1E2, zabilježen na dnu posmične kutije preko akcelerometra s oznakom ch2 (slika 106), je korišten kao ulazni zapis potresa u numeričkom modelu. Ostali vremenski zapisi ubrzanja, zabilježeni na različitim lokacijama u tlu i konstrukciji, su korišteni za provjeru valjanosti numeričkog modela. Kao i u prethodnom slučaju, vremenski zapisi ubrzanja zabilježeni tijekom eksperimenta su obrađeni od strane autora u programu SeismoSignal (Seismosoft, 2013b).

Ukupno trajanje obrađenih vremenskih zapisa ubrzanja iznosi 48 s, a početak im je određen otprilike 1 s prije početka snažnog podrhtavanja. Vrijednosti ubrzanja zapisa su pri uvozu u program SeismoSignal pomnožene s 0,02 (tj. 1/50), a vremenski korak je usvojen jednak 0,004 (tj. recipročno od 12800/50). Odmah nakon uvoza zapisa u spomenuti program vremenski korak je promijenjen u 0,02 s. Kao i u prethodnom slučaju, ovo je učinjeno kako bi proračun u programu SHAKE2000 bio moguć. Osim toga, promjenom vremenskog koraka je iz zapisa djelom očišćen i šum. Kao i u prethodnom slučaju, za filtriranje je korišten Butterworthov filtar četvrtog reda s propusnim pojasom između 0,25 i 7,5 Hz. Uklanjanjem frekvencija manjih od 0,25 Hz zapis je uspješno ispravljen s obzirom na osnovnu liniju. Kako se može vidjeti sa slike 134, zapis T1F1E2 sadrži najviše energije pri frekvencijama oko 1, 3 i 5 Hz. Obradeni ulazni zapis potresa je prikazan na slici 133, a na slici 134 su prikazani pripadajući spektar odziva i Fourierov spektar. Pregledom zapisa pomaka u vremenu (slika 133) se vidi da je zapis valjano ispravljen s obzirom na osnovnu liniju.



Slika 133. Obradeni zapis T1F1E2: promjena ubrzanja u vremenu (*lijevo*), promjena pomaka u vremenu (*desno*)



Slika 134. Spektar odziva (*lijevo*) i Fourierov spektar (*desno*) za obradeni zapis T1F1E2

Proračun u programu SHAKE2000 - stupac tla sa slobodnim poljem:

Tlo je u programu SHAKE2000 modelirano kao horizontalno uslojeni medij ukupne debljine 19,5 m. Ispod ovako definiranog numeričkog modela tla je simulirana čvrsta podloga sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 1500 m/s, gustoćom od 2500 kg/m³ i pretpostavljenim početnim prigušenjem od 1 %. Kako je pokazano u prethodnom slučaju ovako definirana čvrsta podloga je dobra numerička zamjena za čvrsto dno posmične kutije i platformu potresnog stola. Referentna dubina je kao u prethodnom slučaju definirana na dvije trećine dubine modela tla, tj. na dubini od 13 m. Za referentnu gustoću pijeska ρ_{rp} koja, u mjerilu prototipa, iznosi 1456 kg/m³ je proračunano efektivno vertikalno naprezanje u tlu $\sigma'_{v,rp}$ na referentnoj dubini primjenom sljedećeg izraza:

$$\sigma'_{v,rp} = \rho_{rp} \cdot g \cdot z_{rp} = 1456 \cdot 9,81 \cdot 13 = 185,68 \text{ kPa} \quad (168)$$

Koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju K_0 je usvojen jednak 0,40, što dobro odgovara korištenom pijesku s kutom trenja od približno 37°. Za ovaj koeficijent bočnog naprezanja tla pri mirovanju je procijenjeno srednje naprezanje u tlu u mjerilu prototipa $\sigma'_{m,rp}$, prema sljedećem izrazu:

$$\sigma'_{m,rp} = \frac{1+2 \cdot K_0}{3} \cdot \sigma'_{v,rp} = \frac{1+2 \cdot 0,4}{3} \cdot 185,68 = 111,41 \text{ kPa} \quad (169)$$

Referentni modul posmika u mjerilu prototipa $G_{s,max,rp}$ je određen prema sljedećem izrazu, gdje je korišten izmjereni omjer pora e koji, za hostunski pijesak HN31 s $D_r = 51$ %, približno iznosi 0,82:

$$G_{s,max,rp} = \frac{6908 \cdot (2,17 - e)}{1 + e} \cdot \sigma'_{m,rp} = \frac{6908 \cdot (2,17 - 0,82)^2}{1 + 0,82} \cdot \sqrt{111,41} = 73015 \text{ kPa} \quad (170)$$

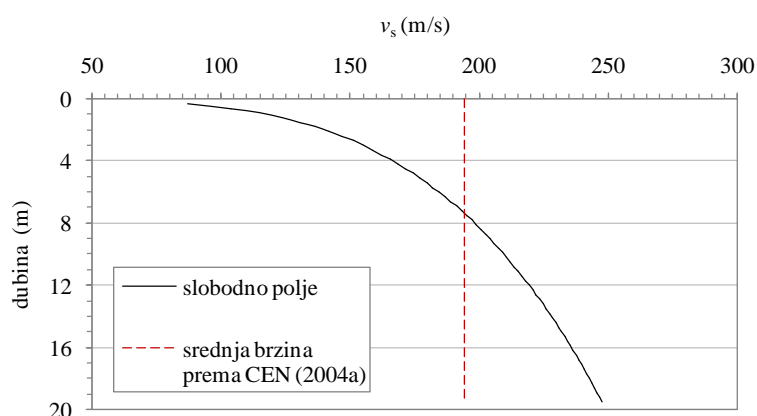
Modul posmika je proračunan za svaku dubinu primjenom sljedećeg izraza:

$$G_s = G_{s,max,rp} \cdot \sqrt{\frac{z}{z_{ref}}} \quad (171)$$

Konačno, profil brzina širenja posmičnih valova je procijenjen primjenom izraza:

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho}} \quad (172)$$

Proračunani profil brzine širenja posmičnih valova kroz tlo T55 je prikazan na slici 135 crtkana linija pokazuje srednju brzinu širenja posmičnih valova procijenjenu prema europskoj normi. Srednja brzina posmičnih valova za model tla T55 sa slobodnim poljem iznosi 194 m/s, što ga prema europskoj normi (CEN, 2004a) svrstava u razred tla C, odnosno E ako se u obzir uzme i debljina naslaga. Za proračunanu srednju brzinu i pripadajuću dubinu je procijenjena osnovna frekvencija osciliranja tla $f_0 = 2,50$ Hz (tj. $T_0 = 0,40$ s), što se dobro slaže s eksperimentalno procijenjenom osnovnom frekvencijom osciliranja modela tla koja iznosi oko 2,75 Hz ($T_0 = 0,36$ s).



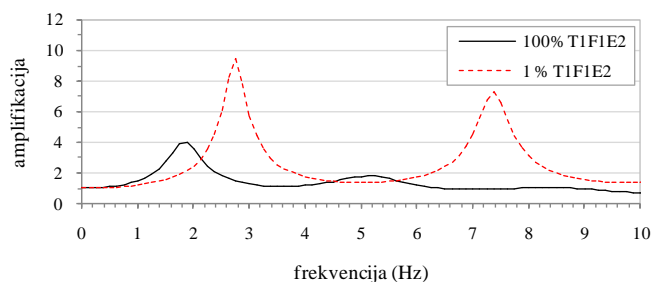
Slika 135. Raspodjela brzine širenja posmičnih valova po dubini modela tla T55 sa slobodnim poljem (puna linija) te srednja brzina posmičnih valova za isti model tla, mjereno do čvrste podloge (crtkana linija)

S obzirom da se u ovom slučaju promatra pijesak s manjom relativnom zbijenosti u odnosu na prethodni slučaj, osnovna frekvencija je ovdje očekivano manja nego u prethodnom slučaju.

Stupac tla T55 je u programu SHAKE2000 definiran kao u prethodnom slučaju, a podijeljen je na horizontalne slojeve debljine 30 cm uz pretpostavljeno početno jednoliko prigušenje u iznosu od 5%. Nelinearno ponašanje modela tla T55 je opisano preko srednje krivulje za omjer modula posmika te pripadajuće krivulje za prigušenje koje su predložili Seed i suradnici (slika 112). Ove krivulje su odabrane za tlo T55 na temelju detaljne studije provedene u programu SHAKE2000 i nakon više usporedbi numerički procijenjenog odziva tla s eksperimentom.

Stupac tla T55 je pobuđen originalnim i oslabljenim zapisom potresa T1F1E2 (tablica 35) kako bi se provjerile osnovne frekvencije ovog tla za slučaj kada se ono nalazi redom u nelinearnom i linearno elastičnom području. Maksimalno ubrzanje oslabljenog zapisa potresa T1F1E2 iznosi 1 % maksimalnog ubrzanja originalnog zapisa. Oslabljeni zapis potresa T1F1E2 simulira šum i omogućava uvid u osnovnu frekvenciju stupca tla u linearnom elastičnom području. Propuštanje oslabljenog zapisa potresa kroz model tla je potvrdilo osnovnu frekvenciju tla procijenjenu analitičkim i eksperimentalnim putem. Analiza stupca tla T55 je pri djelovanju snažnog potresa pokazala amplifikaciju u području oko 1,8 i 5,0 Hz (slika 136).

Na slici 136 se može uočiti premještanje osnovne frekvencije tla s procijenjene vrijednosti od oko 2,5 Hz na približno 1,8 Hz. Ovo je očekivano s obzirom da ovaj, relativno slabo zbijeni, stupac tla omekšava zbog djelovanja vrlo snažnog podrhtavanja dugog trajanja (oko 50 s) s maksimalnim ubrzanjem i Ariasovim intenzitetom koji redom iznose 0,271g i 4,94 m/s. Između ostalog, funkcija frekvencijskog odziva dana slikom 136 upozorava i na moguću amplifikaciju šuma koji se javlja u ulaznom zapisu potresa oko 2 i 5 Hz (slika 134).



Slika 136. Funkcija frekvencijskog odziva za model tla T55 sa slobodnom površinom za pobudu vrlo snažnim (100 % T1F1E2) i vrlo slabim (1 % T1F1E2) zapisom potresa

Najbolje slaganje eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva primjenom ekvivalentne linearne metode je postignuto za $R_{\gamma} = 0,40$. Stupnjevi slaganja za više različitih točaka po dubini modela tla su dani u tablici 39.

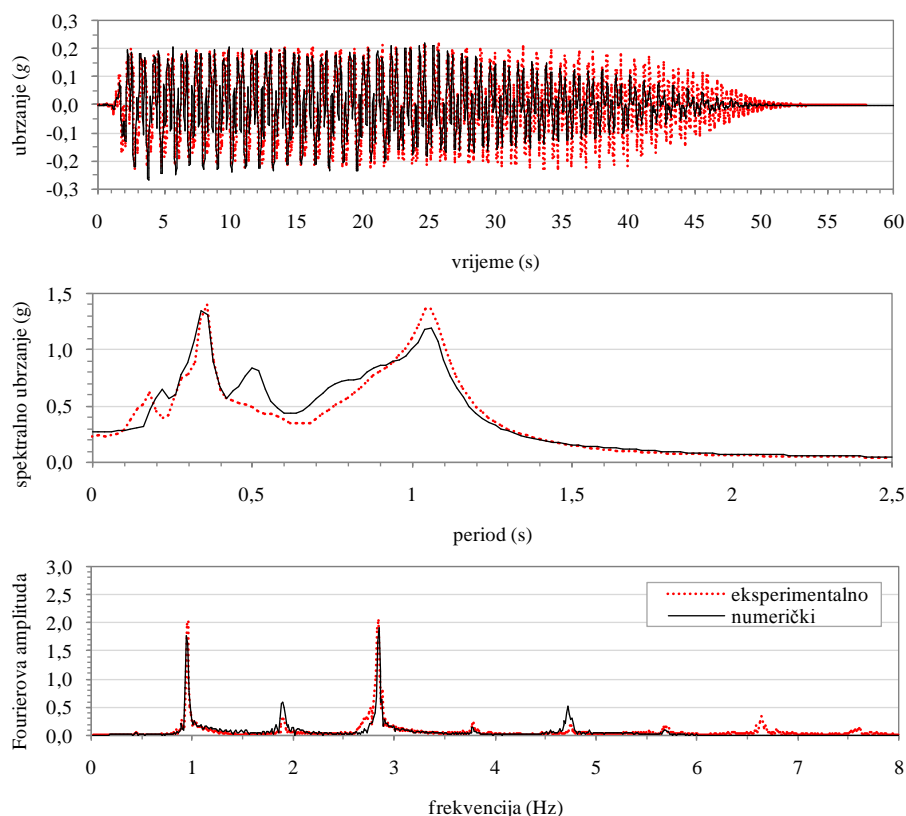
Tablica 39. Stupnjevi slaganja za stupac tla T55 sa slobodnim poljem pri djelovanju potresa T1F1E2

Funkcija za opis zapisa potresa	Kanal mjernog uređaja (dubina na kojoj je uređaj smješten, mjereno od površine)			
	ch10 (3 m)	ch8 (7,5 m)	ch6 (12 m)	ch3 (15 m)
Fourierov spektar (0 - 6 Hz)	0,095	0,110	0,247	0,100
Zapis ubrzanja u vremenu (0 - 38 s)	0,381	0,417	0,475	0,316
Spektar odziva ubrzanja (0 - 2,5 s)	0,036	0,034	0,068	0,037

Usporedbom prethodnog (tablica 36) i ovog slučaja se može uočiti da su ovdje stupnjevi slaganja dalji od nule. No, s obzirom na prethodni slučaj u kojem je krući model tla ($D_r = 80\%$) pobuđen relativno slabim potresom (T1F1E1), ovaj slučaj pokazuje izraženije nelinearno ponašanje jer je tlo mekše ($D_r = 51\%$) i jer je pobuđeno znatno snažnijim potresom (T1F1E2) te je procjena primjenom ekvivalentne linearne metode nešto slabija. Detaljniji opis ulaznih zapisa potresa je dan u tablici 35.

Pregledom Fourierovih spektara i spektara odziva ubrzanja se na slikama 137 i 138 vidi dobro poklapanje numerički procijenjenog i eksperimentalno dobivenog odziva. Također, pregledom spektara odziva ubrzanja, pokazanih na spomenute dvije slike, se pri $T = 0$ s može uočiti dobro procijenjeno maksimalno ubrzanje.

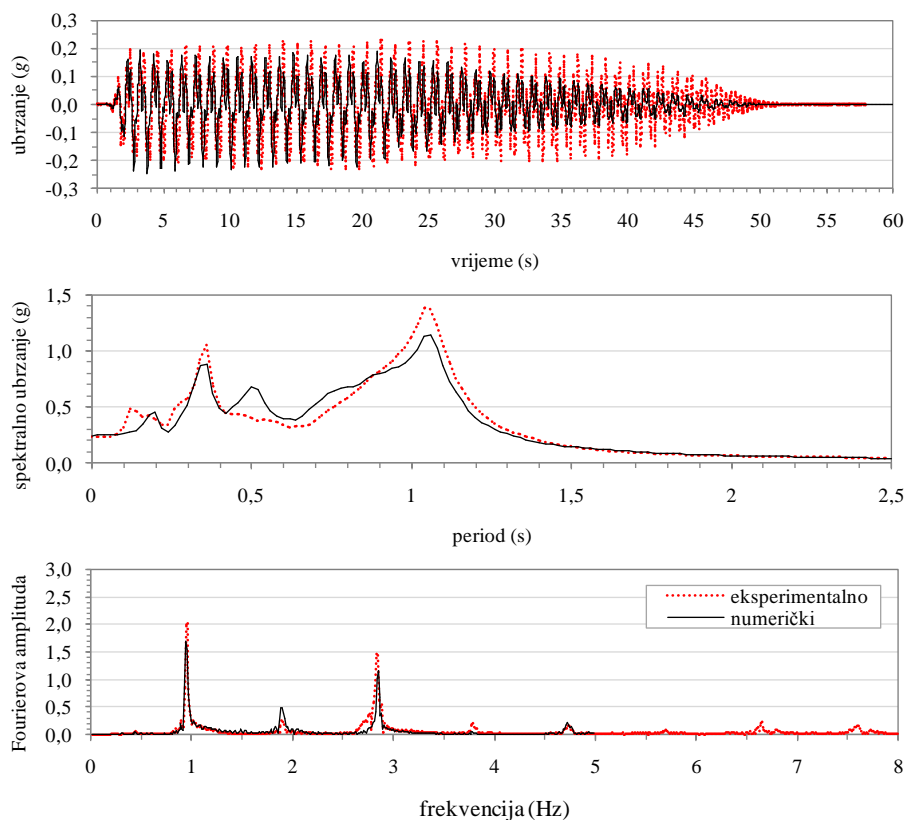
Budući da se zbog vrlo snažnog ulaznog potresa u tlu javlja izražena nelinearnost te premještanje osnovnog perioda osciliranja tla, na spektrima odziva i Fourierovim spektrima pokazanim na slikama 137 i 138 je moguće primijetiti amplifikaciju šuma pri periodima od 0,20 i 0,50 s, odnosno pri frekvencijama redom od 5 i 2 Hz.



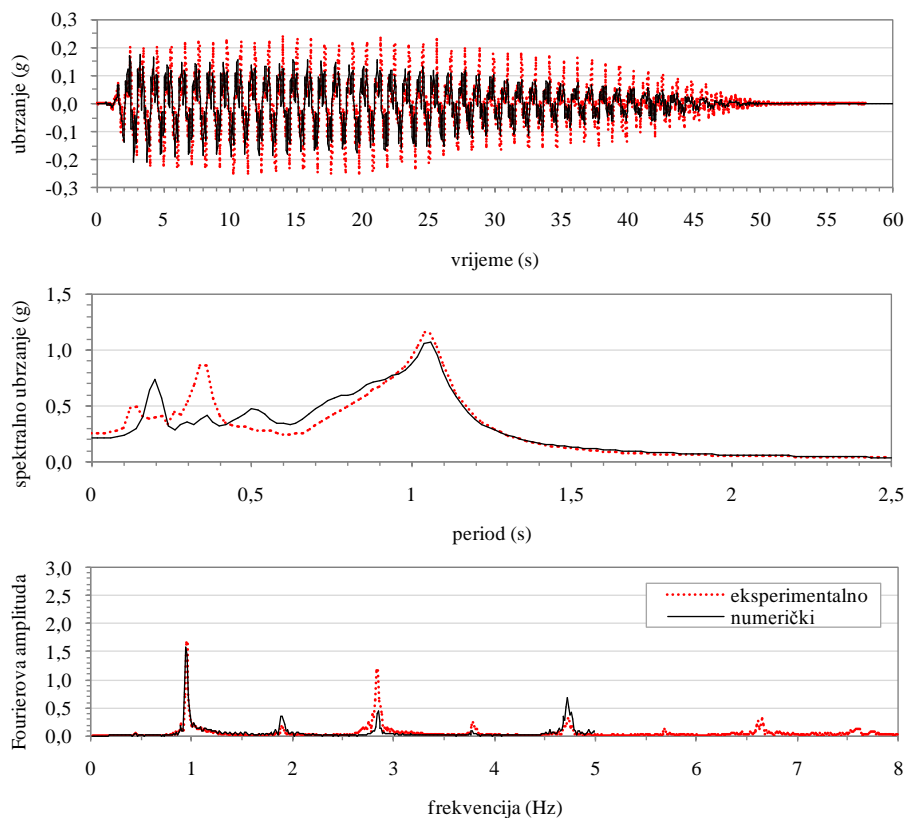
Slika 137. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch10 za tlo T55 sa slobodnim poljem

Tang, H.T., Tang, Y.K. i Stepp (1990) su u svom radu pokazali da različiti pristupi slijepe procjene odziva sustava tlo-konstrukcija (iskazanog u vidu spektra odziva) daju podjednako i vrlo dobro poklapanje numeričkih rezultata s rezultatima dobivenim eksperimentalnim putem. Međutim, ovo poklapanje rezultata je postupno lošije s udaljavanjem od površine tla (ili od vrha konstrukcije) prema osnovnoj stijeni. Slično je lako uočiti i pregledom slika redom od 137 do 140.

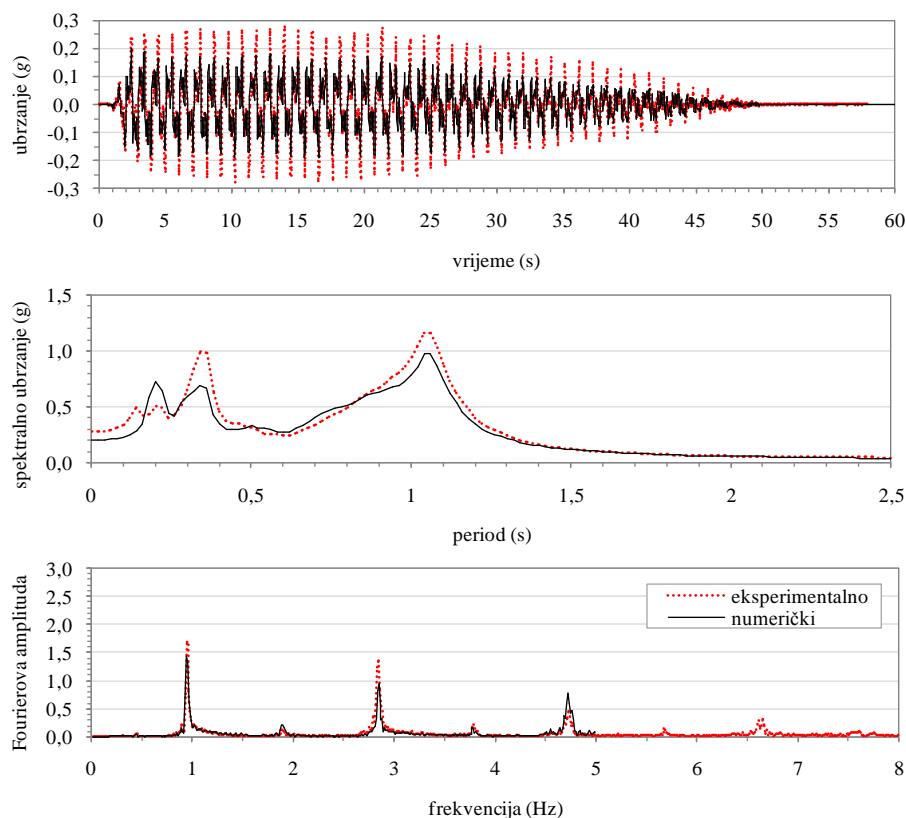
Kako je spomenuto ranije u osvrtu na spektar amplifikacije za stupac tla s $D_r = 51\%$, u ovom slučaju se zbog izražene nelinearnosti u tlu pri djelovanju snažnog potresa javlja premještanje osnovnog perioda tla prema nižim frekvencijama. S tim na umu i pregledom slike od 137 do 140 je moguće vidjeti amplifikaciju šuma sadržanog u ulaznom signalu (slika 134) pri frekvencijama od 2 i 5 Hz. Amplifikacija amplituda šuma se odražava i u razlici eksperimentalnog i numerički procijenjenog vremenskog zapisa ubrzanja (npr. slika 138).



Slika 138. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch8 za tlo T55 sa slobodnim poljem



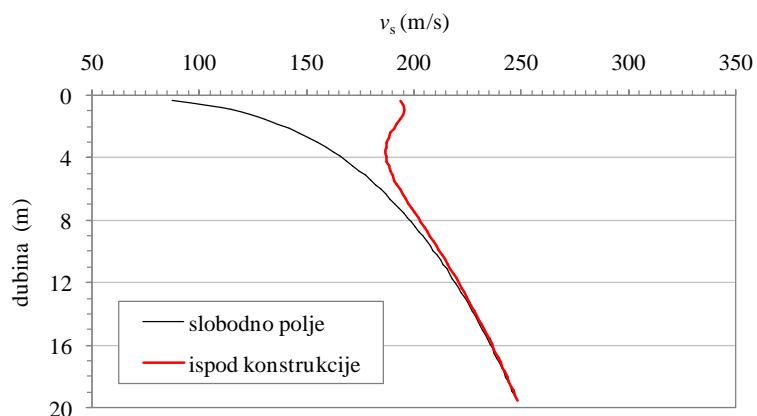
Slika 139. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch6 za tlo T55 sa slobodnim poljem



Slika 140. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch3 za tlo T55 sa slobodnim poljem

Proračun u programu SHAKE2000 - stupac tla ispod konstrukcije:

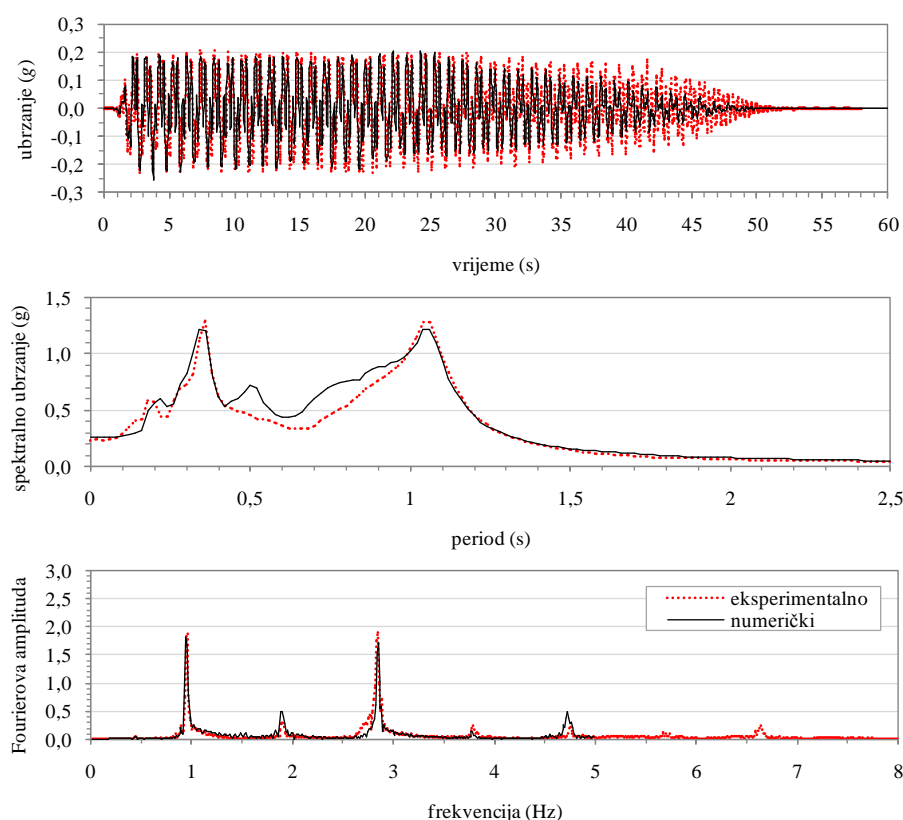
Kao i u prethodnom slučaju, kako bi se proračunom u obzir uzeo pritisak od konstrukcije, raspodjela brzine širenja posmičnih valova za modele tla sa slobodnom površinom je korigirana primjenom metode m-n. Utjecaj pritiska od konstrukcije na sliku raspodjele brzine širenja posmičnih valova je pokazan na slici 141.



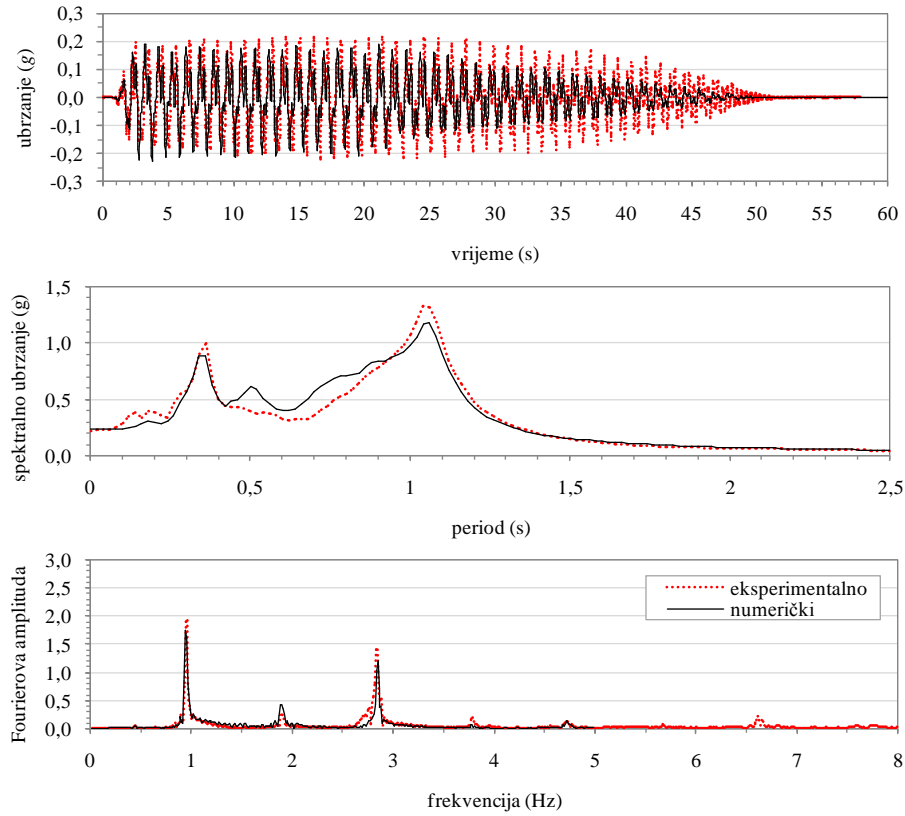
Slika 141. Raspodjela brzine širenja posmičnih valova za tlo T55 sa slobodnim poljem (crna tanka linija) i ispod konstrukcije (crvena debela linija)

Srednja brzina širenja posmičnih valova za ovaj profil tla s uključenim pritiskom od konstrukcije je procijenjena na 214 m/s. Osim toga, za isti profil je procijenjena i osnovna frekvencija osciliranja, koja u ovom slučaju iznosi 2,75 Hz.

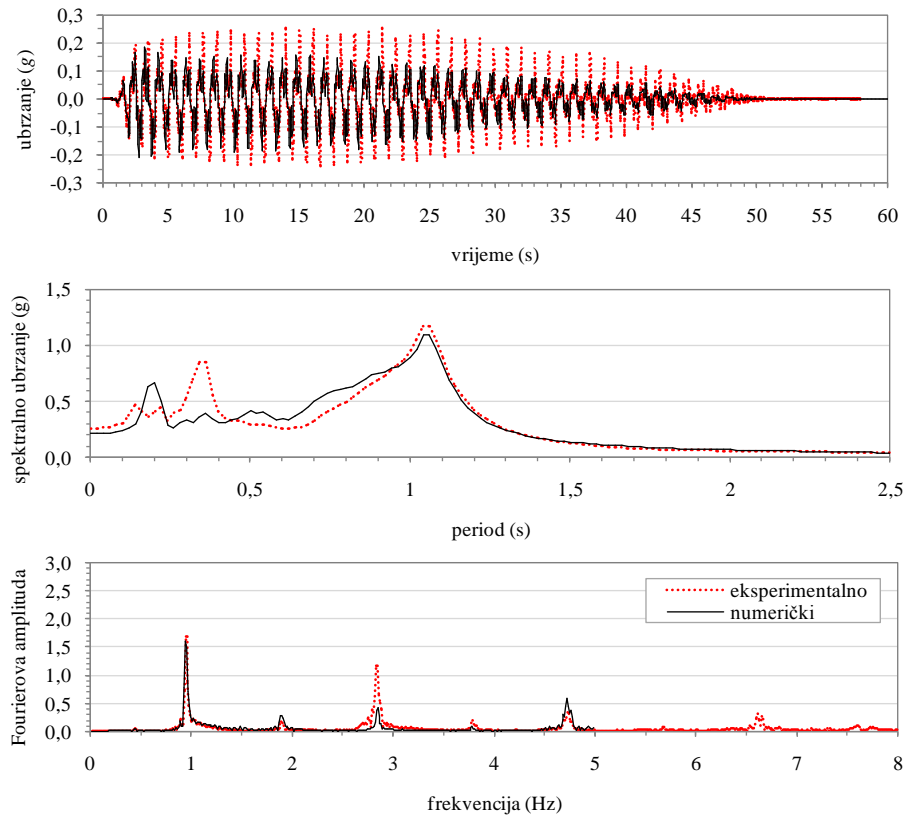
Najbolje podudaranje numerički procijenjenog i eksperimentalno dobivenog odziva je postignuto za $R_\gamma = 0,45$. Vrlo dobro slaganje rezultata se očituje u slojevima koji su bliži površini (slike 142 i 143), dok je u dubljim slojevima izražena amplifikacija energije potresnog vala oko 5 Hz te niska razina propuštanja energije pri 3 Hz, što se očituje u vremenskom zapisu ubrzanja u vidu podcijenjenih amplituda dobivenih numeričkim proračunom u odnosu na amplitude vala zabilježene za vrijeme eksperimentalnog ispitivanja (slike 142 i 143).



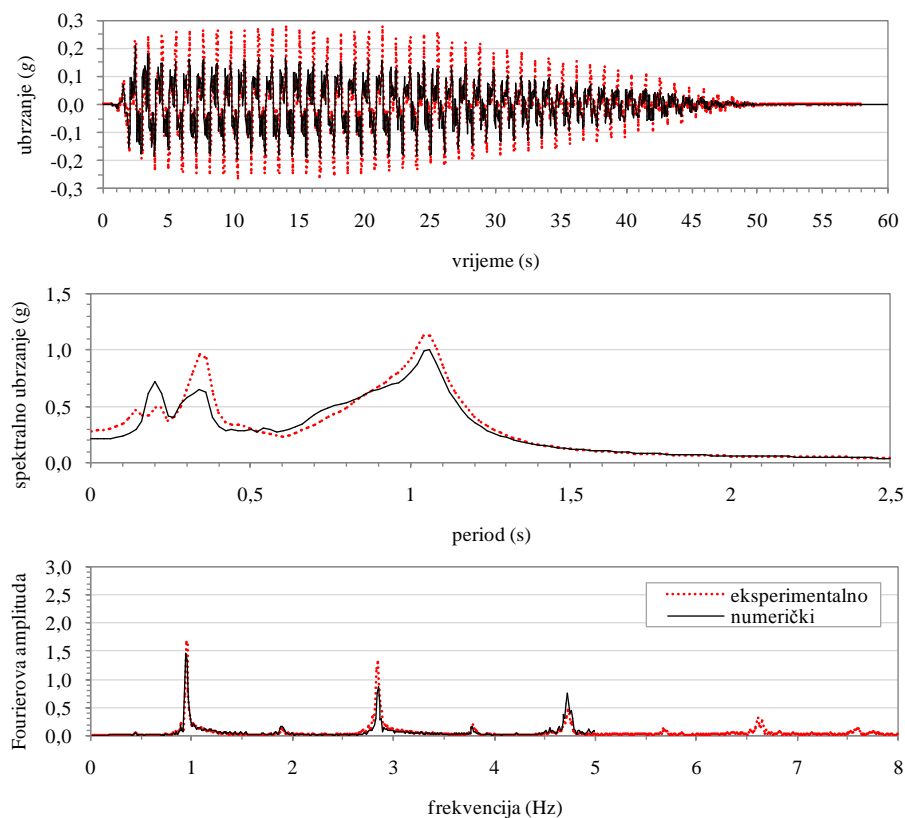
Slika 142. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch9 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100



Slika 143. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch7 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100

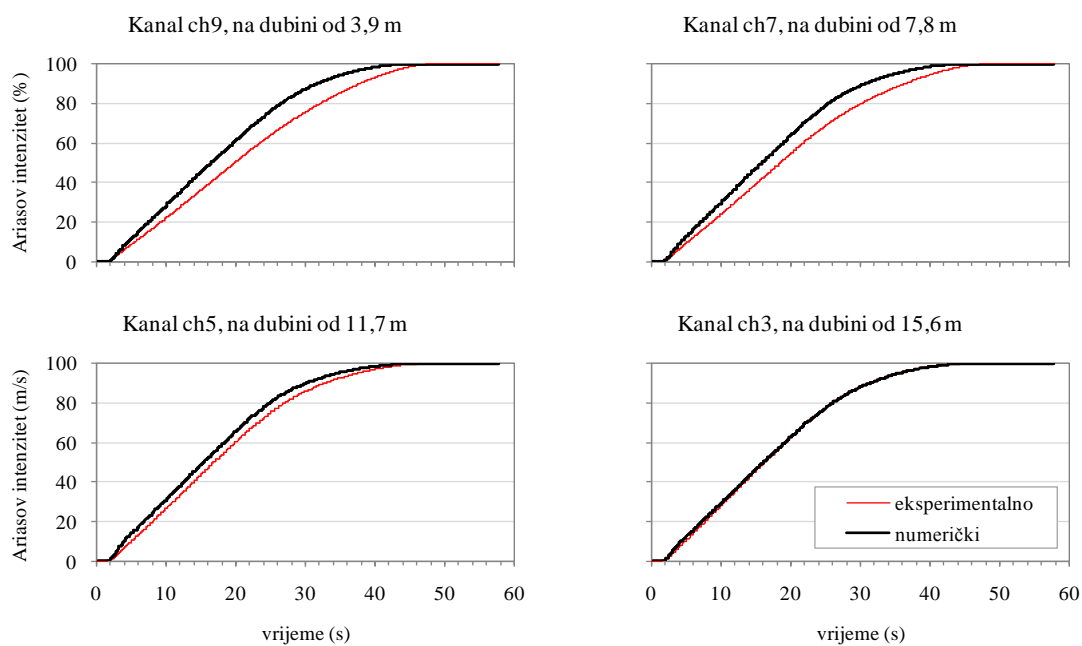


Slika 144. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch5 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100



Slika 145. Usporedba eksperimentalnog i numerički procijenjenog odziva na mjestu akcelerometra ch4 smještenog u stupcu tla T55 ispod zgrade Z100

O uspješnoj procjeni ponašanja tla primjenom ekvivalentne linearne metode govori i dobro slaganje Husidovog zapisa za rezultate dobivene eksperimentalnim i numeričkim putem (slika 146).

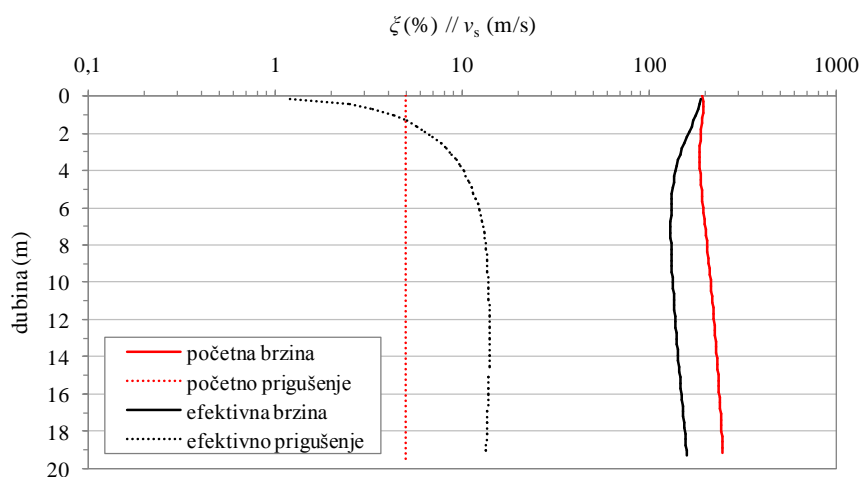


Slika 146. Usporedba Husidovih zapisa za više zapisa zabilježenih po dubini stupca tla T55 smještenog ispod zgrade Z100

Husidov zapis se definira kao normalizirani vremenski zapis Ariasovog intenziteta i pokazuje trajanje snažnog podrhtavanja, odnosno porast Ariasovog intenziteta u vremenu (Bond, Dobry i O'Rourke, 1980). Gazetas (1983) navodi da je pogrješka od 10 % općenito prihvatljiva, što je ujedno i najveća vrijednost pogrješke koju pokazuje slika 146.

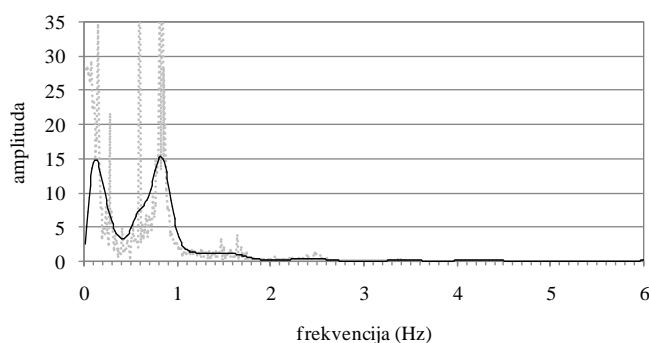
Proračun u programu SASSI2000 - dinamičko međudjelovanje tla i konstrukcije:

Model tla T55 je u programu SASSI2000 izrađen primjenom efektivnih svojstava tla dobivenih proračunom u programu SHAKE2000. Efektivna svojstva za tlo T55 kroz koje je prošao zapis potresa T1F1E2 su prikazana slikom 147. Debljina slojeva naslaga je zadržana ista kao u proračunu u programu SHAKE2000, dok je na donjem rubu naslaga u programu SASSI2000 definiran poluprostor kao što je to učinjeno u slučaju za model tla T80.



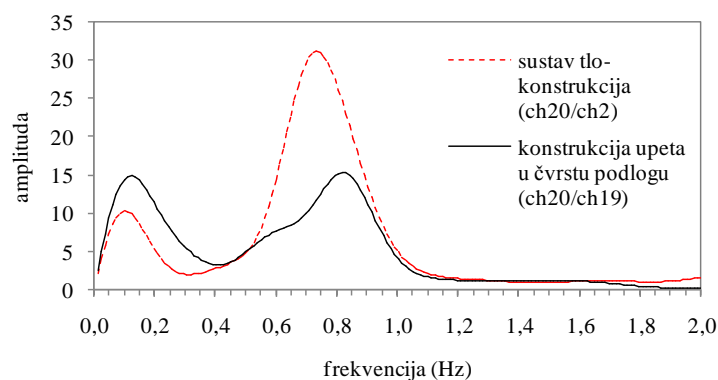
Slika 147. Raspodjela početnih i efektivnih posmičnih brzina i relativnog prigušenja po dubini stupca tla T55

Osnovna frekvencija zgrade Z100 je određena iz funkcije frekvencijskog odziva za zapise ubrzanja zabilježene na vrhu i temelju zgrade te iznosi 0,83 Hz (slika 148). Dijagram koji pokazuje osnovnu frekvenciju osciliranja je dobiven zaglađivanjem pomoću Hammingovog prozora (Towhata, 2008).



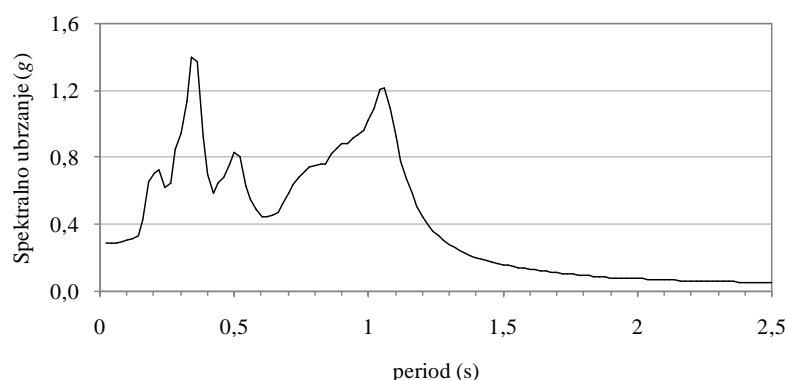
Slika 148. Funkcija frekvencijskog odziva za zapise na vrhu i temelju zgrade Z100

Na slici 149 je dana usporedba funkcija frekvencijskog odziva za sustav tlo-zgrada Z100 i za zgradu Z100 upetu u čvrstu podlogu. Kao u slučaju za zgradu Z300 i iz ove usporedbe se vidi da sustav tlo-konstrukcija ima manju osnovnu frekvenciju osciliranja (oko 0,73 Hz) u odnosu na upeti konstrukcijski sustav (oko 0,83 Hz), što daje 15 %-tno produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcije kada se upeta veza s čvrstom podlogom zamijeni s popustljivom podlogom. Dijagrami dani na slici 149 su dobiveni istim postupkom zaglađivanja kao dijagram na slici 148.



Slika 149. Usporedba funkcija frekvencijskog odziva za sustav tlo-zgrada Z100 i za zgradu Z100 upetu u čvrstu podlogu

Kao i ranije, frekvencijski korak je određen primjenom izraza (147) i iznosi 0,0122 Hz, a najveća frekvencija za proračun iznosi 6 Hz. Za proračunani frekvencijski korak i najveću frekvenciju je primjenom izraza (148) određen najveći frekvencijski broj koji iznosi 490. Frekvencije i frekvencijski brojevi za proračun su odabrani s obzirom na spektar odziva ubrzanja kontrolnog gibanja (slika 150) i predominantnu frekvenciju upetog konstrukcijskog sustava, prema preporukama u literaturi (Crespellani, Facciorusso i Madaia, 2006; Ostadan, 2006b).



Slika 150. Spektar odziva ubrzanja za zapis zabilježen na površini numeričkog modela tla T55 nakon prolaska vala T1F1E2

Proračun je proveden za frekvencijske brojeve dane u tablici 40. Gibanje vrha stupca tla s uključenim pritiskom od konstrukcije, dobiveno proračunom u programu SHAKE2000, je korišteno kao kontrolno gibanje za proračun u programu SASSI2000, kao u prethodnom slučaju. Kontrolno gibanje u programu

SASSI2000 je definirano na površini tla prema preporukama u literaturi (npr. Gutierrez i Chopra, 1976; Lysmer i Ostadan, 1997; Ostadan, 2006b).

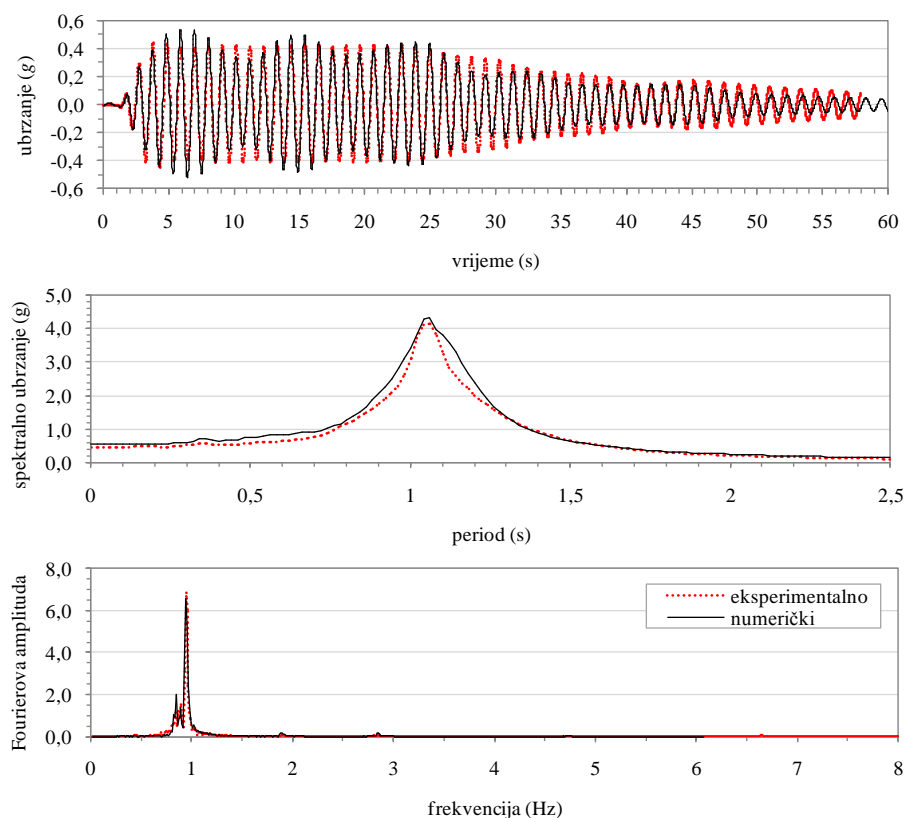
Tablica 40. Frekvencije i frekvencijski brojevi za analizu zgrade Z100 temeljene na tlu T55

Frekvencija (Hz)	Frekvencijski broj
0,25	20
0,60	41
0,71	59
0,83	68
0,95	78
1,09	89
1,28	105
1,52	124
1,67	137
2,00	164
2,38	195
2,94	241
3,85	315
4,17	341
4,55	372
5,56	455

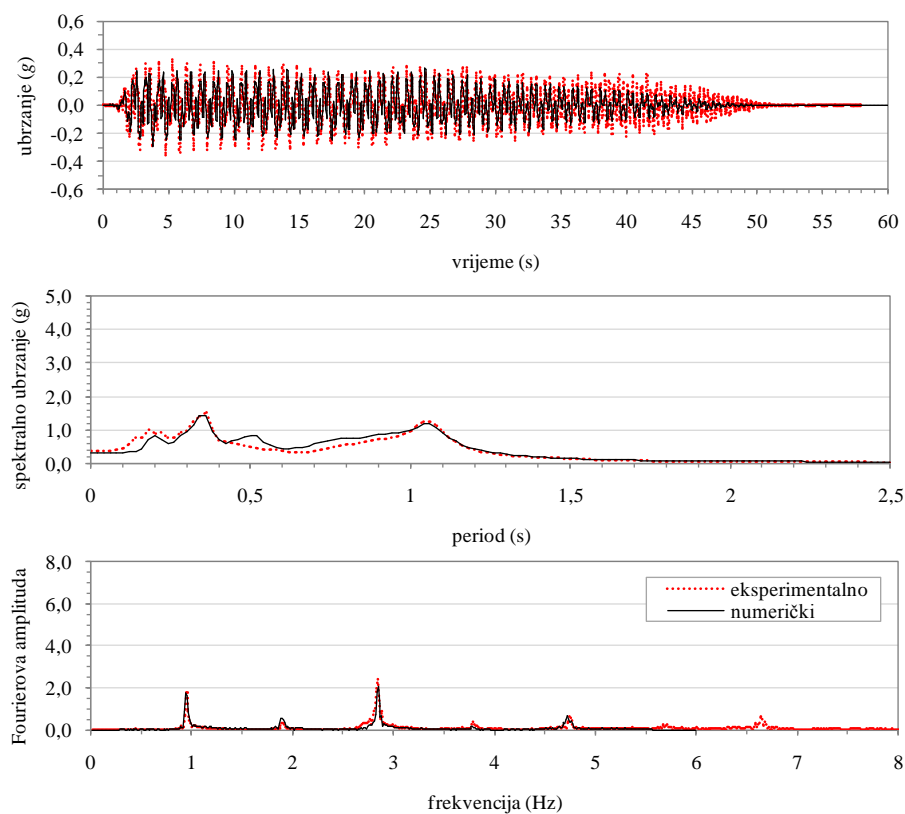
Gornji ustroj konstrukcije je u programu SASSI2000 modeliran pomoću jednog štapastog konačnog elementa, dok se temelj sastoji od 64 kutijasta konačna elemenata. Numerički model zgrade Z100 se sastoji od sveukupno 163 čvora, od čega se 81 čvor nalazi na kontaktu s modelom tla. Fizički model zgrade Z100 je numerički definiran kao plitko temeljeni konstrukcijski sustav s jednim stupnjem slobode. Štapasti konačni element, koji simulira gornji ustroj konstrukcije, je s donje strane kruto pričvršćen za temelj, dok s gornje strane ima koncentriranu masu kojoj je omogućeno translatorno gibanje u smjeru djelovanja potresa. Ovaj element je kvadratnog poprečnog presjeka s duljinom stranice od 100 cm. Mjereno od površine temelja, stup sustava s jednim stupnjem slobode ima visinu od 460 cm.

U definiciji štapastog konačnog elementa su zanemarene posmične deformacije (posmična površina je jednaka nuli) i usvojena je pretpostavka da je štap torzijski krut. Materijal od kojeg je izrađen štapasti element ima modul elastičnosti jednak $7,97 \times 10^5$ kN/m², Poissonov koeficijent jednak 0,33 i relativno prigušenje od 1,18 %. Kutijasti konačni elementi imaju oblik kocke sa stranicom duljine 50 cm. Materijal od kojeg je izrađen temelj ima modul elastičnosti jednak 7×10^7 kN/m².

Proračun zgrade Z100 je, kao i za zgradu Z300, proveden dva puta. Nakon prvog proračuna su dobivene funkcije impedancije, a nakon drugog proračuna je određen odziv cjelokupnog sustava tlo-konstrukcija. Prvi proračun je proveden samo s temeljem bez mase, dok je drugi proračun proveden na cjelokupnom sustavu tlo-konstrukcija, pri čemu su temelj i gornji ustroj konstrukcije imali pridruženu masu. Masa gornjeg ustroja (105 t) je koncentrirana u čvoru na vrhu zgrade, dok je masa temelja (60 t) raspodijeljena po njegovom volumenu. Odziv numeričkog modela zgrade Z100 je pokazan na slikama 151 i 152.



Slika 151. Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch20 postavljenog na vrhu zgrade Z100



Slika 152. Usporedba proračunanog i eksperimentalnog odziva na mjestu akcelerometra ch19 postavljenog na temelju zgrade Z100

Na slici 151 se vidi da je odziv gornjeg ustroja konstrukcije dobro procijenjen, dok procijenjeni odziv temelja pokazuje određena odstupanja oko frekvencije koja približno odgovara 3 Hz, kao i u slučaju za zgradu Z300. Ovakvo odstupanje se javlja zbog problema u procjeni odziva pomoću ekvivalentne linearne metode pri pojavi rezonance, što je istaknuto i za slučaj zgrade Z300. S druge strane, na slici 152 se vidi vrlo dobro slaganje numerički procijenjenog zapisa na temelju zgrade Z100 s odzivom za istu zgradu ispitanu u geotehničkoj centrifugi. Razlika se očituje u prisutnosti energije pri frekvencijama od 5,7 i 6,7 Hz u zapisu dobivenom iz eksperimenta. Ovih frekvencija nema u zapisu dobivenom numeričkim putem. Također, neznatna razlika je izražena u spektru odziva ubrzanja kod perioda od oko 0,5 s zbog neznatne amplifikacije koja se javila pri frekvenciji od 2 Hz, što se može vidjeti na Fourierovom spektru.

6.4 Sažetak i zaključak poglavlja

Pokazan je postupak definiranja numeričkih modela za proračun u programima SHAKE2000 i SASSI2000. Oba programa su temeljena na ekvivalentnoj linearnoj metodi. Također, dana je usporedba numerički procijenjenog i eksperimentalno određenog dinamičkog odziva sustava tlo-konstrukcija. Jedan eksperiment je proveden na potresnom stolu na Sveučilištu u Bristolu, u Velikoj Britaniji, dok su dva eksperimenta provedena u geotehničkoj centrifugi na institutu IFSTTAR, u Francuskoj. Sva tri eksperimenta se razlikuju po relativnoj zbijenosti pijeska koji simulira tlo (55, 70 i 81 %), po pritisku koji konstrukcija stvara na tlo (24, 100 i 300 kPa) te intenzitetu i frekvencijskom sastavu potresa kojim su ti modeli pobuđeni. Osim toga, u sva tri slučaja su promatrane konstrukcije drugačijih dinamičkih svojstava. U eksperimentima na potresnom stolu i u geotehničkoj centrifugi je korišten drugačiji pijesak.

Pokazana je uspješna primjena programa SHAKE2000 i SASSI2000 u procjeni eksperimentalnog odziva te je ustanovljeno sljedeće: (i) količina energije koju sadrži ulazni zapis potresa igra vrlo važnu ulogu u cjelokupnom odzivu sustava tlo-konstrukcija jer kroji efektivnu krutost i prigušenje numeričkog modela tla, (ii) faktor redukcije za posmično naprezanja ima približno jednaku vrijednost u slučaju kada stupac tla ima slobodnu površinu i kada se iznad njega nalazi konstrukcija te (iii) masa temelja nema utjecaja na odziv numeričkog modela plitko temeljene konstrukcije. Studija je pokazala da donja krivulja za promjenu modula posmika dobro opisuje nelinearno ponašanje fizičkog modela tla ispitanog na potresnom stolu pri normalnom gravitacijskom ubrzanju, dok srednja krivulja za promjenu modula posmika dobro opisuje nelinearnost fizičkog modela tla ispitanog u geotehničkoj centrifugi. Pokazano je da srednja krivulja za promjenu modula posmika dobro opisuje nelinearnost modela tla srednje i vrlo velike relativne zbijenosti (tj. 50 i 80 %-tne zbijenosti).

Kada bi se na prototip sustava tlo-konstrukcija primijenili isti faktori skaliranja za njegovo prevođenje na razinu modela koji bi se ispitali na potresnom stolu i u geotehničkoj centrifugi, tada bi model ispitan na potresnom stolu (pri normalnom gravitacijskom polju) imao manju krutost tla u odnosu na model ispitan u geotehničkoj centrifugi (pri uvećanom gravitacijskom polju). Stoga je autorovo mišljenje da donja krivulja za modul posmika dobro opisuje nelinearno ponašanje tla na potresnom stolu jer taj model, zbog male razine vertikalnih naprezanja od težine tla i/ili konstrukcije, ima manju krutost s obzirom na ekvivalentni model koji bi bio ispitan u geotehničkoj centrifugi. S druge strane, nelinearno ponašanje tla u geotehničkoj centrifugi, s približno jednakom relativnom zbijenosti kao tlo ispitanu na potresnom stolu, dobro opisuje srednja krivulja za promjenu modula posmika. Unutar fizičkih modela tala se pri ispitivanju u geotehničkim centrifugama javlja raspodjela naprezanja vrlo bliska stvarnosti. S druge strane, pri normalnom gravitacijskom ubrzanju modeli tla imaju sliku naprezanja koja se razlikuje u odnosu na prototipe, tj. stvarna tla.

Uspješna procjena odziva za eksperiment proveden pri normalnom polju ubrzanju je pokazana na numeričkom modelu gdje je nelinearnost u tlu opisana preko (i) donje granične krivulje za modul posmika i pripadajuće krivulje za prigušenje te (ii) faktora redukcije posmične deformacije $R_\gamma = 1,00$. S druge strane, uspješna procjena odziva eksperimenta provedenog u uvećanom polju gravitacijskog ubrzanja je pokazana na numeričkom modelu gdje je nelinearnost u tlu opisana preko (i) srednje krivulje za modul posmika i pripadajuće krivulje za prigušenje i (ii) faktora redukcije posmične deformacije koji se kretao u granicama između 0,40 i 0,50. U tom svjetlu je dobro poznato da se vrijednost faktora redukcije za posmičnu deformaciju može kretati u granicama između 0,40 i 0,75. Međutim, poznato je da bi pri pobudi harmonijskog tipa faktor redukcije za posmičnu deformaciju trebao biti jednak 1,00.

No, kako je već spomenuto, numerička procjena odziva modela ispitanog u geotehničkoj centrifugi je pokazala vrlo dobro poklapanje za vrijednost R_γ oko 0,45. U tom svjetlu je i grupa japanskih znanstvenika još prije više od 25 godina pokazala dobro poklapanje numerički procijenjenog odziva i odziva zabilježenog na terenu za $R_\gamma = 0,40$. Oni su također primjenom ekvivalentne linearne metode uspješno procijenili odziv stvarnog stupca tla dubine 42 m, kojeg je zatresao potres s magnitudom od 6,1. Prema tome se može zaključiti da je procjena odziva pomoću ekvivalentne linearne metode razborito provoditi za vrijednost faktor redukcije za posmičnu deformaciju u granicama između 0,40 i 0,50. U svakom slučaju, jasno je da još uvijek postoji velika potreba za definiranjem izraza ili algoritma pomoću kojih bi se pouzdano moglo odlučiti o odabiru faktor redukcije za posmičnu deformaciju a potrebe procjene odziva tla. Provedeno istraživanje je pokazalo da zamjena čvrste podloge s popustljivim medijem rezultira produljenjem osnovnog perioda osciliranja konstrukcije između 11 i 15 %.

7 REZULTATI PARAMETARSKE STUDIJE I

DISKUSIJA

Poglavlje daje pregled funkcija impedancija dobivenih proračunom u programu SASSI2000 za kvadratni temelj sa stranicom duljine 20 m. Funkcije impedancije su izrađene za četiri osnovna modela tla (20RB, 20HS, 60RB i 60HS), gdje je varirana dubina naslage iznad osnovne stijene, odnosno iznad poluprostora. Naslage su modelirane s tri različite krutosti (VS, MS i S), gdje su VS najmekše naslage sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 120 m/s, a S najkručće naslage sa srednjom brzinom širenja posmičnih valova od 320 m/s. Svi promatrani modeli tala su prije korištenja za proračun funkcija impedancija opterećeni teškom ($q = 300$ kPa), odnosno lakom ($q = 100$ kPa) konstrukcijom, nakon čega su podvrgnuti djelovanju dva seta (T1 i T2) snažnih zapisa stvarnih potresa koji su se dogodili na području Balkanskog i Apeninskog poluotoka. Ovi setovi su podijeljeni na slabe (T2) i snažne (T1) potrese s obzirom na magnitudu površinskih valova o 5,5. Svaki set sadrži 9 zapisa potresa različitih s obzirom na frekvencijski sastav, vrijednost maksimalnog ubrzanja i trajanje. U nastavku su zbog sažetosti pokazane samo funkcije impedancije za horizontalno gibanje temelja po tlu te za ljuľljanje temelja po tlu, s obzirom da su upravo te funkcije od najveće važnosti za istraživanje gibanja plitko temeljenih obrnutih njihala s jednim stupnjem slobode. Sveukupno je provedeno 432 proračuna u programu SHAKE2000 radi dobivanja efektivnih svojstava tala te 432 proračuna u programu SASSI2000 radi proračuna funkcija impedancija, koje su pokazane u narednom poglavlju.

Istražen je i utjecaj pritiska od konstrukcije na frekvencijski sastav potresa. Ovo istraživanje je provedeno u programu SHAKE2000, gdje je uz stupce tla sa slobodnim poljem proveden i proračun stupaca tla čija je krutost modificirana s obzirom na utjecaj od pritiska konstrukcije. Uz ranije spomenuta 432 proračuna za modificirane stupce tla, provedeno je dodatnih 216 proračuna (za 4 osnovna modela tla s 3 različite krutosti naslage i sveukupno 18 zapisa potresa).

Na posljetku je primjenom programa SASSI2000 istražen odziv plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima. Ovaj odziv je uspoređen s odzivom istih konstrukcija, ali upetih u temeljno tlo. Nakon pregleda

proračunanih funkcija impedancija i nakon njihove usporedbe odlučeno je ovaj dio istraživanja provesti samo za modele tla 20RB i 60HS, za srednju razinu krutosti (MS) i za oba spomenuta seta potresa (T1 i T2). Model 20RB predstavlja plitke meke naslage iznad osnovne stijene koja se nalazi na maloj dubini. Ovaj model dobro opisuje razred tla E prema definiciji u trenutno važećoj europskoj normi (CEN, 2004a). S druge strane, model 60HS predstavlja vrlo duboke meke naslage koje se mogu promatrati kao neomeđeni poluprostor. Ovaj model dobro opisuje razred tla C prema definiciji u trenutno važećoj europskoj normi (CEN, 2004a). Na svakom od opisanih potresno aktivnih (virtualnih) područja je plitko temeljeno 15 različitih obrnutih njihala koja, preko krutog kvadratnog temelja, stvaraju pritisak od 100 kPa na tlo. Oba opisna modela temeljnog tla imaju osnovni period osciliranja od približno 0,45 s. Obrnuta njihala, s jednim stupnjem slobode, se razlikuju s obzirom na osnovni period osciliranja i vitkost te simuliraju stvarne konstrukcije karakteristične za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka. Ovaj dio istraživanja je obuhvatio 270 proračuna.

Istraživanje je zaključeno nakon sveukupno 1350 proračuna provedenih u programima SHAKE2000 i SASSI2000.

7.1 Funkcije impedancije

Prije istraživanja potresnog ponašanja konstrukcija, tj. obrnutih njihala u ovom slučaju, potrebno je definirati setove opruga pomoću kojih bi se simulirala popustljivost temeljnog tla. Primjenom programa SASSI2000 su za frekvencijsko područje između 0 Hz i 20 Hz proračunane realne i imaginarne komponente kompleksne matrice popustljivosti za 24 različita slučaja temeljnog tla koje je pogodilo 18 različitih potresa. Promatrana su četiri osnovna modela tla (20RB, 20HS, 60RB i 60HS), svaki s tri različite moguće krutosti (VS, MS i S) i pri djelovanju dva moguća pritiska od konstrukcije (L i H). Slučajevi potresno aktivnih područja, kao i potresi koji su ih pogodili su detaljno opisani u *poglavlju 5.3.4*. S obzirom da se u radu promatraju obrnuta njihala, tj. sustavi s jednim stupnjem slobode, kao zamjenski sustavi za stvarne konstrukcije, od primarne važnosti je definirati funkcije impedancije za horizontalno gibanje i ljuljanje. Poznato je da ulazno gibanje u temelju, osim horizontalnog gibanja, uključuje i ljuljanje (Wolf, 1985; Veletsos i Prasad, 1988; Mylonakis, Nikolaou i Gazetas, 2006), koje se javlja čak i pri čistom horizontalnom podrhtavanju tla (Bielak, 1975; Veletsos i Prasad, 1988). Matrice popustljivosti za horizontalno gibanje su određene pri djelovanju jedinične horizontalne sile, dok su matrice popustljivosti za ljuljanje određene djelovanjem jediničnog momenta prevrtanja. Zbog praktičnost i preglednosti, ovdje je ponovljen izraz za proračun kompleksne matrice krutosti s obzirom da je to osnova studije:

$$k_s^* = k_s (\alpha_s + i \alpha_0 \beta_s) \quad (173)$$

gdje je k_s statička krutost, α_s i β_s bezdimenzijski koeficijenti redom za dinamičku krutost i prigušenje, α_0 bezdimenzijski parametar frekvencije. Indeks s se odnosi na promatranu koordinatnu os, npr. s je jednako x za pomak u smjeru osi x . Bezdimenzijski parametar frekvencije α_0 je proračunan preko sljedećeg izraza:

$$\alpha_0 = \frac{2\pi \cdot f \cdot r_{ekv}}{v_s} \quad (174)$$

gdje je f frekvencija pobude, r_{ekv} polumjer ekvivalentnog kružnog temelja, a v_s je srednja brzina širenja posmičnog vala po dubini promatranog profila temeljnog tla. Zbog praktičnosti, u izrazu (174) je uvrštavana srednja brzina širenja posmičnog vala do dubine od 30 m, što je dubina na osnovu koje je definirana razredba tala u europskim normama. U slučaju kada se radi o naslagama iznad čvrste stijene, u izrazu (174) je uvrštavana srednja brzina širenja posmičnog vala do čvrste stijene, u ovom slučaju do 20 m dubine. Bezdimenzijski koeficijenti za dinamičku krutost i prigušenje su redom određeni primjenom sljedećih izraza:

$$\alpha_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_s^2 + \delta_s^2} \quad (175)$$

i

$$\beta_s = -\frac{1}{\alpha_0} \cdot \frac{\delta_s}{\gamma_s^2 + \delta_s^2} \quad (176)$$

gdje su γ_s i δ_s realna i imaginarna komponenta matrice popustljivosti. Ovi koeficijenti su dalje normalizirani s obzirom na statičku krutost temeljnog tla koja je procijenjena pomoću sljedećih izraza:

$$k_x = \frac{8 \cdot G_{s,1} \cdot r_{ekv}}{2 - \eta_{s,1}} \cdot \left(\frac{1 + 0,5 \frac{r_{ekv}}{h_1}}{1 + 0,5 \frac{r_{ekv}}{h_1} \frac{G_{s,1}}{G_{s,2}}} \right) \quad (177)$$

i

$$k_{yy} = \frac{8 \cdot G_{s,1} \cdot r_{ekv}^3}{3 \cdot (1 - \eta_{s,1})} \cdot \left(\frac{1 + 0,167 \cdot \frac{r_{ekv}}{h_1}}{1 + 0,167 \cdot \frac{r_{ekv}}{h_1} \frac{G_{s,1}}{G_{s,2}}} \right) \quad (178)$$

Izraze (177) i (178) daje Gazetas (1983), a su detaljnije opisani u *poglavlju 2.3.1*. Pregledom ovih izraza se može uočiti da omjer ekvivalentnog polumjera temelja i debljine naslaga poprima veću vrijednost što je debljina naslaga manja. Iz toga slijedi da su statičke krutosti za temeljno tlo veće što je debljina naslaga manja. Poissonov koeficijent za naslage promatrane u ovome radu iznosi 0,30. Uz to su u radu promatrani omjeri modula posmika za naslage i poluprostor u iznosu od 30, 60 i 80 %. U slučaju kada se naslage nalaze iznad čvrste stijene, pretpostavlja se da spomenuti omjer modula posmika iznosi nula. Za pretvorbu oblika temelja su korišteni sljedeći izrazi, kako bi proračunane funkcije impedancije bile primjenjive za bilo koji oblik pravokutnog ili kvadratnog temelja:

$$r_{ekv} = \sqrt{\frac{4 \cdot B_f \cdot L_f}{\pi}} \quad (179)$$

za horizontalno gibanje te

$$r_{ekv} = \sqrt[4]{\frac{16 \cdot B_f^3 \cdot L_f}{3\pi}} \quad (180)$$

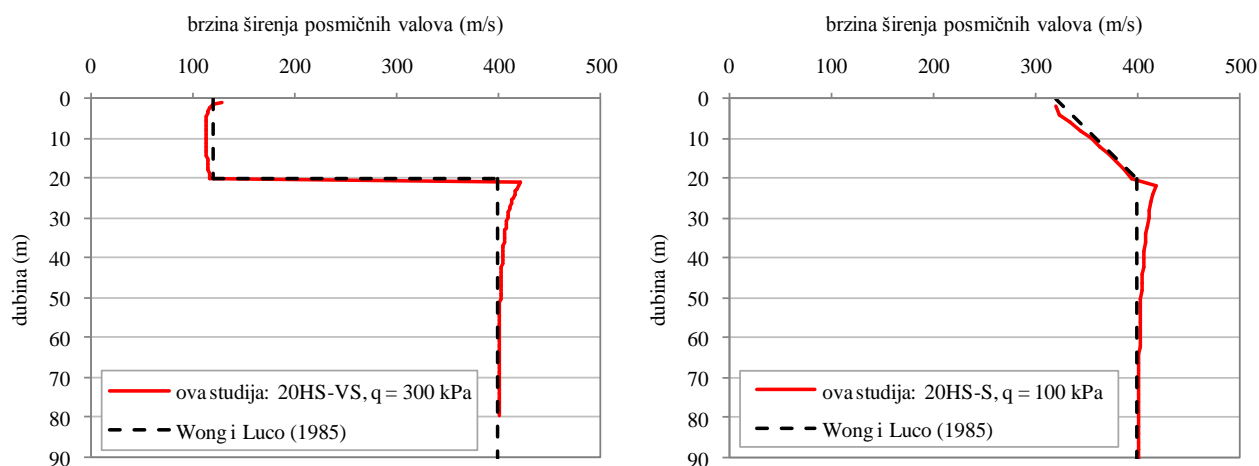
za ljuljanje. Za kvadratni temelj sa stranicom duljine 20 m, što je geometrija temelja promatranog u ovome radu, ekvivalentni polumjer za horizontalno gibanje iznosi 11,3 m, dok za ljuljanje iznosi 11,4 m. Funkcije impedancije su proračunane za sustav tlo-temelj, pri čemu je masa temelja u potpunosti isključena. Ovu pretpostavku opravdava dobro poklapanje numerički procijenjenog odziva za tri eksperimenta, što je istraženo u okviru ovog rada. Također, ovu pretpostavku potvrđuju i mnogobrojni znanstvenici, kako je opisano u ranijim poglavljima ovog rada. Funkcije impedancije su proračunane za temelje bez mase opterećen horizontalnom silom te momentom prevrtanja.

Srednje vrijednosti funkcija impedancije su određene za svaki bezdimenzijski koeficijent frekvencije zajedno sa 16-tim i 84-tim percentilom. Ovi percentili su odabrani s obzirom da u slučaju normalne distribucije rezultata predstavljaju vrijednosti koje odgovaraju redom razlici srednje vrijednosti i jedne standardne devijacije te zbroju srednje vrijednosti i jedne standardne devijacije. Ovakav postupak statističke obrade podataka je korišten i u studijama koje su provedene s ciljem definiranja spektara odziva te parametara amplifikacije tla (npr. Seed, Ugas i Lysmer, 1974; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). U *Prilogu* na kraju rada su pokazane proračunane srednje vrijednosti zajedno s 16-tim i 84-tim percentilom.

7.1.1 Usporedba postojećih funkcija impedancije i pandana definiranih u okviru ovog rada

U svrhu provjere valjanosti funkcija impedancije izrađenih u okviru ovog rada, dana je njihova usporedba s funkcijama koje su predložili svjetski poznati znanstvenici. Wong i Luco (1985) su predložili funkcije impedancije za krute kvadratne temelje bez mase postavljene na uslojene viskoelastične modele tla. Prvi set modela tla sadrži naslage s jednolikom raspodjelom brzine širenja posmičnih valova po dubini koje su smještene na poluprostoru s također jednolikom raspodjelom brzine širenja posmičnih valova. Drugi set modela tla sadrži naslage kod kojih brzina širenja posmičnih valova linearno raste s dubinom do dostizanja poluprostora, nakon čega brzina širenja posmičnih valova poprima konstantnu vrijednost.

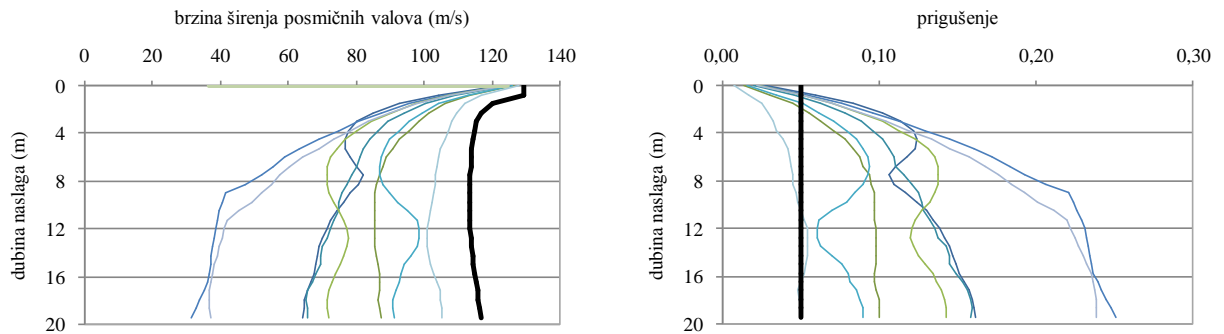
Model tla koji su Wong i Luco (1985) definirali kao sloj naslaga s jednolikom raspodjelom brzine širenja posmičnih valova po dubini iznad poluprostora s također jednolikom raspodjelom brzine širenja posmičnih valova po dubini, gdje je omjer brzine širenja posmičnog vala na vrhu i dnu naslaga jednak 0,30, se vrlo dobro poklapa s modelom tla u ovoj studiji koji je ranije opisan kao model 20HS-VS i opterećen teškom konstrukcijom (slika 153). Drugi model tla koji su Wong i Luco (1985) definirali kao sloj naslaga s nejednolikom raspodjelom brzine širenja posmičnih valova po dubini iznad poluprostora s jednolikom raspodjelom brzine širenja posmičnih valova po dubini, gdje je omjer brzine širenja posmičnog vala na vrhu i dnu naslaga jednak 0,80, se vrlo dobro poklapa s modelom tla u ovoj studiji koji je ranije opisan kao model 20HS-S i opterećen lakom konstrukcijom (slika 153).



Slika 153. Usporedba modela tala koje su Wong i Luco (1985) direktno koristili za definiranje funkcija impedancije, s neporemećenim modelima tala, definiranim u okviru ove doktorske disertacije, koji su tek nakon propuštanja potresnih valova kroz njih korišteni u proračunima funkcija impedancija

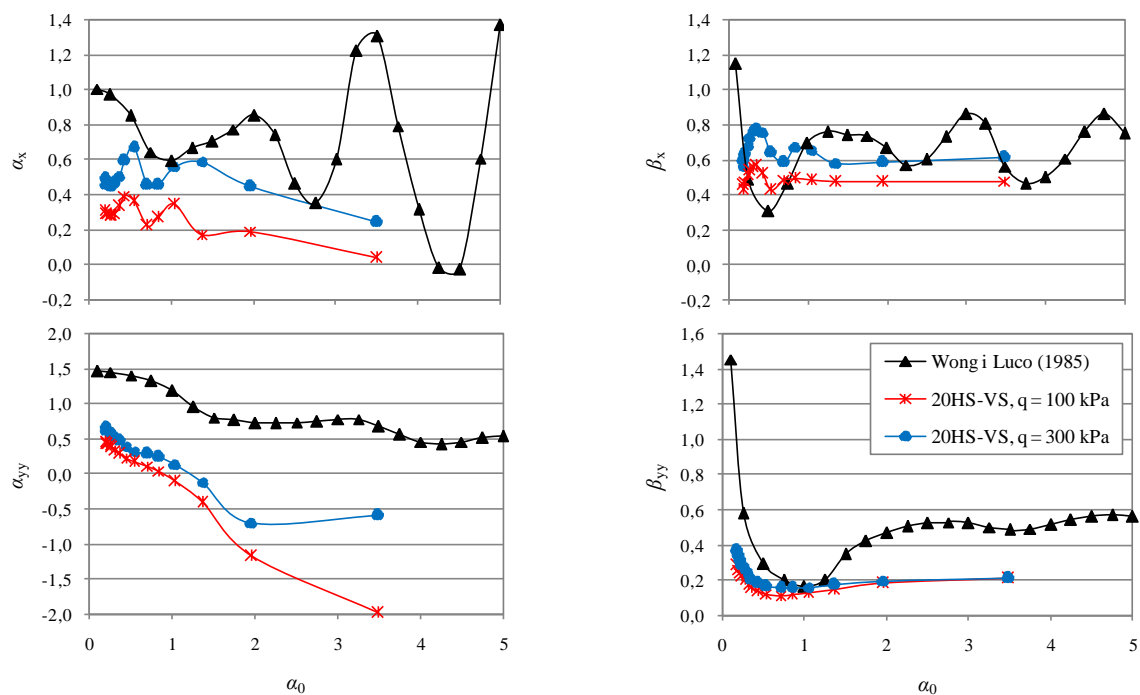
Wong i Luco (1985) su izradili funkcije impedancije za krute kvadratne temelje postavljene na modele tala kako su pokazani na slici 153. Ovi modeli tla su imali pridružen Poissonov koeficijent jednak 0,33. Vrijednost prigušenja za naslage i poluprostor ovih modela je iznosila redom 5 % i 3 %, dok je omjer gustoće materijala za naslage i poluprostor iznosio 1,13. Kroz svaki model tla definiran u ovoj studiji i pokazan slikom 153 je prethodno korištenju u proračunima za određivanje funkcija impedancije

propušteno devet različitih potresnih valova. Nakon što je kroz pojedini model tla propušten potresni val, deformirani model tla (tj. efektivni profil brzina širenja posmičnih valova te prigušenja) je korišten za određivanje funkcija impedancija. Radi sažetosti na slici 154 je pokazana raspodjela brzine širenja posmičnih valova i prigušenja samo u prvih 20 m naslaga modela 20HS-VS ispod teške konstrukcije, prije i nakon propuštanja snažnih potresnih valova. Pregledom slike 154 je moguće vidjeti da modeli tala nakon propuštanja potresnih valova značajno omekšavaju i da se kod njih javlja izražen porast prigušenja.



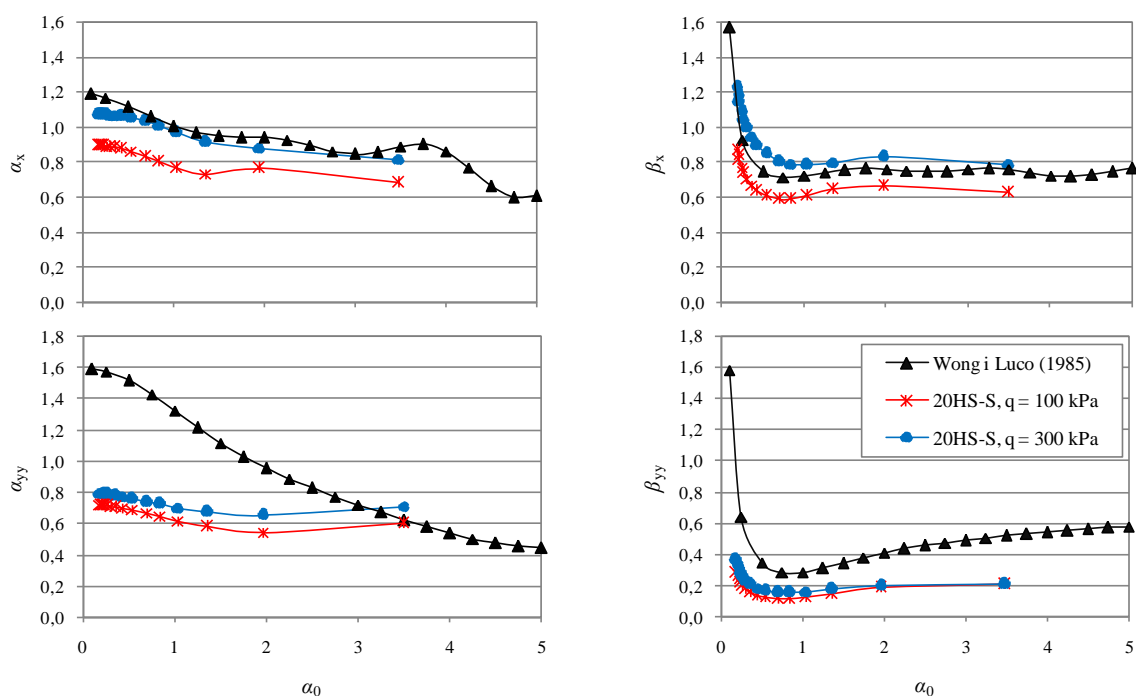
Slika 154. Raspodjela brzine širenja posmičnih valova (lijevo) i prigušenja (desno) u prvih 20 m naslaga modela 20HS-VS ispod teške konstrukcije, prije (crna debela linija) i nakon (tanke linije plavih nijansi) propuštanja potresnih valova

Ovakva promjena raspodjele brzine širenja posmičnih valova i prigušenja kod tala kroz koje je prošao potresni val, u odnosu na nedeformirana tla koja su Wong i Luco (1985) koristili u svojoj studiji, rezultira i jasno drugačijim tijekom funkcija impedancije, što je moguće vidjeti na slikama 155 i 156.



Slika 155. Usporedba funkcija impedancije izrađenih u ovom radu s pandanima koje su predložili Wong i Luco (1985) za plitke meke naslage iznad poluprostora s omjerom brzine širenja posmičnih valova na vrhu i dnu naslaga od 30 %

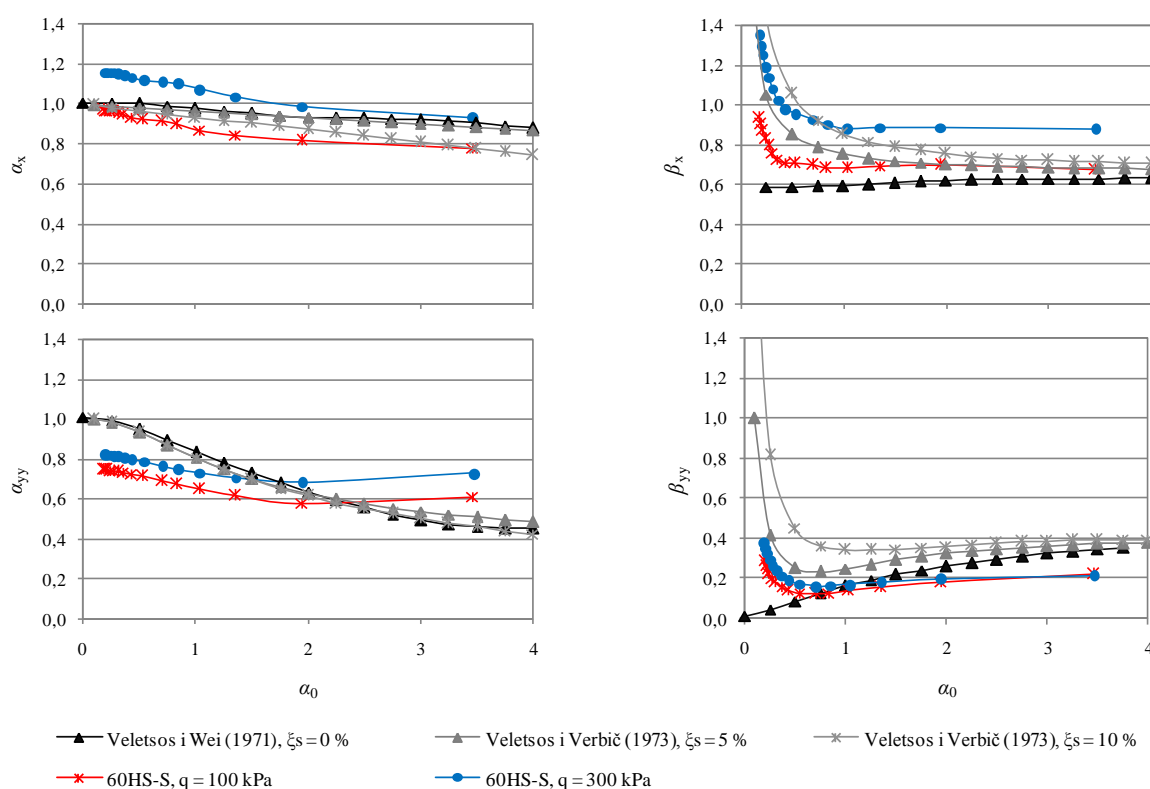
Tla kroz koja je prošao potresni val su omekšala te stoga imaju i manju krutost u odnosu na nedeformirana tla koja su koristili Wong i Luco (1985). Ova razlika se posebno odražava kod rotacijske krutosti (slike 155 i 156). Na slici 156 je moguće vidjeti dobro poklapanje funkcija impedancije definiranih u okviru ovog rada i funkcija koje su predložili Wong i Luco (1985) za horizontalno gibanje temelja na naslagama čija krutost iznosi 80 % krutosti poluprostora iznad kojeg se nalaze. Pri tome valja imati na umu da su Wong i Luco (1985) ove funkcije impedancije definirali za polje koje ne osjeća pritisak od temelja konstrukcije i koje nije pretrpjelo omekšavanje zbog prolaska potresnog vala. S druge strane, funkcije impedancije su u okviru ovog rada definirane kao srednja vrijednost funkcija impedancija određenih za model tla kroz koji je prošlo devet različitih potresnih valova i koji osjeća pritisak od konstrukcije.



Slika 156. Usporedba funkcija impedancije izrađenih u ovom radu s pandanima koje su predložili Wong i Luco (1985) za plitke meke naslage iznad poluprostora s omjerom brzine širenja posmičnih valova na vrhu i dnu naslaga od 80 %

Na slici 156 se vidi da funkcije impedancije za horizontalno gibanje temelja po naslagama, čija krutost iznosi 30 % krutosti poluprostora iznad kojeg se nalaze, pokazuju izrazito rasipanje. Ovakvo rasipanje se očituje i u relativno velikoj standardnoj devijaciji koja je dobivena statističkom obradom funkcija impedancije izrađenih u okviru ove doktorske disertacije. Standardna devijacija je vrlo mala za duboke naslage, a poprima relativno velike vrijednosti kod tala s izraženim skokovima u profilu brzina širenja posmičnih valova, tj. kada je krutost naslaga znatno manja od krutosti poluprostora. Raspodjela standardnih devijacija i srednjih vrijednosti funkcija impedancije izrađenih u okviru ove doktorske disertacije je pokazana u Prilogu na kraju rada.

Funkcije impedancije izrađene u okviru ove doktorske disertacije i funkcije koje daju Wong i Luco (1985) dijele i određena zajednička svojstva. U oba slučaja funkcije impedancije definirane za horizontalno gibanje temelja na naslagama čija krutost iznosi 30 % krutosti poluprostora iznad kojeg se nalaze pokazuju izražene fluktuacije s obzirom na promjenu bezdimenzijskog koeficijenta frekvencije. Dobro je poznato da se ovakve fluktuacije javljaju kod relativno plitkih mekih naslaga koje se nalaze na relativno krutom poluprostoru, a izraženi vrhovi u ovim funkcijama se javljaju pri frekvencijama koje su vrlo bliske vlastitim frekvencijama osciliranja tla. Ovo potvrđuju mnogi svjetski znanstvenici (npr. Gazetas, 1991b; Ostadan, Deng i Roesset, 2004; Pitilakis, D. 2006). Funkcije impedancije definirane u okviru ovog rada i funkcije koje su predložili Wong i Luco (1985) općenito slijede iste trendove s obzirom na porast bezdimenzijskog koeficijenta frekvencije. Na slici 157 je pokazana usporedba funkcija impedancija za horizontalno gibanje i ljuljanje krutog temelja na mekim dubokim naslagama.



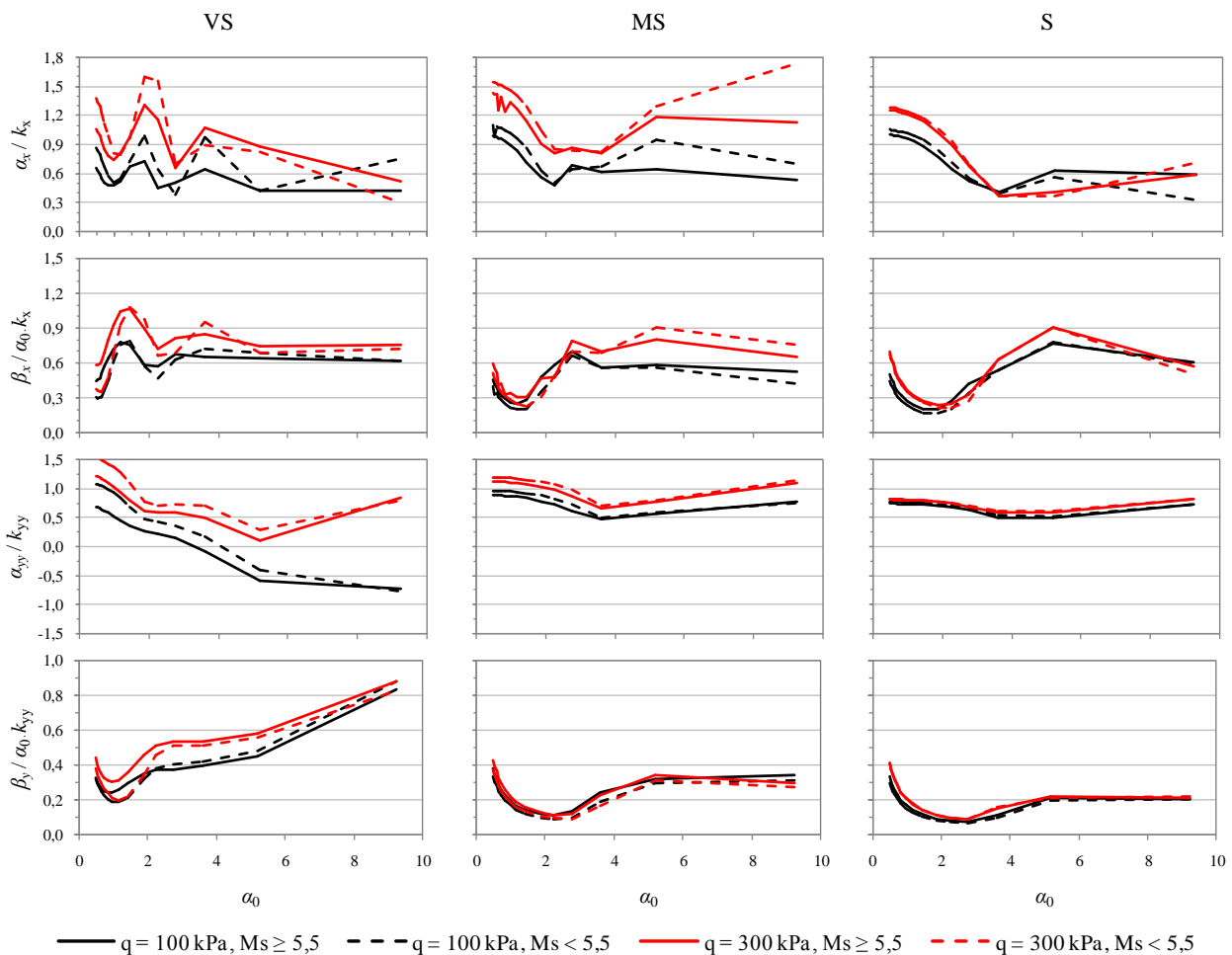
Slika 157. Usporedba funkcija impedancije izrađenih u ovom radu s pandanima koje su predložili Veletsos i Wei (1971) i Veletsos i Verbič (1973) za poluprostor jednolikom raspodjelom brzina širenja posmičnih valova po cijeloj dubini

Funkcije impedancije izrađene u okviru ove doktorske disertacije, primjenom statističke obrade i za kruti kvadratni temelj na modelu tla koji uključuje geometrijsko i histerežno prigušenje, su uspoređene s funkcijama koje predlažu Veletsos i Wei (1971) za kruti kružni temelj postavljen na neprigušeni elastični poluprostor te funkcijama koje predlažu Veletsos i Verbič (1973) za kruti disk postavljen na linearni viskoelastični poluprostor. Sa slike 157 se može vidjeti općenito dobro poklapanje funkcija predloženih u okviru ove doktorske disertacije kako s funkcijama definiranim za elastični poluprostor, tako i s

funkcijama danim za linearni viskoelastični poluprostor. Funkcije impedancije za horizontalno gibanje i ljuljanje, koje predlaže autor, se vrlo dobro slažu s funkcijama impedancije koje su definirali Veletsos i Verbić (1973) za linearni viskoelastični poluprostor. U tom svjetlu, ove funkcije slijede iste trendove s obzirom na promjenu vrijednosti bezdimenzijskog koeficijenta frekvencije. Funkcije impedancije za prigušenje predložene u ovom radu se ne slažu funkcijama koje su predložili Veletsos i Wei (1971). Ovo je očekivano s obzirom da Veletsos i Wei (1971) koriste model tla koji je elastičan i nema pridruženo prigušenje, dok modeli tla korišteni u ovome radu uključuju geometrijsko (tj. radijacijsko) i histerežno prigušenje.

7.1.2 Kruti temelj na plitkom sloju mekih naslaga iznad osnovne stijene

U nastavku su sistematizirani i opisani trendovi i ovisnosti, uočeni pregledom slike 158, s obzirom na koeficijente dinamičke krutosti i prigušenja za temelj postavljen na plitke meke naslage iznad osnovne stijene.



Slika 158. Funkcije impedancije za model tla 20RB

Za temelj postavljen na površinu naslaga male debljine iznad čvrste stijene, realni i imaginarni dio funkcija impedancije pokazuju fluktuacije koje se odnose na osnovne frekvencije naslaga (slika 158). Ovo potvrđuju i drugi (npr. Ostadan, Deng i Roesset, 2004).

Dinamički koeficijent za krutost za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- α_x ne pokazuje jasne trendove za vrlo meka (VS) tla, no za srednje meka (MS) i meka (S) tla se može primijetiti pad vrijednosti dinamičke krutosti počevši od malih vrijednosti α_0 prema $\alpha_0 \approx 3$. Za srednje meka (MS) tla i lake konstrukcije te slabe potrese koeficijent α_x poprima konstantnu vrijednost nakon $\alpha_0 \approx 3$. Za isto tlo (MS), koeficijent α_x pokazuje porast vrijednosti prema $\alpha_0 \approx 5$ i to za teške i lake konstrukcije pri djelovanju slabih potresa te za teške konstrukcije i snažne potrese. Nakon $\alpha_0 \approx 5$ za srednje meko (MS) tlo koeficijent α_x pokazuje daljnji porast vrijednosti za teške konstrukcije i slabe potrese, ali blagi pad vrijednosti za teške konstrukcije i snažne potrese te lake konstrukcije i slabe potrese. Što se tiče mekog (S) tla, koeficijent α_x pokazuje porast vrijednosti prema $\alpha_0 \approx 5$ za teške konstrukcije neovisno o snazi potresa, dok za lake konstrukcije, neovisno o snazi potresa poprima konstantne vrijednosti do $\alpha_0 \approx 5$. Nakon $\alpha_0 \approx 5$ koeficijent α_x pokazuje daljnji porast vrijednosti za teške konstrukcije neovisno o snazi potresa. S druge strane, nakon $\alpha_0 \approx 5$ za lake konstrukcije koeficijent α_x poprima konstantnu vrijednost pri djelovanju slabih potresa te pad vrijednosti pri djelovanju snažnih potresa.

- α_x pokazuje relativno veliko rasipanje s obzirom na promjenu vrijednosti α_0 , što je posebno izraženo za vrlo meka (VS) tla u odnosu na srednje meka (MS) i meka (S) tla. Posljedično, ovakvo veliko rasipanje dinamičkog koeficijenta krutosti za vrlo meka tla ima i relativno veliku standardnu devijaciju, što je moguće vidjeti u Prilogu na kraju rada. Kod srednje mekih (MS) tala je rasipanje dinamičkog koeficijenta krutosti izraženo nakon vrijednosti $\alpha_0 > 3$, dok je kod mekih (S) tala rasipanje istog koeficijenta uočljivo tek nakon $\alpha_0 > 5$.

- α_x poprima veće vrijednosti ako se na tlu nalazi teža konstrukcija, u odnosu na slučaj ako je na tlu temelja (tri puta) lakša konstrukcija. Ovo je očekivano jer pritisak od konstrukcije povećava naprezanje u tlu te posljedično povećava vrijednosti brzina širenja posmičnih valova, što rezultira većom krutosti tla.

- α_x općenito poprima veće vrijednosti ako je tlo pretrpjelo slaba podrhtavanja u odnosu na slučajeve gdje je isto tlo pretrpjelo snažna podrhtavanja zbog djelovanja potresa. Iznimka su slučajevi za vrlo meko (VS) tlo na kojemu je temeljena teška konstrukcija i meko (S) tlo na kojemu je temeljena laka konstrukcija pri čemu se javlja manja krutost pri djelovanju slabih potresa u odnosu na slučaj kada kroz tlo prolaze snažni potresni valovi. Veće krutosti tla pri djelovanju slabih potresa, u odnosu na djelovanje snažnih potresa, su očekivane s obzirom da pri djelovanju slabog podrhtavanja ostaje u elastičnom području, dok se pri djelovanju snažnog podrhtavanja tlo plastificira, tj. omekšava.

Dinamički koeficijent za krutost za ljuljanje temelja na tlu:

- α_{yy} pokazuje izraženo opadanje s povećanjem α_0 za vrlo meke (VS) plitke naslage položene na osnovnu stijenu. Opadanje vrijednosti α_{yy} je izraženo do vrijednosti $\alpha_0 \approx 5$ nakon čega ono postaje vrlo blago za

slučaj kada je tlo opterećeno lakom konstrukcijom, odnosno mijenja smjer i počinje blago rasti s povećanjem vrijednosti α_0 za tla opterećena teškom konstrukcijom.

dok je opadanje vrijednosti α_{yy} za srednje meke (MS) i meke (S) plitke naslage položene na osnovnu stijenu vrlo blago s povećanjem vrijednosti α_0 sve do $\alpha_0 \approx 3,5$, nakon čega se prima gotovo konstantnu vrijednost i ne ovisi o promjeni α_0 .

- α_{yy} je vrlo osjetljiv na pritisak od konstrukcije i jačinu potresa za vrlo meka (VS) tla, dok se utjecaj od pritiska konstrukcije i jačine potresa gubi s porastom krutosti tla. Tako je za meka (S) tla koeficijent α_{yy} praktično neosjetljiv na pritisak od konstrukcije i jačinu potresa.

- α_{yy} poprima negativne vrijednosti samo za vrlo meka (VS) tla i to isključivo za nisku razinu pritiska od konstrukcije ($q = 100$ kPa), neovisno o jačini potresa. Koeficijent α_{yy} poprima negativne vrijednosti nakon $\alpha_0 > 3,5$ za snažne potrese, dok za slabe potrese poprima negativne vrijednosti tek nakon $\alpha_0 > 4,5$.

Dinamički koeficijent za prigušenje za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- β_x pokazuje izrazite fluktuacije s obzirom na promjenu vrijednosti koeficijenta α_0 , što je posebno izraženo za vrlo meka (VS) i srednje meka (MS) tla.

- β_x za vrlo meka (VS) tla ima izražen porast vrijednosti do $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega slijedi njegovo opadanje prema $\alpha_0 \approx 1$. Za vrlo meka (VS) tla koeficijent β_x poprima gotovo konstantnu vrijednost za vrijednosti koeficijenta frekvencije $\alpha_0 > 1$.

- β_x za srednje meka (MS) i meka (S) tla opada prema $\alpha_0 \approx 1,5$, nakon čega slijedi porast vrijednosti ovog koeficijenta do $\alpha_0 \approx 3$ za srednje meka (MS) tla, odnosno do $\alpha_0 \approx 5$ za meka (S) tla. Za veće vrijednosti koeficijenta frekvencije za srednje meka (MS) i meka (S) tla vrijednost koeficijenta dinamičke krutosti β_x blago opada.

- β_x je praktično neosjetljiv na jačinu podrhtavanja tla.

- β_x je osjetljiv na razinu pritiska od konstrukcije, i to posebice za vrlo meka (VS) tla za sve promatrane koeficijente frekvencija te za srednje meka (MS) tla za $\alpha_0 > 3$, gdje može imati i do 30 % veće vrijednosti ako se na tlu nalazi teška konstrukcija koja stvara tri puta veći pritisak u odnosu na laku konstrukciju. U suprotnom od spomenutoga, može se reći kako razina pritiska od konstrukcije ima vrlo mali utjecaj na vrijednost koeficijenta β_x .

Dinamički koeficijent za prigušenje za ljuljanje temelja na tlu:

- β_{yy} za vrlo meka (VS) tla ima izražen pad vrijednosti do $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega slijedi brz porast vrijednosti prema $\alpha_0 = 3,5$. Za vrlo meka (VS) tla koeficijent β_{yy} poprima gotovo konstantnu vrijednost za koeficijent frekvencije α_0 između 2,5 i 4,5, nakon čega slijedi ponovni blagi porast vrijednosti koeficijenta β_{yy} prema višim frekvencijama.

- β_{yy} za srednje meka (MS) i meka (S) tla opada prema $\alpha_0 \approx 2$, nakon čega slijedi porast vrijednosti ovog koeficijenta do $\alpha_0 \approx 5$. Za veće vrijednosti koeficijenta frekvencije za srednje meka (MS) i meka (S) tla

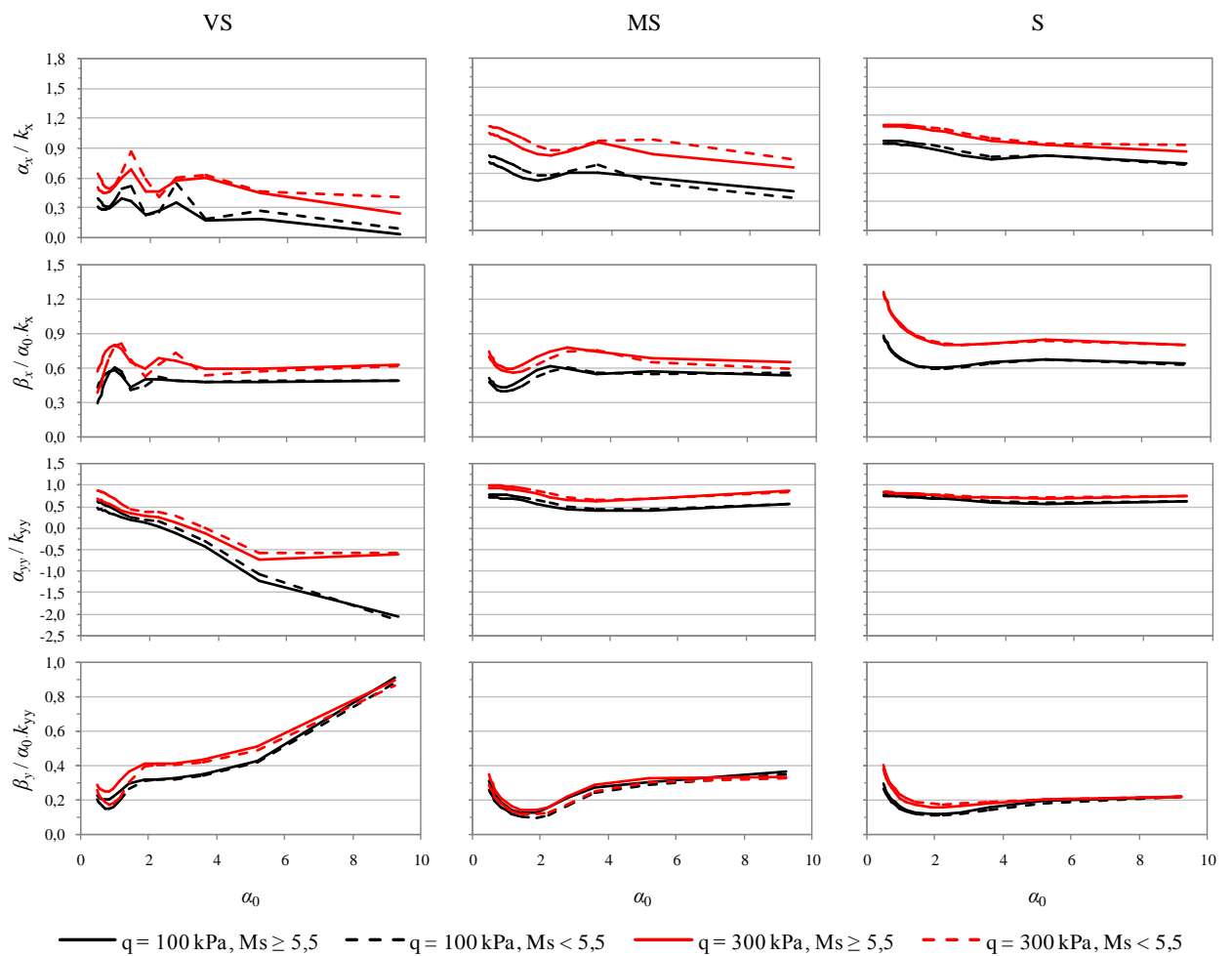
vrijednost koeficijenta dinamičke krutosti β_{yy} poprima konstantnu vrijednost, koja je za srednje meka (MS) tla za oko 65 % veća od vrijednosti za meka (S) tla.

- β_{yy} je praktično neosjetljiv na jačinu podrhtavanja tla, uz iznimku kod vrlo mekih tala u području koeficijenta frekvencije između 0 i 2,5.

- β_{yy} je osjetljiv na razinu pritiska od konstrukcije i to isključivo za vrlo meka (VS) tla za sve promatrane frekvencije pri čemu može imati do 25 % veće vrijednosti ako se na tlu nalazi teška konstrukcija koja stvara tri puta veći pritisak u odnosu na laku konstrukciju. Kod srednje mekih (MS) i mekih (S) tala razina pritiska od konstrukcije ima zanemariv utjecaj na vrijednost koeficijenta β_{yy} .

7.1.3 Kruti temelj na plitkom sloju mekih naslaga iznad poluprostora

U nastavku ovog poglavlja su sistematizirani i opisani trendovi te ovisnosti za funkcije impedancije izrađene za model tla 20HS. Uočeni trendovi i ovisnosti su opisani na temelju pregleda slike 159.



Slika 159. Funkcije impedancije za model tla 20HS

Model tla 20HS koji sadrži vrlo meke (VS) naslage se može promatrati kao plitki sloj naslage iznad čvrste podloge, s obzirom da pokazuje izražene fluktuacije pri malim vrijednostima koeficijenta frekvencije poput modela 20RB. Prema japanskim znanstvenicima čvrsta podloga se definira kao medij s brzinom širenja posmičnih valova jednakom ili većom od 400 m/s (npr. Hiraishi et al., 2000; Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003; Otani, 2004). Za srednje meke (MS) i meke (S) naslage ovaj model tla pokazuje smirivanje tijekom funkcija impedancija, što upućuje na model tla koji je moguće promatrati kao polupropstor. Funkcije impedancije izrađene za ovaj model tla općenito ne ovise o jačini potresa, a jačina podrhtavanja tla ima vrlo mali utjecaj samo na koeficijent dinamičke krutosti za horizontalno gibanje temelja po vrlo mekom (VS) i srednje mekom (MS) tlu, i to za $\alpha_0 > 4$.

Dinamički koeficijent za krutost za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- α_x poprima veće vrijednosti s povećanjem krutosti tla te pokazuje veće vrijednosti za slučajeve kada se na tlu nalazi teška konstrukcija, u odnosu na slučajeve kada je na tlu temeljena laka konstrukcija.
- α_x ne pokazuje jasne trendove za vrlo meka (VS) tla, a izrazito rasipanje vrijednosti za ovaj slučaj javlja pri malim vrijednostima koeficijenta frekvencije i to do $\alpha_0 \approx 3$. Za srednje meka (MS) tla se može primijetiti pad vrijednosti dinamičke krutosti prema $\alpha_0 \approx 2$, nakon čega slijedi blagi porast vrijednosti koeficijenta α_x do $\alpha_0 \approx 4$ te ponovni blagi pa prema višim frekvencijama.
- za meka (S) tla α_x poprima konstantnu vrijednost nakon $\alpha_0 \approx 3$, neovisno o pritisku od konstrukcije i neovisno o jačini djelovanja potresa.

Dinamički koeficijent za krutost za ljuljanje temelja na tlu:

- α_{yy} pokazuje strmo opadanje vrijednosti s povećanjem α_0 za vrlo meke (VS) plitke naslage položene na polupropstor. Opadanje vrijednosti α_{yy} je izraženo do vrijednosti $\alpha_0 \approx 5$, nakon čega se brzina opadanja vrijednosti smanjuje za slučaj kada je tlo opterećeno lakom konstrukcijom, dok poprima konstantnu vrijednost s povećanjem vrijednosti α_0 za tla opterećena teškom konstrukcijom.
- α_{yy} je osjetljiv na pritisak od konstrukcije za vrlo meka (VS) tla, dok se utjecaj od pritiska konstrukcije i jačine potresa gubi za srednje meka (MS) i meka (S) tla. Za meka (S) tla je koeficijent α_{yy} praktično neosjetljiv na pritisak od konstrukcije, a u potpunosti je neosjetljiv na jačinu potresa.
- α_{yy} poprima negativne vrijednosti samo za vrlo meka (VS) tla i to za lake konstrukcije kod $\alpha_0 \approx 2,5$, a za teške konstrukcije kod $\alpha_0 \approx 3$.

Dinamički koeficijent za prigušenje za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- β_x pokazuje izrazite fluktuacije s obzirom na promjenu vrijednosti koeficijenta α_0 , što je posebno izraženo za vrlo meka (VS) i srednje meka (MS) tla i to pri malim vrijednostima koeficijenta frekvencije.
- β_x za vrlo meka (VS) tla ima izražen porast vrijednosti do $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega slijedi opadanje vrijednosti za ovaj koeficijent prema $\alpha_0 \approx 1,5$ nakon čega ovaj koeficijent poprima gotovo konstantnu vrijednost za veće vrijednosti koeficijenta frekvencije.

- β_x za srednje meka (MS) tla opada prema $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega slijedi blagi porast vrijednosti ovog koeficijenta do $\alpha_0 \approx 3$ te ponovni blagi pad prema $\alpha_0 \approx 4$ nakon čega β_x poprima konstantnu vrijednost.
- β_x za meka (S) tla opada do $\alpha_0 = 2$, nakon čega za veće frekvencije poprima konstantnu vrijednost.
- β_x je neosjetljiv na jačinu podrhtavanja tla i na razinu pritiska od konstrukcije.

Dinamički koeficijent za prigušenje za ljuljanje temelja na tlu:

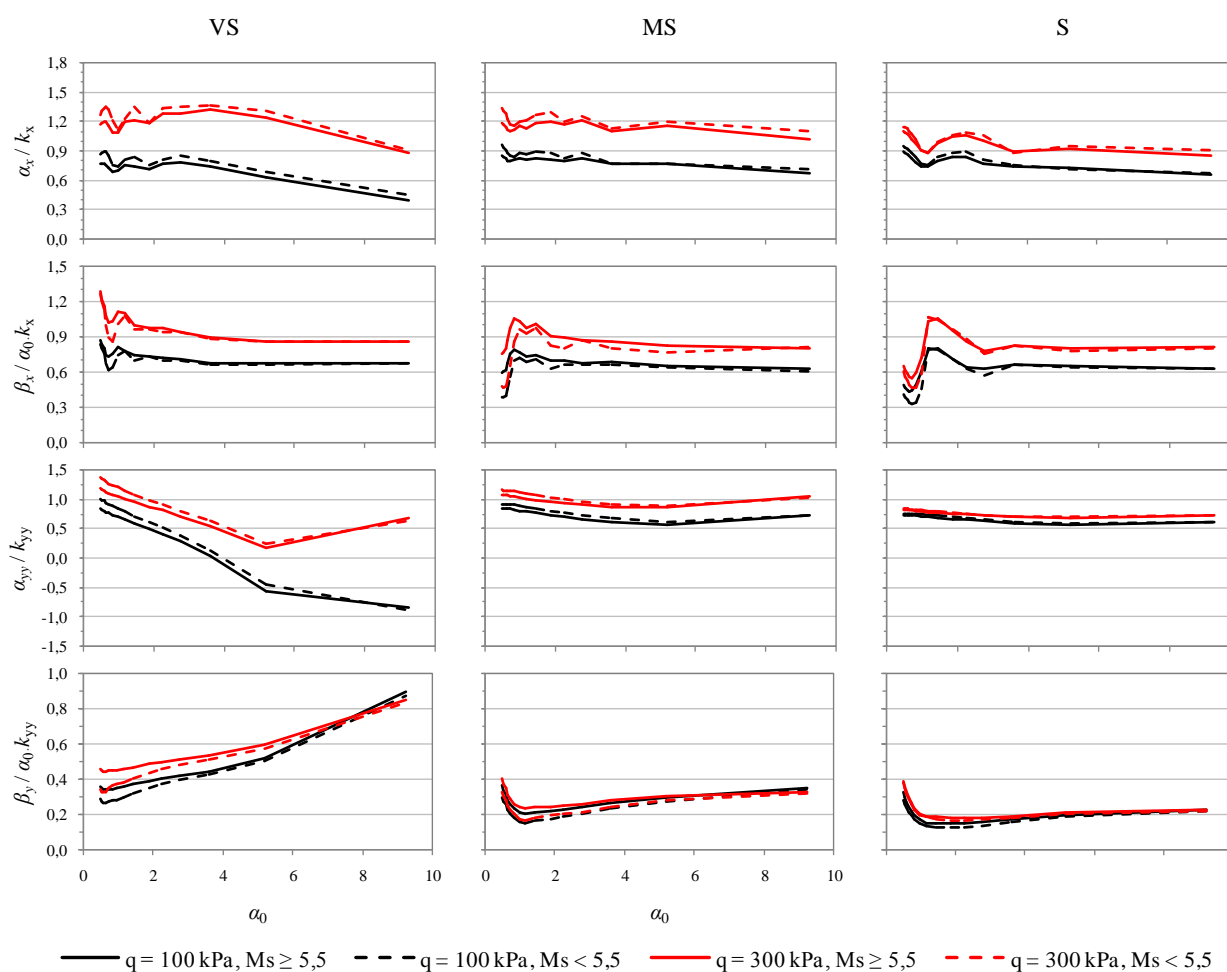
- β_{yy} za vrlo meka (VS) tla ima strm pad vrijednosti do $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega slijedi brz porast vrijednosti prema $\alpha_0 \approx 2$ te daljnji polagani porast za veće vrijednosti frekvencija.
- β_{yy} za srednje meka (MS) i meka (S) tla opada do $\alpha_0 \approx 2$, nakon čega za srednje meka (MS) tla slijedi blagi porast vrijednosti ovog koeficijenta do $\alpha_0 \approx 3,5$. Za veće frekvencije za srednje meka (MS) i meka (S) tla.
- vrijednost koeficijenta dinamičke krutosti β_{yy} je za srednje meka (MS) i meka (S) tla praktično neosjetljiva na jačinu potresnog djelovanja i na pritisak od konstrukcije.

7.1.4 Kruti temelj na dubokom sloju mekih naslaga iznad osnovne stijene

Ovo poglavlje sadrži opis funkcija impedancije za model tla 60RB. Uočeni trendovi i ovisnosti su opisani na temelju pregleda slike 160. Model tla 60RB simulira duboki sloj naslaga iznad čvrste podloge i pokazuje fluktuacije pri malim vrijednostima koeficijenta frekvencije, poput modela 20RB. Za ovaj model tla je pregledom slike dolje moguće primijetiti da su funkcije impedancije gotovo neovisne o jačini potresa.

Dinamički koeficijent za krutost za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- α_x pokazuje fluktuacije za vrijednosti koeficijenta frekvencije između 0 i 2 i to za sve tri promatrane krutosti tla (VS, MS i S). No ove fluktuacije su znatno manje izražene u odnosu na tri puta pliće meke naslage iznad osnovne stijene.
- nakon $\alpha_0 \approx 4$ koeficijent α_x pokazuje blagi pad prema većim vrijednostima frekvencija. Pad vrijednosti koeficijenta α_x se usporava s povećanjem krutosti tla. Također, s povećanjem krutosti tla se smanjuje utjecaj pritiska od konstrukcije. Kod vrlo mekih (VS) tala α_x za teške konstrukcije pokazuje oko 1,75 do 2 puta veće vrijednosti u odnosu na slučaj kada je tlo opterećeno tri puta lakšom konstrukcijom. Ova razlika se smanjuje pa kod srednje mekih (MS) tala pa omjer iznosi oko 1,5 puta, odnosno kod mekih (S) tala oko 1,25 puta.
- α_x općenito poprima veće vrijednosti ako se na tlu nalazi teža konstrukcija, u odnosu na slučaj ako je na tlu temelja (tri puta) lakša konstrukcija. Ovo je očekivano s obzirom da pritisak od konstrukcije doprinosi magnitudi naprezanja u tlu te posljedično tome povećava vrijednosti brzina širenja posmičnih valova, što rezultira i većom krutosti tla.



Slika 160. Funkcije impedancije za model tla 60RB

Dinamički koeficijent za krutost za ljuljanje temelja na tlu:

- vrijednost koeficijenta α_{yy} strmo opada s povećanjem α_0 za vrlo meke (VS) plitke naslage položene na poluprstor. Opadanje vrijednosti α_{yy} je izraženo do vrijednosti $\alpha_0 \approx 5$ nakon čega se brzina opadanja smanjuje za slučaj kada je tlo opterećeno lakom konstrukcijom, odnosno mijenja smjer i počinje blago rasti prema većim frekvencijama za tla opterećena teškom konstrukcijom. Ovo je gotovo identična situacija kao za model tla 20RB
- α_{yy} je osjetljiv na pritisak od konstrukcije za vrlo meka (VS) tla, dok se utjecaj od pritiska konstrukcije postupno gubi s povećanjem krutosti tla. Za meka (S) tla je koeficijent α_{yy} praktično neosjetljiv na pritisak od konstrukcije i jačinu potresa.
- α_{yy} poprima negativne vrijednosti samo za vrlo meka (VS) tla i to samo za lake konstrukcije nakon $\alpha_0 \approx 4$.

Dinamički koeficijent za prigušenje za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- poput dinamičkog koeficijenta za krutost, i β_x pokazuje fluktuacije s povećanjem koeficijenta frekvencije do $\alpha_0 \approx 2$ i to za sve tri promatrane krutosti tla (VS, MS i S).
- vrijednost β_x sporo opada od $\alpha_0 \approx 2$ do $\alpha_0 \approx 5$ za vrlo meka (VS) i srednje meka (MS) tla, nakon čega za više frekvencije poprima konstantnu vrijednost. S druge strane, za meka (S) tla ovaj koeficijent poprima konstantnu vrijednost počevši od $\alpha_0 \approx 3$.
- β_x je neosjetljiv na jačinu potresa, ali je osjetljiv na pritisak od konstrukcije. U slučaju temeljenja teških konstrukcije se javlja do 1,35 puta veća vrijednost koeficijenta β_x , u odnosu na slučaj kada se na tlu temelji tri puta lakša konstrukcija, neovisno o krutosti temeljnog tla.

Dinamički koeficijent za prigušenje za ljuljanje temelja na tlu:

- β_{yy} za vrlo meka (VS) tla pokazuje postepen porast vrijednosti prema $\alpha_0 \approx 6$, nakon čega slijedi neznatno brži porast vrijednosti prema višim frekvencijama.
- β_{yy} za srednje meka (MS) i meka (S) tla opada do $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega za srednje meka (MS) tla slijedi blagi porast vrijednosti ovog koeficijenta prema višim frekvencijama, dok za meka (S) tla ovaj koeficijent poprima konstantnu vrijednost koja se kreće oko 0,2.
- β_{yy} je neosjetljiv na jačinu podrhtavanja tla, uz iznimku kod vrlo mekih tala u području koeficijenta frekvencije između 0 i 6.
- β_{yy} je osjetljiv na razinu pritiska od konstrukcije i to isključivo za vrlo meka (VS) tla $\alpha_0 \approx 6$. Za srednje meka (MS) i meka (S) tla je koeficijent β_{yy} praktično neosjetljiv na pritisak od konstrukcije.

7.1.5 Kruti temelj na dubokom sloju mekih naslaga iznad poluprostora

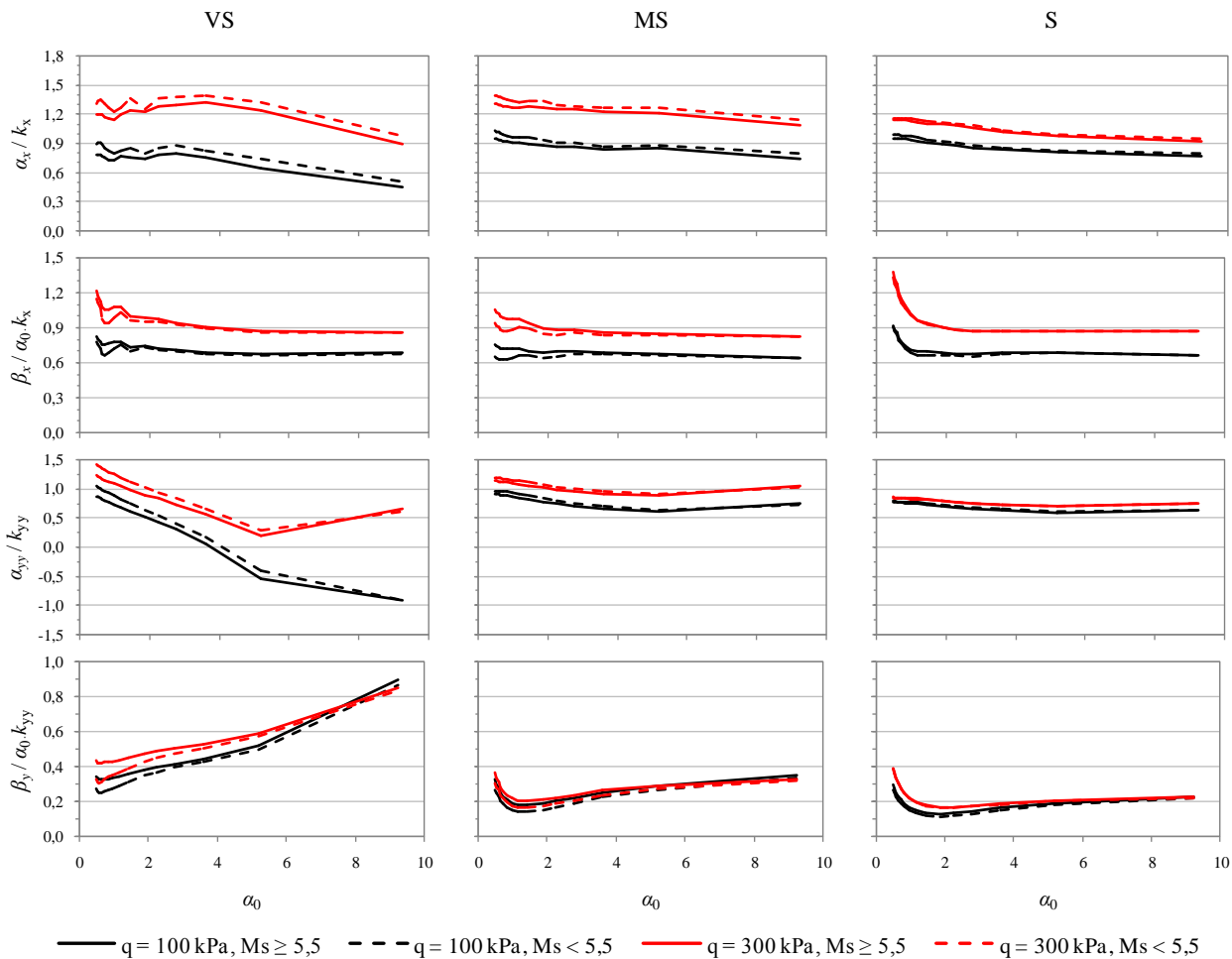
U okviru ovog poglavlja su sistematizirani i opisani trendovi te ovisnosti za funkcije impedancije izrađene za model tla 60HS, a uočeni trendovi i ovisnosti su opisani s obzirom na sliku 161. Za srednje meke (MS) i meke (S) naslage ovaj model tla pokazuje smirivanje tijekom funkcija impedancija, što upućuje na model tla koji je moguće promatrati kao poluprostor. Funkcije impedancije izrađene za ovaj model tla praktično ne ovise o jačini potresa.

Dinamički koeficijent za krutost za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- α_x pokazuje blage fluktuacije za vrijednosti koeficijenta frekvencije između 0 i 3,5 i to samo za vrlo meka (VS) i srednje meka (MS) tla. Pregledom slike 161 se može primijetiti da α_x za vrlo meka (VS) tla ima približno konstantnu vrijednost za vrlo meka tla do $\alpha_x \approx 3,5$. S druge strane, α_x za srednje meka (MS) i meka (S) tla ima blagi pad preko cijelog promatranog područja frekvencija. Za meka (S) tla, α_x poprima približno konstantnu vrijednost nakon $\alpha_x \approx 5$.
- s povećanjem krutosti tla se smanjuje utjecaj pritiska od konstrukcije. Kod vrlo mekih (VS) tala α_x za teške konstrukcije pokazuje od 1,6 do 2,0 puta veće vrijednosti u odnosu na slučaj kada je tlo opterećeno

tri puta lakšom konstrukcijom. Ova razlika se smanjuje pa kod srednje mekih (MS) tala pa omjer iznosi između 1,4 i 1,7 puta, odnosno kod mekih (S) tala oko 1,2 puta.

- α_x općenito poprima veće vrijednosti ako se na tlu nalazi teža konstrukcija, u odnosu na slučaj ako je na tlu temelja (tri puta) lakša konstrukcija. Ovo je očekivano s obzirom da pritisak od konstrukcije doprinosi magnitudi naprezanja u tlu te posljedično tome povećava vrijednosti brzina širenja posmičnih valova, što rezultira i većom krutosti tla.



Slika 161. Funkcije impedancije za model tla 60HS

Dinamički koeficijent za krutost za ljuljanje temelja na tlu:

- vrijednost koeficijenta α_{yy} strmo opada s povećanjem α_0 za vrlo meke (VS) plitke naslage položene na poluprostor. Opadanje vrijednosti α_{yy} je izraženo do vrijednosti $\alpha_0 \approx 5$ nakon čega se brzina opadanja smanjuje za slučaj kada je tlo opterećeno lakom konstrukcijom, odnosno mijenja smjer i počinje blago rasti prema većim frekvencijama za tla opterećena teškom konstrukcijom. Ovo je gotovo identična situacija kao za model tla 20RB.

- α_{yy} je osjetljiv na pritisak od konstrukcije za vrlo meka (VS) tla, dok se utjecaj od pritiska konstrukcije postupno gubi s povećanjem krutosti tla. Za meka (S) tla je koeficijent α_{yy} praktično neosjetljiv na pritisak od konstrukcije i jačinu potresa.

- α_{yy} poprima negativne vrijednosti samo za vrlo meka (VS) tla i to samo za lake konstrukcije nakon $\alpha_0 \approx 4$.

Dinamički koeficijent za prigušenje za horizontalno gibanje temelja po tlu:

- poput dinamičkog koeficijenta za krutost i koeficijent β_x pokazuje blage fluktuacije uz opadanje vrijednosti između koeficijenata frekvencije od 0 do 2 i to samo za vrlo meka (VS) i srednje meka (MS) tla. Za vrlo meka (VS) i srednje meka (MS) tla Opadanje vrijednosti β_x se usporava nakon vrijednosti $\alpha_0 \approx 2$, a nakon $\alpha_0 \approx 6$ poprima praktično konstantne vrijednosti prema višim frekvencijama. Za meka (S) tla koeficijent β_x ima brzo opadanje vrijednosti s povećanjem koeficijenta frekvencije do $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega poprima konstantnu vrijednost od približno 0,65 za tla opterećena lakom konstrukcijom, odnosno od oko 0,85 za tla opterećena teškom konstrukcijom.

- β_x je podjednako osjetljiv na pritisak od konstrukcije za sve promatrane krutosti tla. U slučaju temeljenja teških konstrukcije se javlja oko 1,3 puta veća vrijednost koeficijenta β_x , u odnosu na slučaj kada se na tlu temelji tri puta lakša konstrukcija, neovisno o krutosti temeljnog tla.

Dinamički koeficijent za prigušenje za ljuljanje temelja na tlu:

- β_{yy} za vrlo meka (VS) tla pokazuje postepen porast vrijednosti prema $\alpha_0 \approx 6$, nakon čega slijedi neznatno brži porast vrijednosti prema višim frekvencijama.

- β_{yy} za srednje meka (MS) i meka (S) tla opada do $\alpha_0 \approx 1$, nakon čega za srednje meka (MS) tla slijedi blagi porast vrijednosti ovog koeficijenta prema višim frekvencijama, dok za meka (S) tla ovaj koeficijent poprima konstantnu vrijednost koja se kreće oko 0,2.

- β_{yy} je neosjetljiv na jačinu podrhtavanja tla, uz iznimku kod vrlo mekih tala u području koeficijenta frekvencije između 0 i 6, gdje postoji neznatan utjecaj od jačine podrhtavanja temeljnog tla.

- β_{yy} je osjetljiv na razinu pritiska od konstrukcije isključivo za vrlo meka (VS) tla i to do $\alpha_0 \approx 6$. Za srednje meka (MS) i meka (S) tla je β_{yy} praktično neosjetljiv na pritisak od konstrukcije.

7.2 Utjecaj popustljivosti temeljnog tla na produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcije

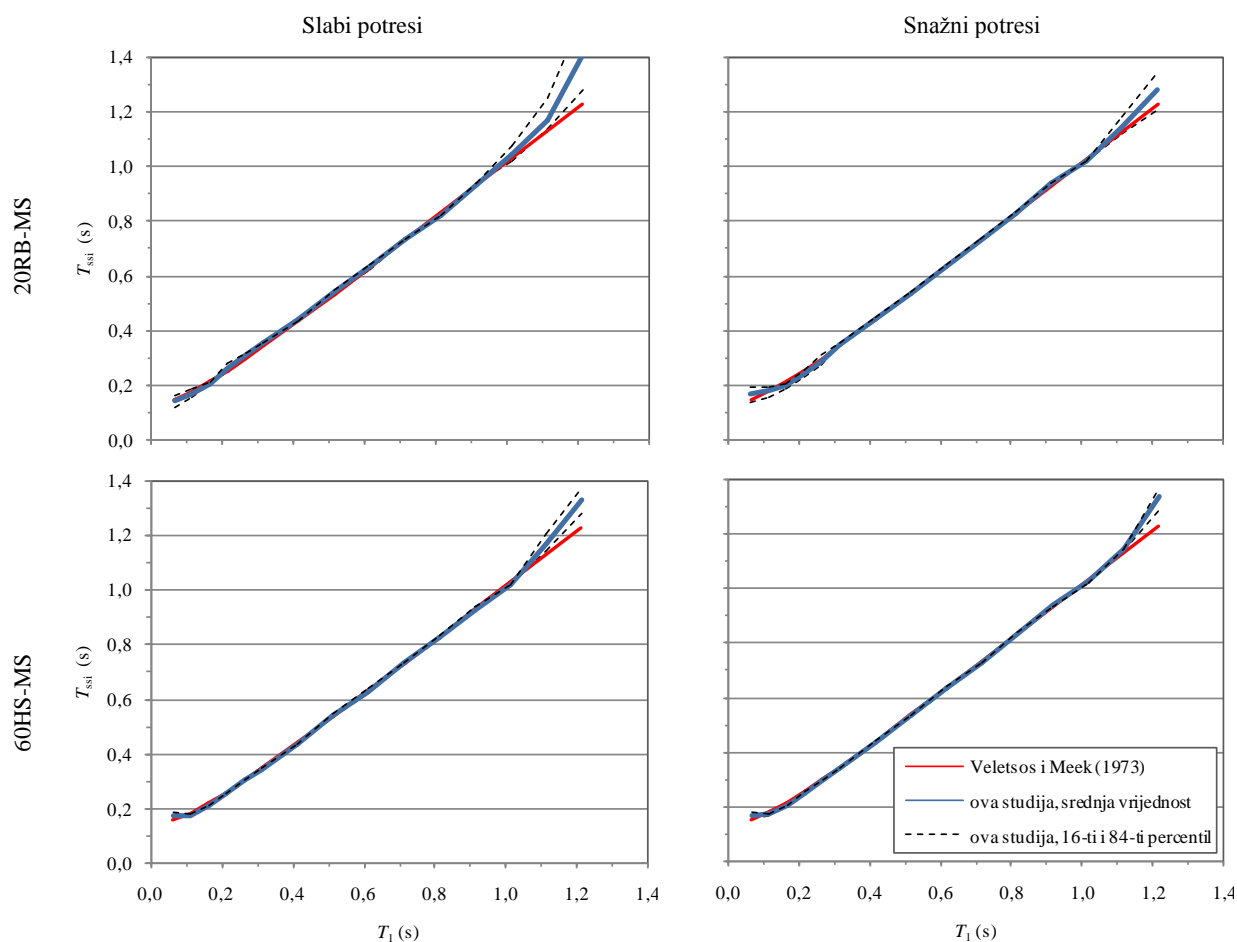
Za potrebe proračuna konstrukcija u potresno aktivnim područjima ASCE (2010) i NIST (2012) dopuštaju procjenu produženog perioda osciliranja konstrukcije zbog uključivanja popustljivosti temeljnog tla primjenom sljedećeg izraza:

$$\frac{T_{ssi}}{T_1} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{k \cdot H^2}{k_{yy}}} \quad (181)$$

gdje je T_1 osnovni period osciliranja upete konstrukcije, k krutost konvencionalno upetog sustava s jednim stupnjem slobode, H efektivna visina konvencionalno upete konstrukcije koju je moguće proračunati kao 70 % ukupne visine konstrukcije, k_x je horizontalna krutost opruge, a k_{yy} je krutost rotacijske opruge za vertikalnu ravninu.

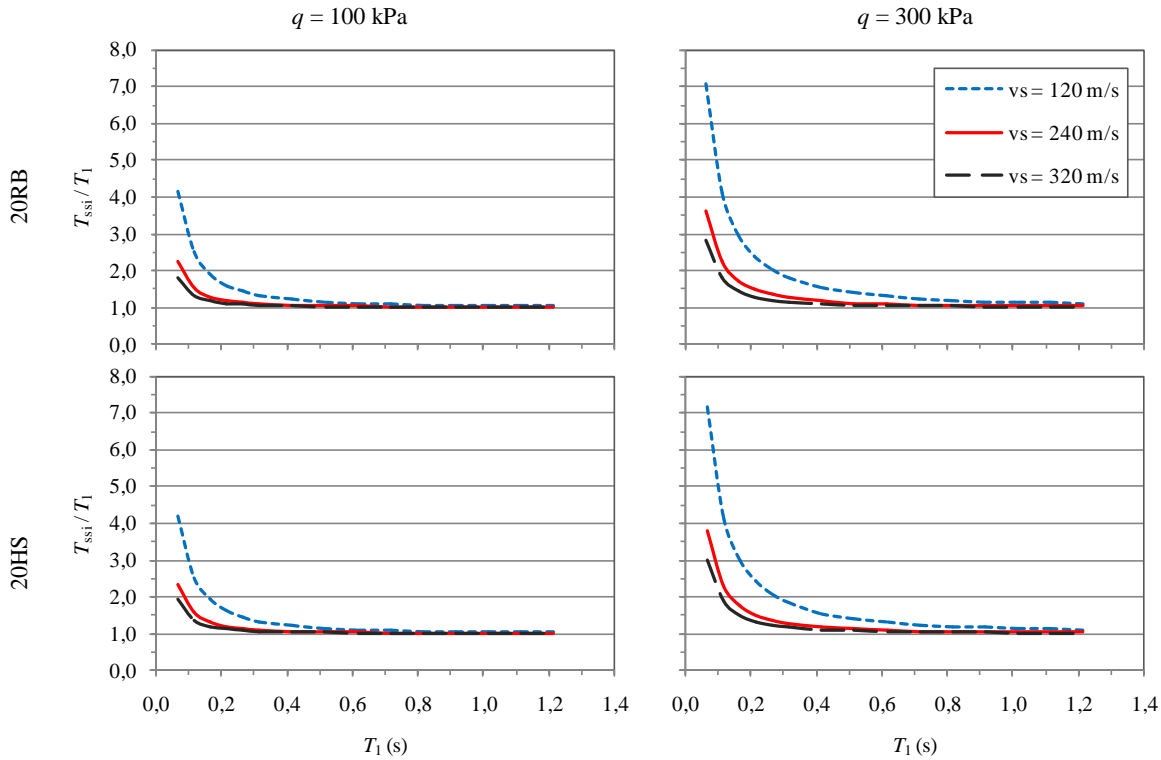
Slika 162 prikazuje usporedbu vrijednosti produženog osnovnog perioda osciliranja procijenjenog (i) primjenom izraza koji predlažu Veletsos i Meek (1973) te (ii) iz funkcija frekvencijskog odziva dobivenih nakon proračuna u programu SASSI2000. Funkcije frekvencijskog odziva su izrađene dijeljenjem Fourierovog spektra za zapis podrhtavanja zabilježen na vrhu obrnutog njihala i Fourierovog spektra ulaznog zapisa potresa. Ovako izrađene funkcije frekvencijskog odziva su, radi lakšeg očitavanja produženog osnovnog perioda osciliranja, zaglađene primjenom Hammingovog prozora. Zaglađivanje je za svaku funkciju frekvencijskog odziva provedeno 50 puta. Pri (vizualnom) očitavanju produženog osnovnog perioda osciliranja obrnutog njihala primjenom funkcija frekvencijskog odziva je često nemoguće precizno odrediti produženi period za vrlo krute i vrlo fleksibilne konstrukcije. Ovo se onda očituje u odstupanju vrijednosti produženog osnovnog perioda osciliranja procijenjenog numerički, u programu SASSI2000, i analitički, primjenom izraza koji daju Veletsos i Meek (1973), za konstrukcije (tj. obrnuta njihala) s osnovnim periodima osciliranja manjim od 0,2 s i većim od 1,0 s (slika 162). Međutim, pregledom dijagrama pokazanih na slici 162 se može ustanoviti da izraz (181) omogućava vrlo dobro procjenu produženog osnovnog perioda osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla.

Slika 163 pokazuje dijagrame produljenja osnovnog perioda osciliranja za lake i teške konstrukcije temeljene na plitkim naslagama iznad osnovne stijene i poluprostora. Slično, slika 163 pokazuje dijagrame produljenja osnovnog perioda osciliranja za lake i teške konstrukcije, ali temeljene na dubokim naslagama iznad osnovne stijene i poluprostora.

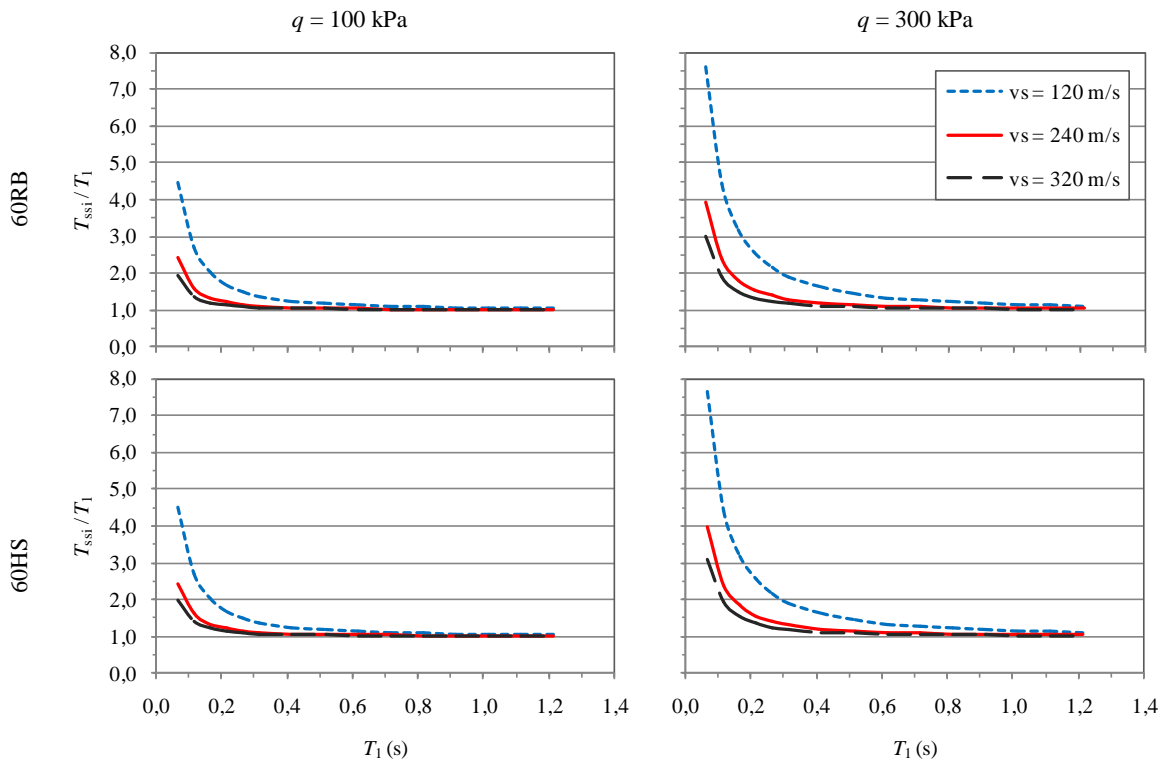


Slika 162. Usporedba vrijednosti produženog osnovnog perioda osciliranja procijenjenih (i) primjenom izraza koji predlažu Veletsos i Meek (1973) te (ii) iz funkcija frekvencijskog odziva dobivenih nakon proračuna u programu SASSI2000

Pregledom slika 163 i 164 je moguće primijetiti da razina produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcije u najvećoj mjeri ovisi o (i) osnovnom periodu osciliranja konstrukcije, (ii) pritisku konstrukcije na temeljno tlo te (iii) krutosti temeljnog tla. S druge strane, debljina naslaga i dubina na kojoj se nalazi osnovna stijena ne utječu na produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcije. Slike 163 i 164 pokazuju najizraženije produljenje osnovnog perioda konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla u području perioda između 0 s i 0,4 s, nakon čega je doprinos popustljivosti temeljnog tla praktično zanemariv. U tom svjetlu se može zaključiti da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija najizraženiji kod krutih konstrukcija (poput velikih električnih transformatora, spomenika, sastavnih dijelova nuklearnih postrojenja i sl.) te kod uobičajenih zgrada do četiri kata visine (osnovni period osciliranja se kod uobičajenih zgrada s katnom visinom od oko 3 m može vrlo dobro procijeniti iz opće poznatog izraza $0,10N$, gdje je N broj katova). Nadalje, sa slika 163 i 164 je moguće uočiti da pritisak od konstrukcije ima izražen utjecaj na produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcija, i to posebice za periode osciliranja manje od 0,6, što je karakteristični period osciliranja za uobičajene zgrade kakve se izvode na području Balkanskog i Apeninskog poluotoka.



Slika 163. Dijagrami produljenja osnovnog perioda osciliranja za lake i teške konstrukcije temeljene na plitkim naslagama iznad osnovne stijene i poluprostora



Slika 164. Dijagrami produljenja osnovnog perioda osciliranja za lake i teške konstrukcije temeljene na dubokim naslagama iznad osnovne stijene i poluprostora

Kada je riječ o konstrukcijama plitko temeljenim na vrlo mekim (VS) tlima (prema europskoj normi razred tla D), u području perioda između 0 s i 0,4 s teška konstrukcija može imati između 1,4 i 1,7 puta

veći produženi period osciliranja u odnosu na i tri puta lakšu konstrukciju s istim osnovnim periodom osciliranja. S druge strane, kada je riječ o konstrukcijama plitko temeljenim na srednje mekim (MS) i mekim (S) tlima (prema europskoj normi razred tla C), u području perioda između 0 s i 0,4 s teška konstrukcija može imati između 1,2 i 1,6 puta veći produženi period osciliranja u odnosu na i tri puta lakšu konstrukciju s istim osnovnim periodom osciliranja.

7.3 Utjecaj pritiska od konstrukcije na oblik spektra odziva

Nakon detaljnog pregleda literature je postalo jasno kako pritisak od konstrukcije može utjecati na raspodjelu brzine širenja posmičnih valova po dubini temeljnog tla. Posljedično tome, temeljno tlo mijenja svoja dinamička svojstva (primarno krutosti i osnovni period osciliranja), ali i filtracijsku sposobnost. No, europske norme (CEN, 2004a) u definiciji spektra odziva ne prepoznaju utjecaj pritiska od konstrukcije. Isto vrijedi za američke (ASCE, 2010, 2014) i novozelandske norme (SNZ, 2004a, b), ali i za mnoge druge svjetske norme za proračun konstrukcija otpornih na potrese (IAEE, 2012). U tom svjetlu je istraženo kod kojih tala pritisak od konstrukcije ima najizraženiji učinak te na koji način utječe na promjenu oblika spektralne funkcije.

Istraživanje je provedeno za tla 20RB, 20HS, 60RB i 60HS. Promatrani modeli tla su istraženi za tri različite srednje brzine širenja posmičnih valova (VS, MS, S) i uspoređen je slučaj tla sa slobodnom površinom sa slučajevima kada je temeljno tlo opterećeno teškom ($q = 300$ kPa) i lakom ($q = 100$ kPa) konstrukcijom. Uz spomenuto, istraživanje je provedeno za slučaj snažnog i slabog podrhtavanja tla, gdje su potresni valovi podijeljeni u dvije skupine s obzirom na magnitudu površinskih valova od 5,5. Istraživanje je provedeno u programu SHAKE2000.

Svako tlo je pobuđeno s devet potresnih valova različitih s obzirom na frekvencijski sastav, maksimalno ubrzanje i trajanje. Potresni valovi su nakon propuštanja kroz model tla bilježeni u najvišem sloju modela tla. Ti zapisi su pretvoreni u spektar odziva ubrzanja te je za svaku takvu grupu uhvaćenih potresnih valova izrađena srednja spektralna funkcija i za svaki period je određen 16-ti i 84-ti percentil. Kako je ranije spomenuto, u slučaju normalne distribucije rezultata 16-ti percentil predstavlja vrijednosti koje odgovaraju razlici srednje vrijednosti i jedne standardne devijacije, dok 84-ti percentil predstavlja vrijednosti koje odgovaraju zbroju srednje vrijednosti i jedne standardne devijacije. Ovakav postupak statističke obrade rezultata proračuna je korišten i u studijama provedenim s ciljem definiranja spektara odziva te parametara amplifikacije tla (npr. Seed, Ugas i Lysmer, 1974; Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012).

Na slikama od 165 do 168 su prikazani spektri odziva ubrzanja zabilježeni na vrhu naslaga, gdje (i) crne pune linije pokazuju srednji spektar odziva ubrzanja za tlo sa slobodnim poljem, (ii) crvene linije pokazuju srednji spektar odziva za tlo pritisnuto sa 100 kPa preko kvadratnog temelja sa stranicom duljine 20 m, (iii) plave linije pokazuju srednji spektar odziva za tlo pritisnuto sa 300 kPa preko, također kvadratnog temelja sa stranicom duljine 20 m, a crtkane crne linije pokazuju 16-ti i 84-ti percentil za tlo sa slobodnim poljem kako bi se stekao uvid kod kojih modela tala se dobiva najveće rasipanje rezultata i pri kojim periodima. Spomenuti percentili pokazuju vrlo sličnu sliku raspodjele s obzirom na period za tla sa slobodnim poljem i za tla na kojima je temeljena konstrukcije, te su zbog čistoće pregleda percentili pokazani samo za slobodno tlo.

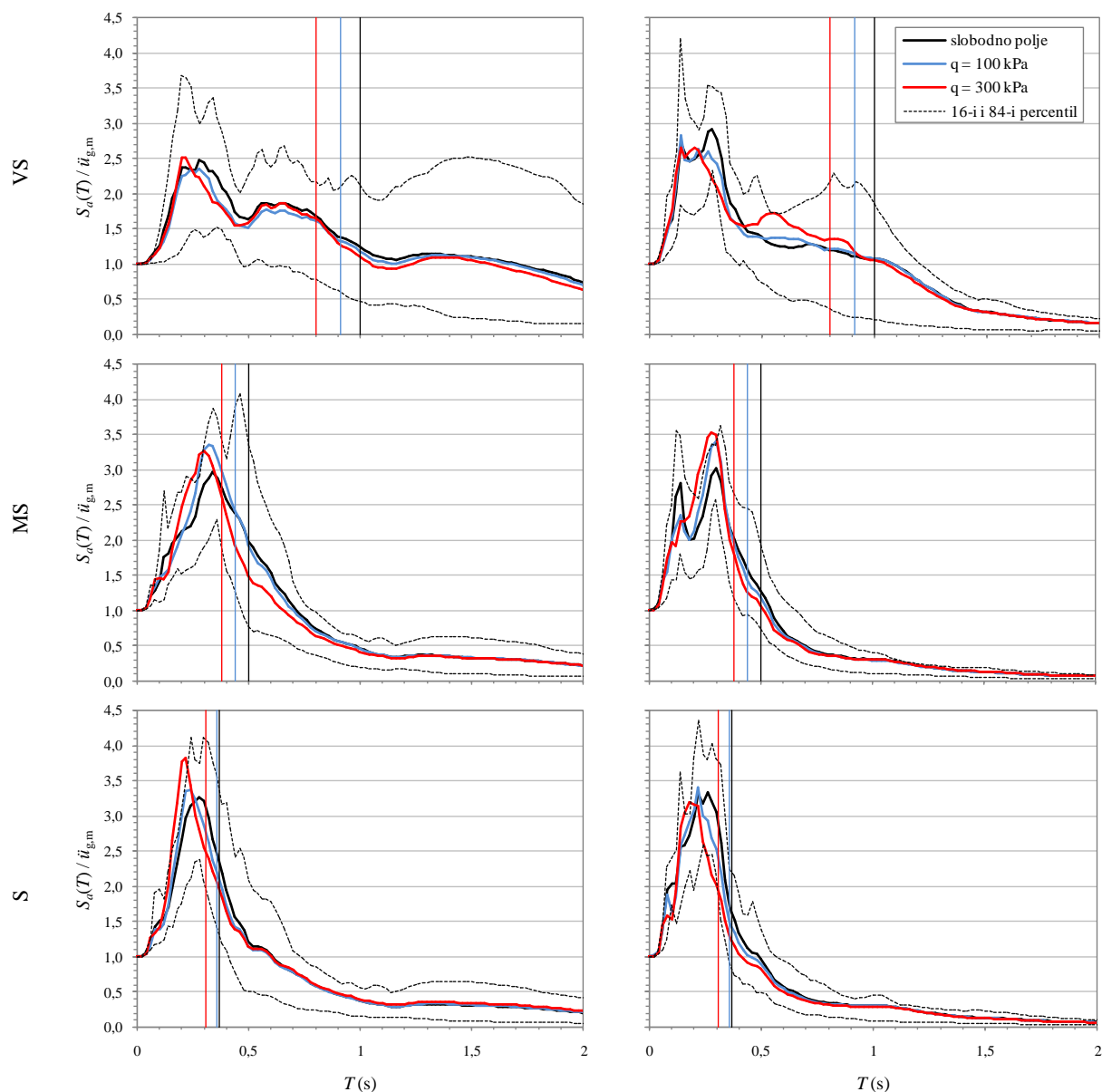
Vertikalne linije na slikama od 165 do 168 pokazuju osnovne periode osciliranja promatranih tala, za slučaj malih deformacija. Slike ne pokazuju jasnu zavisnost između osnovnog perioda osciliranja tla i pritiska konstrukcije na oblik spektralne krivulje.

Prvo istraživanje utjecaja pritiska od konstrukcije na oblik spektra odziva je provedeno za europski normirani razred tla E, tj. za modele tla 20RB (osnovna stijena se nalazi na 20 m dubine). Na slici 165 se vidi kako se s povećanjem pritiska na temeljno tlo dominantni period potresa premješta prema manjim vrijednostima perioda. Ovo je očekivano s obzirom da povećanje pritiska na površini tla doprinosi povećanju krutosti tla i, posljedično tome, smanjenju njegovog osnovnog perioda osciliranja.

Najizraženije premještanje dominantnog perioda potresa je primijećeno za srednje meka (MS) i meka (S) tla. Uz to slika 165 pokazuje da su normirani spektri odziva konzervativni u smislu da podcjenjuju magnitudu ulaznog vala u konstrukciju.

Povećanje pritiska na temeljno tlo može uzrokovati povećanje spektralnog ubrzanja pri nižim periodima. Nadalje, slika 165 pokazuje da se kod srednje mekih (MS) tala između perioda od 0,40 s do 0,65 s, neovisno o snazi djelovanja potresa javljaju manje vrijednosti spektralnog ubrzanja, što za posljedicu može imati manje rezne sile u konstrukciji.

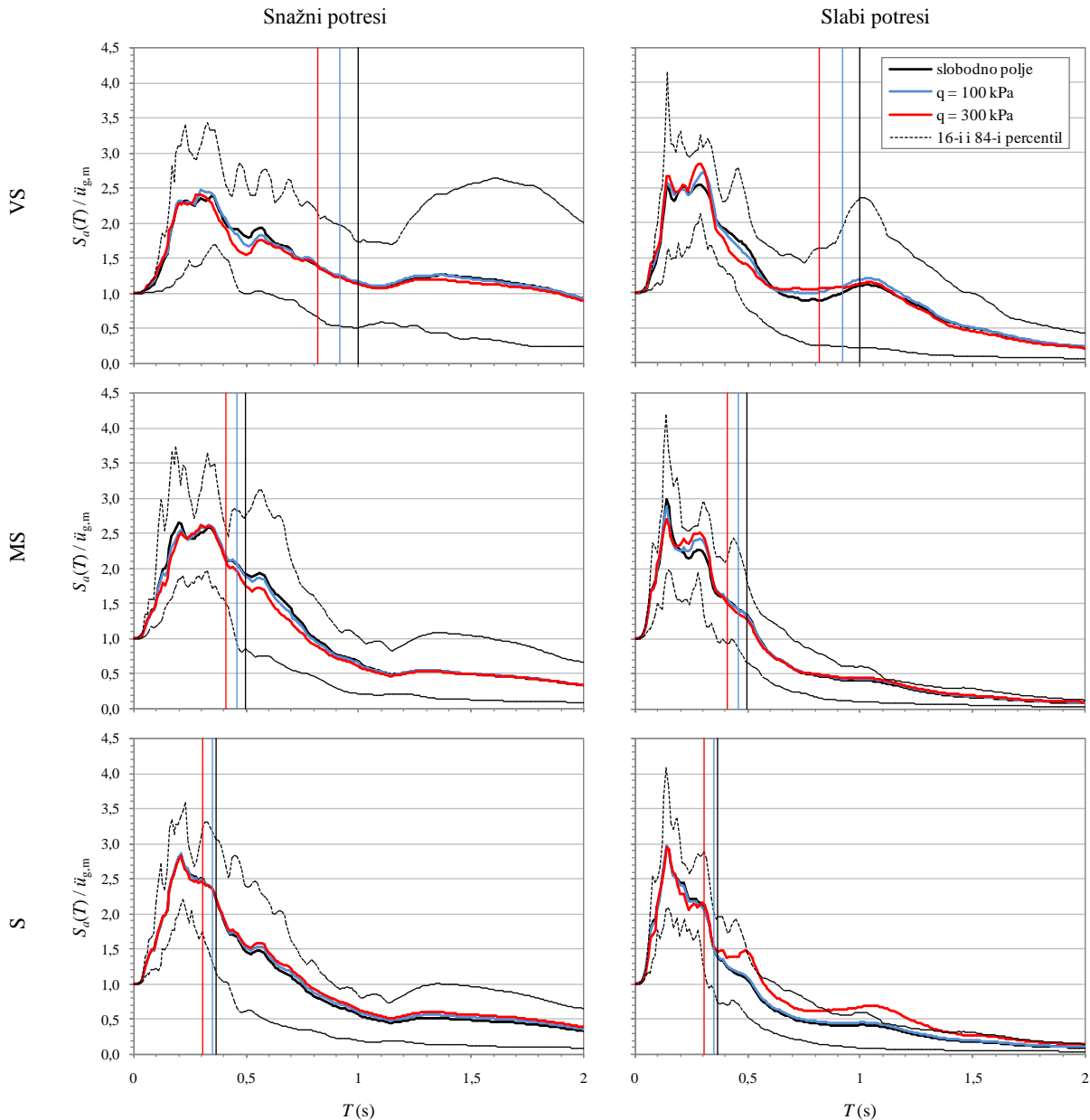
Zanimljivo je primjetiti da se kod vrlo mekih (VS) i mekih (S) tala javlja smanjenje vrijednosti spektralnog ubrzanja s povećanjem pritiska od konstrukcije pri periodima između 0,25 s i 0,45 s. Međutim, pri djelovanju slabih potresa (T2) je kod vrlo mekih (VS) tala pritisnutih teškim konstrukcijama uočeno izraženo povećanje spektralnog ubrzanja između perioda od 0,4 s do 0,9 s.



Slika 165. Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 20RB za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa

Kod modela tla 20HS se osnovna stijena nalazi na velikoj dubini. Kod ovih modela nije izraženo premještanje dominantnog perioda potresa zbog djelovanja pritiska od konstrukcije. No, pregledom slike 166 je za slabe potrese (T2) moguće uočiti povećanje spektralnog ubrzanja s povećanjem pritiska od konstrukcije oko perioda 0,25 s, pri čemu ovaj utjecaj od pritiska opada s povećanjem krutosti tla. Za teške konstrukcije ($q = 300$ kPa) je uočen pad vrijednosti spektralnog ubrzanja za vrlo meko (VS) tlo kod perioda između 0,35 s i 0,60 s, za obje snažne i slabe potrese. Slično je uočeno za teške konstrukcije temeljene na srednje mekim (MS) tlima u području perioda između 0,45 s i 0,70 s, no samo pri djelovanju snažnih potresa. Kod mekih (S) tala, koje se prema trenutno važećim europskim propisima mogu svrstati u razred tla C, je zbog pritiska od teške konstrukcije pri djelovanju slabih potresa uočen izražen porast

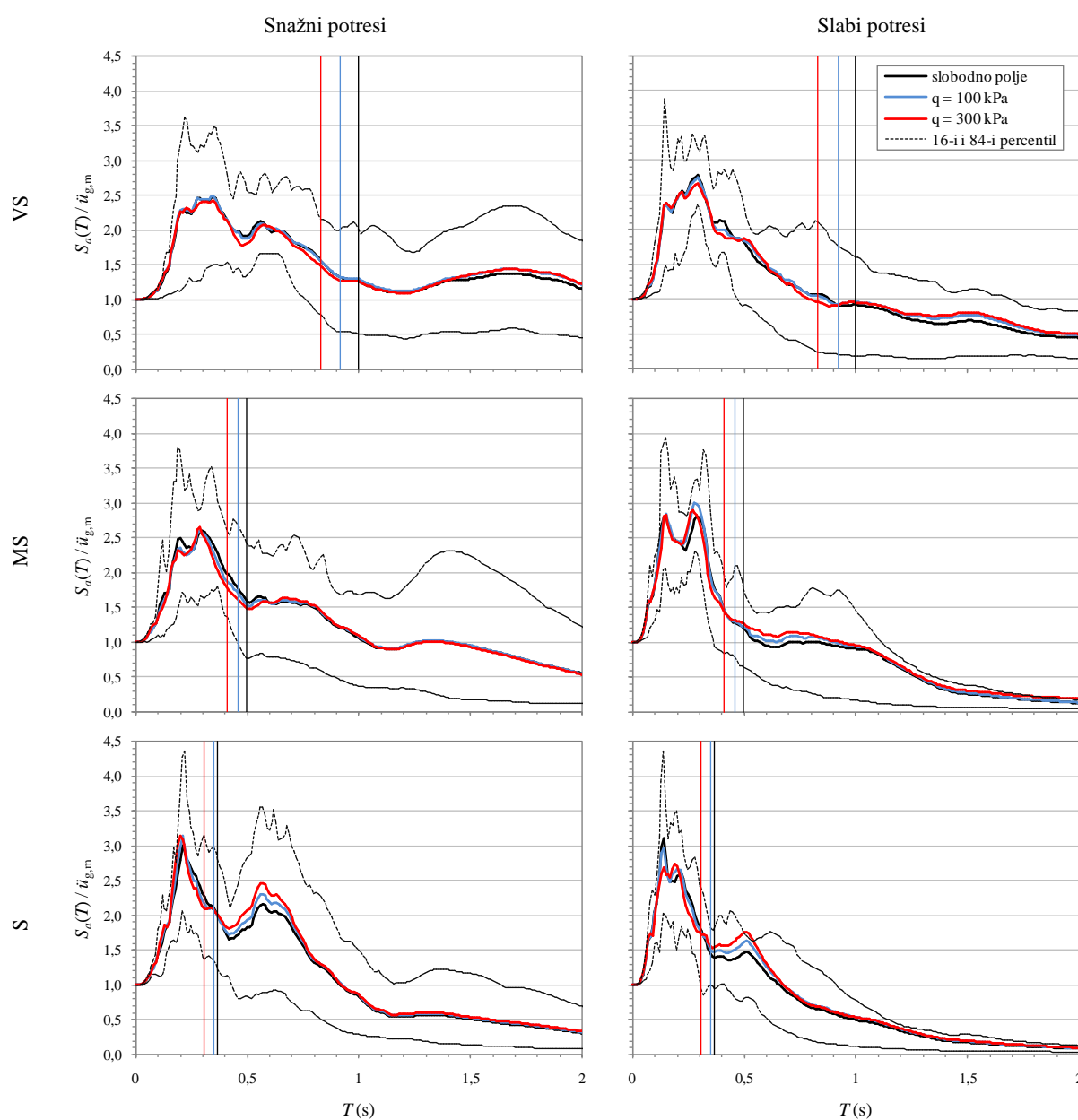
vrijednosti spektralnog ubrzanja pri periodima od 0,40 s do 1,30 s. U svim ostalim slučajevima za model tla 20HS pritisak od konstrukcije nema utjecaja na oblik spektralne krivulje.



Slika 166. Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 20HS za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa

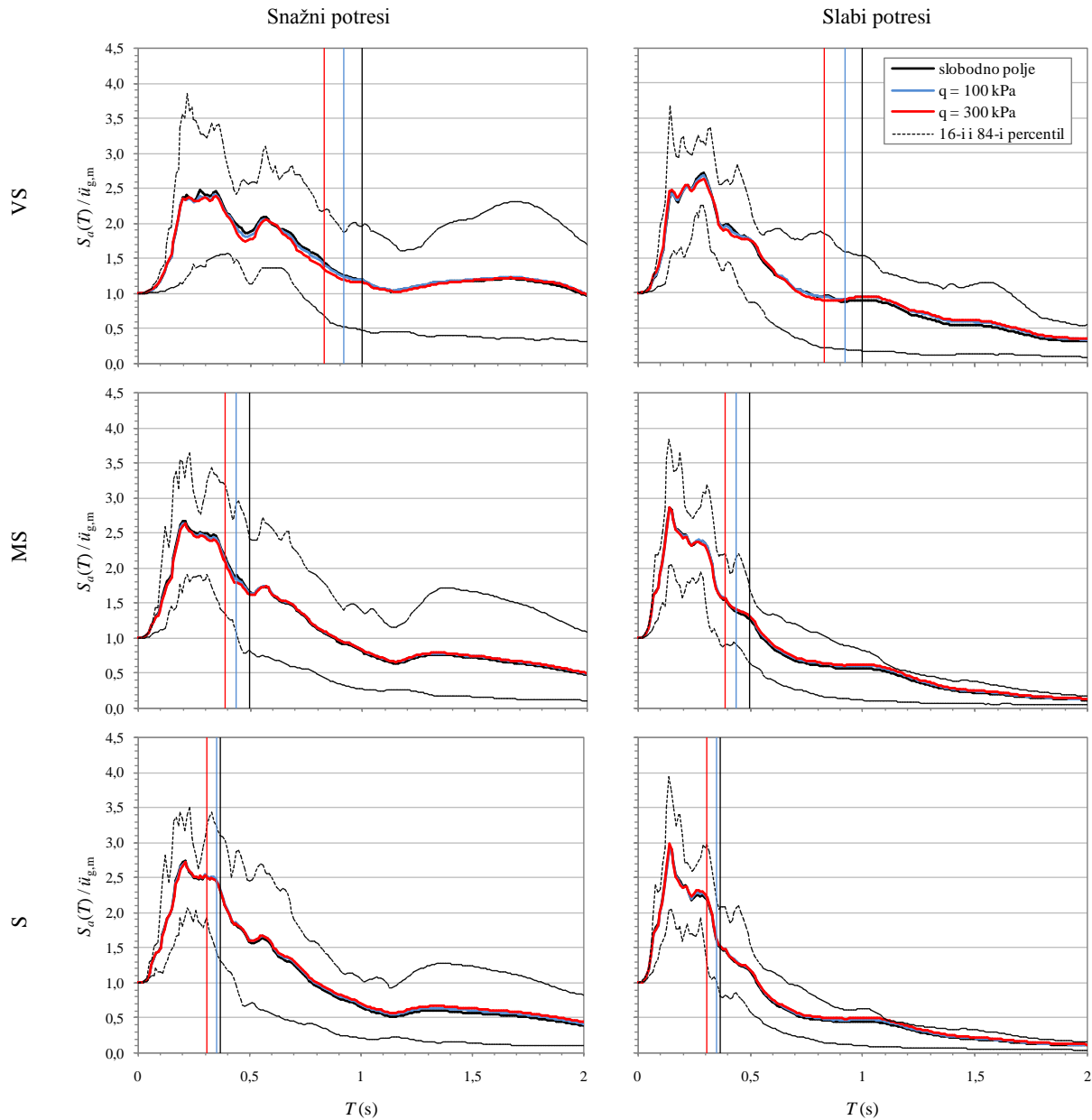
Kod modela 60RB se osnovna stijena nalazi na dubini od 60 m, što je dubina koja odgovara trostrukoj širini temelja postavljenog na površini naslaga. Kao kod modela 20HS, ni kod ovih modela nije izraženo premještanje dominantnog perioda potresa zbog djelovanja pritiska od konstrukcije. Pregledom slike 167 je za slabe potrese (T_2) uočeno izraženo smanjenje spektralnog ubrzanja kod perioda od 0,15 s zbog prisutnosti teške konstrukcije. Kod mekih (S) tala, koja se prema trenutno važećim europskim normama (CEN, 2004a) mogu svrstati u razred tla C, je uočen porast vrijednosti spektralnog ubrzanja pri periodima

između 0,40 s i 0,70 s za snažne potrese te pri periodima između 0,35 s i 0,60 s za slabe potrese. Porast vrijednosti spektralnog ubrzanja kod mekih (S) tala je pri spomenutim periodima izraženiji za teške konstrukcije, u odnosu na lake konstrukcije. Uz to je uočen porast spektralnog ubrzanja s povećanjem vertikalnog pritiska na temeljno tlo i kod srednje mekih (MS) tala, koja se prema trenutno važećim europskim normama (CEN, 2004a) također mogu svrstati u razred tla C. No, ovaj utjecaj pritiska na oblik spektralne krivulje, je uočen samo pri djelovanju slabih potresa i to pri periodima od 0,50 s do 0,90 s. U svim ostalim slučajevima za model tla 60RB pritisak od konstrukcije nema utjecaja na oblik spektralne krivulje.



Slika 167. Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 60RB za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa

Model tla 60HS se može promatrati kao homogeni poluprostor (slika 168). Kod ovakvog modela tla nema izraženog utjecaja zbog pritiska od konstrukcije te se može reći da je u praktičnom smislu normirani spektar jednako primjenjiv za teške i lake konstrukcije plitko temeljene na vrlo dubokim naslagama.



Slika 168. Usporedba spektara odziva zabilježenih na vrhu stupca modela tla 60HS za (i) slobodno polje, (ii) polje opterećeno lakom konstrukcijom i (iii) polje opterećeno teškom konstrukcijom za tri srednje brzine širenja posmičnih valova u naslagama i dvije jačine potresa

7.4 Odras učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija na zahtijevanom spektru odziva

Zahtijevani spektar se konvencionalno, i prema trenutno važećim normama (npr. CEN, 2004a), definira za zapise potresa zabilježene na slobodnom polju i to uz pretpostavku o obrnutom njihalu upetom u temeljno tlo. Zahtijevani spektar je ključni dio metode N2 (npr. Čaušević, 2010). Obrnuto njihalo upeto u temeljno tlo nema temelj već je s medijem za prijenos potresnih valova (tlom) povezano preko (jedne) točke. U tom svjetlu, upeti modeli konstrukcija ne posjeduju sposobnost ljuljanja ili klizanja po temeljnom tlu te zbog toga ne odražava učinke kinematskog i inercijalnog međudjelovanja tla i konstrukcije. Iz toga slijedi da normirani zahtijevani spektri odziva jednako vrijede za sve konstrukcije.

S druge strane, obrnuta njihala upeta u temeljnu ploču, i tako položena na tlo, pri potresnom događaju odražavaju učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije. U slučaju kada bi se zahtijevani spektar odziva definirao na razini temelja za sustav tlo-konstrukcija, samo jedna točka na cijeloj spektralnoj krivulji bi bila točna i odgovarala bi promatranom sustavu tlo-konstrukcija. Na ovo su, prema autorovim spoznajama, i ranije upozorili Ptilakis, K., Ptilakis, D. i Karatzetzou (2010) i Ptilakis, D. i Karatzetzou, (2011). Stoga, kada bi se zahtijevani spektar odziva definirao za sustave tlo-konstrukcija za svaku točku na spektralnoj krivulji bi bilo potrebno provesti složeni nelinearni potresni proračun. Iz toga je jasno da definiranje zahtijevanih spektara za sustave tlo-konstrukcija zahtijeva veliku količinu računalnih resursa te dugotrajne proračune, a osim toga, uključuje i veliki broj parametara koji opisuju tlo, konstrukciju i potresni val. Ovo je nesumnjivo razlog zašto zahtijevani spektar odziva s uključenim učincima međudjelovanja tla i konstrukcija još uvijek traži svoje mjesto u normama za proračun konstrukcija otpornih na potrese. Zbog dugog trajanja proračuna i velike količine podataka za pohranu, proračuni su provedeni samo za konstrukcijske sustave s kvadratnim temeljem čija stranica ima dužinu od 20 m. Poznato je da izgled prijenosne funkcije ovisi o dimenzijama i obliku temelja te je u tom svjetlu potrebno provesti dodatna istraživanja. Zapisi gibanja vrha stupca tla proračunanog u programu SHAKE2000 su korišteni za definiranje zahtijevanog spektra odziva uz pretpostavku o upetom obrnutom njihalu. S druge strane, zapisi gibanja zabilježeni na temelju obrnutog njihala, dobiveni proračunom u programu SASSI2000, su korišteni za definiranje spektra odziva koji uključuje učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije. U narednim potpoglavljima je utjecaj popustljivosti temeljnog tla na odziv plitko temeljenih konstrukcija pokazan preko slijedećeg koeficijenta:

$$\Delta S = \frac{S_{ssi} - S_{fix}}{S_{fix}} \cdot 100 \quad (182)$$

gdje je ΔS mjera povećanja ili smanjenja promatrane veličine odziva upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla, S označava promatranu spektralnu veličinu (u ovome radu ubrzanje, odnosno pomak), S_{ssi} je veličina odziva izmjerena na sustavu tlo-konstrukcija, a S_{fix} je veličina odziva izmjerena na konstrukciji upetoj u čvrstu podlogu.

Tablica 41. Oznake i najvažnija svojstva potresa korištenih u radu

Slabi potresi							Snažni potresi						
ID	\ddot{u}_{gm} (m/s ²)	\dot{u}_{gm} (m/s)	I_A (m/s)	T_p (s)	T_m (s)	t_{eff} (s)	ID	\ddot{u}_{gm} (m/s ²)	\dot{u}_{gm} (m/s)	I_A (m/s)	T_p (s)	T_m (s)	t_{eff} (s)
EQ21	0,859	0,079	0,077	0,50	0,60	18,76	EQ11	3,946	0,131	0,237	0,18	0,25	10,15
EQ22	0,984	0,033	0,066	0,24	0,22	16,65	EQ12	0,667	0,042	0,037	0,16	0,42	23,49
EQ23	1,702	0,100	0,264	0,32	0,28	24,91	EQ13	2,125	0,086	0,275	0,20	0,28	18,38
EQ24	1,213	0,047	0,064	0,22	0,26	10,68	EQ14	2,633	0,354	1,225	0,38	0,71	36,04
EQ25	1,450	0,047	0,085	0,14	0,16	14,69	EQ15	1,885	0,096	0,232	0,32	0,34	17,64
EQ26	1,752	0,090	0,139	0,18	0,29	10,81	EQ16	0,718	0,033	0,039	0,28	0,29	20,47
EQ27	0,396	0,013	0,012	0,14	0,20	23,80	EQ17	2,022	0,258	0,741	0,72	0,73	38,70
EQ28	0,398	0,017	0,008	0,16	0,23	11,41	EQ18	1,232	0,118	0,252	0,40	0,51	16,54
EQ29	0,646	0,024	0,022	0,08	0,31	24,39	EQ19	0,215	0,017	0,006	0,20	0,36	33,78

Na posljjetku valja istaknuti kako bi omjer zahtijevanog spektra odziva izrađenog za sustave tlo-konstrukcija i zahtijevanog spektra odziva izrađenog konvencionalnim putem (za obrnuto njihalo upeto u podlogu) rezultiralo prijenosnom funkcijom pomoću koje bi bilo moguće modificirati normirane spektre odziva radi uključivanja učinaka dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima. Svi spektri odziva pokazani u narednim poglavljima su izrađeni primjenom programa SeismoSignal (Seismosoft, 2013b).

7.4.1 Odziv obrnutih njihala plitko temeljenih na plitkim mekim naslagama iznad osnovne stijene

Ovo poglavlje daje usporedbu odziva obrnutih njihala upetih u podlogu i pandana upetih u temeljnu krutu ploču i tako postavljenih na plitke naslage. Debljina naslaga iznad osnovne stijene u ovom slučaju odgovara širini temelja u smjeru djelovanja potresa. Oznake modela konstrukcija (ID) razmatranih u ovoj studiji, njihov osnovni periodi osciliranja te produženi periodi osciliranja zbog popustljivosti temeljnog tla su dani u tablici 42.

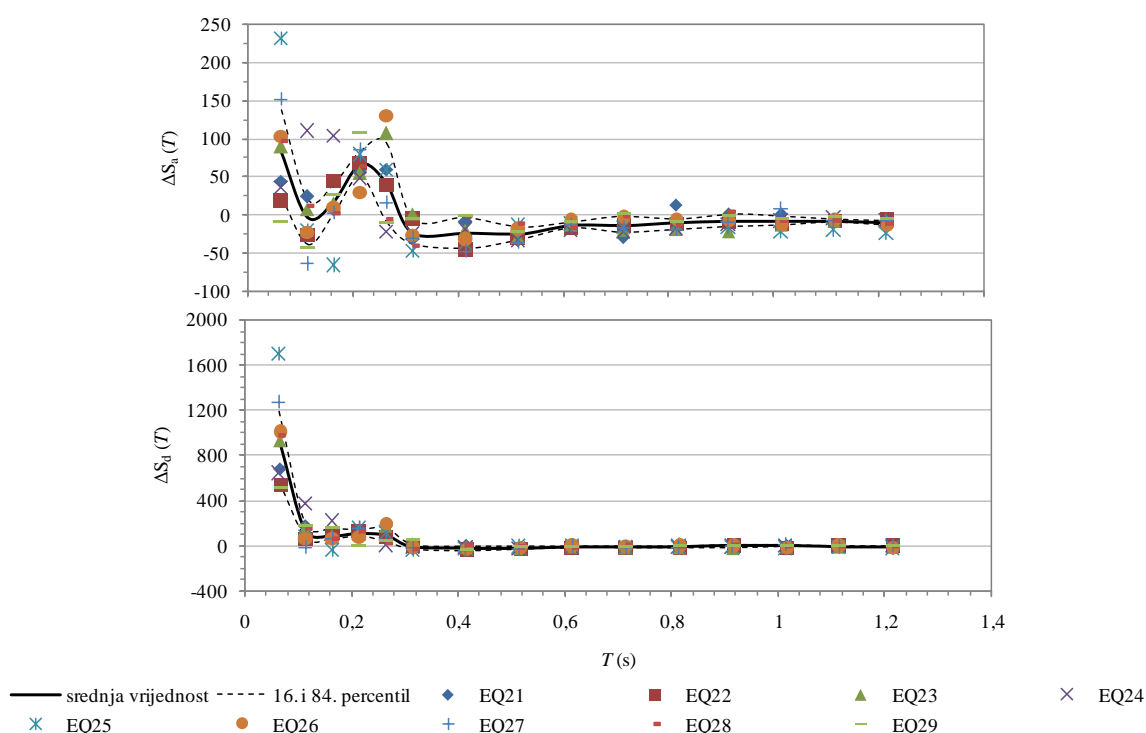
Tablica 42. Oznake (ID) modela konstrukcija i njihovi osnovni periodi osciliranja (T_1) te produženi periodi osciliranja zbog popustljivosti temeljnog tla, tj. osnovni periodi osciliranja sustava tlo-konstrukcija (T_{ssi})

ID:	T0064	T0114	T0164	T0214	T0264	T0314	T0414	T0514	T0614	T0714	T0814	T0914	T1014	T1114	T1214
T_1 (s):	0,064	0,114	0,164	0,214	0,264	0,314	0,414	0,514	0,614	0,714	0,814	0,914	1,014	1,114	1,214
T_{ssi} (s):	0,144	0,173	0,211	0,252	0,297	0,342	0,437	0,533	0,631	0,729	0,828	0,927	1,026	1,125	1,225

Utjecaj popustljivosti temeljnog tla na odziv plitko temeljenih konstrukcija je grafički pokazan preko koeficijenta ΔS , i to na slici 169 za slabe potrese (T2), a na slici 170 za snažne potrese (T1). Slike 169 i

170 na apscisi pokazuju osnovne periode osciliranja upetih konstrukcija, što je ujedno osnovno dinamičko svojstvo svake konstrukcije te praktičan način za opis konstrukcije.

Pregledom slika 169 i 170 se vidi da popustljivost temeljnog tla ima izražen utjecaj na ponašanje konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,4 s, kako u svjetlu povećanja ubrzanja tako i u svjetlu povećanja pomaka. Ovo daje zaključiti da su normirani spektri odziva prekomjerno konzervativni i neprimjenjivi za plitko temeljene konstrukcije s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,4 s, procijenjenim za upeto stanje. Ubrzanje za takve konstrukcije, procijenjeno primjenom normiranog spektra odziva u odnosu na stvarno stanje koje uključuje i popustljivost tla, može biti podcijenjeno za 50 % pri djelovanju snažnih potresa (slika 170), odnosno za 100 % pri djelovanju slabih potresa (slika 169), ako se promatra srednja vrijednost procijenjenog odziva.



Slika 169. Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na plitkim naslagama (20RB-MS) u područjima gdje se očekuju slabi potresi (T2)

S druge strane, pomak vrlo krutih konstrukcija, poput električnih transformatora, spomenika i dr., primjenom normiranih spektara odziva može biti podcijenjen za 500 do 1700 % pri djelovanju slabih potresa (slika 170), odnosno za 500 do 1000 % pri djelovanju snažnih potresa (slika 169). Kod konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja između 0,10 i 0,30 s normirani spektar odziva pomaka podcjenjuje odziv konstrukcija za oko 100 %, neovisno o jačini potresa.

Međutim, pregledom slika 169 i 170 se vidi da popustljivost temeljnog tla praktično ne utječe na ponašanje konstrukcija s periodom osciliranja većim od 0,4 s. Ove slike pokazuju trend koji se u

potpunosti kosi s definicijom vezano za važnost (i obavezu) uključivanja popustljivosti temeljnog tla kod proračuna konstrukcija koju daje europska norma (CEN, 2004a). Europske norme ističu da je učinke međudjelovanja tla i konstrukcija važno uzeti u obzir kod proračuna visokih i vitkih konstrukcija, čime korisnike implicitno navode da ove učinke nije potrebno razmotriti kod krutih i niskih konstrukcija. No, nakon pregleda slike 169 i 170 se vidi kako uključivanje popustljivosti temeljnog tla u proračunima kod konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja većim od 0,4 s može utjecati povoljno u smislu smanjenja spektralnog ubrzanja, a time i reznih sila. Također, kod konstrukcija s periodom osciliranja većim od 0,4 s nema povećanja spektralnog pomaka zbog uključivanja popustljivosti temeljnog tla u proračunu. Ovakvu sliku odziva pokazuju svi promatrani modeli konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja većim od 0,4 s, neovisno o jačini, trajanju i frekvencijskom sastavu potresnog vala koji je prošao kroz temeljno tlo.

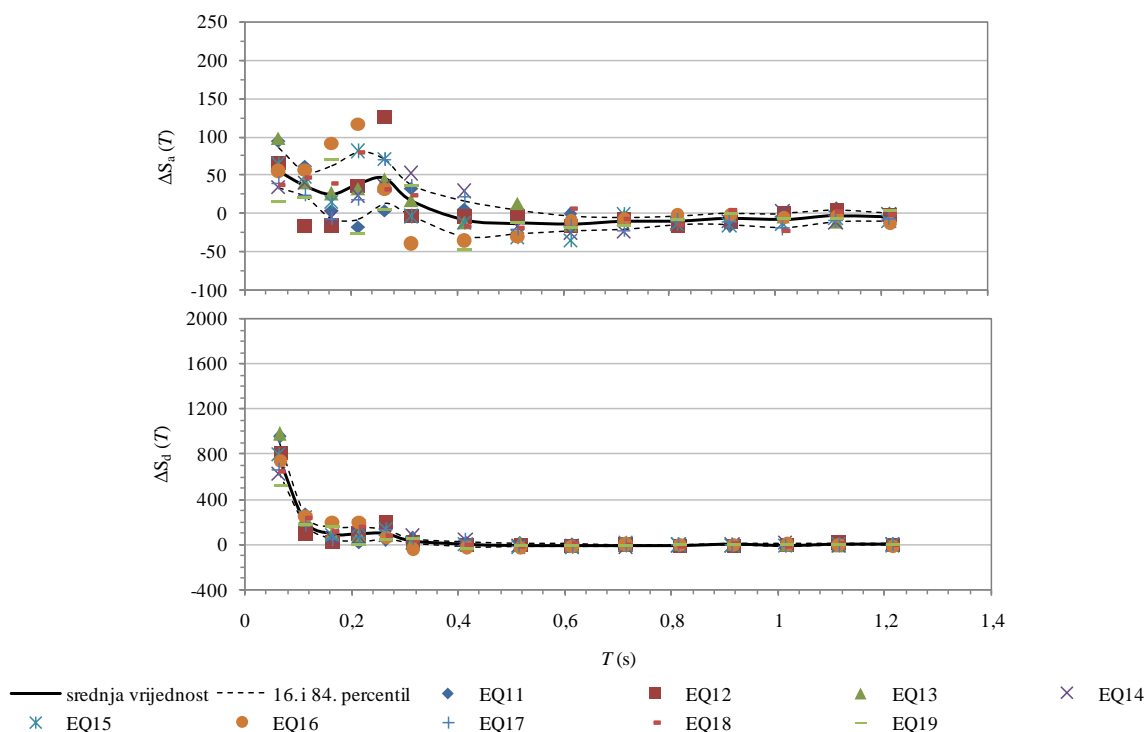
Popustljivost temeljnog tla je utjecala na produljenje osnovnog perioda obrnutih njihala T0064 s 0,064 s na 0,144 s (tablica 42). Produljeni osnovni period se gotovo savršeno poklopio s predominantnim periodom potresa EQ25 i EQ27 (tablica 41), što se na slikama 169 i 170 redom odražava kao povećanje spektralnog ubrzanja i pomaka. Ubrzanje i pomak su za ova dva slučaja veći pri djelovanju potresa EQ25 s obzirom da, u odnosu na potres EQ27, pokazuje veće maksimalno ubrzanje i Ariasov intenzitet (tablica 41). Potresi EQ25 i EQ27 imaju vrlo bliske vrijednosti predominantnog i srednjeg perioda (tablica 41), što ukazuje da ova dva potresna vala sadrže većinu energije u vrlo uskom frekvencijskom području.

Popustljivost temeljnog tla je osnovni period osciliranja modela T0114 (tablica 42) udaljila od frekvencijskog područja s velikom količinom energije većine potresa korištenih u radu (tablica 41), ali ga je približila frekvencijskom području s velikom količinom energije potresa EQ24 i EQ28 (tablica 41), što se može očitati sa slike 169. Spektralno ubrzanje je kod ovog modela izraženije pri djelovanju potresa EQ24 nego kod djelovanja širokopojasnog potresa EQ28 jer prvo spomenuti zapis potresa ima trostruko veću vrijednost maksimalnog ubrzanja i Ariasovog intenziteta (tablica 41). Pregledom frekvencijskog sastava zapisa potresa EQ21 se vidi relativno velika količina energije između frekvencija od 5 do 7 Hz (slika 68). Iako su dominantni i srednji period ovog potresa redom jednaki 0,50 s i 0,60 s (tablica 41), ovo može biti uzrok većem spektralnom ubrzanju modela T0114 u odnosu na spektralno ubrzanje zabilježeno pri djelovanju drugih zapisa (npr. zapisa EQ28).

Modelu T164 se osnovni period osciliranja zbog popustljivosti temeljnog tla produljio iz 0,164 s u 0,211 s (tablica 42) te vrlo dobro poklopio s predominantnim i srednjim periodima potresa EQ22 i EQ24 (tablica 41), što se na slici 169 odražava u povećanom spektralnom ubrzanju u odnosu na upeti pandan i u odnosu na djelovanje drugih potresa. Potres EQ24 je neznatno snažniji od potresa EQ22 (tablica 41), traje duže i ima dominantni period bliži produljenom osnovnom periodu osciliranja modela T0164. Stoga elastični model T0164 pokazuje veće spektralno ubrzanje pri djelovanju prvog spomenutog potresa (slika 169).

Model T0214 (slika 169) pokazuje vrlo sličan odziv pri djelovanju svih potresa korištenih u studiji i nije moguće donijeti razborit zaključak na temelju pregleda odziva ubrzanja i pomaka s obzirom. No, model T0264, s produženim periodom osciliranja od 0,297 s, jasno pokazuje izraženo povećanje spektralnog ubrzanja zbog djelovanja relativno snažnih potresa EQ23 (slika 169), s predominantnim periodom od 0,32 s i srednjim periodom od 0,28 s, te potresa EQ26, sa srednjim periodom od 0,29 s. Produženi period osciliranja modela T0264 (tablica 42) se značajno razlikuje od predominantnih i srednjih perioda ostalih potresa promatranih u studiji (tablica 41). Ovo jasno rezultira manjim vrijednostima spektralnog ubrzanja kod svih drugih potresa u odnosu na pandane zabilježene pri djelovanju potresa EQ23 i EQ26. Modeli konstrukcija T0114 i T0164 pokazuju vrlo male vrijednosti spektralnog ubrzanja pri djelovanju potresa redom EQ27 i EQ25 (slika 169) jer im je produženi periodi osciliranja (tablica 42) veći (različit) u odnosu na predominantne periode spomenutih potresa (tablica 41).

Kada je riječ o područjima s izraženom potresnom aktivnošću, promatranim u radu, popustljivost tla utječe na produljenje osnovnog perioda osciliranja modela T0064 s 0,064 s na 0,144 s (tablica 42). Zbog toga je ovaj model najosjetljiviji na djelovanje potresa EQ11, EQ12 i EQ13, koji imaju predominantne periode (tablica 41) vrlo bliske produljenom osnovnom periodu modela T0064, što se može vidjeti na slici 170.



Slika 170. Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na plitkim naslagama (20RB-MS) u područjima gdje se očekuju snažni potresi (T1)

Potresi EQ13 i EQ19 imaju vrlo bliske predominantne periode osciliranja (tablica 41). No, potres EQ19 ima 10 puta manje maksimalno ubrzanje u odnosu na potres EQ13. S toga je odziv modela T0064 manje

izražen pri djelovanju potresa EQ19 u odnosu na odziv zabilježen pri djelovanju potresa EQ13. Iako snažni, ostali potresi (tablica 41) imaju predominantne periode znatno udaljene od produljenog osnovnog perioda osciliranja modela T0064. Stoga ovaj model pokazuje manje vrijednosti ubrzanja i pomaka pri drugim potresima u odnosu na potrese EQ11, EQ12 i EQ13. Model T0114 s produljenim periodom osciliranja od 0,173 s ne pokazuje jasne trendove, no pregledom slike 170 se vidi da je vrlo osjetljiv na potres EQ11 koji većinu energije sadrži u vrlo uskom frekvencijskom području, tj. oko predominantnog perioda od 0,18 s.

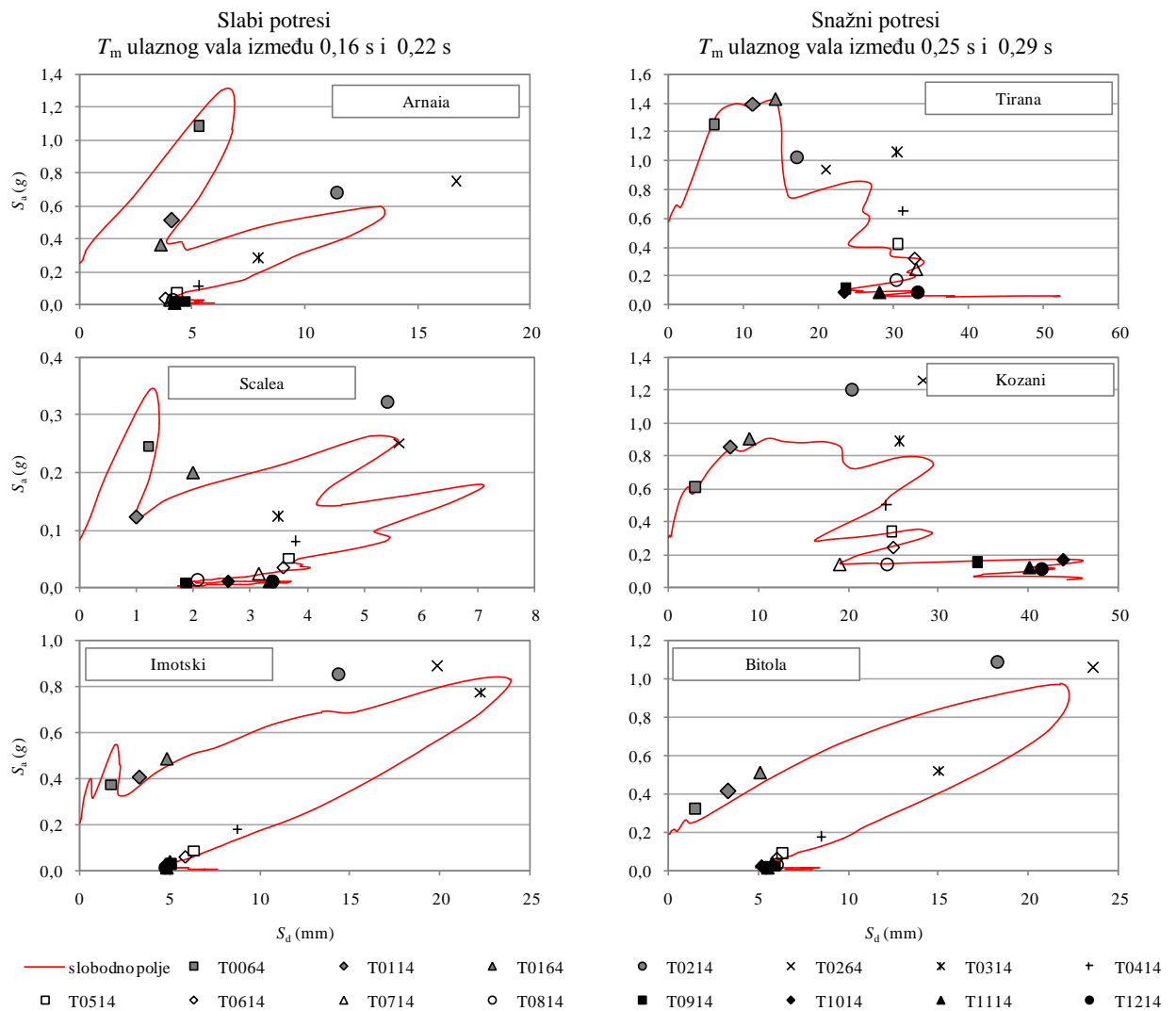
Širokopojasni zapis potresa EQ12 ima predominantni period (tablica 41) koji je vrlo blizak produljenom periodu modela T0114 (tablica 42). No, zbog srednjeg perioda koji je za potres EQ12 vrlo velik (0,42 s), što govori o raspršenosti energije pri nižim frekvencijama, model T0114 pokazuje male vrijednosti ubrzanja i pomaka. Model T0164 je s produljenim periodom od 0,211 s očekivano najosjetljiviji na djelovanje potresa EQ13, EQ16 i EQ19 (tablica 41), čiji su predominantni periodi vrlo bliski produljenom periodu ovog modela. Osim toga, za ove potrese su predominantni periodi vrlo bliski srednjim periodima, što govori o potresima s velikim sadržajem energije uskom frekvencijskom pojasu.

Model T0214 (tablica 42) je očekivano najosjetljiviji na potres EQ16 (tablica 41) s obzirom da im se redom produljeni i predominantni period gotovo savršeno poklapaju. Osim toga, potres EQ16 ima veliku količinu energije sadržane u frekvencijskom području u koje je, zbog popustljivosti tla, premješten osnovni period osciliranja modela T0214.

Nadalje, osnovni period osciliranja modela T0264 je zbog popustljivosti temeljnog tla produljen s 0,264 s na 0,297 s. Stoga je model T0264 očekivano vrlo osjetljiv na djelovanje potresa EQ15 s predominantnim i srednjim periodom koji redom imaju vrijednosti od 0,32 s i 0,34 s (tablica 41). Model T0264 je također vrlo osjetljiv na djelovanje potresa EQ12 koji veliku količinu energije sadrži blizu srednjeg perioda koji iznosi 0,42 s (slika 69).

Rezultati parametarske studije su pokazani i slikama od 171 do 173. Dijagrami pokazuju spektar odziva u formatu ubrzanje-pomak, izrađen konvencionalnim putem, tj. za obrnuto njihalo upeto u podlogu. Spektri (crvene linije) dani na slikama od 171 do 173 su definirani za 5 %-tno prigušenje. Uz dijagrame su monokromatskim markerima zabilježeni odzivi istih obrnutih njihala pričvršćenih za kruti kvadratni temelj i položeni na temeljno tlo. Odziv modela prikazan preko markera je točka preuzeta sa spektra odziva u formatu ubrzanje-pomak zabilježenog na temelju modela, također za 5 %-tno prigušenje. Spektar odziva izrađen za točku na temelju predstavlja beskonačno mnogo obrnutih njihala upetih u jednoj (istoj) točki na temelju, no samo jedno od tih njihala odgovara numeričkom modelu izrađenom u programu SASSI2000. To (*virtualno*) njihalo ima osnovni period osciliranja jednak osnovnom periodu osciliranja numeričkog modela obrnutog njihala upetog u temelj. No, valja imati na umu da *virtualno*

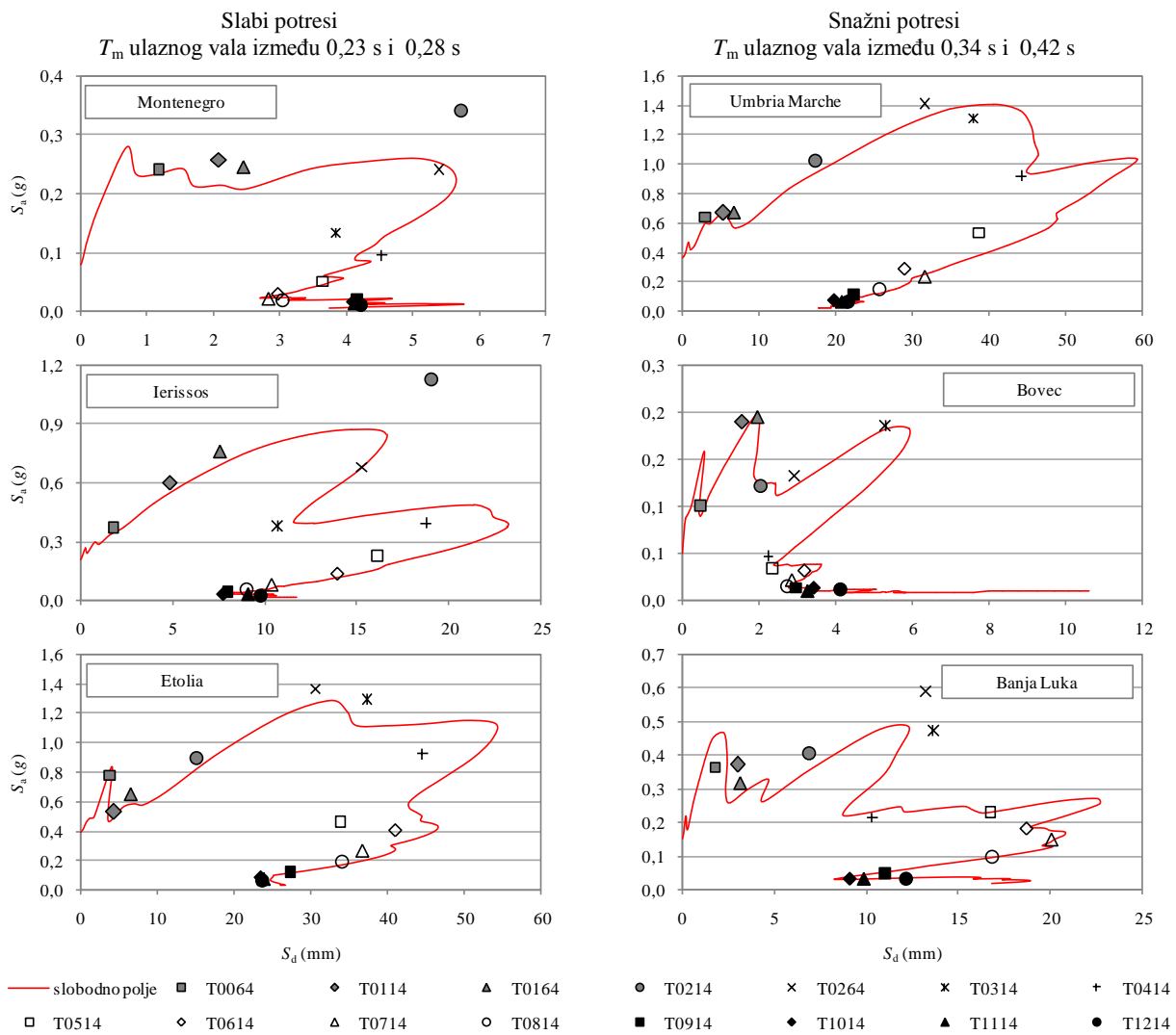
njihalo dobro opisuje isključivo numerički model definiran u programu SASSI2000, s obzirom da taj numerički model upravlja petljom kinematskog i inercijalnog međudjelovanja između sebe i tla. Spektri odziva su s ciljem traženja određenih trendova i zavisnosti na slikama od 171 do 173 poredani s obzirom na srednji period potresa i to od najmanjeg prema najvećem srednjem periodu. No, rezultati na spomenutim slikama ne pokazuju jasne zavisnosti i/ili trendove na temelju kojih bi mogao biti donesen zaključak o ovisnosti potresnog odziva plitko temeljenih obrnutih njihala s obzirom na srednji period potresa. Očekivano, i nastavno na slike 169 i 170, dijagrami pokazani na slikama od 171 do 173 pokazuju da klasično definirani spektri odziva mogu biti korišteni za procjenu odziva plitko temeljenih konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja za upeto stanje većim od 0,60 s. Monokromatski markeri za konstrukcije s osnovnim periodima osciliranja većim od 0,60 s uglavnom nalaze svoje mjesto na spektralnoj krivulji danoj na slikama od 171 do 173.



Slika 171. Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 20RB-MS (crvena linija, konvencionalni spektar odziva) i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 20RB-MS (monokromatski markeri) pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s niskim vrijednostima srednjih perioda

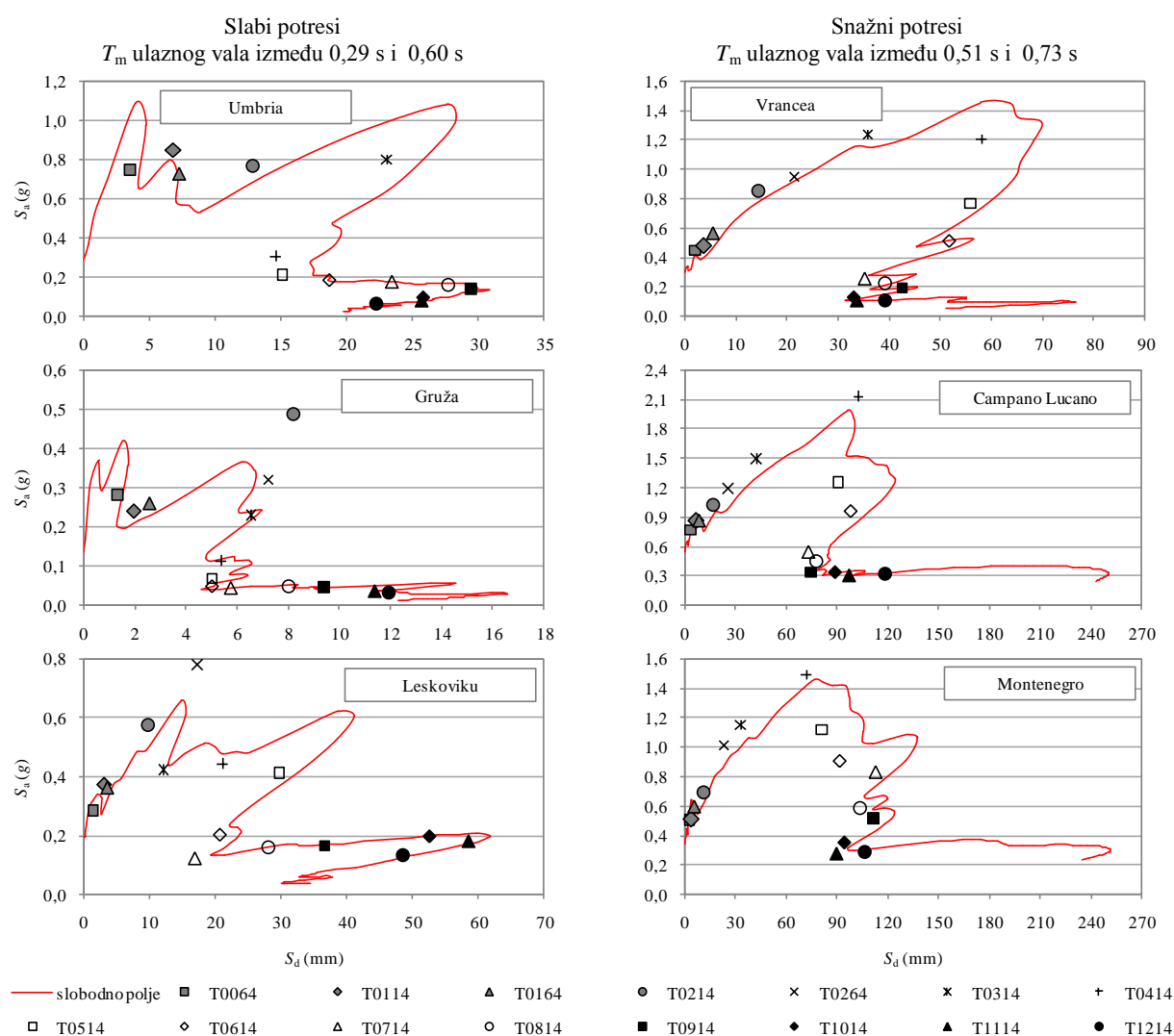
Također, klasično definirani spektri odziva mogu biti korišteni za procjenu odziva plitko temeljenih konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja, za upeto stanje, manjim od 0,20 s. Monokromatski markeri za konstrukcije s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,20 s na slikama od 171 do 173 u velikoj većini slučajeva nalaze svoje mjesto na spektralnim krivuljama ili je njihova udaljenost od spektralnih krivulja praktično zanemariva. Ovo se može pripisati činjenici da relativno krute konstrukcije imaju vrlo male vršne pomake (do svega nekoliko milimetara).

Međutim, odziv konstrukcija s osnovnim periodima osciliranja između 0,20 i 0,60 s, za upeto stanje, pokazuju velika odstupanja od klasično definiranih spektralnih krivulja. Stoga je za plitko temeljene konstrukcije s osnovnim periodima osciliranja između 0,20 i 0,60 s, za upeto stanje, potrebno definirati nove spektre odziva koji bi uključivali učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija.



Slika 172. Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 20RB-MS (crvena linija, konvencionalni spektar odziva) i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 20RB-MS (monokromatski markeri) pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova sa srednjim vrijednostima srednjih perioda

Pregledom slika od 171 do 173 je uočeno bolje poklapanje monokromatskih oznaka i spektralnih krivulja za snažne potrese nego za slabe potrese.



Slika 173. Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 20RB-MS (crvena linija, konvencionalni spektar odziva) i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 20RB-MS (monokromatski markeri) pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s visokim vrijednostima srednjih perioda

7.4.2 Odziv obrnutih njihala plitko temeljenih na dubokim mekim naslagama iznad poluprostora

Kao u prethodnom poglavlju, i ovo poglavlje daje usporedbu odziva obrnutih njihala upetih u podlogu i pandana upetih u temeljnu krutu ploču te tako postavljenih na plitke naslage. Debljina naslaga iznad osnovne stijene u ovom slučaju odgovara trostrukoj širini temelja u smjeru djelovanja potresa. Oznake modela konstrukcija (ID) razmatranih u ovoj studiji, njihov osnovni periodi osciliranja te produženi periodi osciliranja zbog popustljivosti temeljnog tla su dani u tablici 43. Kao i u prethodnom poglavlju, utjecaj popustljivosti temeljnog tla na odziv plitko temeljenih konstrukcija je grafički pokazan preko koeficijenta ΔS . Ovaj utjecaj je na slici 174 dan za slabe potrese (T2), a na slici 175 za snažne potrese (T1), gdje su na apscisi označeni osnovni periode osciliranja upetih konstrukcija.

Tablica 43. Oznake (ID) modela konstrukcija i njihovi osnovni periodi osciliranja (T_1) te produženi periodi osciliranja zbog popustljivosti temeljnog tla, tj. osnovni periodi osciliranja sustava tlo-konstrukcija (T_{ssi})

ID:	T0064	T0114	T0164	T0214	T0264	T0314	T0414	T0514	T0614	T0714	T0814	T0914	T1014	T1114	T1214
T_1 (s):	0,064	0,114	0,164	0,214	0,264	0,314	0,414	0,514	0,614	0,714	0,814	0,914	1,014	1,114	1,214
T_{ssi} (s):	0,156	0,183	0,219	0,259	0,303	0,348	0,441	0,537	0,634	0,732	0,830	0,929	1,028	1,127	1,226

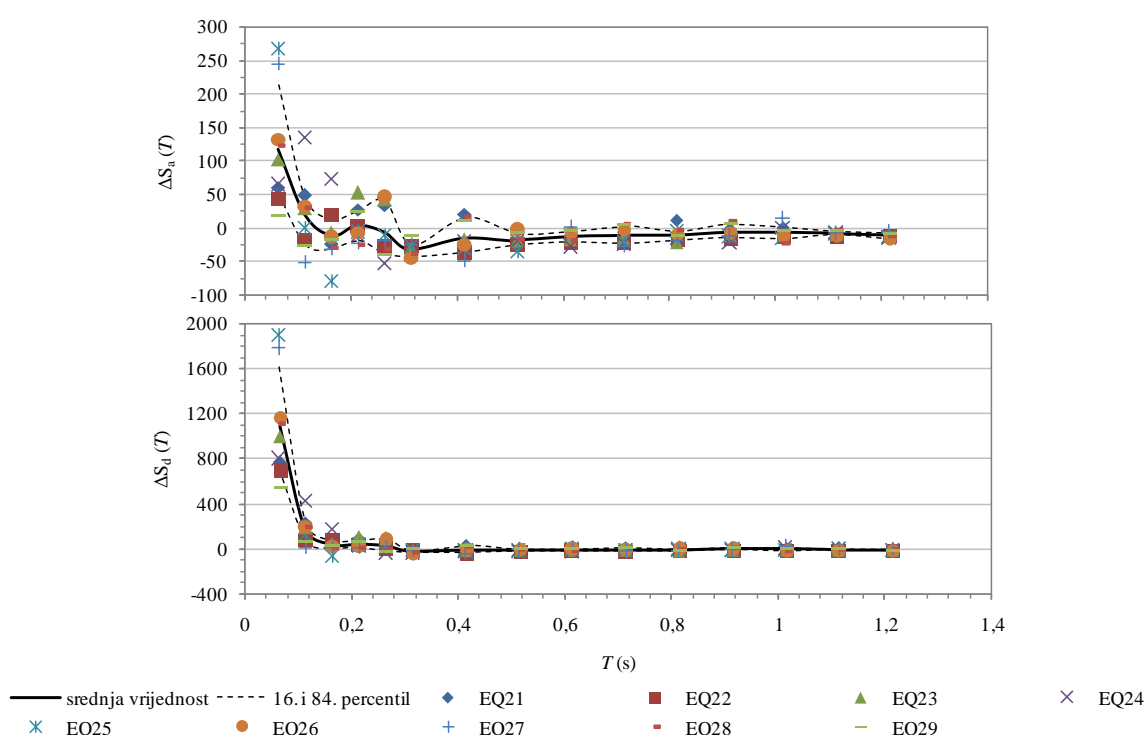
Slike 174 i 175 pokazuju da popustljivost temeljnog tla ima izražen utjecaj na ponašanje konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,4 s, kako u svjetlu povećanja spektralnog ubrzanja tako i u svjetlu povećanja spektralnog pomaka. Kao u slučaju tla 20RB, ovo daje zaključiti da su normirani spektri odziva konzervativni i neprimjenjivi za plitko temeljene konstrukcije s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,4 s, procijenjenim za upeto stanje. Ubrzanje konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,4 s, procijenjeno primjenom normiranog spektra odziva, može biti podcijenjeno za 50 % ako se u obzir uzme popustljivost temeljnog tla, neovisno o jačini potresa. Ukoliko se za procjenu odziva koriste klasično definirani spektri odziva, pomak vrlo krutih konstrukcija može biti podcijenjen za 600 do 1900 % pri djelovanju slabih potresa, odnosno za 500 do 1600 % pri djelovanju snažnih potresa. Normirani spektar odziva pomaka, neovisno o jačini potresa, u najvećoj mjeri podcjenjuje odziv krutih konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,15 s.

Kao kod plitkih naslaga iznad osnovne stijene, tj. model tla 20RB, pregledom slika 174 i 175 se vidi da popustljivost temeljnog tla praktično ne utječe na ponašanje konstrukcija s periodom osciliranja većim od 0,4 s. Također, pregledom slika 174 i 175 se može primijetiti da uključivanje popustljivosti temeljnog tla u proračunima kod konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja većim od 0,4 s može utjecati povoljno u smislu smanjenja spektralnog ubrzanja, a time i reznih sila te potrebne količine materijala za izvedbu konstrukcijskih elemenata. Također, kod konstrukcija s periodom osciliranja većim od 0,4 s nema povećanja pomaka zbog uključivanja popustljivosti temeljnog tla u proračunu. Kao i za model tla 20RB, ovakvu sliku odziva pokazuju svi promatrani modeli konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja većim od 0,4 s, neovisno o jačini, trajanju i frekvencijskom sastavu potresnog vala koji prolaze kroz temeljno tlo.

Nadalje, sa slike 174 se jasno vidi da je model T0064 s produljenim periodom osciliranja od 0,144 s (tablica 43) vrlo osjetljiv na djelovanje ulaznih potresnih valova EQ25 i EQ27 s predominantnim periodima osciliranja od 0,14 s (tablica 41). Osim toga, ovaj model je vrlo osjetljiv na djelovanje potresnih valova EQ26 i EQ28 (tablica 41), čiji su predominantni periodi vrlo bliski produljenom periodu modela T0064.

Nadalje, model T0114 (tablica 43) je vrlo osjetljiv na djelovanje potresa EQ24, EQ26 i EQ28 (tablica 41) zbog bliskosti produljenog perioda modela i predominantnih perioda potresa. Potres EQ24 (tablica 41) je uskopojasni i sadrži više energije oko predominantnog perioda u odnosu na potrese EQ26 i EQ28 (tablica

41) te je s toga, svjetlu povećanja ubrzanja i pomaka, štetniji po model T0114 (tablica 43). Potres EQ21 sadrži veću količinu energije oko frekvencije od 5,70 Hz (slika 68), što se odražava u povećanju ubrzanja kod modela T0114 na popustljivom mediju u odnosu na slučaj kada je ovaj model upet u svojoj osnovici. Model T0164, s produljenim periodom od 0,211 s zbog popustljivosti temeljnog tla, je vrlo osjetljiv na uskopojasne ulazne zapise potresa EQ22 i EQ24, čiji predominantni periodi iznose redom 0,24 s i 0,22 s. Potres EQ24 (tablica 41), u odnosu na potres EQ22 (tablica 41), ima predominantni period bliži produljenom periodu modela T0164 (tablica 43), ali ima i veće maksimalno ubrzanje. Stoga, model T0164 ima izraženiji odziv pri djelovanju potresa EQ24 u odnosu na odziv nastao pri djelovanju potresa EQ22.



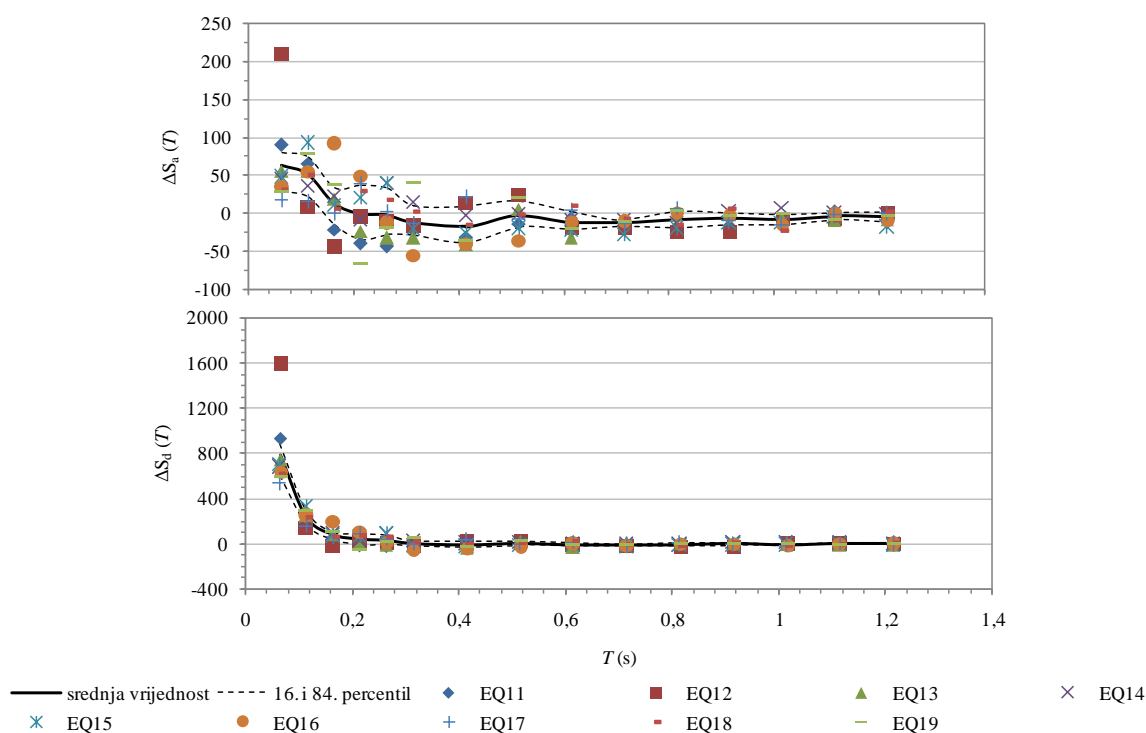
Slika 174. Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na dubokim naslagama (60HS-MS) u područjima gdje se očekuju slabi potresi (T2)

Model T0214 (tablica 43) ne pokazuje jasne trendove odziva s obzirom na potrese korištene u radu i ima približno jednak odziv na potrese EQ21, EQ23 i EQ29 (tablica 41). Spomenuta tri potresa imaju vrlo različite dominantne periode. S druge strane, model T0264 ima produljeni period osciliranja koji iznosi 0,297 s (tablica 43) i očekivano je vrlo osjetljiv na potres EQ23 s dominantnim periodom od 0,32 s (tablica 41), ali i na potres EQ26 sa srednjim periodom od 0,29 s (tablica 41). Model T0264 je osjetljiv i na potres EQ21 (tablica 41), što je odraz povećane energije pri frekvencijama potresa koje su bliske osnovnom periodu modela.

Popustljivost temeljnog tla ima pozitivan učinak na odziv modela T0314 jer se njegov osnovni period osciliranja, procijenjen za upeto stanje, udaljava od frekvencijskog područja s velikom količinom energije

za potrese promatrane u studiji. Zbog popustljivosti temeljnog tla model T0414 (tablica 43) pokazuje neznatno povećanje ubrzanja pri djelovanju širokopojasnih potresa EQ21, EQ28 i EQ29 (tablica 41, slika 68). Ovo se pripisuje povećanoj količini energije kod ovih (širokopojasnih) potresa pri frekvencijama koje su bliske produljenom periodu osciliranja modela T0414. Uz to, model T0414 (tablica 43) ima osnovni period osciliranja blizak osnovnom periodu osciliranja temeljnog tla (tablica 22).

Na slici 175 se, u odnosu na sliku 174, vidi veće rasipanje rezultata s obzirom na srednju vrijednost, što je posebno izraženo za ubrzanje.



Slika 175. Mjera povećanja ili smanjenja odziva konvencionalno upete konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla za slučaj temeljenja na dubokim naslagama (60HS-MS) u područjima gdje se očekuju snažni potresi (T1)

Na slici 175 se vidi da je model T0064 (tablica 43) posebno osjetljiv na djelovanje potresa EQ11 i EQ12 (tablica 41) jer oba potresa imaju dominantni period vrlo blizak produljenom periodu osciliranja modela (0,144 s). Potres EQ11 je gotov šest puta jači u odnosu na potres EQ12, ako se uspoređuju preko maksimalnog ubrzanja. Stoga, prvi potres ima znatno veći potencijal za razvoj nelinearnosti i povećanje prigušenja u tlu u odnosu na drugi potres. Iz tog razloga model T0064 pokazuje manje ubrzanje i pomak pri djelovanju potresa EQ12 u odnosu na odziv zabilježen pri djelovanju potresa EQ11.

Model T0114 (tablica 43) je u najmanjoj mjeri osjetljiv na djelovanje ulaznih zapisa potresa EQ12 i EQ17 s dominantnim periodom redom od 0,16 i 0,72 s (tablica 41). Produljeni period osciliranja modela T0114 iznosi 0,173 s i veći je od dominantnog perioda potresa EQ12, a znatno je manji od dominantnog perioda potresa EQ17.

Model T0164, s produljenim periodom od 0,211 s (tablica 43), je vrlo osjetljiv na djelovanje potresa EQ13, EQ16 i EQ19 (tablica 41) s obzirom da se dominantni periodi potresa vrlo dobro poklapaju s produljenim periodom modela. Dominantni period potresa EQ16 je znatno veći od produljenog perioda modela T0164. S druge strane, model T0164 ima produljeni period osciliranja koji je veći od dominantnih perioda potresa EQ11 i EQ12. Period osciliranja modela T0164 se za vrijeme djelovanja spomenutih potresa dodatno povećava zbog omekšavanja temeljnog tla. Potres EQ11 je jedan od najjačih širokopojsnih potresa korištenih u studiji koji pri prolasku kroz tlo omekšava temeljno tlo ispod konstrukcije, što rezultira dodatnim produljenjem osnovnog perioda konstrukcije. Potres EQ12, također širokopojsni, ima srednji period koji je vrlo blizak osnovnom periodu osciliranja tla, što zbog pojave rezonance rezultira značajnim omekšavanjem temeljnog tla, odnosno produljenjem osnovnog perioda osciliranja konstrukcije. Ovakva situacija se javlja i pri djelovanju potresa EQ18, čiji je dominantni period (0,40 s) vrlo blizak osnovnom periodu osciliranja tla.

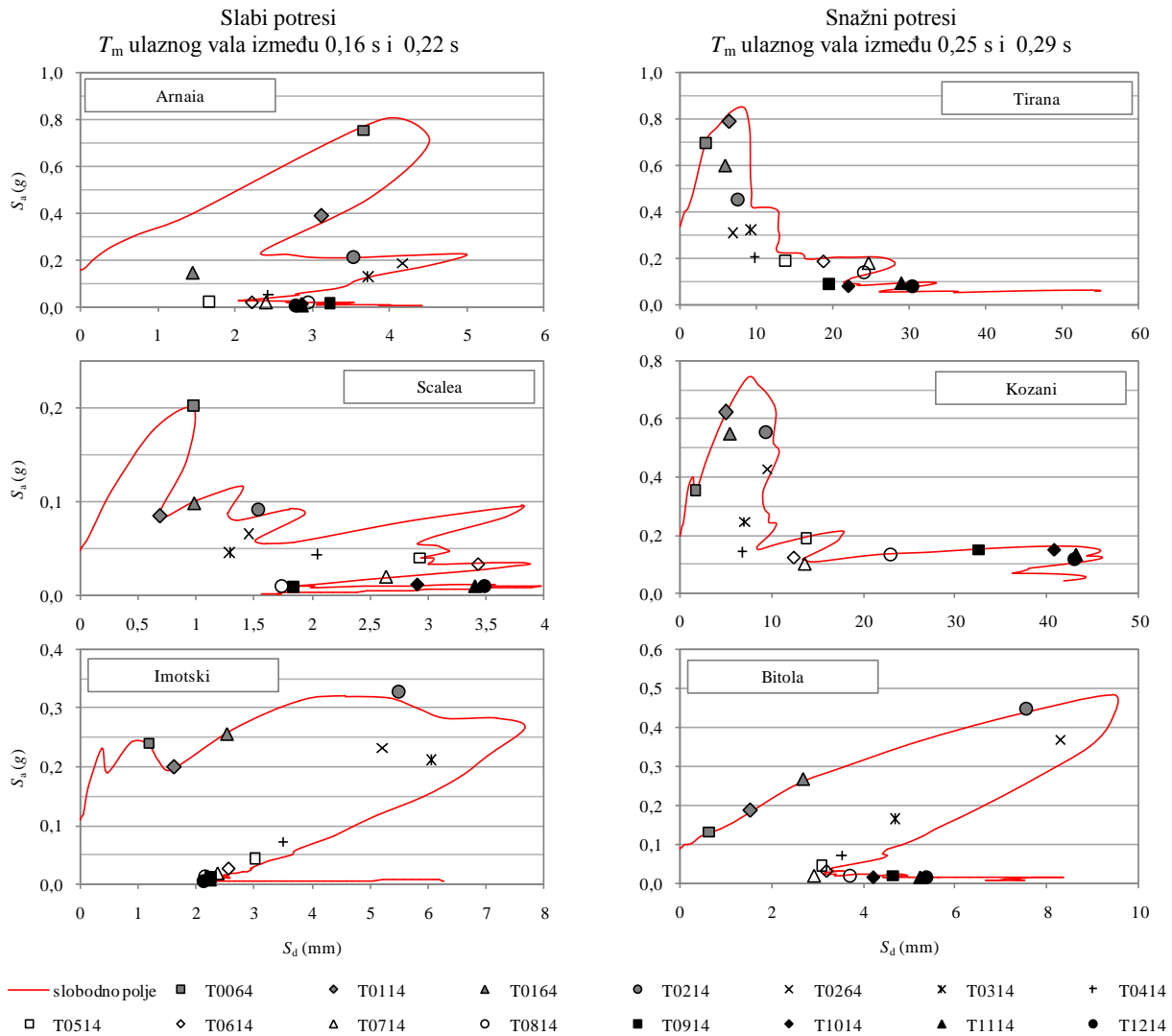
Model T0214 (tablica 43) s produljenim osnovnim periodom osciliranja koji je približno jednak 0,25 s pokazuje najveće vršno ubrzanje pri djelovanju uskopojasnog potresa EQ16 s dominantnim periodom od 0,28 s (tablica 41). Ovdje valja istaknuti da klasično definirani spektar odziva izrađen za potres EQ19 procjenjuje vršno ubrzanje modela T0214 za gotovo 75 %, u odnosu na ubrzanje koje je za isti model procijenjeno direktno uzimajući u obzir i popustljivost temeljnog tla.

Nadalje, popustljivost temeljnog tla utječe na produljenje osnovnog perioda osciliranja modela T0264 koji se mijenja iz 0,264 s u 0,297 s (tablica 43). Ovaj model pokazuje izrazito povećanje ubrzanja pri djelovanju potresa EQ15 i EQ18 (tablica 41), u odnosu na druge potrese, s obzirom da su dominantni periodi ovih potresa bliski produljenom periodu osciliranja modela T0264. Zbog doprinosa od popustljivosti temeljnog tla model T0264 ima za gotovo 50 % veće ubrzanje (slika 175) pri djelovanju potresa EQ15 u odnosu na ubrzanje procijenjeno za isti potres, ali uz pretpostavku da je model upet u temeljno tlo (tj. u odnosu na ubrzanje procijenjeno pomoću klasično definiranog spektra odziva). S druge strane, model T0264 s produljenim periodom od 0,297 s, zbog popustljivosti temeljnog tla, pokazuje oko 30 % manje ubrzanje pri djelovanju potresa EQ11 i EQ13 (tablica 41) u odnosu na isti model upet u temeljno tlo, pri djelovanju istih potresa (slika 175). Potresi EQ11 i EQ13 imaju dominantne i srednje periode koji su manji od produljenog osnovnog perioda osciliranja modela T0264. Kako je ranije spomenuto u ovom poglavlju, za modele s osnovnim periodom osciliranja većim od 0,40 s, procijenjenim za upeto stanje, učinci popustljivosti temeljnog tla imaju praktično zanemariv utjecaj na odziv.

Pregledom rezultata danih na slikama 174 i 175 je uočeno da normirani spektri odziva procjenjuju odziv konstrukcija kod kojih se, zbog popustljivosti temeljnog tla, javlja produljeni osnovni period osciliranja veći od dominantnog perioda potresa. S druge strane, klasični spektri odziva u velikoj mjeri

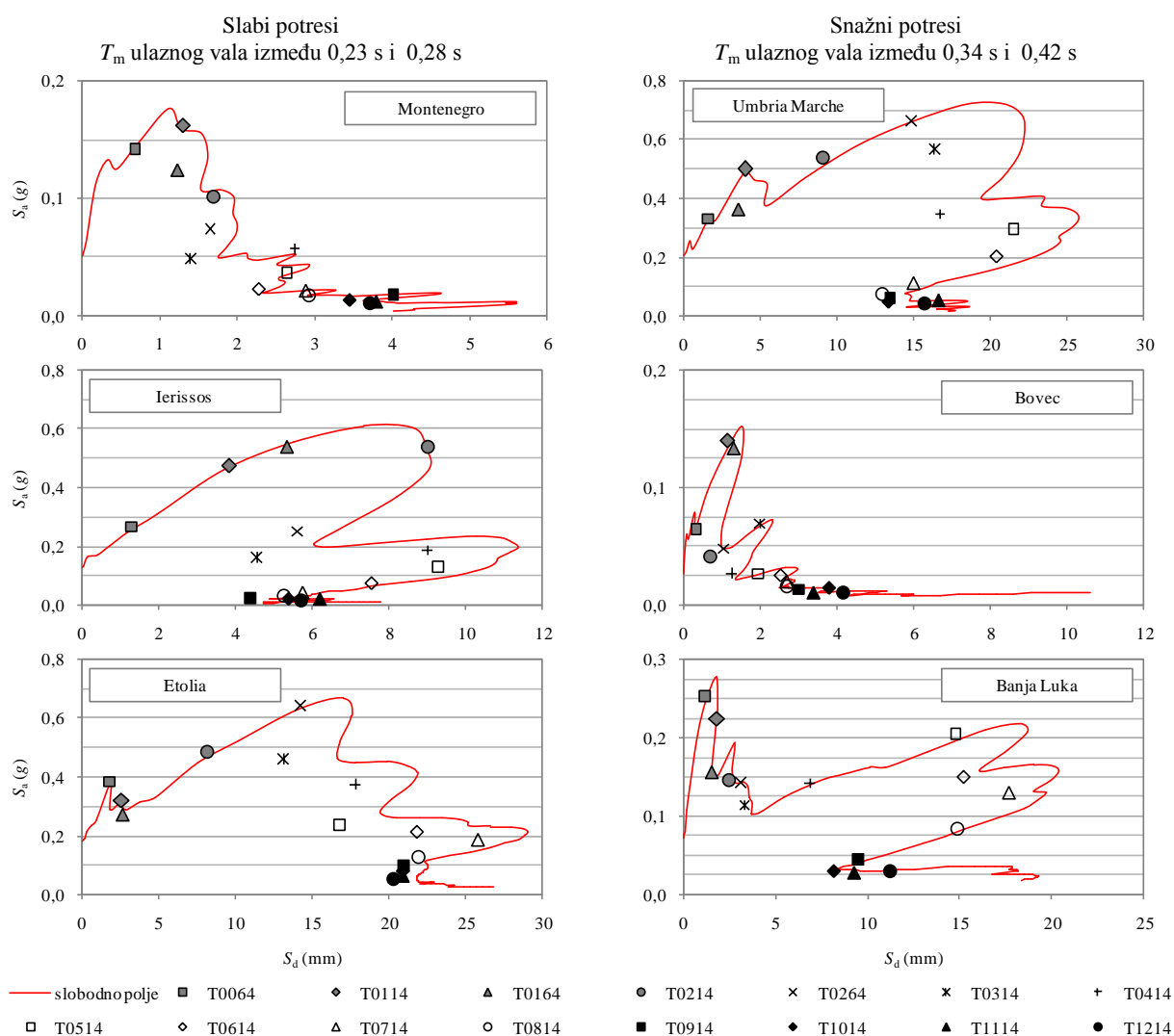
podcjenjuju odziv plitko temeljenih konstrukcija ako je njihov produljeni period osciliranja manji od predominantnog perioda potresa. Kako su potresi izrazito stohastičke prirode, konstrukcije nije moguće projektirati s ciljem izbjegavanja svih mogućih potresa. No, moguće je, nakon temeljite i opsežne analize provedene na velikom broju sustava tlo-konstrukcija te statističke obrade rezultata proračuna, dati prijedloge za korekciju normiranih spektara odziva tako da uključuju učinke međudjelovanja tla i konstrukcija, ali s obzirom na opipljive i manje stohastičke parametre, poput dinamičkih svojstava tla i konstrukcije. Za razliku od potresnih valova, dinamička svojstva tla i konstrukcija mogu biti ovisna o ljudskome faktoru

Dijagrami na slikama od 176 do 178 pokazuju spektre odziva u formatu ubrzanje-pomak. Spektri pokazani na slikama od 176 do 178 su, kao u prethodnom poglavlju, izrađeni konvencionalnim putem, tj. za obrnuto njihalo upeto u podlogu, i to za 5 %-tno prigušenje.



Slika 176. Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 60HS-MS (crvena linija, konvencionalni spektar odziva) i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 60HS-MS (monokromatski markeri) pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s niskim vrijednostima srednjih perioda

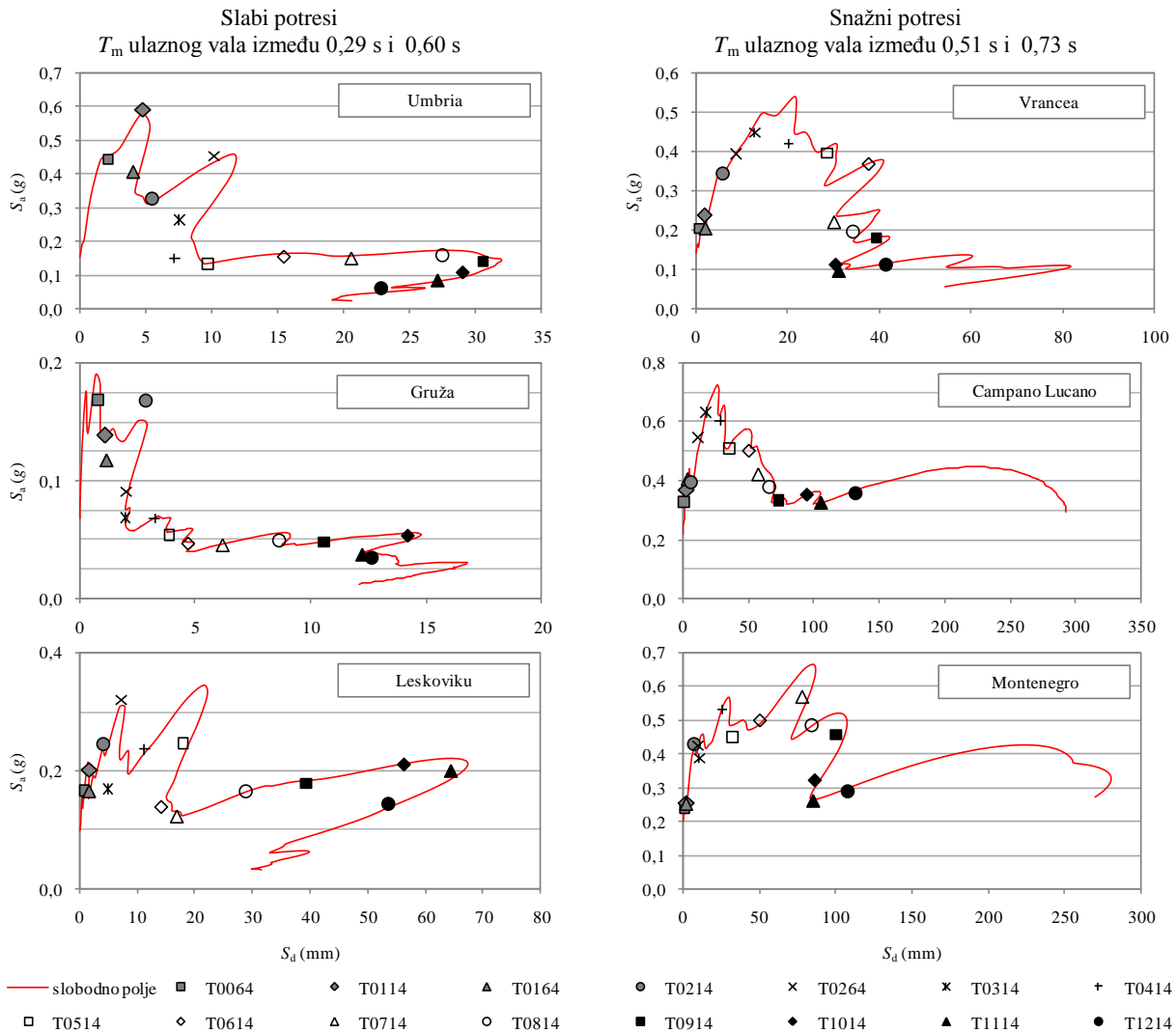
Uz dijagrame pokazane na slikama od 176 do 178 su, kao u prethodnom poglavlju, monokromatskim markerima zabilježeni odzivi istih obrnutih njihala pričvršćenih za kruti kvadratni temelj i položeni na temeljno tlo. Markerima su točke preuzete sa spektra odziva u formatu ubrzanje-pomak zabilježenog na temelju modela, također za 5 %-tno prigušenje. Spektri odziva su na slikama od 176 do 177, kao i u prethodnom poglavlju, poredani s obzirom na srednji period potresa i to od najmanjeg prema najvećem srednjem periodu.



Slika 177. Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 60HS-MS (crvena linija, konvencionalni spektar odziva) i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 60HS-MS (monokromatski markeri) pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova sa srednjim vrijednostima srednjih perioda

Pregledom rezultata proračuna, danih na slikama od 176 do 178, je primjećeno da spektralne krivulje za potrese sa srednjim periodom vrlo bliskim ili većim od osnovnog perioda osciliranja tla ($T_0 = 0,46$ s) mogu biti korišteni za procjenu odziva plitko temeljenih konstrukcija. U tom svjetlu monokromatski markeri u velikoj većini slučajeva zauzimaju svoje mjesto na spektralnoj krivulji (puna crvena linija) ili su smješteni vrlo blizu ove krivulje. Kao kod plitkih naslaga (20RB), i u slučaju vrlo dubokih naslaga

(60HS) klasično definirani spektri odziva mogu biti korišteni za procjenu odziva plitko temeljenih konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja za upeto stanje manjim od 0,20 s.



Slika 178. Usporedba potresnog odziva konstrukcija upetih u tlo 60HS-MS (crvena linija, konvencionalni spektar odziva) i plitko temeljenih pandana kojima je omogućeno klizanje i ljuljanje na tlu 60HS-MS (monokromatski markeri) pri djelovanju slabih i snažnih baznih ulaznih potresnih valova s visokim vrijednostima srednjih perioda

Monokromatski markeri za konstrukcije s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,20 s na slikama od 176 do 177 u općenito nalaze svoje mjesto na spektralnim krivuljama ili je njihova udaljenost od spektralnih krivulja praktično zanemariva. Također, kao kod plitkih naslaga na osnovnoj stijeni, u slučaju dubokih naslaga odziv konstrukcija s osnovnim periodima osciliranja između 0,20 i 0,60 s, procijenjenim za upeto stanje, pokazuju velika odstupanja od klasično definiranih spektralnih krivulja. Stoga je za plitko temeljene konstrukcije s osnovnim periodima osciliranja između 0,20 i 0,60 s, za upeto stanje, potrebno definirati nove spektre odziva koji bi uključivali učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Međutim, klasično definirani spektri odziva, dani za potrese zabilježene na dubokim naslagama, mogu

biti korišteni za procjenu odziva plitko temeljenih konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja većim od 0,60 s, procijenjenim za upeto stanje.

8 PRIJEDLOG UKLJUČIVANJA UČINAKA MEĐUDJELOVANJA TLA I KONSTRUKCIJA U PRORAČUN N2 METODOM

Nelinearna statička N2 metoda je iznimno praktičan alat za procjenu potresnog ponašanja konstrukcija. Povezuje metodu proračuna postupnim guranjem na modelu konstrukcije s više stupnjeva slobode i metodu proračuna na zamjenskom sustavu s jednim stupnjem slobode uz primjenu spektra odziva (Fajfar, Fischinger, Isaković, 2000; Fajfar, 2000; Čaušević, 2010).

8.1 O nelinearnoj statičkoj N2 metodi: svojstva, primjene i kratki razvoj kroz povijest te niše ka nadogradnji

Pretvorbu sustava s više stupnjeva slobode u zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode omogućava svojstvo raspodjele horizontalnih sila uz primjenu metode postupnog guranja s obzirom na pretpostavljeni oblik pomaka (Fajfar, Fischinger, Isaković, 2000; NIST, 2012). Međutim, rezultati N2 metode su prihvatljivo točni ako konstrukcija predominantno oscilira u prvom obliku (npr. Fajfar, 2000; Čaušević, 2010). Nedavno su uloženi naporu kako bi se ova metoda proširila tako da uključuje i više oblike osciliranja (Kreslin i Fajfar, 2012). Osim toga, poznato je da N2 metoda u obzir ne uzima akumulirano opterećenje, koje pri potresima dugog trajanja može biti znatno (Mitrović i Čaušević, 2009).

Primjena i poboljšanja N2 metode su opisana u mnogobrojnim znanstvenim radovima (npr. Fajfar i Gašperčić, 1996; Fajfar, 2000; Fajfar, Fischinger, Isaković, 2000; Čaušević, 2010; Kilar i Koren, 2010; Bhatt i Bento, 2011; Koren i Kilar, 2011; Kreslin i Fajfar, 2011; Lagaros i Fragiadakis, 2011; Kreslin i Fajfar, 2012; Magliulo, Maddaloni i Cosenza 2012). Također, ova metoda nalazi primjenu u proračunima zgrada na izolatorima (npr. Kilar i Koren, 2008; Kilar i Koren, 2010; Koren i Kilar, 2011). No, prema

autorovim spoznajama, njena primjena još nije pokazana u svjetlu međudjelovanja tla i konstrukcija. Proračun u skladu s očekivanim odzivom postaje rutina u inženjerskoj praksi i jasno je kako postoji potreba za proširivanjem neelastičnog proračuna na sustave tlo-temelj-konstrukcija.

Iako je razina osviještenosti o učincima međudjelovanja tla i konstrukcija visoka, trenutna praksa ne uzima u obzir da ovi učinci mogu utjecati na smanjenje zahtijevane duktilnosti konstrukcija (Gazetas, 2006; Paolucci, Shirato, i Yilmaz, 2008; Escoffier i Chazelas, 2014). Ovo se smatra djelomično opravdanim (Paolucci, Shirato, i Yilmaz, 2008; Escoffier i Chazelas, 2014) zbog nedostatka dobro uspostavljenih i kalibriranih metoda za izučavanje ponašanja sustava tlo-temelj. Uz dobru procjenu svojstva temeljnog tla i pravilno dimenzioniranje temelja, tlo bi moglo poslužiti kao protupotresni izolator. Ovo potvrđuju i Anastasopoulos i suradnici (2010) i Gazetas (2013). Ukoliko se konstrukciji dozvoli ljuljanje i klizanje po temeljnom tlu za vrijeme trajanja potresa, na kontaktu između temelja i temeljnog tla se stvara dodatan mehanizam za trošenje energije. Dozvoljavanje pojave ovakvog mehanizma bi omogućilo smanjivanje zahtijevane duktilnosti konstrukcije. Müller i Keintzel (1982) su istaknuli da učinci međudjelovanja tla i konstrukcije mogu smanjiti zahtijevanu duktilnost kod niskih, zdepastih konstrukcija, dok su ovi učinci zanemarivi s obzirom na duktilnost fleksibilnih, vitkih konstrukcija.

Pregledom literature je ustanovljeno da se numerički modeli naprava za potresnu izolaciju konstrukcija (npr. Šimunić i Skender, 2010) i numerički modeli za tlo, definirani kao set opruga-prigušivač (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Towhata, 2008), temelje na gotovo identičnom konceptu. Rad objavljen nakon revizije japanskih normi iz 2000. godine (Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2003) ističe da spektar odziva definiran za osnovnu stijenu može biti korišten za sve zgrade pa tako i za zgrade na izolatorima. Iz toga slijedi da su normirani spektri odziva primjenjivi za rješavanje problema međudjelovanja tla i konstrukcija. Američke norme (npr. FEMA, 2005; ASCE, 2014) daju postupke za uključivanje međudjelovanja tla i konstrukcija u nelinearne statičke proračune postupnim guranjem. Prema FEMA (2005) i NIST (2012) elastične spektre odziva je moguće modificirati tako da uključuju učinke kinematskog međudjelovanja i prigušenje iz temelja te ih kao takve koristiti u metodi spektra kapaciteta i metodi koeficijenata. N2 metoda, metoda spektra kapaciteta te metoda koeficijenata su temeljene na sličnom konceptu i sve po pristupu rješavanja problema one su nelinearne statičke (npr. Mitrović i Čaušević, 2009; Čaušević, 2010). Spomenute tri metode se u većini slučajeva provode uz pretpostavku o konstrukciji upetoj u čvrstu podlogu, pri čemu se podrhtavanje podloge uvodi preko spektra odziva ubrzanja zabilježenog na slobodnoj površini tla.

Ako se promatraju dvije iste zgrade, od kojih je jedna plitko temeljena na tlu, a druga je smještena na izolatoru, može se reći da obje zgrade predominantno osciliraju u (gotovo istom) prvom obliku, s obzirom da se u oba slučaja na popustljivom mediju nalazi relativno kruti blok. Ovo je važna pretpostavka koja ide

u prilog sprezanju N2 metode i popustljivosti temeljne podloge. Na ovakvoj pretpostavci su i Kilar i Koren (2008) pokazali primjenu N2 metode u proračunu zgrada na izolatorima.

8.2 Korak-po-korak postupak uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračun N2 metodom

U ovom poglavlju je kroz 10 koraka dan prijedlog za provođenje proračuna konstrukcija primjenom N2 metode uz uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija.

1. korak: podatci o tlu i konstrukciji. Odrediti osnovne podatke o temeljnom tlu i konstrukciji (geometrija, svojstva materijala i drugo) te odnos moment-rotacija za konstrukciju (Fajfar, Fischinger, Isaković, 2000).

2. korak: određivanje kapaciteta konstrukcije. Kapacitet predstavlja otpornost konstrukcije, dok ukupni kapacitet konstrukcije ovisi o kapacitetu deformabilnosti. Pri opterećivanju konstrukcija uobičajenim opterećenjem one uglavnom ostaju neoštećene, tj. u elastičnom području, i kod takvih je konstrukcija odnos između nosivosti i deformacije linearan. No, snažna podrhtavanja tla mogu uzrokovati plastifikaciju određenih elemenata konstrukcije te se kod takvih konstrukcija javlja nelinearno ponašanje. Ovakvo nelinearno ponašanje konstrukcije je moguće procijeniti metodom postupnog guranja (npr. Fajfar, Fischinger i Isaković, 2000; CEN, 2004a). U okviru metode postupnog guranja model konstrukcije upet u temeljnu podlogu se podvrgava monotono rastućem horizontalnom opterećenju (npr. Mitrović i Čaušević, 2009; Kilar i Koren, 2010), što dopušta i CEN (2004a). Ovo opterećenje predstavlja inercijske sile od djelovanja potresa. Pri opterećivanju se javlja postupno popuštanje i eventualno otkazivanje određenih konstrukcijskih elemenata. Popuštanje i plastifikacija uzrokuju pad krutosti konstrukcijskog sustava, a konačni rezultat ovakve analize konstrukcije je nelinearna krivulja kapaciteta koja pokazuje odnos ukupne poprečne sile na razini temelja te pomaka vrha konstrukcije. Poznato je da horizontalno opterećenje po visini konstrukcije može biti zadano kao jednoliko, trokutasto ili u obliku modalne raspodjele (Čaušević, 2010). Europske norme (CEN, 2004a) propisuju proračun provesti za minimalno dvije različite raspodjele opterećenja i za to preporučuju jednoliko opterećenje i opterećenje u obliku modalne raspodjele. Horizontalna opterećenja moraju biti zadana u težištu mase za svaki kat (CEN, 2004a). Nedavno istraživanje provedeno na višekatnici (Mitrović i Čaušević, 2009) je pokazalo da se neovisno o raspodjeli horizontalnog opterećenja (trokutasto, konstantno ili prema prvom obliku osciliranja konstrukcije) dobiva vrlo slična krivulja kapaciteta. S druge strane, Kilar i Koren (2010), koji su također proveli analizu na višekatnici, ističu da se najbolje rješenje dobiva za raspodjelu horizontalnog

opterećenja koja odgovara prvom obliku osciliranja konstrukcije. Čaušević (2010) navodi kako je proračun metodom postupnog guranja moguće provesti za bilo koju silu, no preporuča proračun za vrijednost procijenjene ukupne poprečne sile u podnožju konstrukcije. Proračun metodom postupnog guranja je moguće provesti u računalnim programima poput Ruaumoko (Carr, 2007), SAP2000 (CSI, 2009) ili SeismoStruct (Seismosoft, 2012). Proračunom dobivena krivulja kapaciteta se idealizira bilinearnim, elastoplastičnim odnosom sila-pomak. Pri određivanju granice popuštanja je potrebna inženjerska prosudba, pri čemu valja imati na umu da veća usvojena vrijednost granice popuštanja rezultira manjom početnom krutosti i obrnuto (Čaušević i Zehentner, 2007; Mitrović i Čaušević, 2009), što se u konačnici očituje u vrijednosti osnovnog perioda osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode.

3. korak: određivanje zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode. Kako je spektar odziva ključ za primjenu metode N2, konstrukcijski sustav s više stupnjeva slobode je nužno pretvoriti u zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode. Postupak je detaljno opisan u europskoj normi za proračun konstrukcija otpornih na potrese (CEN, 2004a). Masu zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode je moguće odrediti primjenom sljedećeg izraza:

$$m_{ekv} = \sum m_i \cdot \Delta_i \quad (183)$$

gdje je m_i masa i -tog kata konstrukcije, a Δ_i pretpostavljeni pomak i -tog kata. Nadalje, kako bi bilo moguće odrediti osnovni period osciliranja (upetog) zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode, nužno je odrediti faktor koja diktira pretvorbu sustava s više stupnjeva slobode u sustav s jednim stupnjem slobode:

$$\Gamma = \frac{m_{ekv}}{\sum m_i \cdot \Delta_i^2} \quad (184)$$

Isti proračunani faktor se može koristiti za transformaciju pomaka i sila (Mitrović i Čaušević, 2009). Iz krivulje kapaciteta je moguće očitati vrijednost ukupne poprečne sile u podnožju konstrukcije te vrijednost (kontrolnog) pomaka na granici popuštanja za sustav s više stupnjeva slobode, tj. redom F_y i D_y . Ove vrijednosti se pomoću faktora pretvorbe Γ prevode u ekvivalentne veličine za zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode, tj. u:

$$F_{y,ekv} = \frac{F_y}{\Gamma} \quad (185)$$

i

$$D_{y,ekv} = \frac{D_y}{\Gamma} \quad (186)$$

S obzirom da su pomak i krutost u direktnoj vezi, moguće je izraz (186) transformirati u sljedeći izraz pomoću kojega je moguće odrediti elastični period zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode:

$$T_{1,ekv} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ekv} \cdot D_{y,ekv}}{F_{y,ekv}}} \quad (187)$$

Poznajući masu zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode te silu pri kojoj se javlja popuštanje zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode, u svjetlu drugog Newtonovog zakona je moguće procijeniti ubrzanje na granici popuštanja, što potvrđuju Čaušević i suradnici (npr. Čaušević i Zehentner, 2007; Mitrović i Čaušević, 2009):

$$S_{ay} = \frac{F_{y,ekv}}{m_{ekv}} \quad (188)$$

U tom svjetlu je moguće odrediti i dijagram kapaciteta u formatu ubrzanje-pomak dijeljenjem sila s ekvivalentnom masom (Čaušević i Zehentner, 2007).

4. korak: procjena važnosti uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije u proračun.

Nakon definiranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode valja procijeniti važnost uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračun, s obzirom na geometriju konstrukcije te dinamička svojstva tla i konstrukcije. Međutim, u svjetlu europskih normi (CEN, 2004a) je ovaj korak moguće preskočiti s obzirom da spomenute norme navode kako numerički model uvijek mora uključivati učinke međudjelovanja tla i konstrukcije. Učinke međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima valja uključiti ako vrijedi sljedeće:

$$\psi_1 = \frac{H_{ekv}}{T_{1,ekv} \cdot v_s} > 0,05 \quad (189)$$

gdje je H_{ekv} visina zamjenskog sustava, v_s brzina širenja posmičnog vala u stupcu temeljnog tla, a $T_{1,ekv}$ osnovni period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode. U svjetlu određivanja mase zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode, moguće je odrediti i efektivnu visinu konstrukcije (Pettinga i Priestley, 2005). Visinu zamjenskog sustava je moguće odrediti primjenom sljedećeg izraza:

$$\underline{H}_{ekv} = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i} \quad (190)$$

Bezdimenzijski parametar krutosti ψ_1 se općenito smatra najboljim pokazateljem važnosti uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima. Također, učinke međudjelovanja tla i konstrukcije valja uzeti u obzir ako je omjer osnovnog perioda osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode $T_{1,ekv}$ i osnovnog perioda osciliranja tla T_0 približno jednak 1, tj. ako vrijedi:

$$\psi_3 = \frac{T_{1,ekv}}{T_0} \approx 1 \quad (191)$$

U izrazu (191) je umjesto predominantnog perioda potresa korišten osnovni period osciliranja tla. S obzirom na stohastičku prirodu potresa, autorov je stav kako predominantni period nekog ranijeg potresa, očitao iz spektra odziva, ne može biti valjan ulazni parametar za procjenu važnosti uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije u proračun. S druge strane, dobro je poznato kako je amplifikacija energije potresnih valova najizraženija pri frekvencijama koje su vrlo bliske osnovnoj frekvenciji osciliranja temeljnog tla. U tom svjetlu je autorovo mišljenje da je osnovni period osciliranja tla razboritiji ulazni parametar u izraz (192). Osnovni period osciliranja temeljnog tla je moguće odrediti primjenom sljedećeg izraza:

$$T_0 = \frac{4 \cdot h_s}{v_s} \quad (192)$$

gdje je h_s ukupna visina naslaga iznad osnovne stijene, a v_s srednja brzina širenja posmičnog vala. Kako bi se u kod procjene osnovnog perioda temeljnog tla u obzir uzeo i pritisak od konstrukcije, preporučljivo je brzinu širenja posmičnih valova u tlu procijeniti primjenom sljedećeg izraza prema NIST (2012):

$$v_{s,F} \approx v_s(z) \cdot \left(\frac{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma'_v(z)}{\sigma'_v(z)} \right)^{n/2} \quad (193)$$

gdje je $v_s(z)$ srednja brzina širenja posmičnog vala pri deformacijama manjim od 10^{-5} na dubini z , $\sigma'_v(z)$ efektivno naprezanje zbog vlastite težine tla na dubini z , $\Delta\sigma'_v(z)$ dodatno vertikalno naprezanje u tlu zbog težine konstrukcije na dubini z , a n je koeficijent približno jednak 0,5 za nevezane materijale, a 1 za kohezivne materijale s indeksom plastičnosti većim od 6,5 (NIST, 2012). Efektivno vertikalno naprezanje po dubini tla od vlastite težine je moguće procijeniti primjenom sljedećeg izraza (npr. Knappett i Craig, 2012):

$$\sigma'_v(z) = (\rho - \rho_w) \cdot g \cdot z \quad (194)$$

gdje je ρ gustoća materijala tla, ρ_w gustoća vode, g gravitacijsko ubrzanje, a z promatrana dubina u tlu. Ako je tlo suho, gustoću vode u izrazu (194) je potrebno zanemariti. Za temeljno tlo opterećeno pravokutnim ili kvadratnim temeljem, dodatno vertikalno naprezanje u stupcu tla ispod središta temelja je moguće procijeniti preko sljedećeg izraza (npr. Das, 2009):

$$\Delta\sigma'_v(z) = q \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{m \cdot n}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \cdot \frac{1+m^2+2n^2}{(1+n^2) \cdot (m^2+n^2)} + \sin^{-1} \left(\frac{m}{\sqrt{m^2+n^2} \cdot \sqrt{1+n^2}} \right) \right) \quad (195)$$

gdje je q pritisak na temeljno tlo od konstrukcije, a m_q i n_q su parametri koji u obzir uzimaju geometriju temelja, a računaju se redom koristeći sljedeće izraze:

$$m_q = \frac{L_f}{B_f} \quad (196)$$

i

$$n_q = \frac{z}{B_f} \quad (197)$$

gdje su L_f i B_f redom pola duljine i pola širine temelja, a z promatrana dubina u tlu mjerena od površine tla. Ukoliko se osnovna stijena nalazi na velikoj dubini, što je čest slučaj, za h_s se može usvojiti 30 m te je za tu dubinu naslaga potrebno odrediti i srednju brzinu širenja posmičnih valova. Drugi vlastiti period osciliranja tla $T_{0,sec}$ je moguće procijeniti prema izrazu koji daju japanske norme (JSCE, 2000; Midorikawa, Okawa, Iiba i Teshigaware, 2004):

$$T_{0,sec} = \frac{T_0}{3} \quad (198)$$

Također je preporučljivo da se osnovni period osciliranja konstrukcije razlikuje od drugog vlastitog perioda osciliranja tla. Konačno, vrlo dobar pokazatelj važnosti uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima je omjer mase konstrukcije i mase temeljnog tla do dubine koja odgovara visini konstrukcije (npr. Verbič, 1972; Pitilakis, D. et al., 2008):

$$\psi_5 = \frac{m_{ekv}}{\rho_{fs} \cdot A_f \cdot \underline{H}_{ekv}} \quad (199)$$

gdje je m masa konstrukcije za osnovni oblik osciliranja konstrukcije), ρ_{fs} gustoća materijala temeljnog tla (približno 1900 kg/m^3), A_f površina temelja, a H_{ekv} visina zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode. Pretpostavlja se da je učinke međudjelovanja tla i konstrukcije potrebno uzeti u obzir čak i u slučaju kada je $\psi_1 < 0,5$ i $\psi_3 \neq 1$, ako je parametar $\psi_5 \geq 10$ (npr. Ptilakis, D. et al., 2008). Vrijednost parametra mase ψ_5 se za uobičajene zgrade kreće između 0,10 i 0,20.

5. korak: procjena produženog perioda osciliranja i efektivnog prigušenja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode. Kako bi se otvorila mogućnost procjene produženog osnovnog perioda osciliranja konstrukcije i efektivnog prigušenja, prvo je potrebno procijeniti krutost temeljnog tla za slučaj horizontalnog gibanja i ljuljanja temelja, redom:

$$k_x = \frac{8 \cdot G_{s,1} \cdot r_{ekv}}{2 - \eta_{s,1}} \cdot \left(\frac{1 + 0,5 \frac{r_{ekv}}{h_1}}{1 + 0,5 \frac{r_{ekv}}{h_1} \frac{G_{s,1}}{G_{s,2}}} \right) \quad (200)$$

i

$$k_{yy} = \frac{8 \cdot G_{s,1} \cdot r_{ekv}^3}{3 \cdot (1 - \eta_{s,1})} \cdot \left(\frac{1 + 1,67 \frac{r_{ekv}}{h_1}}{1 + 1,67 \frac{r_{ekv}}{h_1} \frac{G_{s,1}}{G_{s,2}}} \right) \quad (201)$$

gdje je $G_{s,1}$ srednja vrijednost modula posmika za prvih 30 m naslaga, r_{ekv} je polumjer ekvivalentnog kružnog temelja, $\eta_{s,1}$ je srednja vrijednost Poissonovog koeficijenta za prvih 30 m naslaga, h_1 odgovara 30 m ili manje ako se osnovna stijena nalazi na dubini manjoj od 30 m, $G_{s,2}$ je srednja vrijednost modula posmika za slojeve naslaga do dubine pri kojoj brzina širenja posmičnih valova dostiže 400 m/s, odnosno za osnovnu stijenu ako se ona nalazi na maloj dubini. Za pretvorbu oblika temelja iz pravokutnog ili kvadratnog u kružni se mogu koristiti sljedeći izrazi:

$$r_{ekv} = \sqrt{\frac{4 \cdot B_f \cdot L_f}{\pi}} \quad \text{za horizontalno gibanje} \quad (202)$$

i

$$r_{ekv} = \sqrt[4]{\frac{16 \cdot B_f^3 \cdot L_f}{3\pi}} \quad \text{za ljuljanje} \quad (203)$$

Produženi period osciliranja konstrukcije zbog popustljivosti temeljnog tla je moguće dobro procijeniti pomoću sljedećeg izraza, što je pokazano u *poglavlju 7.2*:

$$T_{ssi} = T_{1,ekv} \sqrt{1 + \frac{k_{ekv}}{k_x} + \frac{k_{ekv} \cdot H_{ekv}^2}{k_{yy}}} \quad (204)$$

gdje je $T_{1,ekv}$ osnovni period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode upetog u podlogu, k_{ekv} je krutost zamjenskog upetog sustava s jednim stupnjem slobode, H_{ekv} visina zamjenskog upetog sustava s jednim stupnjem slobode, k_x je horizontalna krutost temeljnog tla, a k_{yy} je rotacijska krutost temeljnog tla. S obzirom da je krutost tla u funkciji frekvencije pobude, umjesto statičkih krutosti za tlo, u izrazu (204) je moguće koristiti dinamičke krutosti za translacijske i rotacijske opruge, koje se redom mogu procijeniti primjenom sljedećih izraza:

$$k_{x,din} = \alpha_x k_x \quad (205)$$

i

$$k_{yy,din} = \alpha_{yy} k_{yy} \quad (206)$$

gdje su koeficijenti α_x i α_{yy} bezdimenzijski koeficijenti za dinamičku krutost u funkciji bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 i mogu se očitati s dijagrama danih na slikama od 158 do 161 ili primjenom rezultata istraživanja koje daju Wong i Luco (1985). Bezdimenzijski parametar frekvencije α_0 je moguće procijeniti preko sljedećeg izraza:

$$\alpha_0 = \frac{2\pi \cdot f_{1,ekv} \cdot r_{ekv}}{v_s} \quad (207)$$

gdje je $f_{1,ekv}$ osnovna frekvencija osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode, r_{ekv} polumjer ekvivalentnog kružnog temelja, a v_s je srednja brzina širenja posmičnog vala po dubini promatranog profila temeljnog tla. Ukoliko se u izrazu (204) koriste dinamičke, frekvencijski ovisne, krutosti opruga kojima se simulira tlo, postupak procjene produženog osnovnog perioda osciliranja konstrukcije je iteracijskim. Međutim, poznato je da izraz (204) daje dobru procjenu produženog osnovnog perioda osciliranja i za statičke krutosti opruga za tlo (Veletsos i Meek, 1973). Također, Jennings i Bielak (1972) ističu da je osnovna frekvencija konstrukcije najpogodnija frekvencija kojom bi se jednoznačno procijenila vrijednost opruge kao matematičke zamjene za temeljno tlo. Krutost zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode je moguće procijeniti primjenom sljedećeg izraza:

$$\underline{k}_{ekv} = \frac{F_{y,ekv}}{D_{y,ekv}} \quad (208)$$

Također, krutost zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode je moguće odrediti i primjenom sljedećeg izraza:

$$\underline{k}_{ekv} = 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{m_{ekv}}{T_{1,ekv}^2} \quad (209)$$

Efektivno prigušenje konstrukcije na elastičnoj podlozi se može procijeniti primjenom sljedećeg izraza:

$$\xi_{ssi} = \xi_{fs} + \xi \cdot \left(\frac{T_{1,ekv}}{T_{ssi}} \right)^n \quad (210)$$

gdje je ξ koeficijent relativnog prigušenja upete konstrukcije (obično 5 %), a ξ_{fs} prigušenje u temeljnom tlu koje uključuje radijaciju potresnih valova natrag u tlo (tj. geometrijsko prigušenje) i histerežno trošenje energije u tlu (tj. materijalno prigušenje). EkspONENT n ima vrijednost 3 za linearno viskozno konstrukcijsko prigušenje, a 2 za histerežno prigušenje (npr. NIST, 2012) Koeficijent prigušenja u temeljnom tlu je moguće procijeniti pomoću modificiranog izraza koji daju Wolf (1985) i NIST (2012):

$$\xi_{fs} = \left(\frac{T_{sw}}{T_{ssi}} \right)^2 \cdot \xi_{sw} + \left(\frac{T_{ro}}{T_{ssi}} \right)^2 \cdot \xi_{ro} \leq 25\% \quad (211)$$

gdje je T_{sw} period osciliranja sustava s jednim stupnjem slobode pri klizanju temelja na temeljnom tlu, T_{ssi} period osciliranja sustava s jednim stupnjem slobode na popustljivoj podlozi, ξ_{sw} koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla pri klizanju temelja po temeljnom tlu, T_{ro} period osciliranja zamjenskog sustava s jednim stupnjem slobode pri ljuljanju temelja na temeljnom tlu, ξ_{ro} koeficijent relativnog prigušenja u površinskom sloju temeljnog tla zbog ljuljanja temelja na temeljnom tlu. Periode osciliranja plitko temeljene konstrukcije na popustljivom mediju za klizanje i ljuljanje je redom moguće procijeniti primjenom sljedećih izraza:

$$T_{sw} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ekv}}{k_x}} \quad (212)$$

i

$$T_{ro} = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ekv} H^2}{k_{yy}}} \quad (213)$$

gdje su:

$$\xi_{sw} = \frac{\pi \cdot c_x}{T_{ssi} \cdot k_x} \quad (214)$$

i

$$\xi_{ro} = \frac{\pi \cdot c_{yy}}{T_{ssi} \cdot k_{yy}} \quad (215)$$

Koeficijente c_x i c_{yy} za proračun prigušenja u tlu prigušenja za translaciju i rotaciju je redom moguće proračunati primjenom sljedećih izraza (npr. Veletsos i Wei, 1971; Gazetas, 1991a):

$$c_x = \beta_x \frac{k_x \cdot r_{ekv}}{v_s} \quad (216)$$

i

$$c_{yy} = \beta_{yy} \frac{k_{yy} \cdot r_{ekv}}{v_s} \quad (217)$$

gdje su koeficijenti β_x i β_{yy} bezdimenzijski koeficijenti za dinamičko prigušenje u funkciji bezdimenzijskog parametra frekvencije α_0 . Poput ranije spomenutih bezdimenzijskih koeficijenata za dinamičku krutost, i ovi se koeficijenti mogu očitati s dijagrama pokazanih na slikama od 158 do 161 ili primjenom rezultata istraživanja koje daju Wong i Luco (1985).

6. korak: određivanje potresnog zahtjeva. Nakon definiranja osnovnih dinamičkih svojstava konstrukcije i tla, nakon procjene važnosti uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije i, na posljetku, procjene dinamičkih svojstava sustava tlo-konstrukcija, valja odrediti potresni zahtjev. Potresni zahtjev predstavlja učinke djelovanja na konstrukciju, što se u okviru N2 metode definira pomoću spektra odziva (npr. Čaušević, 2010). N2 metoda koristi zapis potresa, tj. spektar odziva, u obliku ubrzanje-pomak, što omogućava vrlo jasnu vizualnu predodžbu postupka i odnosa između osnovnih vrijednosti koje utječu na potresni odziv konstrukcije (Fajfar, 2000; Čaušević, 2010). Za elastični sustav s jednim stupnjem slobode i pripadajućim periodom osciliranja te relativnim prigušenjem vrijedi (Čaušević, 2010):

$$S_{de}(T, \xi) = \omega^2 \cdot S_{ae}(T, \xi) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) \quad (218)$$

gdje je S_{de} elastični spektralni pomak, T period osciliranja sustava, ξ konvencionalno konstrukcijsko relativno prigušenje, ω kružna frekvencija, S_{ae} elastično spektralno ubrzanje. S druge strane, za nelinearni zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode, za koji vrijedi bilinearna veza sila-pomak, spektar odziva ubrzanja je moguće odrediti primjenom sljedećeg izraza (npr. Čaušević, 2010):

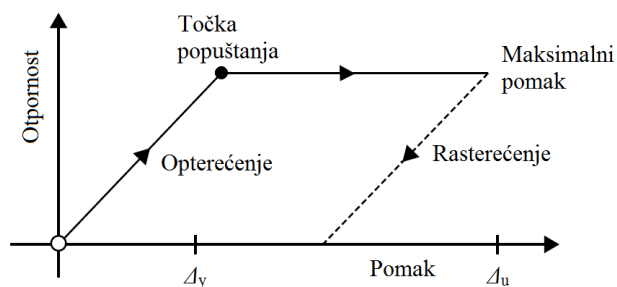
$$S_{ay} = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_{\mu}} \quad (219)$$

Za isti nelinearni zamjenski sustav je moguće odrediti i spektar odziva pomaka primjenom sljedećeg izraza (Čaušević, 2010):

$$S_{dy} = \frac{\mu}{R_{\mu}} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_{\mu}} \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) = \mu \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ay} \quad (220)$$

gdje je μ koeficijent duktilnosti, a R_{μ} je faktor redukcije zbog duktilnosti, tj. radi histereznog trošenja energije kod duktilnih konstrukcija (npr. Čaušević i Zehentner, 2007). Koeficijent duktilnosti se općenito definira kao odnos najvećeg pomaka konstrukcije Δ_u i pomaka konstrukcije pri granici popuštanja Δ_y (slika 179), tj. kao:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (221)$$



Slika 179. Krivulja kapaciteta (de Silva, 2005) (uredio autor)

Prema Stewartu, Comartinu i Moehleu (2004) se uobičajena ciljana razina duktilnosti za proračun gornjeg ustroja konstrukcija kreće između 2 i 4, dok Pettinga i Priestley (2005) ističu da faktor duktilnosti za armiranobetonske konstrukcije ima vrijednost između 3 i 6. U tom svjetlu, Chopra (2007a) je pokazao da se faktor duktilnosti općenito kreće u granicama između 1 i 8. Müller i Keintzel (1980) ističu da je zahtijevana duktilnost za armiranobetonske i čelične konstrukcije vrlo slična.

Fajfar, Fischinger i Isaković (2000) te Čaušević i suradnici (Čaušević i Zehentner, 2007; Mitrović i Čaušević, 2009) predlažu izraze pomoću kojih je moguće procijeniti faktor redukcije:

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{za} \quad \frac{T}{T_C} < 1 \quad (222)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{za} \quad \frac{T}{T_C} \geq 1 \quad (223)$$

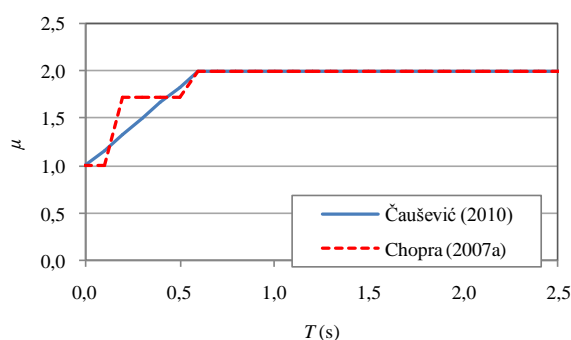
gdje je T_C period pri kojem konstantni dio spektra ubrzanja prelazi u dio spektra s konstantnom brzinom (npr. Čaušević, 2010; Kilar i Koren, 2010). Ove izraze prepoznaju i europske norme (CEN, 2004a). S druge strane, Chopra (2007a) i Gazetas (2012) navode da je faktor redukcije zbog duktilnosti moguće procijeniti primjenom slijedećih izraza:

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{za} \quad T < T_B \quad (224)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{za} \quad T_B \leq T < T_C \quad (225)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{za} \quad T \geq T_C \quad (226)$$

Dijagram na slici 180 pokazuje ovisnost koeficijenta duktilnosti o periodu prema različitim autorima. Dijagram je izrađen za europski (CEN, 2004a) normirani razred tla C i spektar tipa 1 ($T_B = 0,20$ s, $T_C = 0,60$ s) te koeficijent duktilnosti koji iznosi 2. Pregledom dijagrama se može uočiti da izrazi koje daju Čaušević i suradnici i Chopra daju vrlo bliske vrijednosti preko cijelog promatranog raspona frekvencija.



Slika 180. Dijagrami koji pokazuju ovisnost koeficijenta duktilnosti o periodu prema različitim autorima

Duktilnost konstrukcije je prema europskim normama također moguće uključiti u proračun preko faktora ponašanja (CEN, 2004a). Ovo potvrđuju Pettinga i Priestley (2005) te de Silva (2005). Iz izraza (222) i (223) je jasno da je faktor redukcije zbog duktilnosti R_{μ} u funkciji vlastitog perioda osciliranja konstrukcije, koeficijenta duktilnosti te gibanja temeljne podloge. Uz to, Kilar i Koren (2010) navode da je ovaj faktor i u funkciji korištenog histereznog modela te prigušenja. Na temelju pregledane literature je

uočeno da se proračun faktora redukcije zbog duktilnosti općenito provodi s obzirom na period pri kojem konstantni dio spektra ubrzanja prelazi u dio spektra s konstantnom brzinom T_C . Međutim, od ranije je poznato da su normirani spektri odziva ubrzanja izrađeni primjenom konzervativnog zaglađivanja (npr. Ziotopoulou i Gazetas, 2010; Gazetas, 2012). Uz to je poznato da ravni plato normiranog spektra odziva uglavnom sadrži srednje vrijednosti spektralnih ubrzanja koje se vežu uz predominantni perioda potresa, grupirano s obzirom na normirani razred tla (npr. Ptilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012). Međutim, predominantni period potresa je izrazito stohastičke prirode te se može zaključiti da i karakteristični period T_C sadrži određenu mjeru nesigurnosti. S druge strane, dobro je poznato da se energija potresnih valova u najvećoj mjeri amplificira pri frekvencijama koje su vrlo bliske osnovnoj frekvenciji osciliranja tla. U tom svjetlu je moguće zaključiti kako bi osnovni period osciliranja tla bio razboritiji parametar na temelju kojeg bi se trebala provoditi procjena faktor redukcije zbog duktilnosti. Osnovni period tla jednoznačno može opisati lokaciju na kojoj se gradi i tako odrediti smjer dimenzioniranja konstrukcija.

S obzirom na mogućnost uključivanja osnovnog perioda osciliranja tla za procjena faktor redukcije zbog duktilnosti, autor za daljnji proračun u okviru N2 metode predlaže primjenu izraza koje daju Čaušević i suradnici. Ukupni pomak vrha konstrukcije Δ_u je moguće rastaviti na pomak do dostizanja granice popuštanja Δ_y i pomak pri plastifikaciji Δ_p :

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (227)$$

Kod krutih plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima se smatra da je $\Delta_p = 0$ (npr. Renzi, 2009). Ovo potvrđuju i izvještaji s terena izrađeni nakon potresnih događaja (npr. Zeng i Steedman, 1998; Bird et al., 2004; Fardis, 2009), gdje su plitko temeljene zgrade pretrpjele naginjanje ili prevrtanje pri čemu su ostale u elastičnom području. Isto vrijedi i za konstrukcije postavljene na izolatorima (npr. Kilar i Koren, 2008). Prema tome se može zaključiti kako koeficijent duktilnosti za krute plitko temeljene konstrukcije iznosi 1. S druge strane, za fleksibilne konstrukcije ovaj koeficijent poprima vrijednosti veće od 1. Između ostalog, ovo pokazuju i dijagrami na slici 179. Müller i Keintzel (1980, 1982) navode da je najnepovoljniji slučaj za određivanje koeficijenta duktilnosti konstrukcije kada temeljno tlo ostaje u elastičnom području, a kada konstrukcija počinje popuštati. Za taj slučaj daju slijedeći izraz za procjenu koeficijenta duktilnosti:

$$\mu_{ssi} = 1 + (\mu - 1) \cdot \left(\frac{T_1}{T_{ssi}} \right)^2 \quad (228)$$

Stewart, Comartin i Moehle (2004) dodaju da se koeficijent duktilnosti za konstrukcije kod kojih dominira ljuljanje na temeljnom tlu (kao suprotnost horizontalnom gibanju) može dodatno korigirati. U tom slučaju koeficijent duktilnosti valja pomnožiti s kvadratom faktora za redukciju brzine širenja

posmičnih valova u tlu, tj. s n_{vs}^2 . Ovaj faktor propisuju i europske norme, između ostalih, a u tablici 44 je pokazan u ovisnosti o očekivanom maksimalnom ubrzanju tla. Korekcijom koeficijenta duktilnosti primjenom faktora redukcije za brzinu širenja posmičnih valova u tlu, kako ga propisuju europske norme, se u obzir uzima i nelinearna priroda tla.

Tablica 44. Faktor redukcije za brzinu širenja posmičnih valova u tlu (prema CEN, 2004b)

$\ddot{u}_{gm}(g):$	$\leq 0,10$	0,20	$\geq 0,30$
$n_{vs}:$	0,90 ($\pm 0,07$)	0,70 ($\pm 0,15$)	0,60 ($\pm 0,15$)

Izrazi (222) i (223) su modificirani tako da sada uključuju učinke međudjelovanja tla i konstrukcije:

$$R_{\mu,ssi} = (n_{vs}^2 \cdot \mu_{ssi} - 1) \cdot \frac{T_{ssi}}{T_0} + 1 \quad \text{za} \quad \frac{T_{ssi}}{T_0} < 1 \quad (229)$$

$$R_{\mu,ssi} = n_{vs}^2 \cdot \mu_{ssi} \quad \text{za} \quad \frac{T_{ssi}}{T_0} \geq 1 \quad (230)$$

Konačno se izraz (219) može zapisati na način da uključuje učinke međudjelovanja tla i konstrukcije:

$$S_{ay} = \frac{S_{ae}(T_{ssi}, \xi_{ssi})}{R_{\mu,ssi}} \quad (231)$$

7. korak: određivanje potresnog zahtjeva za zamjenski sustav s jednim stupnjem slobode. Izraz (231) je sada moguće zapisati u slijedećem obliku:

$$R_{\mu,ssi} = \frac{S_{ae}(T_{ssi}, \xi_{ssi})}{S_{ay}} \quad (232)$$

iz čega se može odrediti faktor redukcije zbog duktilnosti. Primjenom izraza (229) i (230), ovisno o omjeru T_{ssi} i T_0 , je moguće odrediti koeficijent duktilnosti μ_{ssi} i na posljertku vrijednost ciljanog pomaka

$$D_{y,ekv} = S_{dy} = \frac{n_{vs}^2 \cdot \mu_{ssi}}{R_{\mu,ssi}} \cdot S_{de}(T_{ssi}, \xi_{ssi}) \quad (233)$$

8. korak: određivanje ciljanog pomaka vrha sustava s više stupnjeva slobode. Primjenom izraza (186) se proračunava ciljani pomak za sustav s više stupnjeva slobode:

$$D_t = \Gamma \cdot D_{y,ekv} \quad (234)$$

Prema europskim propisima (CEN, 2004a) je vrijednost ciljanog pomaka vrha sustava s više stupnjeva slobode potrebno pomnožiti s 1,50 te za tu vrijednost provesti proračun. Maksimalni pomaci katova se dobivaju iz ciljanog pomaka za sustav s više stupnjeva slobode i ovisno o pretpostavljenom obliku pomaka s početka proračuna.

9. korak: lokalni potresni zahtjevi. Proračun postupnim guranjem se provodi na sustavu s više stupnjeva slobode do vrijednosti ciljanog pomaka određenog u prethodnom koraku. Ovakav proračun daje lokalne potresne zahtjeve u svjetlu katnih pomaka i rotacija (npr. Fajfar, Fischinger i Isaković, 2000).

10. korak: procjena ponašanja i oštećenja. Procjena ponašanja i oštećenja se provodi preko usporedbe očekivanog lokalnog i globalnog potresnog zahtjeva s kapacitetima za relevantnu razinu ponašanja (Fajfar, Fischinger i Isaković, 2000).

Prijedlog proračuna metodom N2 uz uključene učinke međudjelovanja tla i konstrukcija zahtjeva provjeru s obzirom na rezultate eksperimentalnih istraživanja, odnosno s obzirom na druge točnije metode proračuna (npr. nelinearni proračun u vremenu) ili druge slične metode koje daju svjetske norme (v. Čaušević i Zehentner, 2007; Mitrović i Čaušević, 2009; Čaušević, 2010).

9 ZAKLJUČAK I SMJERNICE ZA DALJNJA ISTRAŽIVANJA

Vođen prvom hipotezom, rad je primarno proveden radi provjere valjanosti europskih normiranih spektara odziva za procjenu potresnog odziva konstrukcija plitko temeljenih na mekim tlima. Budući da je spektar odziva grafički prikaz maksimalnih vrijednosti veličina relativnog odziva obitelji prigušenih elastičnih linearnih obrnutih njihala s jednim stupnjem slobode na snažno podrhtavanje podloge, u radu su konstrukcije promatrane kao obrnuta njihala s koncentriranom masom na vrhu. Obrnuta njihala su definirana tako da prvenstveno predstavljaju armiranobetonske zgrade karakteristične za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka, koristeći informacije dane u dostupnoj literaturi i europskim normama za proračun konstrukcija otpornih na potrese. U radu su promatrane konstrukcije s osnovnim periodima osciliranja, procijenjenim za upeto stanje, u granicama od 0 s do 1,20 s. Također, parametarska studija je provedena za konstrukcije koje na temeljno tlo stvaraju pritisak od 100 kPa i 300 kPa, koje su u radu redom opisane kao lake i teške konstrukcije. Obrnuta njihala su u ovome radu bila upeta u krutu kvadratnu ploču s duljinom stranice od 20 m, koja je bila položena na numerički model tla. S obzirom da je rad orijentiran na usko područje Europe, konkretno na potresno vrlo aktivan Mediteran, obrnuta njihala su smještena u virtualni okoliš koji matematički simulira profile tala karakteristične za spomenuto područje. Ovi profili su grupirani s obzirom na razrede mekih tala kako ih definiraju europske norme i pobuđeni su zapisima potresa koji su trag ostavili na spomenuta dva velika mediteranska poluotoka. U radu su promatrane meke naslage dubine 20 m i 60 m iznad osnovne stijene, te istih dubina meke naslage postavljene na relativno krući poluprostor. Geometrija te fizička i materijalna svojstva naslaga, osnovne stijene i poluprostora su primarno definirani u skladu s postojećim europskim normama, prijedlozima za buduće europske norme (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) te drugim dostupnim informacijama iz literature i inženjerske prakse. Između ostalog, u radu je izrađena baza profila tala svojstvenih za područje Balkanskog i Apeninskog poluotoka, koji se prema europskim normama svrstavaju u razrede tla C, D i E. Nedavno provedena opsežna studija u okviru projekta SHARE (Pitilakis, K., Anastasiadis i Riga, 2012) je ukazala na postojanje vrlo skromne baze zapisa potresa zabilježenih na razredima tla D i E. Nadalje, korišteni zapisi potresa (18) su grupirani u dvije baze (9+9) i to s obzirom na graničnu magnitudu

površinskih valova od 5,5. Ovu magnitudu propisuju europske norme kao graničnu vrijednost koja dijeli potrese na slabe i jake, tj. spektre odziva na redom Tip 2 i Tip 1.

U radu je pokazano kako pritisak od konstrukcije može utjecati na promjenu slike naprezanja u tlu te, posljedično, na promjenu brzine širenja posmičnih valova. Ovo je od iznimne važnosti za projektiranje zgrada u potresnim područjima, s obzirom da srednja brzina širenja posmičnih valova u tlu diktira odabir spektra odziva, a time i geometriju konstrukcije te potrebnu količinu i kvalitetu materijala za ugradnju. Uočeno je da se u 50 % razmotrenih slučajeva javio skok iz nižeg u viši razred tla i to posebice kod teških konstrukcija ($q = 300$ kPa). Ovakav skok u viši razred je moguć i kod lakših konstrukcija ($q = 100$ kPa), ako je vrijednost srednje brzine posmičnih valova tla sa slobodnim poljem bliska vrijednosti srednje brzine posmičnih valova koja omeđuje dva normirana razreda tala. Kod lakih i teških konstrukcija je uočeno povećanje srednje brzine posmičnih valova za redom 11 i 23 %. Na temelju provedene analize utjecaja pritiska od konstrukcije na oblik spektra odziva ubrzanja je uočeno da se s povećanjem pritiska ravni plato spektra za plitke naslage može znatno pomaknuti prema nižim periodima te da može poprimiti veće vrijednosti na ordinati. Međutim, parametarska analiza je pokazala da pritisak od konstrukcije ne utječe na oblik spektra odziva za vrlo duboke naslage, čija je dubina do osnovne stijene veća od trostruke širine temelja u smjeru djelovanja potresa. Rezultati parametarske analize su pokazali da se kod mekih tala, neovisno o snazi djelovanja potresa javljaju manje vrijednosti spektralnog ubrzanja u području između 0,25 s i 0,60 s, što za posljedicu može imati manje rezne sile u konstrukciji. Međutim, pri djelovanju slabih potresa je kod vrlo mekih tala ($v_{s,30} \approx 120$ m/s) pritisnutih teškim konstrukcijama ($q = 300$ kPa) uočeno izraženo povećanje spektralnog ubrzanja između perioda od 0,4 s do 0,9 s. Iako se ovo može smatrati odgovorom na slike koje je stvorio potres iz 1985., u tom svjetlu je potrebno provesti dodatna istraživanja.

Numerički modeli korišteni u parametarskoj studiji su kalibrirani na tri različita eksperimenta. Jedan eksperiment je proveden na potresnom stolu pri normalnom gravitacijskom ubrzanju, dok su preostala dva eksperimenta provedena u geotehničkoj centrifugi pri povećanom gravitacijskom ubrzanju. U sva tri eksperimenta je temeljno tlo simulirano pomoću jednoliko graduiranog suhog pijeska i u sva tri slučaja pijesak ima različitu zbijenost (55, 70 i 81 %). U eksperimentima u geotehničkoj centrifugi i na potresnom stolu je korišten drugačiji pijesak. U sva tri slučaja su ispitane tri potpuno različite konstrukcije s obzirom na (i) pritisak koji stvaraju na temeljno tlo (24, 100 i 300 kPa), (ii) osnovni period osciliranja, (iii) vitkost te (iv) oblik temeljne stope. Također, u sva tri eksperimenta su ulazne pobude bile različite s obzirom na frekvencijski sastav, intenzitet i trajanje. Numerički modeli za tlo sa slobodnim poljem su analizirani koristeći program SHAKE2000, dok su numerički modeli sustava tlo-temelj-konstrukcija analizirani koristeći program SASSI2000. Iako se oba korištena programa zasnivaju na ekvivalentnoj linearnoj metodi, numerički modeli su dali rezultate koji se vrlo dobro slažu s rezultatima prikupljenim iz eksperimenata. Nakon provedene kalibracije numeričkih modela je ustanovljeno da faktor

redukcije za posmičnu deformaciju ima približno jednaku vrijednost u slučaju kada stupac tla ima slobodnu površinu i kada se iznad njega nalazi konstrukcija. Također, nakon provedene kalibracije je ustanovljeno da masa temelja ne utječe na odziv numeričkog modela plitko temeljene konstrukcije. Uz to je pokazano da funkcije impedancije ne ovise o masi temelja te da je funkcije impedancije opravdano definirati uz pretpostavku o temelju bez mase. Studija je pokazala da donja krivulja za promjenu modula posmika vrlo dobro opisuje nelinearno ponašanje fizičkog modela tla ($e \approx 0,74$) ispitanog na potresnom stolu pri normalnom gravitacijskom ubrzanju, dok srednja krivulja za promjenu modula posmika dobro opisuje nelinearnost fizičkih modela tla ispitanih u geotehničkoj centrifugi ($e \approx 0,71$ i $0,82$). Za usporedbu, u istraživanju koje su proveli Pitilakis, D. i Clouteau (2010) uz primjenu drugačijeg računalnog programa od korištenih ovdje, fizički model ($e \approx 0,67$) ispitan u geotehničkoj centrifugi je dobro opisan pomoću donje krivulje za promjenu modula posmika. Autorovo je mišljenje kako bi za buduća istraživanja i kalibracije bilo svrsishodno i praktično definirati vezu između relativne zbijenosti materijala za fizičko tlo i korištenu eksperimentalnu metodu (npr. potresni stol ili geotehnička centrifuga) s krivuljama za promjenu modula posmika danim u literaturi.

U svjetlu definicije numeričkih modela za tlo, izrađenih u programu SHAKE2000, valja istaknuti (i) da je uspješna procjena odziva za eksperiment proveden u normalnom gravitacijskom polju dobivena na numeričkom modelu uz faktor redukcije posmične deformacije $R_\gamma = 1,00$, dok je s druge strane (ii) uspješna procjena odziva eksperimenta provedenog pri uvećanom gravitacijskom polju pokazana na numeričkom modelu uz faktor redukcije posmične deformacije koji se kretao u granicama između 0,40 i 0,50. Ovo je zamjetno drugačija vrijednost od one koju preporučaju Europske norme (CEN, 2005b) i literatura (npr. Lysmer, Udaka, Tsai i Seed, 1975; Idriss i Sun, 1992; Kramer, 1996; Towhata, 2008; Ordóñez, 2011a; Hashash et al., 2012) za potrebe procjene potresnog ponašanja tla ($R_\gamma = 0,65$), mada je poznato da se vrijednost faktora redukcije za posmičnu deformaciju može kretati u granicama od 0,40 do 0,75. Valjanost izbora faktora redukcije za posmičnu deformaciju korištenog u ovome radu dodatno potvrđuje grupa japanskih znanstvenika koja je pokazala dobro poklapanje numerički procijenjenog odziva s odzivom zabilježenim na terenu za $R_\gamma = 0,40$. Oni su, također primjenom ekvivalentne linearne metode, uspješno procijenili potresni odziv stvarnog stupca tla dubine 42 m kojeg je zatresao potres s magnitudom od 6,1. Iz ovoga je jasno da postoji potreba za definiranjem postupka ili izraza pomoću kojeg bi se pouzdano moglo odlučiti o odabiru faktora redukcije za posmičnu deformaciju za potrebe procjene potresnog odziva tla.

U literaturi se često može pronaći izraz za procjenu produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcija zbog popustljivosti temeljnog tla, koji su predložili Veletsos i Meek (1973). Spomenuti izraz je u okviru ove studije uspoređen s rezultatima proračuna u programu SASSI2000. Usporedba vrijednosti produljenja perioda dobivenih primjenom analitičkog izraza i numerički, pomoću programa SASSI2000 pokazuju vrlo dobro poklapanje preko cijelog promatranog raspona perioda, što dodatno opravdava primjenu

analitičkog izraza. Parametarska analiza je pokazala da razina produljenja osnovnog perioda osciliranja konstrukcije u najvećoj mjeri ovisi o (i) osnovnom periodu osciliranja konstrukcije, (ii) pritisku konstrukcije na temeljno tlo te (iii) krutosti temeljnog tla. S druge strane, debljina naslaga i dubina na kojoj se nalazi osnovna stijena ne utječu na produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcije. Najizraženije produljenje osnovnog perioda osciliranja konstrukcija zbog popustljivosti temeljnog tla se odnosi na periode između 0 s i 0,40 s, nakon čega je utjecaj popustljivosti temeljnog tla praktično zanemariv. U tom svjetlu je zaključeno da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija najizraženiji kod krutih konstrukcija (npr. spomenici, veliki električni transformatori, sastavni dijelovi nuklearnih postrojenja i dr.) te kod uobičajenih zgrada do četiri kata visine za koje se osnovni period osciliranja može vrlo dobro procijeniti iz izraza $0,10N$, gdje je N broj katova. Također, parametarska analiza je pokazala da pritisak od konstrukcije ima značajan utjecaj na produljenje osnovnog perioda osciliranja za konstrukcije s periodom osciliranja manjim od 0,6, što je karakteristični period osciliranja za uobičajene zgrade kakve se izvode na području Balkanskog i Apeninskog poluotoka. Nadalje, nakon provedene parametarske analize je ustanovljeno da teške konstrukcije s periodom osciliranja za upeto stanje od 0 s do 0,4 s, plitko temeljene na europskim normiranim tlima iz razreda D, mogu imati od 1,4 do 1,7 puta veći produženi period osciliranja u odnosu na tri puta lakšu konstrukciju s istim osnovnim periodom osciliranja. S druge strane, rezultati parametarske analize su pokazali da teške konstrukcije s periodom osciliranja za upeto stanje od 0 s do 0,4 s, ali plitko temeljene na europskim normiranim tlima iz razreda C, mogu imati od 1,2 do 1,6 puta veći produženi period osciliranja u odnosu na tri puta lakšu konstrukciju s istim osnovnim periodom osciliranja.

Detaljnim pregledom europskih i američkih normi za proračun konstrukcija otpornih na potrese uočene su određene kontradikcije vezano za važnost i obavezu uključivanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija u proračunima. U tom svjetlu, dok europske norme naglašavaju kako su spomenuti učinci od primarne važnosti za vitke i visoke konstrukcije, američke norme ističu da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija posebno važni kod konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja za upeto stanje između 0 s i 1 s. Osim toga, europske norme navode da su učinci međudjelovanja tla i konstrukcija povoljni za većinu uobičajenih konstrukcija jer rezultiraju manjim reznim silama za dimenzioniranje. Rezultati studije provedene u okviru ovog rada su pokazali da popustljivost temeljnog tla utječe na povećanje vršnog ubrzanja i pomaka konstrukcija s osnovnim periodom osciliranja manjim od 0,40 s. U tom svjetlu ubrzanje procijenjeno primjenom normiranog spektra odziva, u odnosu na stvarno stanje koje uključuje i popustljivost tla, može biti podcijenjeno (i) za 50 % pri djelovanju snažnih potresa za plitke i duboke naslage, (ii) za 100 % pri djelovanju slabih potresa i plitke naslage te (iii) za 50 % pri djelovanju slabih potresa i duboke naslage. S druge strane, pomak vrlo krutih konstrukcija ($T_1 < 0,15$ s), procijenjen pomoću normiranih spektara odziva, može biti podcijenjen za 500 do 1900 % pri djelovanju slabih potresa, odnosno za 500 do 1600 % pri djelovanju snažnih potresa, neovisno o dubini naslaga iznad osnovne stijene. Ovo je kontradiktorno američkim normama prema kojima učinci međudjelovanja tla i

konstrukcije mogu imati povoljan učinak na konstrukcije s kratkim osnovnim periodom osciliranja. Međutim, rezultati istraživanja su pokazali da popustljivost temeljnog tla praktično ne utječe na ponašanje konstrukcija s periodom osciliranja većim od 0,4 s. Ovo je trend koji se u potpunosti kosi s definicijom vezano za važnost (i obavezu) uključivanja popustljivosti temeljnog tla kod proračuna konstrukcija koju daje europska norma (CEN, 2004a). Također, kod konstrukcija s periodom osciliranja većim od 0,4 s nema povećanja spektralnog pomaka zbog uključivanja popustljivosti temeljnog tla u proračunu, neovisno o dubini naslaga te jačini, trajanju i frekvencijskom sastavu potresnog vala koji je prošao kroz temeljno tlo.

Rezultati istraživanja su pokazali da, neovisno o debljini naslaga, klasično definirani spektri odziva u formatu ubrzanje-pomak mogu biti korišteni za procjenu odziva plitko temeljenih konstrukcija s osnovnim periodima osciliranja za upeto stanje manjim od 0,20 s i većim od 0,60 s. Neovisno o debljini naslaga, potresni zahtjev konstrukcija s osnovnim periodima osciliranja za upeto stanje između 0,20 s i 0,60 s zbog utjecaja od popustljivosti temeljnog tla pokazuje velika odstupanja od klasično definiranih spektralnih krivulja. Stoga je za plitko temeljene konstrukcije s osnovnim periodima osciliranja za upeto stanje između 0,20 s i 0,60 s, potrebno definirati nove spektre odziva koji bi uključivali učinke dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcija. Nadalje, rezultati istraživanja su pokazali da normirani spektri odziva precjenjuju odziv konstrukcija kod kojih se, zbog popustljivosti temeljnog tla, javlja produljeni osnovni period osciliranja veći od predominantnog perioda potresa. S druge strane, klasični spektri odziva u velikoj mjeri podcjenjuju odziv plitko temeljenih konstrukcija ako je njihov produljeni period osciliranja manji od srednjeg perioda potresa.

Europske norme navode da popustljivost tla u proračunima treba uzeti preko funkcija impedancije, no za razliku od američkih pandana ne daju preporuke ili izraze pomoću kojih bi se ove funkcije odredile. Međutim, definicija europskih normiranih spektara odziva se razlikuje od definicije za američke normirane spektre u smislu da europske norme dijele spektre odziva u dvije skupine s obzirom na očekivanu jakost podrhtavanja tla. U tom su svjetlu, prije istraživanja orijentiranog na spektre odziva, u radu prvo definirane funkcije impedancije posebno za područja gdje se očekuju slabi potresi i posebno za područja gdje se očekuju snažni potresi. Rezultati istraživanja su pokazali da su funkcije impedancije praktično neosjetljive na intenzitet podrhtavanja temeljnog tla. Razlike kod funkcija impedancija s obzirom na intenzitet potresa se jedino mogu uočiti kod naslaga s debljinom iznad osnovne stijene koja odgovara širini temelja u smjeru djelovanja potresa, na što treba obratiti posebnu pažnju. S ciljem provjere valjanosti funkcija impedancije definiranih u ovome radu dana je njihova usporedba s funkcijama koje su ranije predložili istaknuti znanstvenici (npr. Veletsos i Verbič, 1973; Wong i Luco, 1985). Iako su proračuni provedeni za inicijalno identične matematičke modele tla, funkcije impedancije za plitke naslage iznad osnovne stijene dane u ovome radu i pandani koje daju Wong i Luco se razlikuju. Razlog tome leži u činjenici da su funkcije impedancije u ovome radu definirane nakon statističke obrade

rezultata dobivenih za (efektivne) stupce tla kroz koje je prošao potresni val i tako im promijenio inicijalnu krutost i prigušenje, dok su s druge strane Wong i Luco funkcije impedancije definirali za fiksni stupac tla s nepromjenjivim svojstvima, neovisno o svojstvima vala koji je kroz njega prošao. Sukladno tome, funkcije impedancije dane u ovome radu pokazuju manju krutost, ali iznenađujuće bliske vrijednosti prigušenja s obzirom na pandane koje su predložili Wong i Luco. No, u literaturi je općenito poznato da funkcije impedancije definirane za plitke naslage pokazuju izrazite fluktuacije s obzirom na promjenu koeficijenta frekvencije. Međutim, funkcije impedancije koje su Veletsos i Verbič (1973) predložili za viskoelastični poluprostor se vrlo dobro slažu s pandanima definiranim u okviru ovog rada.

S obzirom na istražene učinke međudjelovanja tla i konstrukcija na ponašanje konstrukcija postaje jasno da postoji potreba za poboljšanjem postojećih metoda proračuna spektrima odziva definiranih u europskim normama, i najčešće korištenih od strane inženjerske prakse. Ovime bi se doprinijelo boljoj procjeni potresnog ponašanja postojećih i novih konstrukcija te sigurnijim konstrukcijama za život ljudi.

U nastavku su dane smjernice za daljnja istraživanja.

Prvo. U radu je korištena ekvivalentna linearna metoda koja ne dopušta razmatranje pravog nelinearnog ponašanja tla, ali i plastificiranja konstrukcijskih elemenata. Stoga, postoji potreba za proširivanjem ovog istraživanja na konstrukcije kod kojih se prilikom djelovanja potresa javlja izraženo nelinearno ponašanje. Između ostalog, ovo otvara nišu ka istraživanju potresnog ponašanja kamenih zgrada, koje ukrašavaju široko područje Mediterana. Na ovom, potresno vrlo aktivnom području, je do danas izgrađen velik broj kamenih zgrada koje zahtijevaju dodatnu provjeru sigurnosti i potrebu za ojačanjima.

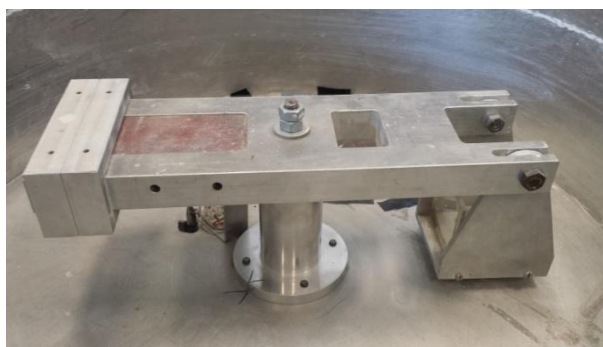
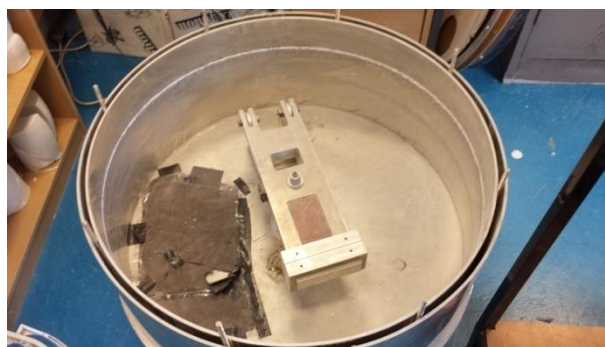
Drugo. Funkcije impedancije općenito ne odražavaju graničnu nosivost tla. Isto vrijedi i za funkcije impedancije definirane u ovome radu. Za potrebe proračuna primjenom metode postupnog guranja je nužno definirati opruge čije je ponašanje, primjerice elastično-idealno plastično. U tom je svjetlu grupa autora s Novog Zelanda (Bech et al., 2014) za potrebe procjene potresnog ponašanja stvarnih zgrada koristila bilinearne opruge koje dozvoljavaju prenošenje samo tlačnih naprezanja te odvajanje temelja od temeljnog tla. Granica popuštanje ovih opruga je definirana kod 85 % maksimalne nosivosti temeljnog tla, a nagib linije koja definiran vezu nosivost temeljnog tla-pomak nakon granice popuštanja iznosi 10 % početne krutosti opruge. Autor ovo smatra kao vrlo korisnom informacijom koja bi mogla biti orijentir za buduća istraživanja.

Treće. Kako su pristupniku za istraživanje bili ustupljeni isključivo rezultati eksperimentalnih istraživanja provedenih na suhim jednolikim pijescima, logičan slijed je proširivanje istraživanja na uslojena tla, glinovita tla i općenito na zasićena tla. U tom svjetlu valja istaknuti da se europske norme (CEN, 2004a) ne osvrću na moguću razinu podzemne vode u definicijama za razrede tala.

Četvrto. Predloženu metodu za uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije u N2 metodi je potrebno testirati s obzirom na druge slične metode ili eksperimentalno. U ovom radu je kroz 10 koraka dan prijedlog za provođenje proračuna konstrukcija primjenom N2 metode uz uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcija.

Između ostalog. Pregled literature je ishodio vrlo korisnim informacijama za buduća istraživanja. Kao najvažnije za istaknuti se smatra slijedeće, posebice jer je istraživanje provedeno za posmične valove koji na površinu pristižu vertikalno i jer su suhi pijesci korišteni kao osnovni instrument za definiranje numeričkih modela tala: (i) učinci dolaska potresnog vala na površinu pod nekim kutom mogu biti zanemareni ako je duljina temelja manja od 100 m (Otani, 2004), (ii) suhi pijesci i gline s niskim indeksom plastičnosti ($Pl < 15\%$) se slično ponašaju u uvjetima dinamičkog djelovanja (Seed, Wong, Idriss i Tokimatsu, 1984, Ordóñez, 2011a), (iii) kinematske učinke međudjelovanja tla i konstrukcija nije dozvoljeno uzimati u obzir za konstrukcije temeljene na glinovitim tlima (FEMA, 2005). Također, poznato je da modeli za procjenu prigušenja na razini temelja koje su na početku 70-ih godina prošlog stoljeća predložili Veletsos i suradnici (npr. Veletsos i Wei, 1971; Verbič i Veletsos, 1972; Veletsos i Meek, 1973; Veletsos i Nair, 1973; Veletsos i Verbič, 1973) zahtijevaju kritičku provjeru jer daju drugačije rezultate od sličnih modela drugih autora (NIST, 2012). Neki od spomenutih modela su i dalje, unatoč poznatim nedostacima, sastavni dio svjetskih normi i priručnika (npr. FEMA, 2005; ASCE, 2000, 2010, 2014), dok europske norme još uvijek posjeduju otvorenu nišu s potencijalnim naslovom za ove modele.

Na posljetku. Prilikom tromjesečnog gostovanja na Sveučilištu Dundee u Škotskoj, autor je dobio priliku upoznati se s malom geotehničkom centrifugom (Newson, Bransby i Kainourgiaki, 2002). Ova mala geotehnička centrifuga na Sveučilištu Dundee primarno nalazi ulogu u edukaciji studenata kao jedna stepenica na putu iz udžbenika prema istraživanju u velikoj geotehničkoj centrifugi s rukom od 3,5 metra (slika 97).



Slika 181. Mala geotehnička centrifuga na Sveučilištu Dundee

Tijekom izrade doktorske disertacije, a nakon povratka sa Sveučilišta Dundee autor je izradio prve nacрте i pokrenuo izradu male geotehničke centrifuge koja bi omogućila kvalitetniju edukaciju mladih (budućih) inženjera građevinarstva te bolju interakciju studenata i predavača na Građevinskom fakultetu Osijek. Osim toga, jedna takva mala geotehnička centrifuga bi poslužila kao alat za stvaranje znanstvenih radova čiji bi autori bili studenti i djelatnici Fakulteta. Izrada male geotehničke centrifuge, nazvane FAUST, je u cijelosti financirana od strane autora iz privatnih sredstava te iz sredstava nagrada zaklade British Scholarship Trust i AMAC-UK, čiji je autor dobitnik. Na slici 182 je dan kratki prikaz dijelova male geotehničke centrifuge i tjeka njene izrade. Malu geotehničku centrifugu su u cijelosti izradili autor i njegov otac, Zlatko Kraus.



Slika 182. Kratki prikaz dijelova male geotehničke centrifuge i tjeka njene izrade

LITERATURA

- Ahmad, S., Rupani, A.K., 1999. Horizontal impedance of square foundation in layered soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18 (1), pp. 59-69
- Algie, T.G., Pender, M.J., Orense, R.P., 2010. Large scale field tests of rocking foundations on an Auckland residual soil. In: R.P. Orense, N. Chouw and M.J. Pender, eds., 2010. *Soil-Foundation-Structure Interaction: selected papers from the International Workshop on Soil-Foundation-Structure Interaction (SFSI 09)*, Auckland, New Zealand, 26-27 November 2009. CRC Press, Boca Raton, pp. 57-65
- Allotey, N., El Naggar, M.H., 2003. Analytical moment-rotation curves for rigid foundations based on a Winkler model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 (5), pp. 367-381
- Allotey, N., El Naggar, M.H., 2008. An investigation into the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (1), pp. 44-57
- Ambraseys, N. et al., 2002. Internet-Site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. Dostupno na: www.isesd.hi.is/ [7. veljače 2014.]
- Ambraseys, N. et al., 2004a. Dissemination of European Strong-Motion Data, Volume 2. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada
- Ambraseys, N. et al., 2004b. Internet-Site for European Strong-Motion Data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 45 (3), pp. 113-129
- Ambraseys, N. et al., 2004c. Dissemination of European Strong-Motion Data, Volume 2. CD ROM collection. Engineering and Physical Sciences Research Council, United Kingdom
- Ambrosini, R.D., 2006. Material damping vs. radiation damping in soil-structure interaction analysis. *Computers and Geotechnics*, 33 (2), pp. 86-92
- Anastasopoulos, I. et al., 2010. Soil failure can be used for seismic protection of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8 (2), pp. 309-326
- Andersen, L., Clausen, J., 2008. Impedance of surface footings on layered ground. *Computers & Structures*, 86 (1-2), pp. 72-87
- Aničić, D. et al., 1980. Reconnaissance report: Montenegro, Yugoslavia earthquake April 15, 1979. (A. Leeds, ed.) *Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, USA*
- Apostolou, M., Gazetas, G., 2004. Seismic response of simple structures with foundation uplift. The 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (11th ICSDEE) and the 3rd

- International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (3rd ICEGE). University of California, Berkeley, January 7-9, pp. 182-189
- ASCE (American Society of Civil Engineers), 2000. Seismic analysis of safety-related nuclear structures. ASCE/SEI 4-98. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA
- ASCE (American Society of Civil Engineers), 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-10. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA
- ASCE (American Society of Civil Engineers), 2014. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA
- ATC (Applied Technology Council), 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1. ATC-40, Report No. SSC 96-01, Redwood City, California, USA
- Atkinson, J.H., 2000. Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50 (5), pp. 487-508
- Avilés, J., Pérez-Rocha, L.E., 1999. Diagrams of effective periods and dampings of soil-structure systems. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125 (8), pp. 711-715
- Bardet, J.P., Ichii, K., Lin, C.H., 2000. EERA: A computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of layered soil deposits. Department of Civil Engineering, University of Southern California, USA. Dostupno na: www.ce.memphis.edu/7137/eera.htm [5. veljače 2013.]
- Bardet, J.P., Tobita, T., 2001. NERA: A computer program for Nonlinear Earthquake site Response Analyses of layered soil deposits. Department of Civil Engineering, University of Southern California, USA. Dostupno na: <https://sites.google.com/site/tt60898> [29. svibnja 2014.]
- Bech, D. et al., 2014. Common structural deficiencies identified in Canterbury buildings and observed versus predicted performance. *Earthquake Spectra*, 30 (1), pp. 335-362
- Bielak, J., 1975. Dynamic behaviour of structures with embedded foundations. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 3 (3), pp. 259-274
- Bird et al., 2004 - Comparing loss estimation with observed damage in a zone of ground failure: a study of the 1999 Kocaeli earthquake in Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2 (3), pp. 329-360
- Bhatt, C., Bento, R., 2011. Assessing the seismic response of existing RC buildings using the extended N2 method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9 (4), pp. 1183-1201
- Bommer, J.J., Acevedo, A.B., 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (1), pp. 43-91
- Bommer, J.J., Martinez-Pereira, A., 2000. Strong-motion parameters: definition, usefulness and predictability. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Bommer, J.J., Papaspiliou, M., Price, W., 2011. Earthquake response spectra for seismic design of nuclear power plants in the UK. *Nuclear Engineering and Design*, 241 (3), pp. 968-977
- Bond, W.E., Dobry, R., O'Rourke, M.J., 1980. A study of the engineering characteristics of the 1971 San Fernando earthquake records using time domain characteristics. Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York, USA

- Boore, D.M., 2001. Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91 (5), pp. 1199-1211
- Boore, D.M., Bommer, J.J., 2005. Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25 (2), pp. 93-115
- Booth, E., Skipp, B., Watt, P., 2008. Establishing the need for seismic design in the UK. REPORT ICE-02, Issue 2. Final report to the Research Enabling Fund of the Institution of Civil Engineers, London, UK
- Borcherdt, R.D., 2012. VS30 - A site-characterization parameter for use in building codes, simplified earthquake resistant design GMPEs, and ShakeMaps. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal
- Bray, J. et al., 2008. Soil-structure interaction on the scale of a city block: seismic performance assessment in dense urban environments - project proposal. Dostupno na: www.nees-cityblock.org [27. prosinca 2012.]
- Brennan, A.J., Thusyanthan, N.I., Madabhushi, S.P.G., 2005. Evaluation of Shear Modulus and Damping in Dynamic Centrifuge Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131 (12), pp. 1488-1497
- Brown, L.T., Diehl, J.G., Nigbor, R.L., 2000. A simplified procedure to measure average shear-wave velocity to a depth of 30 meters (VS30). *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Cadet, H., Bard, P.-Y., Rodriguez-Marek, A., 2012. Site effect assessment using KiK-net data: Part 1. A simple correction procedure for surface/downhole spectral ratios. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10 (2), pp. 421-448
- Cadet, H., Bard, P.-Y., Duval, A.-M., Bertrand, E., 2012. Site effect assessment using KiK-net data: Part 2. Site amplification prediction equation based on f_0 and V_{sz} . *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10 (2), pp. 451-489
- Carr, A.J., 2007. *Ruamoko Manual. Volume 1: Theory*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- Çelebi, E., Fırat, S., Çankaya, İ., 2006. The evaluation of impedance functions in the analysis of foundation vibrations using boundary element method. *Applied Mathematics and Computation*, 173 (1), pp. 636-667
- Çelebi, E., Kirtel, O., 2013. Non-linear 2-D FE modeling for prediction of screening performance of thin-walled trench barriers in mitigation of train-induced ground vibrations. *Construction and Building Materials*, 42, pp. 122-131
- CEN (Comité Européen de Normalisation), 2004a. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1. Brussels, Belgium

- CEN (Comité Européen de Normalisation), 2004b. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, EN 1998-5. Brussels, Belgium
- CEN (Comité Européen de Normalisation), 2005a. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges, EN 1998-2. Brussels, Belgium
- CEN (Comité Européen de Normalisation), 2005b. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 6: Towers, masts and chimneys, EN 1998-6. Brussels, Belgium
- CEN (Comité Européen de Normalisation), 2006. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 4: Silos, tanks and pipelines, EN 1998-4. Brussels, Belgium
- Cilingir, U. et al., 2012. Cross-Facility Validation of Dynamic Centrifuge Testing. In: M.N. Fardis and Z.T. Rakicevic, eds., 2012. Role of Seismic Testing Facilities in Performance-Based Earthquake Engineering, SERIES Workshop, Springer Netherlands, pp. 83-98
- Chatzigogos, C.T., Pecker, A., Yilmaz, M.T., Dietz, M., 2011. Workpackage WP14 – JRA3. Deliverable D14.1 – Report on Pseudo-dynamic test techniques with SSI. FP7, SERIES, Project No. 227887. Dostupno na: www.series.upatras.gr/book/export/html/142 [1. prosinca 2012.]
- Chazelas, J.L., Madabhushi, S.P.G., 2009. Reduced scale modelling of geotechnical problems in the centrifuge. SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructure for European Synergies) General Committee Meeting: 1st Workshop, Iasi, Romania. Dostupno na: www.series.upatras.gr/iasi_workshop [3. veljače 2013]
- Choobbasti, A.J., Rezaei, S., Farrokhzad, F., 2013. Procjena obilježja odziva tla mjerenjem mikropodrtavanja. Građevinar, 65 (8), pp. 731-741
- Chopra, A.K., 2007a. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Third edition. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey
- Chopra, A.K., 2007b. Elastic response spectrum: A historical note. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36 (1), pp. 3-12
- Combescure, D., Chaudat, Th., 2000. ICONS European program seismic tests on R/C walls with uplift: CAMUS IV specimen. ICONS Project, SEMT/EMSI/RT/00-27/4, CEA, Direction des Réacteurs Nucléaires, Département de Mécanique et de Technologie, Paris, France
- Conti, R., Viggiani, G.M.B., 2012. Evaluation of soil dynamic properties in centrifuge tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138 (7), pp. 850-859
- Cremer, C., Pecker, A., Davenne, L., 2002. Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element. Journal of Earthquake Engineering, 6 (2), pp. 175-211
- Crespellani, T., Facciorusso, J., Madiari, C., 2006. Investigation of the seismic soil-structure interaction on a concrete instrumented building. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Paper No. 1105, Genova, Switzerland, 3-8 September, pp. 1-10
- CSI (Computers and Structures, Inc.), 2009. SAP2000, structural analysis program. Version 14.1.0. Berkeley, California, USA

- Čaušević, M., Zehentner, E., 2007. Nelinearni seizmički proračun konstrukcija prema normi EN 1998-1:2004. *Građevinar*, 59 (9), pp. 767-777
- Čaušević, M., 2010. *Dinamika konstrukcija: potresno inženjerstvo, aerodinamika, konstrukcijske euronorme*. Golden marketing – Tehnička knjiga, Zagreb
- Das, B.M., 2008. *Advanced Soil Mechanics*. 3rd ed. Taylor & Francis, Oxon, UK
- Das, B.M., 2009. *Shallow Foundations – Bearing Capacity and Settlement*. 2nd ed. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton
- Das, B.M., Ramana, G.V., 2011. *Principles of Soil Dynamics*. 2nd ed. Cengage Learning, Stamford, USA
- Datta, T.K., 2010. *Seismic analysis of structures*. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, Clementi Loop, Singapore
- Deng, L., Kutter, B.L., Kunnath, S., Algie, T.B., 2010. Performance of bridge systems with nonlinear soil-footing-structure interactions. In: R.P. Orense, N. Chouw and M.J. Pender, eds., 2010. *Soil-Foundation-Structure Interaction : selected papers from the International Workshop on Soil-Foundation-Structure Interaction (SFSI 09)*, Auckland, New Zealand, 26-27 November 2009. CRC Press, Boca Raton, pp. 49-56
- Denzi, F., Carbonari, S., Gara, F., Leoni, G., 2010. Seismic Response of a Coupled Wall-Frame Structure considering Soil-Pile-Structure-Interaction. *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia
- Dietz, M., Muir Wood, D., 2007. Shaking table evaluation of dynamic soil properties. *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Greece
- Doğangün, A., Livaoğlu, R., 2006. A comparative study of the design spectra defined by Eurocode 8, UBC, IBC and Turkish Earthquake Code on R/C sample buildings. *Journal of Seismology*, 10 (3), pp. 335-351
- Džakić, D., Kraus, I., Morić, D., 2012. Direct displacement based design of regular concrete frames in compliance with Eurocode 8. *Technical Gazette*, 19 (4), pp. 973-982
- Elnashai, A.S., Di Sarno, L., 2008. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. John Wiley & Sons Ltd, West Sussex, UK
- Escoffier, S., Chazelas, J.L., 2014. Seismic soil structure interaction: a parametric study on shallow foundations. In: C. Gaudin and D. White, eds. 2014. *Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics 2014 (ICPMG2014)*, Perth, Australia. CRC Press, pp. 1045-1051
- Fajfar, P., Gašperšič, P., 1996. The N2 method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25 (1), pp. 31-46
- Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T., 2000. Metoda procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova. *Građevinar*, 52 (11), 663-671
- Fajfar, P., 2000. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake spectra*, 16 (3), pp. 573-592

- Fardis, M. N., 2009. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings (based on EN-Eurocode 8), Vol. 8, Springer
- FEMA (Federal Emergency Management Agency), 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA 440. Prepared by the Applied Technology Council (ATC) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA. Dostupno na: www.fema.gov [21. listopada 2012]
- FEMA (Federal Emergency Management Agency), 2009. NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. FEMA P-750. Prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA. Dostupno na: www.fema.gov [22. listopada 2012]
- Finn, W.D.L., Pandey, B.H., Ventura, C.E., 2011. Modeling soil-foundation-structure interaction. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20 (S1), pp. 47-62
- Gajan, S. et al., 2005. Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25 (7-10), 773-783
- Gallipoli, M.R. et al., 2010. Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8 (3), pp. 593-607
- Gazetas, G., 1981. Machine foundations on deposits of soft clay overlain by a weathered crust. *Géotechnique*, 31 (3), pp. 387-398
- Gazetas, G., 1983. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2 (1), pp. 2-42
- Gazetas, G., 1991a. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117 (9), pp. 1363-1381
- Gazetas, G., 1991b. Foundation vibrations. In: H.-Y. Fang, ed., 1991. *Foundation engineering handbook*. Second edition. Chapman & Hall, New York, USA
- Gazetas, G., 2006. Seismic design of foundations and soil-structure interaction. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, pp. 1-6
- Gazetas, G., 2012. Should elastic response spectra be the basis of seismic design of strongly inelastic and soft-soil-structure systems? *Proceedings of the 3rd International Symposium on Advances in Urban Safety*, Nadjing, China
- Gazetas, G., 2013. Soil-Foundation-Structure Systems beyond Conventional Seismic Failure Thresholds. Ishihara Lecture, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France
- Gazetas, G. et al., 2006. The collapse of the Hanshin Expressway (Fukae) bridge, Kobe 1995: soil-foundation-structure interaction, reconstruction, seismic isolation. In: F. Rackwitz, Hrsg., 2006. *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Germany, pp. 93-120

- Grange, S., Kotronis, P., Mazars, J., 2009. A macro-element to simulate dynamic Soil-Structure Interaction. *Engineering Structures*, 31 (12), pp. 3034-3046
- Gupta, V.K., Trifunac, M.D., 1992. Higher order peaks in response of multistoried buildings. *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pp. 3819-3824
- Gutenberg, B., 1936. Periods of the ground in Southern California earthquakes. In: D.C. Roper and R.S. Patton, 1936. Special Publication No. 201, *Earthquake investigations in California 1934-1935*, U.S. Department of Commerce, Washington, United States, pp. 163-225
- Gutierrez, J.A., Chopra, A.K., 1976. A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction. UCB/EERC-76/09, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, USA
- Gutierrez, J.A., Chopra, A.K., 1978. A substructure method for earthquake analysis of structures including structure-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6 (1), pp. 51-69
- Halabian, A.M., El Naggar, M.H., 2002. Effect of non-linear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22 (8), pp. 639-658
- Hardin, B.O., Drnevich, V.P., 1972. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 98 (SM7), pp. 667-692
- Harris, H.G., Sabnis, G.M. 1999. *Structural modeling and experimental techniques*. Second edition. CRC Press LLC
- Hashash, Y.M.A. et al., 2012. DEEPSOIL 5.1, user manual and tutorial. Department of Civil Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA. Dostupno na: <http://deepsoil.cee.illinois.edu/> [5. veljače 2013.]
- Heaton, T.H., Tajima, F., Mori, A.W., 1986. Estimating ground motions using recorded accelerograms. *Surveys in Geophysics*, 8 (1), pp. 25-83
- Heron, C. et al., 2012. Report on centrifuge test techniques with soil structure interaction. SERIES Deliverable 14.3
- Hiraishi, H. et al., 2000. Performance-based building code of Japan - framework of seismic and structural provisions. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D., 1981. *An introduction to geotechnical engineering*. Prentice hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA
- Housner, G.W., 1963. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53 (2), pp. 403-417
- Hudson, M., Idriss, I.M., Beikae, M., 1994. User's manual for QUAD4M - a computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Davis, California, USA

- Hsieh, S.-Y., Lee, C.-T., 2011. Empirical estimation of the Newmark displacement from the Arias intensity and critical acceleration. *Engineering Geology*, 122 (1-2), pp. 34-42
- IAEE (International Association for Earthquake Engineering), 2012. Regulations for Seismic Design: A World List, Tokyo, Japan. Dostupno na: www.iaee.or.jp/worldlist.html [21. studenog 2013.]
- Idriss, I.M., 1985. Evaluating seismic risk in engineering practice. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 1, pp. 255-320
- Idriss, I.M., Lysmer, J., Hwang, R., Seed, H.B., 1973. QUAD-4 - a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures. Report No. EERC 73-16. University of California, College of Engineering, Berkeley, California, USA
- Idriss, I.M., Sun, J.I., 1992. User's manual for SHAKE91. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Davis, California, USA
- Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E., 2010. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8 (2), pp. 339-362
- Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E., 2008. Eurocode 8 compliant real record sets for seismic analysis of structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 12 (1), pp. 54-90
- Jakub, M., Roesset, J.M., 1977. Dynamic stiffness of foundations: 2-D vs. 3-D solutions. Publication No. R77-36. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Cambridge, Massachusetts, USA
- Jennings, P.C., Bielak, J., 1972. Dynamics of building-soil interaction. Report No. EERL 72-01. Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, USA
- JRC (Joint Research Centre), 1998. Task 3 - Large-scale geotechnical experiments on soil-foundation interaction. TRISEE, 3D site effects and soil-foundation interaction in earthquake and vibration risk evaluation, EC - Environment and Climate Programme, Contract No. ENV4-CT96-0254
- JSCE (Japan Society of Civil Engineers), 2000. Earthquake resistant design codes in Japan. Maruzen Co., Ltd. International Division, Tokyo, Japan
- Kausel, E., 2010. Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30 (9), pp. 822-832
- Khalil, L., Sadek, M., Shahrour, I., 2007. Influence of the soil-structure interaction on the fundamental period of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36 (15), pp. 2445-2453
- Kilar, V., Koren, D., 2008. Usage of simplified N2 method for analysis of base isolated structures. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China
- Kilar, V., Koren, D., 2010. Simplified inelastic seismic analysis of base-isolated structures using the N2 method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39 (9), pp. 967-989
- Kim, D.K. et al., 2012. Centrifuge test for seismic response of SDOF structures with shallow foundation. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal
- Knappett, J.A., 2013. Advanced soil mechanics. CE 50024, University of Dundee, Dundee, UK

- Knappett, J.A., Craig, R.F., 2012. Craig's Soil Mechanics. 8th ed. Spon Press, Oxon, UK
- Knappett, J.A., Haigh, S.K., Madabhushi, S.P.G., 2006. Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (2-4), pp. 91-102
- Kojima, K., Fujita, K., Takewaki, I., 2014. Unified analysis of kinematic and inertial earthquake pile responses via the single-input response spectrum method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63, pp. 36-55
- Koren, D., Kilar, V., 2011. The applicability of the N2 method to the estimation of torsional effects in asymmetric base-isolated buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40 (8), pp. 867-886
- Kramer, S.L., 1996. Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, USA
- Kraus, I., Džakić, D., 2013. Soil-structure interaction effects on seismic behaviour of reinforced concrete frames. *Proceedings of the International Conference on Earthquake Engineering, SE-EEE 1963-2013*, Skopje, Macedonia
- Kraus, I., Knappett, J.A., Morić, D., 2013. Seismic behavior of shallow founded inverted pendulum on soft soil. *Proceedings of the 9th PhD & DLA Symposium (abstract)*, Pollack Mihaly Faculty of Engineering and Information Technology, Pecs, Hungary
- Kreslin, M., Fajfar, P., 2011. The Extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40 (14), pp. 1571-1589
- Kreslin, M., Fajfar, P., 2012. The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10 (2), 695-715
- Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J., 1973. Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99 (SM5), pp. 421-427
- Kvasnička, P., Domitrović, D., 2007. *Mehanika tla*. Interna skripta. Rudarsko-geološko-naftni fakultet, Sveučilište u Zagrebu, Zagreb
- Lagaros, N.D., Fragiadakis, M., 2011. Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31 (1), pp. 77-90
- Lee, S.-H., Sun, C.-G., Yoon, J.-K., Kim, D.-S., 2012. Development and Verification of a New Site Classification System and Site Coefficients for Regions of Shallow Bedrock in Korea. *Journal of Earthquake Engineering*, 16 (6), pp. 795-819
- Li, Z., Escoffier, E., Kotronis, P., 2013. Using centrifuge tests data to identify the dynamic soil properties: Application to Fontainebleau sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 52, pp. 77-87
- Lo Presti et al., 1997. Shear modulus and damping of soils. *Géotechnique*, 47 (3), pp. 603-617
- Loli, M., Anastasopoulos, I., Knappett, J.A., Brown, M.J., 2014. Use of Ricker wavelet ground motions as an alternative to push-over. *Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics 2014, ISPMG 2014*, vol. 2, pp. 1073-1078

- Luco, J.E., Westmann, R.A., 1971. Dynamic response of circular footing. *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineering*, 97 (EM5), pp. 1381-1395
- Lungu, D., Arion, C., Aldea, A., Vacareanu, R., 2004. Representation of seismic action in the new Romanian code for design of earthquake resistant buildings P100-2003. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada
- Lungu, D., Aldea, A., Demetriu, S., Craifaleanu, I., 2004. Seismic strengthening of buildings and seismic instrumentation - two priorities for seismic risk reduction in Romania. *Acta Geodaetica et Geophysica Hungarica*, 39 (2-3), pp. 233-258
- Lungu, D., Craifaleanu, I., 2008. Shake maps of strength and displacement demands for Romanian Vrancea earthquakes. In: A. Zaicenco, I. Craifaleanu and I. Paskaleva, eds., 2008. *Harmonization of seismic hazard in Vrancea zone with special emphasis on seismic risk reduction*, Springer, Dordrecht, The Netherlands, pp. 241-262
- Lysmer, J., Ostadan, F., 1997. *Workshop on SASSI SSI analysis*. Bechtel Corporation, San Francisco, California, USA
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.-F., Seed, B., 1975. FLUSH - a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems. Report No. EERC 75-30. University of California, College of Engineering, Berkeley, California, USA
- Lysmer et al., 1981. SASSI - a system for analysis of soil structure interaction. Report No. UCB/GT/81-02. University of California, Department of Civil Engineering, Berkeley, California, USA
- Madden, P., 2014. The influence of structural details, geotechnical factors and environs on the seismic response of framed structures. PhD thesis. Department of Civil Engineering, University of Dundee, Scotland
- Magliulo, G., Maddaloni, G., Cosenza, E., 2012. Extension of N2 method to plan irregular buildings considering accidental eccentricity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, pp. 69-84
- Makris, N., Roussos, Y.S., 2000. Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions. *Géotechnique*, 50 (3), pp. 243-262
- Marino, E.M., Nakashima, M., Mosalam, K.M., 2005. Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures. *Engineering Structures*, 27 (6), pp. 827-840
- Mason, H.B. et al., 2013. Seismic soil-foundation-structure interaction observed in geotechnical centrifuge experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 48, pp. 162-174
- Menglin, L., Huaifeng, W., Xi, C., Yongmei, Z., 2011. Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31 (12), pp. 1724-1731
- Midorikawa, M., Okawa, I., Iiba, M., Teshigaware, M., 2003. Performance-based seismic design code for building in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 4 (1), pp. 15-25

- Midorikawa, M., Okawa, I., Iiba, M., Teshigaware, M., 2004. Performance-based seismic design provisions newly introduced to the Building Standard Law of Japan. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4 (3), pp. 162-173
- Mihalić, S. et al., 2009. Procjena lokalnih uvjeta tla i mikrozoniranje. Izvori rizika u geotehničkim zahvatima, 5. savjetovanje, Hrvatsko geotehničko društvo, Osijek
- Mikami, A., Stewart, J.P., Ostadan, F., Crouse, C.B., 2006. Representation of ground motion incoherence for the analysis of kinematic soil-structure interaction. *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, Paper No. 1071*
- Mitrović, S., Čaušević, M., 2009. Nelinearni statički seizmički proračuni konstrukcija. *Građevinar*, 61 (6), pp. 521-531
- Mollova, G., 2007. Effects of digital filtering in data processing of seismic acceleration records. *EURASIP Journal on Advances in Signal Processing*, 2007 (3), pp. 1-9
- Muir Wood, D., 2004. *Geotechnical modelling*. Vol. 1., Spon Press, London and New York
- Muir Wood, D., 2007. Modelling of dynamic soil problems. In: K.D. Pitilakis, ed., 2007. *Earthquake geotechnical engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures, Volume 6*, Springer, Dordrecht, The Netherlands, pp. 131-149
- Müller, F. P.; Keintzel, E., 1980. Ductility requirements for structures in seismic areas of central Europe. *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 4*, pp. 473-476
- Müller, F. P.; Keintzel, E., 1982. Ductility requirements for flexibly supported anti-seismic structures. *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering, Technical Chamber of Greece, Athens, Greece*
- Mylonakis, G., Gazetas, G., 2000. Seismic soil structure interaction: Beneficial or Detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4 (3), pp. 277-301
- Mylonakis, G., Gazetas, G., Nikolaou, S., Chauncey, A., 2002. Development of analysis and design procedures for spread footings. Technical report MCEER-02-0003. Multidisciplinary center for Earthquake Engineering Research (MCEER), Buffalo, New York, USA
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., Gazetas, G., 2006. Footings under seismic loading: analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (9), pp. 824-853
- Negro, P., Paolucci, R., Pedretti, S., Faccioli, A. E., 2000. Large scale soil-structure interaction experiments on sands under cyclic loading. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*.
- NEMISREF, 2005. User notes for MIT04 test data. University of Bristol, UK
- Newmark, N.M., Blume, J.A., Kapur, K.K., 1973. Seismic design spectra for nuclear power plants. *Journal of the Power Division*, 99 (2), pp. 287-303
- Newmark, N.M. et al., 1977. Seismic design and analysis provisions for the United States. *Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India*, pp. 37-50

- Newmark, N.M., Hall, W.J., 1969. Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, pp. 37-50
- Newmark, N.M., Hall, W.J., 1982. Earthquake spectra and design. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, USA
- Newson, T.A., Bransby, M.F. & Kainourgiaki, G., 2002. The use of small centrifuges for geotechnical education. The Proceedings of the Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG'02, St. Johns, Canada, pp. 215-220
- NGDC (National Geophysical Data Center), 1993. Geological hazard photos CD-ROM. Boulder, Colorado, USA
- Nikolaou, K., Ptilakis, D., 2013. SoFA: Shallow Foundation Analysis Software. Users' Manual, version 1.0. Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece
- NIST (National Institute of Standards and Technology), 2010. Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers, NIST/GCR 10-917-5, prepared by Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M. and Willford, M.R. for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, USA. Dostupno na: www.nehrp.gov [8. veljače, 2013.]
- NIST (National Institute of Standards and Technology), 2012. Soil-Structure Interaction for Building Structures, NIST/GCR 12-917-21, prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, USA. Dostupno na: www.nehrp.gov [8. veljače, 2013]
- Ordóñez, G.A., 2011a. SHAKE2000 - A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems: user's manual. GeoMotions, LLC, Lacey, Washington, USA
- Ordóñez, G.A., 2011b. SHAKE2000 - A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems: quick tutorial. GeoMotions, LLC, Lacey, Washington, USA
- Ostadan, F., Deng, N., Roesset, J.M., 2004. Estimating total system damping for soil-structure interaction system. Proceedings of the 3rd UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, Vallombrosa Center, Menlo Park, California, USA,
- Ostadan, F., 2006a. SASSI2000: A system for analysis of soil-structure interaction. Theoretical Manual, Revision 2. Bechtel, San Francisco
- Ostadan, F., 2006b. SASSI2000: A system for analysis of soil-structure interaction. User's Manual, Revision 2. Bechtel, San Francisco
- Otani, S., 2004. Japanes seismic design of high-rise reinforced concrete buildings - an example of performance-based design code and state of practice. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada
- Pais, A., Kausel, E., 1988. Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 7 (4), pp. 213-227
- Paolucci, R. et al., 2007. Seismic behaviour of shallow foundations: large scale experiments vs. numerical modelling and implications for performance based design. In: Proceedings of the 1st US-Italy seismic

- bridge workshop, Eucentre, Pavia, Italy, pp. 107-111. Dostupno na: <http://people.ce.gatech.edu/rd72/italy/index.html> [1. travnja, 2014]
- Paolucci, R., Shirato, M., Yilmaz, M.T., 2008a. Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37 (4), pp. 577-595
- Paolucci, R., Shirato, M., Yilmaz, M.T., 2008b. Shaking table experiments and simplified numerical simulation of a shallow foundation test model. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China
- Paulay, T., Priestley, M.J.N., 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons Inc., New York, USA
- Pavel, F., Vacareanu, R., Neagu, C., Pricopie, A., 2014. Bi-normalized response spectra and seismic intensity in Bucharest for 1986 and 1990 Vrancea seismic events. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13 (1), pp. 125-135
- Pender, M.J., Wotherspoon, L.M., Ingham, J.M., Carr, A.J., 2005. Approaches to design of shallow foundations for low-rise framed structures. 2005 NZSEE Conference Proceedings, Paper No. 40, Wairakei Resort, Taupo, New Zealand.
- Pender, M., 2007. Seismic design and performance of surface foundations. In: K.D. Pitilakis, ed., 2007. *Earthquake geotechnical engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures, Volume 6*, Springer, Dordrecht, The Netherlands, pp. 217-243
- Pender, M.J. et al., 2009. Earthquake induced permanent displacements of shallow foundations - performance based design. In: T. Kokusho, Y. Tsukamoto, M. Yoshimine, eds., 2009. *Performance-based design in earthquake geotechnical engineering: from case history to practice*, CRC Press/Balkema, Leiden, The Netherlands, pp. 713-720
- Pender, M.J., Algie, T.B., Storie, L.B., Salimath, R., 2013. Rocking controlled design of shallow foundations. 2013 NZSEE Conference, Wellington, New Zealand.
- Petronijević, M., Nefovska Danilović, M., Radišić, M., 2013. Analiza vibracija okvirnih konstrukcija uzrokovanih prometom. *Građevinar*, 65 (9), pp. 811-824
- Pettinga, J.D., Priestley, M.J.N., 2005. Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design. Research report No. ROSE-2005/02, ROSE School, c/o EUCENTRE, Via Ferrata, Pavia, Italy
- Pitilakis, D., 2006. Soil-structure interaction modeling using equivalent linear soil behavior in the substructure method. PhD thesis. LMSS-Mat, Ecole Centrale Paris, France
- Pitilakis, D. et al., 2008. Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (6), pp. 453-467
- Pitilakis, D., Clouteau, D., 2010. Equivalent linear substructure approximation of soil-foundation-structure interaction: model presentation and validation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8 (2), pp. 257-282

- Pitilakis, D., Karatzetzou, A., 2011. Soil-foundation-structure interaction and demand spectra in the performance based design. In: Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics (EURODYN2011), Leuven, Belgium
- Pitilakis, D., Moderessi-Farahmand-Razavi, A., Clouteau, D., 2013. Equivalent-linear dynamic impedance functions of surface foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (7), pp. 1130-1139
- Pitilakis, K. et al., 2004. Validation by centrifuge testing of numerical simulations for soil-foundation-structure systems. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada
- Pitilakis, K., Anastasiadis, A., Riga, E., 2012. New site classification scheme and associated site amplification factors. SHARE Deliverable D4.3. Dostupno na: www.share-eu.org/node/52 [11. studenog 2013.]
- Pitilakis, K., Gazepis, C., Anastasiadis, A., 2004. Design Response Spectra and Soil Classification for Seismic Code Provisions. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada
- Pitilakis, K., Pitilakis, D. i Karatzetzou, A., 2010. Demand spectra and SFSI for the performance based design. Joint conference proceedings of the 7CUEE and the 5ICEE, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan
- Pitilakis, K., Riga, E., Anastasiadis, A., 2012. Design spectra and amplification factors for Eurocode 8. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10 (5), pp. 1377-1400
- Poland, C., Soulages, J., Sun, J., Mejia, L., 2000. Quantifying the effect of soil-structure interaction for use in building design. Data Utilization Report CSMIP/00-02(OSMS 00-04), California Strong Motion Instrumentation Program, California Department of Conservation, California, USA
- Priestley, M.J.N., 1993. Myths and fallacies in earthquake engineering - conflicts between design and reality. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 26 (3), pp. 329-341
- Priestley, M.J.N., Evison, R.J., Carr, A.J., 1978. Seismic response of structures free to rock on their foundations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11 (3), pp.141-150
- Rathje, E.M., Abrahamson, N.A., Bray, J.D., 1998. Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (2), pp. 150-159
- Rayhani, M.H.T., El Naggar, M.H., 2008a. Seismic response of sands in centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 45 (4), pp. 470-480
- Rayhani, M.H.T., El Naggar, M.H., 2008b. Dynamic Properties of Soft Clay and Loose Sand from Seismic Centrifuge Tests. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26 (5), 593-602
- Régnier, J. et al., 2011. Revisiting Vs30 as a proxy parameter for site effects: a case study using KiKnet data. Proceedings of 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (5ICEGE). Santiago, Chile, January 10-13, pp. 800-804

- Renzi, S., 2009. Influence of dynamic soil-structure interaction analyses on shear buildings. PhD thesis. Department of Architecture, Civil Engineering and Environmental Sciences of the Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Germany and the Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering of the University of Florence, Italy
- Renzi, S., Madaï, C., Vannucchi, G., 2013. A simplified empirical method for assessing seismic soil-structure interaction effects on ordinary shear-type buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, pp. 100-107
- Rey, J., Faccioli, E., Bommer, J.J., 2002. Derivation of design soil coefficients (S) and response spectral shapes for Eurocode 8 using the European Strong-Motion Database. *Journal of Seismology*, 6 (4), pp. 547-555
- Richart, F.E., Hall, J.R., Woods, R.D., 1970. *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA
- Roje-Bonacci, T., 2003. *Mehanika tla. Drugo dopunjeno i izmijenjeno izdanje*. Građevinski fakultet Sveučilišta u Splitu, Tiskara Poljica d.o.o., Dugi rat
- Rošer, J., Gosar, A., 2010. Determination of Vs30 for seismic ground classification in the Ljubljana area, Slovenia. *Acta Geotechnica Slovenica*, 7 (1), pp. 61-76
- RSZ (Republički seizmološki zavod), 2010. Korigovane akceleracije zemljotresa kod Kraljeva od 03.11.2010. Republički seizmološki zavod, Beograd, Srbija. Dostupno na: www.seismo.gov.rs [22. studenog 2013.]
- Salković, I., Kvasnička, P., Mihalić, S., Krkač, M., 2009. Geotehnička istraživanja za određivanje lokalnih uvjeta tla na lokaciji Arene Zagreb. 5. savjetovanje Hrvatskog geotehničkog društva - Izvori rizika u geotehničkim zahvatima, Osijek
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., 1972. SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, USA
- Schott, C., Schwarz, J., 2004. Reliability of Eurocode 8 spectra and the problems of their application to central European earthquake regions. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada
- Schmidt, H.-G., Schwarz, J., Wuttke, F., 1998. Site response studies for low seismicity regions of Central Europe: research strategies in support of code development. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 17 (7-8), pp. 459-464
- Seed, H.B., Idriss, I.M., 1969. Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 94 (1), pp. 99-137
- Seed, H.B., Idriss, I.M., 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, USA

- Seed, H.B., Idriss, I.M., Dezfulian, H., 1970. Relationship between soil conditions and building damage in the Caracas earthquake of July 29, 1967. Report No. EERC 70-2, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, USA
- Seed, R.B., Dickenson, S.E., 1995. Site-dependent seismic site response. Second International Workshop on Wind and Earthquake Engineering for Offshore and Coastal Facilities, University of California, Berkeley,
- Seed, H. B., Lysmer, J., 1978. Soil-structure interaction analyses by finite elements – State of the art. Nuclear Engineering and Design, 46 (2), pp. 349-365
- Seed, H.B., Ugas, C., Lysmer, J., 1974. Site-dependent spectra for earthquake-resistant design. Report No. EERC 74-12. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, USA
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., Tokimatsu, K., 1984. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. Report No. UCB/EERC 84/14. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, USA
- Seismosoft, 2012. SeismoStruct user manual for version 6. Seismosoft Ltd., Pavia, Italy
- Seismosoft, 2013a. SeismoArtif v2.1 - A computer program for generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum. Dostupno na: www.seismosoft.com [2. lipnja 2014.]
- Seismosoft, 2013b. SeismoSignal v5.1 - A computer program for signal processing of strong-motion data. Dostupno na: www.seismosoft.com [2. lipnja 2014.]
- Shirato, M. et al., 2008a. Large-scale experiments on nonlinear behavior of shallow foundations subjected to strong earthquakes. Soils and foundations, 48 (5), pp. 673-692
- Shirato, M. et al., 2008b. Numerical simulation of model tests of pier-shallow foundation systems subjected to earthquake loads using an elasto-uplift-plastic macro element. Soils and foundations, 48 (5), pp. 693-711
- Sigmund, V., Bošnjak-Klečina, M., Guljaš, I., Stanić, A., 2000. Usporedbe primjene hrvatskih propisa i Eurokoda 8. Građevinar, 52 (7), pp. 379-389
- Sigmund, V., Zlatović, S., 2000. Nedavni veliki potresi i njihovo značenje. Građevinar, 52 (11), pp. 695-703
- de Silva, C.W., 2005. Vibration and Shock Handbook. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida, USA
- Singh, P., Chen, W., Vahdani, S., 2008. Soil-structure interaction analysis for buried structures in soft, sloping soils - Bart San Francisco Transition Structure. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
- SNZ (Standards New Zealand), 2004a. Structural design actions, Part 5: Earthquake actions - New Zealand, NZS 1170.5:2004. Wellington, New Zealand

- SNZ (Standards New Zealand), 2004b. Structural design actions, Part 5: Earthquake actions - New Zealand - Commentary, NZS 1170.5 Supp 1:2004. Wellington, New Zealand
- Steinbrugge, K.V., 1971. Note leaning tower. [fotografija] Dostupno na: <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Image/S4058> [4. srpnja, 2014.]
- Stewart, J.P., Comartin, C., Moehle, J.P., 2004. Implementation of soil-structure interaction models in performance based design procedures. Proceedings of the 3rd UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, Vallombrosa Center, Menlo Park, California, USA
- Šimunić, Ž., Skender, A., 2010. Viskoelastična svojstva u potresnoj izolaciji. Građevinar, 62 (9), pp. 793-802
- Tabatabaie, M., Mejia, L., Wu, S.C., Galagoda, M., 2004. Dynamic stiffness for vibration analysis of large machine foundations on soft soils stabilized by deep mixing. The 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (11th ICSDEE) and the 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (3rd ICEGE). University of California, Berkeley, January 7-9, pp. 782-789
- Talaganov, K., Aleksovski, D., Gadza, V., 1982. Analysis of the influence of local soil conditions upon maximum accelerations based on data from 1979 Montenegro earthquake. Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering, Technical Chamber of Greece, Athens, Greece, 2, pp. 423-430
- Tang, H.T., Tang, Y.K., Stepp, J.C., 1990. Lotung large-scale seismic experiment and soil-structure interaction method validation. Nuclear Engineering and Design, 123 (2-3), pp. 397-412
- Taylor, C., 2009. Shaking table testing at the EQUALS lab. SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructure for European Synergies) General Committee Meeting: 1st Workshop, Iasi, Romania. Dostupno na: www.series.upatras.gr/iasi_workshop [3. veljače 2013.]
- Taylor, R.N., 1995. Geotechnical centrifuge technology. Blackie Academic & Professional, Chapman & Hall, Bishopbriggs, Glasgow
- Tazoh, T., Sato, M., Shimizu, K., Hatakeyama, A., 1988. Nonlinear seismic response analysis of soil deposit using strong seismic records. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan
- Tazoh, T., Sato, M., Shimizu, K., Koyama, K., 1988. Nonlinear seismic response analysis of horizontally layered soil deposits. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan
- Tileylioglu, S., Stewart, J.P., Nigbor, R.L., 2011. Dynamic stiffness and damping of a shallow foundation from forced vibration of a field test structure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137 (4), pp. 344-353. Dostupno na: <https://nees.org/resources/6266> [12. studeni 2013.]
- Towhata, I., 2008. Geotechnical Earthquake Engineering. Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- Trifunac, M.D., 2006. Biot response spectrum. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26 (6-7), 491-500

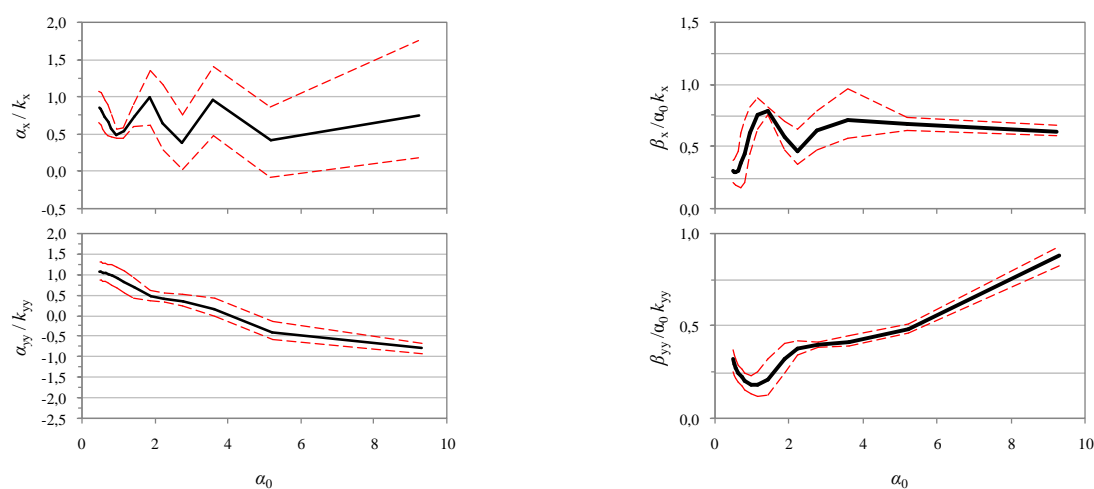
- Trifunac, M.D., 2012. Earthquake response spectra for performance based design - A critical review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 37, pp. 73-83
- Trifunac, M.D., Ivanović, S.S, Todorovska, M.I., 2001a. Apparent periods of a building. I: Fourier Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 127 (5), pp. 517-526
- Trifunac, M.D., Ivanović, S.S, Todorovska, M.I., 2001b. Apparent periods of a building. II: Time-frequency analysis. *Journal of Structural Engineering*, 127 (5), pp. 527-537
- Veletsos, A.S., 1978. Soil-structure interaction for buildings during earthquakes. *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, California, USA*, pp. 111-133
- Veletsos, A.S., Wei, Y.-T., 1971. Lateral and rocking vibration of footing. Report No. 8. Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, Texas, USA
- Veletsos, A.S., Meek, J.W., 1973. Dynamic behavior of building-foundation systems. Report No. 20. Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, Texas, USA
- Veletsos, A.S., Verbič, B., 1973. Vibration of viscoelastic foundations. Report No. 18. Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, Texas, USA
- Veletsos, A.S., Nair, V.V., 1974. Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. Report No. 21. Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, Texas, USA
- Veletsos, A.S., Prasad, A.M., 1988. Seismic interaction of structures and soils: stochastic approach. Technical report NCEER-88-0021. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, USA
- Verbič, B., 1972. Analysis of certain structure-foundation interaction systems. PhD thesis. Rice University, Houston, Texas, USA
- Verbič, B., Veletsos, A.S., 1972. Impulse response functions for elastic foundations. Report No. 15. Department of Civil Engineering, Rice University, Houston, Texas, USA
- Vrettos, C., 1999. Vertical and rocking impedances for rigid rectangular foundation on soils with bounded non-homogeneity. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28 (12), pp. 1525-1540
- Vrettos, C., 2014. Rectangular footing on soil with depth-degrading stiffness: Vertical and rocking impedances under conditional existence of surface waves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, pp. 294-302
- Waas, G., Hartman, H.-G., Werkle, H., 1988. Damping and stiffness of foundations on inhomogeneous media. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan*
- Weatherhill, G., Crowley, H., Pinho, R., 2010. Report on seismic hazard definitions needed for structural design applications. SHARE Deliverable D2.2. Dostupno na: www.share-eu.org/node/52 [11. studenog 2013.]
- Wolf, J.P., 1985. *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA
- Wong, H.L., Luco, J.E., 1985. Tables of impedance functions for square foundations on layered media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4 (2), pp. 64-81

- Xu, L., Xie, L., 2004. Bi-normalized response spectral characteristics of the 1999 Chi-Chi earthquake. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 3 (2), pp. 147-155
- Zeng, X., Steedman, R.S., 1998. Bearing capacity failure of shallow foundations in earthquake. *Géotechnique*, 48 (2), pp. 235-256
- Zhao, J.X. et al., 2006. Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification on predominant period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (3), pp. 898-913
- Ziotopoulou, A., Gazetas, G., 2010. Are Current Design Spectra Sufficient for Soil-Structure Systems on Soft Soils? In: M.N. Fardis, ed., 2010. *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering*, ACES Workshop, 13, Springer, pp. 79-87

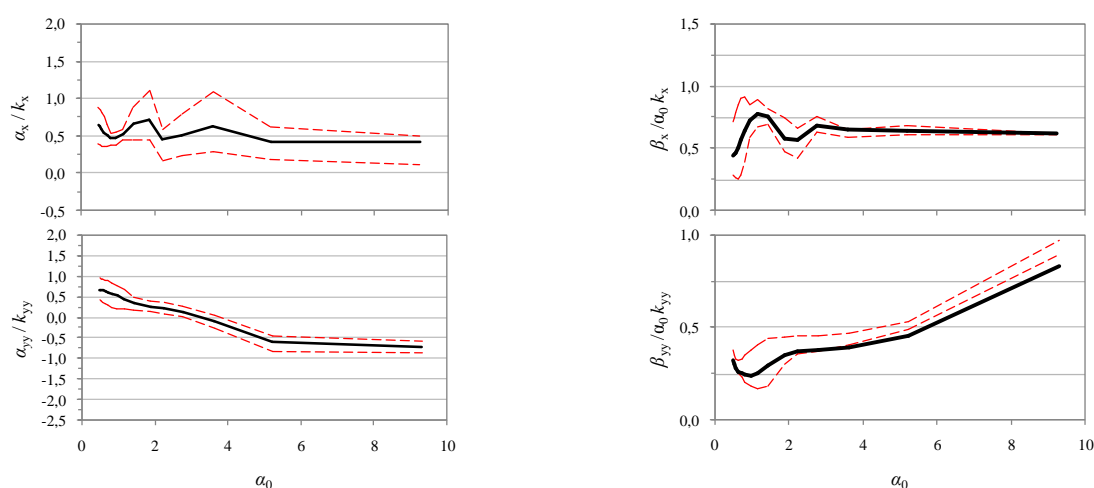
PRILOG

P.1 SREDNJE VRIJEDNOSTI FUNKCIJA IMPEDANCIJE I Odstupanja ZA JEDNU STANDARDNU DEVIJACIJU

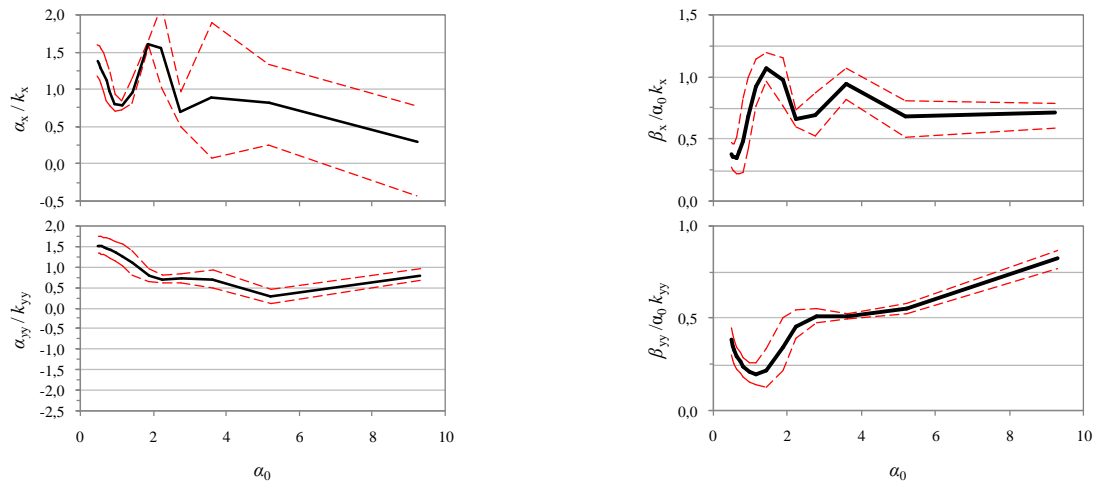
U nastavku su dani dijagrami koji pokazuju srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune crne linije), proračunanih u okviru ovog rada za više različitih slučajeva tala svrstanih u istu kategoriju, te odstupanje promatranih vrijednosti za jednu pozitivnu i jednu negativnu standardnu devijaciju (crvene crtkane linije). Svaki dijagram je rezultat statističke obrade stupca tla kroz koji je prošlo devet različitih potresnih valova.



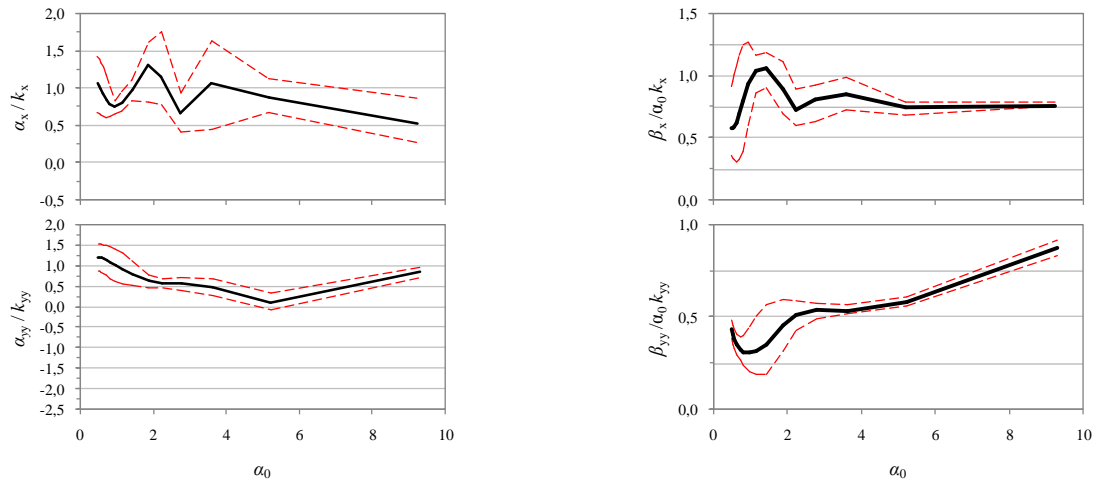
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



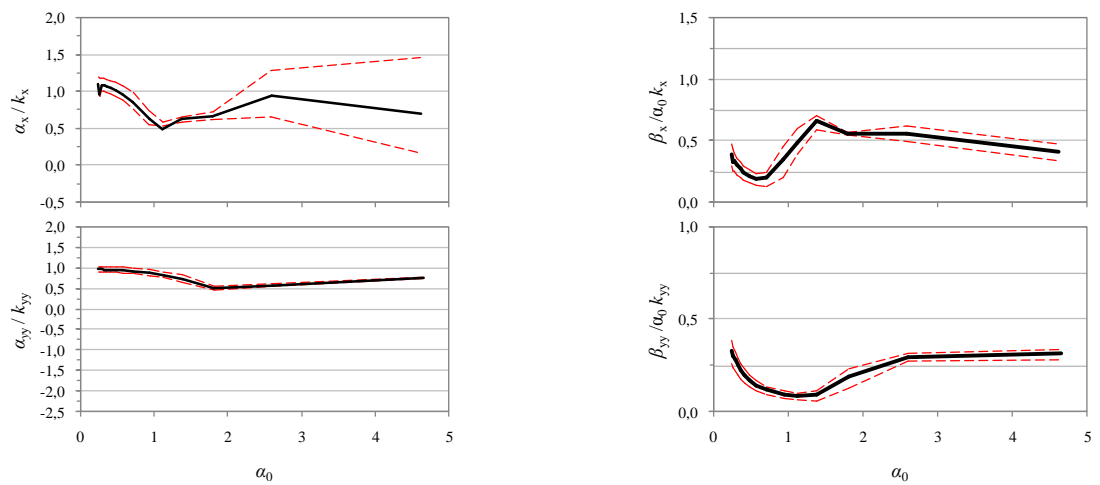
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



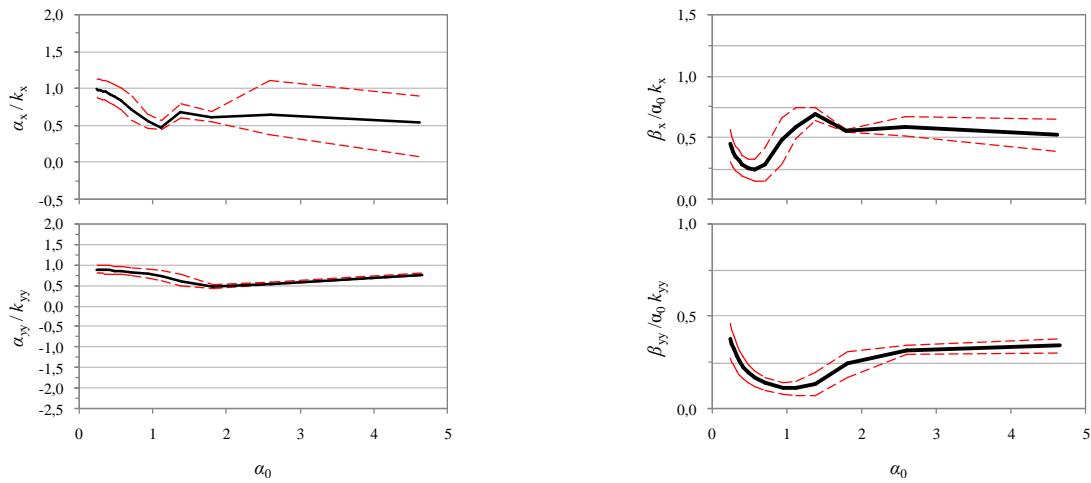
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



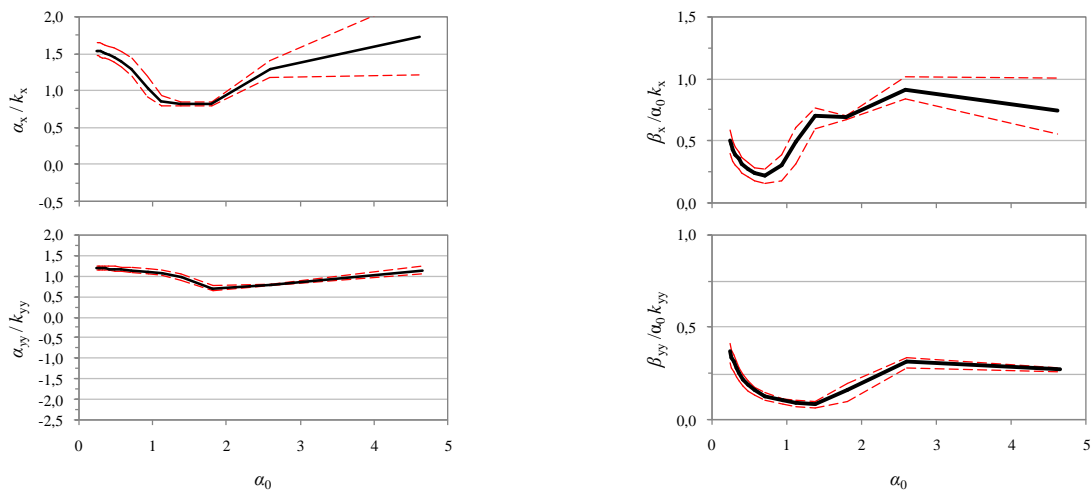
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



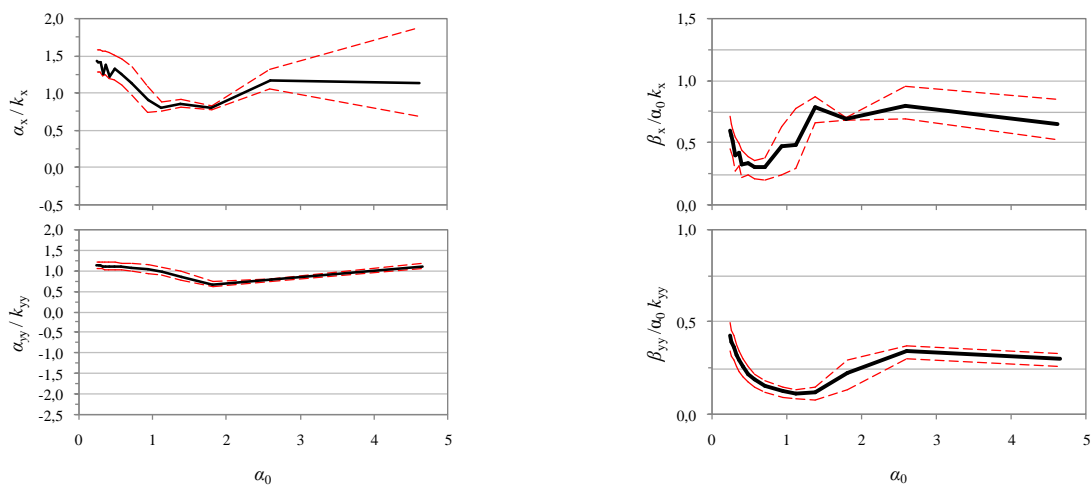
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



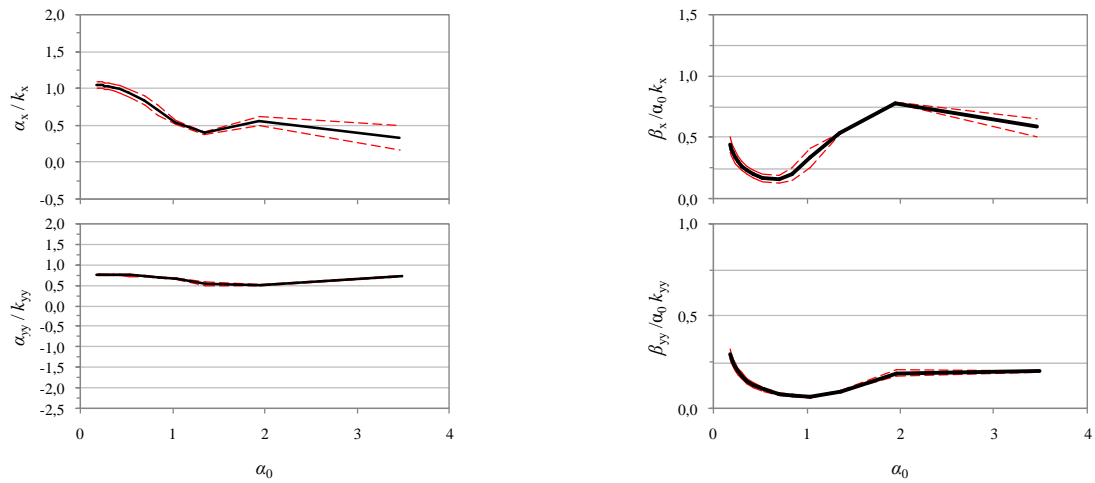
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



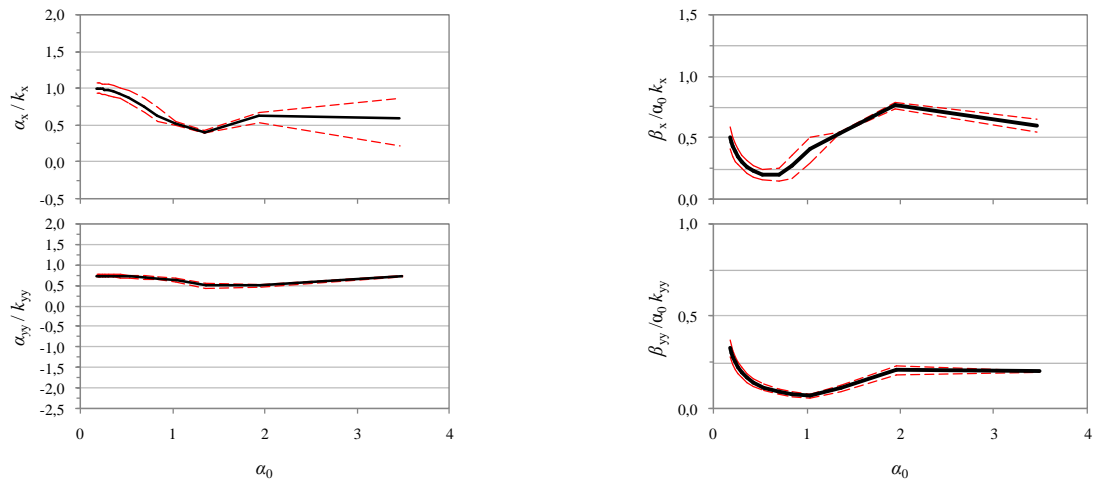
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



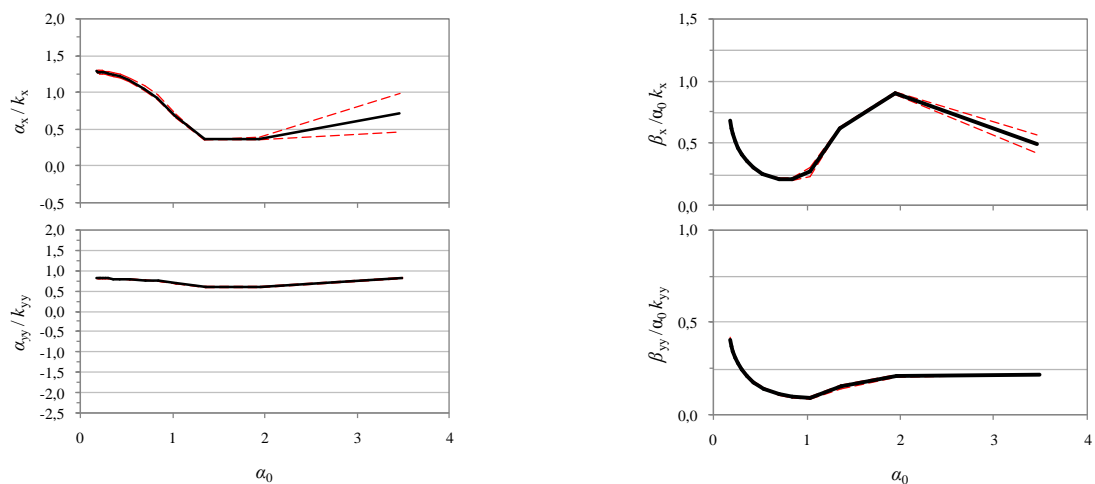
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



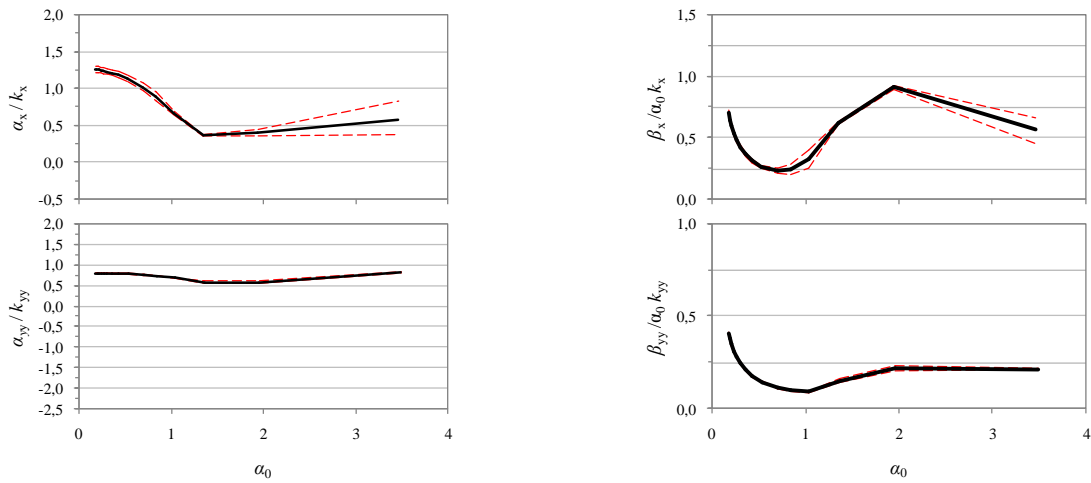
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



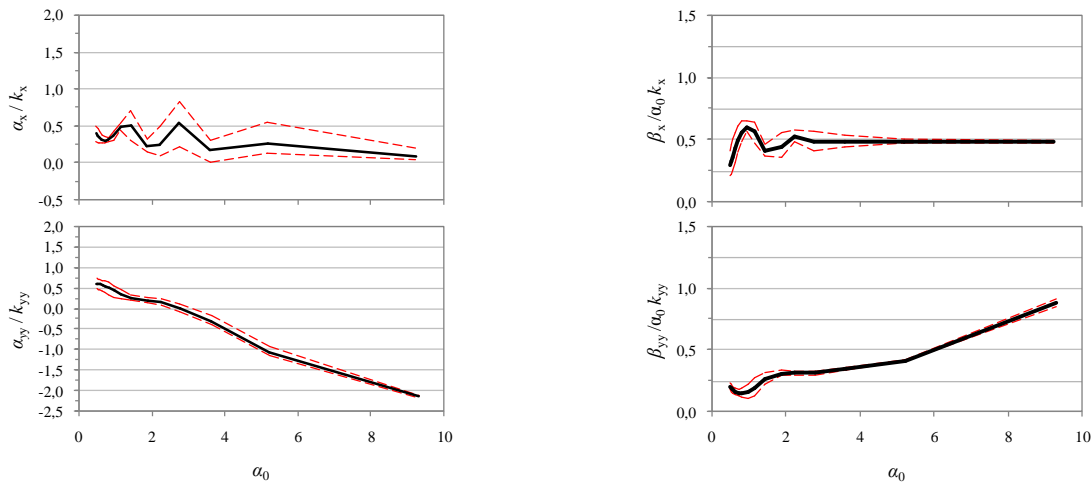
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



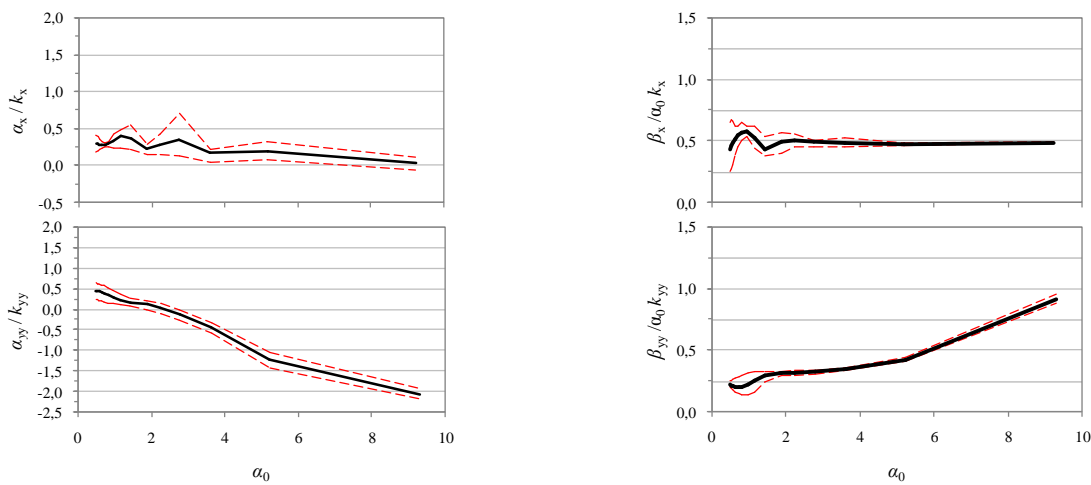
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



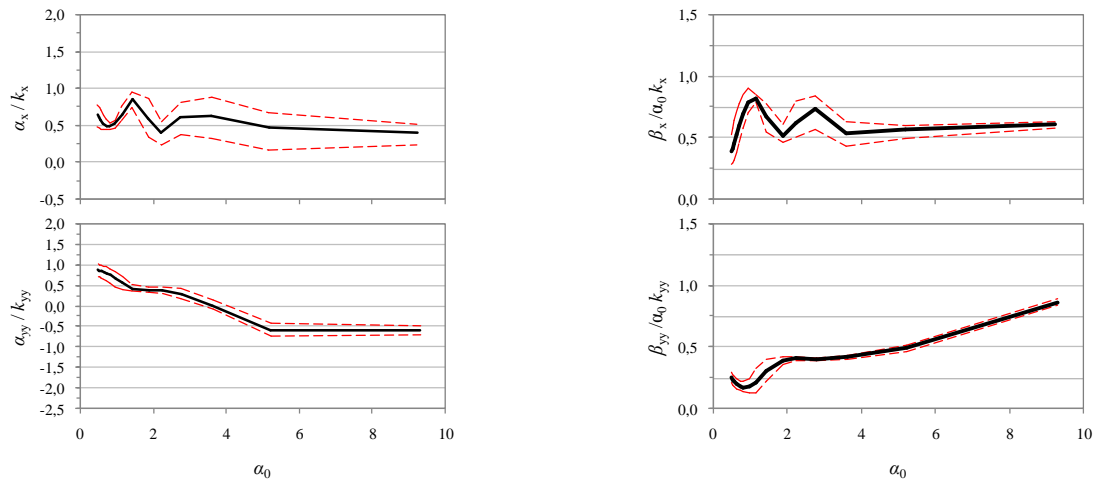
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20RB-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



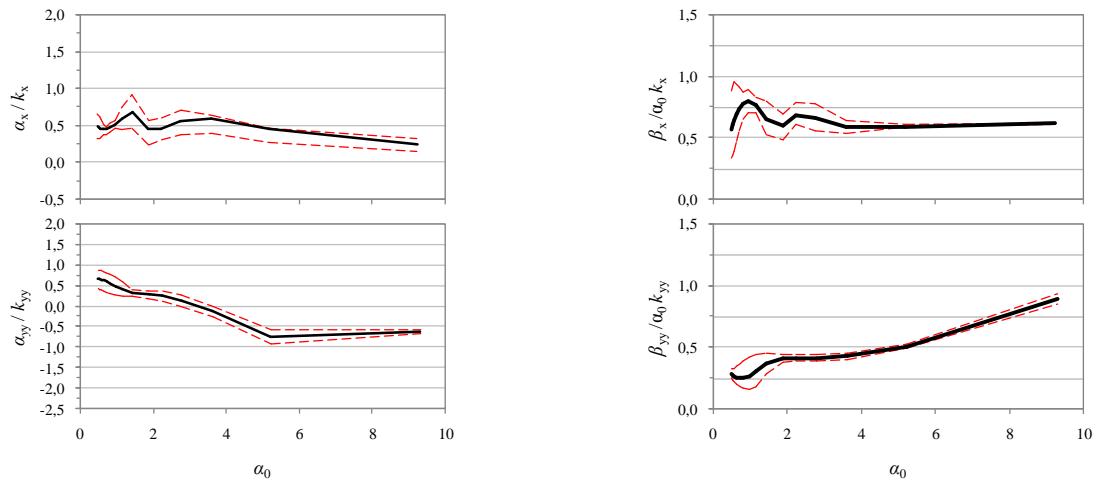
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



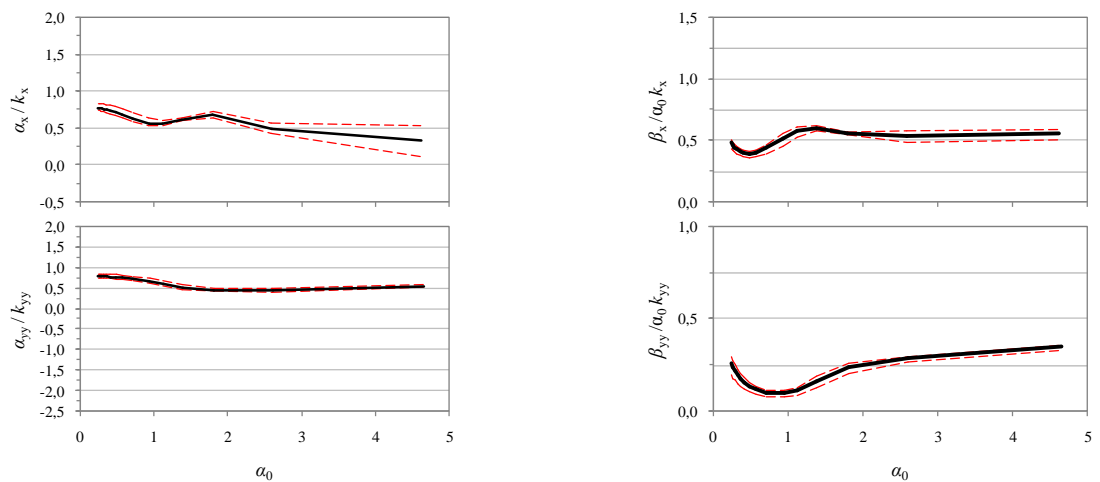
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



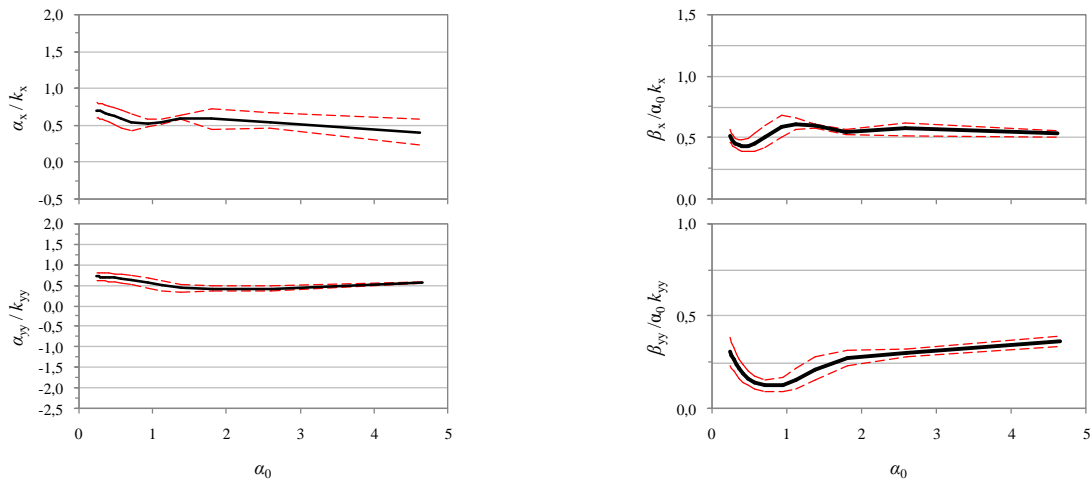
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



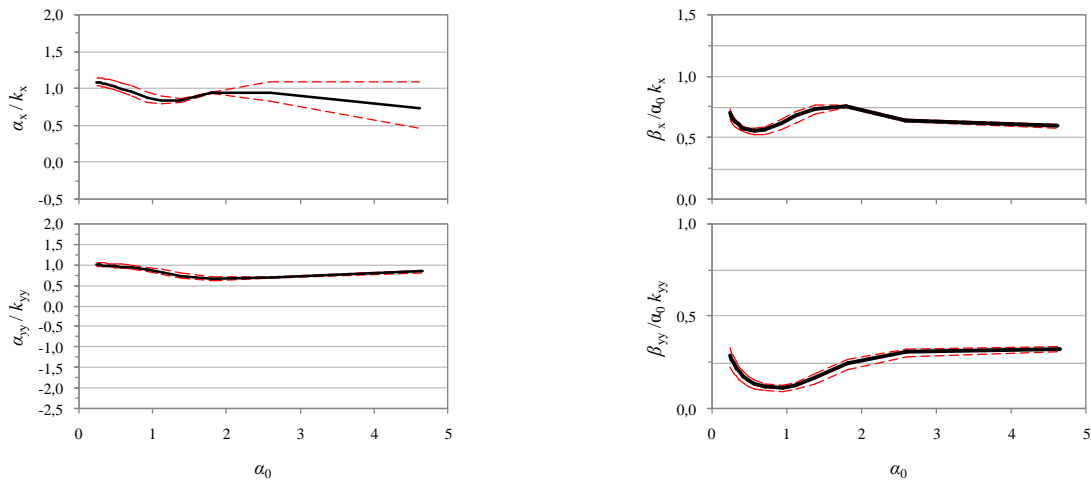
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



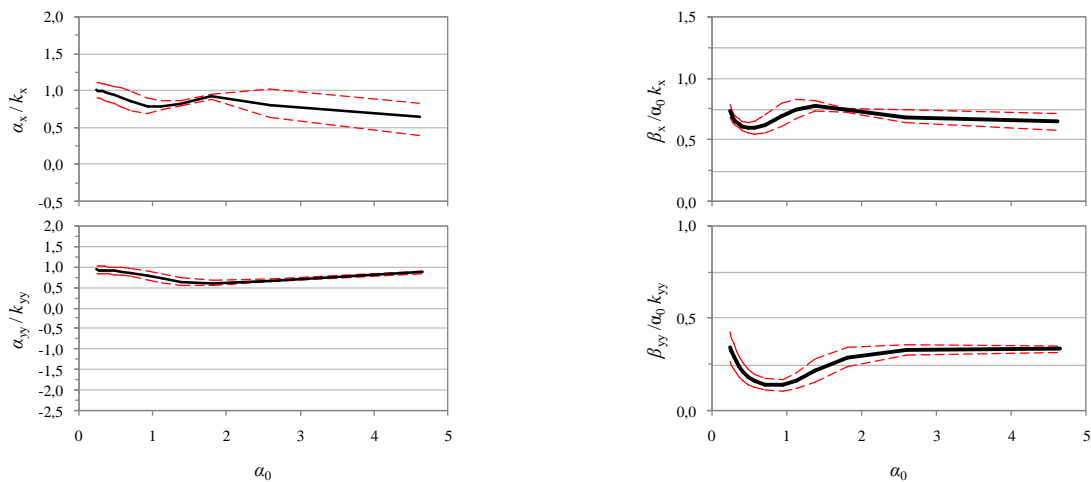
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



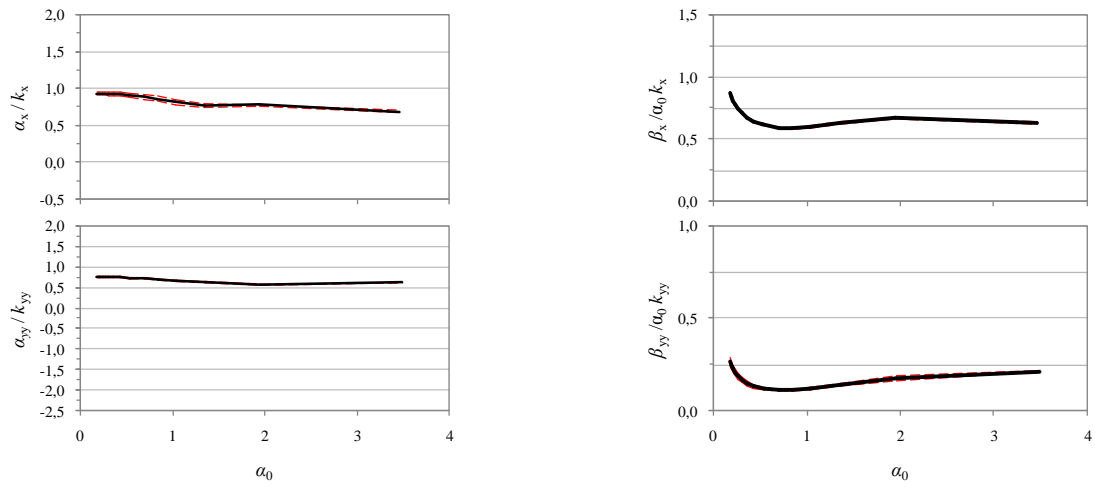
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



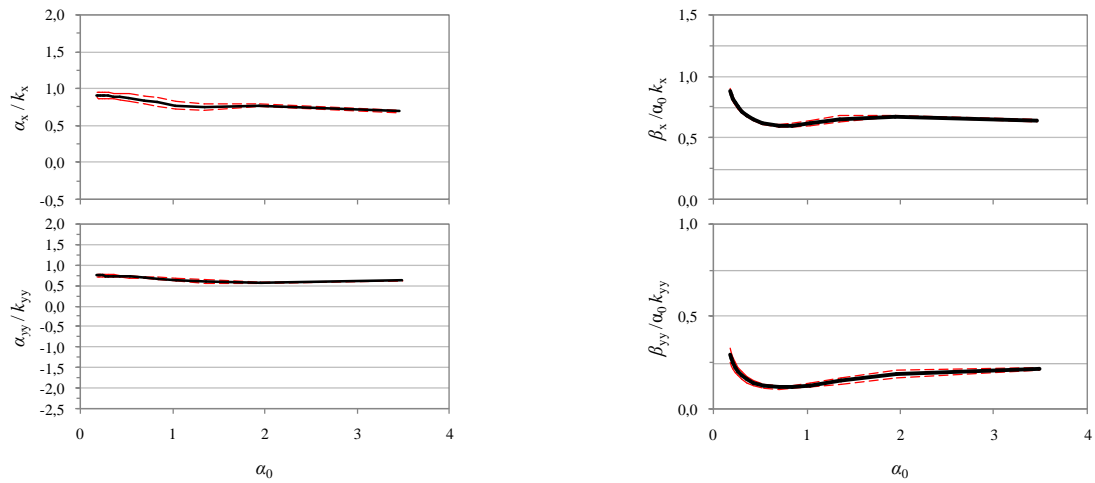
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



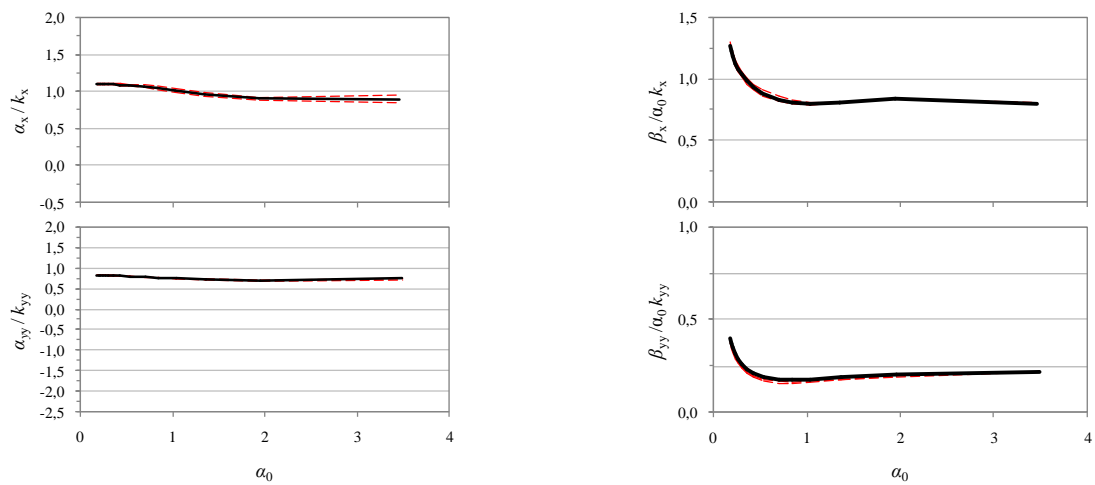
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



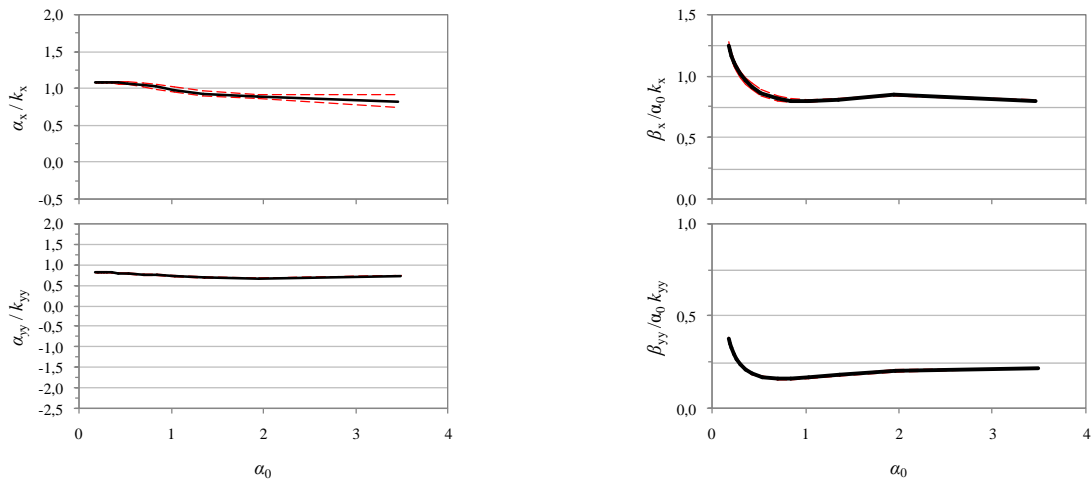
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



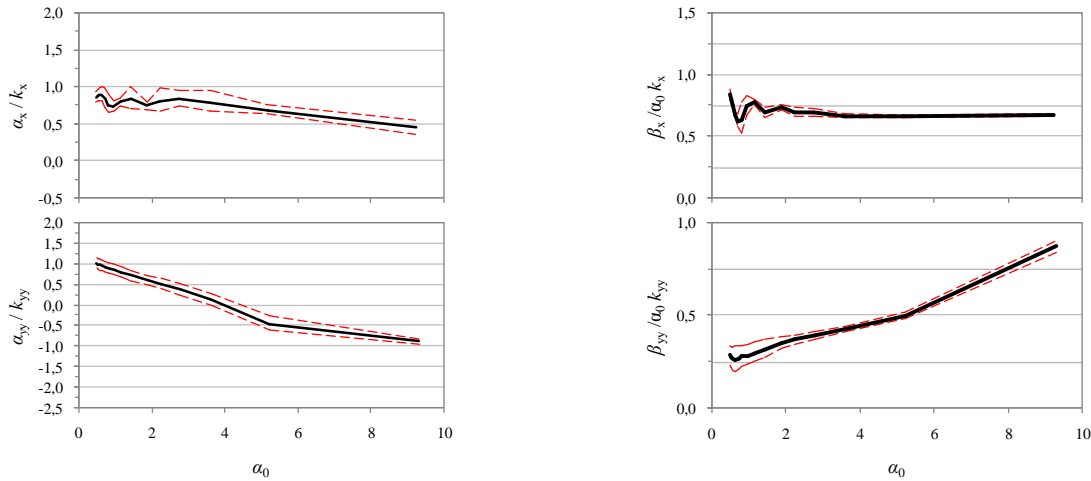
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



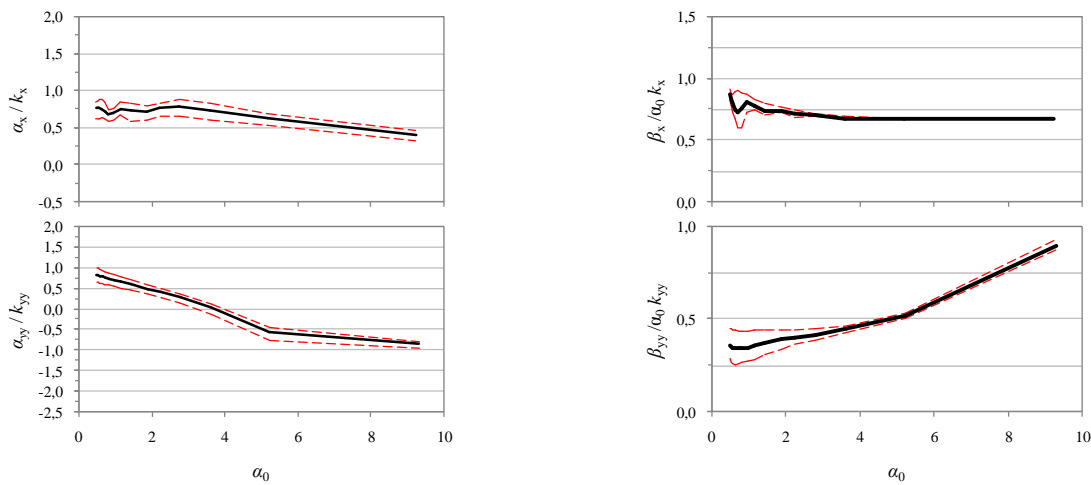
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



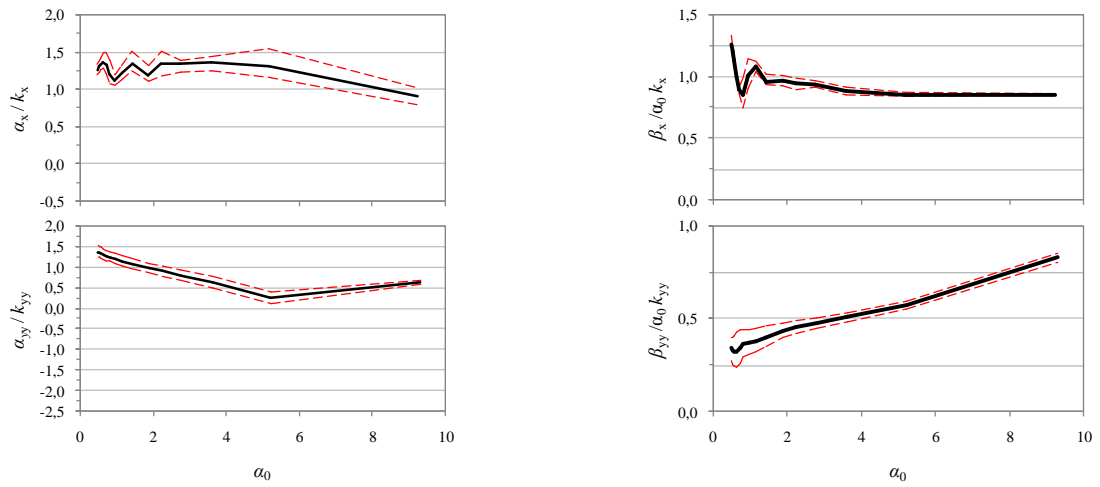
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 20HS-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



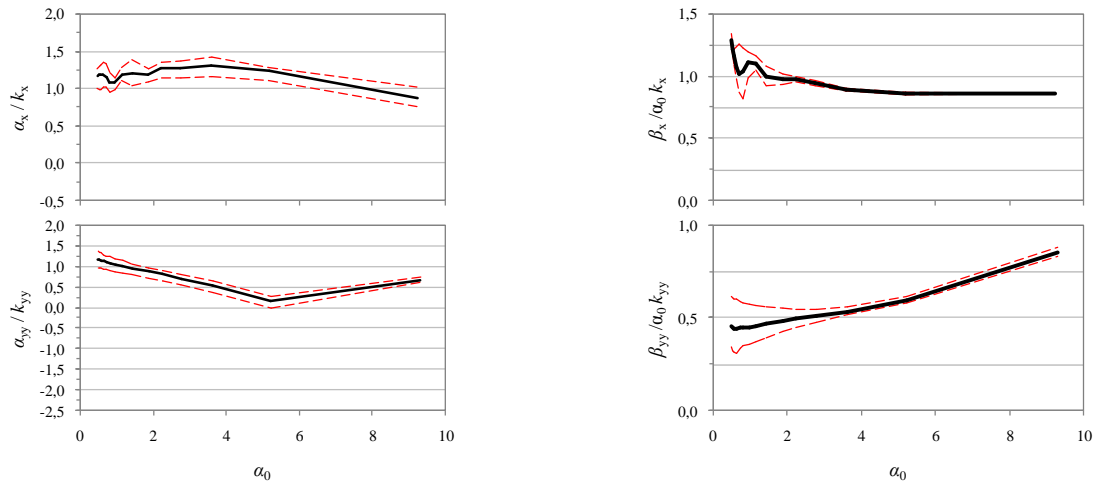
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



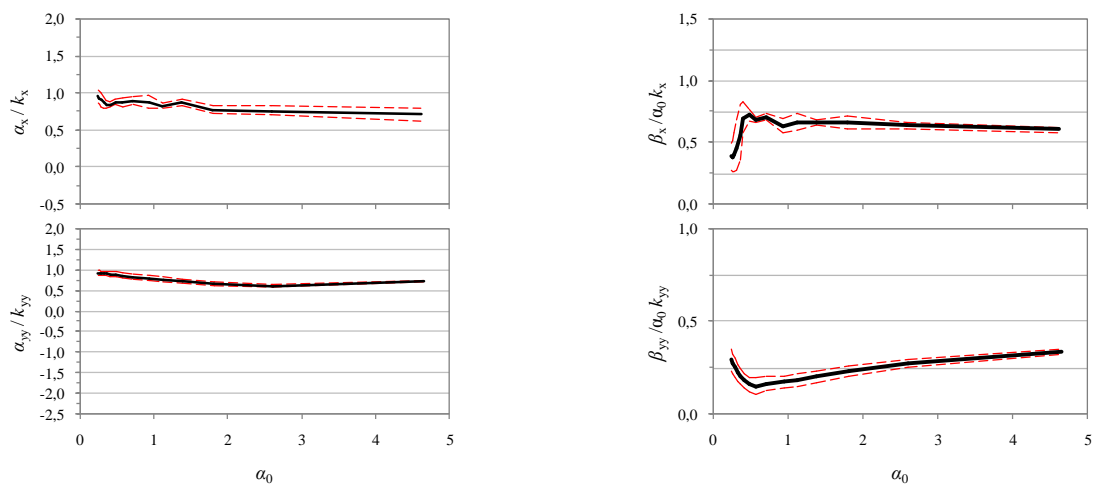
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



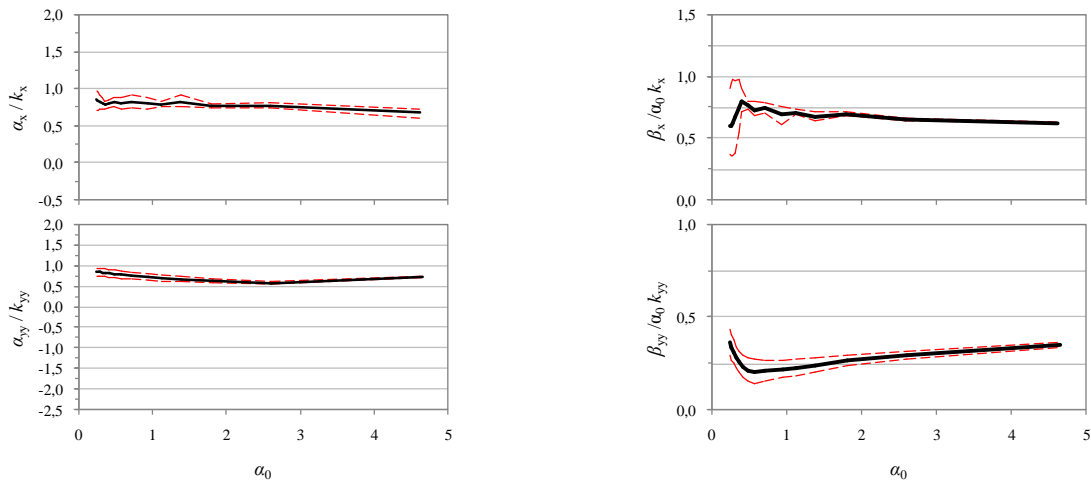
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



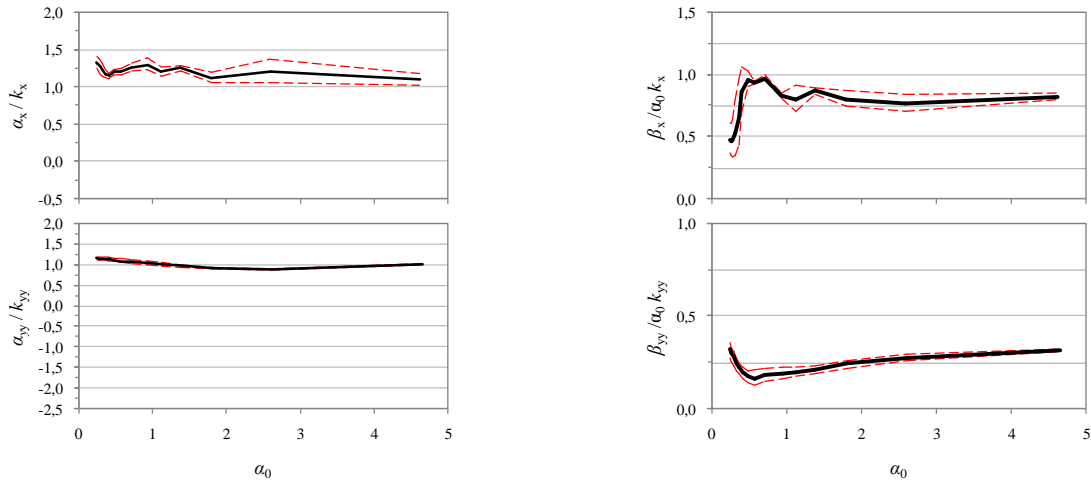
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



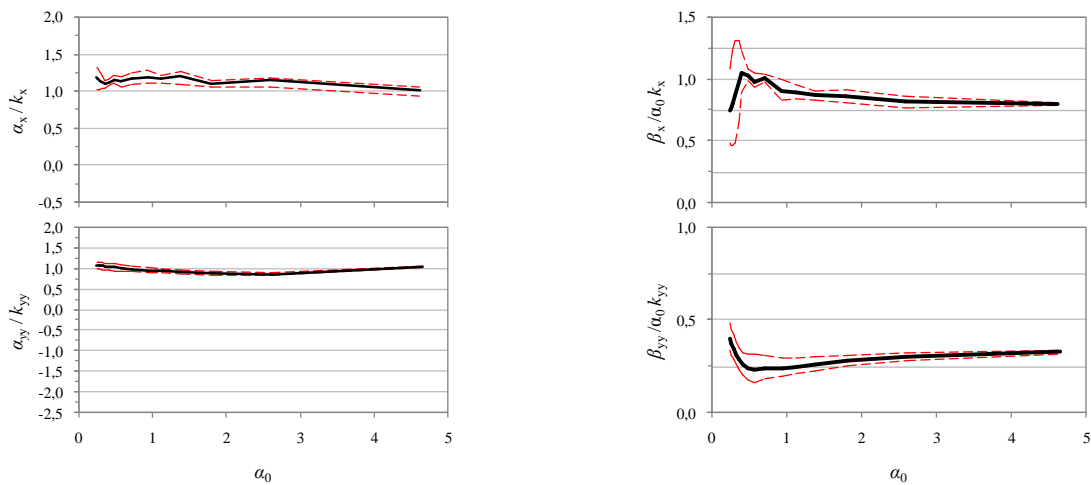
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



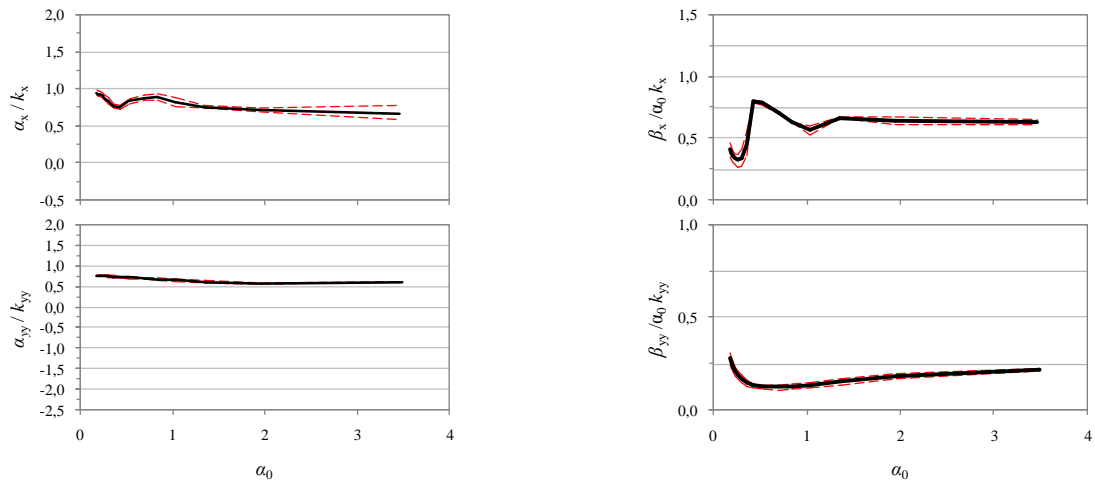
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



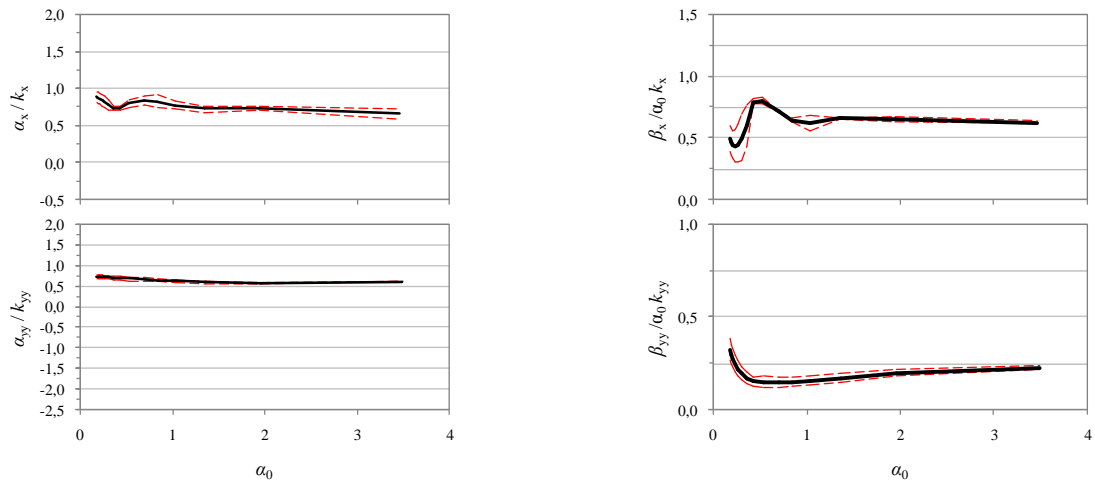
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



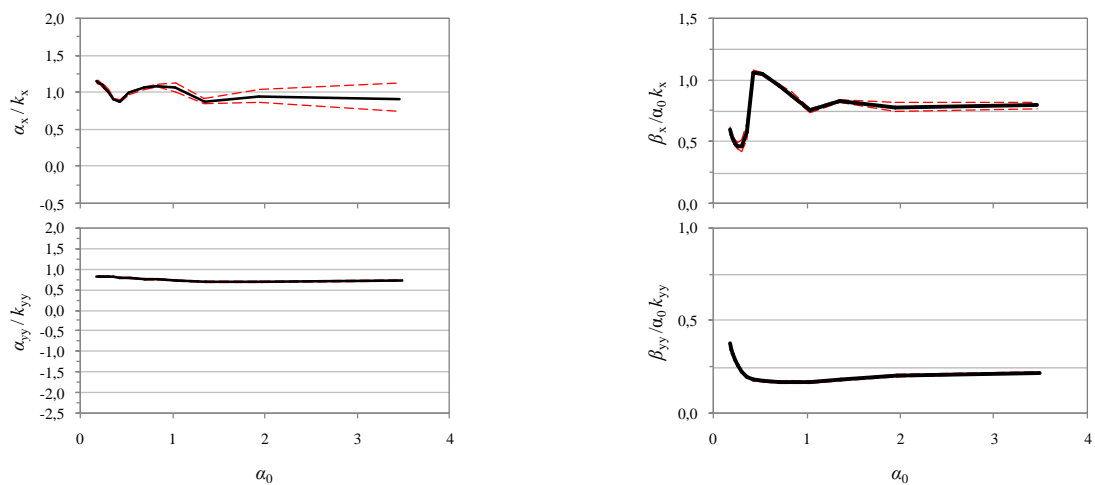
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



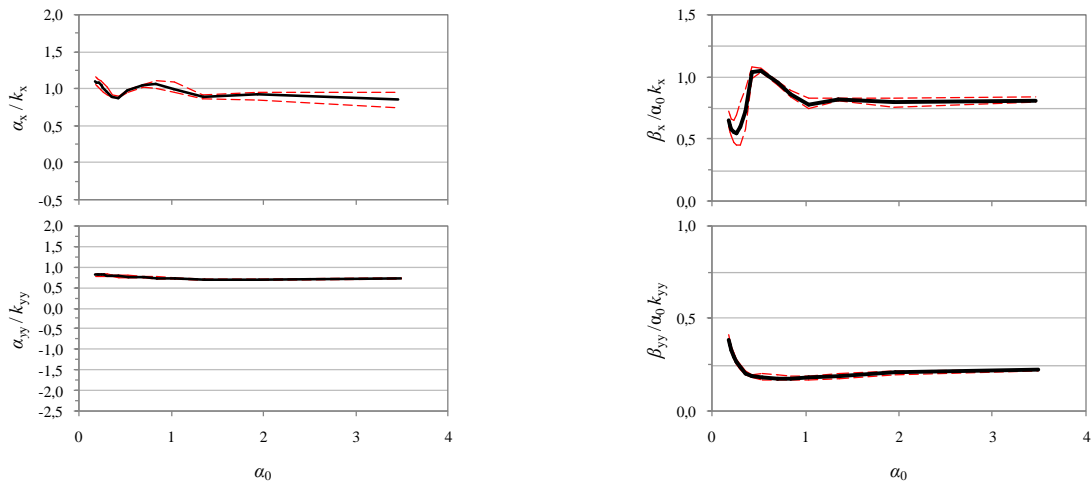
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



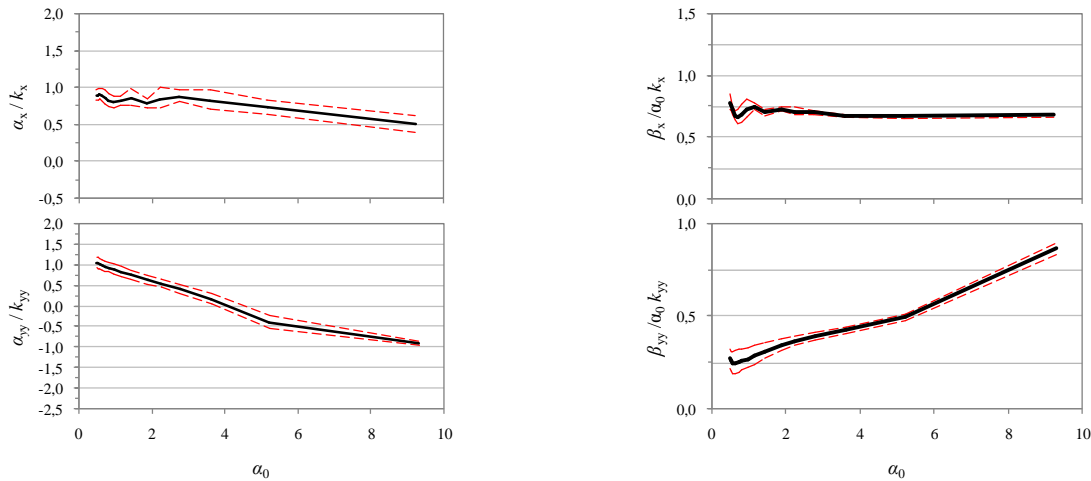
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



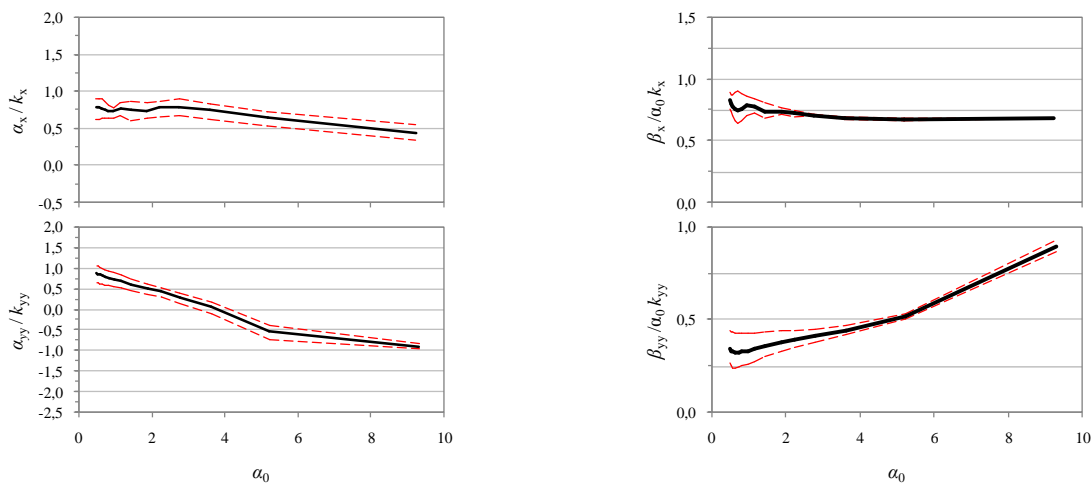
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



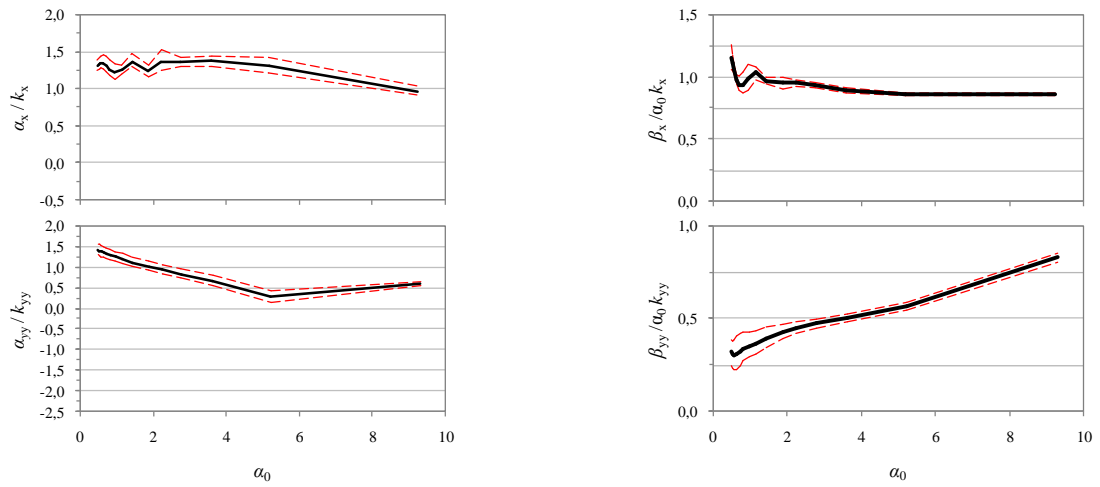
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60RB-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



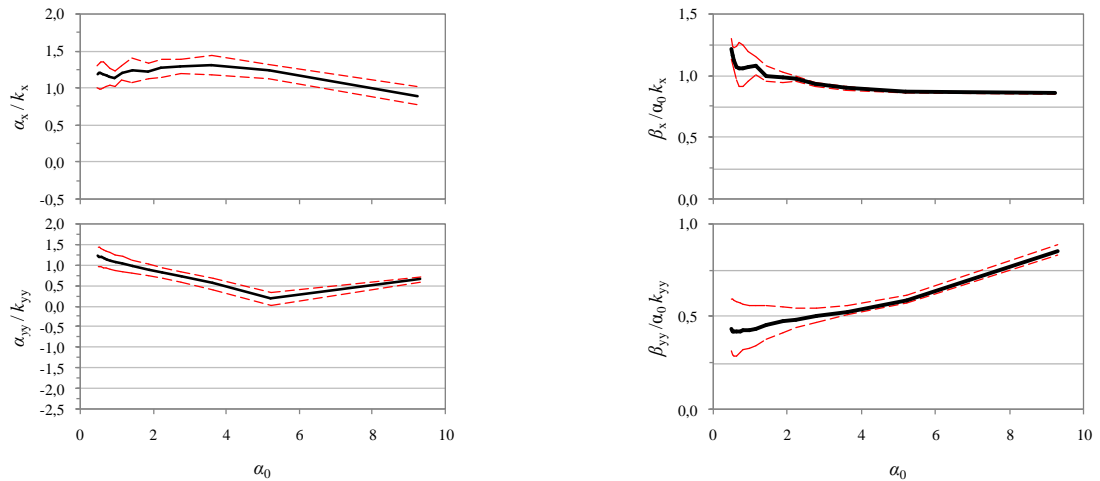
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



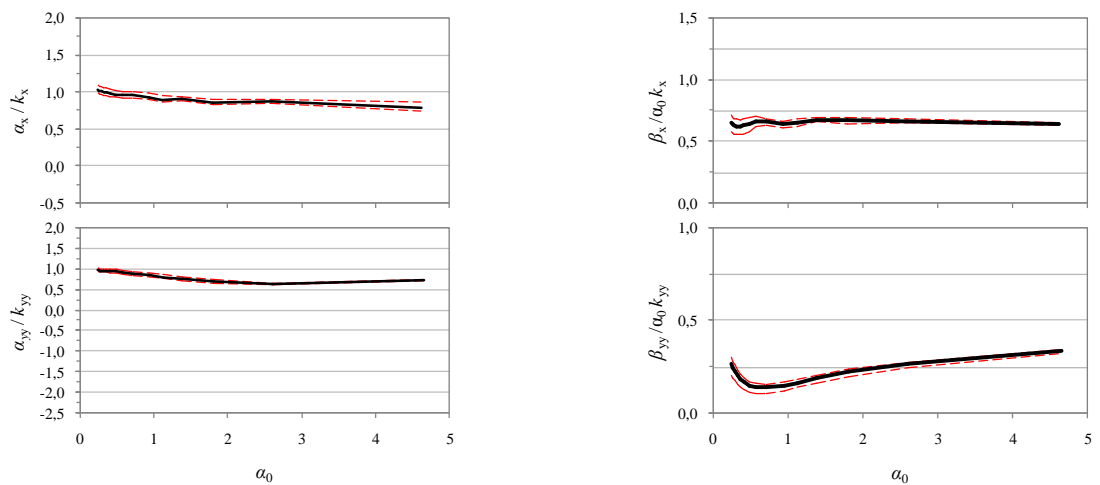
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-VS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



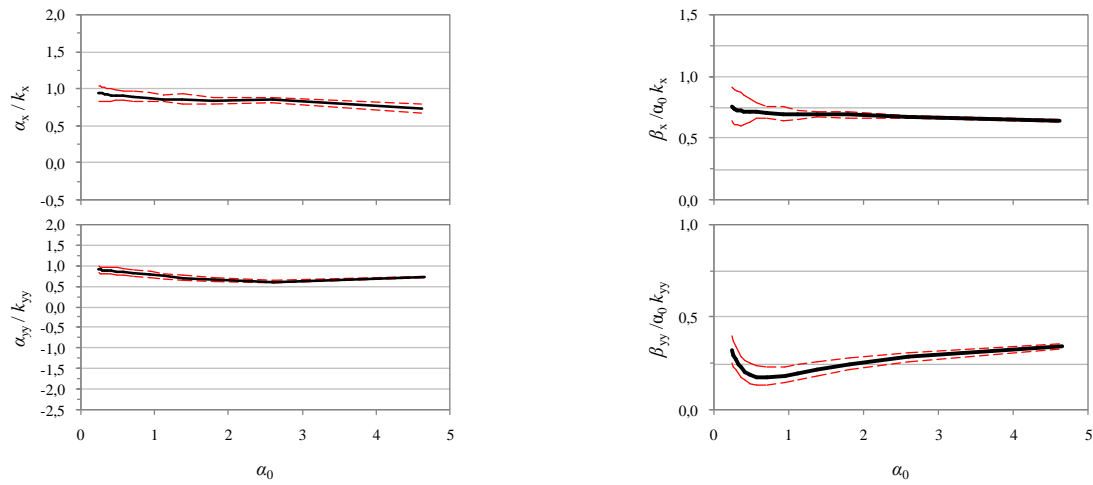
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



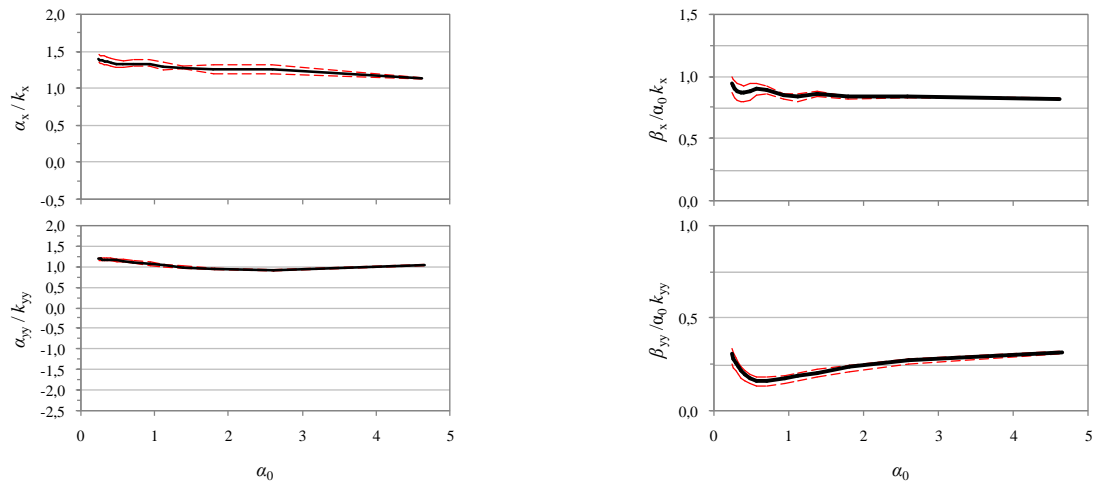
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-VS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



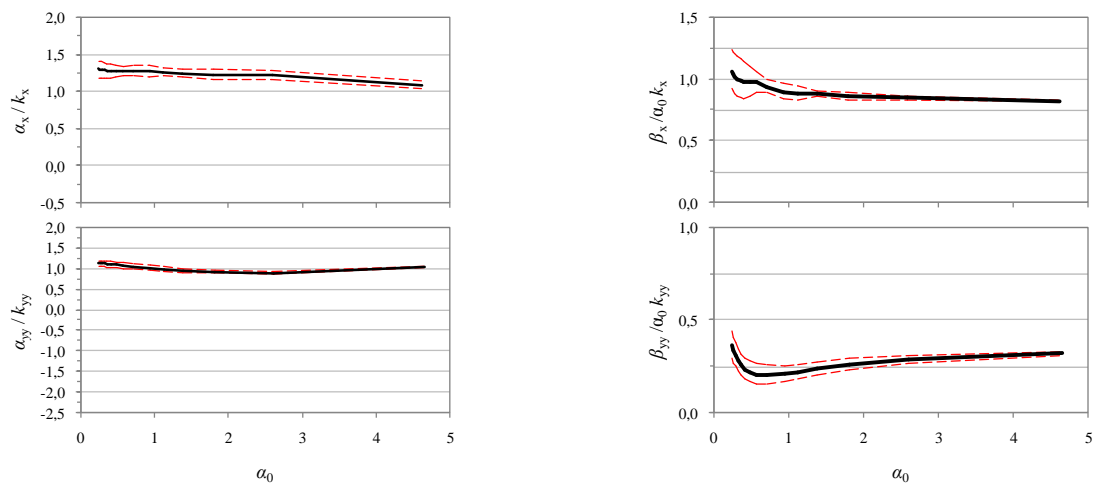
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



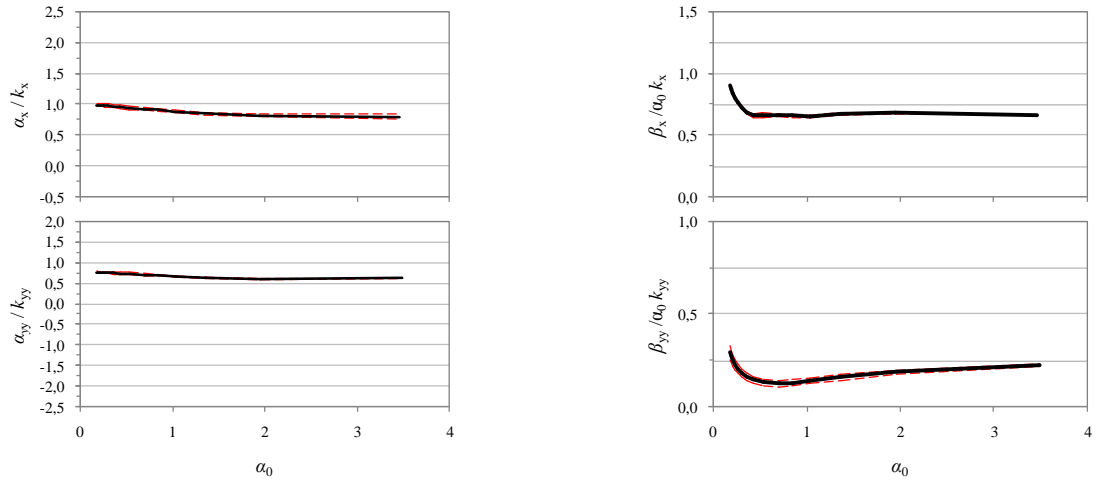
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-MS opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



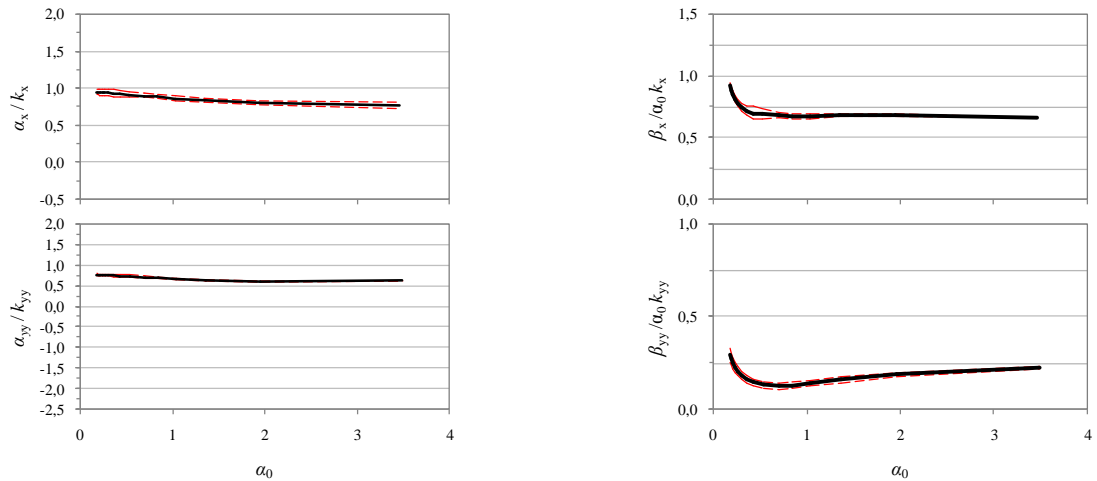
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



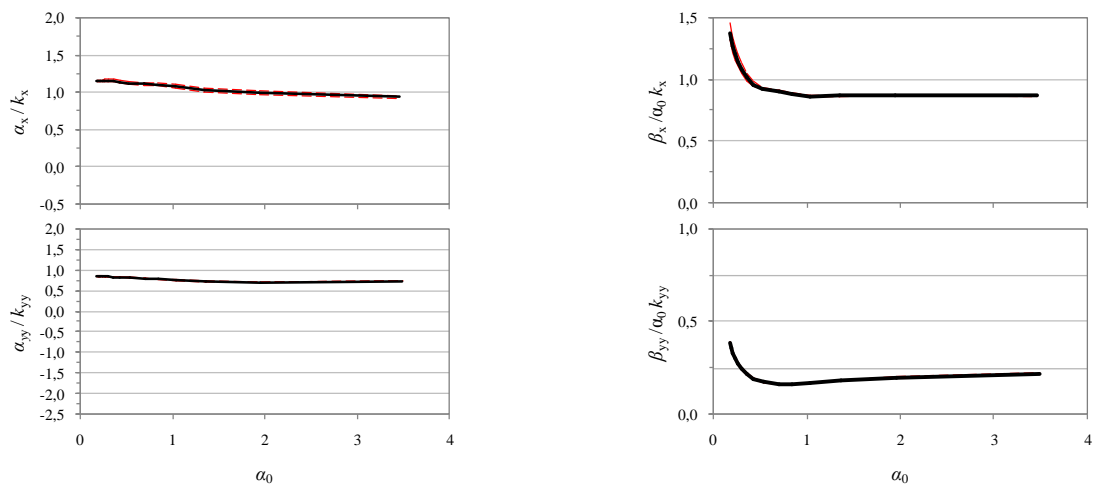
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-MS opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



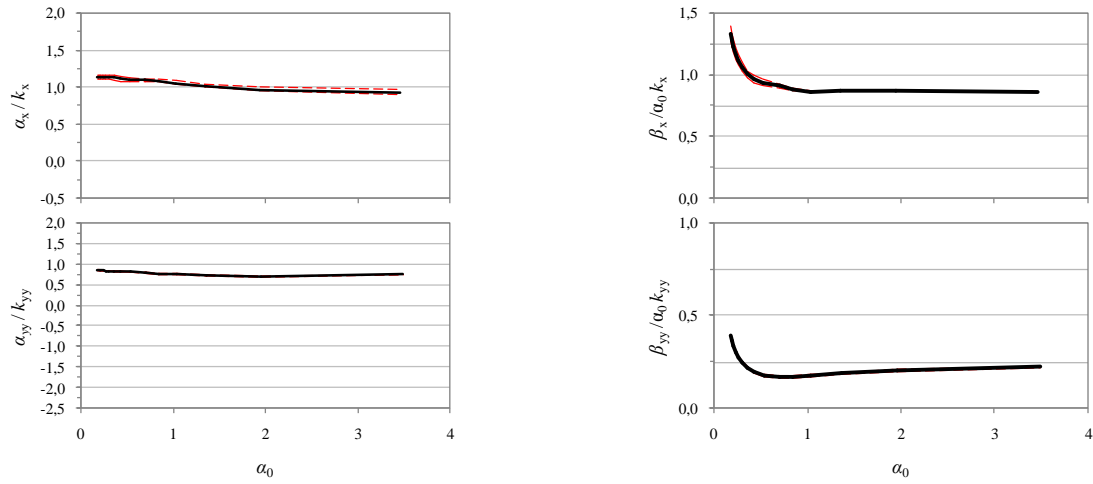
Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-S opterećene lakom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima



Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute slabim podrhtavanjima



Slika P.#. Srednje vrijednosti funkcija impedancije (pune linije) i odstupanja za jednu standardnu devijaciju (crtkane linije) za modele tla 60HS-S opterećene teškom konstrukcijom i podvrgnute snažnim podrhtavanjima