

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Andrejaš, A., 2014. Ocena vpliva deformabilnosti tal na obnašanje armiranobetonske stavbe pri potresni obtežbi. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Pulko, B.): 128 str.

Datum arhiviranja: 04-12-2014

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Andrejaš, A., 2014. Ocena vpliva deformabilnosti tal na obnašanje armiranobetonske stavbe pri potresni obtežbi. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Pulko, B.): 128 pp.

Archiving Date: 04-12-2014

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



Jamova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM GRADBENIŠTVO  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**ANDREJ ANDREJAŠ**

**OCENA VPLIVA DEFORMABILNOSTI TAL NA  
OBNAŠANJE ARMIRANOBETONSKE STAVBE PRI  
POTRESNI OBTEŽBI**

Diplomska naloga št.: 3410/KS

**EVALUATION OF THE IMPACT OF SOIL-STRUCTURE  
INTERACTION ON SEISMIC RESPONSE OF  
REINFORCED CONCRETE FRAME BUILDING**

Graduation thesis No.: 3410/KS

**Mentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Somentor:**

doc. dr. Boštjan Pulko

Ljubljana, 27. 11. 2014

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

## **IZJAVE**

Podpisani Andrej Andrejaš izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom  
»Ocena vpliva deformabilnosti tal na obnašanje armiranobetonske stavbe pri potresni obtežbi«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 7. 11. 2014

Andrej Andrejaš

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.13:624.042.7(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Andrej Andrejaš</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof.dr. Matjaž Dolšek</b>
<b>Somentor:</b>	<b>doc. dr. Boštjan Pulko</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Ocena vpliva deformabilnosti tal na obnašanje armiranobetonske stavbe pri potresni obtežbi</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>128 str., 43 pregl., 76 sl., 70 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>potresno inženirstvo, geotehnika, interakcija zemljina-konstrukcija, analiza konstrukcije, armiranobetonski okvir, EC8-5, analiza časovnega odziva, Plaxis, SAP2000</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi je obravnavan vpliv deformabilnosti tal na odziv osem etažne okvirne armiranobetonske stavbe pri potresni obtežbi. Primerjali smo odziv togo vpete in elastično vpete konstrukcije. Prisotnost zemljine v modelu upoštevamo na več načinov in sicer z upoštevanjem modula reakcije tal, kjer na stiku konstrukcije z zemljino modeliramo vzmeti in dušilke, ter z bolj točnim modelom, kjer zemljino modeliramo s 3D ali s ploskovnimi končnimi elementi. Dinamično analizo smo izvedli za tri akceleroگرامe katerih spektri ustrezajo elastičnemu spektru po Evrokodu 8. Uporabili smo različne modele, ki smo jih razvili s programoma SAP2000 in Plaxis. Pri analizi smo se omejili na opazovanje etažnih prečnih sil ter etažnih pomikov, ki so posledica deformiranja konstrukcije. Relativni pomiki glede na tla so pri elastično vpeti konstrukciji večji kot pri togo vpeti konstrukciji, saj se konstrukcija poleg deformacij rotira kot togo telo. Elastična vpetost vpliva ugodno na etažne prečne sile. Rezultati analize za obravnavan primer so bili podobni, če smo zemljino modelirali z vzmetmi in dušilkami, ali če smo uporabili nelinearni materialni model zemljine. Za ostale modele, kjer smo zemljino modelirali z linearno elastičnimi končnimi elementi, so bili rezultati precej različni ter verjetno napačni, saj se zemljina obnaša neelastično že pri zelo majhnih deformacijah.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.13:624.042.7(043.2)  
**Author:** Andrej Andrejaš  
**Supervisor:** Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D  
**Cosupervisor:** Assist. Prof. Boštjan Pulko, Ph.D  
**Title:** Evaluation of the impact of soil-structure interaction on seismic response of reinforced concrete frame building  
**Document type:** Graduation thesis – University studies  
**Scope and tools:** 128 p., 43 tab., 76 fig., 70 eq.  
**Keywords:** earthquake engineering, geotechnical engineering, soil-structure interaction, structural analysis, reinforced concrete frame, EC8-5, time-history analysis, Plaxis, SAP2000

### **Abstract**

The thesis deals with an impact of the deformability of the soil on the seismic response of an eight storey reinforced concrete frame building during earthquake. The response of a structure with fixed base was compared to the response of a structure with consideration of soil-structure interaction. The soil-structure interaction was modelled in three different ways. In addition to the simple model with springs and dampers, which taken into account the modulus of soil reaction, the soil-structure interaction was modelled also by the linearly elastic finite elements and nonlinear finite elements. The dynamic analysis was performed using three accelerograms whose spectrum corresponded to the elastic spectrum defined according to Eurocode 8. Models were developed in program SAP2000 and Plaxis. The results were analysed in terms of storey shear forces and in storey displacements. Relative displacement in relation to the ground were greater if the soil-structure interaction was considered in the analysis. The increment of displacement is a consequence of the rotation of the structure as a rigid body due to deformation of soil. However, consideration of soil-structure interaction reduced the storey shear forces. The results when the soil was modelled by the springs and dampers were similar to those obtained in the case of nonlinear material model of the soil. For other models, where the soil was modelled by the linear elastic finite elements, the results were quite different, and probably incorrect, since the behaviour of the soil is nonlinear even at very small strains.

## **ZAHVALA**

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof.dr. Matjažu Dolšku in somentorju doc.dr. Boštjanu Pulku.

Zahvalil bi se tudi svoji družini in prijateljem, ki so mi skozi vsa leta študija nudili pomoč in mi pomagali vsak dan narediti lepši.

## KAZALO VSEBINE

<b>BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....</b>	<b>III</b>
<b>BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION .....</b>	<b>IV</b>
<b>ZAHVALA.....</b>	<b>V</b>

<b>1 UVOD .....</b>	<b>1</b>
---------------------	----------

<b>2 UPORABLJENA DOLOČILA EVROKODA 8.....</b>	<b>3</b>
2.1 Pregled literature .....	3
2.2 Značilnosti tal in potresni vpliv.....	4
2.2.1 Potresna območja in kategorije pomembnosti .....	4
2.2.2 Značilnosti tal .....	5
2.2.2.1 Faktor tal.....	6
2.2.2.2 Identifikacija tipa tal.....	6
2.3 Spektri odziva.....	8
2.3.1 Elastični spektri v EC8 .....	8
2.3.2 Vodoravni elastični spekter odziva.....	9
2.3.3 Vodoravni projektni spekter za elastično analizo: .....	12
2.3.4 Navpična komponenta potresnega vpliva .....	13
2.4 Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi – račun projektnega potresnega vpliva .....	13
2.5 Vpliv naključne torzije.....	15
2.6 Ostali vplivi na konstrukcijo .....	17
2.6.1 Stalni vpliv.....	17
2.6.1.1 Lastna in stalna obtežba.....	17
2.6.1.2 Predelne stene.....	17
2.6.2 Spremenljivi vpliv.....	18
2.6.2.1 Koristna obtežba .....	18
2.7 Merila za pravilnost konstrukcije.....	21
2.7.1 Merila za tlorisno pravilnost.....	22
2.7.2 Merila za pravilnost po višini .....	24
2.8 Stopnja duktilnosti in faktor obnašanja za betonske stavbe za vodoravne potresne vplive .....	25
2.8.1 Stopnja duktilnosti .....	25
2.8.2 Faktor obnašanja .....	26



2.9 Modeliranje togosti elementov v računskem modelu .....	28
2.9.1 Razpokanost armiranobetonskih prerezov pri analizi.....	28
2.9.2 Vpliv sodelujoče širine plošče pri računu togosti gred.....	28
2.10 Račun pomikov .....	29
2.10.1 Omejitev etažnih pomikov.....	30
2.11 Račun vpliva teorije drugega reda .....	31
2.12 Določila Evrokoda o sodelovanju tal in konstrukcije .....	31
2.12.1 Predstavitev SIST EN 1998-5. Del.....	32
<b>3 TEORETIČNA OZADJA IN METODE MODELIRANJA ZEMLJINE IN VPLIVA TAL – ELASTIČNE VPETOSTI .....</b>	<b>36</b>
3.1 Dinamične karakteristike zemljine .....	37
3.1.1 Gostota.....	37
3.1.2 Poissonov količnik.....	38
3.1.3 Strižni modul in hitrost strižnega valovanja .....	38
3.2 Obnašanje dinamično obremenjene zemljine .....	41
3.3 Določanje togosti .....	46
3.3.1 Splošno .....	46
3.3.2 Plitvo temeljenje.....	47
3.3.2.1 Winklerjev model in modul reakcije tal (MRT).....	47
3.3.2.2 Vertikalna togost .....	50
3.3.2.3 Horizontalna togost .....	52
3.3.3 Globoko temeljenje .....	53
3.4 Določanje dušenja.....	54
3.4.1 Splošno o dušenju.....	56
3.4.1.1 Kinematična interakcija.....	56
3.4.1.2 Inercijska interakcija .....	57
3.4.2 Materialno dušenje .....	57
3.4.3 Radiacijsko dušenje .....	57
3.5 Metode interakcijske analize.....	58
3.5.1 Direktna metoda analize .....	59
<b>4 OPIS KONSTRUKCIJE IN RAČUNSKEGA MODELA.....</b>	<b>61</b>
4.1 Opis konstrukcije .....	61
4.1.1 Geometrija konstrukcije .....	61
4.1.2 Materialni opis konstrukcije .....	62
4.1.3 Obtežni primeri.....	62

4.1.3.1 Lastna teža in stalna obtežba .....	62
4.1.3.2 Koristna obtežba .....	62
4.1.3.3 Potresni vpliv .....	62
4.1.3.3.1 Akcelerogrami .....	62
4.1.3.3.2 Račun mas .....	68
4.2 Modeliranje v Plaxis 2D .....	68
4.2.1 Enačbe gibanja .....	69
4.2.2 Rayleighovo viskozno dušenje .....	69
4.2.3 Časovna integracija .....	70
4.2.3.1 Kritični časovni korak .....	71
4.2.4 Modeliranje konstrukcije .....	72
4.2.5 Robni pogoji .....	73
4.2.6 Analiza lastnega nihanja .....	74
4.3 Potresna analiza .....	75
4.3.1 Modeliranje zemljine .....	76
4.3.1.1 Linearno elastičen model .....	76
4.3.1.2 Mohr-Coulumbov model .....	76
4.3.1.3 Model z utrjevanjem .....	77
4.3.1.4 Model z utrjevanjem ob upoštevanju togosti pri majhnih deformacijah .....	78
4.3.2 Ekvivalentno linearno elastičen model .....	79
4.3.3 HSS model zemljine .....	80
4.4 Modeliranje konstrukcije .....	81
4.4.1 Časovni korak .....	83
4.5 Modeliranje vpliva tal z vzmetmi v SAP2000 .....	86
4.5.1 Določanje togosti vzmeti .....	86
4.5.2 Modeliranje dušilk .....	90
4.5.3 Modeliranje konstrukcije .....	92
4.6 Modeliranje vpliva tal s Solid 3D končnimi elementi V SAP2000 .....	94
<b>5 ANALIZA KONSTRUKCIJE IN REZULTATI .....</b>	<b>100</b>
5.1 Analiza s SAP2000 .....	100
5.1.1 Togo vpeta konstrukcija – Model 0 .....	100
5.1.2 Upoštevanje zemljine z modulom reakcije tal – Model 1 .....	101
5.1.3 Upoštevanje zemljine s Solid 3D končnimi elementi – Model 1 3D .....	105
5.2 Analiza s programom Plaxis .....	106
5.2.1 Analiza lastnega nihanja .....	106
5.2.2 Dinamična analiza .....	107

5.2.2.1 Ekvivalentno linearno elastičen model zemljine – Model 2 LIN .....	107
5.2.2.2 HSS model zemljine – Model 2 HSS .....	109
5.3 Primerjava rezultatov .....	111
5.4 Analiza gibanja tal .....	114
5.4.1 Relativni pomiki zemljine .....	114
5.4.2 Analiza spektralnih pospeškov tal .....	115
5.5 Prikaz prečnih sil in pomikov .....	117
<b>6 ZAKLJUČEK .....</b>	<b>120</b>
<b>VIRI .....</b>	<b>123</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Kategorije pomembnosti za stavbe .....	4
Preglednica 2.2: Tipi tal (EC8-1) .....	7
Preglednica 2.3: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji ..	10
Preglednica 2.4: Vrednosti $\varphi$ za račun $\psi_{Et}$ (EC8-1) .....	14
Preglednica 2.5: Priporočene vrednosti faktorjev $\psi$ za stavbe (EC0) .....	15
Preglednica 2.6: Kategorije uporabe (EC1) .....	20
Preglednica 2.7: Prometne in parkirne površine v stavbah (EC1) .....	20
Preglednica 2.8: Kategorije streh (EC1) .....	20
Preglednica 2.9: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (EC1) .....	21
Preglednica 2.10: Koristne obtežbe v garažah in na površinah za promet z vozili (EC1) .....	21
Preglednica 2.11: Koristne obtežbe streh kategorije H (EC1) .....	21
Preglednica 2.12: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo (EC8-1) .....	22
Preglednica 2.13: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme, ki so pravilni po višini (EC8-1)	27
Preglednica 3.1: Vrednosti Poissonovega količnika za različne tipe tal (ATC 3-06) .....	38
Preglednica 3.2: Karakteristične vrednosti specifične teže in hitrosti strižnega valovanja (Zanette, Battelino, 2004) .....	39
Preglednica 3.3: Privzete vrednosti hitrosti strižnega valovanja za standardne tipe tal .....	40
Preglednica 3.4: Izračun strižnega modula in elastičnega modula glede na hitrost strižnega valovanja .....	40
Preglednica 3.5: Odvisnost vrednosti strižnega modula in hitrosti strižnega valovanja od efektivnega pospeška tal (ATC3-06, 1978) .....	43
Preglednica 3.6: Povprečne vrednosti koeficienta dušenja in povprečni redukcijski faktorji za hitrost strižnega valovanja $v_s$ in strižni modul $G$ v zgornjih 20 m zemljine (EC8-5) .....	44
Preglednica 3.7: MRT v odvisnosti od dopustne napetosti tal (Fajfar, 1984) .....	50
Preglednica 3.8: Izrazi za statične togosti podajnih pilotov vgrajenih v treh modelih zemljine (EC8-5) .....	54
Preglednica 4.1: Primerjava natančnosti analiz povprečnih vrednosti za vse etaže .....	85
Preglednica 4.2: Primerjava natančnosti analiz za etažne pomike .....	85
Preglednica 4.3: Primerjava natančnosti analiz za etažne prečne sile .....	85
Preglednica 4.4: Račun $k_\theta$ .....	86
Preglednica 4.5: Nadomestne vrednosti za R (FEMA, 1997) .....	86
Preglednica 4.6: Račun koeficientov efektivnega dušenja dušilk (Datta, 2010) .....	90
Preglednica 5.1: Nihajni časi in delež participacije mase prvih treh nihajnih oblik za togo vpeto konstrukcijo v x smeri .....	100
Preglednica 5.2: Etažne prečne sile togo vpete konstrukcije .....	100

Preglednica 5.3: Etažni pomiki togo vpete konstrukcije .....	101
Preglednica 5.4: Etažne prečne sile elastično vpete konstrukcije .....	101
Preglednica 5.5: Etažni pomiki elastično vpete konstrukcije .....	102
Preglednica 5.6: Primerjava nihajnih časov za prve tri nihajne oblike v x smeri glede na strižni modul zemljine .....	102
Preglednica 5.7: Primerjava maksimalnih etažnih prečnih sil za različne togosti tal .....	103
Preglednica 5.8: Primerjava maksimalnih etažnih pomikov za različne togosti tal .....	104
Preglednica 5.9: Etažne prečne sile modela s 3D Solid KE .....	105
Preglednica 5.10: Etažni pomiki modela s 3D Solid KE .....	105
Preglednica 5.11: Ovojnice etažnih prečnih sil Modela 2 LIN .....	107
Preglednica 5.12: Maksimalni etažni pomiki ekvivalentno Modela 2 LIN in Modela 0 .....	108
Preglednica 5.13: Ovojnice etažnih prečnih sil Modela 2 HSS in Modela 0 .....	109
Preglednica 5.14: Maksimalni etažni pomiki Modela 2 HSS in Modela 0 .....	110
Preglednica 5.15: Ovojnice etažnih prečnih sil Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS .....	111
Preglednica 5.16: Maksimalni etažni pomiki deformacije konstrukcije Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS .....	113

## KAZALO SLIK

Slika 2.1: Karta potresne nevarnosti (ARSO, 2001).....	5
Slika 2.2: Normiran elastični spekter pospeškov po EC8 (Fajfar, 2006) .....	9
Slika 2.3: Priporočen elastični spekter odziva tipa 1 za tipe tal A do E s 5% dušenja .....	11
Slika 2.4: Vpliv dušenja na vodoravni elastičen spekter pospeškov po EC8 za tla tipa A in nihajni čas od 0 s do 4 s.....	11
Slika 2.5: Elastični spekter in projektni spektri (za nekatere faktorje obnašanja od 1,5 do 8) za elastično analizo po EC8 (za tla tipa A in 5% dušenja).....	12
Slika 2.6: Merila za pravilnost po višini za stavbe, ki imajo dele z različnimi višinami.....	25
Slika 2.7: Parametri sodelujoče širine pasnice (EC2).....	29
Slika 2.8: Matematični model elastično vpete konstrukcije v ravnini (Fajfar, 1984).....	32
Slika 3.1: Redukcija togosti in dušenje za gline in peske glede na velikost strižnih deformacij (Kojima, Fujita, Takewaki, 2014).....	37
Slika 3.2: Shematski prikaz odnosa strižne napetosti-deformacije za različne vrste materiala.....	41
Slika 3.3: Krivulja napetost-deformacija z variacijo strižnega modula in redukcijska krivulja modula (Luna, Jadi, 2000).....	42
Slika 3.4: Obnašanja zemljine in območje deformacij potresa.....	43
Slika 3.5: Obnašanje tal pri različnih deformacijah (Jovičić, 2003).....	44
Slika 3.6: Redukcijske krivulje za strižne module v odvisnosti od strižnih deformacij (Fajfar, 2005). 46	
Slika 3.7: Razporeditev kontaktnih napetosti pod centrično obremenjenem togim temeljem pod različno togimi tlemi.....	47
Slika 3.8: Neprekinjena črta: ni strižnega prenosa med vzmetmi. Prekinjena črta: strižni prenos med vzmeti (Caselunghe, Eriksson, 2012).....	49
Slika 3.9: Deformacijsko obnašanje: Levo, Winklerjevega modela; Desno, realnih tal (Caselunghe, Eriksson, 2012).....	49
Slika 3.10: Vzmeti zemljine v X-Z ravnini za a) nepovezane vzmeti in b) povezane vzmeti.....	51
Slika 3.11: Razporeditev MRT po priporočilih ACI 336 za pravokoten temelj.....	51
Slika 3.12: Viri mehanizmov dušenja v konstrukcijskih sistemih (Fardis et al., 2005) .....	55
Slika 4.1: Tloris etaže .....	61
Slika 4.2: Vzdolžni prerez .....	61
Slika 4.3: Nomenklatura pri analizi odziva tal (Datta, 2010).....	63
Slika 4.4: Spektri pospeškov za dejanske akcelerograme ter ciljni spekter (Dolšek, Fajfar, 2011) .....	64
Slika 4.5: Dejanski akcelerogram za zapis Tolmezzo (Dolšek, Fajfar, 2011).....	65
Slika 4.6: Modificiran akcelerogram za zapis Tolmezzo (Dolšek, Fajfar, 2011).....	65
Slika 4.7: Spekter pospeškov za modificiran akcelerogram (Tolmezzo) primerjan s ciljnim spektrom pospeškov (Dolšek, Fajfar, 2011).....	65

---

Slika 4.8: Akceleroگرام Tolmezzo.....	66
Slika 4.9: Akceleroگرام Ulcinj.....	66
Slika 4.10: Akceleroگرام Petrovac.....	67
Slika 4.11: Spekter psevdo pospeškov na kameninski podlagi.....	67
Slika 4.12: Rayleighovo dušenje.....	70
Slika 4.13: 15-točkovni trikotni končni element.....	72
Slika 4.14: Dialogno okno za vnos parametrov analize.....	74
Slika 4.15: Model za analizo lastno nihanje.....	74
Slika 4.16: Mohr-Coulumbov kriterij porušitve (Brinkgreve et al., 2012).....	77
Slika 4.17: Hiperbolična napetostno – deformacijska odvisnost pri primarni obremenitvi standardnega dreniranega triosnega preizkusa (Brinkgreve et al., 2012).....	78
Slika 4.18: Odnos strižnega modula a) in koeficienta dušenja b) s strižnimi deformacijami pri HSS modelu.....	79
Slika 4.19: Togostni parametri linearno ekvivalentnega modela a) ter določanje dušenja zemljine z Rayleighovimi koeficienti b).....	80
Slika 4.20: Materialne karakteristike HSS modela z redukcijsko krivuljo strižnega modula in dušenja.....	81
Slika 4.21: Modeliranje gred.....	82
Slika 4.22: Model z mrežo končnih elementov.....	83
Slika 4.23: Model z mrežo končnih elementov ter konstrukcijo.....	83
Slika 4.24: Izbira časovnih korakov shranjevanja rezultatov pri analizi z akceleroگرامi iz Črne gore.....	84
Slika 4.25: Pravokotni temelj ter ekvivalentno okrogli temelj (FEMA, 1997).....	87
Slika 4.26: Korekcijski faktor oblike temelja (FEMA, 1997).....	87
Slika 4.27: Korekcijski faktor vpliva vpetja (FEMA, 1997).....	87
Slika 4.28: Dialogno okno za vnašanje togosti vzmeti.....	90
Slika 4.29: Dialogno okno za vnašanje efektivnega dušenja dušilk.....	92
Slika 4.30: Računski model elastično vpete konstrukcije.....	93
Slika 4.31: Dialogno okno za obtežni primer dinamične analize.....	94
Slika 4.32: Dialogno okno za: a) Newmarkove koeficiente časovne integracije in b) dušenje.....	94
Slika 4.33: Dialogni okni SAP2000 za modeliranje a) temeljne plošče in b) Solid KE.....	97
Slika 4.34: Dialogni okni SAP2000 za modeliranje Solid KE a) materialne lastnosti in b) dušenja.....	97
Slika 4.35: Dialogni okni SAP2000 za modeliranje a) vzmeti in b) dušilk po robovih.....	98
Slika 4.36: Dialogno okno za vnašanje dušenja dušilk na robovih modela za primer ravnine z normalo v x smeri.....	98
Slika 4.37: Računski model s 3D Solid KE.....	99
Slika 5.1: Prve tri nihajne oblike konstrukcije v vzdolžni smeri.....	103
Slika 5.2: Primerjava maksimalnih etažnih prečnih sil za različne togosti tal.....	104

Slika 5.3: Primerjava maksimalnih etažnih pomikov za različne togosti tal .....	104
Slika 5.4: Lastno nihanje točke na vrhu konstrukcije.....	106
Slika 5.5: Spekter psevdo pospeškov lastnega nihanja na vrhu konstrukcije.....	106
Slika 5.6: Etažne prečne sile ekvivalentno linearnega modela zemljine za 3 akceleroگرامe v primerjavi s togim vpetjem.....	108
Slika 5.7: Maksimalni etažni pomiki ekvivalentno linearnega modela zemljine za 3 akceleroگرامe v primerjavi s togim vpetjem.....	109
Slika 5.8: Etažne prečne sile HSS modela zemljine za 3 akceleroگرامe v primerjavi s togim vpetjem .....	110
Slika 5.9: Maksimalni etažni pomiki HSS modela zemljine za 3 akceleroگرامe v primerjavi s togim vpetjem .....	111
Slika 5.10: Ovojnice etažnih prečnih sil Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS.....	112
Slika 5.11: Maksimalni etažni pomiki zaradi deformacije konstrukcije Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS.....	113
Slika 5.12: Relativni pomiki tal na koti 0 m glede na koto -30 m Modela 2 LIN in Modela 2 HSS za a) Tolmezo, b) Ulcinj in c) Petrovac .....	115
Slika 5.13: Spektralni pospeški tal na koti -30 m za Model 2 LIN .....	115
Slika 5.14: Spektralni pospeški tal na koti 0 m za Model 2 LIN.....	116
Slika 5.15: Spektralni pospeški tal na koti 0 m za Model 2 HSS .....	116
Slika 5.16: Prečne sile v stebrih za model 2 HSS za Tolmezzo .....	117
Slika 5.17: Animacija pomikov za model 2 HSS za Tolmezzo.....	118
Slika 5.18: Animacija pomikov za model 2 HSS za Ulcinj.....	118
Slika 5.19: Prečne sile v stebrih za model 2 HSS za Ulcinj .....	119



## KRATICE IN OKRAJŠAVE

EC0	SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja
EC1	SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-1.del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb
EC2	SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij-1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe
EC7	SIST EN 1997-1:2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje-1.del: Splošna pravila
EC8-1	SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe
EC8-5	SIST EN 1998-5:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 5.del: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki
HSS	Hardening soil with small-strain stiffness
KE	Končni element
MRT	Modul reakcije tal
PI	Indeks plastičnosti (angl: plasticity index)
SSI	Soil structure interaction

## **SLOVAR STROKOVNIH BESED IN TUJK**

Bedrock – skalnata podlaga

Building – stavba, objekt

Free field motion – gibanje prostih tal

Hardening – utrjevanje

Rock outcropping motion – gibanje skale na površju

Soil structure interaction – interakcija konstrukcije z zemljino

Soil – tla, zemljina

Stiffness – togost

Strain – deformacija

Structure – konstrukcija, objekt

Time step – časovni korak

## 1 UVOD

Motiv za izbiro teme diplomskega dela je predvsem prispevati k izboljšanju razumevanja obnašanja konstrukcij med potresom. Potresi so me od vedno zanimali in dejstvo je, da je velik del človeške populacije izpostavljen tej nevarnosti, predvsem zaradi stavb in ostalih konstrukcij, saj so porušitve teh ob potresih razlog za številne smrtne žrtve.

Pri modeliranju konstrukcij je precej negotovosti že v elastičnem področju. Problemi, ki še niso povsem zadovoljivo rešeni so npr. sodelovanje konstrukcije in zemljine, podajnost medetažnih plošč v njihovi ravnini, sodelujoče širine različnih konstrukcijskih elementov, togost vozlišč, predelne in polnilne stene. Pri armiranobetonskih in zidanih konstrukcijah se pojavlja celo problem določitve efektivnih vztrajnostnih momentov, s katerimi približno simuliramo razpokanost elementov v začetni fazi potresa. V diplomski nalogi smo obravnavali problem vpetosti konstrukcije.

Elastična vpetost povečuje nihajne čase konstrukcije in sistemsko dušenje, zato smo pri običajnem računu po potresnih predpisih na varni strani, če jo zanemarimo. Pri računu časovnega odziva lahko elastična vpetost vpliva ugodno ali neugodno, odvisno od frekvenčnih karakteristik obtežbe (Fajfar, 1984).

Dan danes se v praksi večino gradbenih konstrukcij obravnava neodvisno od tal, bodisi z ločenimi računskimi modeli za posamezno področje. Razvoj programske opreme in računalništva je usmerjen v smer simulacij, saj tako lahko rešujemo kompleksne računske primere, katere bi brez računalnikov težko izračunali. Uporabnikom je tako dostopna programska oprema vseh vrst. Od odprtokodnih do komercialnih programov. Računalniki so postali že tako zmogljivi in relativno poceni, da so sposobni opravljati simulacije, ki so uporabne v gradbeništvu.

Trenutno mnogo plačljivih programov omogoča statično analizo z interakcijo konstrukcije in zemljine, vendar zelo malo programov omogoča dinamično analizo z interakcijo konstrukcije in zemljine. Naj omenim le par programov: Sofistik, Plaxis (Brinkgreve et al., 2012), Midas (CSPFea), OpenSees (Wang et al., 2013). V diplomski nalogi smo računsko analizo opravili s programoma SAP2000 (Computers and Structures) ter Plaxis (Brinkgreve et al., 2012).

Diplomsko delo je vsebinsko razdeljeno na dva dela. Prvi del, ki obsega drugo in tretje poglavje je vsebina teoretične narave, kjer so v drugem poglavju podana določila Evrokoda za projektiranje konstrukcij pri potresnem vplivu, v tretjem poglavju so podana teoretična ozadja in metode modeliranja zemljine ter elastične vpetosti.

Drugi vsebinski del diplomske naloge, ki obsega četrto in peto poglavje je praktični del, kjer je v četrtem poglavju opisana obravnavana konstrukcija, opis računskih modelov ter nekaj teoretičnih osnov, ki so upoštevani v uporabljenih programih, v petem poglavju pa so predstavljeni rezultati analize.

V diplomski nalogi smo na več načinov analizirali vpliv elastične vpetosti osem etažne okvirne armiranobetonske konstrukcije. V SAP2000 smo opravili analizo togo vpete konstrukcije, ki je služila kot izhodišče za primerjavo z elastično vpeto konstrukcijo. Na stiku zemljine s konstrukcijo smo elastično vpetost v enem modelu upoštevali z vzmetmi in dušilkami, v drugem modelu pa poleg konstrukcije zajamemo v model še zemljino, ki jo modeliramo s Solid 3D končnimi elementi. Opravili smo še analizo v Plaxis, kjer smo zaradi nedostopnosti različice Plaxis 3D obravnavali ravninski model. Zemljino smo modelirali s ploskovnimi končnimi elementi. V modelih, kjer smo upoštevali elastično vpetost, smo potresni vpliv podali s časovnim potekom pospeškov tal oziroma s tremi akceleroگرامi, kjer smo opravili dinamično analizo časovnega odziva (integracija korak za korakom).

Pri analizi odziva konstrukcije smo se omejili na opazovanje in primerjavo etažnih pomikov ter etažnih prečnih sil.

## **2 UPORABLJENA DOLOČILA EVROKODA 8**

### **2.1 Pregled literature**

Od 1.1.2008 je v Sloveniji skladno s Pravilnikom o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov obvezna uporaba Evrokodov. Te uporabljamo kot obvezne nacionalne standarde za projektiranje konstrukcij. Uporaba ostalih načinov projektiranja sicer ni eksplicitno prepovedana, vendar je v takih primerih potrebno dokazati, da je dosežena stopnja zanesljivosti vsaj enaka stopnji, ki jo predpisujejo Evrokodi. S tem so odprta vrata predvsem za tiste posebne primere, ki jih Evrokodi ne pokrivajo.

Na spletnih straneh Slovenskega inštituta za standardizacijo lahko ugotovimo, kateri so trenutno veljavni standardi (Beg in Pogačnik (ur.), 2009).

Za namen diplomske naloge so skladno z veljavnimi predpisi upoštevani Evrokod standardi in pripadajoči nacionalni dodatki (CEN/TC 250 – Structural Eurocodes). V oklepajih so podane okrajšave zaradi lažjega nadaljnjega branja.

**Evrokod 0:** (okrajšava EC0)

**Evrokod 1 del 1-1:** (okrajšava EC1)

**Evrokod 2 del 1-1:** (okrajšava EC2)

**Evrokod 7 del 1:** (okrajšava EC7)

**Evrokod 8 del 1:** (okrajšava EC8-1)

**Evrokod 8 del 5 :** (okrajšava EC8-5)

Skoraj vsi uporabljeni Evrokod standardi so prevedeni v slovenščino, razen standarda EC8-5, ki je v celoti v angleškem jeziku, platnica in dodatki so slovenski, ostalo je privzeto po EN 1998-5. To daje slutiti, da je standard specifičen in ne bo prišel do praktične uporabe širšega kroga slovenskih uporabnikov. Zaradi svoje specifičnosti ima uporabnik lahko težave pri tolmačenju določenih izrazov.

Pri snovanju diplomske naloge so prišle v poštev publikacije IKPIRa o uporabi Evrokoda 8 (Fajfar, 2006; Fajfar, 2010), sami Evrokodi, ameriški standardi ATC, ostala literatura (Fajfar, 1984; Beg in Pogačnik (Ur.), 2009; Poljanšek, 2004), razne publikacije s področja potresnega inženirstva s poudarkom na tematiko interakcije konstrukcije in zemljine. Veliko tuje literature je dostopne tudi na spletu, kar olajša zbiranje informacij na to temo.

## 2.2 Značilnosti tal in potresni vpliv

### 2.2.1 Potresna območja in kategorije pomembnosti

Celotno ozemlje Slovenije leži na potresno ogroženem območju, zato moramo skladno z veljavnimi predpisi konstrukcije projektirati po EC8-1, ki podaja samo zahteve dodatno k tistim, ki jih obravnavajo ostali Evrokodi. Potresno nevarnost skladno z EC8-1 točka 3.2.1 (2) določa en sam parameter, in sicer referenčna vrednost največjega pospeška na tleh tipa A  $a_{gR}$ , ki ga dobimo iz karte potresne nevarnosti Slovenije na Sliki 2.1 (Lapajne et al., 2003).

Referenčni največji pospešek skladno z EC8-1 točka 3.2.1 (3) ustreza referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$  potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi. Tej referenčni povratni dobi ustreza faktor pomembnosti  $\gamma_I$ , ki je enak 1,0. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, je projektni pospešek na tleh tipa A  $a_g$ , enak produktu  $a_{gR}$  in faktorja pomembnosti  $\gamma_I$ :

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2.1)$$

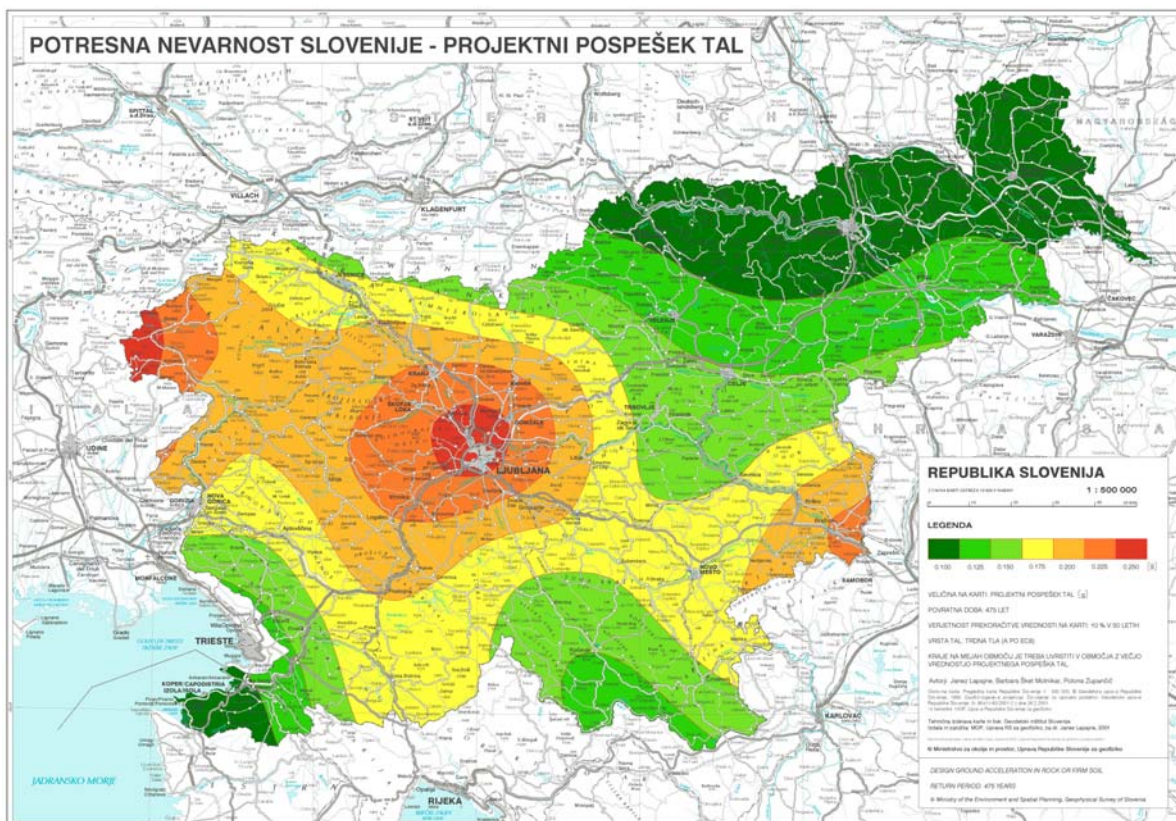
Stavbe so po EC8-1 točka 4.2.5 (1) razdeljene v 4 kategorije pomembnosti glede na posledice, ki jih ima porušitev za življenja ljudi, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi in na civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice poružitve.

Definicije kategorij pomembnosti s faktorji pomembnosti  $\gamma_I$  in referenčnimi povratnimi dobami (v letih) referenčnega potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi  $T_{NCR}$  so skladno z (EC8-1, preglednica 4.3) navedene v preglednici 2.1 (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Preglednica 2.1: Kategorije pomembnosti za stavbe

Kategorija pomembnosti	Stavbe	$\gamma_I$	$T_{NCR}$
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnosti ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0,8	230
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije	1	475
III	Stavbe katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice poružitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1,2	780
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1,4	1250

Na karti potresne nevarnosti vidimo, da imamo na ozemlju Slovenije projektni pospešek na tleh tipa A  $a_g$  med 0,1 g in 0,25 g oziroma od 10 % do 25 % težnostnega pospeška.



Slika 2.1: Karta potresne nevarnosti (ARSO, 2001)

## 2.2.2 Značilnosti tal

Značilnosti tal vplivajo na obliko in absolutne vrednosti spektra odziva. Ta pa v odvisnosti od togosti in mase same konstrukcije določa potresni vpliv na konstrukcijo. V večini primerov velja, če imamo manj toga tla (ali slabša tla), potem je odziv večji, kot če bi imeli dobra, npr. skalnata tla. Razliko v spektru odziva med posameznimi tipi tal lahko vidimo na sliki 2.3.

Evrokod kategorizira tla v 7 tipov, od tega je pet standardnih (tipi tal: A, B, C, D in E), dva sta posebna ( $S_1$  in  $S_2$ ). Iz preglednice 2.2, ki je povzeta po (EC8-1: preglednica 3.1) vidimo, da se razlika med tipi tal od A do D odraža v hitrosti strižnega valovanja  $v_s$ . Pri manj togih tleh, se v primerjavi s tlemi tipa A pojavi povečanje pospeškov, zato so predpisane vrednosti faktorja tal  $S$  večje od 1 (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

### 2.2.2.1 Faktor tal

Slojevita tla nad skalnato podlago spremenijo dinamične karakteristike potresne obtežbe, njen frekvenčni sestav in vrednost maksimalnih pospeškov. Ta vpliv je precej dobro zajet s faktorjem tal in maksimalnim pospeškom prostih tal na površju.

Faktor tal je določen z razmerjem med spektri pospeškov na površju slojevitih tal in spektrom pospeškov na skalnatih tleh na površju ter nam pove za koliko se okrepi oziroma oslabi posamezna perioda gibanja tal. Tako sta faktor tal in maksimalni pospešek tal po Evrokodu edina projektna parametra, ki določata potresno nevarnost (Poljanšek, 2004).

Faktor tal je odvisen od geotehničnega profila, nihajnega časa in jakosti potresa (Fajfar et al., 2005). Evrokod podaja vrednosti faktorjev tal za različne tipe tal. Faktor tal lahko izračunamo tudi s posebnimi študijami.

### 2.2.2.2 Identifikacija tipa tal

Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive se skladno z EC8-1 točka 3.1.2 (1) zajame z uporabo tipov tal A, B, C, D in E, ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri, navedenimi v preglednici 2.2. Vpliv globoke geologije na potresno akcijo se v Sloveniji ne upošteva.

Za lokacije, kjer tla ustrezajo enemu od dveh posebnih tipov tal,  $S_1$  ali  $S_2$ , so skladno z EC8-1 točka 3.1.2 (4) potrebne posebne študije za določitev potresnega vpliva. Za ta dva tipa, in še posebej za  $S_2$ , je treba upoštevati možnost porušitve zemljine pri potresnem vplivu. Pri tipu tal  $S_1$  je lahko faktor tal  $S$  enak 2,5 ali več. S tem se vidi negativen vpliv tankega manj togega sloja zemljine na bolj togi podlagi.



Preglednica 2.2: Tipi tal (EC8-1, str. 30)

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (udarcev/30cm)	$C_U$ (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5m slabšega površinskega materiala	>800	-	-
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo trda glina, debela vsaj nekaj 10 m, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360-800	>50	>250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globoke nekaj 10 do več 100 metrov	180-360	15-50	70-250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plasti ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	<180	<15	<70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi $v_s$ , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s	-	-	-
S <sub>1</sub>	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti (PI>40) in visoko vsebnostjo vode	<100 (indikativno)	-	10-20
S <sub>2</sub>	Tla podvržena likvifakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S <sub>1</sub>	-	-	-

Indeks plastičnosti PI, (angl: *plasticity index*) ki je omenjen pri tipu tal S<sub>1</sub>, je definiran z razliko med mejo židkosti in mejo plastičnosti. Ta nam pove, kako velik je razpon vlažnosti zemljine med židkim in krhkim stanjem. Je značilni, stalni in nesprejemljivi parameter koherentne zemljine. Enote so %.

Na lokaciji se tla skladno z EC8-1 točka 3.1.2 (2) opredelijo glede na vrednost povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja  $v_{s,30}$ , če je ta na voljo. Drugače je treba uporabiti vrednost  $N_{SPT}$ , pri čemer  $N_{SPT}$  predstavlja število udarcev pri standardnem penetracijskem preizkusu.  $C_U$  pa predstavlja nedrenirano strižno trdnost zemljine

Povprečno vrednost hitrosti strižnega valovanja  $v_{s,30}$  se skladno z EC8 točka 3.1.2 (3) izračuna z enačbo 2.2:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.2)$$

Kjer pomenijo:

$v_{s,30}$  povprečna vrednost širjenja S valov v zgornjih 30 m profila tal pri strižni deformaciji  $10^{-5}$  ali manj,

$h_i$  debelina (v metrih) i-te plasti od skupno N plasti, ki obstajajo v zgornjih 30 m,

$v_i$  hitrost strižnega valovanja (pri strižnih deformacij  $10^{-5}$  ali manj) i-te plasti od skupno N plasti, ki obstajajo v zgornjih 30 m.

Za določanje hitrosti strižnega valovanja  $v_s$  se po (Robas in Logar, 2008) poslužujemo metod, kot so geoseizmične metode (geoseizmično refleksijsko in refrakcijsko profiliranje, 'down-hole', 'up-hole' in 'cross-hole' metode), seizmični konus (SCPTU) in seizmični dilatometer SDMT.

Pri meritvah hitrosti strižnega valovanja vidimo, da je območje strižnih deformacij  $10^{-5}$  ali manj. Več o tem je razloženo v tretjem poglavju.

## 2.3 Spektri odziva

Spektri odziva predstavljajo maksimalne odzive sistemov z eno prostostno stopnjo pri določeni obremenitvi in dušenju. Z oznako "odziv" se največkrat označuje psevdo pospešek, s katerimi merimo dinamični odziv sistema. Spektri odziva so običajno narisani tako, da je na horizontalni osi nihajni čas  $T$ , na navpični osi pa vrednost odziva. Iz spektra absolutnih pospeškov lahko odčitamo maksimalni absolutni pospešek, ki deluje na maso sistema (to je pospešek konstrukcije), v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije in od velikosti dušenja (Fajfar, 2006).

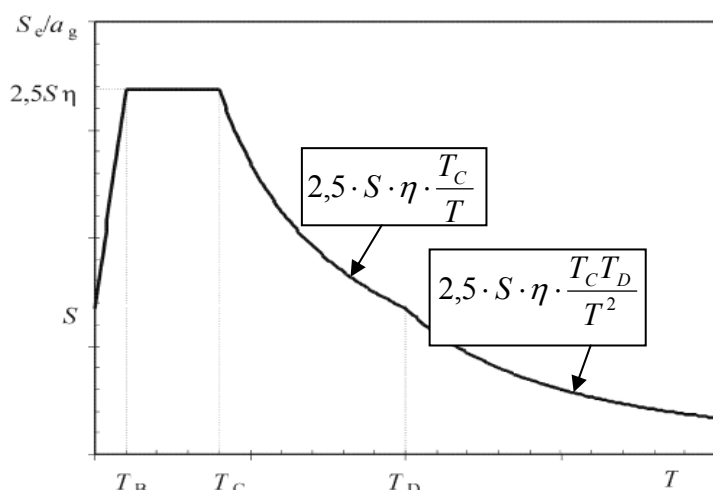
Evrokod v splošnem podaja dva tipa spektrov odziva, in sicer elastični in projektne.

Razlikujeta se tem, da pri elastični analizi z reduciranimi silami je v projektne spektru upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in zaradi dodatne nosilnosti. Projektne potresne sile so, v primerjavi s tistimi, ki bi se pojavile pri elastičnem obnašanju konstrukcije, zmanjšane s faktorjem obnašanja  $q$  (Beg in Pogačnik, 2009).

Velikost projektne potresne obtežbe se po EC8-1 določi na osnovi projektne spektra. Predpostavljeno je, da deluje potresna obremenitev v eni točki. Gibanje je sestavljeno iz treh neodvisnih translacijskih komponent (pri konstrukcijah, ki jih obravnava EC8-6 je v nekaterih primerih potrebno upoštevati tudi rotacijsko vzburjanje). EC8-1 podaja idealizirane (zglajene) spektre odziva, ki odražajo pričakovane značilnosti potresnega gibanja tal na nekem ozemlju (Fajfar, 2006).

### 2.3.1 Elastični spektri v EC8

V EC8-1 sta podana spekter pospeškov in spekter pomikov. Elastičen spekter pospeškov v EC8-1 je prikazan na sliki 2.2. Za elastični spekter pospeškov se v EC8-1 uporablja oznaka  $S_e$ .



Slika 2.2: Normiran elastični spekter pospeškov po EC8 (Fajfar, 2006: str 17)

### 2.3.2 Vodoravni elastični spekter odziva

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je skladno z EC8-1 točka 3.2.2.2 (1) elastični spekter odziva  $S_e(T)$  opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.6)$$

kjer so:

- $S_e(T)$  elastični spekter odziva,
- $T$  nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,
- $a_g$  projektni pospešek za tla tipa A (enačba 2.1),
- $\eta$  faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo  $\eta = 1$  pri 5 % viskoznega dušenja.

Za ostale vrednosti viskoznega dušenja faktor  $\eta$  določimo z enačbo 2.7.

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2.7)$$

kjer je  $\xi$  vrednost koeficienta kritičnega viskoznega dušenja konstrukcije, izračunana v odstotkih.

Za  $\xi = 5\%$  velja  $\eta = 1$ . Maksimalni vrednosti dušenja ustreza  $\eta = 0,55$  in sicer znaša  $\xi = 28\%$ .

»Po EC8 se dušenje, različno od 5% lahko upošteva samo v elastičnem spektru in posledično samo v elastični analizi s faktorjem obnašanja  $q = 1$ . Če se upošteva faktor obnašanja  $q$ , ki je večji od 1, potem po EC8 praviloma ni mogoče upoštevati dušenja, ki je večje od 5%. Predpostavljeno je namreč, da je morebitno večje dušenje že upoštevamo v faktorjih obnašanja, ki so za različne konstrukcijske sisteme podani v različnih delih EC8« (Fajfar, 2010: str 16).

Vpliv jakosti potresa na obnašanje temeljnih tal je zajet le v grobem z dvema tipoma spektrov, tip 1 in tip 2. V Sloveniji so pomembni potresi z magnitudami, določeni iz površinskih valov, večjimi od 5,5, zato uporabljamo tip 1. Skladno z EC8-1 točka 3.2.2.2 (2) so vrednosti nihajnih časov  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$  ter faktorja tal  $S$ , ki opisujejo obliko elastičnega spektra odziva, odvisni od tipa tal, katerih vrednosti so navedene po (SIST EN 1998-1:2005/A101:2006: str 4) v preglednici 2.3, kjer so:

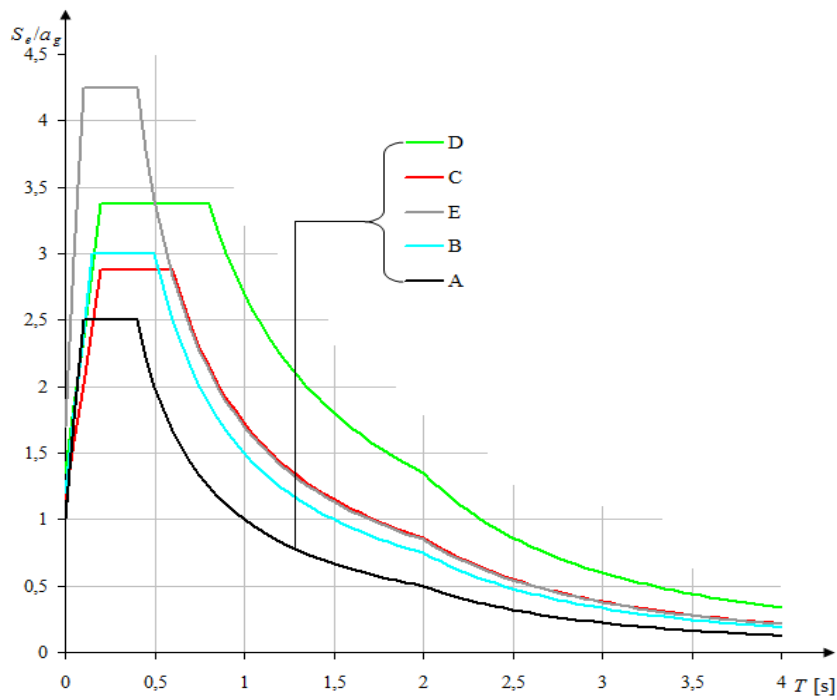
- $T_B$  spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- $T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- $T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika.

Preglednica 2.3: Vrednost parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji (SIST EN 1998-1:2005/A101:2006)

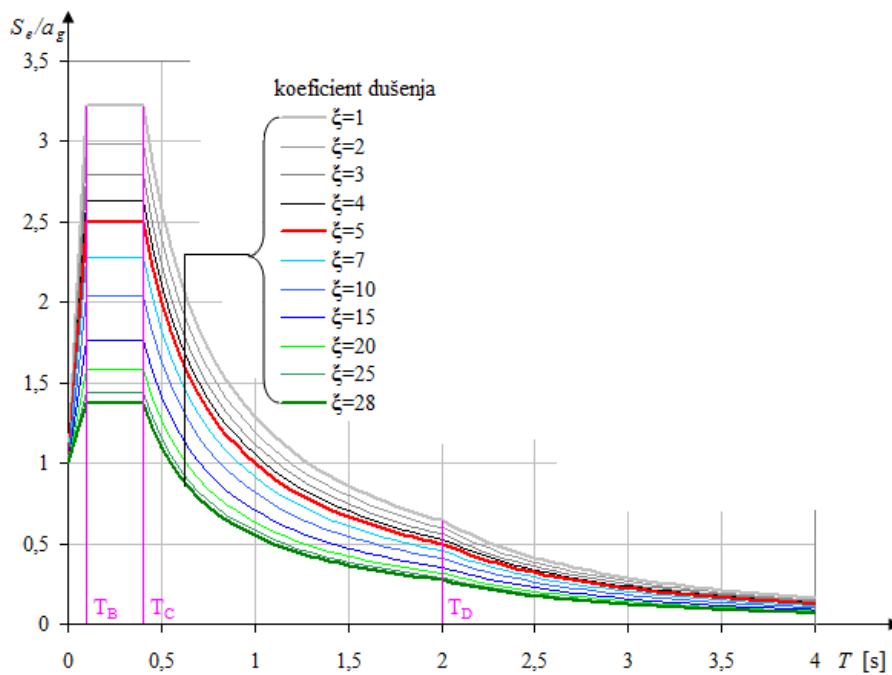
Tip tal	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,10	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,7	0,10	0,4	2,0

Na sliki 2.3 vidimo priporočen elastični spekter pospeškov tipa 1 za standardne tipe tal s 5 % viskoznega dušenja konstrukcije, ki se uporablja v Sloveniji.

Na sliki 2.4 pa vidimo odziv vodoravnega elastičnega spektra pospeškov za različne vrednosti koeficientov viskoznega dušenja konstrukcije za tla tipa A. Za namen naloge je interval nihajnega časa  $T$  omejen na 4s.



Slika 2.3: Priporočen elastični spekter odziva tipa 1 za tipe tal A do E s 5% dušenja



Slika 2.4: Vpliv dušenja na vodoravni elastični spekter pospeškov po EC8 za tla tipa A in nihajni čas od 0 s do 4 s

### 2.3.3 Vodoravni projektni spekter za elastično analizo:

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je skladno z EC8-1 točka 3.2.2.5(4) projektni spekter  $S_d(T)$  določen z izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.7)$$

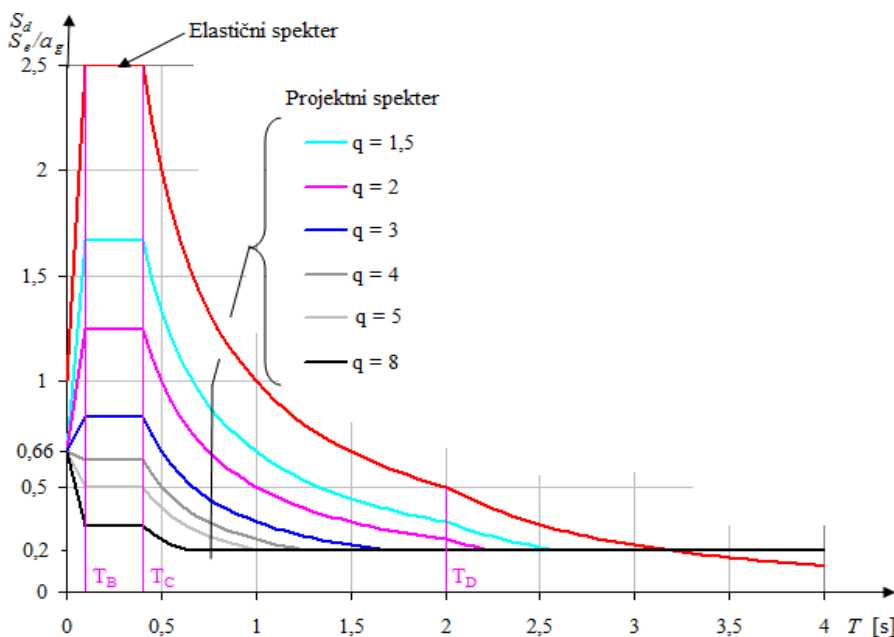
$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases} \quad (2.9)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

Kjer so  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$  opredeljeni v preglednici 2.3,  $q$  je faktor obnašanja izračunan z enačbo (2.29). Vodoravni projektni spekter ima določeno spodnjo mejo pri  $0,2 \cdot a_g$ .

Na sliki 2.5 je spekter pospeškov za nekatere različne vrednosti faktorja obnašanja  $q$  za elastično analizo za tla tipa A in 5 % viskoznega dušenja.



Slika 2.5: Elastični spekter in projektni spektri (za nekatere faktorje obnašanja od 1,5 do 8) za elastično analizo po EC8 (za tla tipa A in 5% dušenja)

### 2.3.4 Navpična komponenta potresnega vpliva

Če je  $a_{vg} > 0,25$  g, je treba skladno z EC8-1 točka 4.3.3.5.2 (1) upoštevati navpično komponento potresnega vpliva, če obstajajo:

- vodoravni ali skoraj vodoravni konstrukcijski elementi z razponom 20 m ali več
- vodoravni ali skoraj vodoravni previsni konstrukcijski elementi, daljši kot 5m
- grede, ki podpirajo stebre
- potresna izolacija

Skladno z EC8-1 točka 3.2.2.3 (1) se vertikalni pospešek določi iz znanega horizontalnega pospeška.

Za spekter tipa 1, ki se uporablja v Sloveniji velja:  $a_g = 0,9 \cdot a_{gR} = 0,9 \cdot \gamma_I \cdot a_{gR}$

$a_g$  je produkt referenčnega pospeška  $a_{gR}$  in faktorja pomembnosti  $\gamma_I$

V Sloveniji znaša največji referenčni pospešek  $a_{gR} = 0,25$  g.

Faktor pomembnosti  $\gamma_I > 1$  je le pri stavbah III ali IV kategorije pomembnosti.

Če povzamemo zgornje trditve, za običajne stavbe (t.j. stavbe II kategorije pomembnosti) v Sloveniji ni potrebno upoštevati vertikalne komponente potresnega vpliva.

### 2.4 Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi – račun projektnega potresnega vpliva

Pri določanju projektnega potresnega vpliva je skladno z EC8-1 točka 3.2.4 (2) treba upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.11)$$

kjer je  $\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv  $i$ .

Koeficienti za kombinacijo  $\psi_{E,i}$  skladno z EC8-1 točka 3.2.4 (3) upoštevajo verjetnost, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (2.12)$$

Vrednosti  $\varphi$  so po (EC8-1: pr. 4.2) podane v preglednici 2.4.

Koeficienti za kombinacije pri projektiranju stavb  $\psi_{2i}$  (za navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva  $q_i$ ) so skladno z EC8-1 točka 4.2.4 (1) navedeni po (EC0: preglednici A.1.1) v preglednici 2.5.

Preglednica 2.4: Vrednosti  $\varphi$  za račun  $\psi_{Ei}$  (EC8-1)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
Kategorije A-C	Vrhnja etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D-F in arhivi		1,0

Kjer so kategorije definirane v preglednicah 2.6, 2.7 in 2.8.

Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja se določijo skladno z EC0 točka 6.4.3.4 (1), kjer je splošna oblika kombinacije učinkov vplivov:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1, i \geq 1 \quad (2.13)$$

Skladno z EC0 točka 6.4.3.4 (2) se kombinacija vplivov v oklepajih { } lahko izrazi kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

kjer:

"+" pomeni "kombinirano z",

$\Sigma$  pomeni "kombiniran učinek",

$G_{k,j}$  karakteristična vrednost stalnega vpliva  $j$ ,

$P$  reprezentativna vrednost vpliva prednapenjanja,

$A_{Ed}$  projektna vrednost vpliva potresa (definirana kot  $A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$ ), kjer sta:

$\gamma_1$  faktor pomembnosti,

$A_{Ek}$  karakteristična vrednost vpliva potresa,

$Q_{k,i}$  karakteristična vrednost spremljajočega spremenljivega vpliva  $i$ .

Iz preglednice 2.5 je razvidno ( $\psi_2 = 0$ ), da v Sloveniji pri krajih, ki so pod 1000 m nadmorske višine, pri določanju potresnega vpliva stavb ne rabimo upoštevati vplivov snega. Prav tako ne rabimo upoštevati vpliva vetra in vplivov zaradi spremembe temperature.

Torej pri določanju potresnega vpliva za stavbe nas za stalni vpliv zanima le lastna teža in stalna teža, pri spremenljivih vplivih pa upoštevamo mase, ki izhajajo iz koristne obtežbe. Ostalih spremenljivih vplivov ne upoštevamo (za lokacije pod 1000 m nadmorske višine).



Preglednica 2.5: Priporočene vrednosti faktorjev  $\psi$  za stavbe (EC0)

Vpliv	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Koristna obtežba v stavbah			
Kategorija A: bivalni prostori	0,7	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,7	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	1	0,9	0,8
Kategorija F: prometne površine Vozilo s težo $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Kategorija G: prometne površine 30 kN < teža vozila $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Kategorija H: strehe	0	0	0
Obtežba snega na stavbah			
Za kraje z nadmorsko višino nad 1000 m	0,7	0,5	0,2
Za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0,5	0,2	0
Obtežba vetra na stavbah	0,6	0,2	0
Spremembe temperature v stavbah	0,6	0,5	0

## 2.5 Vpliv naključne torzije

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba skladno z EC8-1 točka 4.3.2 (1) zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži  $i$  iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost:

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (2.15)$$

kjer sta:

- $e_{ai}$  naključna ekscentričnost mase v etaži  $i$  glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah,
- $L_i$  tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

Če računalniški program za analizo omogoča upoštevanje različnih leg mas v različnih obtežnih primerih, je zgoraj opisan način enostaven, saj na tak način lahko dobimo ovojnico rezultatov v enem modelu. Drugače se naključno torzijo upošteva na drugačen način in sicer skladno z EC8-1 točka 4.3.3.3.3 (1), če se za analizo uporablja prostorski model, se lahko vplivi naključne torzije določijo kot ovojnica rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski moment  $M_{ai}$  okrog navpične osi v vsaki etaži  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ia} \cdot F_i \quad (2.16)$$

kjer so:

- $M_{ai}$  torzijski moment okrog navpične osi v etaži  $i$ , ki se upošteva s pozitivnim in negativnim predznakom (enak predznak za vse etaže)
- $e_{ia}$  naključna ekscentričnost mase v etaži  $i$  (po enačbi  $e_{ai} = \pm 0,05 L_i$ ) za vse ustrezne smeri
- $F_i$  vodoravna sila v etaži  $i$ , določena z metodo z vodoravnimi silami za vse ustrezne smeri.

Zaradi vpliva slučajne torzije po opisanem postopku dobimo dva različna statična obtežna primera s torzijskimi momenti ter, zaradi upoštevanja pozitivnega in negativnega predznaka, štiri kombinacije s potresnimi vplivi. Potresne sile moramo po tej definiciji računati tako z metodo modalne analize kot z metodo z vodoravnimi silami.

Druga možnost, povzeta po (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009) je, da dodatni torzijski moment v  $i$ -ti etaži določimo kar iz rezultatov modalne analize. Celotni dodatni torzijski moment po tej metodi določimo kot SRSS kombinacijo momentov zaradi vplivov v X in Y smeri:

$$M_{ai} = \pm \sqrt{M_{X,i}^2 + M_{Y,i}^2} \quad (2.17)$$

pri čemer sta  $M_{X,i}$  in  $M_{Y,i}$  torzijska momenta v  $i$ -ti etaži, zaradi potresne sile v X in Y smeri, določena po enačbah:

$$M_{X,i} = \pm F_{X,i} \cdot 0,05 L_{Y,i} \quad (2.18)$$

$$M_{Y,i} = \pm F_{Y,i} \cdot 0,05 L_{X,i} \quad (2.19)$$

kjer so:

- $F_{X,i}$  potresna sila v  $i$ -ti etaži, ki deluje v smeri X,
- $F_{Y,i}$  potresna sila v  $i$ -ti etaži, ki deluje v smeri Y smeri,
- $L_{X,i}$  in  $L_{Y,i}$  tlorisni dimenziji v  $i$ -ti etaži za pripadajoči smeri.

Dovolj natančno je, če potresne sile določimo kar iz etažnih sil, ki so posledica potresnega vpliva. Pri določitvi potresne sile, ki se uporablja za račun dodatnega torzijskega momenta, upoštevamo vpliv zaradi vzbujanja v X in Y smeri s SRSS kombinacijo. Vpliv zaradi dodatnega torzijskega momenta enostavno prištejemo in odštejemo k potresnim vplivom brez upoštevanja slučajne ekscentričnosti.

## 2.6 Ostali vplivi na konstrukcijo

### 2.6.1 Stalni vpliv

Splošna oznaka za stalni vpliv je  $G$  ali  $g$ . V splošnem označujemo točkovno obtežbo z oznako  $G$ , linijsko ali ploskovno obtežbo pa z  $g$ . Stalni vpliv smatramo kot lastna in stalna obtežba, ki sta časovno neodvisni. Prisotni sta v celotni življenjski dobi konstrukcije v velikosti karakteristične obtežbe.

#### 2.6.1.1 Lastna in stalna obtežba

Lastna teža gradbenih objektov je skladno z EC1 točka 2.1 (1) stalni nepomični vpliv ter je skladno z EC1 točka 5.1 (1) v večini primerov predstavljena z eno karakteristično vrednostjo, ki se izračuna iz nazivnih mer in karakterističnih vrednosti prostorninske teže.

Skladno z EC1 točka 5.1 (2) lastna teža gradbenih objektov vključuje lastno težo konstrukcije in nekonstrukcijskih elementov s pritrjeno opremo ter težo zemljine in balasta.

Pomične predelne stene se skladno z EC1 točka 5.1 (5) upoštevajo kot koristne obtežbe.

#### 2.6.1.2 Predelne stene

Za določitev učinkov lastne teže zaradi premičnih predelnih sten je treba skladno z EC1 točka 5.2.2 (2) uporabiti enakovredno enakomerno razporejeno obtežbo, ki se prišteje koristni obtežbi.

Ob pogoju, da tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe, se skladno z EC1 točka 6.3.1.2 (8) lastna teža premičnih predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba  $q_k$ , ki se prišteje koristni obtežbi tal.

Ta nadomestna obtežba je odvisna od lastne teže predelnih sten:

- za premične predelne stene z lastno težo  $\leq 1,0$  kN/m dolžine stene:  $q_k = 0,5$  kN/m<sup>2</sup>,
- za premične predelne stene z lastno težo  $\leq 2,0$  kN/m dolžine stene:  $q_k = 0,8$  kN/m<sup>2</sup>,
- za premične predelne stene z lastno težo  $\leq 3,0$  kN/m dolžine stene:  $q_k = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>.

Pri težjih predelnih stenah se skladno z EC1 točka 6.3.1.2 (9) upoštevajo kot stalni vpliv, poleg tega upoštevamo še:

- mesto in smer predelne stene,
- konstrukcijska oblika tal.

## 2.6.2 Spremenljivi vpliv

Koristno obtežbo je treba skladno z EC1 točka 2.2 (1) upoštevati kot spremenljiv pomični vpliv. Splošna oznaka za spremenljivo obtežbo je  $Q$  ali  $q$ . Kjer je  $Q$  točkovna obtežba,  $q$  pa linijska ali ploskovna obtežba.

### 2.6.2.1 Koristna obtežba

Koristne obtežbe se skladno z EC1 točka 2.2 (3) upoštevajo kot navidezno statični vplivi. Skladno z EC1 točka 6.1 (1) koristne obtežbe v stavbah izvirajo iz namena uporabe. Vrednosti vključujejo običajno uporabo za ljudi, pohištvo in premične stvari, vozila in predvidene redke dogodke, kot je koncentracija ljudi ali pohištva ali premikanje ali kopičenje stvari v primeru reorganizacije ali pleskanja. Koristne obtežbe so skladno z EC1 točka 6.1 (2) modelirane kot enakomerno porazdeljene ploskovne, linijske ali koncentrirane obtežbe ali kot kombinacija naštetih.

Skladno z EC1 točka 6.2.1 (4) se koristna obtežba posamezne kategorije lahko glede na površino, podprto z ustreznimi konstrukcijskimi elementi, zmanjša z redukcijskim faktorjem  $\alpha_A$  v skladu z EC1 točka 6.3.1.2 (10), ki pravi, da se lahko pri vrednosti koristne obtežbe  $q_k$  v preglednicah 2.9 in 2.11 za tla na splošno in pohodne strehe kategorije I (preglednica 2.9) uporabi redukcijski faktor  $\alpha_A$ .

Priporočena vrednost redukcijskega faktorja  $\alpha_A$  za kategorije A do E je:

$$\alpha_A = (5/7) \cdot \psi_0 + A_0/A \leq 1,0 \quad (2.20)$$

Za kategoriji C in D velja omejitev:  $\alpha_A \geq 0,6$

kjer so:

- $\alpha_A$  redukcijski faktor, odvisen od površine, na kateri deluje obtežba,
- $\psi_0$  faktor določen iz preglednice 2.5,
- $A$  obtežena površina in  $A_0 = 10,0 \text{ m}^2$ .

Če je  $\psi_0 = 0,7$  in  $\alpha_A = (5/7) \cdot \psi_0 + A_0/A \leq 1,0$  vidimo, da če je  $A \leq 20 \text{ m}^2$ , potem je  $\alpha_A = 1$  kar pomeni, da če imamo površino manjšo od  $20 \text{ m}^2$  potem ni redukcije po tlorisu.

Pri projektiranju stebrov in sten, ki nosijo več etaž, se skladno z EC1 točka 6.2.2 (1) upošteva koristna obtežba, enakomerno porazdeljena po površini vseh etaž.

Če na stebre in stene deluje koristna obtežba več etaž, se skladno z EC1 točka 6.2.2 (2) celotna obtežba lahko zmanjša s faktorjem  $\alpha_n$  v skladu z EC1 s točkama 6.3.1.2 (11) in 3.3.1 (2). Ta določba upošteva, da je pri več etažah manj verjetno, da bi bile v celoti naenkrat obtežene s karakteristično obtežbo (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

Površine stanovanjskih, javnih, trgovskih in upravnih stavbah je treba skladno z EC1 točka 6.3.1.1 (1) razvrstiti v kategorije v skladu s preglednico 2.6 glede na njihovo predvideno uporabo.

Skladno z EC1 točka 6.3.1.2 (1) po preglednici 2.6 kategorizirane površine je treba projektirati s karakterističnima vrednostma  $q_k$  (enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba).

Kjer je potrebno (npr. na stopnicah), se skladno z EC1 točka 6.3.1.2 (2)  $q_k$  poveča.

V skladu z EC1 točka 6.2.2(2) in če so površine razvrščene v skladu s preglednico 2.5 v kategorije A do D, se po EC1 točka 6.3.1.2 (11) za stene in stebre celotna koristna obtežba več etaž lahko reducira s faktorjem  $\alpha_n$ .

$$\alpha_n = (2 + (n - 2) \cdot \psi_0) / n \leq 1 \quad (2.21)$$

kjer sta:

- $n$  število etaž (>2) nad obteženim konstrukcijskim elementom enake kategorije,
- $\psi_0$  faktor odčitamo iz preglednice 2.5.

Pri tem so:

- $\psi_0$  faktor za kombinacijsko vrednost spremenljivih vplivov,
- $\psi_2$  faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva,
- $\alpha_n$  redukcijski faktor, odvisen od števila etaž,
- $n$  število etaž.

Preglednica 2.6: Kategorije uporabe (EC1: preglednica 6.1)

Kategorija	Opis uporabe	Primeri
A	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
B	Pisarne	
C	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B, D)	<p>C1: Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čitalnicah, sprejemnicah</p> <p>C2: Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v cerkvah, gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranh, predavalnicah, skupščinskih dvoranh, čakalnicah, železniških čakalnicah</p> <p>C3: Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverja železniških postaj</p> <p>C4: Površine za telesnokulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri</p> <p>C5: Površine na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami, terase, dostopne površine, železniške ploščadi</p>
D	Trgovine	<p>D1: Površine v trgovini na drobno</p> <p>D2: Površine v veleblagovnicah</p>

Preglednica 2.7: Prometne in parkirne površine v stavbah (EC1: preglednica 6.7)

Kategorije prometnih površin	Opis uporabe	Primer
F	Prometne in parkirne površine za lahka vozila (s skupno težo $\leq 30$ kN in $\leq 8$ sedežev brez voznika)	garaže, parkirišča, parkirne hiše
G	Prometne in parkirne površine za srednje težka vozila (s skupno težo $> 30$ kN, $\leq 160$ kN, z dvema osema)	dostopne poti, dostavne površine, površine, na katere je mogoč dovoz gasilskih vozil (s skupno težo $\leq 160$ kN)

Preglednica 2.8: Kategorije streh (EC1: preglednica 6.9)

Kategorije obtežnih površin	Opis uporabe
H	Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila
I	Strehe, dostopne le za uporabo v skladu s kategorijami A do D
K	Strehe, dostopne za posebne namene, kot je pristajanje s helikopterjem

Preglednica 2.9: Koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (EC1: preglednica 6.2)

Kategorije površin	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	
A	- tla na splošno	1,5 do <u>2,0</u>	<u>2,0</u> do 3,0
	- stopnice	<u>2,0</u> do 4,0	<u>2,0</u> do 4,0
	- balkoni	<u>2,5</u> do 4,0	<u>2,0</u> do 3,0
B		2,0 do <u>3,0</u>	1,5 do <u>4,5</u>
C	- C1	2,0 do <u>3,0</u>	3,0 do <u>4,0</u>
	- C2	3,0 do <u>4,0</u>	2,5 do 7,0 ( <u>4,0</u> )
	- C3	3,0 do <u>5,0</u>	<u>4,0</u> do 7,0
	- C4	4,0 do <u>5,0</u>	3,5 do <u>7,0</u>
	- C5	<u>5,0</u> do 7,5	3,5 do <u>4,5</u>
D	- D1	<u>4,0</u> do 5,0	3,5 do 7,0 ( <u>4,0</u> )
	- D2	4,0 do <u>5,0</u>	3,5 do <u>7,0</u>

Priporočene vrednosti so podčrtane

Preglednica 2.10: Koristne obtežbe v garažah in na površinah za promet z vozili (EC1: preglednica 6.8)

Kategorija prometnih površin	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
F vozila s skupno težo $\leq 30$ kN	1,5 do <u>2,5</u>	10 do <u>20</u>
G vozila s skupno težo $>30$ kN $\leq 160$ kN	5,0	40 do <u>90</u>

Priporočene vrednosti so podčrtane

Preglednica 2.11: Koristne obtežbe streh kategorije H (EC1: preglednica 6.10)

Streha	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
kategorija H	0 do 1 ( <u>0,4</u> )	0,9 do 1,5 ( <u>1</u> )

Priporočene vrednosti so podčrtane

## 2.7 Merila za pravilnost konstrukcije

Pri projektiranju na potresnih območjih se skladno z EC8-1 točka 4.2.3.1 (1) konstrukcije stavb razvrščajo na pravilne in nepravilne. Ta delitev skladno z EC8-1 točka 4.2.3.1 (2) pri projektiranju vpliva na naslednje vidike:

- model konstrukcije je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski
- metodo analize, ki je lahko poenostavljena analiza s spektrom odziva (metoda z vodoravno obtežbo) ali modalna
- vrednost faktorja obnašanja  $q$ , ki ga je treba zmanjšati za stavbe, nepravilne po višini.

Pri analizi in projektiranju se skladno z EC8 točka 4.2.3.1 (3) posebej upoštevajo nepravilnosti stavbe v tlorisu in nepravilnosti po višini. Povzeto po (EC8-1: preglednica 4.1) vidimo v preglednici 2.12 vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih.

Preglednica 2.12: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo (EC8-1)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitve		Faktor obnašanja
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	(za linearno analizo)
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjšan
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjšan

### 2.7.1 Merila za tlorisno pravilnost

Povzeto po (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009: str 8-22) je skladno z EC8-1 točka 4.2.3.2 stavba, ki je tlorisno pravilna mora ustrezati naslednjim zahtevam:

- približno simetrična razporeditev togosti in mas glede na dve pravokotni osi,
- obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo, kar pomeni, da v tlorisu ni vdolbin. V primeru, ko so v tlorisu vdolbine, te vdolbine ne smejo prekoračiti 5% površine med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo ter ne smejo bistveno vplivati na togost stropov v vodoravni ravnini,
- za globalno obnašanje je potrebno zagotoviti dovolj veliko togost stropov v horizontalni ravnini. Na primer, za armiranobetonske plošče, ki so debelejše od 70 mm ter armirane minimalno po EC2, se smatra, da so dovolj toge v svoji ravnini,
- vitkost tlorisa stavbe  $\lambda$ , ki se določi kot razmerje med večjo in manjšo tlorisno dimenzijo, merjeno v dveh pravokotnih smereh, ne sme biti večja od 4,
- v vsaki etaži in v vsaki smeri analize (X in Y), ekscentričnost konstrukcije  $e_0$  ne sme prekoračiti 30% torzijskega polmera, torzijski polmer pa ne sme prekoračiti vztrajnostnega polmera mase etaže.

Prvi trije pogoji za tlorisno pravilnost so opisni in zaradi tega v določenih primerih ne dovolj jasni. Enostavno se lahko preveri vitkost tlorisa stavbe, nekoliko večje težave pa lahko nastopijo pri določevanju ekscentričnosti in torzijskega polmera.

Ekscentričnost stavbe  $e_0$  je za vsako smer določena kot razdalja med središčem togosti in masnim središčem. Masno središče predstavlja težišče mas v etaži.



V primeru enoetažnih stavb je središče togosti definirana kot središče translacijskih togosti vseh primarnih potresnih elementov.

Splošnega postopka za določanje središča togosti, ki je potrebno za določitev ekscentričnosti stavbe, EC8 ne navaja. Zato se pri večetažnih objektih ekscentričnost stavbe izračuna za vsako etažo po naslednjih enačbah:

$$e_{0x} = \frac{R_z(F_Y = 1)}{R_z(M = 1)}, \quad e_{0y} = \frac{R_z(F_X = 1)}{R_z(M = 1)} \quad (2.22), (2.23)$$

kjer so:

- $R_z(F_Y=1)$  rotacija etaže zaradi statične obtežbe  $F_Y=1$  v Y smeri, ki deluje v središču mas v etaži za katero računamo ekscentričnost,
- $R_z(F_X=1)$  rotacija etaže zaradi statične obtežbe  $F_X=1$  v X smeri in
- $R_z(M=1)$  rotacija etaže zaradi momenta  $M=1$ , ki vrti okoli vertikalne osi stavbe.

Pomembno je, da sili  $F_X$  in  $F_Y$  povzročata rotacijo, ki je istega predznaka kot rotacija, ki je posledica momenta M.

Torzijski polmer je po EC8-1 točka 4.2.3.2 (7) definiran kot kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo. Za določitev torzijske in translacijske togosti definiramo dodatne statične obtežne primere, ki se razlikujejo od obtežnih primerov za določevanje ekscentričnosti le po prijemališču, ki je tokrat v središču togosti in ne v središču mas. Središče togosti se določi kot vsota ekscentričnosti in središča mas. Za vsako etažo določimo torzijsko togost  $K_M$  ter translacijski togosti  $K_{FX}$  in  $K_{FY}$  po naslednjih enačbah:

$$K_M = \frac{1}{R_z(M_T = 1)}, K_{FX} = \frac{1}{U_X(F_{TX} = 1)}, K_{FY} = \frac{1}{U_Y(F_{TY} = 1)} \quad (2.24), (2.25), (2.26)$$

kjer so:

- $R_z(M_T=1)$  rotacija zaradi torzijskega momenta 1,
- $U_X(F_{TX}=1)$  pomik zaradi sile 1 v X smeri,
- $U_Y(F_{TY}=1)$  pomik zaradi sile 1 v Y smeri, ki deluje v togostnem središču T.

Torzijski polmer lahko nato za vsako etažo določimo z naslednjima enačbama:

$$r_X = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}}, \quad r_Y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \quad (2.27), (2.28)$$

kjer sta  $r_x$  in  $r_y$  x in y komponenta torzijskega polmera.

Pogoj za pravilnost je, da torzijski polmer ne prekorači vztrajnostnega polmera  $I_s$ , ki ga za vsako etažo določimo kot kvadratni koren razmerja masnega vztrajnostnega momenta etaže in mase etaže.

Opisana metoda za določevanje ekscentričnosti in torzijskega polmera je splošna in se jo lahko uporabi praktično za vse konstrukcije. Slabost te metode je v tem, da je potrebno imeti izdelan prostorski model, ki ga potem v primeru, da se ugotovi, da je konstrukcija pravilna, ne bi bilo potrebno uporabiti, saj za tlorisno pravilne konstrukcije zadošča ravninski model. Tlorisna pravilnost vpliva na izbiro metode analize ter na faktor dodatne nosilnosti  $\alpha_w/\alpha_t$ . V primeru, da je stavba tlorisno nepravilna, se faktor dodatne nosilnosti določi kot povprečje med 1.0 in faktorjem dodatne nosilnosti, ki velja za tlorisno pravilne konstrukcije.

V okvirnih konstrukcijah ter v primeru, ko vsi elementi, ki prenašajo horizontalno obtežbo, potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe, se središče togosti in torzijski polmer v vseh etažah lahko izračunata iz vztrajnostnih momentov prereзов navpičnih elementov, tako kot pri enoetažnih konstrukcijah. Če so strižne deformacije pomembne, jih je mogoče upoštevati z uporabo ekvivalentnih vztrajnostnih momentov.

Alternativa določanja tlorisne pravilnosti zgoraj opisanega postopka je, da konstrukcijo modeliramo v računalniškem programu (npr. SAP2000) in izvedemo modalno analizo. Preverimo prve tri nihajne oblike, in če je prva ali druga nihajna oblika pretežno torzijska, je konstrukcija torzijsko podajna.

### **2.7.2 Merila za pravilnost po višini**

Skladno z EC8-1 točka 4.2.3.3 (1) se stavba, ki je opredeljena kot pravilna po višini, mora zadostiti vsem naslednjim pogojem:

- če imajo posamezni deli različne višine, morajo vsi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri, kot so jedra, stene ali okvirji, potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe,
- togost v vodoravni smeri in masa morata biti konstantni v vseh etažah ali se brez nenadne spremembe postopoma zmanjšujeta od temeljev proti vrhu,
- pri okvirnih stavbah ter v določenih primerih pri okvirnih stavbah z zidanimi polnili se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah,
- dovoljena zožitev tlorisa v različnih etažah ne sme biti prekoračena (Slika 2.6).

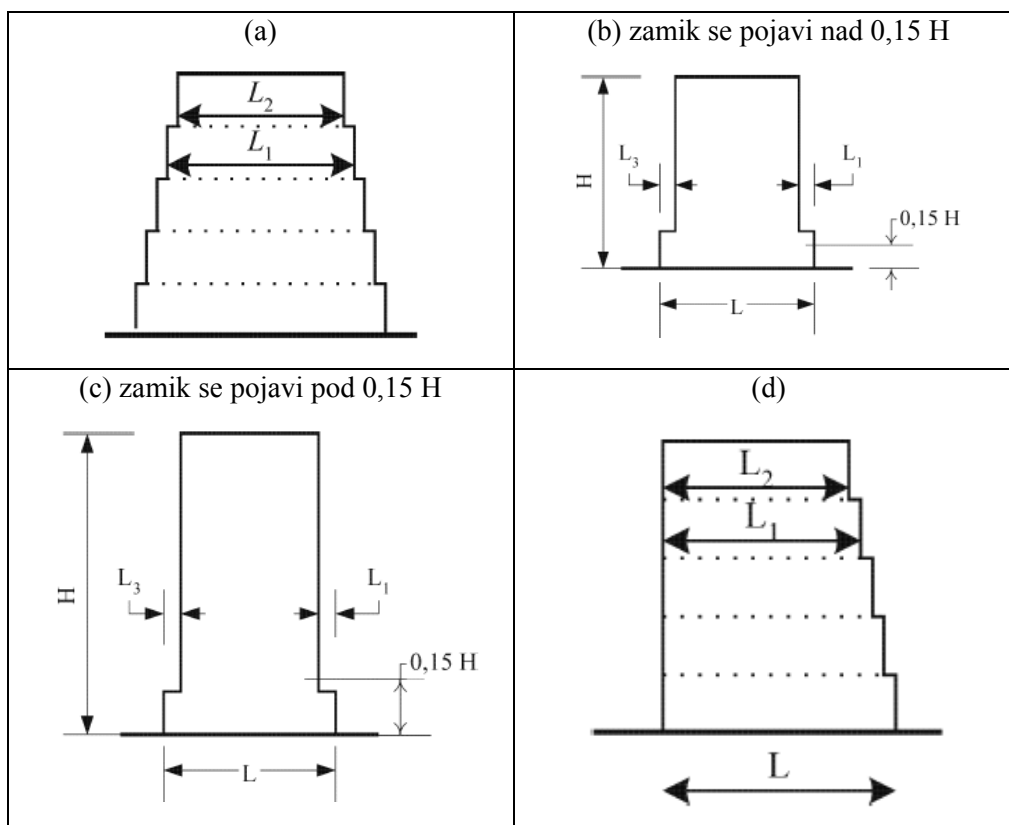
Spodnje omejitve veljajo za konstrukcijo nad temelji oz. togo kletjo.

Merilo za (a):  $\frac{L_1 - L_2}{L} \leq 0,2$

Merilo za (b):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,2$

Merilo za (c):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,5$

Merili za (d):  $\frac{L_1 - L_2}{L} \leq 0,3$  in  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,1$



Slika 2.6: Merila za pravilnost po višini za stavbe, ki imajo dele z različnimi višinami

## 2.8 Stopnja duktilnosti in faktor obnašanja za betonske stavbe za vodoravne potresne vplive

### 2.8.1 Stopnja duktilnosti

Za betonske stavbe se skladno z EC8-1 točka 5.2.1 (4) glede na njihovo sposobnost sipanja histerezne energije razvrščajo v dve stopnji duktilnosti in sicer:

- DCM – srednja sposobnost sipanja energije ali srednja duktilnost,
- DCH – visoka sposobnost sipanja energije ali visoka duktilnost.

Dodatno se splošno v EC8 na območjih z nizko seizmičnostjo (takih krajev v Sloveniji ni) uporablja in priporoča nizka stopnja duktilnosti in sicer: DCL – nizka sposobnost sipanja energije.

Projektant si lahko izbere stopnjo duktilnosti in glede na izbiro upošteva določena pravila za izbrano stopnjo duktilnosti. Običajno je to DCM.

## 2.8.2 Faktor obnašanja

Faktor obnašanja je skladno z EC8-1 točka 3.2.2.5 (3) približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju - ob uporabi običajnega elastičnega modela - a vendarle se zagotovi zadovoljivo obnašanje konstrukcije.

Vrednosti faktorja obnašanja  $q$ , ki zajemajo tudi vpliv viskoznega dušenja, različnega od 5 %, so navedene v ustreznih delih Evrokoda 8 za različne materiale in različne konstrukcijske sisteme glede na ustrezne stopnje duktilnosti. V obeh smereh pa mora biti uporabljena ista opredelitev duktilnosti (DCM ali DCH).

Zgornjo vrednost faktorja obnašanja  $q$  je treba izpeljati skladno z EC8-1 točka 5.2.2.2 (1) za vsako vodoravno smer posebej. Izračunamo ga z naslednjo formulo:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (2.29)$$

kjer sta:

$q_0$  osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, in je skladno z (EC8-1: preglednica 5.1) povzet v preglednici 2.13

$k_w$  faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami in je določen skladno z EC8-1 točka 5.2.2 (11):

- $k_w = 1$  za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme,
- $k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$  toda ne več kot 0,5 za stenaste, stenam enakovredne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme, kjer je  $\alpha_0$  prevladujoče razmerje med višino ( $h_{wi}$ ) in dolžino ( $l_{wi}$ ) sten v konstrukcijskem sistemu.

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (2.30)$$

Za stavbe pravilne po višini, so skladno z EC8-1 točka 5.2.2.2 (2) osnovne vrednosti  $q_0$  za različne vrste konstrukcij navedene v preglednici 2.13.

Zmanjšana vrednost faktorja obnašanja za stavbe nepravilne po višini, je skladno z EC8-1 točka 4.2.3.1 (7) enaka referenčni vrednosti, pomnoženi z 0,8. Torej se za stavbe, ki niso pravilne po višini, vrednost  $q_0$  zmanjša za 20 %, kar pomeni 25 % večje potresne sile.

Preglednica 2.13: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme, ki so pravilni po višini (EC8-1)

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Kjer sta:

- $\alpha_1$  faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni) tako, da se v prvem elementu konstrukcije doseže upogibna odpornost (upogibni plastični členek),
- $\alpha_u$  faktor, s katerim se pomnoži vodoravni potresni projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni) tako, da nastanejo plastični členki v zadostnem številu prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma). Faktor  $\alpha_u$  se lahko določi s potisno (pushover) globalno analizo pri čemer je  $\alpha_u/\alpha_1 \leq 1,5$ .

Če faktor  $\alpha_u/\alpha_1$  ni izpeljan z eksplicitnim izračunom, se lahko skladno z EC8-1 točka 5.2.2.2 (5) za stavbe, ki so po tlorsu pravilne, uporabijo naslednje približne vrednosti za  $\alpha_u/\alpha_1$ :

- okvirni ali mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:
  - enoetažne stavbe:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
  - večetažni okviri z enim poljem:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
  - večetažni okviri z več polji ali večetažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:  
 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- stenasti sistemi in mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu:
  - stenasti sistemi s samo dvema nepovezanima stenama v vsaki od vodoravni smeri:  
 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
  - drugi sistemi z nepovezanimi stenami:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
  - mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu ali sistemi povezanih sten (sten z odprtini):  
 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Skladno z EC8-1 točka 5.2.2.2 (10) in nacionalnim dodatkom tega standarda, če se pri projektiranju, nabavi in gradnji betonskih stavb poleg običajnih postopkov kontrole kakovosti uporabi še poseben in formalno voden načrt zagotavljanja kakovosti, se lahko dovoli povečanje vrednosti za  $q_0$ . Vendar povečane vrednosti ne smejo preseči vrednosti iz preglednice 2.14 za več kot 10 %.

## 2.9 Modeliranje togosti elementov v računskem modelu

### 2.9.1 Razpokanost armiranobetonskih prereзов pri analizi

Pri potresni analizi se za betonske konstrukcije skladno z EC8-1 točka 4.3.1 (6) pri določanju togosti nosilnih elementov upošteva vpliv razpokanosti prereзов. Takšna togost mora ustrezati začetku tečenja armature.

Če se ne izvede natančnejša analiza razpokanih elementov, je po EC8-1 točka 4.3.1 (7) mogoče za elastično upogibno in strižno togost betonskih elementov vzeti polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov. Torej pri konstrukcijah z okvirnim sistemom vsem elementom (gredam in stebrom) zmanjšamo za 50% vztrajnostne momente prereза in strižne prereze.

Kaj dejansko pomeni polovično zmanjšanje togosti elementov vidimo pri sistemih z eno prostostno stopnjo, saj se upoštevanje razpokanosti prereзов odraža s povečanjem osnovnega nihajnega časa konstrukcije za faktor  $\sqrt{2}$ , kar glede na spekter pospeškov zaradi vpliva potresa v večini primerov pomeni zmanjšanje potresnega vpliva in povečanje pomikov (zaradi manjše togosti konstrukcije).

Za Poissonov količnik betona se skladno z EC2 točka 3.1.3 (4) upošteva 0,2 za nerazpokan in 0 za razpokan beton. Torej, če obravnavamo armiranobetonsko konstrukcijo, pri karakteristikah materiala upoštevamo Poissonov količnik 0 nato pa togost elementov (upogibni vztrajnostni moment in strižni prereз) ustrezno reduciramo na polovico.

### 2.9.2 Vpliv sodelujoče širine plošče pri računu togosti gred

Modeliranje prispevka togosti plošče k togosti gred v EC8 ni jasno določeno. Možni so različni načini, vendar vsak od njih ustreza samo enemu stanju konstrukcije med potresom, saj se med potresom prispevek plošče k togosti grede spreminja.

Za namen računanja togosti upoštevamo sodelujočo širino (Slika 2.7), ki jo izračunamo s pomočjo formul podanih v EC2 točka 5.3.2.1:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (2.31)$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad (2.32)$$

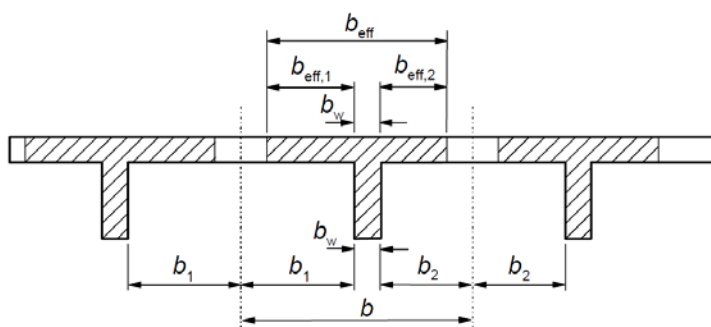
$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (2.33)$$

kjer so:

- $b_{\text{eff}}$  sodelujoča širina plošče,
- $b_w$  širina grede,

- $b_i$  polovica svetlega razpona plošče levo in desno od obravnavane grede,
- $l_0$  razdalja med točkami ničelnih momentov grede. Za potresno obtežbo so značilni »žagasti« momenti v gredi, zato se za  $l_0$  vzame polovica dolžine grede (dolžina grede je enaka razdalji med osmi stebrov).

Nekatere grede nimajo enakih  $b_{\text{eff},1}$  in  $b_{\text{eff},2}$ , torej prerez teoretično ni simetričen. Vendar lahko za namen analize naredimo poenostavitve in grede modeliramo kot simetričen »T« prerez, saj so napake pri tej poenostavitvi zanemarljive. V večini primerov lahko namreč predpostavimo, da so plošče v svoji ravnini toge.



Slika 2.7: Parametri sodelujoče širine pasnice (EC2: sl 5.3)

Pri modeliranju konstrukcije za potresno analizo moramo upoštevati določila v EC8-1 člen 4.3.1 (1) in sicer morata biti ustrezno predstavljena razporeda togosti in mase. Glede na to, da imamo linearno analizo, ni treba upoštevati razporeda nosilnosti.

V literaturi ni nikjer moč zaslediti eksplicitnega navodila o upoštevanju sodelujoče širine pri računu togosti gred. Torej se mora projektant sam odločiti, ali bo upošteval sodelujočo širino pri računskem modelu ali ne.

Pri okvirnih sistemih z upoštevanjem sodelujoče širine plošče, povečamo togost gred, s tem pa povečamo togost konstrukcije. Povečana togost konstrukcije se odraža v manjšem nihajnem času in glede na obliko spektra odziva to največkrat pomeni večji potresni vpliv. Zato smo na varni strani, če pri modeliranju togosti gred upoštevamo sodelujoče širine medetažne plošče.

## 2.10 Račun pomikov

Pomiki se skladno z EC8-1 točka 4.3.4 (1) pri linearni analizi, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunajo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi naslednjega poenostavljenega izraza:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (2.34)$$

kjer so:

- $d_s$  pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva
- $q_d$  faktor obnašanja za pomike. Predpostavljeno je, da je enak  $q$ , če ni drugače določeno
- $d_e$  pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra

Pri računu pomikov mejnega stanja uporabnosti, pomike  $d_s$  zaradi potresnega vpliva zmanjšamo za faktor  $\nu$  ( $\nu=0,5$  za kategoriji pomembnosti I in II), saj pri mejnem stanju uporabnosti računamo na potres s krajšo povratno dobo (95 let), kot pri mejnemu stanju nosilnosti (povratna doba potresa 475 let). Kontrole so podrobneje opisane v nadaljevanju.

### 2.10.1 Omejitev etažnih pomikov

Skladno z EC8-1 točka 4.4.3.1 (1) se upošteva, da je "zahteva po omejitvi poškodb" izpolnjena, če so pri delovanju potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ki ustreza "zahtevi po neporušitvi", so etažni pomiki omejeni z naslednjimi mejnimi vrednostmi:

- za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h \quad (2.35)$$

- za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075 \cdot h \quad (2.36)$$

- za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,01 \cdot h \quad (2.37)$$

kjer so:

- $d_r$  projektni etažni pomik,
- $h$  etažna višina,
- $\nu$  redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa (95 let), povezano z zahtevo po omejitvi poškodb, kjer je:
  - $\nu = 0,5$  za kategoriji pomembnosti I in II,
  - $\nu = 0,4$  za kategoriji pomembnosti III in VI.

Če računamo pomike  $d_e$  s pomočjo projektnega spektra pospeškov, moramo izračunane pomike pomnožiti s faktorjem obnašanja za pomike  $q_d$ , da dobimo dejanske pomike  $d_s$ , kot nakazuje enačba 2.34.



## 2.11 Račun vpliva teorije drugega reda

Skladno z EC8-1 točka 4.4.2.2 (2) vpliva teorije drugega reda (P- $\Delta$  efekt) ni treba upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,1 \quad (2.38)$$

kjer so:

- $\theta$  koeficient občutljivosti na etažne pomike
- $P_{tot}$  celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnejem stanju (določena iz mas nad obravnavano etažo),
- $d_r$  projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma  $d_s$  na vrhu in na dnu obravnavane etaže,
- $V_{tot}$  celotna prečna sila v etaži zaradi potresa,
- $h$  višina etaže.

Če velja  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , se lahko približno upošteva vpliv teorije drugega reda, tako da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem, ki je enak  $1/(1 - \theta)$ .

S tem lahko dobimo od 11 % do 25 % večje učinke pri potresu zaradi vpliva teorije drugega reda.

Vrednost koeficienta  $\theta$  ne sme biti večja od 0,3.

## 2.12 Določila Evrokoda o sodelovanju tal in konstrukcije

Upoštevanje podajnosti temeljev v računskem modelu ima v večini primerov ugoden vpliv na konstrukcijo. Podajnost temeljev mora biti v modelu upoštevana skladno z EC8-1 točka 4.3.1(9), kadar lahko neugodno vpliva na odziv konstrukcije. Podajnost temeljev (vključno s sodelovanjem tal in konstrukcije) je mogoče vedno upoštevati, tudi kadar ima ugodne učinke.

Z upoštevanjem podajnosti temeljev se v splošnem poveča nihajni čas konstrukcije in s tem absolutne pomike, zmanjšuje pa lahko pospeške in z njim povezane sile (Beg in Pogačnik (Ur.), 2009).

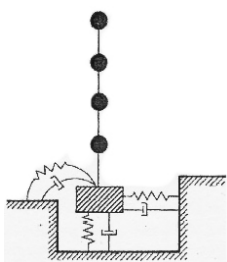
V preteklosti so bile opravljene številne raziskave interakcije konstrukcije s tlemi pri analizi pomembnih konstrukcijah, kot so jedrske elektrarne. Pri njihovem projektiranju se namreč obvezno upošteva vpliv interakcije konstrukcije s tlemi. Po ustavitvi gradenj novih tovrstnih elektrarn oziroma gradnji v manjšem obsegu, so se raziskave in razvoj v tej smeri ustavile in marsikateri takrat uvedeni postopki niso potrjeni z rezultati eksperimentov. Za običajne konstrukcije pa so raziskave v tej smeri

omejene, saj je v dodatku D EC8-5 navedeno, da z neupoštevanjem interakcije pri projektiranju ostajamo na varni strani (Poljanšek, 2004).

Pri dinamičnih vplivih se skladno z EC0 točka 5.1.3 (1) uporabljeni računski model za določitev učinkov vplivov mora upoštevati vse konstrukcijske elemente, njihove mase, trdnosti, togosti in koeficiente dušenja in vse nekonstrukcijske elemente z njihovimi lastnostmi. Robni pogoji na računskem modelu morajo predstavljati predvidene pogoje na konstrukciji.

Tla je možno modelirati na več načinov in en izmed teh načinov je naveden v EC0 točka 5.1.3 (4), ki v primeru medsebojnega vpliva konstrukcije in temeljnih tal se lahko tla modelirajo s primernimi enakovrednimi vzmetmi in dušilniki.

Matematični model na sliki 2.8 je uporaben v primerih, ko lahko smatramo temelje kot toge, ali temelje manjših dimenzij (npr. točkovni temelj). Za ta primer je Gazetas (Gazetas, 1983) podal praktične rešitve za račun karakteristik posameznih vzmeti in dušilk. Te so odvisne od strižnega modula zemljine, Poissonovega količnika zemljine, gostote zemljine, globine temeljenja, velikosti temelja in mase temelja.



Slika 2.8: Matematični model elastično vpete konstrukcije v ravnini (Fajfar, 1984: str 211)

Pri temeljih večjih dimenzij oz. pri pasovnih temeljih in temeljih ploščah ne moremo trditi, da so togi, zato moramo za nadomestitev vpliva tal uporabiti modele z več vzmetmi. To storimo z enakomerno razporeditvijo ustreznih vzmeti po površini. Pri tem ni nujno, da so karakteristike vzmeti po celotni površini enake. Določitev togosti vzmeti je podrobneje opisana v naslednjem poglavju.

### 2.12.1 Predstavitev SIST EN 1998-5. Del

Novost glede na dosedanjo prakso predstavlja 5. del Evrokoda 8, ki obravnava projektiranje potresnoodpornih konstrukcij in vsebuje posebna določila za temelje, oporne konstrukcije in geotehnične vidike. Ta se pri analizi konstrukcij pri določanju potresne obtežbe sklicuje na EC8-1 (Fajfar et al., 2010).

Med široko paleto različnih standardov v svetovnem merilu podaja EC8-5 najbolj izčrpen opis medsebojnega sodelovanja med konstrukcijo in tlemi (Fardis et al., 2005). Tu v 6. poglavju EC8-5 najdemo priporočila glede interakcije konstrukcije s tlemi.

Določene specifičnosti obstajajo tudi pri modeliranju konstrukcij, saj je poseben poudarek na modeliranju sodelovanja med konstrukcijo in tlemi. Pri tem pride do posebnosti tudi pri določanju dušenja konstrukcije.

Opozoriti velja, da se pri temu standardu kombinirajo negotovosti, povezane s potresno obtežbo, in tiste, povezane z značilnostmi temeljnih tal, zato ta standard ne more detajlno pokriti vseh možnosti, ki se pojavijo pri potresnem projektiranju.

Standard EC8-5 ima šest dodatkov, od katerih sta dva normativna, štirje pa so informativni.

Normativni dodatki:

- Dodatek B vsebuje pripomočke za poenostavljeno analizo likvifikacije,
- Dodatek E vsebuje poenostavljeno metodo za potresno analizo opornih in podpornih zidov.

Informativni dodatki:

- Dodatek A obravnava faktorje amplifikacije zaradi topografskih vplivov,
- Dodatek C obravnava statično togost pilotov,
- Dodatek D obravnava dinamično sodelovanje med konstrukcijo in tlemi,
- Dodatek F obravnava nosilnost plitkih temeljev pri potresni obtežbi.

Pri določanju potresne obtežbe za konstrukcije, ki so obravnavane v EC8-5, se v principu uporabljajo enaki podatki in enaki postopki, kot so določeni v EC8-1. V določenih primerih, ki so določeni v EC8-5, se lahko uporabljajo nekatere poenostavitve.

Poglavje o potresni obtežbi vsebuje tudi dva člena o določanju časovnega odziva. Dovoljeni so tako umetni kot dejanski (izmerjeni) akceleroگرامi. Priporočeno je, da se pri verifikaciji dinamične stabilnosti, ki vsebuje račun trajnih deformacij tal, uporabljajo dejanski akceleroگرامi, dobljeni na podobnih tleh. Veljajo vsa pravila in navodila za značilnosti akceleroگرامov, ki so navedena v EC8-1.

Poglavje 6 v EC8-5 obravnava sodelovanje med konstrukcijo in tlemi. Zahtevano je, da se vpliv dinamičnega sodelovanja med konstrukcijo in tlemi upošteva v štirih primerih in sicer:

- pri konstrukcijah, kjer je pomemben vpliv teorije 2. reda,
- pri konstrukcijah z masivnimi ali globokimi temelji, kot so stebri mostov ali silosi,
- pri visokih vitkih konstrukcijah, kot so stolpi in dimniki,

- pri konstrukcijah, ki so temeljene na zelo mehkih tleh, to je na tleh s povprečno hitrostjo strižnega valovanja  $v_{s,30}$  manjšo od 100 m/s. Tipični primer takšnih tal je tip tal S1.

V primeru temeljenja na pilotih se poglavje 6 glede vpliva sodelovanja med konstrukcijo in tlemi sklicuje na določila člena 5.4.2, ki obravnava pilote, kjer je med drugim zahtevano, da se piloti računajo na a) vztrajnostne sile, ki izhajajo iz zgornje konstrukcije in b) kinematične sile, ki izhajajo iz deformacij zemljine zaradi potresnega nihanja tal.

Več podatkov o splošnih vplivih in o pomembnosti dinamične interakcije med temelji in tlemi je podanih v EC8-5 Dodatek D, kjer je navedeno, da se odziv konstrukcije, temeljene na podajnih tleh (podajna ali elastično vpeta) razlikuje od odziva enake konstrukcije, ki je temeljena na togih tleh (toga vpetost v tla) pri enakem vzbujanju na površini. Vzroki za razlike so naslednji:

- Pri podajno vpeti konstrukciji se gibanje tal na nivoju pod temeljem razlikuje od gibanja tal na površini. To gibanje lahko vključuje tudi pomembno rotacijsko komponento, ki se v splošnem upošteva le pri vitkih in visokih konstrukcijah, obravnavane v EC8-6. del
- Osnovni nihajni čas podajno vpete konstrukcije je večji od osnovnega nihajnega časa enake togo vpete konstrukcije.
- Vsi nihajni časi, nihajne oblike in faktorji participacije (oziroma efektivne mase) podajno vpetih konstrukcij se razlikujejo od tistih pri togo vpetih konstrukcij.
- K celotnemu dušenju podajno vpete konstrukcije prispeva poleg dušenja zgornje konstrukcije tudi radiacijsko dušenje v tleh in dušenje na meji med zemljino in konstrukcijo.

Za večino običajnih konstrukcij stavb je vpliv sodelovanja med konstrukcijo in tlemi v splošnem ugoden, zato se tega v praksi pogosto zanemari. Upoštevanje podajne vpetosti praviloma zmanjša potresne sile in s tem notranje sile v različnih elementih zgornje konstrukcije. V primerih konstrukcij, navedenih v poglavju 6 v EC8-5, pa podajna vpetost lahko vpliva neugodno, zato je za te konstrukcije upoštevanje podajne vpetosti obvezno. Pri podajni vpetosti se npr. povečajo absolutni pomiki, kar je seveda pomembno pri vitkih konstrukcijah, kjer je pomemben vpliv teorije 2. reda. Povečanje absolutnih pomikov je lahko pomembno tudi pri dilatacijah (Fajfar et al., 2010).

Skladno z EC8-5 točka 5.2 (2) se z ustrezno študijo lahko opraviči deamplifikacija maksimalnega pospeška zaradi upoštevanja padanja maksimalnih pospeškov tal z globino. EC8-5 navzdol omejuje to vrednost in sicer maksimalni pospešek na nivoju temeljev ne sme biti manjši od 65% projektnega pospeška na površini tal.

$$\frac{a_{\max}(z = H)}{a_{\max}(z = 0m)} < 0,65 \quad (2.39)$$

kjer je H globina temeljenja.

Evrokod eksplicitno ne navaja deamplifikacij maksimalnega pospeška zaradi upoštevanja globine temeljenja, zato se bomo v nalogi omejili na predpostavko, da ni deamplifikacij zaradi globine temeljenja. Če bi izračunali faktor deamplifikacije, bi s tem zmanjšali faktor tal, ki ga podaja EC8-1. S tem bi lahko izračunali manjše notranje sile v elementih. V študiji (Poljanšek, 2004) je bil potrjen ugoden vpliv poglobljenih temeljev.

Tla bi lahko v splošnem ločili na zemljine in kamnine (ali skala). Razlika med njimi je predvsem v njihovi togosti, kjer se v primeru skale tla predpostavijo, da so toga, v primeru zemljine pa lahko karakteristike zemljine in razpored togosti po globini, vpliva na zgornjo konstrukcijo.

Dodatno k temu bi lahko dodali vsebino Evrokoda 8 - 6 del. in sicer dodatka C, ki sicer velja za projektiranje dimnikov, jamborov in stolpov. Glede na to, da ni takšnega priporočila tudi za ostale tipe konstrukcij, lahko to vsebino upoštevamo kot priporočilo.

Pri modeliranju sodelovanja med konstrukcijo in tlemi je treba upoštevati obseg vpetosti, globino kameninske podlage, plasti slojev tal vse do skale, variabilnost modulov zemljine v vsakem sloju in lastnosti zemljine (strižni modul in dušenje) odvisne od deformacij. V splošnem se lahko upošteva, da so tla sestavljena iz vodoravnih plasti zemljine.

Zaradi velike nezanesljivosti strižnega modula tal je treba upoštevati celo območje vrednosti od 50% do 200% tiste vrednosti strižnega modula, ki predstavlja najboljšo oceno (Fajfar et al., 2010). Dušenje in strižni modul v vsaki plasti sta odvisna od velikosti deformacij. Dovoljena je ekvivalentna linearna analiza, ki poteka iteracijsko. Takšno analizo je po (Fajfar et al., 2010) mogoče narediti s programom SHAKE (Ordonez, 2011).

Torej za aproksimacijo nelinearnega obnašanja zemljine, lahko s pomočjo programa SHAKE ocenimo efektivno linearno togost in lastnosti dušenja (Wilson, 2002). Za takšno analizo so potrebni natančni podatki o sestavi tal in njene lastnosti.

Pri modeliranju zemljine z metodo končnih elementov ni nikjer podanega priporočila za velikost mejnega območja robov. V splošnem je najprimernejša metoda generiranja sistema časovno odvisnih pomikov posameznih podpor kot na primer odziv gibanja zemljine na površini zemljine. Ta je sicer enaka prostem gibanju tal na površini zaradi potresnega vpliva. Ta vrsta analize presega obseg in zahtevnost diplomskega dela, zato se bomo tu omejili.

Po priporočilih (FEMA, 1997) se ne smejo zmanjšati notranje sile v elementih za več kot 25% zaradi učinkov interakcije konstrukcije s tlemi. Kljub temu, da Evrokod ne navaja takšnega priporočila, lahko priporočila drugih standardov vzamemo kot pravila dobre prakse.

### 3 TEORETIČNA OZADJA IN METODE MODELIRANJA ZEMLJINE IN VPLIVA TAL – ELASTIČNE VPETOSTI

Pri dinamični analizi odziva konstrukcij se običajno predpostavlja, da je konstrukcija togo vpeta v tla in se obravnava neodvisno od tal. Ta predpostavka odgovarja stanju, ko je konstrukcija temeljena na skali ali ko je relativna togost zemljine visoka v primerjavi s togostjo konstrukcije. Vendar v ostalih primerih, ko nad skalo ležijo plasti mehkejše zemljine, ki so manj toge v primerjavi s skalo, je predpostavka o togem vpetju konstrukcije le približek.

Tu upoštevanje zemljine povzroči dva različna učinka pri odzivu konstrukcije in sicer:

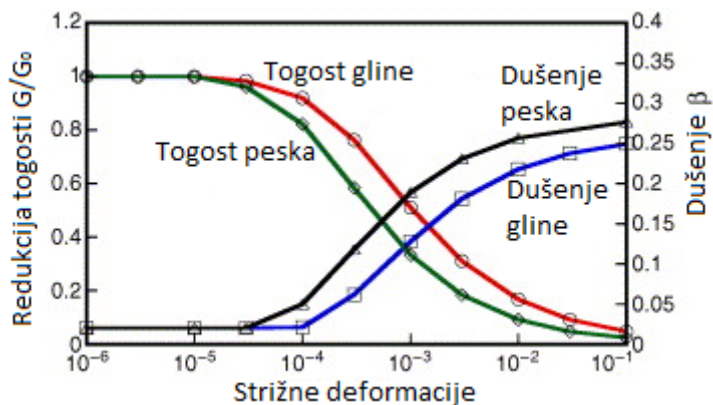
- spremembo prostega gibanja ob vpetju konstrukcije (kinematična interakcija),
- vpeljavo deformacij zaradi dinamičnega odziva konstrukcije v temeljna tla (inercijska interakcija) (Arefi, 2008).

V takem primeru predstavljata zemljina in konstrukcija celovit sistem, saj dinamično obnašanje zemljine vpliva na obnašanje konstrukcije in obratno (Premrov, 1997).

V odvisnosti od dimenzionalnosti problema, lahko tla v modelu nadomestimo na različne načine. Nekaj od teh načinov je opisanih v nadaljevanju. Večina problemov zahteva računanje z numeričnimi metodami v računalniških programih ali s pomočjo metode končnih elementov. Pri računalniškem modeliranju zemljine ali na splošno tal, nas za vsak sloj posebej zanimajo naslednji parametri:

- debelina,
- togost,
- dušenje,
- efektivne napetosti,
- gostota.

V splošnem se mehanske karakteristike zemljin (togost in dušenje) spreminjajo glede na velikost strižnih deformacij. Ker je togost koherentnih in nekoherentnih zemljin visoko nelinearna, vrednosti strižnega modula padajo z večanjem strižnih deformacij, histerezo dušenje pa se večja z večanjem strižnih deformacij, kar lahko vidimo na sliki 3.1. Togost in dušenje sta odvisni od frekvence obremenjevanja. Ta vpliv je majhen, zato se ga pogosto zanemari (Fardis et al., 2005).



Slika 3.1: Redukcija togosti in dušenje za gline in peske glede na velikost strižnih deformacij (Kojima, Fujita, Takewaki, 2014)

### 3.1 Dinamične karakteristike zemljine

V enačbah za račun togostnih parametrov in parametra dušenja, s katerimi upoštevamo vpliv zemljine na konstrukcijo, se pojavljajo naslednje karakteristike:

- gostota (specifična masa)  $\rho$ ,
- Poissonov količnik  $\nu$ ,
- hitrost strižnega valovanja  $v_s$  [m/s],
- strižni modul  $G$  ( $G_{max}$  in redukcijske krivulje) [kN/m<sup>2</sup>],
- koeficient dušenja  $\zeta_g$  [%].

Posamezne karakteristike je treba določiti eksperimentalno, ali pa jih ob pomanjkanju eksperimentalnih podatkov ocenimo. Nekatere mehanske lastnosti so tesno povezane, kot na primer hitrost strižnega valovanja  $v_s$  in strižni modul  $G$  (Fajfar, 1984; Luna, Jadi, 2000).

Njihova zveza je podrobneje opisana v nadaljevanju.

#### 3.1.1 Gostota

Gostota je fizikalna količina, določena za homogena telesa kot razmerje med maso  $m$  in prostornino telesa  $V$ . Gostota  $\rho$  je z enačbo (3.1) povezana s specifično težo  $\gamma$ , ki znaša od 16 kN/m<sup>3</sup> do 23 kN/m<sup>3</sup>, povprečna vrednost specifične teže zemljine znaša okrog 20 kN/m<sup>3</sup> (Fajfar, 1984: str 217).

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \tag{3.1}$$

Pri natančni analizi tal so znane vrednosti specifične teže zemljine in togosti v vsakem sloju posebej, tako se lahko modelira vsak sloj posebej.

### 3.1.2 Poissonov količnik

Poissonov količnik  $\nu$  je določen kot absolutna vrednost razmerja med relativnim raztezkom v prečni smeri (kontrakcija) in relativnim skrčkom v vzdolžni smeri (dilatacija) pri tlačnih obremenitvah snovi. Za razne vrste zemljin znaša Poissonov količnik od 0,33 do 0,45. Ob pomanjkanju točnejših vrednosti se lahko uporablja povprečna vrednost  $\nu = 0,4$  (Fajfar, 1984: str 217).

Po priporočilih iz ATC (ATC 3-06: str 392) se lahko za Poissonov količnik upoštevajo vrednosti iz preglednice 3.1:

Preglednica 3.1: Vrednosti Poissonovega količnika za različne tipe tal (ATC 3-06)

Tip tal / zemljine	Poissonov količnik $\nu$
čisti gramozni in peski	0,33
trde gline in vezljive zemljine	0,40
mehke gline	0,45

### 3.1.3 Strižni modul in hitrost strižnega valovanja

Strižni modul  $G$  je skladno z EC8-5 točka 3.2 (1) glavni parameter togosti tal podvržene potresnim vplivom. Za določitev strižnega modula  $G$  se najpogosteje uporablja račun po formuli (3.2), kjer je  $v_s$  hitrost strižnega valovanja, ki jo je mogoče določiti eksperimentalno na terenu.

V literaturi zasledimo različne oznake za isti pomen, kot npr.  $G_0$  ali  $G_{max}$  (maksimalni strižni modul ali začetni strižni modul, določen pri zelo majhnih strižnih deformacijah  $10^{-5}$  ali manj).

$$G_{max} = \rho \cdot v_s^2 = \frac{\gamma \cdot v_s^2}{g} \quad (3.2)$$

Medtem ko pri gostoti in Poissonovem količniku ne moremo narediti velike napake, če upoštevamo izkustvene vrednosti, je razlika v vrednostih strižnega modula  $G$  za posamezne vrste zemljine tako velika, da ni mogoče računati z izkustvenimi vrednostmi (Fajfar, 1984).

V preglednici 3.2 so po (Zanette, Battelino, 2004: str 211) podani indikativni karakteristični intervali specifične teže in strižne hitrosti različnih zemljin in izračunani kvocienti med maksimalno in minimalno strižno hitrostjo posameznega materiala. S kvadriranjem teh kvocientov dobimo razmerje med maksimalnim in minimalnim začetnim strižnim modulom.

Za natančnejše analize je potrebno narediti preiskavo, saj oceno strižnega modula lahko uporabimo le za približne preliminarne izračune. V nadaljevanju naloge bomo videli koliko pravzaprav vpliva natančnost določitve strižnega modula pri analizi sodelovanja konstrukcije in tal.



Preglednica 3.2: Karakteristične vrednosti specifične teže in hitrosti strižnega valovanja (Zanette, Battelino, 2004)

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$v_s$ (m/s)	$v_{s,max}/v_{s,min}$	$G_{0,max}/G_{0,min}$
Površinska plast	17-24	100-300	3	9
Suhi pesek	15-17	100-500	5	25
Zasičen pesek	19-21	400-600	1,5	2,3
Zasičena glina	20-24	200-800	4	16
Lapor	21-26	750-1500	2	4
Peščenjak	21-24	800-1800	2,3	5,1
Apnec	24-27	2000-3300	1,7	2,7
Dolomit	25-29	1900-3600	1,9	3,6
Granit	25-27	2500-3300	1,3	1,7

S poznavanjem strižnega modula  $G$  in Poissonovega količnika  $\nu$ , lahko z enačbo (3.3), ki jo poznamo iz mehanike trdih teles, izračunamo elastični modul  $E$ :

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu) \quad (3.3)$$

Vidimo, da lahko preko podatkov o hitrosti strižnega valovanja in specifične teže izračunamo strižni modul in s poznavanjem Poissonovega količnika tudi elastični modul.

Tako dobimo togostne parametre za zemljino v statičnih razmerah, ki služijo kot vhodni podatek pri nadaljnjem računanju v računalniškem programu npr. s prostorskimi končnimi elementi.

EC8-1 podaja intervale hitrosti strižnega valovanja  $v$  v zgornjih 30 m zemljine za določitev posameznega tipa tal (Preglednica 2.2). V preglednici 3.3 so podane povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja za tipe tal od A do D.

Enaka preglednica se nahaja v EC8-6, ki sicer obravnava stolpe, jambore in dimnike. Tu je v 7. členu dodatka A navedeno, da v primerih, ko  $v_s$  nimamo izračunanega na podlagi preiskave, se lahko na podlagi tipa tal privzame vrednosti iz preglednice 3.4.

Te vrednosti so sicer navedene za uporabo pri računu rotacijske komponente potresnega vpliva.

Če poznamo tip tal na podlagi rezultatov hitrosti strižnega valovanja pri majhnih deformacijah, potem preglednice 3.3 ne rabimo, oziroma lahko služi le za orientacijo.

Za kvalitetno oceno pri nezanesljivem parametru, lahko tega množimo z 200 % ter s 50 % in vrednotimo najneugodnejše rezultate. S tem tudi vidimo, koliko pravzaprav vpliva natančnost določenega parametra pri končnih rezultatih.

Preglednica 3.3: Privzete vrednosti hitrosti strižnega valovanja za standardne tipe tal (SIST EN 1998-6:2005: preglednica A.1)

Tip tal	$v_s$ (m/s)
A	800
B	580
C	270
D	150

V preglednici 3.4 so izračunani maksimalni ali začetni strižni in elastični moduli zemljine pri upoštevanju povprečnih vrednosti Poissonovega količnika  $\nu = 0,4$  in povprečne specifične teže  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ . Podan je še orientacijski tip tal glede na hitrost strižnega valovanja po klasifikaciji za tipe tal po EC8.

Preglednica 3.4: Izračun strižnega modula in elastičnega modula glede na hitrost strižnega valovanja

Tip tal	$v_s$ [m/s]	$G_{max} \cdot 10^5$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{max} \cdot 10^5$ [kN/m <sup>2</sup> ]
A	2000	90	251
A/B	800	14,4	40
B	640	9,2	26
B	580	7,5	21
B	480	5,2	15
B/C	360	2,9	8
C	270	1,6	5
C/D	180	0,7	2
D	150	0,5	1,4
D	100	0,2	0,6

Velja za:  $\nu = 0,4$  in  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Če se pri oceni hitrosti strižnega valovanja zmotimo za določen faktor, se ta faktor napake kvadrira pri računu togostnih parametrov zemljine. Kako to vpliva na odziv konstrukcije bo opisano v nadaljevanju.

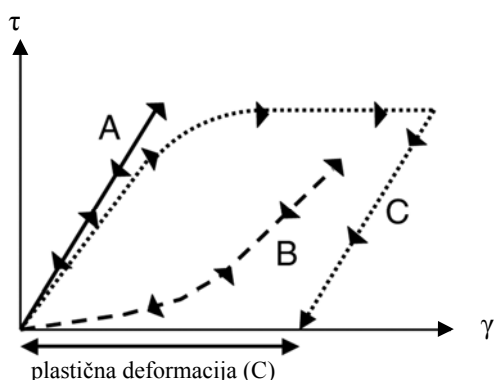
Napaka ocene togostnih parametrov zemljine se v statičnih primerih večinoma odraža pri računu pomikov temeljev, medtem ko se pri računu notranjih sil v temeljih ta napaka ne pozna toliko.

Za primer tal tipa C, kjer sta meji hitrosti strižnega valovanja 180 m/s in 360 m/s je ocena med zgornjo in spodnjo mejo razmerje hitrosti strižnega valovanja 2. Pri strižnem in elastičnem modulu pa se ta vrednost kvadrira ter tako znaša razmerje med maksimalno in minimalno oceno strižnega in elastičnega modula 4.

### 3.2 Obnašanje dinamično obremenjene zemljine

Pri zemljinah se v statičnih razmerah predpostavi, da lahko prenašajo le tlačne obremenitve. Slika 3.2 označuje shematski prikaz odnosa strižne napetosti in deformacije različnih obnašanj zemljine pri obremenitvi in razbremenitvi, kjer A, B in C pomenijo:

- A linearno elastično obnašanje,
- B nelinearno elastično obnašanje in
- C nelinearno neelastično obnašanje.



Slika 3.2: Shematski prikaz odnosa strižne napetosti-deformacije za različne vrste materiala

V območju zelo majhnih deformacij ( $< 10^{-3} \%$ ) lahko pričakujemo linearno elastično obnašanje zemljin. V tem območju potekajo geoseizmične preiskave ( $< 10^{-4} \%$ ). Pri srednje velikih deformacijah ( $\sim 10^{-2} \%$ ) preide obnašanje zemljine v območje nelinearnosti. Pri velikih deformacijah ( $\sim 10^{-1} \%$  do  $5\%$ ) pa govorimo o nelinearno neelastičnem obnašanju, saj po razbremenitvi ostanejo plastične deformacije.

Nelinearnost zemljine pri zvezi med napetostmi in deformacijami pomeni, da se strižni modul  $G$  spreminja s strižnimi deformacijami  $\gamma$  (izraz 3.4). Plastične deformacije se pojavijo pri neelastičnem obnašanju materiala, saj se material po razbremenitvi ne povrne v prvotno stanje in pri tem ostanejo trajne plastične deformacije.

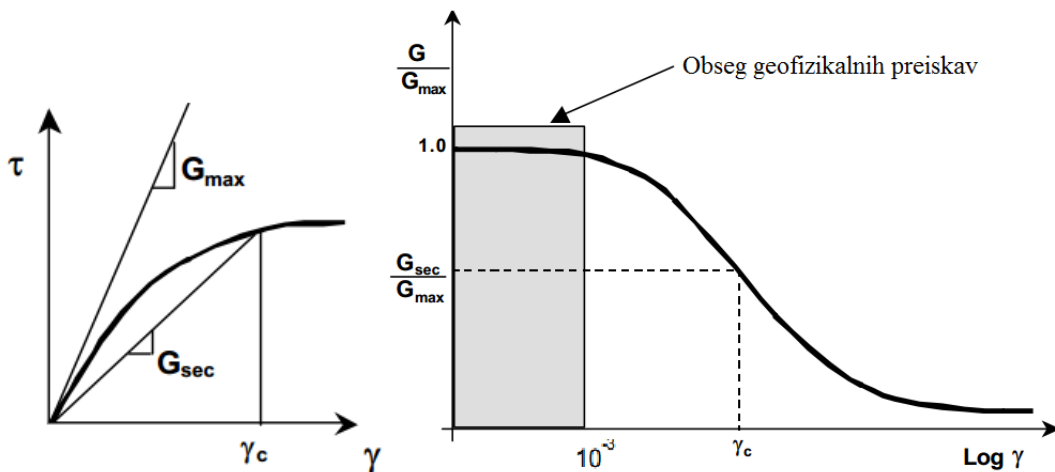
$$G = G(\gamma) \quad (3.4)$$

Na sliki 3.3 (Luna, Jadi, 2000: str 3) vidimo, da  $G_{max}$  predstavlja zgornjo mejo strižnega modula, ki je določen pri majhnih strižnih deformacijah  $\gamma$ . S povečevanjem strižnih deformacij  $\gamma_c$ , se zmanjšuje togost tal in s tem strižni modul  $G_{sec}$  (Fardis et al., 2005).

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

kjer sta:

- $\tau$  strižna napetost,
- $\gamma$  strižna deformacija.



Slika 3.3: Krivulja napetost-deformacija z variacijo strižnega modula in redukcijska krivulja modula (Luna, Jadi, 2000)

Obnašanje zemljine izpostavljene močni ciklični obtežbi je v splošnem nelinearno in neelastično. Za potres različni avtorji navajajo različna območja deformacij zemljine. Za potres se običajno predpostavlja strižne deformacije velikostnega reda  $10^{-3}$  %, kar lahko vidimo na sliki 3.4. Potresna obtežba (Poljanšek, 2004) povzroča srednje velike strižne deformacije (od  $10^{-3}$  % do  $10^{-1}$  %).

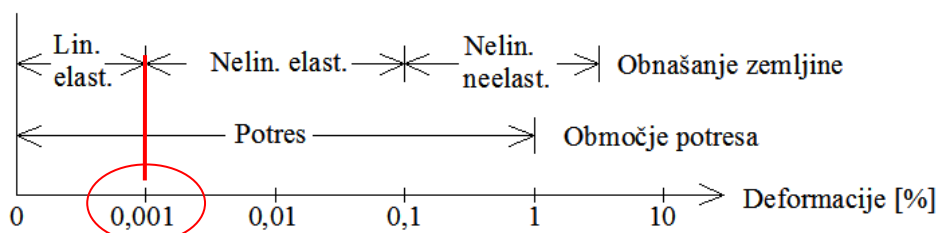
Nekateri avtorji (Fardis et al., 2005) navajajo celo območja potresa od  $10^{-3}$  % do 1 % za primere, ko ne pride do porušitve v zemljini.

Na podlagi literature ni mogoče natančno določiti mejnih pričakovanih deformacij med potresom, zato se moramo poslužiti natančne analize, kjer na podlagi geotehničnih podatkov in sestave tal s pomočjo znanih akceleroграмov, ki so zabeležili potrese v okolici dane lokacije, in s program SHAKE, izračunamo pričakovane strižne deformacije v tleh.

Izkazalo se je, da so za večino geotehničnih potresnih analiz primerni že enostavnejši modeli obnašanja zemljin, na primer ekvivalentno linearen model (Poljanšek, 2004: str 12).

Ekvivalentno linearen model lahko dobimo na relativno enostaven način. Pri računu strižnega modula  $G$  je treba namreč upoštevati vrednosti, ki ustrezajo pričakovanim amplitudam v fazi uporabe konstrukcije. Te vrednosti lahko dobimo z ustreznimi eksperimenti, iz literature s področja dinamike zemljin ali jih ocenimo na podlagi preglednice 3.7.

Na sliki 3.4 je z rdečo označeno pričakovano območje strižnih deformacij tal med potresom.



Slika 3.4: Obnašanja zemljine in območje deformacij potresa

Nedavne študije (Fardis et al., 2005) so pokazale, da so med močnimi potresi deformacije zemljine lahko 0,5 % ali več. To vodi v razmerje strižnih modulov  $G/G_{max} \approx 10^{-5}$ .

V primeru, da razmerje strižnih modulov  $G/G_{max}$  res pade na nivo  $10^{-5}$ , dobimo zelo podajna tla, praktično brez strižne odpornosti.

V preglednici 3.5 (ATC3-06, 1978: preglednica 6-A) sta podana koeficienta redukcije strižnega modula in strižne hitrosti v odvisnosti od velikosti efektivnega pospeška temeljnih tal. Efektivni pospešek temeljnih tal si lahko približno predstavljamo kot povprečno vrednost nekaj največjih amplitud pospeškov med potresom. Ta vrednost je nekoliko manjša od maksimalne vrednosti pospeška tal.

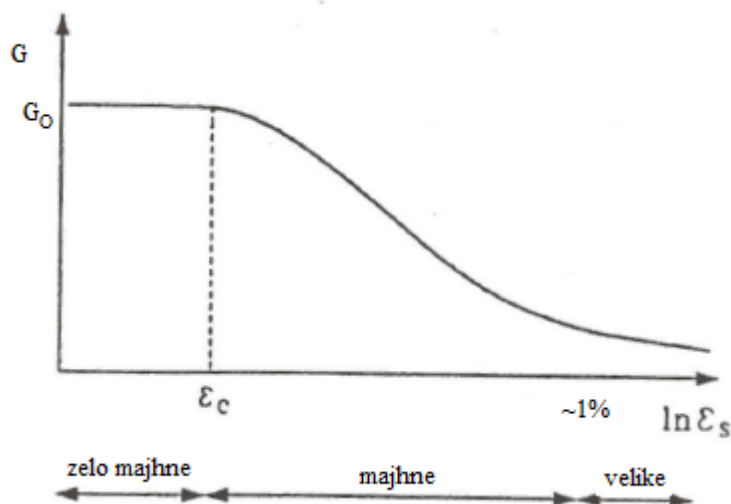
Pri laboratorijskih testih iz katerih so dobljene redukcijske krivulje za strižni modul, se nanaša enostavna harmonična obtežba, ki povzroči odziv s cikličnimi maksimumi amplitud pri strižnih deformacijah. Časovni potek deformacij med potresom je precej bolj nepravilen in maksimalne amplitude so dosežene le v nekaj špicah. Kljub enakim maksimalnim vrednostim deformacij, bo harmonična obtežba v tem primeru predstavljala hujšo obremenitev kot potresna obtežba.

Z  $G_0$  in  $v_{s0}$  so označene vrednosti, ki ustrezajo majhnim deformacijam ( $\leq 10^{-3}$  %) (Fajfar, 1984).

Preglednica 3.5: Odvisnost vrednosti strižnega modula in hitrosti strižnega valovanja od efektivnega pospeška tal (ATC3-06, 1978)

Efektivni pospešek tal	$\leq 0,10 g$	$0,15 g$	$0,20 g$	$\geq 0,30 g$
$G/G_0$	0,81	0,64	0,49	0,42
$v_s/v_{s0}$	0,9	0,8	0,7	0,65

Iz slike 3.5 vidimo, kako se s povečanjem strižnih deformacij zmanjšuje strižni modul  $G$  oz. razmerje  $G/G_0$ . Pri zelo majhnih strižnih deformacijah imamo konstantno vrednost strižnega modula, pri deformaciji  $\epsilon_c$  pa se strižni modul zmanjšuje.



Slika 3.5: Obnašanje tal pri različnih deformacijah (Jovičić, 2003: str 56)

Tako kot ATC ima tudi Evrokod podobno preglednico 3.6 (EC8-5: preglednica 5.1), ki poleg koeficientov redukcije strižnih modulov in strižnih hitrosti podaja tudi vrednosti dušenja ter standardna odstopanja za strižne module in strižne hitrosti. Primerjava vrednosti redukcijskih faktorjev v EC8-5 in v ATC3-06 so praktično enake. Z upoštevanjem območja standardnega odklona lahko projektant upošteva možna odstopanja dejanskih razmer od predpostavljenih.

Preglednica 3.6: Povprečne vrednosti koeficienta dušenja in povprečni redukcijski faktorji za hitrost strižnega valovanja  $v_s$  in strižni modul  $G$  v zgornjih 20 m zemljine (EC8-5: preglednica 4.1)

Pospešek tal $a_g \cdot S$ (g)	Koeficient kritičnega dušenja	$v_s/v_{s,max}$	$G/G_{max}$
0,1	0,03	0,90 ( $\pm 0,07$ )	0,80 ( $\pm 0,10$ )
0,2	0,06	0,70 ( $\pm 0,15$ )	0,50 ( $\pm 0,20$ )
0,3	0,10	0,60 ( $\pm 0,15$ )	0,36 ( $\pm 0,20$ )

Kjer sta:

- $v_{s,max}$  povprečna vrednost  $v_s$  pri majhnih deformacijah ( $<10^{-5}$ ), ki ni večja od 360 m/s,
- $G_{max}$  povprečna vrednost strižnega modula pri majhnih deformacijah

Opomba:

$\pm$  je območje standardne deviacije. Zanj se lahko vpelje različne stopnje konzervativizma.

Vrednosti  $v_s/v_{s,max}$  in  $G/G_{max}$  nad povprečjem se lahko uporabi za bolj toge profile tal, podpovprečne vrednosti  $v_s/v_{s,max}$  in  $G/G_{max}$  pa za mehkejšje profile.

Omeniti velja, da se tip tal določa na podlagi povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja iz zgornjih 30 m tal, redukcijski faktorji v preglednici 3.6 pa na podlagi povprečnih hitrosti strižnega valovanja zgornjih 20 m zemljine. V splošnem togost ter hitrost strižnega valovanja tal narašča z

globino. Z upoštevanjem te trditve lahko dobimo hitrosti strižnega valovanja pri enakem profilu tal  $v_{s,max}$  manjši kot  $v_{s,30}$ , saj so tla med 20-im in 30-im metrom globine bolj toga, kot višje plasti zemljine. Podobno kot enačbo 2.2 lahko izrazimo  $v_{s,max}$  z enačbo 3.7, kjer:

$$\text{preoblikujemo } \frac{v_{s,max}}{20} = \sum_{i=1,N} \frac{v_i}{h_i} \text{ in dobimo } \rightarrow v_{s,max} = \frac{20}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.7)$$

Za tla tipa C ali D, z nizkim vodostajem in z  $IP < 40$  se lahko po EC8-5 točka 4.2.3 (2) ob pomanjkanju točnejših podatkov uporabi preglednica 3.6. Za profile tal večje togosti, so redukcijski koeficienti proporcionalno manjši ter z manjšim standardnim odklonom.

Ob pomanjkanju točnejših meritev in če je produkt  $a_g \cdot S > 0,1 g$ , se lahko koeficienti kritičnega dušenja in redukcijski faktorji za strižne module in hitrosti strižnega valovanja, skladno z EC8-5 točka 4.2.3 (3), privzamejo kar iz preglednice 3.7.

Pri ATC in EC8-5 so vrednosti redukcijskih koeficientov praktično enaki, ter pri ATC ni navedeno za katere profile tal velja omenjena preglednica, pri EC8-5 pa za ostale tipe tal ni eksplicitno navedenih vrednosti koeficientov.

Za standardne tipe tal lahko kljub neizvajanju natančnejše analize uporabimo preglednico 3.6. Za tla tipa  $S_1$  in  $S_2$  pa kot je bilo omenjeno v drugem poglavju je potrebno opraviti posebne študije za določitev potresnega vpliva, saj tu imamo lahko visok faktor tal, kar poveča efektivni pospešek tal.

V preglednici 3.7 lahko opazimo, da če kvadriramo koeficient  $v_s/v_{s,max}$ , dobimo koeficient  $G/G_{max}$ , kar ustreza enačbi 3.2, saj sta specifična teža zemljine in težnostni pospešek v enačbi konstantni.

Če pogledamo običajne stavbe, t.j. stavbe II kategorije ( $\gamma_I = 1$ ) je v Sloveniji projektni pospešek tal  $a_g$  med 0,1 g in 0,25 g, ter standardne tipe tal, t.j. koeficient  $S$  je med 1 in 1,7, potem lahko vidimo, da imamo produkt med  $a_g$  in  $S$  v intervalu med 0,1 g in 0,425 g.

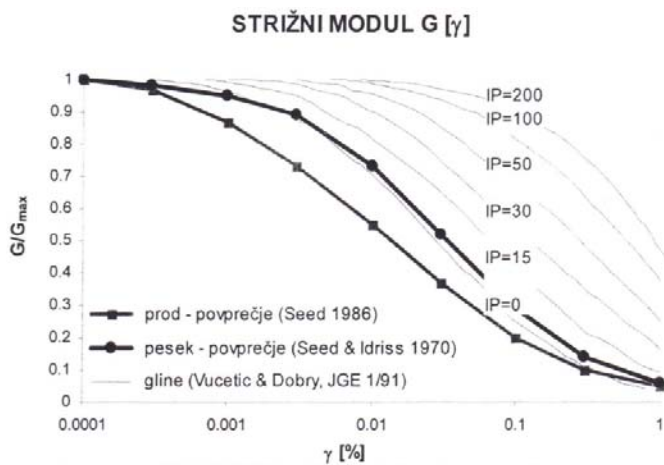
Torej lahko v Sloveniji neodvisno od lokacije in tipa tal (vse kategorije tal razen  $S_1$  in  $S_2$ ) pričakujemo pospeške tal med 10 % g in 43 % g.

Na sliki 3.6 so na horizontalni osi v logaritemskem merilu strižne deformacije, na vertikalni osi pa koeficient redukcije strižnega modula (Fajfar, 2005: str 16).

Z naraščanjem indeksa plastičnosti (slika 3.6), se večja amplituda strižne deformacije, ki predstavlja prehod med linearnim in nelinearnim obnašanjem zemljine (Poljanšek, 2004: str 15).

Za peske in gramoze lahko uporabimo tudi redukcijsko krivuljo  $IP=0$ .

Na primeru peskov vidimo, da se vrednosti redukcijskih krivulj lahko razlikujejo med različnimi avtorji. Zaradi tega Evrokod tudi podaja standardno deviacijo za razmerje  $G/G_{max}$ . Krivulje za isto vrsto zemljine so v splošnem različne zaradi različnih efektivnih napetosti ter indeksa plastičnosti.



Slika 3.6: Redukcijske krivulje za strižne module v odvisnosti od strižnih deformacij (Fajfar, 2005: str 16)

Vidimo, da je oblika redukcijske krivulje strižnega modula zelo pomembna lastnost zemljine. V praksi so obširne preiskave zemljin zelo redke, kjer bi analizirali celotno deformacijsko območje pri različnih efektivnih napetostih, zato se obliko redukcijske krivulje za različne tipe zemljin pogosto privzame kar iz literature. Izbira primerne redukcijske krivulje je odvisna od indeksa plastičnosti, efektivnih napetosti in indeksa degradacije (Poljanšek, 2004: str 14).

### 3.3 Določanje togosti

#### 3.3.1 Splošno

V inženirski praksi se pogosto uporabljajo preprosti linearni modeli tal, najbolj priljubljen in razširjen je Winklerjev model z uporabo metode modula reakcije tal (MRT). Pri statičnih razmerah se z vzmetmi lahko nadomesti vpliv zemljine ali tal na splošno. Na področju dinamike pa se zemljina poleg vzmeti nadomešča še z dušilkami in dodatnimi masami. Za določitev njihovih lastnosti se poslužujemo različnih metod. Nekatere izmed njih so opisane v nadaljevanju. Kvalitetna določitev parametrov predstavlja ključno vlogo pri analizi. S povečanjem računalniške procesorske moči in s pomočjo specializiranih programov za račun geotehničnih problemov (npr. Plaxis) se lahko tla modelirajo z zahtevnejšimi elementi, s katerim se upoštevajo nelinearne karakteristike tal. Tovrstne analize pridejo v poštev zlasti pri računu zahtevnejših objektov.



### 3.3.2 Plitvo temeljenje

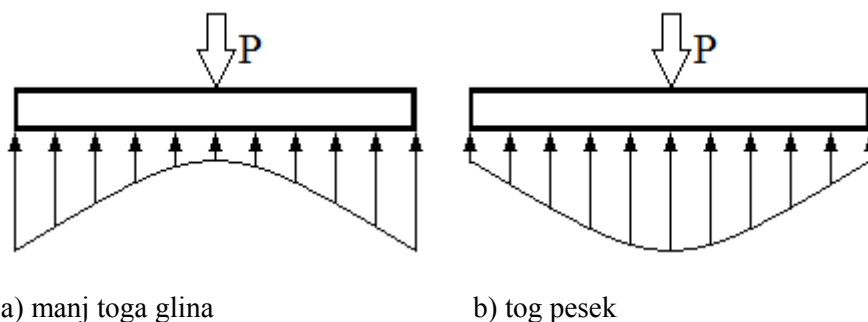
Pri računalniškem modeliranju tal se lahko v odvisnosti od modela obnašanja tal (linearno elastičen, nelinearni elastični ali nelinearni plastični model tal) vpliv tal modelira kot niz vzmeti ali s pomočjo naprednejših ploskovnih ali prostorskih končnih elementov.

Pri plitvem temeljenju in pri temeljnih ploskvah večjih površin vpliva tal ne nadomestimo le z eno vzmetjo, temveč ga običajno nadomestimo z več vzmetmi. Tako lahko namesto predpostavke o togi temeljni plošči upoštevamo deformabilnost temeljne plošče in vpliv deformacij na razporeditev kontaktnih napetosti.

Ta odnos je definiran z modulom reakcije tal (MRT), kjer ga v splošnem označujemo s  $k$ , enota pa je  $\text{kN/m}^3$ . MRT je definiran kot razmerje med kontaktnim tlakom  $q$  in posedkom temeljnih tal  $w$ :

$$k = f(q/w) \quad (3.8)$$

Na sliki 3.7 vidimo razporeditev kontaktnih napetosti pod togim temeljem, ki je obremenjen centrično. Zaradi različne togosti tal imamo različne oblike poteka napetosti (ACI 336.2R-88: str 6).



a) manj toga glina

b) tog pesek

Slika 3.7: Razporeditev kontaktnih napetosti pod centrično obremenjenem togim temeljem pod različno togimi tlemi

#### 3.3.2.1 Winklerjev model in modul reakcije tal (MRT)

V literaturi srečamo več izrazov za Winklerjev koeficient, en izmed njih je tudi konstanta vzmeti zemljine, kot ga je poimenoval Horvath v svojem raziskovalnem delu (Horvath, 2002). Običajno statični izračun temeljnih plošč izvedemo po metodi končnih elementov (MKE), kjer plošče modeliramo z linearno elastičnimi ploskovnimi elementi, ki so v svoji ravnini vertikalno podprti z množico enodimenzionalnih vzmeti. Togost teh vzmeti določa pripadajoča površina temeljne plošče in vrednost MRT, ki je lahko določen na različne načine.

V praksi projektni izračuni temeljnih plošč najpogosteje temeljijo na Winklerjevem modelu elastičnih vzmeti ali na metodi psevdo-povezanih vzmeti, katerih togost določa MRT. Zavedati se je treba, da MRT ne predstavlja osnovne fizikalne lastnosti temeljnih tal oziroma zemljine, saj ga že po definiciji definirata dve količini (kontaktni tlak in posedek), ki sta dejansko že rezultat izračuna temeljne konstrukcije in tal.

MRT je zato fizikalni parameter poenostavljenega modela tal, ki je odvisen od temeljnih tal, lastnosti konstrukcije in od obtežbe. Njegovo vrednost določajo predvsem naslednji vplivi:

- vpliv jakosti in razporeditve obtežbe,
- nelinearno obnašanje temeljnih tal,
- vpliv velikosti in oblike temeljne konstrukcije,
- vpliv globine temeljenja,
- vpliv slojevitosti temeljnih tal in drugih sprememb tal z globino,
- vpliv togosti (nad)konstrukcije.

Zaradi nelinearnega obnašanja tal in neupoštevanja povezanosti vzmeti se MRT po temeljni ploskvi spreminja. V primeru, ko je MRT za neko temeljno konstrukcijo podan z eno samo vrednostjo, moramo vrednost MRT razumeti le kot razmerje med povprečno kontaktno napetostjo na temeljni ploskvi in pričakovanim povprečnim posedkom temeljne konstrukcije, pri čemer vrednost MRT predstavlja veliko poenostavitev napetostno-deformacijskega obnašanja tal.

Winklerjev model tal ima številne prednosti, kot so:

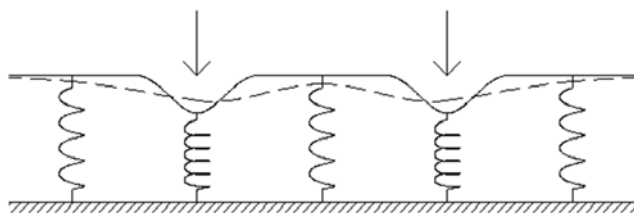
- enostavnost uporabe
- v inženirski praksi se je zasidral kot dober model tal, saj je že 150 let star koncept
- širok izbor programske opreme,

in slabosti, kot so:

- neekonomično projektiranje (izračun z Winklerjevim modelom običajno ne vodi k ekonomičnim rešitvam), saj izračun temeljnih plošč po MRT v splošnem ne omogoča zanesljive ocene upogibnih momentov in posedkov, kar lahko vodi k neustreznim rešitvam.

To slabost lahko omilimo z dejstvom, da so temeljne konstrukcije le redko izpostavljene maksimalnim računsko upoštevanim obremenitvam, v uporabi ustreznih varnostnih faktorjev in v vplivu nadkonstrukcije, ki s svojo togostjo pozitivno vpliva na zmanjšanje diferenčnih posedkov temeljnih plošč.

- pogosto napačno razumljen in interpretiran s strani inženirjev
- neupoštevanje strižne odpornosti zemljine
- očitki, da je uporaba Winklerjevega modela pomanjkljiva, nezanesljiva in neekonomična, vendar izkušnje v praksi tega ne kažejo.



Slika 3.8: Neprekinjena črta: ni strižnega prenosa med vzmetmi. Prekinjena črta: strižni prenos med vzmeti (Caselunghe, Eriksson, 2012: str 5)



Slika 3.9: Deformacijsko obnašanje: Levo, Winklerjevega modela; Desno, realnih tal (Caselunghe, Eriksson, 2012: str 5)

Najpreprostejši in v inženirski praksi najpogosteje uporabljen model tal je Winklerjev model, ki upošteva konstantno vrednost MRT oziroma linearen odnos med kontaktnim tlakom  $q$  in posedkom  $w$ . Winklerjev model predpostavlja, da je MRT za vse vzmeti enake, da so vzmeti linearno elastične in da med seboj delujejo neodvisno. Tak model predstavlja poenostavljeno obnašanje tal in ima glede na realno obnašanje tal vrsto pomanjkljivosti:

- konstantna vrednost MRT ne more ustrezno opisati nelinearnega odnosa med obtežbo in posedkom tal,
- zvezno in enakomerno obremenjena plošča se, neodvisno od togosti plošče, v izračunu enakomerno posede (ni diferenčnih posedkov) ob enakem skrčku elastičnih vzmeti, kar ni v skladu z dejanskim obnašanjem tal, kjer so posedki tal na robovih manjši od posedkov v središču obtežbe (slika 3.8),
- predpostavka o neodvisnem delovanju vzmeti ne upošteva strižne odpornosti tal - obtežba tal, ki deluje na enem mestu (točki) povzroči posedke tudi v okolici (slika 3.7),
- Winklerjev model je ekvivalenten modelu elastičnih tal končne debeline, kjer so, z izjemo vertikalne napetosti in deformacije, vse ostale komponente napetostnega in deformacijskega tenzorja nične,
- realnega obnašanja temeljne konstrukcije in tal ni mogoče modelirati le z eno samo konstantno vrednostjo modula reakcije tal,
- obtežbe, ki delujejo ob objektu, ne vplivajo na posedke objekta (Pulko, 2012).

Rezultate in zanesljivost izračuna je možno izboljšati z metodo psevdo-povezanih vzmeti, ki s primerno razporeditvijo modula reakcije tal po temeljni plošči delno odpravi eno izmed bistvenih pomanjkljivosti Winklerjevega modela (neupoštevanje strižne odpornosti temeljnih tal). Omeniti velja, da za metodo psevdo-povezanih vzmeti obstajajo različna priporočila za razporeditev MRT (ACI 336,

1988), pri čemer gre za empirične poenostavitve, ki pa niso nujno zanesljive in splošno veljavne za poljubno obliko in togost temeljne plošče ter razporeditev in velikost obtežbe.

Obstaja več metod za oceno MRT. Običajno ga določimo s pomočjo laboratorijskih ali terenskih preiskav ter tako na podlagi elastičnih parametrov tal (modul elastičnosti in Poissonov količnik). S klasičnimi postopki se najprej izračuna posedek tal pod povprečno obtežbo temeljne konstrukcije in nato izračuna vrednost MRT. Če so temeljna tla homogena, se MRT oceni na podlagi rezultatov obremenilne preizkušnje tal s togo kvadratno ali krožno ploščo ob upoštevanju ustreznih korekcij zaradi razlik v širini, obliki in vplivni globini preizkusne in dejanske temeljne plošče. Alternativno je možna tudi določitev modula reakcije tal z empiričnimi postopki za izračun posedkov na osnovi terenskih preiskav (Pulko, 2012).

V literaturi (Fajfar, 1984: str 219) srečamo tudi preglednico 3.10, ki podaja približne vrednosti MRT v odvisnosti od dopustne napetosti tal pri predpostavki o enakomerni obremenitvi v vertikalni smeri.

Preglednica 3.7 je privlačna za uporabo, vendar je njena slabost zanesljivost.

Preglednica 3.7: MRT v odvisnosti od dopustne napetosti tal (Fajfar, 1984)

Dop. napetost tal [kN/m <sup>2</sup> ]	MRT [kN/m <sup>3</sup> ]
100	20000
200	40000
300	50000
400	60000
500	70000

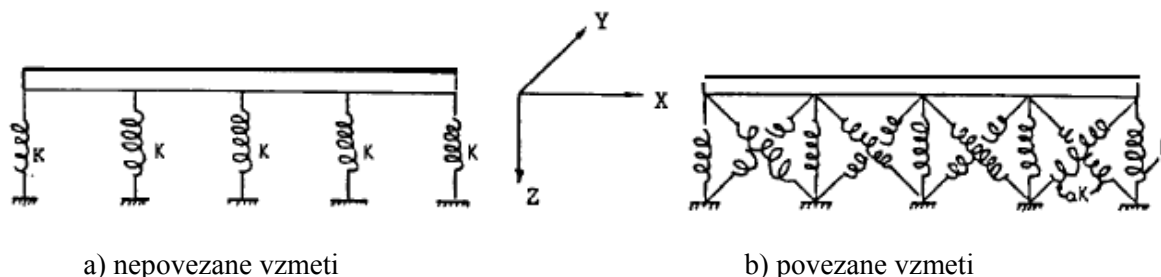
Pri metodi z MRT nimamo nobenih podatkov o dušenju. Imamo pa podatke glede togosti.

### 3.3.2.2 Vertikalna togost

Evrokod eksplicitno ne podaja zahtev glede modeliranja zemljine z vzmetmi. Pri tem si lahko pomagamo s priporočili iz standarda ACI 336, 1988.

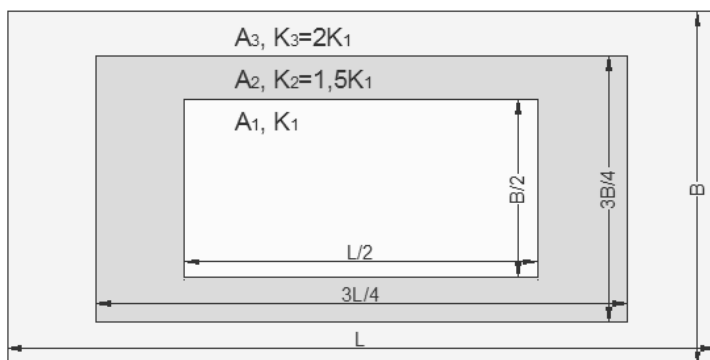
Obstajajo številne metode za izboljšanje Winklerjevega modela, vendar se večina teh metod ni uveljavila v inženirski praksi. Ena od teh metod je metoda povezanih vzmeti, kjer vertikalne vzmeti ne delujejo več neodvisno, kar vidimo na sliki 3.10. Metoda povezanih vzmeti je sicer privlačna za uporabo, vendar je nejasna metodologija za izračun MRT. Njeno poenostavitev in bolj praktično uporabo predstavlja metoda psevdo-povezanih vzmeti, ki podobno kot Winklerjev model, uporablja neodvisne vzmeti, vendar z upoštevanjem različnih vrednosti MRT za skupino ali za posamezne vzmeti glede na njihovo lokacijo na temeljni plošči. Tu se na območju robov temeljne plošče upošteva dvakrat večji MRT, kot v središču temeljne ploskve, kar vidimo na sliki 3.11.

Večino inženirskih problemov rešujemo s pomočjo računalnikov in s programsko opremo. Na voljo imamo več možnosti, od preprostih, kjer tla modeliramo z množico vzmeti, pa do naprednih metod, kjer tla modeliramo s pomočjo analize po metodi končnih elementov. Te so sposobne analizirati hkratne napetostne in deformacijske analize tal, temeljne konstrukcije ali celotnega sistema tal in nadkonstrukcije. Uporaba teh metod je v praksi omejena predvsem zaradi cene izdelave takšnih analiz, potrebe po kvalitetnejših geotehničnih podatkih, zahtevnosti in potrebnega časa (Pulko, 2012).



Slika 3.10: Vzmeti zemljine v X-Z ravnini za a) nepovezane vzmeti in b) povezane vzmeti (ACI 336.2R-88: str 16)

Določitev vertikalnega MRT (modul reakcije tal) po metodi psevdo-povezanih vzmeti



Slika 3.11: Razporeditev MRT po priporočilih ACI 336 za pravokoten temelj

Imamo pravokotni temelj dimenzij  $B \cdot L$  s ploščino  $A$ .

Velikost posameznih ploščin:

$$A_1 = B/2 \cdot L/2 = A / 4$$

$$A_2 = 3B/4 \cdot 3L/4 - B \cdot L / 4 = A \cdot 5/ 16$$

$$A_3 = B \cdot L - 3B/4 \cdot 3L/4 = A \cdot 7/ 16$$

Produkt skupne ploščine in povprečne togosti je enaka vsoti produktov posameznih ploščin in pripadajočih togosti kar vidimo v enačbi 3.9.

$$A \cdot (k_s)_{avg} = \sum_{i=1}^3 A_i \cdot (k_s)_i \tag{3.9}$$

Izpeljemo izraze za posamezne koeficiente  $k_{si}$

$$A_1 \cdot (k_s)_1 + A_2 \cdot (k_s)_2 + A_3 \cdot (k_s)_3 = (A_1 + A_2 + A_3) \cdot (k_s)_{avg} = A \cdot (k_s)_{avg}$$

upoštevamo:  $(k_s)_2 = 1,5 \cdot (k_s)_1$  in  $(k_s)_3 = 2 \cdot (k_s)_1$  in dobimo

$$(k_s)_1 \cdot (A_1 + 1,5 \cdot A_2 + 2 \cdot A_3) = A \cdot (k_s)_{avg}$$

$$A \cdot (k_s)_1 \cdot (1/4 + 5/16 \cdot 1,5 + 7/16 \cdot 2) = A \cdot (k_s)_{avg} \quad / \text{okrajšamo } A$$

$$51/32 \cdot (k_s)_1 = (k_s)_{avg} \rightarrow \text{sledi}$$

$$(k_s)_1 = (k_s)_{avg} \cdot 32/51 = 0,63 \cdot (k_s)_{avg}$$

$$(k_s)_2 = (k_s)_{avg} \cdot 48/51 = 0,94 \cdot (k_s)_{avg}$$

$$(k_s)_3 = (k_s)_{avg} \cdot 64/51 = 1,26 \cdot (k_s)_{avg}$$

Zgoraj izpeljani koeficienti so splošni in veljajo za vse pravokotne temelje plošče.

Vkopani temelji imajo poleg vertikalne odpornosti po tlorisni površini tudi dodatno vertikalno odpornost na robovih, bodisi zaradi samega plašča temelja bodisi zaradi plašča kletnih sten. Ko na te horizontalno vpliva zemljina, se zaradi trenja aktivira strižni mehanizem, ki nudi vertikalno odpornost podobno kot pri visečih pilotih. To odpornost se običajno zanemari, zato se pri horizontalni togosti vzmeti upošteva le prispevek odpornosti tal po tlorisni površini.

### 3.3.2.3 Horizontalna togost

V splošnem horizontalna togost zemljine (vzmeti) ni enaka vertikalni togosti, kar je tudi navedeno v literaturi (Fajfar, 1984: str 219). Običajno se privzame, da znaša horizontalna togost pri enakomerni obremenitvi 70% vertikalne togosti.

Pri modeliranju horizontalnih vzmeti, ki so pritrjene na vertikalno podzemno steno, moramo upoštevati, da se togosti vzmeti povečujejo z globino. Togost vzmeti se lahko povečuje linearno ali v obliki kvadratne parabole.

Omeniti velja, da pri horizontalni togosti svoj delež togosti prispevata:

- tlorisna ali spodnja površina temelja s trenjem (strižna obremenitev) med temeljem in zemljino,
- plašč temelja oz. kletni podzemni zidovi, na katere zemljina deluje pravokotno na njihovo ravnino (normalna obremenitev).

Pri računu horizontalnega MRT za plitve temelje ne najdemo eksplicitnih navodil, saj se v praksi pogosto računa le na statične razmere, kjer prevladujejo vertikalni vplivi. Pri horizontalnih statičnih obtežbah se v splošnem konstrukcije preverja na globalno stabilnost.

Če so temelji ustrezno povezani med seboj ali v primeru temeljih plošč, za katere se lahko predpostavlja, da so absolutno toge v svoji ravnini (tako kot predpostavka togih diafragm za

medetažne plošče pri stavbah) lahko horizontalne vzmeti nadomestimo z eno samo vzmetjo. S tem se olajša modeliranje.

### 3.3.3 Globoko temeljenje

Pri globokem temeljenju imamo dve možnosti modeliranja:

- pilote modeliramo z linijskimi elementi, vzdolž katerih vpliv zemljine nadomestimo z horizontalnimi vzmeti. Karakteristike vzmeti se lahko spreminjajo z globino, torej togost narašča z globino linearno ali v obliki parabole, lahko pa je tudi konstantna po celotni globini. Pri tem se običajno zanemarijo vertikalni pomiki, vzmeti pa lahko delujejo bodisi v nategu bodisi v tlaku.
- vpliv pilota in zemljine na stiku s konstrukcijo nadomestimo z ustreznimi vzmetmi. Ta metoda je manj natančna, obravnavana je v dodatku C 5. dela Evrokoda 8. Ta metoda je povzeta v nadaljevanju.

Pri globokem temeljenju oz, ko imamo konstrukcijo temeljeno na pilotih si torej pomagamo z EC8-5, dodatek C. Vpliv posameznega pilota in zemljine nadomestimo z ustreznimi horizontalnimi pomičnimi in upogibnimi vzmetmi na mestu vpetja pilotov na konstrukciji. Vertikalni pomik je zanemarjen.

V preglednici 3.8 (povzeta po EC8-5: preglednica C.1) najdemo formule za račun togosti vzmeti za tri različne modele zemljine:

$E = E_S \cdot z/d$  velja, če se elastični modul zemljine povečuje linearno z globino.

$E = E_S \sqrt{z/d}$  je podoben prvemu, le da se togost povečuje v obliki kvadratne parabole.

$E = E_S$  velja, da se elastični modul zemljine ne spreminja z globino, torej je konstanten.

Preglednica 3.8: Izrazi za statične togosti podajnih pilotov vgrajenih v treh modelih zemljine (EC8-5)

Model zemljine	$\frac{K_{HH}}{dE_S}$	$\frac{K_{MM}}{d^3 E_S}$	$\frac{K_{HM}}{d^2 E_S}$
$E = E_S z/d$	$0,60 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,60}$
$E = E_S \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,53}$
$E = E_S$	$1,08 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_P}{E_S}\right)^{0,50}$

Kjer so:

$E$  elastični modul zemljine [kN/m<sup>2</sup>]

$E_P$  elastični modul pilota [kN/m<sup>2</sup>]

$E_S$  elastični modul zemljine na globini enaki premeru pilota [kN/m<sup>2</sup>]

$d$  premer pilota [m]

$z$  globina pilota [m]

$K_{HH}$  togost horizontalne pomične vzmeti [kN/m]

$K_{MM}$  togost zasučne vzmeti [kNm]

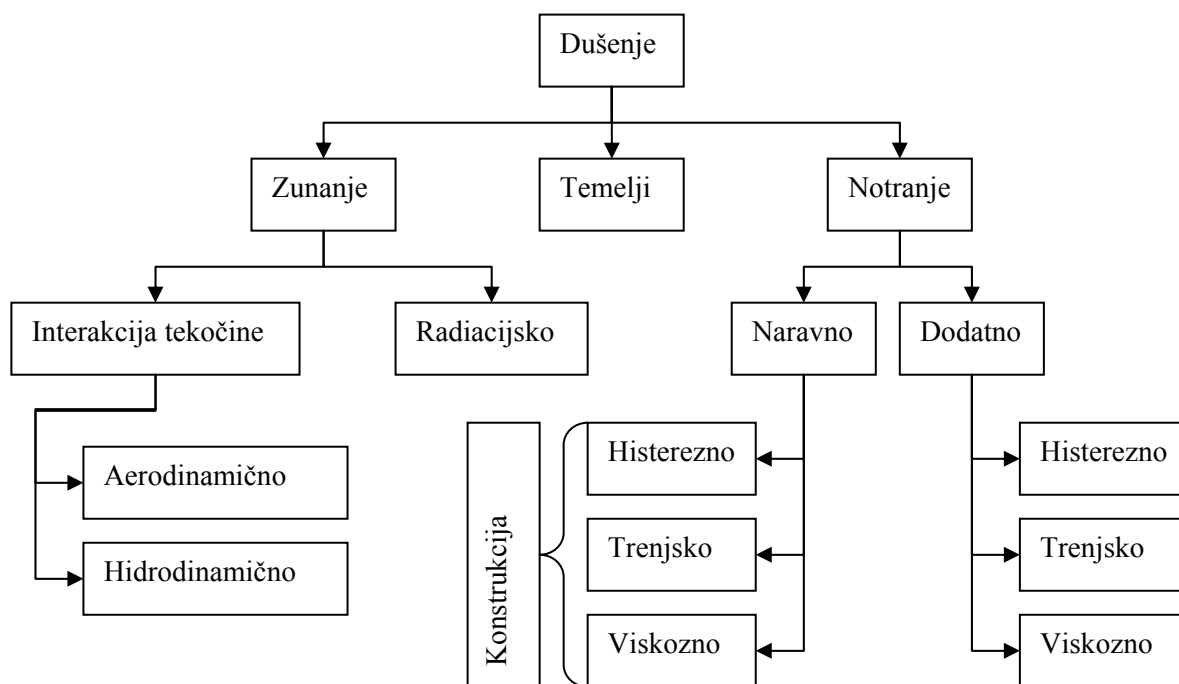
$K_{HM}$  člen v togostni matriki, ki upošteva medsebojni vpliv horizontalne pomične in zasučne togosti [kN]

### 3.4 Določanje dušenja

Pri interakciji konstrukcije s tlemi je skladno z EC8-5 točka 3.2 (3) potrebno obravnavati dušenje kot dodatno lastnost tal. Materialno in radiacijsko dušenje je treba skladno z EC8-5 točka 3.2 (4) obravnavati ločeno. Pri tem je materialno dušenje posledica neelastičnega obnašanja tal pod vplivom ciklične obtežbe, radiacijsko dušenje pa je posledica potresnih valov, ki se širijo (stran) od temeljev.

Evrokod ne navaja podrobnih informacij glede določanja dušenja zemljine. Navaja le koeficient kritičnega viskoznega dušenja konstrukcije (preglednica 3.6).



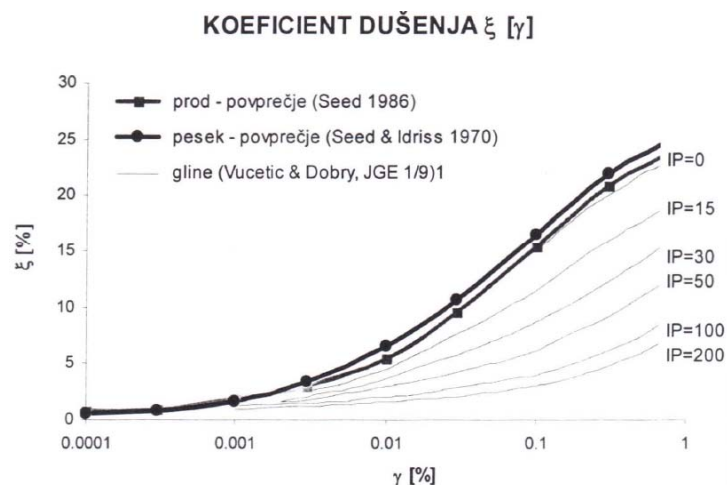


Slika 3.12: Viri mehanizmov dušenja v konstrukcijskih sistemih (Fardis et al., 2005: str 22)

Prisotnost zemljine naredi dinamičen model bolj podajen, kar se odraža v povečanju lastnega nihajnega časa celega sistema. Z nihanjem konstrukcije bo nastalo valovanje, pri katerem se bo energija širila stran od konstrukcije. Pride do radiacijskega dušenja. Za podajno zemljino, ki je zelo podobna elastičnemu homogenemu polprostoru, je to dušenje zelo veliko in zelo zmanjša odziv konstrukcije (Poljanšek, 2004).

Dušenje je odvisno od frekvence, sorazmerno z velikostjo zrn in obratno sorazmerno s poroznostjo. Močno dušenje je značilno za grobozrnate zemljine z nizko poroznostjo (Zanette, Battelino, 2004).

Ravno obratnim vplivom kot togost je podvržen koeficient dušenja, ki narašča z amplitudami strižnih deformacij. Večji je indeks plastičnosti, manjši je koeficient dušenja. Pri zemljinah z nizkim indeksom plastičnosti ali pri nekoherentnih zemljinah se koeficient dušenja manjša z naraščanjem efektivnih pritiskov (Poljanšek, 2004).



Slika 3.13: Odvisnost koeficienta dušenja od strižnih deformacij za drobozrnate zemljine z različnim indeksom plastičnosti pri količniku prekonsolidacije OCR med 1-8 in grobozrnate zemljine (Fajfar, 2005: str 16)

### 3.4.1 Splošno o dušenju

V homogenem linearno elastičnem materialu se valovanje širi brez izgube energije. Takšnega materiala v praksi ne poznamo, saj se z razdaljo od izvora valovanja zmanjšuje amplituda valovanja iz dveh vzrokov, in sicer zaradi:

- materialnega (notranjega) dušenja
- radiacijskega (geometrijskega) dušenja

V splošnem sodelovanje med konstrukcijo in zemljino poveča osnovni nihajni čas zemljine, pojav radiacijskega dušenja poveča celotno dušenje sistema zemljine in konstrukcije, pomiki in zasuki temeljev, ki jih pri togem vpetju ni, pa povečajo relativne pomike konstrukcije glede na tla.

Pri potresni obtežbi se je izkazalo, da poleg inercialnih vplivov, ki jih simuliramo z vzmetmi in dušilkami, pride tudi do kinematične interakcije. Raziskovalci so interakcijski pojav ločili na kinematično in inercialno interakcijo.

#### 3.4.1.1 Kinematična interakcija

V literaturi (Arefi, 2008: str 4) so številni raziskovalci s pomočjo eksperimentov za različne tipe konstrukcij ugotovili, da je kinematična interakcija pomembna za konstrukcije, ki so temeljene na velikih in togih temeljih. Ta je izrazitejša pri temeljenju s piloti in Evrokod tudi zahteva račun

upogibnih momentov v pilotih zaradi kinematičnih vplivov. Za ostale tipe konstrukcij se kinematični vplivi lahko zanemarijo.

Kinematična interakcija nastane zaradi samega temelja, ki zaradi večje togosti v primerjavi z zemljino ne uspe slediti gibanju prostih tal. Gibanje prostih tal se spremeni in nastane vhodno gibanje tal ob temeljih. Eksperimenti so pokazali, da pride predvsem do filtriranja visokih frekvenc in zmanjšanja maksimalnih pospeškov glede na gibanje prostih tal (Poljanšek, 2004, str 70).

### **3.4.1.2 Inercijska interakcija**

Pri inercijski interakciji gibanje tal ob temelju spravi v nihanje celotno konstrukcijo, ki zaradi svoje mase razvije vztrajnostne sile in momente. To predstavlja novo dinamično obtežbo za zemljino, ki zopet spremeni gibanje tal ob temelju, poleg tega pa se v obliki valovanja širi stran od konstrukcije. Na konstrukcijo to valovanje nima več vpliva in govorimo o radiacijskem dušenju (Poljanšek, 2004, str. 70).

### **3.4.2 Materialno dušenje**

V zemljinah je zaradi zdrsa med zrni glavni mehanizem izgube energije histerezni. Izguba elastične energije se kaže v zmanjšanju amplitude valovanja. Materialno ali notranje dušenje temeljnih tal je odvisno od karakteristik zemljine in jakosti gibanja tal. Če niso znane bolj natančne vrednosti, se lahko vzamejo vrednosti, podane v preglednici 3.7 (Fajfar et al., 2010: str 12).

Skladno z EC8-5 točka 4.2.2 (7) je potrebno notranje dušenje zemljine določiti z ustreznimi laboratorijskimi meritvami ali z meritvami na terenu.

### **3.4.3 Radiacijsko dušenje**

Ko se valovanje širi skozi material, zavzema vedno večji prostor. Zmanjšuje se specifična energija, ki je definirana kot energija valovanja na enoto prostornine. Zmanjšanje specifične energije se kaže v pojemanju amplitude valovanja z oddaljenostjo od izvora valovanja in se imenuje radiacijsko dušenje. Pri točkastem izvoru valovanja se valovi širijo v vse smeri.

Pri prostorskih valovih pada amplituda z  $\frac{1}{\sqrt{r}}$ , pri površinskih valovih pa z  $1/r$ , kjer je  $r$  oddaljenost od izvora, in amplitude v neskončnosti izginejo.

Izvor valovanja je lahko žarišče potresa ali nihanje konstrukcije v primeru sodelovanja med konstrukcijo in zemljino. Radiacijsko dušenje v primeru homogenega polprostora prevlada nad materialnim. Pri izrazito slojevitih tleh se lahko zgodi, da se zaradi odbojev valovanje relativno malo širi v prostor in materialno dušenje prevlada nad radiacijskim (Poljanšek, 2004, str 12).

Radiacijsko dušenje je odvisno od smeri gibanja, od geometrije temeljev, od plasti tal in od morfologije tal. Več podatkov o radiacijskem dušenju najdemo v EC8-6. Maksimalna vrednost radiacijskega dušenja, ki jo je mogoče upoštevati v analizah, znaša 25%. Pri linearnih analizah s spektri odziva je za vsako nihajno obliko možno upoštevati le eno samo vrednost dušenja za celotno konstrukcijo. To vrednost je treba sestaviti iz vrednosti dušenja za posamezne materiale oziroma elemente. Standard se pri tem sklicuje na EC8-2 in EC8-6, kjer so podani postopki za določanje kombinirane vrednosti dušenja za celoten sistem (Fajfar et al., 2010: str 12).

V primeru, ko imamo vkopan temelj pride do radiacijskega dušenja.

Ob širokem pogledu na različna dušenja, ki so prisotni pri vsaki konstrukciji, vidimo da EC pokriva le delež od vsega dušenja. EC8-1 obravnava le viskozno dušenje konstrukcije ( $\zeta$  je koeficient viskoznega dušenja v odstotkih, običajno  $\zeta = 5 \%$ ).

### 3.5 Metode interakcijske analize

Zemljina v naravi zavzema neskončni polprostor, obravnavana konstrukcija pa je končnih dimenzij. Pri analizi modela moramo tako oba medija zajeti v model, saj se potresna obtežba prenese na konstrukcijo preko stika z zemljino. Pri statični obtežbi lahko na določeni oddaljenosti od konstrukcije omejimo polprostor zemljine, izven katerega je vpliv obtežbe zanemarljiv. Pri dinamični obtežbi pa bi tak rob v polprostoru odbijal valove, ki so nastali z nihanjem konstrukcije, nazaj v omejen medij, namesto da bi jih spustil skozi. To bi privedlo do napačne interpretacije odziva konstrukcije. Da pri dinamični analizi nebi prišlo do tega, potrebujemo dober model, ki omogoča tej energiji valovanja, da ne vpliva več na odziv konstrukcije. Na tak način se v račun zajame vpliv radiacijskega dušenja (Poljanšek, 2004, str 70).

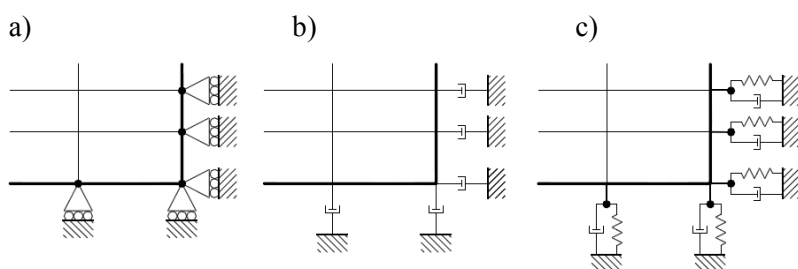
Vpliv sodelovanja med konstrukcijo in zemljino pri dinamičnem odzivu sistema lahko korektno zajamemo z dvema metodama. To sta:

- direktna metoda,
- metoda s podkonstrukcijami.

### 3.5.1 Direktna metoda analize

Pri direktni metodi obravnavamo konstrukcijo in zemljinu kot celoto s pomočjo MKE. Oba problema, vpliv tal na potresno obtežbo in na odziv konstrukcije, rešuje hkrati. Tak model ima veliko število prostostnih stopenj, ker mora dovolj natančno zajeti analizirano konstrukcijo in velik del zemljine. Da ne bi preprečili radiacijskega dušenja, se je pojavila ideja o prepustnem robu na meji polprostora zemljine, ki ga lahko postavimo dosti bližje konstrukciji. V splošnem ločimo pri MKE tri vrste robnih pogojev (Slika 3.14), ki morajo zajeti obnašanje iz modela odrezan neskončni del zemljine:

- osnovni,
- lokalni,
- konsistentni robni pogoji.



Slika 3.14: Tri variante možnih robnih pogojev pri metodi končnih elementov: a) osnovni, b) lokalni in c) konsistentni (Poljanšek, 2004, str 71).

**Osnovni robni pogoji** vsilijo pomike nič. Vpadnih valov niti ne prepuščajo niti ne absorbirajo, temveč jih odbijejo nazaj v sistem. Tako ujeta energija povzroči velike napake v odzivu tal in konstrukcije.

**Lokalni robni pogoji** v obliki viskoznih dušilk zadušijo vpadne prostorske valove in razpršene površinske valove. Vendar mora biti koeficient dušenja za popolno absorbcijo energije valovanja odvisen od vpadnega kota prostorskih valov in od frekvence, ker je hitrost valovanja površinskih valov frekvenčno odvisna. Ker valovi zadenejo rob pod različnimi koti, se še vedno nekaj energije odbije nazaj v mrežo. Da je vpliv odbitih valov vseeno čim manjši, se mora tak umetni rob postaviti čim dlje od konstrukcije. Lahko se jih modelira z »neskončnim« končnim elementom.

**Konsistentni robni pogoji** absorbirajo vse prostorske valove z različnimi vpadnimi koti in vse površinske valove. Postavi se jih lahko direktno na stik zemljine in konstrukcije. Izgledajo kot sistem vzmeti in dušilk, katerih koeficienti so odvisni od frekvence. Njihovo dinamično togost se izračuna po metodi robnih elementov.

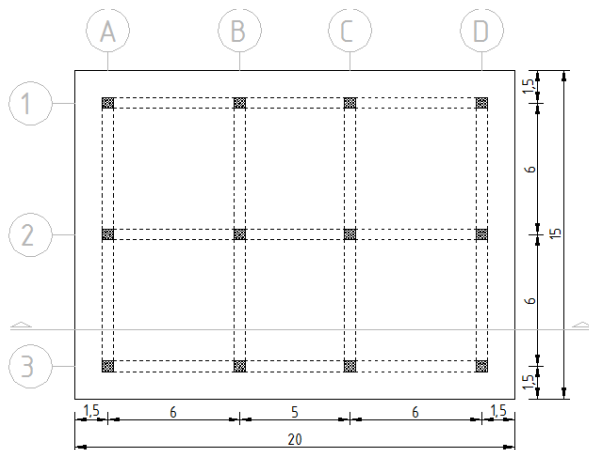
Konsistentni robni pogoji torej izgledajo privlačni za uporabo, saj se s tem načinom najlažje modelira vpliv zemljine. Za lokalne robne pogoje ni splošne rešitve glede postavitve umetnega roba, saj na to vplivajo same karakteristike zemljine in nihanje zaradi potresa. Uporaba neskončnih končnih elementov privede tudi do ustreznih rešitev (Poljanšek, 2004).

## 4 OPIS KONSTRUKCIJE IN RAČUNSKEGA MODELA

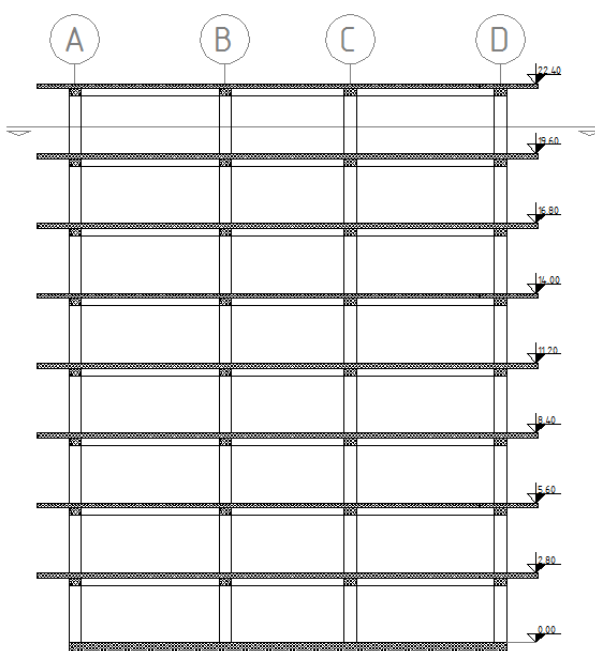
### 4.1 Opis konstrukcije

#### 4.1.1 Geometrija konstrukcije

Obravnavana je osem-etažna okvirna armiranobetonska konstrukcija, tloris konstrukcije (Slika 4.1) je pravokoten, okvirna konstrukcija je sestavljena iz treh vzdolžnih (Slika 4.2) in štiri prečnih okvirjev. Stebri potekajo od temeljev do vrha konstrukcije, v vseh etažah so vsi stebri enakega prečnega prereza in sicer 50/50 cm. V vsaki etaži jih povezuje AB plošča debeline 20 cm ter grede dimenzij 50/50 cm. Etažna višina je v vseh etažah enaka in sicer 2,8 m (Zupančič, 2011).



Slika 4.1: Tloris etaže



Slika 4.2: Vzdolžni prerez

#### 4.1.2 Materialni opis konstrukcije

Okviri in medetažne plošče so iz armiranega betona C30/37, katerega lastnosti so:

- Elastični modul:  $E_{cm} = 3,3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$ ,
- Specifična teža:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^2$ ,
- Poissonov količnik:  $\nu = 0$ .

#### 4.1.3 Obtežni primeri

##### 4.1.3.1 Lastna teža in stalna obtežba

Lastna teža in stalna obtežba sta po (Zupančič, 2011) enakomerno zvezno ploskovno porazdeljeni po tlorisu etaže z vrednostjo:

- $g = 9 \text{ kN/m}^2$ .

##### 4.1.3.2 Koristna obtežba

Stavba je predvidena za poslovno dejavnost, spada v B kategorijo uporabe (Preglednica 2.6), kjer je velikost koristne obtežbe določena po Preglednici 2.9:

- $q = 3 \text{ kN/m}^2$ .

##### 4.1.3.3 Potresni vpliv

Konstrukcija se nahaja na območju Ljubljane na tleh tipa C, kar pomeni:

- referenčna vrednost največjega pospeška tal za tip tal A (Slika 2.1) je  $a_{gR} = 0,25g$ ,
- faktor pomembnosti za konstrukcijo II kategorije (Preglednica 2.1) je  $\gamma_I = 1,0$ ,
- projektni pospešek tal za tip tal A (enačba 2.1) je  $a_g = 0,25g$ .

##### 4.1.3.3.1 Akcelerogrami

V praksi se projektni potresni vpliv običajno določa z modalno analizo na osnovi projektnega spektra, alternativno pa se včasih lahko uporabi tudi metodo z vodoravnimi silami. Pri potresni analizi, kjer poleg konstrukcije modelirano tudi zemljino pa se bolj običajno uporablja dinamična analiza, ki jo je

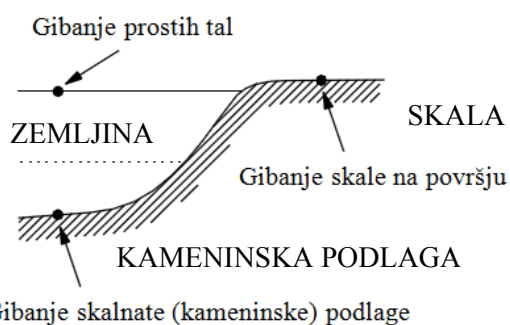


potrebno izvesti za več akcelerogramov s čemer se vsaj delno zajame vpliv slučajnosti potresne obtežbe.

Pri analizi potresnega vpliva je gibanje tal skladno z EC8-1 točka 3.2.3 predstavljeno s časovnim potekom pospeškov tal (z akcelerogramom). Pri tem je treba uporabiti vsaj tri akcelerograme, ki so lahko umetni, zabeleženi ali simulirani. Umetni akcelerogrami so dobljeni s posebnimi računalniškimi programi in morajo ustrezati elastičnemu spektru odziva za 5 % dušenja. Vrednosti akcelerogramov morajo biti normirane na vrednost  $a_g \cdot S$  za obravnavano območje.

Pri analizi odziva tal (Slika 4.3) se uporabljajo naslednji izrazi, v oklepajih so izrazi v angleškem jeziku (Datta, 2010):

- gibanje skale na površju (*rock outcropping motion*): gibanje skale, ki gleda na površino
- gibanje skalnate podlage (*bedrock motion*): gibanje, ki se pojavi na kameninski podlagi pod sloji zemljine
- gibanje prostih tal (*free field motion*): gibanje površja nad sloji zemljine ali gibanje tal na določeni globini slojevitih tal



Slika 4.3: Nomenklatura pri analizi odziva tal (Datta, 2010)

Pri modeliranju upoštevamo predpostavke, ki nam jih poda naslednji razmislek. Če je kameninska podlaga neskončno toga, na njeno gibanje ne vpliva prisotnost zgoraj ležečega sloja zemljine. Tedaj je gibanje kameninske podlage enako gibanju skali na površju (Poljanšek, 2004). Toga (skalnata) podlaga je po Preglednici 2.2 definirana s slojem zemljine, katerega  $v_s > 800$  m/s.

Izhodišče so torej zapisi akcelerogramov iz postaj postavljenih na togih tleh. V primerih, ko poznamo zapis akcelerograma na površju prostih tal, in s poznavanjem karakteristik tal na mestu registracije gibanja, se z uporabo ustreznih programov, to gibanje pretvori v gibanje skale na površju. Tej operaciji pravimo dekonvolucija, kjer iz znanega gibanja prostih tal na površju računamo gibanje kameninske podlage oziroma gibanje skale na površju.

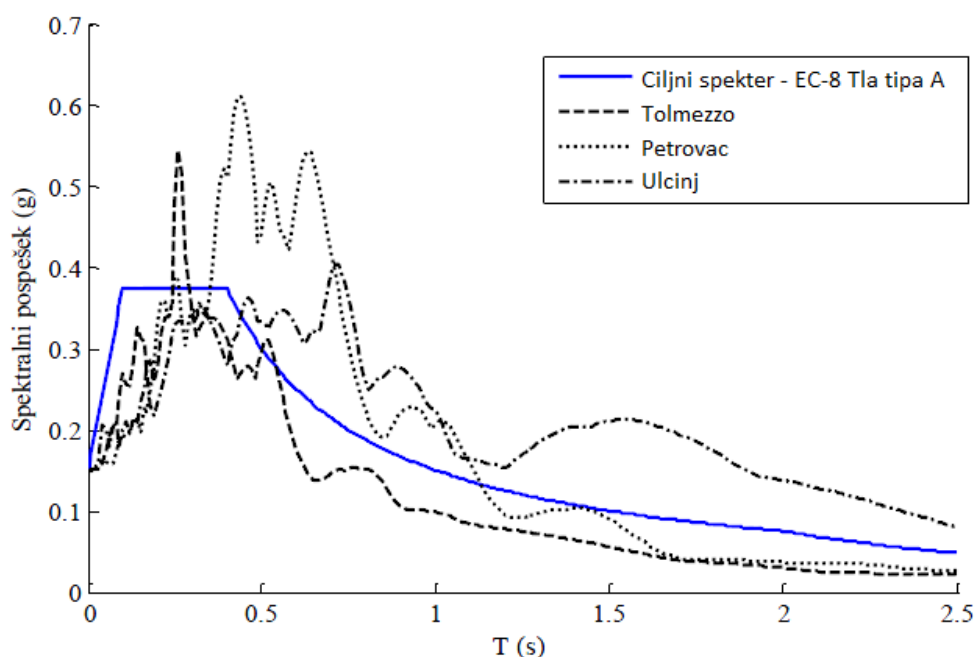
Za vhodne akcelerograme smo izbrali po eno horizontalno komponento treh zapisov gibanja tal. Prvi akcelerogram je bil zapisan v času potresa v Furlaniji (Tolmezzo) iz leta 1976, ostala dva akcelerograma pa izhajata iz potresa v Črni gori (Ulcinj in Petrovac) leta 1979. Registracije Črnogorskega potresa imajo značilnost potresa z daljšim trajanjem gibanja tal. Registracija dobljena v Tolmezzu je zelo značilna za potrese v Furlaniji. Taki potresi so tudi najbolj podobni potresom, ki jih pričakujemo v Sloveniji (Poljanšek, 2004).

Uporabljeni akcelerogrami so povzeti po študiji (Dolšek, Fajfar, 2011). Tu je bil definiran maksimalni pospešek tal 0,15 g, v našem primeru pa imamo maksimalni pospešek tal 0,25 g, zato vrednosti v danih akcelerogramih ustrezno množimo s faktorjem  $0,25/0,15 = 1,67$ .

V študiji (Dolšek, Fajfar, 2011) je podan tip tal A, torej faktor tal S je enak 1,0.

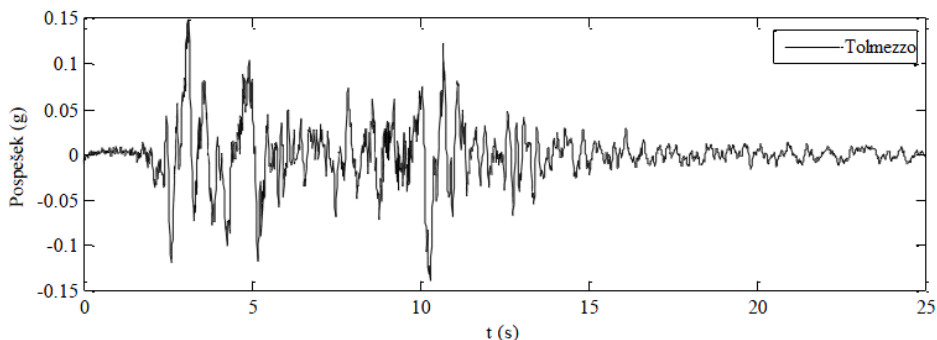
V našem primeru pa imamo tla tipa C, ki ima večji faktor tal, kot tla tipa A. Vendar akcelerograme ne podajamo na površini, temveč na koti -30 m, kjer je predpostavljena kameninska podlaga. Zato vrednosti v danih akcelerogramih ne rabimo dodatno množiti s faktorjem tal S za tla tipa C. Če pa bi akcelerograme podajali na koti 0 m, kjer je zemljina v stiku s konstrukcijo, potem bi morali to tudi upoštevati s faktorjem tal.

Na sliki 4.4, ki je povzeta po (Dolšek, Fajfar, 2011), je prikazan spekter pospeškov dejanskih zapisov akcelerogramov ter ciljni elastičen spekter po EC-8 za tla tipa A in maksimalni pospešek tal 0,15 g. Generiranje akcelerogramov poteka skladno z EC8-1 točka 3.2.3.1.2 (1) tako, da se vhodni akcelerogram iterativno modificira tako, da se spekter pospeškov modificiranega akcelerograma čim bolj prilega ciljnemu elastičnemu spektru pospeškov (Dolšek, Fajfar, 2011).

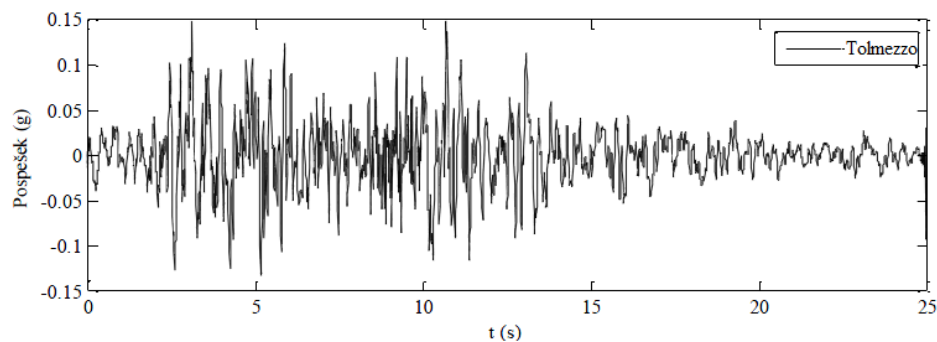


Slika 4.4: Spektri pospeškov za dejanske akcelerograme ter ciljni spekter (Dolšek, Fajfar, 2011)

Na sliki 4.5 je prikazan dejanski akceleroگرام za zapis Tolmezzo, na sliki 4.6 pa je prikazan modificiran akceleroگرام za zapis Tolmezzo, ki je povzet iz študije (Dolšek, Fajfar, 2011).

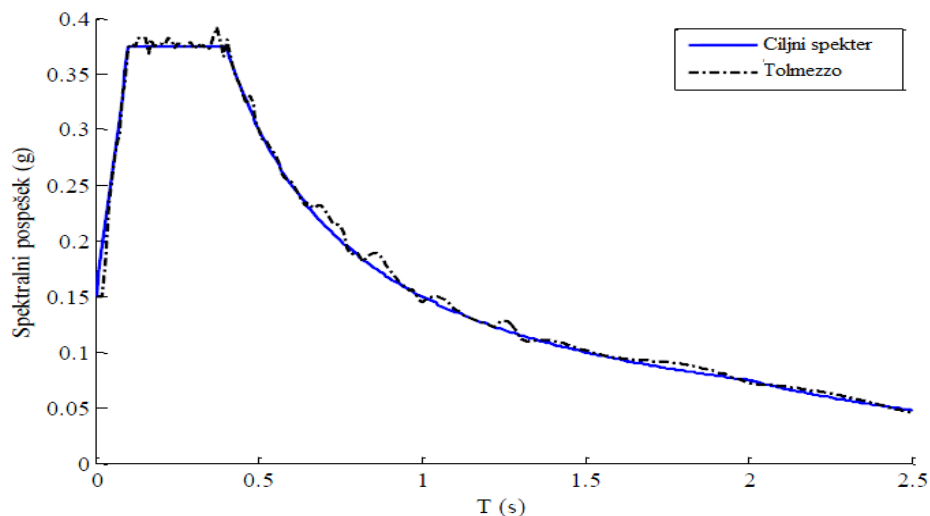


Slika 4.5: Dejanski akceleroگرام za zapis Tolmezzo (Dolšek, Fajfar, 2011)



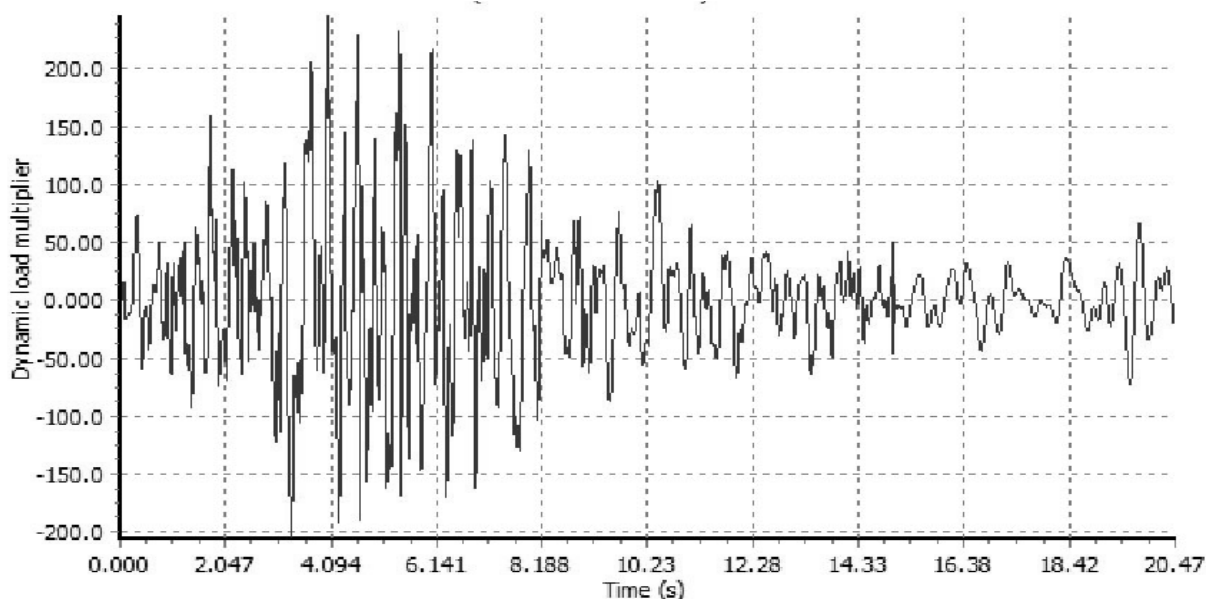
Slika 4.6: Modificiran akceleroگرام za zapis Tolmezzo (Dolšek, Fajfar, 2011)

Na sliki 4.7, ki je prav tako povzeta iz študije (Dolšek, Fajfar, 2011), je prikazana primerjava spektrov pospeškov modificiranega akcelerograma za Tolmezzo in ciljnega elastičnega spektra pospeškov po EC-8 za tla tipa A in maksimalni pospešek tal 0,15 g..

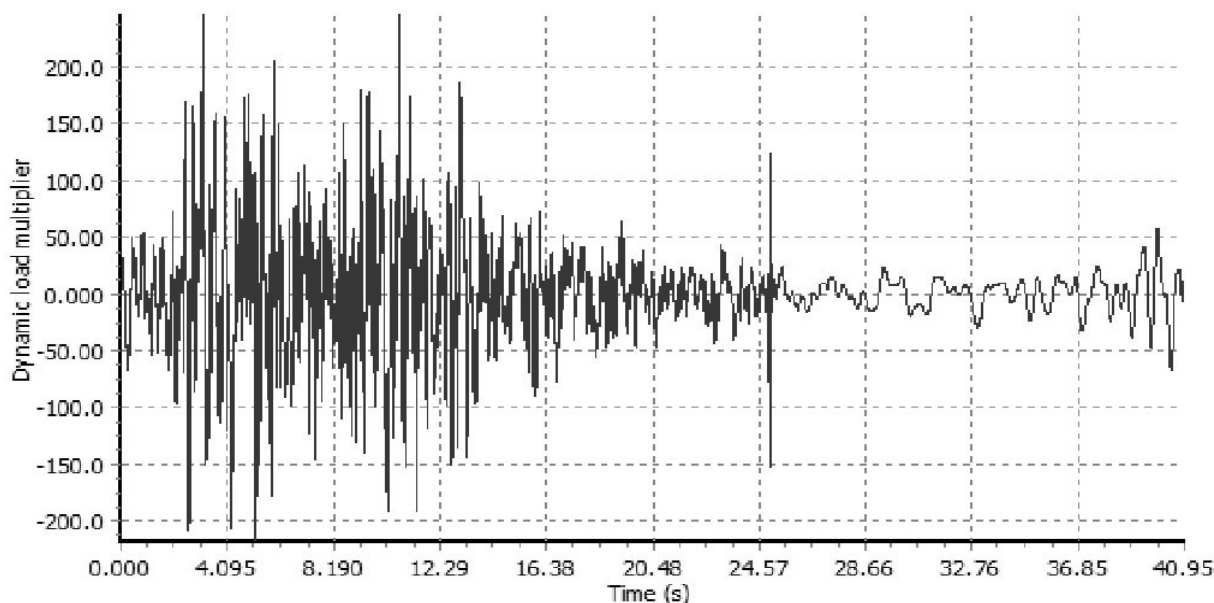


Slika 4.7: Spekter pospeškov za modificiran akceleroگرام (Tolmezzo) primerjan s ciljnim spektrom pospeškov (Dolšek, Fajfar, 2011)

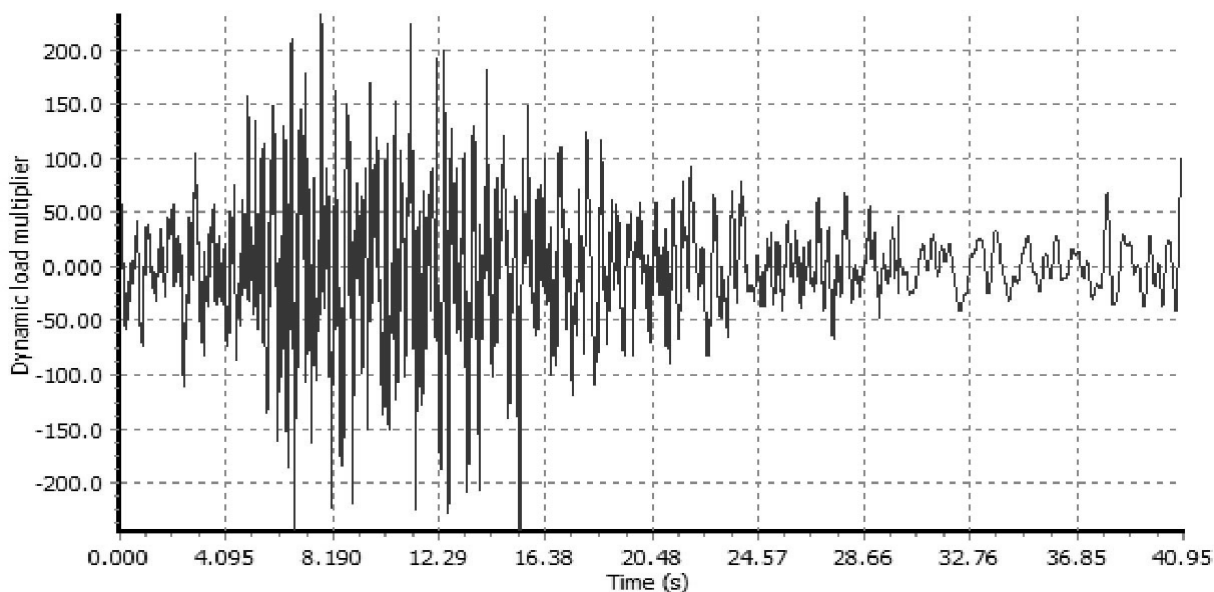
Na naslednjih slikah (od 4.8 do 4.10) so akcelerogrami, ki smo jih uporabili pri analizi. Normirani so na projektni pospešek tal 0,25 g. Slike so izpisane s pomočjo programa Plaxis (Brinkgreve et al., 2012). Čas trajanja akcelerograma za Črnogorski potres je 40,95 s, za akcelerogram iz Tolmezza pa 20,47 s. Na sliki 4.8 je podan modificiran akcelerogram za Tolmezzo, na sliki 4.9 je podan modificiran akcelerogram za Ulcinj ter na sliki 4.10 pa je podan modificiran akcelerogram za Petrovac. Na vseh akcelerogramih je na vertikalni osi pospešek podan v enotah  $\text{cm/s}^2$ .



Slika 4.8: Akcelerogram Tolmezzo

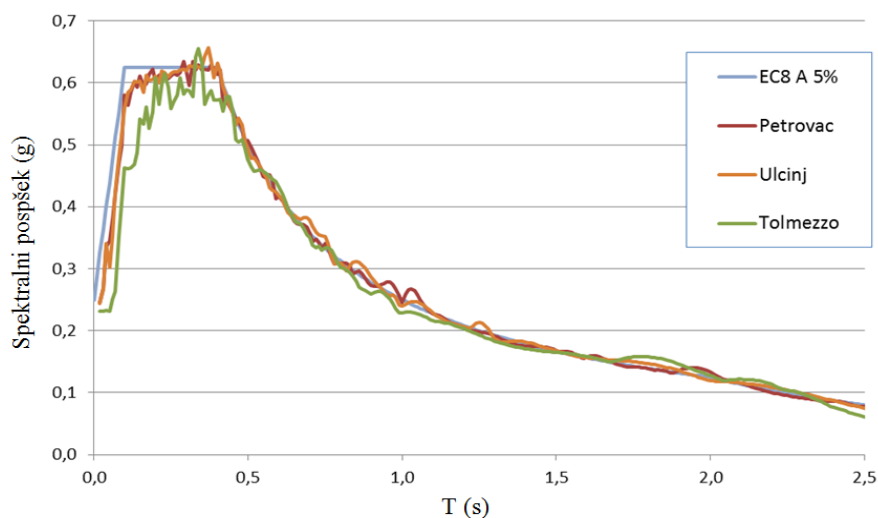


Slika 4.9: Akcelerogram Ulcinj



Slika 4.10: Akcelerogram Petrovac

Pri analizi s programom Plaxis, kjer podamo akcelerograme na kameninski podlagi, lahko s pomočjo modula Dynamics izpišemo spektre psevdo pospeškov v poljubni točki. Na sliki 4.11 je spekter pospeškov na kameninski podlagi (na koti -30 m) za vse uporabljene akcelerograme za 5% dušenja. Vidimo, da se spektri podanih akcelerogramov prilegajo elastičnemu spektru pospeškov po EC8-1 za tla tipa A pri 5% dušenja in maksimalni pospešek tal 0,25 g. Pri manjših nihajnih časih vidimo večje odstopanje, kar je posledica numeričnih napak zaradi izbire shranjevanja časovnega koraka. Časovni korak analize je bil 0,00333 s, zaradi omejene zmogljivosti spomina računalnika so se maksimalne vrednosti posameznih časovnih korakov shranjevale vsak 15 korak. Po opravljeni analizi lahko izpišemo pomike in pospeške poljubno izbranih točk ter notranje sile v elementih konstrukcije za vsake 0,05 s analize.



Slika 4.11: Spekter psevdo pospeškov na kameninski podlagi

#### 4.1.3.3.2 Račun mas

Masa je pri potresnem vplivu določena z vsoto mas stalnih vplivov ter produktu koeficienta za kombinacijo spremenljivih vplivov in mas spremenljivih vplivov (Enačba 4.1).

$$m_{E,i} = m_g + \psi_{E,i} \cdot m_{Q,i} \quad (4.1)$$

kjer je:

- $\psi_{E,i}$  produkt  $\varphi$  in  $\psi_{2i}$  (enačba 2.12),
- vrednost  $\varphi$  je podana v preglednici 2.4,
- faktor  $\psi_{2i}$  je podan v Preglednici 2.5.

Od 1 do 7 etaže znaša  $\psi_{E,i} = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$ ,

v 8 etaži znaša  $\psi_{E,i} = 1 \cdot 0,3 = 0,3$ .

V Plaxis ne moremo direktno podati mas, ampak jih program izračuna na podlagi lastne teže elementov. Lastno težo tako podamo le v gredah. Te so v vzdolžni smeri skupaj dolge 17 m, v primerjavi z 20m tlorisne dolžine medetažne plošče. Za širino upoštevamo 1 m. Da maso podamo pravilno, moramo linijske obtežbe  $w_i$  množiti s faktorjem  $(20 \text{ m} / 17 \text{ m}) = 1,18$ .

$w_i$  je oznaka, ki jo uporablja Plaxis za linijsko obtežbo elementa. Te vrednosti obtežbe pripišemo lastni teži gred. Ker smo lastno težo in stalno obtežbo konstrukcije že podali le v gredah, je v stebrih ne podamo.

$$w_i = 1,18 m_{E,i}$$

$$w_{1-7} = 1,18 \cdot (9 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) = 11,12 \text{ kN/m/m}$$

$$w_8 = 1,18 \cdot (9 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 3 \text{ kN/m}^2) = 11,65 \text{ kN/m/m}$$

V primeru 3D modela ter eksplicitnega podajanja mas v nivoju etaž pa imamo:

$$m_{1-7} = 9,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 300 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ ms}^{-2} = 289 \text{ t,}$$

$$m_8 = 9,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 300 \text{ m}^2 / 9,81 \text{ ms}^{-2} = 303 \text{ t,}$$

kjer je tlorisna površina vsake etaže  $A_x = 300 \text{ m}^2$ .

## 4.2 Modeliranje v Plaxis 2D

Plaxis 2D (Brinkgreve et al., 2012) je komercialni program, ki omogoča dvodimenzionalno statično in dinamično analizo konstrukcij ter zemljin. Programsko orodje je bilo prvotno namenjeno geotehnikom za namen statične analize zemljin in geotehničnih konstrukcij. Novejše različice od leta 2011 naprej imajo dodaten modul Dynamics, ki mogoča analizo širjenja valov v zemljini ter analizo njihovega vpliva na konstrukcije.

#### 4.2.1 Enačbe gibanja

Osnovna enačba časovno odvisnega gibanja sistema pri dinamični analizi se glasi:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{f(t)\}, \quad (4.2)$$

Kjer so:

$[M]$  masna matrika,  $[C]$  matrika dušenja,  $[K]$  togostna matrika.

Časovno odvisni vektorji pa so:

$\{\ddot{u}\}$  vektor pospeškov,  $\{\dot{u}\}$  vektor hitrosti,  $\{u\}$  vektor pomikov in  $\{f(t)\}$  vektor obtežbe.

Masna matrika upošteva maso zemljine, maso konstrukcije ter maso prisotne vode v zemljini.

Z matriko dušenja definiramo parametre modela viskoznega dušenja, s katerim zajamemo vpliv trenja ali ireverzibilne deformacije (plastičnost ali viskoznost). Večja kot je viskoznost ali plastičnost, več energije lahko disipira (Brinkgreve et al., 2012).

#### 4.2.2 Rayleighovo viskozno dušenje

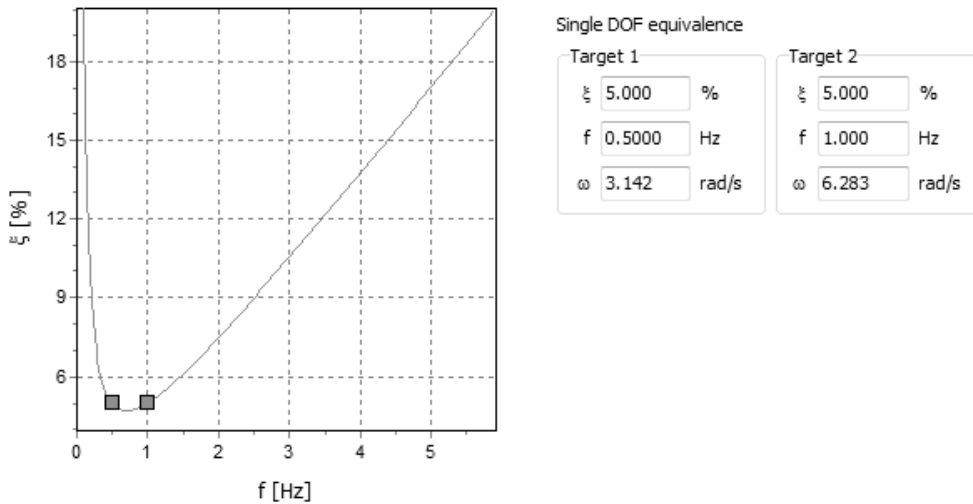
Pri dinamični analizi se matrika dušenja najpogosteje izrazi z linearno kombinacijo masne in togostne matrike (enačba 4.3).

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (4.3)$$

Kjer sta:

- $\alpha_R$  masno proporcionalen koeficient dušenja,
- $\beta_R$  togostno proporcionalen koeficient dušenja.

Imenujemo ju Rayleighova koeficienta, ki se izračunata s pomočjo dveh pomembnih lastnih frekvenc  $\omega_i$  in deležem koeficienta kritičnega dušenja  $\zeta_i$ . V intervalu dveh izbranih lastnih frekvenc je dušenje manjše od kritičnega dušenja, izven intervala pa večje, kar je razvidno iz slike 4.12.



Slika 4.12: Rayleighovo dušenje

Odnos lahko po (Wilson, 2004) zapišemo kot:

$$\xi_i = \frac{1}{2\omega_i} \alpha_R + \frac{\omega_i}{2} \beta_R \quad (4.4)$$

Če sta koeficienta dušenja ( $\xi_1$  in  $\xi_2$ ) povezana z dvema specifičnima frekvencama ( $\omega_1$  in  $\omega_2$ ) se Rayleighova koeficienta dušenja ( $\alpha_R$  in  $\beta_R$ ) določita z rešitvijo sistema enačb:

$$\begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_1} & \omega_1 \\ \frac{1}{\omega_2} & \omega_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Če je dušenje obeh frekvenc enake vrednosti ( $\xi_1 = \xi_2 = \xi$ ) potem je rešitev sistema enačb:

$$\beta_R = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2}, \quad (4.6)$$

$$\alpha_R = \omega_1 \omega_2 \beta_R \quad (4.7)$$

### 4.2.3 Časovna integracija

Newmarkova integracijska metoda je numerična metoda, ki se uporablja pri dinamični analizi s končnimi elementi za reševanje diferencialnih enačb. Implicitna integracijska metoda se običajno uporablja, kjer sta pomik in hitrost v točki ter v času  $t+\Delta t$  izraženi z izrazoma 4.8 ter 4.9 (Brinkgreve et al., 2012).

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left( \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \cdot \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad (4.8)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left( (1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \cdot \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (4.9)$$



Kjer je  $\Delta t$  je časovni korak (*time step*), koeficienti  $\alpha$  in  $\beta$  določajo natančnost numerične časovne integracije. Običajno se upošteva naslednje pogoje

$$\beta \geq 0,25 \text{ in } \alpha \geq \frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} + \beta \right)^2 \quad (4.10)$$

Po priporočilih (Brinkgreve et al., 2012) upoštevamo v analizi Newmarkove koeficiente:

$$\alpha = 0,25 \text{ in } \beta = 0,5.$$

#### 4.2.3.1 Kritični časovni korak

Kljub prednosti implicitne integracije, uporabljen časovni korak je podvržen določenim omejitvam. V primeru, če je ta prevelik, so lahko rezultati nezanesljivi. Kritični časovni korak je odvisen od lastnosti zemljine in finosti mreže končnih elementov. Podan je splošen izraz (Brinkgreve et al., 2012):

$$\Delta t_{critical} = \frac{l_e}{\alpha V_p \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[ 1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2} \right]}} \quad (4.11)$$

kjer so:

- $\Delta t_{critical}$  kritični časovni korak,
- $B$  največja dimenzija končnega elementa,
- $S$  površina največjega končnega elementa,
- $\nu$  Poissonov količnik,
- $V_p$  hitrost longitudinalnega valovanja ali primarnih kompresijskih valov, ki se lahko izrazi z enačbo 4.12

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (4.12)$$

- $\alpha$  koeficient, ki je odvisen od izbire tipa končnega elementa. V primeru 15 točkovnega trikotnega končnega elementa, je koeficient  $\alpha = 0,75$
- $l_e$  povprečna velikost končnega elementa. Izračuna se z izrazom 4.13:

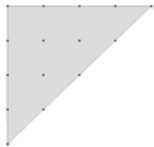
$$l_e = \frac{n_c}{12} \sqrt{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})} \quad (4.13)$$

kjer so:

- $x_{min}, x_{max}, y_{min}, y_{max}$  robovi mejnega območja mreže končnih elementov,
- $n_c$  je faktor v odvisnosti od izbire finosti mreže končnih elementov. V primeru srednje goste mreže je  $n_c$  enak 1, v primeru fine mreže je  $n_c$  enak 0,5.

Za natančnejše rezultate, lahko mrežo končnih elementov na poljubnih mestih zgostimo, npr. v okolici konstrukcije.

Pri definiranju mreže se lahko izbere med dvema tipoma mrež elementov in sicer 6 vozliščni trikotni element ali 15 vozliščni trikotni element (Slika 4.13). Slednji je bolj natančen ter ga tudi uporabimo pri analizi. Na vsaki stranici trikotnika je 5 vozlišč, znotraj trikotnika pa 3 dodatna vozlišča v katerih nam Plaxis lahko izpiše zelene rezultate (pomiki, pospeški).



Slika 4.13: 15-točkovni trikotni končni element

Enačba 4.11 se poenostavi v primeru enakostraničnega trikotnega končnega elementa z diagonalo B in ploščino  $S = 0,25 B^2$  ter z upoštevanjem enačbe 4.13, lahko zapišemo enačbo 4.14 :

$$\Delta t_{critical} = \frac{l_e}{\alpha V_p \sqrt{\frac{11 + 2\nu}{4}}} \quad (4.14)$$

Ta časovni korak zagotavlja potovanje valov med vsakim korakom računa, ter da val ne prepotuje manjše razdalje, kot je maksimalna dimenzija končnega elementa (Brinkgreve et al., 2012).

#### 4.2.4 Modeliranje konstrukcije

Konstrukcija se modelira kot plošče ali stene, kjer podamo osno ter upogibno togost ta vsak element. V primeru pravilne okvirne konstrukcije moramo 3D model pretvoriti v 2D model, to pa storimo tako, da togost elementom ustrezno reduciramo, saj vse količine podajamo na meter debeline. Postopek računa je prikazan v nadaljevanju.

Pri modeliranju konstrukcije moremo poleg togosti podati tudi maso in dušenje.

Maso podajamo preko lastne teže elementov, kar je izračunano v poglavju 4.2.3.3.2. Dušenje se pripiše posameznemu materialu posebej.

Modul Dynamics v Plaxis omogoča račun lastnega nihanja konstrukcije ali celotnega sistema, ter potresno analizo konstrukcije.

Plaxis ima kot večino sodobnih programov grafični vmesnik, kjer lahko enostavno definiramo geometrijo zemljine in konstrukcije. Vsakemu elementu (plast zemljine, plošča) lahko pripišemo različne materialne karakteristike.

#### 4.2.5 Robni pogoji

Ker model ne more bit dimenzijsko preobsežen, na robovih zemljine se definira robne pogoje. Izberemo standardne absorpcijske meje (*Standard absorbent boundaries*), ki so definirane za vertikalne meje; ter standardne potresne meje (*Standard earthquake boundaries*), kjer so na spodnji horizontalni meji vsiljeni pomiki za potresni obtežni primer (Brinkgreve et al., 2012). Te meje preprečujejo odboj valov nazaj v sistem, ter tako odvajajo energijo iz sistema (radiacijsko dušenje). Definirani so v obliki viskoznih dušilk, posebej za normalne  $\sigma_n$  in posebej strižne napetosti  $\tau$ .

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad (4.15)$$

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad (4.16)$$

Kjer so:

- $\rho$  gostota materiala (zemljine),
- $V_p$  hitrost vzdolžnega valovanja,
- $V_s$  hitrost strižnega valovanja,
- $C_1, C_2$  koeficienta relaksacije, ki sta vpeljana z namenom izboljšave učinka dušenja.

V primeru, ko vzdolžni valovi udarijo pravokotno na meje, velja  $C_1 = C_2 = 1$  (Brinkgreve et al., 2012). V prisotnosti strižnih valov, učinek dušenja robov ni dovolj brez sprostivte. Izboljšava je možna s spremembo drugega koeficienta  $C_2 = 0,25$ , kar odraža v smiselnem dušenju valov na meji. Tako ni mogoče trditi, da so strižni valovi v celoti dušeni, zato je v prisotnosti strižnih valov opazen vpliv oddaljenosti končne meje.

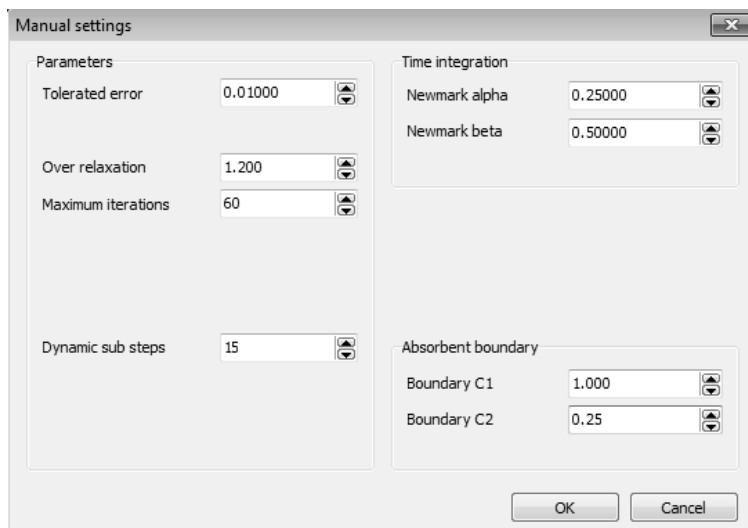
Pri modeliranju se vprašamo, ali smo izbrali dovolj oddaljene meje v modelu.

V modelu imamo zemljino, ki sega do globine 30 m. Ker je konstrukcija simetrična, smo meje postavili na vsako stran na oddaljenost 4 globine oziroma 120 m v skupni širini 8 globin ali 240 m.

Opravili smo več analiz, kjer smo primerjali rezultate odziva konstrukcije, kjer smo v enem primeru podali koeficiente  $C_1 = 1$  in  $C_2 = 0,25$  v drugem primeru pa  $C_1 = 1$  in  $C_2 = 1$ . Odziv konstrukcije (etažni pomiki ter etažne prečne sile) s koeficientom  $C_2 = 1$  je bil do 0,5% večji od odziva konstrukcije s  $C_2 = 0,25$ , kar je bila posledica manjšega radiacijskega dušenja.

Po (Besseling, 2012) je priporočljivo, da je meja v horizontalni smeri oddaljena med 50 m in 100 m od konstrukcije. Po (Datta, 2010) je minimalna globina modelirane zemljine 1,5 kratnik širine konstrukcije. V našem primeru imamo širino konstrukcije 17 m, torej je minimalna globina modela zemljine 26m. S 30 m globine v modelu smo zadostili zgornjemu pogoju ( $30 \text{ m} > 26 \text{ m}$ ).

Na sliki 4.14 je dialogno okno programa Plaxis, kjer podamo Newmarkove koeficiente časovne integracije, koeficiente robnih pogojev, število časovnih korakov.



Slika 4.14: Dialogno okno za vnos parametrov analize

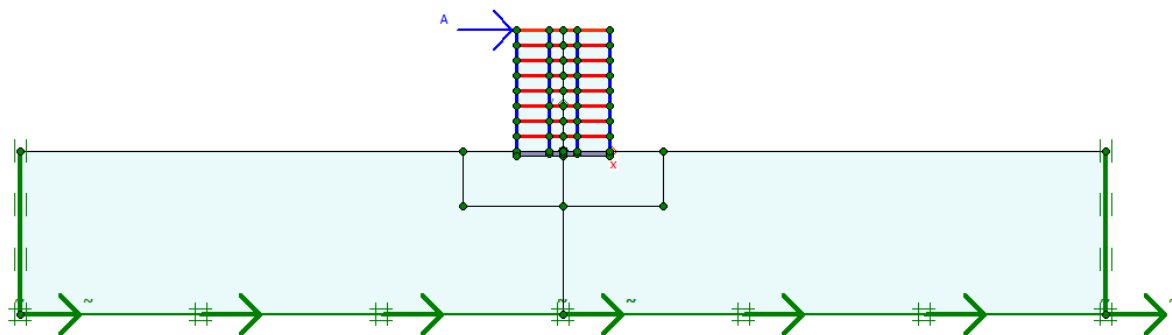
#### 4.2.6 Analiza lastnega nihanja

Plaxis upošteva faznost gradnje, kjer je običajen naslednji postopek:

- začetna faza, kjer je v modelu definirana le zemljina brez konstrukcije,
- naslednja faza odkop zemljine (na mestu konstrukcije ali gradbene jame, kjer je bila v začetni fazi definirana zemljina, se odstranijo končni elementi) ter
- faza gradnje konstrukcije, kjer modeliramo konstrukcijo.

Za izhodišče vsake faze lahko definiramo predhodno fazo. To služi predvsem pri računu posebkov konstrukcije, ki nas pri dinamični analizi ne zanimajo.

V primeru, k nas zanima lastno nihanje konstrukcije podamo fazo, kjer definiramo točkovno horizontalno obtežbo na vrhu konstrukcije (Slika 4.15), nato sledi faza analize prostega nihanja konstrukcije (*Free vibration*), ko prej definirano silo odmaknemo od konstrukcije in opazujemo nihanje. S tem preverimo nihajni čas konstrukcije.



Slika 4.15: Model za analizo lastno nihanje

Postopek je uporaben, če imamo toga tla, kjer iz izhodnih podatkov dobimo osnovni nihajni čas konstrukcije. V primeru manj togih tal, pa dobimo nihajni čas celotnega sistema.

Tu velja omeniti enačbo 4.17 za račun lastne naravne frekvence sloja zemljine  $f_n$  (Brinkgreve et al., 2012):

$$f_n = \frac{v_s}{4h}(1 + 2n), \quad n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (4.17)$$

Kjer so:

- $f_n$  n-ta naravna frekvenca sloja zemljine,
- $v_s$  hitrost strižnega valovanja zemljine,
- $h$  debelina sloja zemljine.

Pri  $n = 0$  je osnovna lastna naravna frekvenca.

### 4.3 Potresna analiza

Potresna analiza poteka tako, da na spodnji rob modela vsilimo vnaprej določene pomike ali pospeške. Izvor valovanja je lahko harmonična obtežba ali akcelrogram potresa, ki ga uvozimo iz tekstovne datoteke.

Plaxis omogoča več vrst izpisov rezultatov analize.

V primeru, ko nas zanimajo pomiki, hitrosti in pospeški poljubne točke v sistemu, lahko iskane količine dobimo v obliki preglednic in grafov za vsak korak računa.

Plaxis ima omejitve izbire števila točk in sicer na 10 točk. V našem primeru je to zadostovalo, saj smo imeli 8 etažno konstrukcijo, kjer nas je v vsaki etaži zanimal pomik. Dodatne točke so bile na stiku zemljine s konstrukcijo (kota 0 m) ter na kameninski podlagi (kota -30 m).

V primeru, ko nas zanimajo notranje sile v elementih, lahko za vsak korak računa izpišemo preglednico, rezultate lahko vidimo v grafični obliki za vsako fazo posebej, ali pa animacijo notranjih sil v odvisnosti od časa.

Kar pogrešamo v Plaxis je to, da nima možnosti izpisa preglednic za notranje sile za izbran element, v odvisnosti od časa. Če to želimo izvedeti, je postopek dolgotrajen. Vendar pri projektiranju nas zanimajo ovojnice, kar Plaxis tudi omogoča, tako da je program zadovoljil našim potrebam analize.

### 4.3.1 Modeliranje zemljine

Zemljina se v Plaxis lahko modelira z različnimi materialnimi modeli, ki se med seboj razlikujejo po natančnosti vhodnih ter posledično tudi izhodnih podatkov. Naj omenim le nekaj konstitutivnih materialnih modelov, ki si sledijo z naraščanjem natančnosti in sicer:

- linearno elastičen model,
- Mohr-Coulumbov model,
- model z utrjevanjem (*Hardening soil model*),
- model z utrjevanjem z majhnimi deformacijami in napetostmi (*Hardening soil model with small-strain stiffness*).

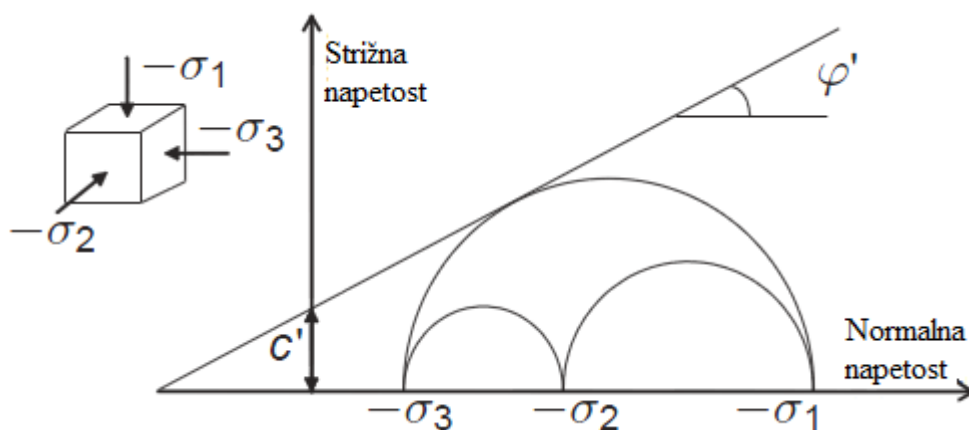
Vsak model je primeren za modeliranje določene vrste zemljine. To je tudi navedeno v navodilih uporabe za program Plaxis, kjer je za vsak tip zemljine podana ocena primernosti izbire modela.

#### 4.3.1.1 Linearno elastičen model

Linearno elastičen konstitutivni materialni model temelji na Hookovem zakonu izotropne elastičnosti. Vključuje dva osnovna elastična parametra, in sicer elastični modul  $E$  in Poissonov količnik  $\nu$ . Čeprav ni primeren za modeliranje zemljin, ki se obnašajo nelinearno, se lahko uporabi za modeliranje togih območij v zemljini, skal, ter konstrukcije (Brinkgreve et al., 2012).

#### 4.3.1.2 Mohr-Coulumbov model

Mohr-Coulumbov (okrajšano MC) konstitutivni materialni model je linearno elastičen – idealno plastičen. Poleg elastičnosti zemljine vpeljuje tudi parametre plastičnosti in sicer strižni kot  $\varphi$ , kohezijo  $c$  (Slika 4.16) in kot razmikanja  $\psi$ . Ko je dosežena mejna napetost, se pojavijo plastične deformacije. V praksi se uporablja za preliminarno oceno deformacij tal.



Slika 4.16: Mohr-Coulumbov kriterij porušitve (Brinkgreve et al., 2012)

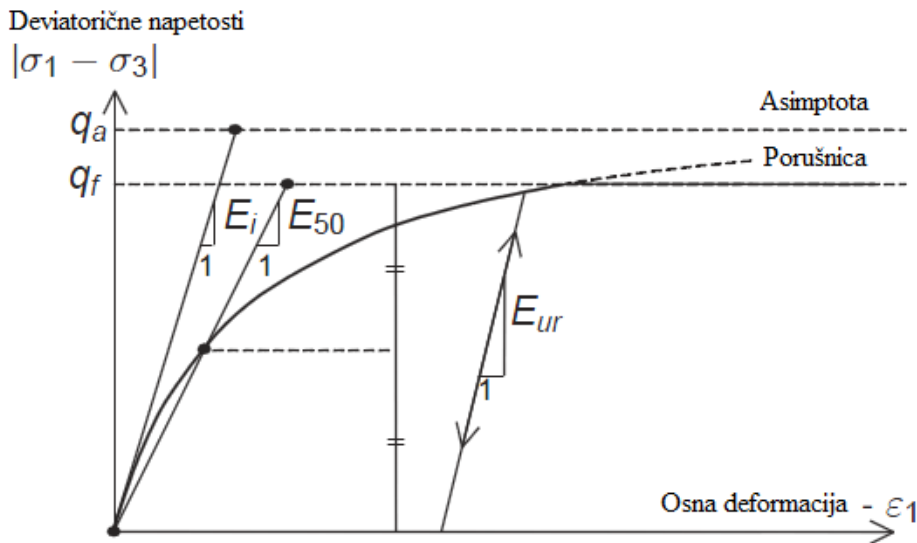
#### 4.3.1.3 Model z utrjevanjem

Elasto-plastični model z izotropnim utrjevanjem (Hardening soil model ali okrajšano HS) je naprednejši model za simulacijo obnašanja zemljine in je bolj kompleksen kot Mohr-Coulumbov model. Mejno stanje ter plastično deformiranje je enako kot pri Mohr-Coulumbovem modelu, togost zemljine pa je definirana bolj natančno z uporabo treh različnih vhodnih parametrov:

- $E_{50}$  triosni obremenilni elastični modul je definiran pri 50% mejne strižne napetosti,
- $E_{ur}$  triosni razbremenilni elastični modul pri razbremenjevanju in ponovnem obremenjevanju, običajno se upošteva  $E_{ur} = 3 \cdot E_{50}$ ,
- $E_{oed}$  edometerski obremenilni modul, kjer je priporočena privzeta vrednost  $E_{oed} = E_{50}$ . Vendar pri zelo togih ali malo togih zemljinah to ne drži.

Vsi naštetni elastični moduli so običajno privzeti pri referenčni napetosti 100 kPa (1 bar).

Pri modelu z utrjevanjem je bistvena lastnost ta, da togost pada z naraščanjem strižnih napetosti in togost narašča pri izotropni obremenitvi. To pomeni, da elastični modul zemljine pada z naraščanjem deviatorja napetosti (Slika 4.17).



Slika 4.17: Hiperbolična napetostno – deformacijska odvisnost pri primarni obremenitvi standardnega dreniranega triosnega preizkusa (Brinkgreve et al., 2012)

#### 4.3.1.4 Model z utrjevanjem ob upoštevanju togosti pri majhnih deformacijah

Model z utrjevanjem ob upoštevanju togosti pri majhnih deformacijah (*Hardening soil model with small-strain stiffness* ali okrajšano HSS) je nadgradnja modela zemljine z utrjevanjem HS. HSS model je osnovan na modelu HS, dodatno pa upošteva togost zemljine pri majhnih deformacijah. HSS tako upošteva še dva deformacijska parametra in sicer; začetni strižni modul  $G_0$ , ki predstavlja začetni strižni modul pri zelo majhnih deformacijah in  $\gamma_{0,7}$ , ki definira vrednost strižne deformacije, ko je razmerje strižnih modulov  $G/G_0=0,7$ . Izkustvena vrednost za peske je  $0,0001 < \gamma_{0,7} < 0,0002$ , za gline pa  $0,00005 < \gamma_{0,7} < 0,0001$ .

Naslednja lastnost, ki se upošteva v Plaxis je mejna vrednost strižnega modula  $G_t$ , ki se upošteva pri razbremenjevanju, kot je razvidno iz slike 4.18. Mejno vrednost strižnega modula  $G_t$  določa strižna deformacija  $\gamma_{cut-off}$ , ki se izračuna po enačbi 4.18.

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0,385} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0,7} \quad (4.18)$$

Kjer je:

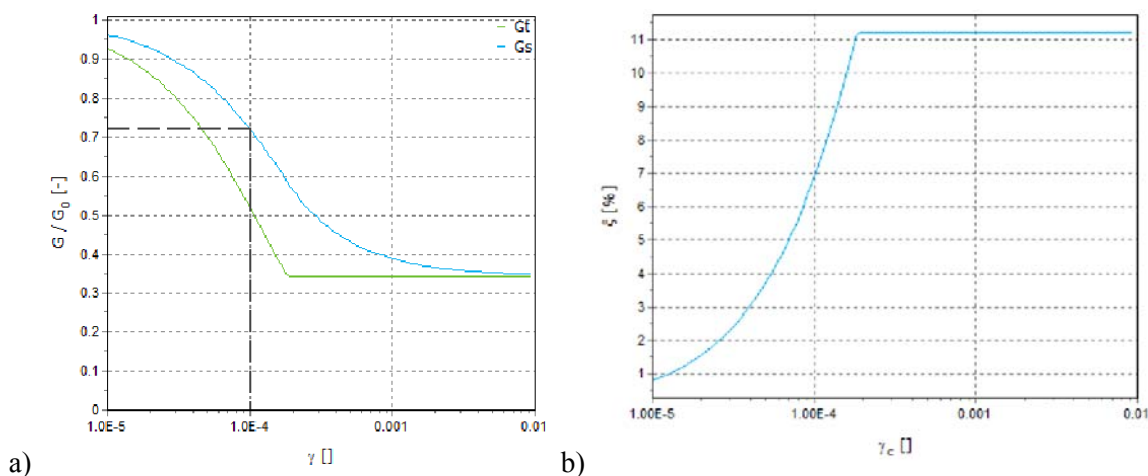
$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})} \quad (4.19)$$

$\nu_{ur}$  je Poissonov količnik pri razbremenjevanju in ponovnem obremenjevanju, običajno velja  $\nu_{ur} = 0,2$ .

Na sliki 4.18 a) je podana redukcijska krivulja strižnega modula glede na velikost strižnih deformacij pri obremenjevanju  $G_s$  in razbremenjevanju  $G_t$ . Na sliki 4.18 b) je prikazan odnos koeficienta dušenja



v odvisnosti od strižnih deformacij. Tako kot imamo pri redukcijski krivulji strižnega modula plato  $\gamma_{cut-off}$ , ga imamo tudi pri krivulji koeficienta dušenja.



Slika 4.18: Odnos strižnega modula a) in koeficienta dušenja b) s strižnimi deformacijami pri HSS modelu

### 4.3.2 Ekvivalentno linearno elastičen model

V modelu zemljine modeliramo zemljino z naslednjimi lastnostmi:

Drenirana zemljina s specifično težo:  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

Za tla tipa C so na podlagi preglednice 2.2 značilni sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globoke nekaj 10 m do največ 100 m. Za ta tip tal je značilna povprečna hitrost strižnega valovanja v zgornjih 30 m slojih zemljine med  $180 \text{ m/s}$  in  $360 \text{ m/s}$ . Vzamemo povprečje (Preglednica 3.3) in upoštevamo  $v_s = 270 \text{ m/s}$ .

Iz enačbe 3.2 dobimo  $G_0 = 21 \text{ kN/m}^3 \cdot (270 \text{ m/s})^2 / 9,81 \text{ ms}^{-2} = 1,56 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

Ker upoštevamo ekvivalentno linearen model zemljine, uporabimo (Brinkgreve et al., 2012) zmanjšano vrednost strižnega modula in sicer  $G/G_0 = 0,7$ .

Torej pri računu strižnega modula upoštevamo 70% začetnega strižnega modula:

$$G = 0,7 \cdot G_0 = 1,1 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$$

Ko to vrednost vnesemo v Plaxis, se vrednosti  $v_s$ ,  $E$  samodejno preračunajo (Slika 4.19 a).

Tako imamo:

$$v_s = 225 \text{ m/s},$$

$$E = 3 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2.$$

Definirali smo parametre togosti, ostane nam le določanje dušenja. Upošteva se Rayleighovo dušenje, ki je odvisno od frekvence obremenjevanja. Med dvema ciljnim frekvencama vstavimo pričakovano dušenje, Plaxis pa izračuna Rayleighove koeficiente in izriše krivuljo dušenja v odvisnosti od frekvence (Slika 4.19 b).

Na podlagi preglednice 3.6 izberemo koeficient kritičnega dušenja zemljine 10%.

Na podlagi lastnih frekvenc sloja zemljine (enačba 4.17) izračunamo frekvenci:

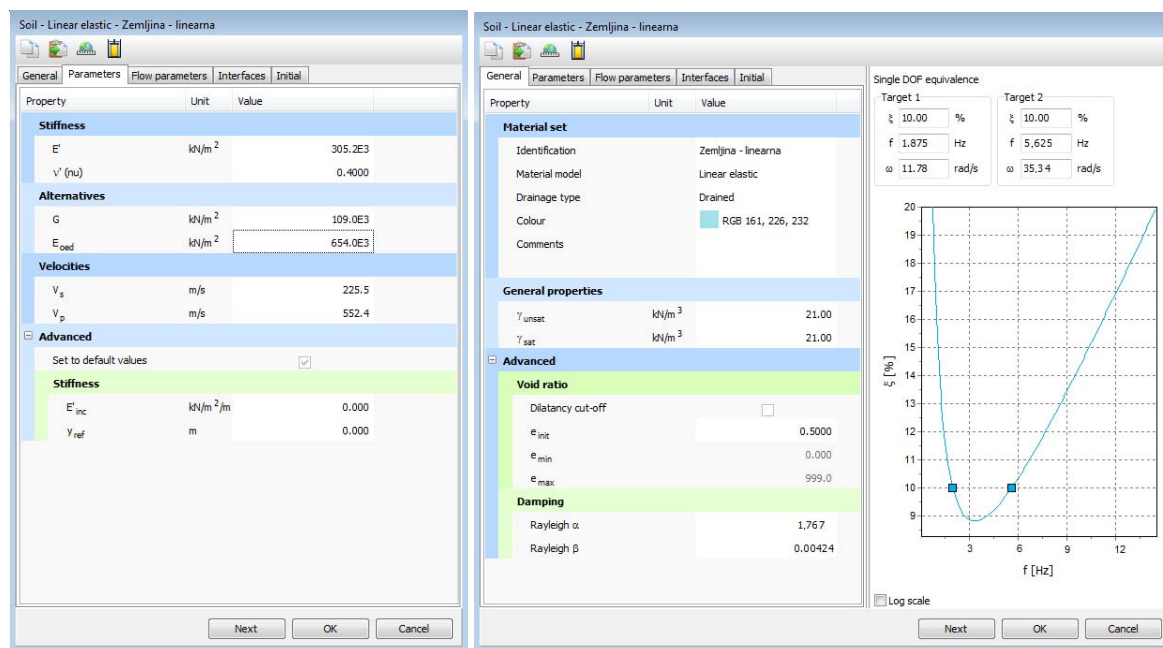
$$\omega_0 = 2 \Pi f_0 = 2 \Pi v_s / 4h (1+2n) = 2 \cdot \Pi \cdot 225 \text{m/s} \cdot (1+2 \cdot 0) / (4 \cdot 30 \text{m}) = 11,78 \text{ rad/s}$$

$$\omega_1 = 2 \Pi f_1 = 2 \cdot \Pi \cdot 225 \text{m/s} \cdot (1+2 \cdot 1) / (4 \cdot 30 \text{m}) = 35,34 \text{ rad/s}$$

Ter Rayleighova koeficienta dušenja:

$$\beta_R = 2 \cdot 0,10 / (\omega_0 + \omega_1) = 1,767$$

$$\alpha_R = \beta_R \omega_0 \omega_1 = 4,24 \cdot 10^{-3}$$



a) Parametri togosti

b) Parametri dušenja

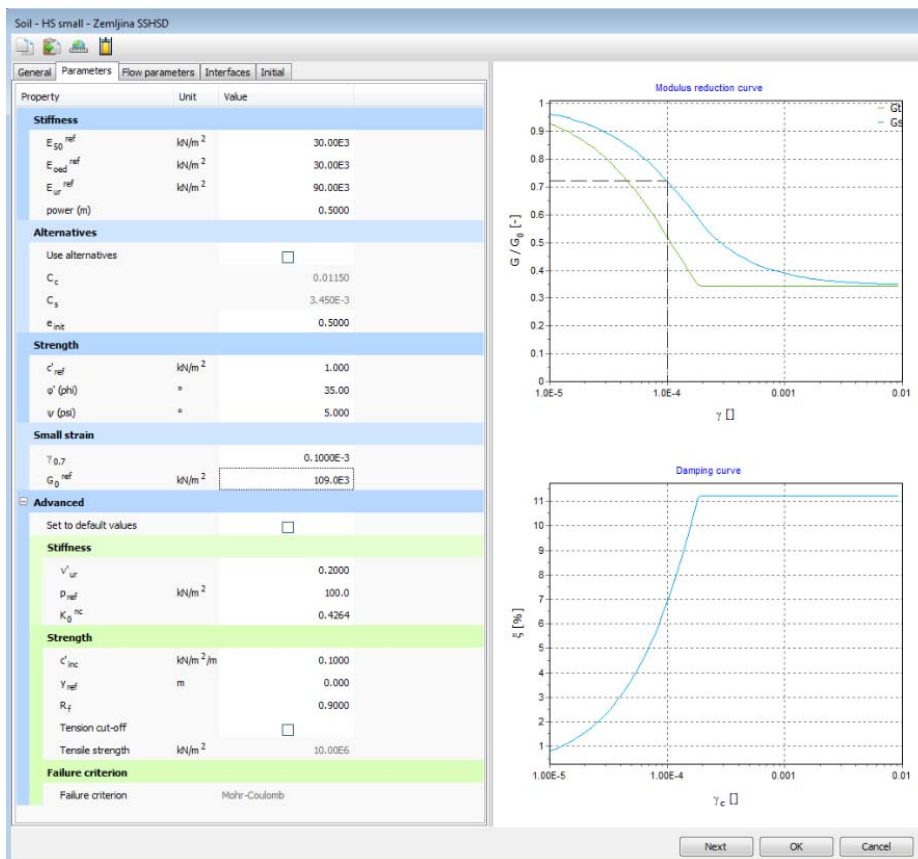
Slika 4.19: Togostni parametri linearno ekvivalentnega modela a) ter določanje dušenja zemljine z Rayleighovimi koeficienti b)

### 4.3.3 HSS model zemljine

Poleg togostnih parametrov, ki smo jih definirali v linearno elastičnem modelu, so dodatne materialne karakteristike za HSS model naslednje:

- $\gamma_{0.7} = 0,0001$
- $E_{50}^{ref} = 3 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
- $E_{ur}^{ref} = 9 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
- $E_{oed}^{ref} = 3 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
- Za peske velja:
  - $\varphi = 35^\circ$
  - $c = 1 \text{ kN/m}^2$
  - $\psi = 5^\circ$

Na sliki 4.20 je prikazano dialogno okno programa Plaxis, kjer vnašamo podatke za zemljino. Plaxis izriše redukcijski krivulji strižnega modula in dušenja v odvisnosti od deformacij.



Slika 4.20: Materialne karakteristike HSS modela z redukcijsko krivuljo strižnega modula in dušenja

#### 4.4 Modeliranje konstrukcije

Pri modeliranju konstrukcije (plošče in stene) poteka linijski element vzdolž stranice trikotnika mreže končnih elementov. Ker smo v 2D modelu maso definirali na meter širine, moramo tudi togost definirati na meter širine. V dinamični analizi se zaradi predpostavke togih medetažnih plošč potresni

vpliv enakomerno razporedi na vse okvire. V primeru okvirne konstrukcije imamo 3 vzdolžne okvire, širina medetažne plošče je 15m, tako moramo parametre osne in upogibne togosti stebrov in gred reducirati s faktorjem 5 (= 15m/3 okvirji).

Grede in stebri so dimenzij 50/50cm. Pri upogibni togosti upoštevamo razpokan prerez, kjer upoštevamo polovično upogibno togost nerazpokanega prereza.

$$E_{cm} = 3,3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 0,25 \text{ m}^2$$

$$I_{razp} = 0,5 \text{ m} \cdot (0,5 \text{ m})^3 / 12 / 2 = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EA = 3,3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,25 \text{ m}^2 / 5\text{m} = 1650000 \text{ kN / m}$$

$$EI = 3,3 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 / 5\text{m} = 17187 \text{ kN/m}^2 / \text{m}$$

Poleg togosti moramo podati tudi dušenje elementa. Izberemo vrednost kritičnega dušenja 5%.

Pri modalni analizi (Zupančič, 2011) je nihajni čas konstrukcije prve nihajne oblike 1,45s, nihajni čas druge nihajne oblike pa 0,47s. Izračunamo frekvenci ter Rayleighove koeficiente dušenja:

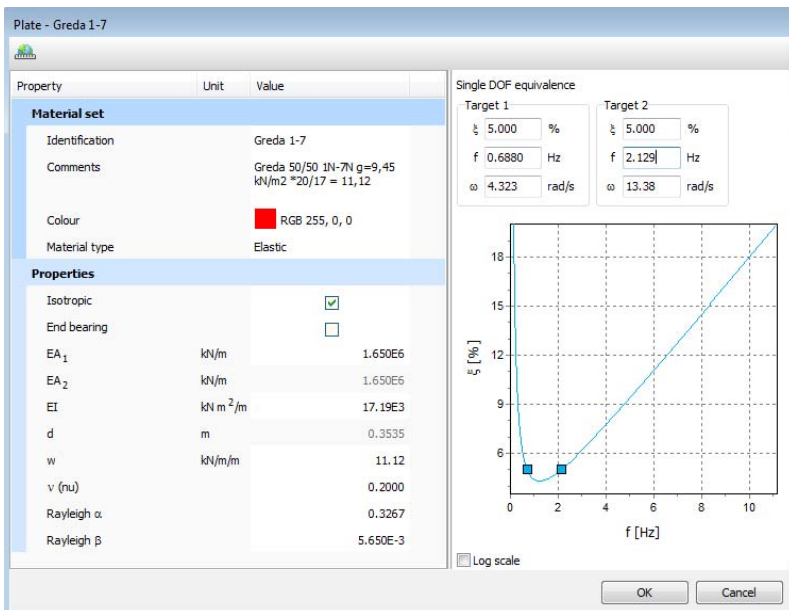
$$\omega_1 = 2 \pi / T_1 = 2 \cdot 3,14 / 1,45 \text{ s} = 4,323 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = 2 \pi / T_2 = 2 \cdot 3,14 / 0,47 \text{ s} = 13,38 \text{ rad/s}$$

$$\beta_R = 2 \cdot 0,05 / (\omega_1 + \omega_2) = 5,65 \cdot 10^{-3}$$

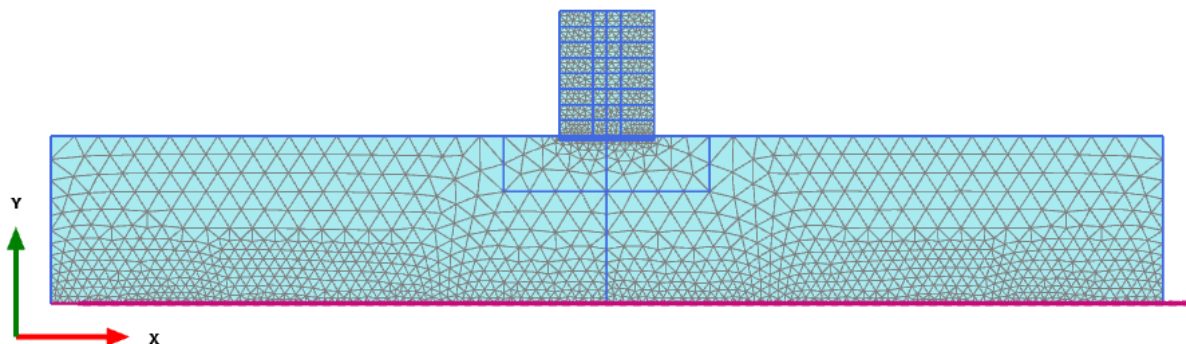
$$\alpha_R = \beta_R \omega_1 \omega_2 = 0,327$$

Na sliki 4.21 je dialogno okno Plaxis, kjer se definira togost, dušenje in masa gred konstrukcije.

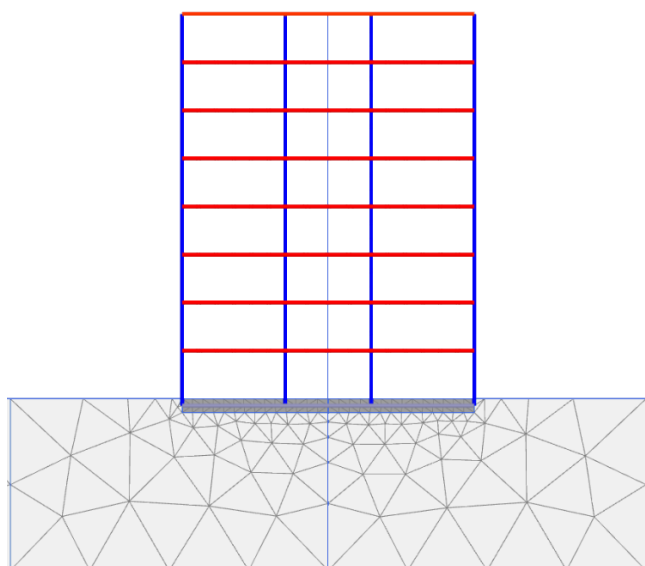


Slika 4.21: Modeliranje gred

Na sliki 4.22 je prikazan celoten model z mrežo končnih elementov. Na sliki 4.23 pa je prikazan del modela, kjer smo konstrukcijo definirali s ploščami.



Slika 4.22: Model z mrežo končnih elementov



Slika 4.23: Model z mrežo končnih elementov ter konstrukcijo

#### 4.4.1 Časovni korak

Opravljen je bila študija občutljivosti izbire števila korakov računa. Več kot imamo korakov računa, bolj natančne rezultate dobimo, vendar za izračun potrebuje računalnik več časa in spomina. Smiselno je najti kompromis med zadovoljivo natančnostjo rezultatov in razpoložljivim časom ali močjo računalnika. Nad določenim številom korakov se rezultati odziva konstrukcije ne spreminjajo, torej konvergirajo.

V navodilih za uporabo Plaxis (Brinkgreve et al., 2012) je priporočilo za izbiro shranjevanja vmesnih korakov na desetinko sekunde ter izbira vrednosti parametra *Dynamic sub step* 10. Tako je priporočen

časovni korak integracije stotinka sekunde. V analizi smo imeli podane akcelerograme s časovnim intervalom na stotinko sekunde.

Zaradi neargumentiranega in slabo opisanega priporočenega časovnega koraka v navodilih za uporabo, zgleda priporočen časovni korak integracije, glede na vhodne podatke akcelerograma prekratek. To nas program tudi opozori, ko vnesemo vrednost časovnega koraka (Slika 4.14).

Opravili smo občutljivostno analizo, kjer smo spreminjali število korakov računa in opazovali vpliv na odziv konstrukcije. Pri odzivu konstrukcije so nas zanimali maksimalni etažni pomiki ter ovojnice etažnih prečnih sil. Razlika v odzivu konstrukcije med manj natančno analizo in bolj natančno analizo je prikazana v preglednici 4.1, kjer so prikazane absolutne vrednosti razlik povprečnih vrednosti v vseh etažah izražene v odstotkih za vse akcelerograme za linearen model zemljine (LIN) ter za HSS model zemljine.

Občutljivost izrazimo z  $\delta u$  – občutljivost na etažne pomike in  $\delta Q$  – občutljivost na etažne prečne sile.

$$\delta u = |I - \max u(\Delta t_2) / \max u(\Delta t_1) |$$

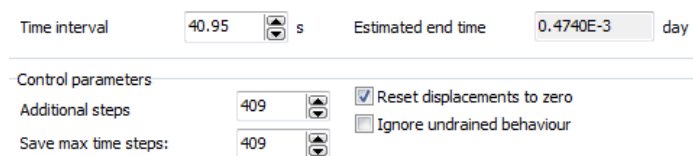
$$\delta Q = |I - \max Q(\Delta t_2) / \max Q(\Delta t_1) |$$

Če izračunamo kritični časovni korak po enačbi 4.11 dobimo  $\Delta t_{critical} = 0,007$  s.

Da zadovoljimo zgornjemu pogoju in če rezultate shranjujemo na desetinko sekunde, rabimo *Dynamic sub step* enak najmanj 15.

$$\Delta t = 0,1s / 15 = 0,0067s < \Delta t_{critical}$$

Pri računu črnogorskih potresov (Ulcinj in Petrovac) imamo čas trajanja 40,95 s, torej imamo 409 korakov računa (Slika 4.24), pri italijanskem potresu (Tolmezzo) pa imamo čas trajanja 20,47 s z 204 koraki računa, torej se nam shranjujejo maksimalne vrednosti odziva približno na desetinko sekunde.



Slika 4.24: Izbira časovnih korakov shranjevanja rezultatov pri analizi z akcelerogrami iz Črne gore

V vsakem koraku shranjevanja rezultatov imamo podkorake (*Dynamic sub step*), kjer se maksimalne vrednosti odziva v podkorakih shranijo v vsak korak izračuna. Vrednost podkorakov vnesemo v dialognem oknu, kateri je prikazan na Sliki 4.14.

Če podvojimo število shranjevanja vmesnih korakov, imamo tako 818 korakov računa za potresa Ulcinj in Petrovac ter 409 korakov računa pa za potres Tolmezzo. Tako imamo bolj natančno analizo s

časovnim korakom  $\Delta t_1 = 0,05s / 15 = 0,0033 s$ , ter manj natančno analizo s časovnim korakom  $\Delta t_2 = 0,1s / 15 = 0,0067 s$ .

Pri natančnosti rezultatov odziva konstrukcije glede na število časovnih korakov vpliva tudi sam akceleroگرام. Izkazalo se je, da so etažni pomiki konstrukcije bolj občutljivi na izbiro časovnega koraka računa kot ovojnice etažnih prečnih sil. Če primerjamo modele, se je linearen model zemljine (LIN) izkazal za manj občutljivega na število časovnih korakov v primerjavi z HSS modelom.

V preglednici 4.2 so prikazane absolutne vrednosti razlik za maksimalne etažne pomike ter v preglednici 4.3 so absolutne vrednosti razlik maksimalnih etažnih prečnih sil v posameznih etažah.

Preglednica 4.1: Primerjava natančnosti analiz povprečnih vrednosti za vse etaže

	$\delta u$ [%]	$\delta Q$ [%]
LIN Tolmezzo	0,5	0,3
LIN Petrovac	0,8	0,1
LIN Ulcinj	1,2	0,2
HSS Tolmezzo	7,2	1,0
HSS Petrovac	0,7	0,5
HSS Ulcinj	4,1	0,3

Preglednica 4.2: Primerjava natančnosti analiz za etažne pomike

$\delta u$ (%) \ etaža	1	2	3	4	5	6	7	8
LIN Tolmezzo	0,4	0,4	0,6	0,1	0,6	0,6	0,6	0,7
LIN Petrovac	0,1	0,1	0,0	5,9	0,1	0,1	0,0	0,0
LIN Ulcinj	0,0	0,0	0,1	6,3	0,6	0,0	0,8	1,8
HSS Tolmezzo	6,3	7,1	5,7	1,1	8,1	9,6	10,1	9,9
HSS Petrovac	0,5	0,2	0,0	0,3	1,4	0,9	1,0	1,6
HSS Ulcinj	8,4	4,1	0,8	3,4	1,4	2,0	5,1	7,1

Preglednica 4.3: Primerjava natančnosti analiz za etažne prečne sile

$\delta Q$ (%) \ etaža	1	2	3	4	5	6	7	8
LIN Tolmezzo	0,3	0,3	0,2	0,1	0,4	0,3	0,4	0,4
LIN Petrovac	0,1	0,1	0,0	0,2	0,1	0,0	0,2	0,2
LIN Ulcinj	0,0	0,0	0,0	0,5	0,4	0,3	0,2	0,0
HSS Tolmezzo	1,6	1,5	1,3	0,7	0,8	1,0	1,0	0,2
HSS Petrovac	0,4	0,4	0,1	0,5	0,7	0,6	0,7	0,3
HSS Ulcinj	0,9	0,1	0,2	0,1	0,4	0,2	0,1	0,4

#### 4.5 Modeliranje vpliva tal z vzmetmi v SAP2000

V primerih, ko konstrukcije modeliramo neodvisno od tal, se predpostavlja, da so togo vpete v temeljna tla. Ta predpostavka odgovarja primeru, ko je konstrukcija temeljena na trdih tleh. V primeru, ko konstrukcija leži na manj togih tleh, lahko vpliv tal nadomestimo z vzmetmi in dušilkami, ki nadomeščajo odpornost zemljine v smeri posameznih prostostnih stopenj (Slika 2.9).

Togost vzmeti in koeficienti dušenja, ki se v praksi najpogosteje uporabljajo za nadomeščanje vpliva zemljine, temeljijo na rezultatih modela, ki ga predstavlja krožna toga plošča, ki leži na elastičnem polprostoru (Fajfar, 1984).

##### 4.5.1 Določanje togosti vzmeti

Statična togost vzmeti  $k$  za pravokotne plitve temelje določimo na naslednji način (FEMA, 1997):

$$k = \alpha \beta k_0 \quad (4.20)$$

kjer so:

- $\alpha$  korekcijski faktor oblike temelja, ki ga dobimo iz slike 4.26,
- $\beta$  korekcijski faktor vpliva vpetja, ki ga dobimo iz slike 4.27,
- $k_0$  togost vzmeti krožnega togega temelja na elastičnem polprostoru.

Togost vzmeti  $k_0$  izračunamo na podlagi preglednice 4.4. Pri računu  $k_0$  upoštevamo ustrezne ekvivalentne radije  $R$ , ki so podani v preglednici 4.5.

Preglednica 4.4: Račun  $k_0$

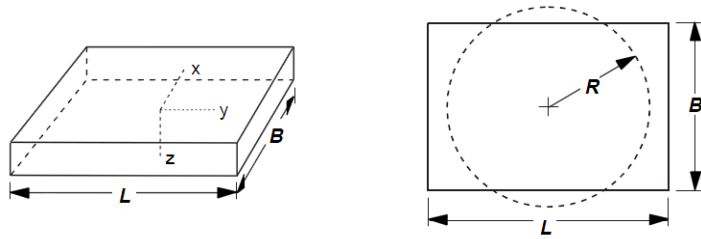
Prostostna stopnja	Translacija		Rotacija	
	Vertikalna	Horizontalna	Upogibna	Torzijska
$k_0$	$\frac{4GR}{1-\nu}$	$\frac{8GR}{2-\nu}$	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{16GR^3}{3}$

Preglednica 4.5: Nadomestne vrednosti za  $R$  (FEMA, 1997)

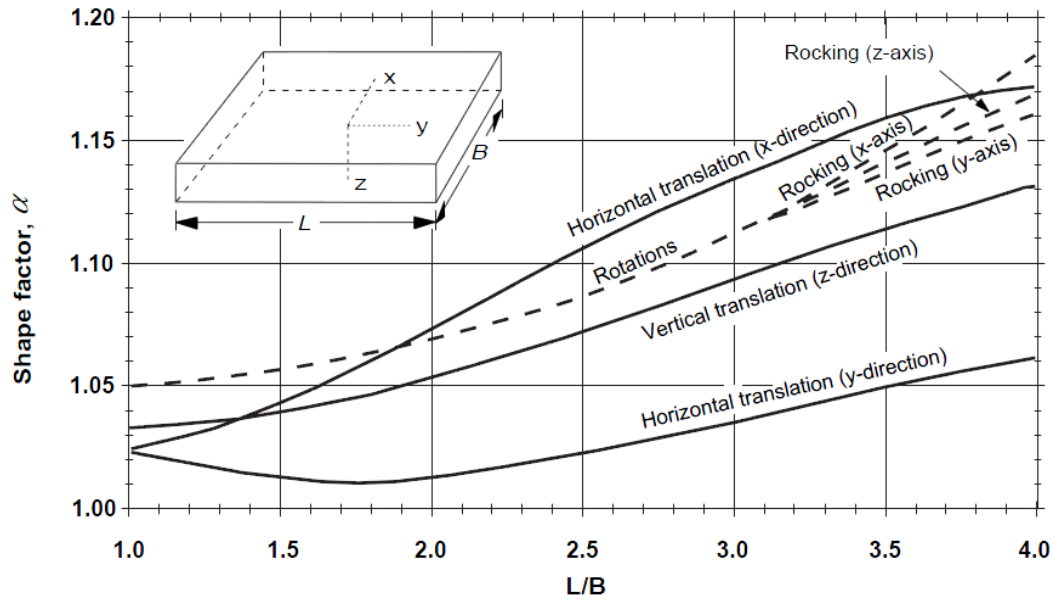
Prostostna stopnja	Translacija	Upogib		Torzija
		Okoli x osi	Okoli y osi	Okoli z osi
$R$	$\sqrt{\frac{BL}{\pi}}$	$\sqrt[4]{\frac{BL^3}{3\pi}}$	$\sqrt[4]{\frac{B^3L}{3\pi}}$	$\sqrt[4]{\frac{BL(B^2 + L^2)}{6\pi}}$

Pri čemer sta  $G$  in  $\nu$  strižni modul in Poissonov količnik elastičnega polprostora.

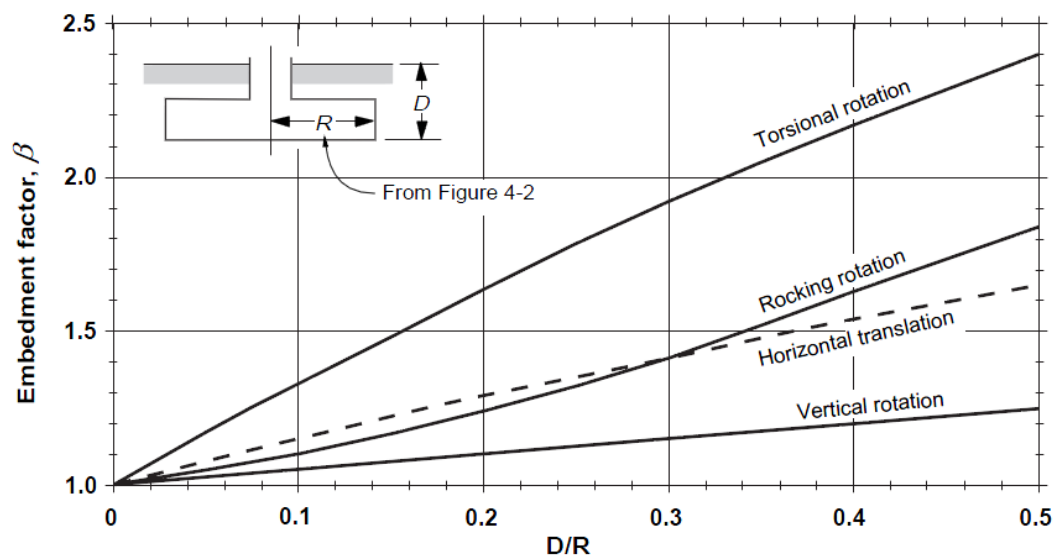




Slika 4.25: Pravokotni temelj ter ekvivalentno okrogli temelj (FEMA, 1997)



Slika 4.26: Korekcijski faktor oblike temelja (FEMA, 1997)



Slika 4.27: Korekcijski faktor vpliva vpetja (FEMA, 1997)

Konstrukcija je temeljena na armiranobetonski plošči debeline 50 cm pravokotnih dimenzij 12,5 m in 17,5 m.

Torej imamo dimenzije temelja:

- $B = 12,5$  m,
- $L = 17,5$  m,
- $D = 0,5$  m.

Iz slike 4.25 je razvidno, da je v smeri osi y daljša stranica temelja, v smeri osi x pa krajša.

Izračunamo nadomestne radije:

- $R_{tx} = R_{ty} = R_{tz} = 8,3$  m,
- $R_{rx} = 9,2$  m,
- $R_{ry} = 7,8$  m,
- $R_{rz} = 8,6$  m.

Zanimajo nas korekcijski faktorji oblike temelja  $\alpha$ , kjer iz slike 4.26 za  $L/B = 1,4$  odčitamo:

- $\alpha_{tx} = 1,038$ ,
- $\alpha_{ty} = 1,015$ ,
- $\alpha_{tz} = 1,035$ ,
- $\alpha_{rx} = \alpha_{ry} = \alpha_{rz} = 1,055$ .

Zanimajo nas korekcijski faktor vpliva vpetja  $\beta$ , kjer iz slike 4.27 za  $D/R = 0,6$  odčitamo:

- $\beta_{tx} = \beta_{ty} = 1,09$ ,
- $\beta_{tz} = 1,04$ ,
- $\beta_{rx} = \beta_{ry} = 1,06$ ,
- $\beta_{rz} = 1,21$ .

Za zemljino s parametri  $G = 1,1 \cdot 10^5$  kN/m<sup>2</sup> in  $\nu = 0,4$  izračunamo na podlagi enačbe 4.20 koeficiente togosti vzmeti:

- $k_{tx} = 5,2 \cdot 10^6$  kN/m
- $k_{ty} = 5,0 \cdot 10^6$  kN/m
- $k_{tz} = 6,5 \cdot 10^6$  kN/m
- $k_{rx} = 4,2 \cdot 10^8$  kNm
- $k_{ry} = 2,5 \cdot 10^8$  kNm
- $k_{rz} = 4,6 \cdot 10^8$  kNm

kjer indeks t označuje translacijo; r označuje rotacijo; x, y, z označujejo smeri osi.

Ob predpostavki, da je temelj absolutno tog v svoji ravnini, lahko horizontalne vzmeti in torzijsko vzmet postavimo v njegovem težišču. Izjema je koeficient vzmeti za translacijo v vertikalni smeri  $k_{tz}$ , tega postavimo pod vsakim stebrom. Ker imamo skupno 12 stebrov se koeficient togosti vzmeti linearno razporedi za vsak steber.

Tako imamo  $k_{tz,i} = 5,4 \cdot 10^5$  kN/m

V primeru modeliranja temeljne plošče, lahko vertikalno translacijsko togost razporedimo po postopku, opisanem v poglavju 3.3.2.2.

Pojavi se vprašanje glede modeliranja in razporeditve rotacijskih upogibnih vzmeti  $k_{rx}$  in  $k_{ry}$ . Namreč po (Fajfar, 1984) se togosti vzmeti, ki ustrezajo rotacijskim prostostnim stopnjam določijo analogno Steinerjevemu pravilu za račun vztrajnostnih momentov sestavljenih profilov. Za togost pri rotaciji okrog horizontalne osi y (upogib) velja izraz 4.21.

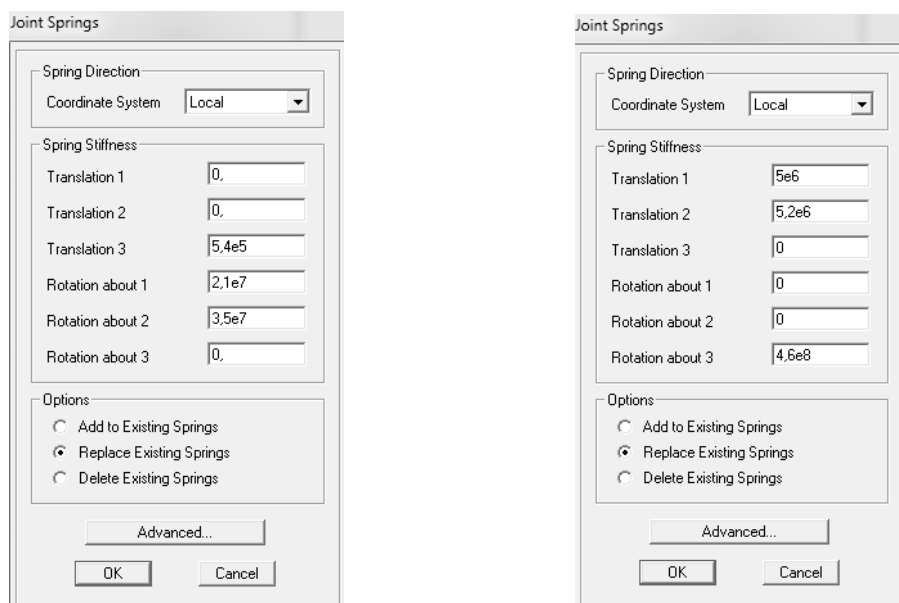
$$k_{ry} = \sum k_{tz,i} x_i^2 + \sum k_{ry,i} \quad (4.21)$$

Izraz 4.21 sicer odgovarja konstrukciji, ki je temeljena na točkovnih temeljih, ali pasovnih temeljih, ki so med seboj dobro povezani, tako da se predpostavlja, da se temeljna konstrukcija obnaša kot togo telo. Kjer sta  $k_{tz,i}$  in  $k_{ry,i}$  togosti posameznega temelja v vertikalni smeri in pri upogibu,  $x_i$  pa x komponenta oddaljenosti težišča ploskve točkovnega temelja od težišča ploskve celotne temeljne konstrukcije.

V literaturi (Gardarsson, 2012), kjer je bil obravnavan problem interakcije armiranobetonske konstrukcije z zemljino, pa je upogibna rotacijska togost enakomerno razdeljena na vsa vozlišča vpetja. Ob primerjavi literature se nam pojavi paradoks, kako pravilno upoštevati rotacijsko upogibno togost vzmeti. Če preoblikujemo izraz 4.21, kjer iščemo  $k_{rx,i}$  ter  $k_{tz,i}$  je enak pod vsemi stebri, ne dobimo ustrezne rešitve, zato upoštevamo postopek po (Gardarsson, 2012), ter izračunamo:

- $k_{rx,i} = 4,2 \cdot 10^8$  kNm / 12 =  $3,5 \cdot 10^7$  kNm
- $k_{ry,i} = 2,5 \cdot 10^8$  kNm / 12 =  $2,1 \cdot 10^7$  kNm

Na sliki 4.28 sta prikazani dialogni okni SAP2000 za vnašanje togosti vzmeti. Na sliki 4.28 a) so parametri togosti vzmeti pod stebri, na sliki 4.28 b) pa parametri togosti vzmeti v težišču temeljne plošče. Vidimo, da je lokalna os 1 vzporedna osi y na sliki 4.25 ter lokalna os 2 je vzporedna osi x na sliki 4.25.



a) Togosti vzmeti pod stebri

b) Togosti vzmeti v težišču temeljne plošče

Slika 4.28: Dialogno okno za vnašanje togosti vzmeti

#### 4.5.2 Modeliranje dušilk

Pri dinamični analizi, kjer vpliv tal nadomeščamo z vzmetmi, moramo modelirati tudi dodatne dušilke. Te uporabimo za modeliranje radiacijskega dušenja in služijo za odvajanje energije iz sistema.

V SAP2000 dušilko definiramo tako, da v meniju *Define/Section Properties/ Link/Support Properties* dodamo nov element, pri *Link/Support Type* izberemo *Damper* (slika 4.29), maso in težo pustimo enako 0. Za vsako smer lahko podamo vrednost efektivne togosti, ter efektivno dušenje. Vrednosti koeficientov efektivnega dušenja po (Datta, 2010) izračunamo na podoben način kot pri računanju togosti vzmeti s pomočjo preglednice 4.6.

Preglednica 4.6: Račun koeficientov efektivnega dušenja dušilk (Datta, 2010)

Prostostna stopnja	Translacija		Rotacija	
	Vertikalna	Horizontalna	Upogibna	Torzijska
Efektivno dušenje	$\frac{3}{1-\nu} \rho v_s R^2$	$\frac{4,6}{2-\nu} \rho v_s R^2$	$\frac{0,4}{1-\nu} \rho v_s R^4$	$0,8 \rho v_s R^4$

Pri čemer so:

- $\nu$  Poissonov količnik
- $\rho$  gostota zemljine
- $v_s$  hitrost strižnega valovanja zemljine
- $R$  radij ustrezne prostostne stopnje določen s preglednico 4.5

Za zemljino s parametri:

- $v_s = 225 \text{ m/s}$ ,
- $\nu = 0,4$ ,
- $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$

z uporabo preglednice 4.6 izračunamo koeficiente efektivnega dušenja:

- $C_{tx} = C_{ty} = \frac{4,6}{2-0,4} 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 225 \frac{\text{m}}{\text{s}} (8,3\text{m})^2 = 93,6 \cdot 10^4 \frac{\text{kNs}}{\text{m}}$
- $C_{tz} = \frac{3}{1-0,4} 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 225 \frac{\text{m}}{\text{s}} (8,3\text{m})^2 = 16,3 \cdot 10^5 \frac{\text{kNs}}{\text{m}}$
- $C_{rx} = \frac{0,4}{1-0,4} 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 225 \frac{\text{m}}{\text{s}} (9,2\text{m})^4 = 22,6 \cdot 10^6 \text{ kNsm}$
- $C_{ry} = \frac{0,4}{1-0,4} 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 225 \frac{\text{m}}{\text{s}} (7,8\text{m})^4 = 11,7 \cdot 10^6 \text{ kNsm}$
- $C_{yz} = 0,8 \cdot 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 225 \frac{\text{m}}{\text{s}} (8,6\text{m})^4 = 20,7 \cdot 10^6 \text{ kNsm}$

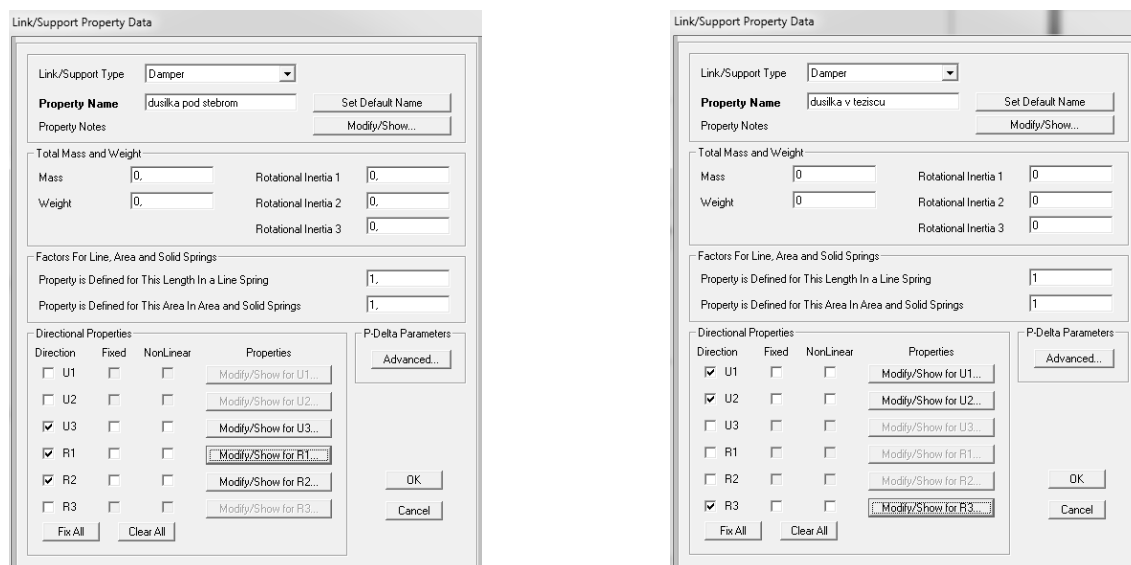
Kjer kot pri koeficientih togosti indeks t označuje translacijo; r označuje rotacijo; x, y, z označujejo smeri osi.

Podobno kot pri koeficientu togosti, koeficient dušenja za translacijsko vertikalno smer  $C_{tz,i}$  ter koeficienta dušenja upogibne rotacije  $C_{rx,i}$  in  $C_{ry,i}$  linearno razporedimo pod vsakim stebrom. Koeficienta dušenja za translacijo v horizontalni smeri  $C_{tx}$  in  $C_{ty}$  ter koeficient dušenja za torzijsko rotacijo  $C_{rz}$  podamo v težišču temelje plošče.

- $C_{tz,i} = 16,3 \cdot 10^5 \text{ kN s m}^{-1} / 12 = 13,6 \cdot 10^4 \text{ kN s m}^{-1}$
- $C_{rx,i} = 22,6 \cdot 10^6 \text{ kN s m} / 12 = 18,8 \cdot 10^5 \text{ kN s m}$
- $C_{ry,i} = 11,7 \cdot 10^6 \text{ kN s m} / 12 = 9,8 \cdot 10^5 \text{ kN s m}$

Na sliki 4.29 sta prikazani dialogni okni SAP2000 za vnašanje efektivnega dušenja dušilk. Na sliki 4.29 a) so parametri efektivnega dušenja dušilk pod stebri, na sliki 4.29 b) pa parametri efektivnega dušenja dušilk v težišču temeljne plošče.

Vrednosti efektivnega dušenja, ki pripadajo x smeri (slika 4.25) vnesemo v SAP2000 pod prostostno stopnjo lokalne osi 2, vrednosti efektivnega dušenja, ki pripadajo y smeri, pa vnesemo pod prostostno stopnjo lokalne osi 1.



a) Dušilka pod stebri

b) Dušilka v težišču temeljne plošče

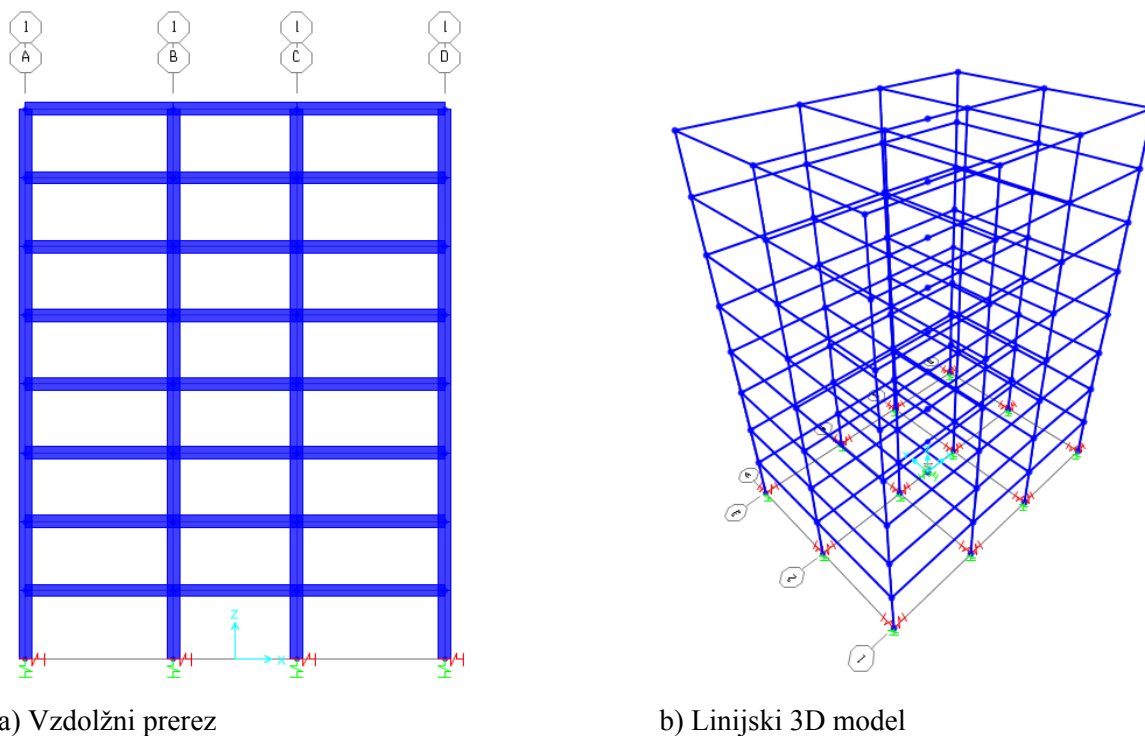
Slika 4.29: Dialogno okno za vnašanje efektivnega dušenja dušilk

V modelu vnesemo dušilke tako, da v meniju izberemo *Draw / Draw 1 Joint Link* ter na konstrukciji, kjer želimo postaviti dušilko, izberemo tip dušilke in jo pripišemo izbrani točki.

### 4.5.3 Modeliranje konstrukcije

Na sliki 4.30 je prikazan računski model v SAP2000. Ker so medetažne plošče dovolj toge v svoji ravnini, lahko mase skoncentriramo v težišču. Mase smo podali v nivojih etaž, katere smo izračunali v poglavju 4.1.3.3.2. Razpokanost prerezov upoštevamo s 50% redukcijo strižnih prerezov in vztrajnostnih momentov elementov. Grede in stebre modeliramo s kvadratnim prečnim prerezom dimenzij 50 cm / 50 cm. Ker je konstrukcija tlorisno pravilna (Zupančič, 2011), lahko za analizo uporabimo dva ravninska modela, po enega za obe glavni smeri.

V nadaljevanju se bomo omejili na analizo okvirja v vzdolžni smeri, saj skladno z EC8-1 točka 3.2.3.1.1 (2) isti akcelorogram ne sme biti uporabljen sočasno vzdolž obeh vodoravnih smeri.



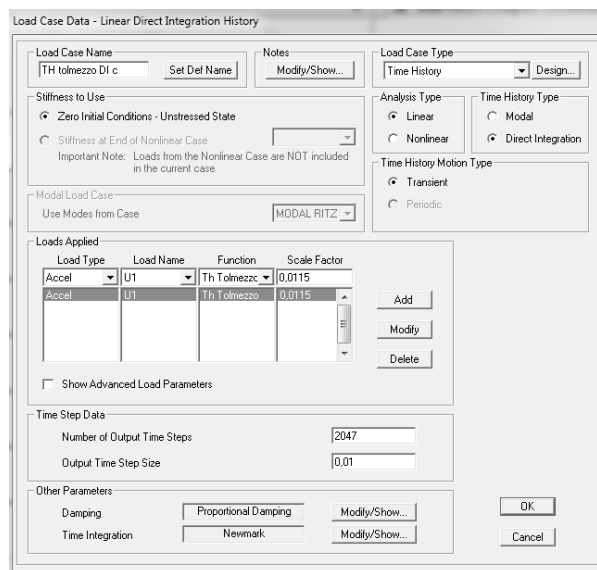
a) Vzdolžni prerez

b) Linijski 3D model

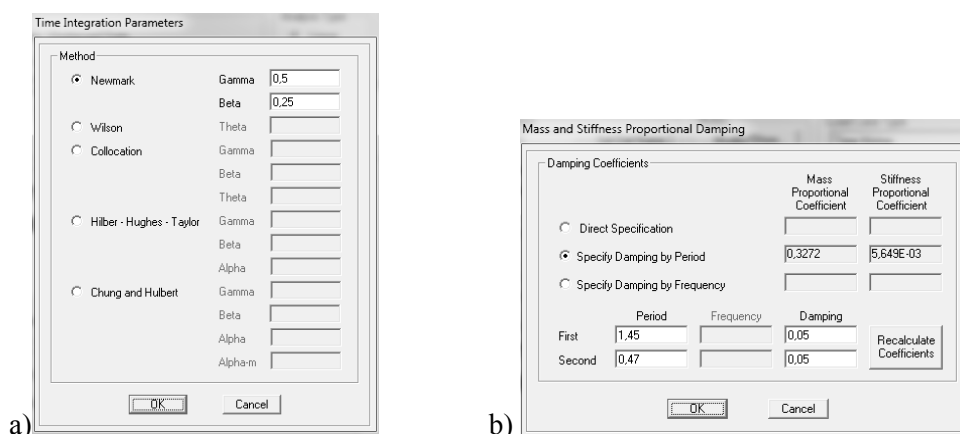
Slika 4.30: Računski model elastično vpete konstrukcije

V SAP2000 akceleroگرامe podamo z ukazom *Define / Functions / Time History*, kjer jih lahko uvozimo iz tekstovne datoteke. Uvoženi akceleroگرامi, ki so bili predstavljeni v poglavju 4.1.3.3.1, so imeli enoto  $\text{cm s}^{-2}$  in normirani so bili na 0,25 g za tla tipa A. Pri analizi moramo skladno z EC8-1 točka 3.2.3.1.2 (4) ustrezno upoštevati tudi faktor tal, in sicer velja za tla tipa C:  $S = 1,15$ . Torej normiran akceleroگرام povečamo za 15 %. Pri definiranju obtežnega primera (*Define / Load Cases*), vnesemo tri nove obtežne primere za vsak akceleroگرام posebej.

Na sliki 4.31 je dialogno okno, za obtežni primer potresa Tolmezzo, izberemo dinamično analizo časovnega odziva, z integracijo korak za korakom, število računskih korakov je enako 100 korakov na sekundo, kar je enako časovnemu koraku pri vhodnem akceleroگرامu. Za izbrano smer delovanja akceleroگرامa in izbran akceleroگرام moramo obvezno upoštevati korekcijo, zaradi enot računa (v uvoženi tekstovni datoteki imamo enote podane v centimetrih, v SAP2000 izberemo enote v metrih, torej delimo s 100), ter upoštevati faktor tal (množimo z 1,15). Izberemo še parametre časovne integracije (Slika 4.32 a), kjer izberemo Newmarkovo metodo z enakimi koeficienti, kot so bili določeni v poglavju 4.2.3. Za Rayleighovo dušenje (Slika 4.32 b) vnesemo dušenje enako 5% za prvi in drugi nihajni čas, kjer se izračunajo koeficienti proporcionalnosti za masno in togostno matriko. Postopek je podrobneje opisan v poglavju 4.2.2.



Slika 4.31: Dialogno okno za obtežni primer dinamične analize



Slika 4.32: Dialogno okno za: a) Newmarkove koeficiente časovne integracije in b) dušenje

Namesto togega vpetja v tla, na stiku konstrukcije in zemljine podamo vzmeti in dušilke, ki so definirane v poglavju 4.5.1 in 4.5.2. Analiza rezultatov je prikazana v naslednjem poglavju.

#### 4.6 Modeliranje vpliva tal s Solid 3D končnimi elementi V SAP2000

Druga možnost upoštevanja elastične vpetosti konstrukcije pri dinamični analizi je ta, da tla modeliramo s ploskovnimi končnimi elementi (2D KE) ali prostorskimi končnimi elementi (3D KE). Ta je v primerjavi z metodo z nadomestnimi vzmetmi in dušilkami računsko bolj zahtevna, saj je število končnih elementov (KE) večje za velikostni red, kar vpliva predvsem na čas računanja.

S SAP2000 lahko tla modeliramo s Solid 3D KE. V modelu moramo zajeti dovolj veliko območje tal, na robovih zemljine moramo modelirati ustrezne podpore v obliki vzmeti in dušilk.



Izhodišče modela je konstrukcija, ki je modelirana v poglavju 4.5.3. Odstranimo vse podpore, vzmeti in dušilke. Dodamo temeljno ploščo, ki jo definiramo s 2D KE tipa *Plate Thick*, debeline 0,5 m (Slika 4.33 a).

Definiramo še zemljino in sicer, v meniju *Define / Section Properties / Solid Properties...* dodamo novo lastnost (Slika 4.33 b), pri lastnosti materiala definiramo nov tip materiala (Pesek), izberemo linearno elastičen material z elastičnim modulom  $3 \cdot 10^5$  kN/m<sup>2</sup>, Poissonovim količnikom 0,4 (Slika 4.34 a).

Za modeliranje 8-vozljučnega Solid 3D KE imamo na voljo več načinov. En od možnih načinov je, da 2D KE spremenimo v 3D KE z razširitvijo pravokotne ploskve v smeri, vzporedno z normalo ploskve, oziroma iz pravokotnika dobimo prizmo. To storimo tako, da označimo 2D KE (temeljno ploščo), ter v meniju *Edit / Extrude / Extrude Areas To Solids* izberemo ustrezno smer razširitve pod ploščo ter debelino nove prizme. Nato Solid 3D KE poljubno razdelimo na manjše enote (mrežo zgostimo), ter jih preslikamo na zelena mesta, da dobimo dovolj velik model – zemljino imamo definirano pod konstrukcijo ter v okolici konstrukcije.

Model tal moramo ustrezno podpreti, to naredimo z definiranjem robnih pogojev. Izberemo 3D KE na robovih in v meniju *Assign / Solid / Surface Springs* definiramo ploskovne vzmeti za izbrane elemente. Za modeliranje vzmeti izberemo pri *Spring Type* možnost *Simple* (Slika 4.35 a), kjer podamo togost na enoto površine. To so dejansko Winklerjeve vzmeti. Če želimo vnesti dušenje dušilk izberemo *Link Property* (Slika 4.35 b) in definiramo novo lastnost *Link/Support Type* izberemo *Damper* (Slika 4.36). Za vsako prostostno stopnjo lahko vnesemo efektivno dušenje. Pri izbiri lege vzmeti moramo biti pozorni, da so vzmeti definirane na ustrezni ploskvi. Na spodnji ploskvi, kjer se zemljina stikuje s skalnato podlago, lahko predpostavimo nepomične podpore.

Zanimajo nas torej togost vzmeti ter dušenje dušilk na robnih elementih.

- Vzmeti:

Togost horizontalne vzmeti velja enačba 4.22 po (Gardarsson, 2012):

$$K_h = G \cdot A/H \quad (4.22)$$

Kjer izpostavimo A in dobimo Winklerjev koeficient (Slika 4.35 a):

$$K_h = 1,1 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 / 30\text{m} = \mathbf{3666\text{kN/m}^3}$$

- Dušilke:

Za določitev lastnosti dušilk upoštevamo enačbi 4.15 in 4.16, kjer so normalne napetosti na robni ploskvi:

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad (4.15)$$

Kjer so:

- $\sigma_n$  normalne napetosti,
- $C_I$  koeficient relaksacije ( $C_I = 1$ ) (poglavje 4.2.5),
- $\rho$  gostota zemljine,
- $V_p$  hitrost vzdolžnega valovanja določen z enačbo 4.12,
- $\dot{u}_x$  odvod pomika v smeri osi x po času.

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 (1-0,4)}{\frac{21 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ m/s}^2} (1+0,4)(1-2 \cdot 0,4)}} = 553 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Torej je dušenje v normalni smeri (Wolf, 1985):

$$C_n = 1 \cdot 21 \text{ kNm}^{-3} / 9,81 \text{ ms}^{-2} \cdot 553 \text{ ms}^{-1} = 1184 \text{ kNsm}^{-3}$$

Dušenje v normalni smeri na enoto površine (v modelu lokalna smer U1) pa je enako:

$$C_n = 1184 \text{ kNsm}^{-3} \cdot 1 \text{ m}^2 = \mathbf{1184 \text{ kNsm}^{-1}}$$

Strižne napetosti na robni ploskvi:

$$\tau = -C_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad (4.16)$$

Kjer so:

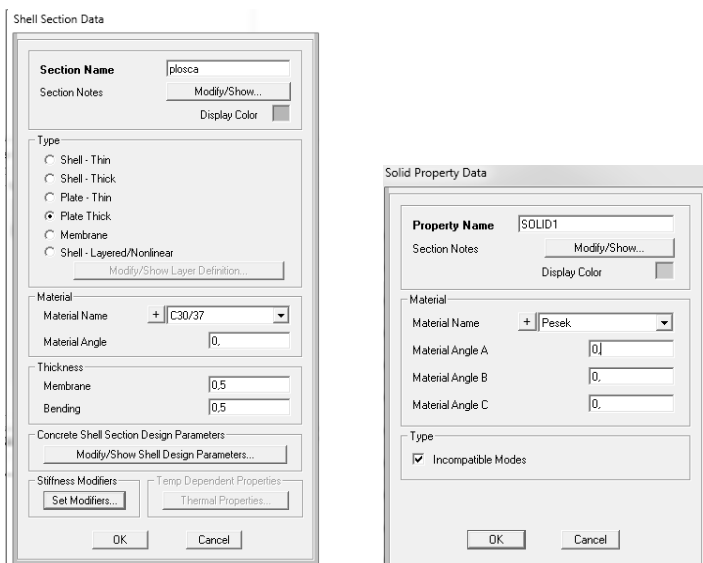
- $\tau$  strižne napetosti,
- $C_2$  koeficient relaksacije ( $C_2 = 0,25$ ) (poglavje 4.2.5),
- $\rho$  gostota zemljine,
- $V_s$  hitrost strižnega valovanja,
- $\dot{u}_y$  odvod pomika v smeri osi y po času.

Torej je dušenje v tangentni smeri :

$$C_t = 0,25 \cdot 21 \text{ kNm}^{-3} / 9,81 \text{ ms}^{-2} \cdot 225 \text{ ms}^{-1} = \mathbf{120 \text{ kNsm}^{-3}}$$

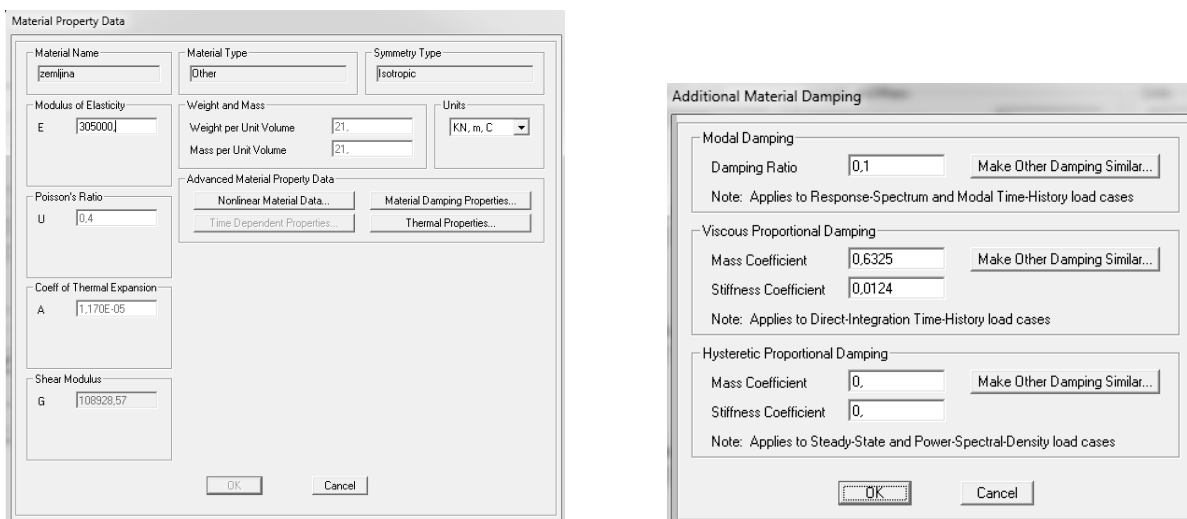
Dušenje v tangentni smeri na enoto površine (v modelu lokalna os U2 in U3) pa je enako:

$$C_t = 120 \text{ kNsm}^{-3} \cdot 1 \text{ m}^2 = \mathbf{120 \text{ kNsm}^{-1}}$$



a) Lastnosti temeljne plošče      b) Solid KE

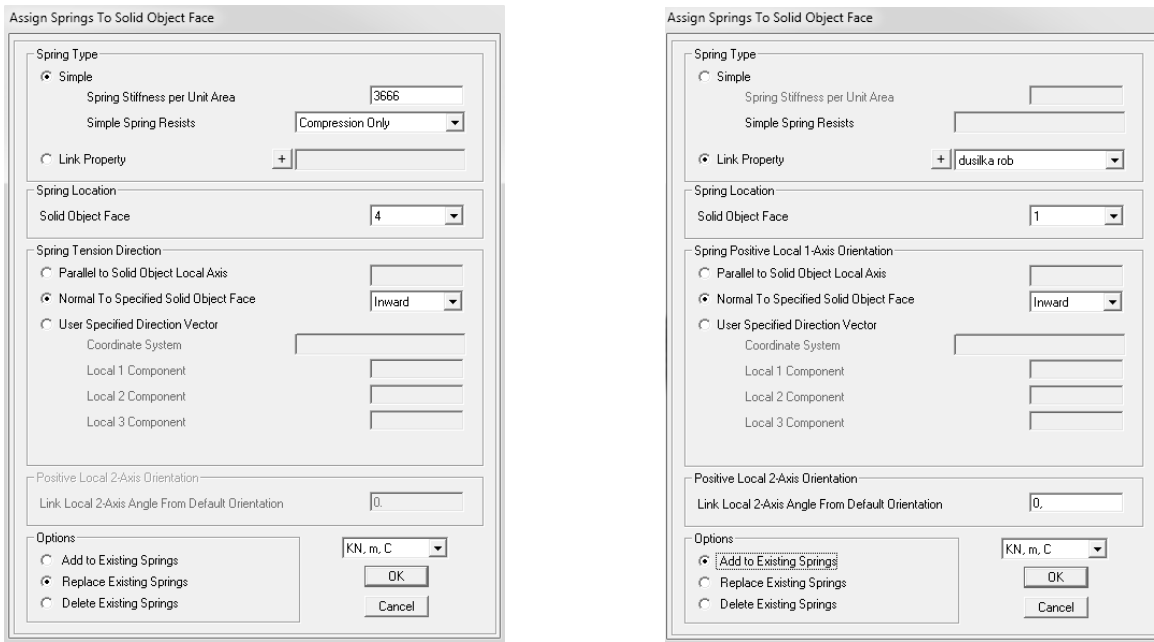
Slika 4.33: Dialogni okni SAP2000 za modeliranje a) temeljne plošče in b) Solid KE



a) Lastnosti Solid KE

b) Dušenje Solid KE

Slika 4.34: Dialogni okni SAP2000 za modeliranje Solid KE a) materialne lastnosti in b) dušenja

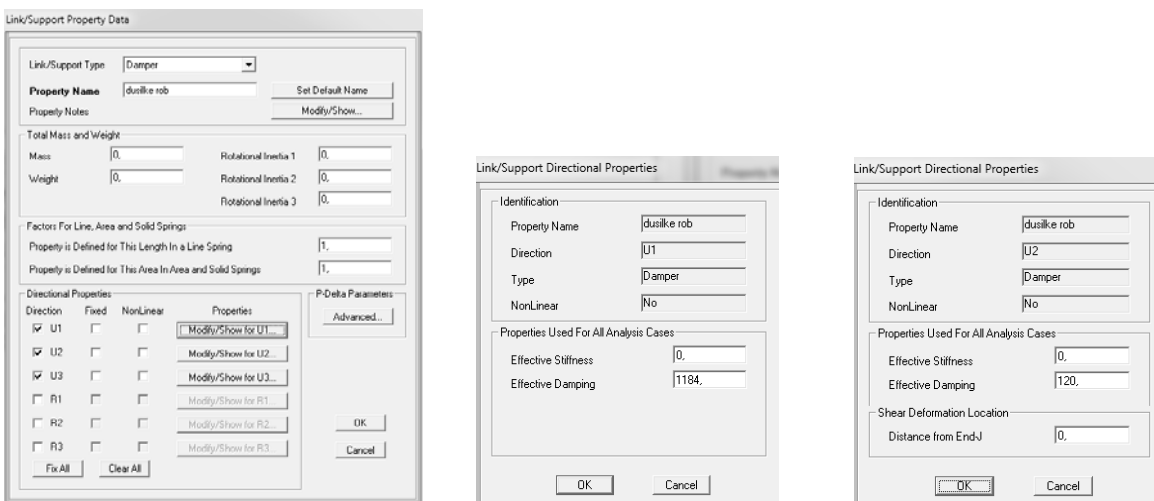


a) Modeliranje vzmeti po robnih Solid KE

b) Modeliranje dušilk po robovih Solid KE

Slika 4.35: Dialogni okni SAP2000 za modeliranje a) vzmeti in b) dušilk po robovih

V SAP2000 definiramo posebej dušilke za spodnjo ploskev, ter posebej dušilke za stranske ploskve. Namreč dušenje podajamo v smereh U1, U2 in U3, kar ustreza pripadajočim koordinatnim osem x, y in z (slika 4.36 a). Na spodnji ploskvi imamo normalo v z smeri in tako v U3 imamo normalno dušenje, v smereh U1 in U2 pa strižno dušenje. Podobno imamo na robnih ploskvah z normalo v x smeri, normalno dušenje v smeri U1 (slika 4.36 b), strižno dušenje v pa smeri U2 in U3 (slika 4.36 c). Ker strižno in normalno dušenje na robovih modela ni enako na vseh ploskvah, moramo za vsako ploskev definirati dušilke.



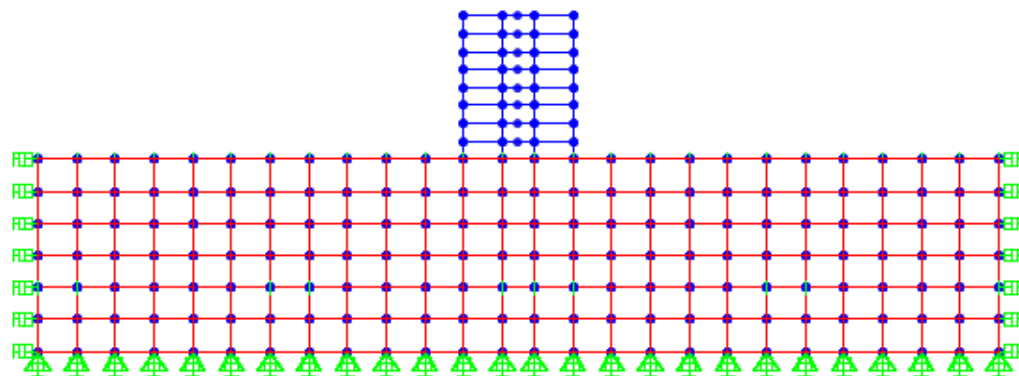
a) Definiranje dušenja na robovih

b) Normalno dušenje

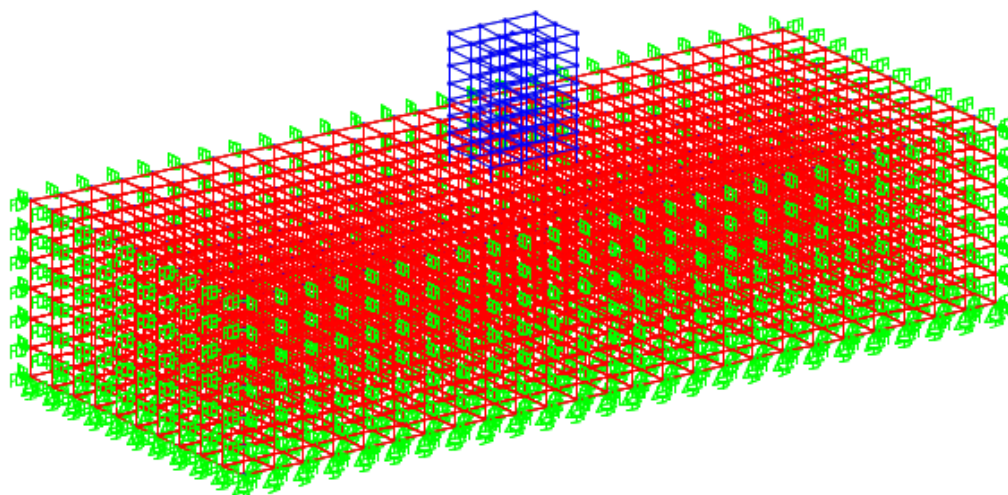
c) Strižno dušenje

Slika 4.36: Dialogno okno za vnašanje dušenja dušilk na robovih modela za primer ravnine z normalo v x smeri

Na sliki 4.37 je prikazan računski model, kjer smo tla modelirali s 3D Solid KE.



a) Vzdolžni prerez



b) Aksonometrični pogled

Slika 4.37: Računski model s 3D Solid KE

## 5 ANALIZA KONSTRUKCIJE IN REZULTATI

### 5.1 Analiza s SAP2000

#### 5.1.1 Togo vpeta konstrukcija – Model 0

Konstrukcijo modeliramo v SAP2000 ter s pomočjo modalne analize izračunamo nihajne čase, ter deleže participacije mas v posamezni nihajni obliki (Preglednica 5.1) za vzdolžno translacijsko smer x.

Preglednica 5.1: Nihajni časi in delež participacije mase prvih treh nihajnih oblik za togo vpeto konstrukcijo v x smeri

Nihajna oblika	Nihajni čas [s]	UX [%]	SumUX [%]
1	1,45	81,6	81,6
2	0,47	9,9	91,5
3	0,27	3,8	95,3

Izvedemo linearno analizo časovnega poteka odziva za 3 različne akceleroگرامe potresov in izračunamo etažne prečne sile  $Q$  na vzdolžni okvir preglednica 5.2 ter etažne pomike  $u$  preglednici 5.3. Pri izračunu in primerjavi pomikov upoštevamo pomike, ki odgovarjajo povratni dobi 495 let. Pri računu MSU se sicer pomik ustrezno reducira zaradi manjše povratne dobe, kar je opisano v poglavju 2.9.1.

Preglednica 5.2: Etažne prečne sile togo vpete konstrukcije

Etaža	Tolmezzo $Q$ [kN]	Petrovac $Q$ [kN]	Ulcinj $Q$ [kN]	$Q_{max}$ [kN]
1	1475	1338	<b>1597</b>	1597
2	1462	1330	<b>1434</b>	1462
3	<b>1316</b>	1225	1213	1316
4	1053	1073	<b>1126</b>	1126
5	930	935	<b>1055</b>	1055
6	873	885	<b>983</b>	983
7	676	708	<b>753</b>	753
8	<b>439</b>	398	419	439

Preglednica 5.3: Etažni pomiki togo vpete konstrukcije

Etaža	Tolmezzo $u$ [cm]	Petrovac $u$ [cm]	Ulcinj $u$ [cm]	$u_{max}$ [cm]
1	1,79	1,62	<b>1,86</b>	1,86
2	<b>2,79</b>	2,55	2,70	2,79
3	<b>2,66</b>	2,51	2,46	2,66
4	2,15	2,22	<b>2,31</b>	2,31
5	1,90	1,92	<b>2,16</b>	2,16
6	1,77	1,80	<b>1,96</b>	1,96
7	1,38	1,44	<b>1,53</b>	1,53
8	0,91	0,89	<b>0,91</b>	0,91

### 5.1.2 Upoštevanje zemljine z modulom reakcije tal – Model 1

Izvedemo linearno analizo časovnega poteka odziva za 3 različne akceleroграme potresov. Namesto togo vpete konstrukcije imamo na mestu vpetja vzmeti, ki nadomeščajo vpliv zemljine. Vsi vhodni parametri so opisani v poglavju 4.5. V preglednici 5.4 so rezultati za etažne prečne sile  $Q$ , ki jih dobimo na podlagi ovojnic. Za etažne pomike  $u$  pa v vsakem časovnem koraku izračunamo etažne pomike ter poiščemo njihov maksimum. Rezultati so prikazani v preglednici 5.5. Etažni pomiki so izračunani tako, da od absolutnih pomikov odštejemo vpliv rotacije konstrukcije kot togega telesa zaradi deformiranja tal. Prispevek k etažnim pomikom zaradi vpliva rotacije konstrukcije kot togega telesa predstavlja med 2 % in 3 % etažnega pomika zaradi deformacije konstrukcije.

Preglednica 5.4: Etažne prečne sile elastično vpete konstrukcije

Etaža	Tolmezzo $Q$ [kN]	Petrovac $Q$ [kN]	Ulcinj $Q$ [kN]	$Q_{max}$ [kN]
1	1456	1301	<b>1550</b>	1550
2	<b>1446</b>	1295	1397	1446
3	<b>1297</b>	1205	1184	1297
4	1036	1064	<b>1108</b>	1108
5	933	962	<b>1047</b>	1047
6	866	910	<b>990</b>	990
7	670	731	<b>764</b>	764
8	434	412	<b>432</b>	434

Preglednica 5.5: Etažni pomiki elastično vpete konstrukcije

Etaža	Tolmezzo $u$ [cm]	Petrovac $u$ [cm]	Ulcinj $u$ [cm]	$u_{max}$ [cm]
1	1,74	1,54	<b>1,78</b>	1,78
2	<b>2,75</b>	2,48	2,62	2,75
3	<b>2,62</b>	2,46	2,41	2,62
4	2,12	2,20	<b>2,27</b>	2,27
5	1,90	1,98	<b>2,14</b>	2,14
6	1,76	1,85	<b>1,97</b>	1,97
7	1,37	1,49	<b>1,55</b>	1,55
8	0,89	0,92	<b>0,93</b>	0,93

Zaradi nezanesljivosti strižnega modula tal je treba upoštevati celo območje vrednosti od 50 % do 200 % tiste vrednosti strižnega modula, ki predstavlja srednjo vrednost izkustvene vrednosti (Fajfar et al., 2010).

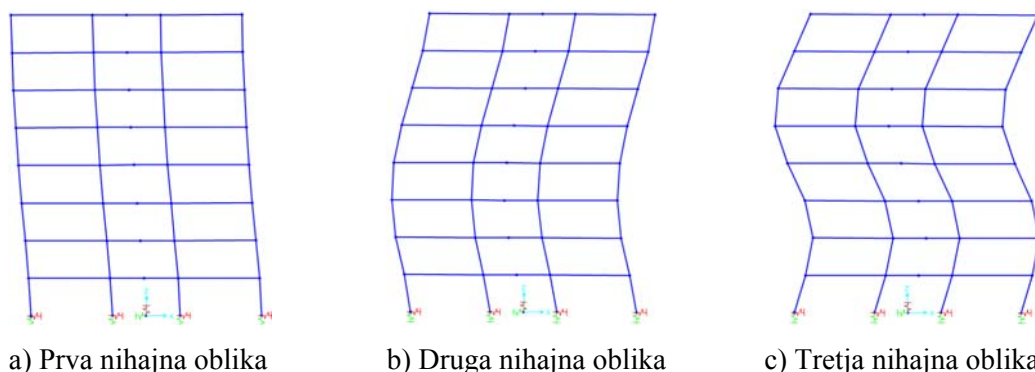
Zaradi spremembe strižnega modula zemljine, se spremenijo togosti vzmeti. Pri 50 % vrednosti začetnega strižnega modula, se vrednosti togosti vzmeti zmanjšajo za polovico. Tako tudi pri dva kratni vrednosti strižnega modula, se vrednosti togosti vzmeti podvojijo.

Primerjava nihajnih časov za prve tri nihajne oblike v x smeri, je prikazan v preglednici 5.6. Ob zmanjševanju strižnega modula ter posledično zmanjševanjem togosti vzmeti se nihajni časi povečujejo. Na sliki 5.1 so prikazane prve tri translatorne nihajne oblike v smeri osi x. V našem primeru vidimo, da polovična togost zemljine poveča osnovni nihajni čas konstrukcije za 1,5%. Za primerjavo ob upoštevanju razpokanosti konstrukcije, kjer togostne parametre konstrukcije zmanjšamo za polovico, se to odraža v povečanju osnovnega nihajnega časa za faktor  $\sqrt{2}$ , torej se osnovni nihajni čas konstrukcije poveča za 41%.

Preglednica 5.6: Primerjava nihajnih časov za prve tri nihajne oblike v x smeri glede na strižni modul zemljine

Nihajna oblika	$T_x$ 50% $G_0$	$T_x$ 100% $G_0$	$T_x$ 200% $G_0$	$T_x$ Model 0
1	1,501	1,478	1,466	1,453
2	0,476	0,473	0,471	0,470
3	0,270	0,268	0,267	0,267





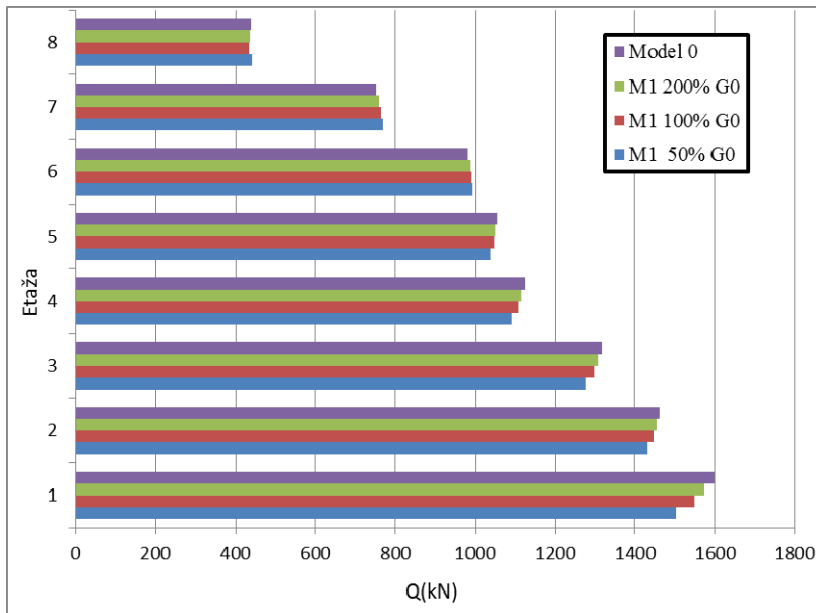
Slika 5.1: Prve tri nihajne oblike konstrukcije v vzdolžni smeri

V preglednici 5.7 so za elastično vpeto konstrukcijo in tri različne strižne module zemljine podane maksimalne vrednosti etažnih prečnih sil. Vsak stolpec pripada maksimumu etažnih prečnih sil za tri akcelerograme. Podobno je v preglednici 5.8, le da so prikazane vrednosti maksimalnih etažnih pomikov za različne togosti tal. V preglednicah 5.7 in 5.8 so podane še primerjave med različnimi togosti tal  $\delta$  izražene v %.

Preglednica 5.7: Primerjava maksimalnih etažnih prečnih sil za različne togosti tal

Etaža	$Q_{max} 50\% G_0$ [kN]	$Q_{max} 100\% G_0$ [kN]	$Q_{max} 200\% G_0$ [kN]	$\delta_{Q50/Q100}$ [%]	$\delta_{Q200/Q100}$ [%]
1	1503	1550	1574	-3,0	1,5
2	1431	1446	1454	-1,1	0,5
3	1278	1297	1306	-1,5	0,7
4	1091	1108	1117	-1,6	0,8
5	1037	1047	1051	-0,9	0,4
6	991	990	987	0,1	-0,3
7	770	764	759	0,9	-0,7
8	442	434	437	1,7	0,6

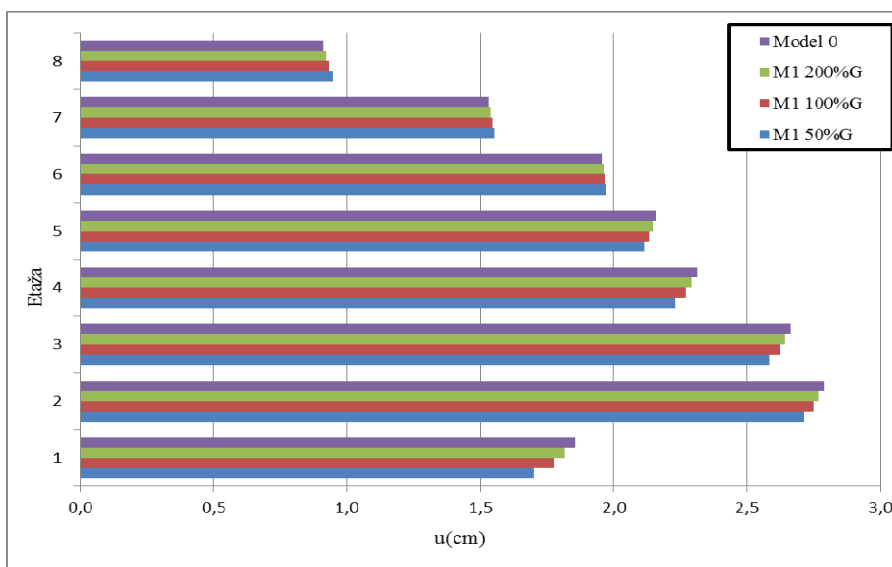
Na sliki 5.2 so grafično predstavljeni rezultati preglednice 5.7, na sliki 5.3 so predstavljeni rezultati preglednice 5.8. Dodana je primerjava z Modelom 0.



Slika 5.2: Primerjava maksimalnih etažnih prečnih sil za različne togosti tal

Preglednica 5.8: Primerjava maksimalnih etažnih pomikov za različne togosti tal

Etaža	$u_{max} 50\% G_0$ [cm]	$u_{max} 100\% G_0$ [cm]	$u_{max} 200\% G_0$ [cm]	$\delta_{u50/u100}$ [%]	$\delta_{u200/u100}$ [%]
1	1,70	1,78	1,82	-4,3	2,2
2	2,71	2,75	2,77	-1,3	0,7
3	2,58	2,62	2,64	-1,5	0,7
4	2,23	2,27	2,29	-1,8	0,9
5	2,11	2,14	2,15	-1,0	0,5
6	1,97	1,97	1,96	0,2	-0,2
7	1,55	1,55	1,54	0,6	-0,5
8	0,95	0,93	0,92	1,8	-1,1



Slika 5.3: Primerjava maksimalnih etažnih pomikov za različne togosti tal

### 5.1.3 Upoštevanje zemljine s Solid 3D končnimi elementi – Model 1 3D

Podobno kot pri analizi Modela 1 izvedemo linearno analizo časovnega poteka odziva za 3 različne akceleroگرامe potresov. Namesto vpetja z vzmetmi, vpliv tal nadomestimo s Solid 3D KE. Vsi vhodni parametri so podani v poglavju 4.6. V preglednici 5.9 so rezultati za etažne prečne sile  $Q$ , ki jih dobimo na podlagi ovojnic. Za etažne pomike  $u$  pa v vsakem časovnem koraku izračunamo etažne pomike ter poiščemo njihov maksimum. Rezultati so prikazani v preglednici 5.10. Vidimo, da so vrednosti etažnih prečnih sil in etažnih pomikov Modela 1 3D večje od 50 % do 100 % v primerjavi z Modelom 1.

Preglednica 5.9: Etažne prečne sile modela s 3D Solid KE

Etaža	Tolmezzo $Q$ [kN]	Petrovac $Q$ [kN]	Ulcinj $Q$ [kN]	$Q_{maxMI\ 3D}$ [kN]	$Q_{maxMI}$ [kN]
1	2892	3089	<b>3167</b>	3167	1550
2	2752	<b>3070</b>	3013	3070	1446
3	2498	<b>2898</b>	2677	2898	1297
4	2188	<b>2590</b>	2209	2590	1108
5	1931	<b>2181</b>	1783	2181	1047
6	1623	<b>1707</b>	1497	1707	990
7	<b>1195</b>	1187	1108	1195	764
8	<b>651</b>	624	606	651	434

Preglednica 5.10: Etažni pomiki modela s 3D Solid KE

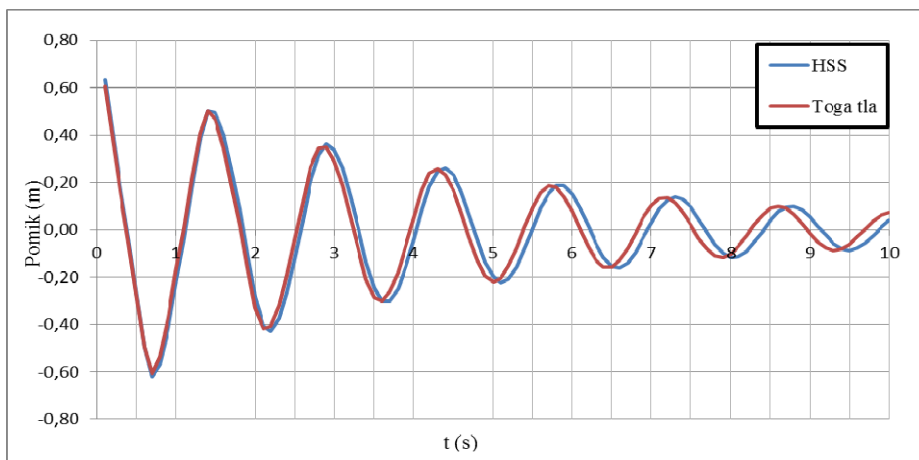
Etaža	Tolmezzo $u$ [cm]	Petrovac $u$ [cm]	Ulcinj $u$ [cm]	$u_{maxMI\ 3D}$ [cm]	$u_{maxMI}$ [cm]
1	3,67	3,98	<b>4,03</b>	4,03	1,78
2	5,34	<b>6,07</b>	5,92	6,07	2,75
3	5,17	<b>6,08</b>	5,62	6,08	2,62
4	4,62	<b>5,52</b>	4,76	5,52	2,27
5	4,09	<b>4,70</b>	3,84	4,70	2,14
6	3,44	<b>3,71</b>	3,22	3,71	1,97
7	2,57	<b>2,63</b>	2,42	2,63	1,55
8	<b>1,54</b>	1,54	1,47	1,54	0,93

Za primerjavo analiziramo isti model pri katerem maso zemljine zanemarimo. Ob primerjavi z Modelom 1 se vrednosti etažnih prečnih sil bistveno ne razlikujejo, saj je razlika manjša od 1%. Oba modela sta konsistentna, le robni pogoji so drugačni.

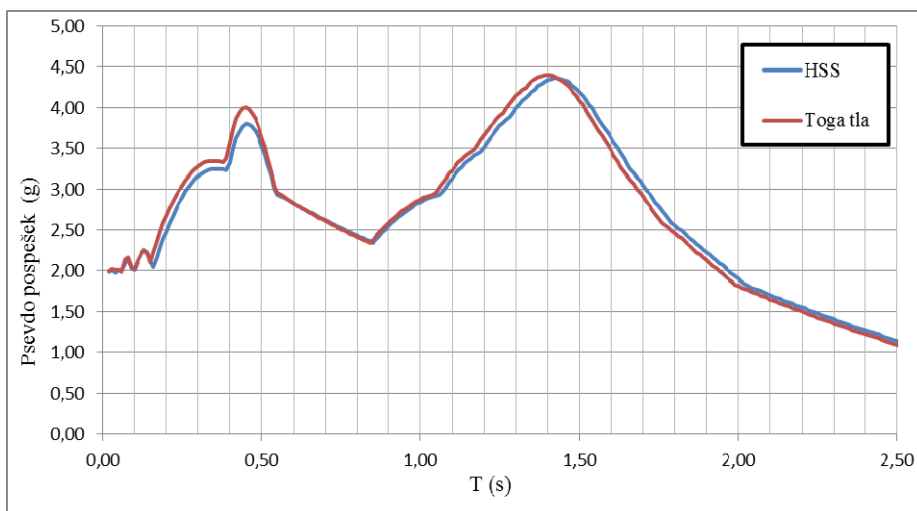
## 5.2 Analiza s programom Plaxis

### 5.2.1 Analiza lastnega nihanja

S programom Plaxis izvedemo analizo lastnega nihanja konstrukcije tako, da konstrukcijo odklonimo in opazujemo njeno nihanje. Odklon smo povzročili z vnosom sile 1000 kN na vrhu konstrukcije (na koti 22,4 m) (Slika 4.15) ter opazovali nihanje točke na vrhu konstrukcije. Pomik v odvisnosti od časa je prikazan na sliki 5.4, psevdo spekter pospeškov v odvisnosti od nihajnega časa pa je na sliki 5.5.



Slika 5.4: Lastno nihanje točke na vrhu konstrukcije



Slika 5.5: Spekter psevdo pospeškov lastnega nihanja na vrhu konstrukcije

Na sliki 5.5 vidimo, da imamo za HSS model zemljine pri nihajnih časih 1,47 s ter 0,47 s lokalne maksimume, kar približno predstavlja vrednosti nihajnih časov prve in druge nihajne oblike Modela 1. Podobno vidimo za toga tla na sliki 5.5, kjer imamo lokalni maksimum pri 1,45 s kar se ujema s nihajnim časom prve nihajne oblike Modela 0.

## 5.2.2 Dinamična analiza

Pri dinamični analizi opravimo analizo za tri akceleroگرامe (Tolmezzo, Petrovac in Ulcinj), ki ustrezajo pogoju iz Evrokoda 8. Vsi vhodni parametri so podrobno opisani v 4 poglavju. Ovojnice etažnih prečnih sil smo določili približno in sicer tako, da smo sešteli ovojnice prečnih sil v posameznih stebrih. Ker smo maso in togost v modelu podali na meter širine (opis je podan v poglavju 4.4), so etažne prečne sile izračunane na meter širine. Torej, če želimo dobiti dejanske notranje sile konstrukcije, moramo izračunane sile množiti s faktorjem, ki je enak faktorju, s katerim smo reducirali togost. V našem primeru je to 5. Pri etažnih pomikih pa podobno kot v Modelu 1 iščemo maksimum razlik horizontalnih absolutnih pomikov etaž za vse časovne korake. Izračunane pomike ne rabimo množiti z nobenim faktorjem, kot smo to storili pri notranjih silah.

Analizo opravimo za dva različna materialna modela tal, in sicer:

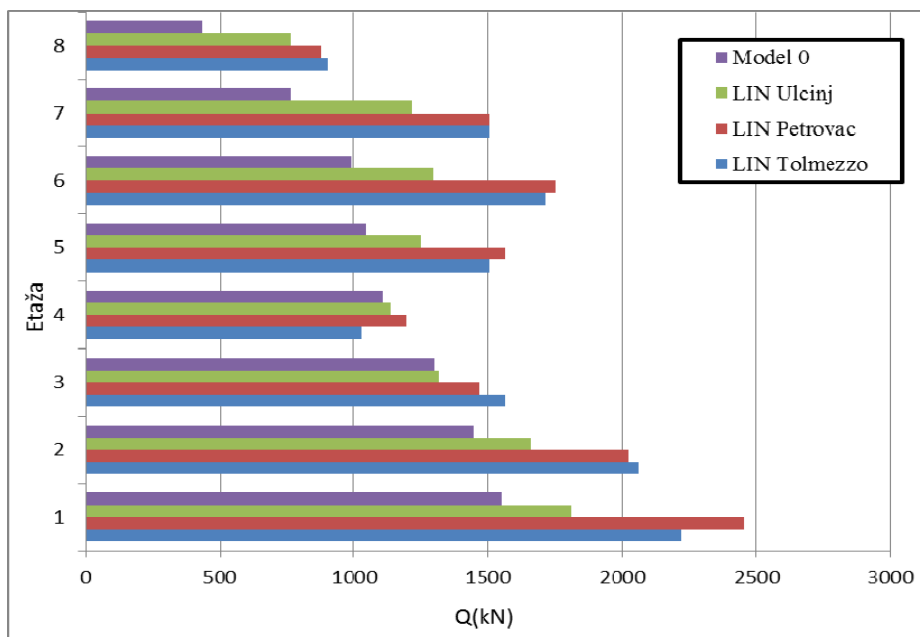
- ekvivalentno linearno elastičen model zemljine, ki ga označimo z Model 2 LIN,
- HSS model zemljine, ki ga označimo z Model 2 HSS.

### 5.2.2.1 Ekvivalentno linearno elastičen model zemljine – Model 2 LIN

V programu Plaxis smo opravili dinamično analizo konstrukcije, kjer smo izračunali ovojnice etažnih prečnih sil ter maksimalne etažne pomike. V preglednici 5.11 imamo podane ovojnice etažnih prečnih sil za tri različne akceleroگرامe. Rezultati preglednice 5.11 so grafično ponazorjeni na sliki 5.6.

Preglednica 5.11: Ovojnice etažnih prečnih sil Modela 2 LIN

Etaža	Tolmezzo $Q$ [kN]	Petrovac $Q$ [kN]	Ulcinj $Q$ [kN]	Model 2 LIN $Q_{max}$ [kN]
1	2220	<b>2450</b>	1810	2450
2	<b>2060</b>	2025	1660	2060
3	<b>1565</b>	1465	1315	1565
4	1030	<b>1195</b>	1135	1195
5	1505	<b>1565</b>	1250	1565
6	1715	<b>1750</b>	1295	1750
7	1505	<b>1505</b>	1215	1505
8	<b>905</b>	880	765	905

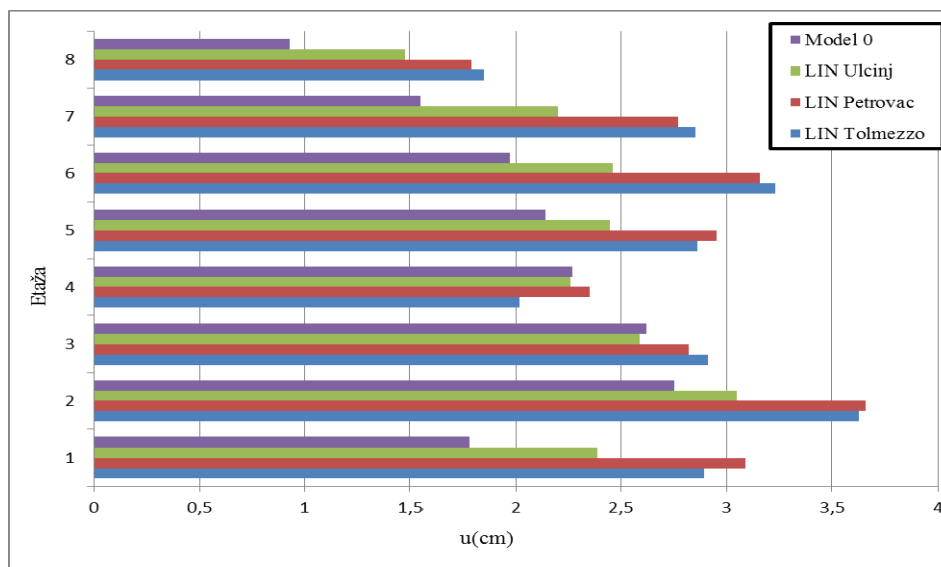


Slika 5.6: Etažne prečne sile ekvivalentno linearnega modela zemljine za 3 akceleroame v primerjavi s togim vpetjem

V preglednici 5.12 pa imamo podane maksimalne etažne pomike za tri različne akceleroame Modela 2 LIN, etažne pomike togega vpetja v Modelu 0 ter primerjavo maksimumov za vse akceleroame v primerjavi z Modelom 0. Vrednosti preglednice 5.12 so grafično ponazorjene na sliki 5.7.

Preglednica 5.12: Maksimalni etažni pomiki ekvivalentno Modela 2 LIN in Modela 0

Etaža	Tolmezzo $u$ [cm]	Petrovac $u$ [cm]	Ulcinj $u$ [cm]	Model 2 LIN $u_{max}$ [cm]	Model 0 $u$ [cm]	$\delta u_{M2LIN}u_{M0}$ [%]
1	2,89	<b>3,09</b>	2,39	3,09	1,78	74
2	3,63	<b>3,66</b>	3,05	3,66	2,75	33
3	<b>2,91</b>	2,82	2,59	2,91	2,62	11
4	2,02	<b>2,35</b>	2,26	2,35	2,27	4
5	2,86	<b>2,95</b>	2,45	2,95	2,14	38
6	<b>3,23</b>	3,16	2,46	3,23	1,97	64
7	<b>2,85</b>	2,77	2,2	2,85	1,55	84
8	<b>1,85</b>	1,79	1,48	1,85	0,93	99



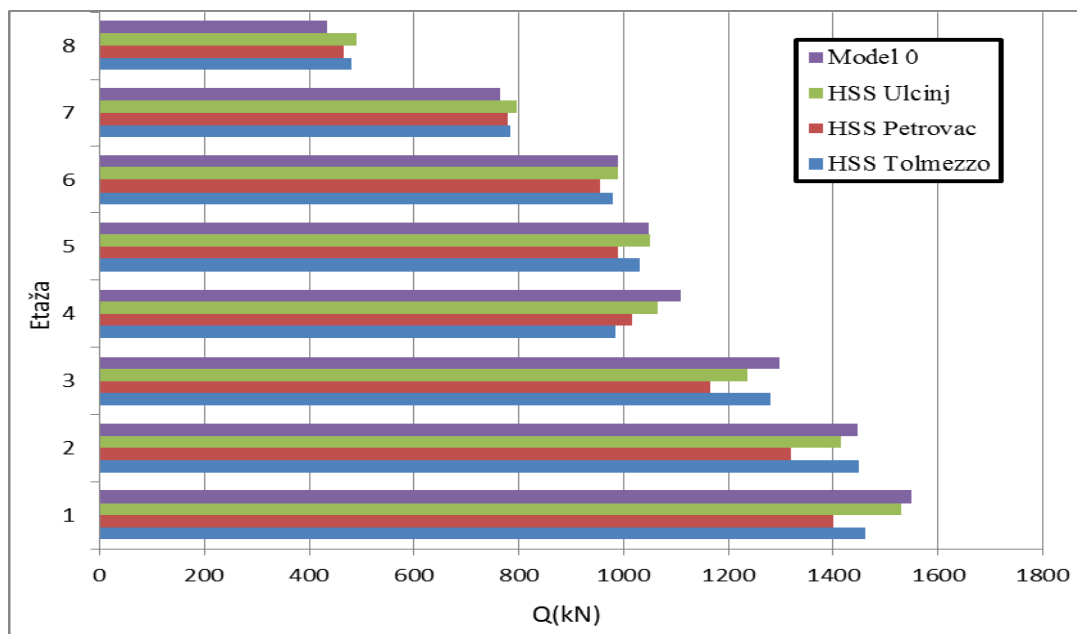
Slika 5.7: Maksimalni etažni pomiki ekvivalentno linearnega modela zemljine za 3 akcelerograme v primerjavi s togim vpetjem

#### 5.2.2.2 HSS model zemljine – Model 2 HSS

Podobno kot pri ekvivalentno linearnem modelu zemljine, izvedemo analizo za HSS model zemljine. V preglednici 5.13 imamo podane ovojnice etažnih prečnih sil za tri različne akcelerograme. Rezultati preglednice 5.13 so grafično ponazorjeni na sliki 5.8.

Preglednica 5.13: Ovojnice etažnih prečnih sil Modela 2 HSS in Modela 0

Etaža	Tolmezzo $Q$ [kN]	Petrovac $Q$ [kN]	Ulcinj $Q$ [kN]	Model 2 HSS $Q_{max}$ [kN]
1	1460	1400	<b>1530</b>	1530
2	<b>1450</b>	1320	1415	1450
3	<b>1280</b>	1165	1235	1280
4	985	1015	<b>1065</b>	1065
5	1030	990	<b>1050</b>	1050
6	<b>980</b>	955	990	990
7	785	780	<b>795</b>	795
8	480	465	<b>490</b>	490



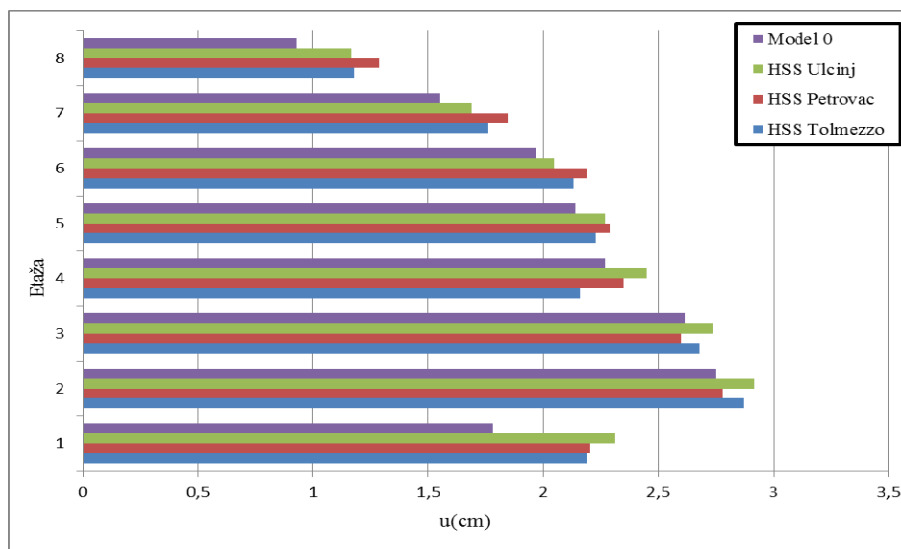
Slika 5.8: Etazne prečne sile HSS modela zemljine za 3 akceleroame v primerjavi s togim vpetjem

V preglednici 5.14 pa imamo podane maksimalne etažne pomike Modela 2 HSS, etažne pomike Modela 0 ter primerjavo maksimumov za vse akceleroame Modela 2 HSS v primerjavi z Modelom 0. Vrednosti preglednice 5.14 so grafično ponazorjene na sliki 5.9.

Preglednica 5.14: Maksimalni etažni pomiki Modela 2 HSS in Modela 0

Etaža	Tolmezzo $u$ [cm]	Petrovac $u$ [cm]	Ulcinj $u$ [cm]	Model 2 HSS $u_{max}$ [cm]	Model 0 $u$ [cm]	$\delta u_{M2HSS} u_{M0}$ [%]
1	2,19	2,2	<b>2,31</b>	2,31	1,78	30
2	2,87	2,78	<b>2,92</b>	2,92	2,75	6
3	2,68	2,6	<b>2,74</b>	2,74	2,62	5
4	2,16	2,35	<b>2,45</b>	2,45	2,27	8
5	2,23	<b>2,29</b>	2,27	2,29	2,14	7
6	2,13	<b>2,19</b>	2,05	2,19	1,97	11
7	1,76	<b>1,85</b>	1,69	1,85	1,55	19
8	1,18	<b>1,29</b>	1,17	1,29	0,93	39





Slika 5.9: Maksimalni etažni pomiki HSS modela zemljine za 3 akcelerograme v primerjavi s togim vpetjem

Med težiščem in robnim stebrom je v vzdolžni smeri 8,5 m razdalje, maksimalna razlika vertikalnih pomikov med težiščem in robnim stebrom je za vse akcelerograme 0,45 mm. Etažna višina je 2,8 m.

Na etažnem pomiku je maksimalni prispevek zaradi rotacije konstrukcije kot togega telesa:

$$u_x = u_z \cdot h / L_x = 0,45 \text{ mm} \cdot 2,8 \text{ m} / 8,5 \text{ m} = 0,15 \text{ mm},$$

kar predstavlja med 0,5 % in 1,3 % etažnega pomika zaradi deformiranja konstrukcije.

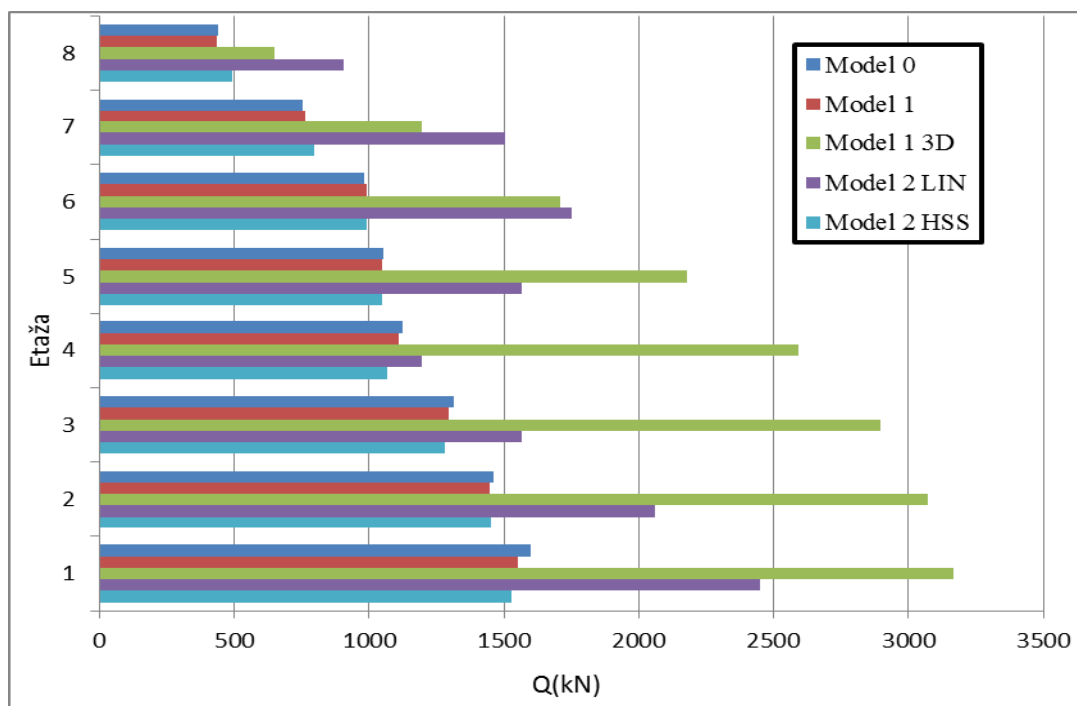
### 5.3 Primerjava rezultatov

V tem poglavju so povzeti rezultati za etažne prečne sile in etažne pomike za vse modele.

V Preglednici 5.15 so podane ovojnice eražnih prečnih sil na vzdolžni okvir za vse modele, na sliki 5.10 so grafično predstavljeni rezultati preglednice 5.15.

Preglednica 5.15: Ovojnice etažnih prečnih sil Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS

Etaža	Model 0 $Q_{max}$ [kN]	Model 1 $Q_{max}$ [kN]	Model 1 3D $Q_{max}$ [kN]	Model 2 LIN $Q_{max}$ [kN]	Model 2 HSS $Q_{max}$ [kN]
1	1597	1550	3167	2450	1530
2	1462	1446	3070	2060	1450
3	1316	1297	2898	1565	1280
4	1126	1108	2590	1195	1065
5	1055	1047	2181	1565	1050
6	983	990	1707	1750	990
7	753	764	1195	1505	795
8	439	434	651	905	490



Slika 5.10: Ovojnice etažnih prečnih sil Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS

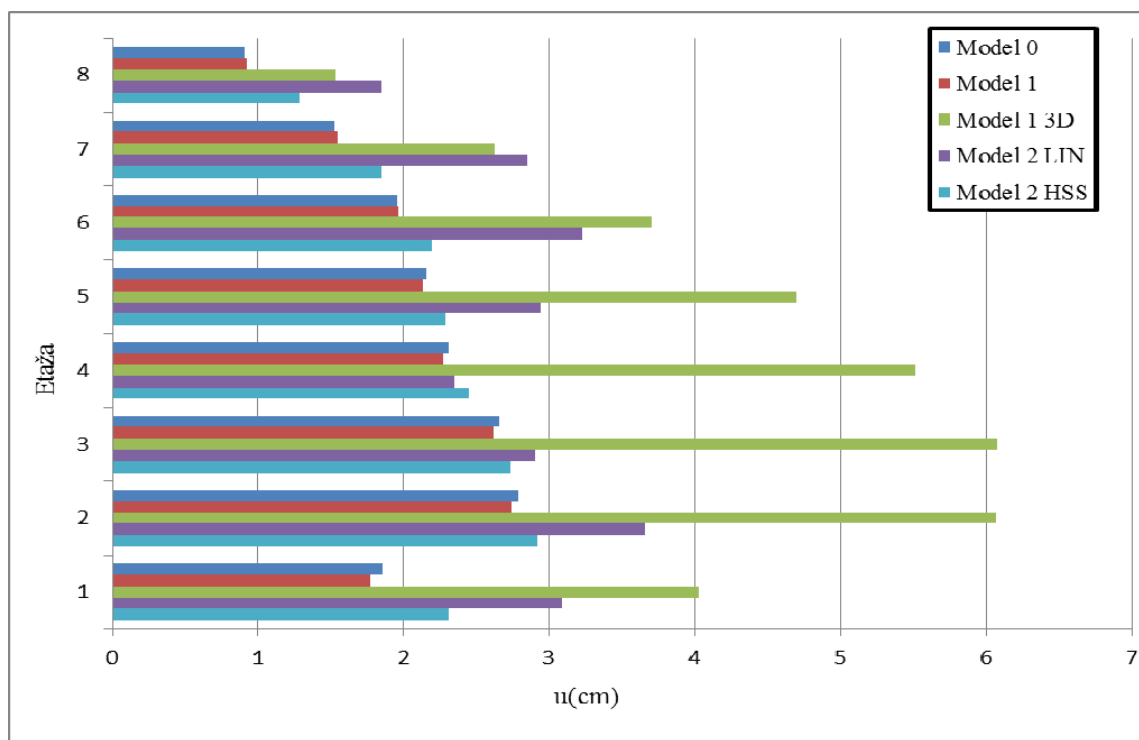
Vidimo, da zaradi večjih etažnih prečnih sil med vsemi modeli najbolj izstopata Model 1 3D, ter Model 2 LIN. Materialni model zemljine Model 2 LIN je neustrezen, saj dušenje zemljine ni pravilno zajeto, kar je tudi navedeno v navodilih za uporabo Plaxis (Brinkgreve et al., 2012). Pri Modelu 2 LIN vidimo, da ovojnice etažnih prečnih sil ne padajo monotono od nižjih proti višjim etažam. To lahko posledično pripišemo vplivu višjih nihajnih oblik konstrukcije, saj se osnovni nihajni čas konstrukcije bistveno ne spreminja ob upoštevanju vpetosti. Pri Modelu 1 3D imamo največje etažne prečne sile. Tu se pojavi dvom o pravilnosti modela, saj če v modelu upoštevamo maso zemljine, imamo takšne rezultate kot so prikazani na Sliki 5.10, če pa maso zemljine zanemarimo, dobimo podobne rezultate kot Model 1, ker sta modela konsistentna, le robni pogoji so drugačni.

Model 1 in Model 2 HSS pa dajeta podobne rezultate. Pri Modelu 2 HSS je konstitutivni materialni model tal najustreznejši za tovrstno uporabo. V Modelu 1, kjer je vpliv zemljine zajet z vzmetmi in dušilkami, je v primerjavi z ostalimi metodami računa najhitrejša metoda, saj je število končnih elementov za velikostni red manjše, zato se lahko uporablja tudi na manj zmogljivem računalniku.

V Preglednici 5.16 so podane ovojnice etažnih prečnih sil na vzdolžni okvir za vse modele, na sliki 5.11 so grafično predstavljeni rezultati preglednice 5.15.

Preglednica 5.16: Maksimalni etažni pomiki deformacije konstrukcije Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS

Etaža	Model 0 $u_{max}$ [cm]	Model 1 $u_{max}$ [cm]	Model 1 3D $u_{max}$ [cm]	Model 2 LIN $u_{max}$ [cm]	Model 2 HSS $u_{max}$ [cm]
1	1,86	1,78	4,03	3,09	2,31
2	<b>2,79</b>	<b>2,75</b>	6,07	<b>3,66</b>	<b>2,92</b>
3	2,66	2,62	<b>6,08</b>	2,91	2,74
4	2,31	2,27	5,52	2,35	2,45
5	2,16	2,14	4,7	2,95	2,29
6	1,96	1,97	3,71	3,23	2,19
7	1,53	1,55	2,63	2,85	1,85
8	0,91	0,93	1,54	1,85	1,29



Slika 5.11: Maksimalni etažni pomiki zaradi deformacije konstrukcije Modelov 0, 1, 1 3D, 2 LIN in 2 HSS

Vsem modelom je skupno, da je največji etažni pomik v drugem nadstropju. Med vsemi modeli najbolj izstopa Model 2 LIN zaradi oblike etažnih pomikov ter njihove amplitude. Tu se lahko vprašamo o pravilnosti uporabe Modela 2 LIN. Pri Modelu 1 so v spodnjih etažah manjši etažni pomiki v primerjavi z Modelom 0, torej upoštevanje elastične vpetosti pri računu pomikov vpliva ugodno.

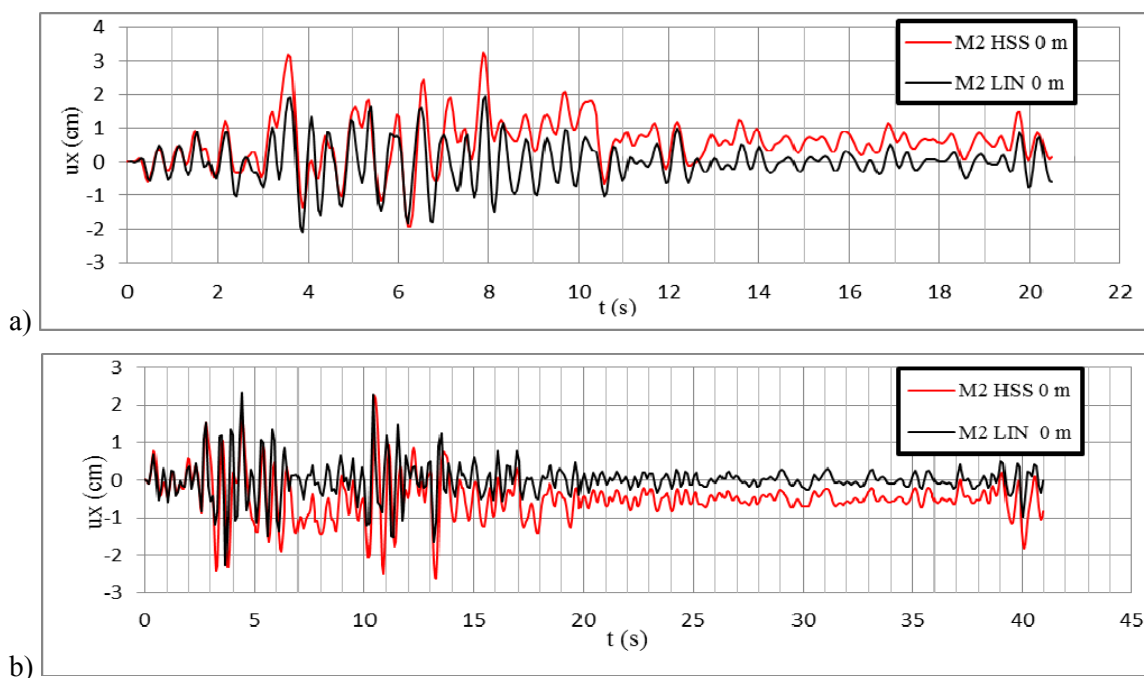
Pri računu MSU moramo vse izračunane pomike reducirati s faktorjem, ki upošteva krajšo povratno dobo potresa (Poglavje 2.9). Pri nalogi smo se omejili na primerjavo med različnimi modeli in ne z računom mejnih stanj.

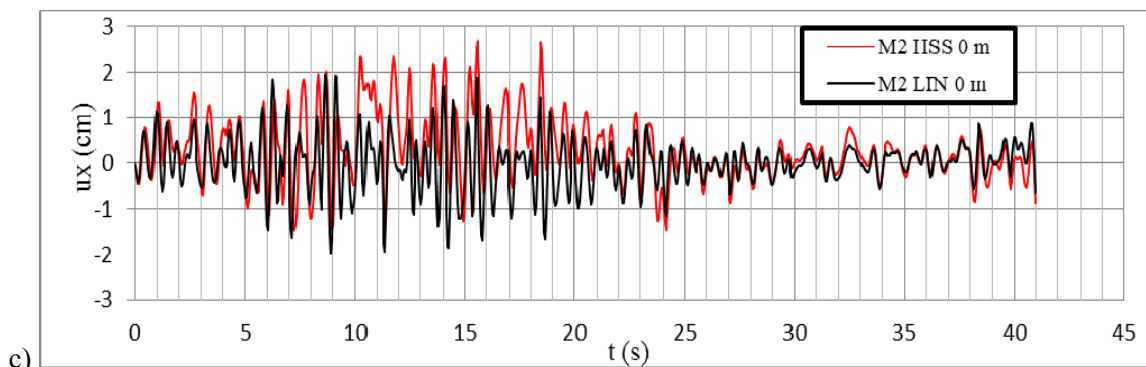
## 5.4 Analiza gibanja tal

V tem poglavju so za Model 2 LIN in Model 2 HSS predstavljeni grafi relativnih horizontalnih pomikov zemljine glede na kameninsko podlago – čas ter horizontalni spektralni pospeški - čas. Pri čemer kota -30 m predstavlja gibanje kameninake podlage, 0 m predstavlja gibanje tal na stiku med konstrukcijo in zemljino.

### 5.4.1 Relativni pomiki zemljine

Na sliki 5.12 je za vse akceleroگرامe predstavljen odnos relativnih pomikov na stiku med konstrukcijo in zemljino glede na kameninsko podlago. Razlike so med konstitutivnima modeloma tal, kjer se vidi nelinearnost relativnih pomikov pri HSS v primerjavi z LIN modelom, kjer so v primeru HSS vidne nepovratne deformacije tal.

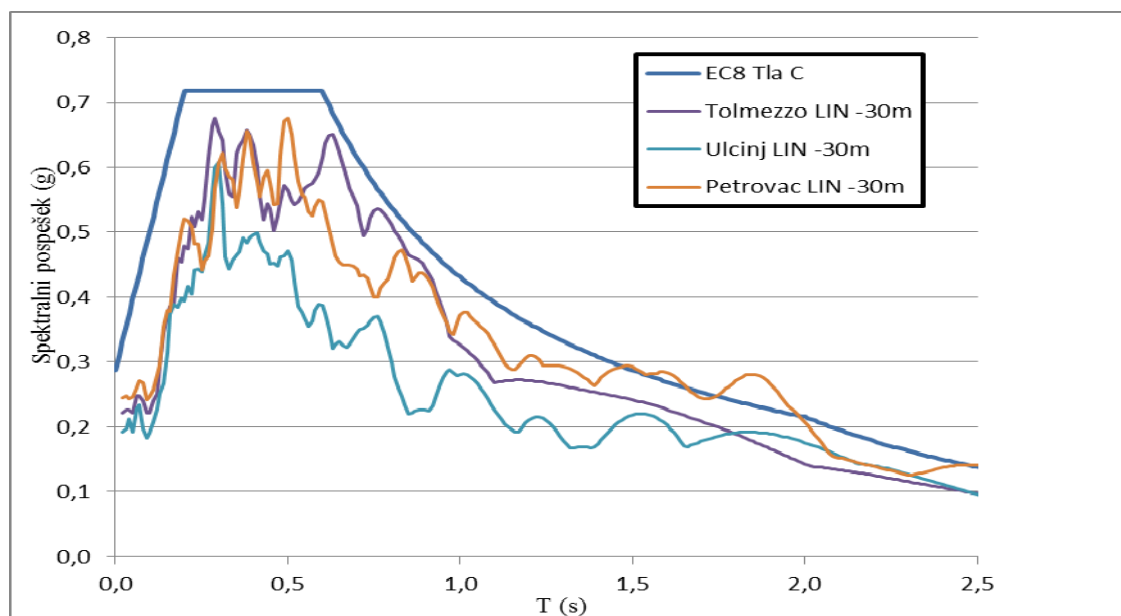




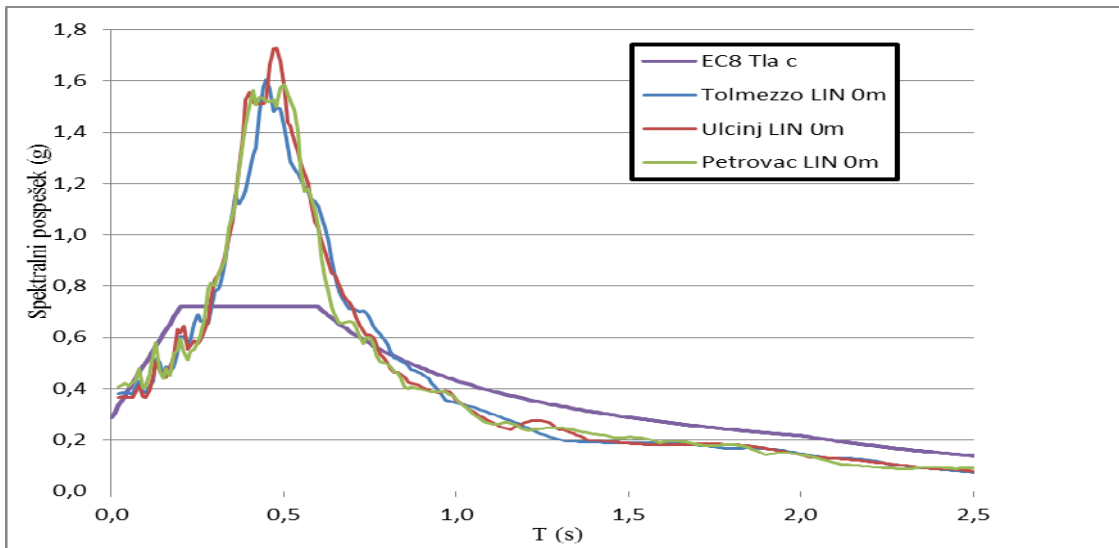
Slika 5.12: Relativni pomiki tal na koti 0 m glede na koto -30 m Modela 2 LIN in Modela 2 HSS za a) Tolmezo, b) Ulcinj in c) Petrovac

### 5.4.2 Analiza spektralnih pospeškov tal

Za Model 2 LIN so za vse akcelerograme na Sliki 5.13 prikazani spektralni pospeški na koti -30m, na Sliki 5.14 pa spektralni pospeški na koti 0 m. Dodatno je narisana krivulja elastičnega spektra pospeškov po EC8 za tla tipa C ter za 5 % dušenja. Pri koti 0 m vidimo veliko amplifikacijo okoli 0,5 s, tu ima konstrukcija podoben nihajni čas druge nihajne oblike. To pojasni izvor oblike in amplitude etažnih prečnih sil ter pomikov Modela 2 LIN.

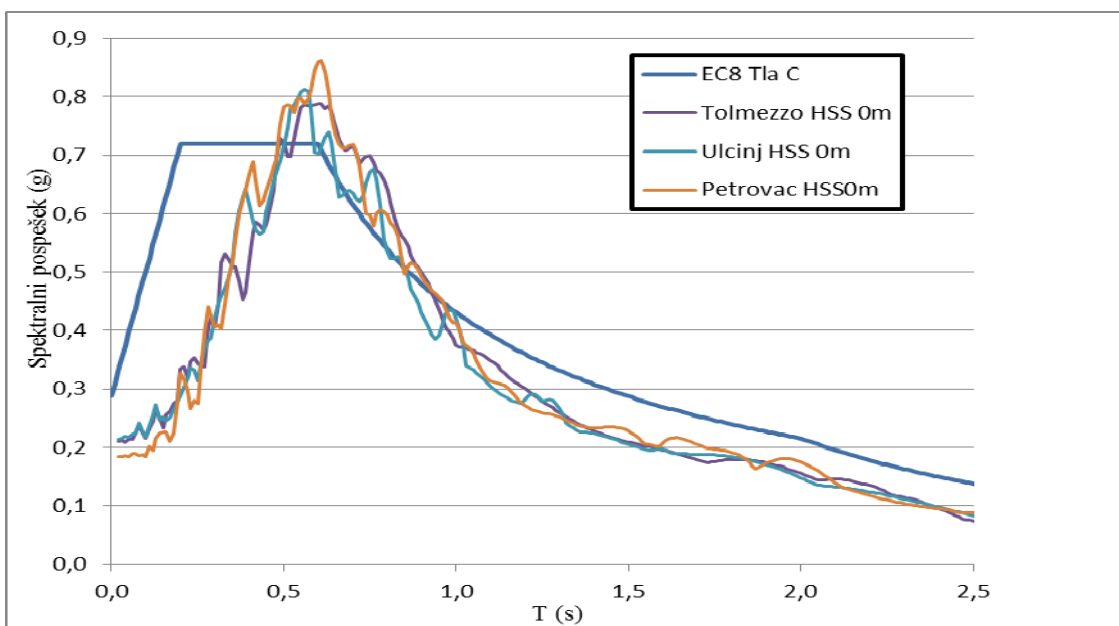


Slika 5.13: Spektralni pospeški tal na koti -30 m za Model 2 LIN



Slika 5.14: Spektralni pospeški tal na koti 0 m za Model 2 LIN

Na Sliki 5.15 so prikazane krivulje spektralnih pospeškov za vse akceleroگرامe ter dodatno krivulja elastičnega spektra pospeškov po EC8 za tla tipa C in za dušenje 5 %.



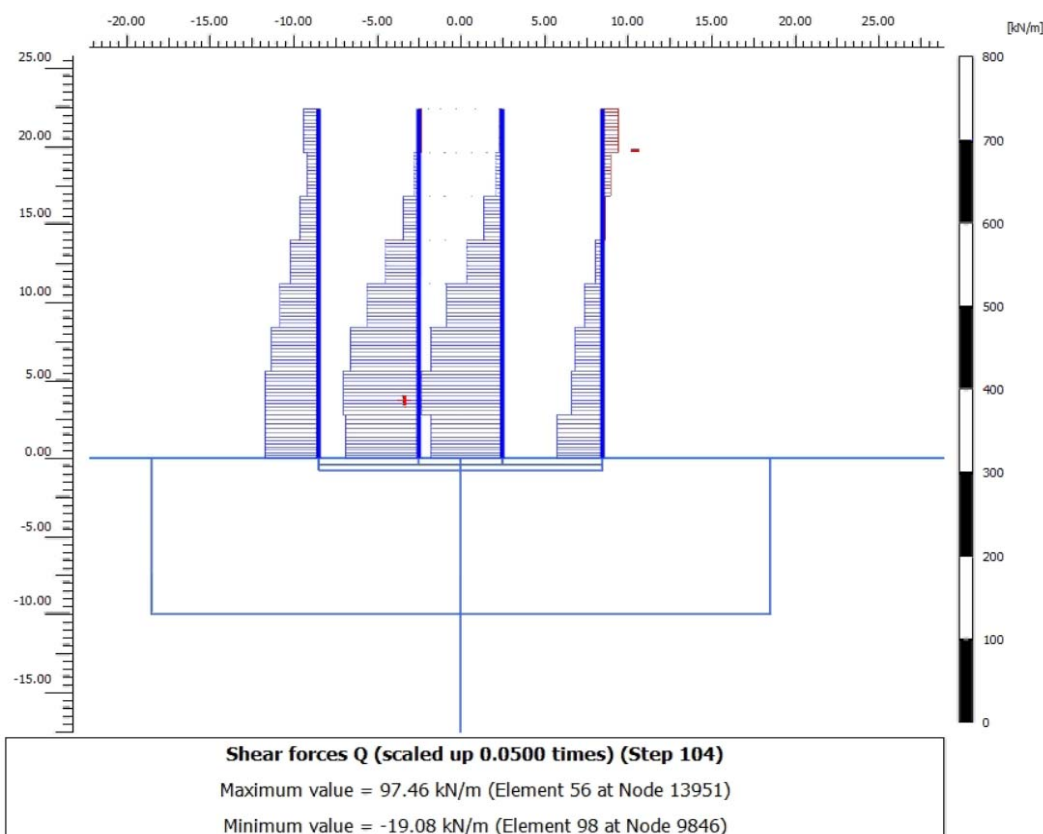
Slika 5.15: Spektralni pospeški tal na koti 0 m za Model 2 HSS

## 5.5 Prikaz prečnih sil in pomikov

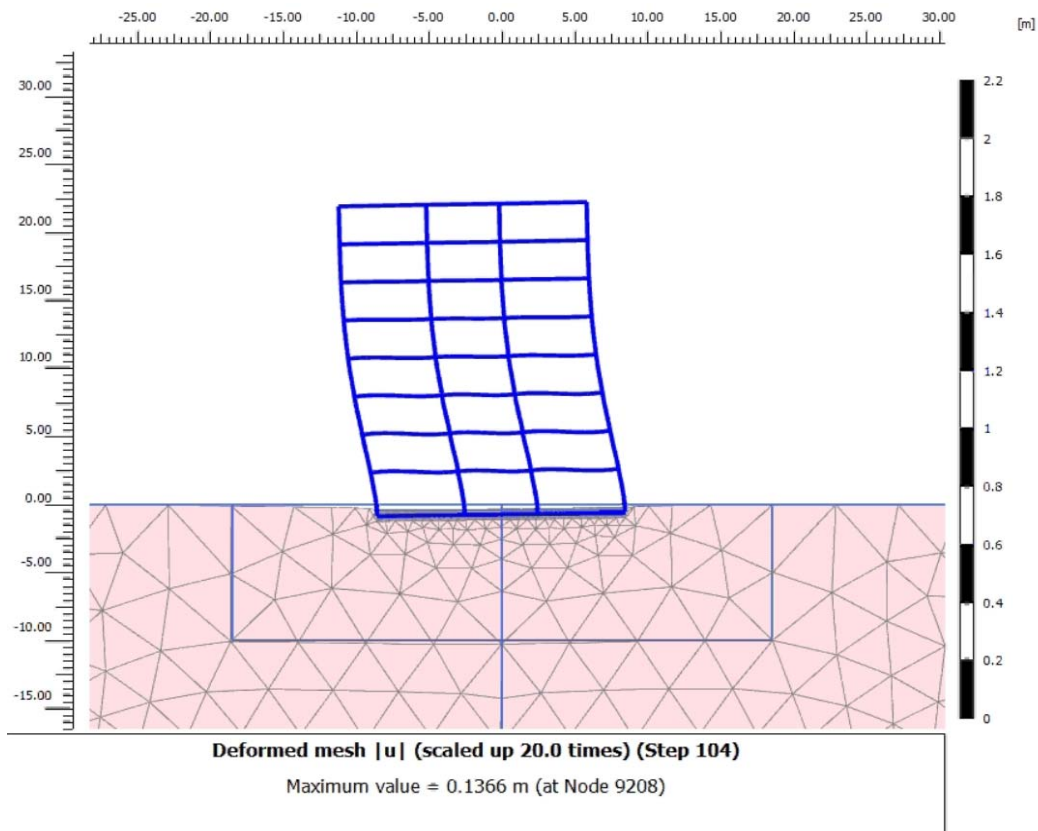
Na naslednjih slikah so predstavljeni slike iz animacij simulacije gibanja konstrukcije ter notranjih sil (zaradi preglednosti so prikazane le prečne sile v stebrih) med potresi za Model 2 HSS.

Maksimumi etažnih prečnih sil se ne pojavijo hkrati v vseh etažah v enem časovnem koraku.

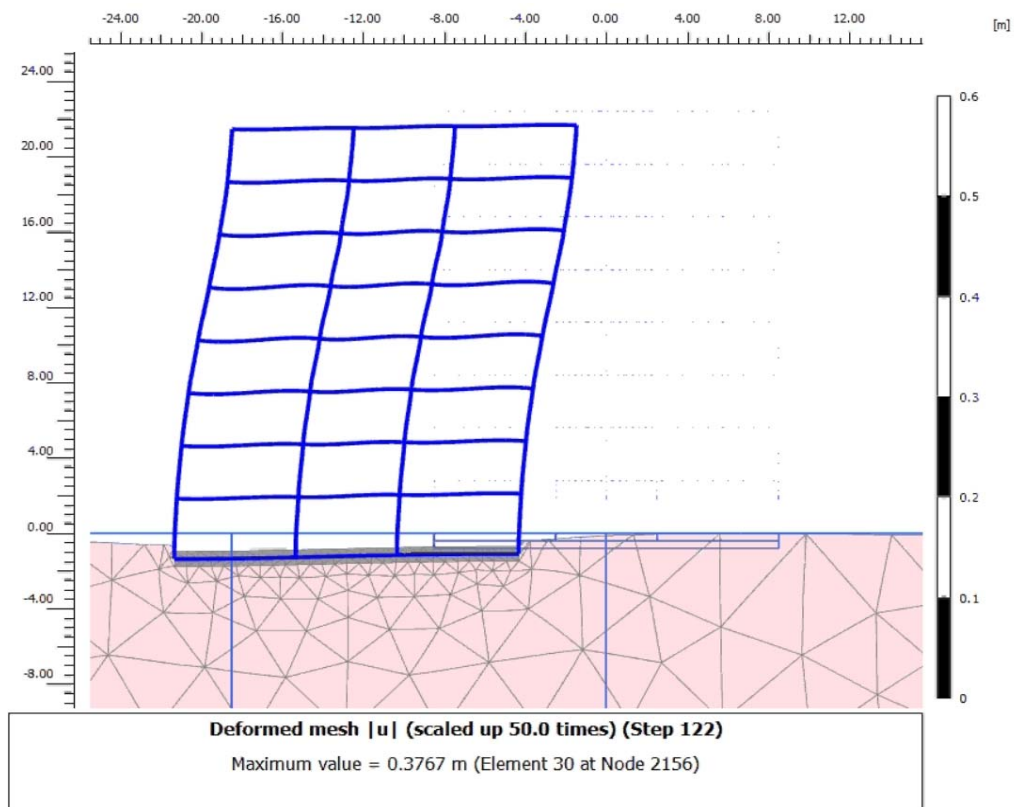
Na sliki 5.16 so prikazane etažne prečne sile za akceleroگرام potresa Tolmezzo v 104 časovnem koraku, kar odgovarja 4.36 s po začetku delovanja potresa. Maksimalne prečne sile v stebrih in maksimalni etažni pomiki se pojavijo v prvih spodnjih štirih etažah. Na sliki 5.17 je prikazana deformirana konstrukcija s tlemi pri istem časovnem koraku, kot so prikazane etažne prečne sile v stebrih na sliki 5.16. Podobno so prikazane deformacije na sliki 5.18 za akceleroگرام potresa Ulcinj v časovnem koraku 122, kar ustreza času 5.25 s po začetku potresa. Na sliki 5.19 pa so etažne prikazane prečne sile v času 5,25 s po začetku potresa za akceleroگرام Ulcinj. V tem časovnem koraku imamo maksimume v spodnjih dveh etažah. Za akceleroagram potresa Petrovac nismo vključili nobenih slik, saj v nobeni etaži ni imel večjega maksimuma kot ostala akcelerograma.



Slika 5.16: Prečne sile v stebrih za model 2 HSS za Tolmezzo

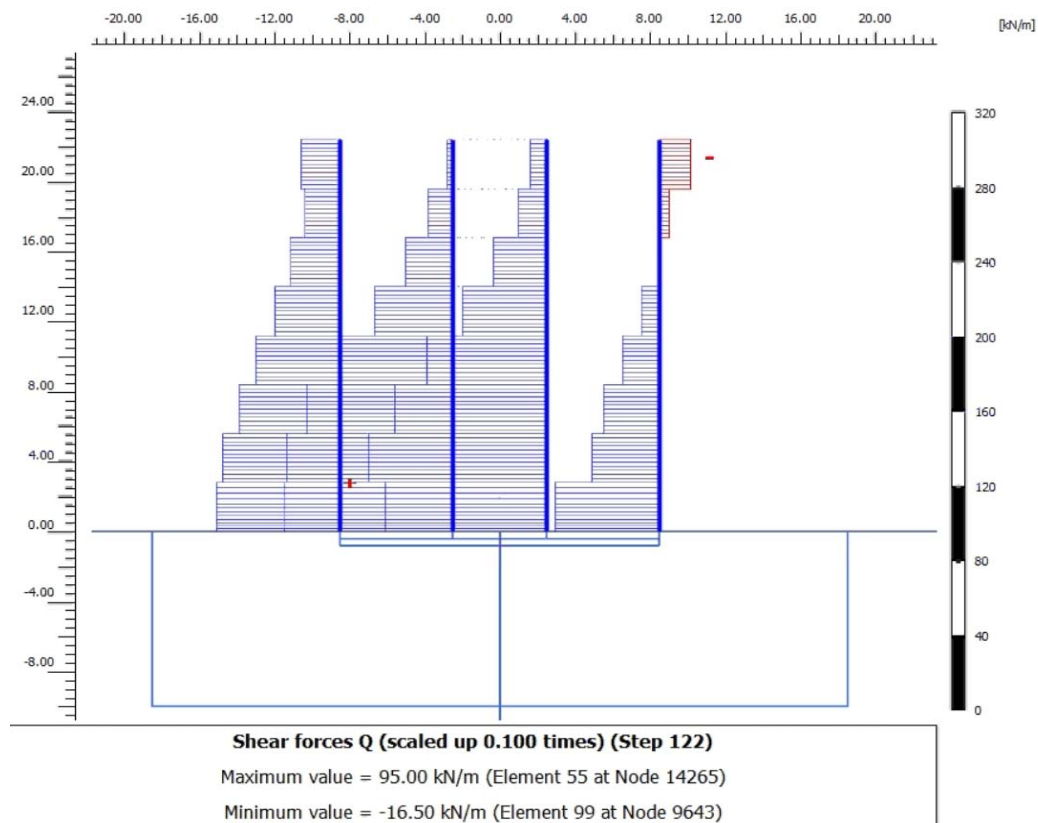


Slika 5.17: Animacija pomikov za model 2 HSS za Tolmezzo



Slika 5.18: Animacija pomikov za model 2 HSS za Ulcinj





Slika 5.19: Prečne sile v stebrih za model 2 HSS za Ulcinj

## 6 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi smo obravnavali vpliv elastične vpetosti na osem-etažno armiranobetonsko okvirno konstrukcijo. Potresni vpliv smo določili s pomočjo dinamične analize, kjer smo uporabili tri različne akceleroگرامe za vsak model. Upoštevali smo določilo EC8, kjer morajo akceleroگرامi ustrezati elastičnemu spektru odziva za 5 % dušenja ter morajo biti normirani na določen pospešek.

Ker smo obravnavali le en primer konstrukcije in profila tal, ni mogoče podati splošnih zaključkov, vendar so podani uporabni napotki, ki olajša odločitev glede izbire modela za potresno analizo z upoštevanjem interakcije med zemljino in konstrukcijo. V Evrokodu so sicer navedeni primeri, kjer moramo obvezno upoštevati elastično vpetost, lahko pa jo vedno upoštevamo, tudi kadar ima ugodne učinke.

Analizo smo opravili s programoma SAP2000 in Plaxis. Omejili smo se na opazovanje etažnih prečnih sil ter etažnih horizontalnih pomikov. Pri absolutnih etažnih pomikih elastično vpete konstrukcije je pomik etaže sestavljen iz horizontalnega pomika tal, to je pomika celotne konstrukcije, kot togega telesa, pomika zaradi rotacije konstrukcije, kot togega telesa, ter pomika zaradi deformacije konstrukcije.

Dinamične analize za tri generirane akceleroگرامe smo izvedli za 5 modelov:

- **Model 0** – togo vpeta konstrukcija, analizirana s programom SAP2000
- **Model 1** – elastično vpeta konstrukcija na osnovi vzmeti in dušilk, analizirana s programom SAP2000
- **Model 1 3D** – elastično vpeta konstrukcija na osnovi 3D Solid KE, analizirana s programom SAP2000
- **Model 2 LIN** – elastično vpeta konstrukcija, analizirana s programom Plaxis. Tla so modelirana z linearno elastičnim konstitutivnim materialnim modelom, kjer je zemljina modelirana s ploskovnimi KE,
- **Model 2 HSS** – elastično vpeta konstrukcija, analizirana s programom Plaxis z linearno analizo časovnega poteka treh akceleroگرامov. Tla so modelirana s HSS materialnim modelom, kjer je zemljina modelirana s ploskovnimi KE.

Pri uporabi programa SAP2000 smo v enem primeru (Model 1) vpliv tal nadomestili z vzmetmi in dušilkami, v drugem primeru (Model 1 3D) pa vpliv tal nadomestili s Solid 3D končnimi elementi z vzmetmi in dušilkami na robovih. Naredili smo primerjalno analizo med Modelom 1 in Modelom 1 3D. V primeru, ko so bili Solid 3D KE podani brez mase (lastna teža zemljine), se rezultati niso

bistveno razlikovali. Pri upoštevanju mase zemljine pa so bile etažne prečne sile in etažni pomiki večji tudi za 100%. Tu se lahko vprašamo o pravilnosti Modela 1 3D, zato smo analizo opravili tudi v programu Plaxis, ki je namenjen za analizo odziva zemljine.

Pri analizi v SAP2000, kjer smo vpliv tal modelirali z vzmetmi je bil račun hitrejši v primerjavi s 3D solid KE, saj imamo za velikostni red manjše število končnih elementov. Evrokod navaja le napotke za uporabo vzmeti in dušilk za upoštevanje vpliva tal pri globokem temeljenju. V našem primeru smo obravnavali konstrukcijo s plitvim temeljenjem. Ker Evrokod tu ne podaja priporočil za določitev karakteristik vzmeti in dušilk, smo si pomagali s priporočili iz ameriških standardov.

Pri modeliranju s programom Plaxis smo tla modelirali z dvema različnima modeloma tal. V Modelu 2 LIN je bil modeliran linearno elastičen konstitutivni model tal, v Modelu 2 HSS pa je bil model z utrjevanjem ob upoštevanju togosti tal pri majhnih deformacijah. V navodilih za uporabo Plaxis se odsvetuje uporaba elastičnega modela tal za napovedovanje pomikov splošno zaradi nelinearnega odziva zemljin ter neustreznega upoštevanja dušenja. Model 2 LIN je v primerjavi z Modelom 1 predvsem v višjih etažah napovedal večje etažne prečne sile ter etažne pomike, kot posledice deformiranja konstrukcije. Temu bi lahko pripisali tudi vpliv višjih nihajnih oblik, kar je razvidno iz spektra pospeškov na stiku med konstrukcijo in tlemi. Rezultati Modela 2 HSS pa so primerljivi z rezultati Modela 1.

V našem primeru se pri ovrednotenju rezultatov odziva konstrukcije lahko vprašamo o pravilnosti modelov in smiselnosti rezultatov. Pri Modelu 1 imamo glede na Model 0 v spodnjih petih etažah do 3 % manjše etažne prečne sile ter do 4 % manjše etažne pomike zaradi deformiranja konstrukcije. V zgornjih treh etažah pa do 2 % večje etažne prečne sile ter etažne pomike zaradi deformiranja konstrukcije. V primerjavi z Modelom 0 napoveduje Model 2 HSS v spodnjih petih etažah do 5% manjše etažne prečne sile, v zgornjih treh etažah pa do 11% večje etažne prečne sile. Pri Modelu 2 HSS je maksimalni etažni pomik zaradi deformiranja konstrukcije v drugi etaži večji za 6 % glede na Model 0. V ostalih etažah je ta razlika večja tudi do 39 %.

Ne glede na vrsto analize je odziv konstrukcije v največji meri odvisen od akceleroograma oziroma od vsaj treh akceleroogramov, ki jih moramo po Evrokodu uporabiti v analizi. Akceleroگرامi pa morajo po določenih Evrokoda ustrezati elastičnemu spektru odziva za 5 % dušenja ter normirani na določen pospešek.

Cilj naloge je bil preučiti vpliv upoštevanja elastične vpetosti pri potresni analizi ter prikazati primer uporabe. V primeru, če bi imeli konstrukcijo, kjer bi zahtevali elastično obnašanje med potresom, se z upoštevanjem elastične vpetosti doseže bolj ekonomično projektiranje. Pri jedrskih elektrarnah je sicer

treba vedno upoštevati elastično vpetost. Pri računu dilatacij (npr. različno visokih konstrukcij) se z upoštevanjem elastične vpetosti zaradi večjih absolutnih etažnih pomikov (zaradi rotacije konstrukcije kot togega telesa) obstaja možnost po zahtevi po večjih dilatacijah, kot pri togo vpetih konstrukcijah.

## VIRI

ACI Committee 336. 2002. Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats. ACI structural journal, American concrete institute. Detroit, Mich., USA, Vol. 85, No.2: str. 304-324. [http://civilwares.free.fr/ACI/MCP04/3362r\\_88.pdf](http://civilwares.free.fr/ACI/MCP04/3362r_88.pdf) (Pridobljeno 15. 6. 2013.)

Arefi, M.J. 2008. Effects of soil-structure interaction on the seismic response of existing r.c. frame buildings. Dissertation form master degree. Università degli Studi di Pavia: 87 str. <http://www.roseschool.it/page/232/effects-of-soil-structure-interaction-on-the-seismic-response-of-existing-r-c-frame-buildings.html> (Pridobljeno 20. 7. 2013.)

ARSO. 2001. Kata potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospešek tal, Uprava RS za geofiziko. [http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني\\_pospesek\\_tal.jpg](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.jpg) (Pridobljeno 15. 5. 2013.)

ATC.1978. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06, Washington: 506 str. <http://books.google.si/books?id=EbMWTv7-sVgC> (Pridobljeno 5. 6. 2013.)

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A.(ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Besseling, F. 2012. Soil-structure interaction modelling in performance-based seismic jetty design, M.Sc. graduation project, TU Delft: 108 str. [http://www.geonet.nl/upload/documents/communicatie/Keverling%20Buismanprijs/MScThesisFinal\\_DownloadVersion\\_FlorisBesseling\\_2012.pdf](http://www.geonet.nl/upload/documents/communicatie/Keverling%20Buismanprijs/MScThesisFinal_DownloadVersion_FlorisBesseling_2012.pdf) (Pridobljeno 5. 3. 2014.)

Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. 2012. Plaxis 2D, Finite element code for soil and rock analyses, users manual. Rotterdam. Delft University of Technology & PLAXIS b. v.: 14, 154, 320, 204 str. <http://www.plaxis.nl/files/files/2DAnniversaryEdition-3-Material-Models.pdf> (Pridobljeno 20. 12. 2013.)

Caselunghe, A., Eriksson, J. 2012. Structural element approaches for soil-structure interaction, Chalmers university of technology. Göteborg, Sweden:40 str. <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/160481.pdf> (Pridobljeno 5. 4. 2013.)

Datta, T.K. 2010. Seismic Analysis of Structures. John Wiley and Sons. Indian institute of technology Delhi, India: 454 str.

[http://www.google.si/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CC8QFjAA&url=http%3A%2F%2Fdwg.ru%2Fdnl%2Fload%2F11190&ei=EnsxU-qHJ6e7ygOs-IJY&usq=AFQjCNGhvp5RO6h25pq3SkzhhQ\\_\\_8AeFhg&sig2=y9RHMzOsG9UDuXkxxPlk2Q&bv m=bv.63587204,d.bGQ](http://www.google.si/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CC8QFjAA&url=http%3A%2F%2Fdwg.ru%2Fdnl%2Fload%2F11190&ei=EnsxU-qHJ6e7ygOs-IJY&usq=AFQjCNGhvp5RO6h25pq3SkzhhQ__8AeFhg&sig2=y9RHMzOsG9UDuXkxxPlk2Q&bv m=bv.63587204,d.bGQ)

(Pridobljeno 2. 2. 2014.)

Dolšek, M., Fajfar, P. 2011. Določitev akcelerogramov za analizo pregrade Za Travnikom in Bukovžlak, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, IKPIR.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.

Fajfar, P., Dolšek, M., Fischinger, M., Kreslin, M., Peruš, I., Poljanšek, K. 2005. Analiza primerov dinamičnega odziva zemljin in konstrukcij med potresi. Podpora uvajanju standarda Evrokod 8 v Sloveniji. Razvojno-raziskovalna naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 165 str.

Fajfar, P. 2006. Komentar k SIST EN 1998-1, Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij; Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe; Splošno, poglavja 1-4 in Dodatka A in B. V: Fajfar P. (ur) in sodelavci. Razvojno-raziskovalna naloga. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji (1. Zvezek), Ljubljana: f. 56-94.

Fajfar, P., Rozman, M. 2006. Trietažna AB okvirna stavba (Spear, Model 4) V: Fajfar, P. (ur) in sodelavci. 2006. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji (2. zvezek). Razvojno-raziskovalna naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: f. 5-69.

Fajfar, P. et al. 2010. Uvajanje standarda Evrokod 8 v Sloveniji-5.del, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 91 f.

Fardis, M.N., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A. 2005. Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures. Thomas Telford: 279 str.

FEMA. 1997. NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings. Developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., FEMA Publication 273: 435 str.

Gardarsson, H. 2012. Effects of soil-structure interaction on the excitation and response of a medium-rise reinforced concrete building. Thesis master of science. Reykjavik university: str. 113.

[http://skemman.is/is/stream/get/1946/12552/30859/1/MSc-thesis\\_Hannes\\_Gar%C3%B0arsson\\_2012.pdf](http://skemman.is/is/stream/get/1946/12552/30859/1/MSc-thesis_Hannes_Gar%C3%B0arsson_2012.pdf)

(Pridobljeno 5. 3. 2014.)

Gazetas, G. 1983. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. Soil dynamics and earthquake engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York: 41 str.

[https://www.etcg.upc.edu/docencia/postgrau/mobilitat/2011-12/gazetas/bibliografia/1983SDEE\\_FoundationVibrationsSTATEoftheART.pdf](https://www.etcg.upc.edu/docencia/postgrau/mobilitat/2011-12/gazetas/bibliografia/1983SDEE_FoundationVibrationsSTATEoftheART.pdf)

(Pridobljeno 5. 3. 2013.)

Gostota. 2013.

<http://sl.wikipedia.org/wiki/Gostota> (Pridobljeno 5. 7. 2013.)

Horvath, J.S. 2002. Soil-structure interaction research project - basic SSI concepts and applications overview. Report No. CGT-2002-2. Manhattan College, School of engineering, New York, USA: 112 str.

[www.engineering.manhatan.edu/civilCGT.html](http://www.engineering.manhatan.edu/civilCGT.html) (Pridobljeno 15. 6. 2013.)

Jovičić, V. 2003. Meritve in interpretacija togosti tal pri majhnih specifičnih deformacijah. V: Logar, J. (ur), Gaberc, A. (ur). Zbornik šukljetovih dnevnikov. 4. Šukljetovi dnevi, Portorož, 2003: str. 55-77.

<http://www.sloged.si/LinkClick.aspx?fileticket=p6Hs%2BD69gAE%3D&tabid=127> (Pridobljeno 20. 7. 2013.)

Koler Povh, T., Turk, G., 2011. Navodila za oblikovanje visokošolskih del na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo in navajanje virov. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 65 str.

Kojima, K., Fujita, K. Takewaki, I. 2014, Simplified analysis of the effect of soil liquefaction on the earthquake pile response, Journal of civil engineering and architecture. USA, Mar 2014 Volume 8, S. No. 76: str. 289-301.

<http://www.davidpublishing.org/show.html?15831> (Pridobljeno 1. 4. 2014.)

Lapajne, J., Šker Motnikar, B., Zupančič, P. 2003. Probabilistic seismic hazard assessment methodology for distributed seismicity. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 93, No. 6. Berkeley, December 2003: str. 2502-2515.

Luna, R., Jari H. 2000. Determination of dynamic soil properties using geophysical methods, Proceedings of the First International Conference on the Application of Geophysical and NDT Methodologies to Transportation Facilities and Infrastructure. St. Louis, MO, December 2000: 15 str.  
[http://transportation.mst.edu/media/research/transportation/documents/dynam\\_soil.pdf](http://transportation.mst.edu/media/research/transportation/documents/dynam_soil.pdf)  
(Pridobljeno 7. 8. 2013.)

Midas. 2014. CSPFea: 24, 78 str.  
[http://admin.midasuser.com/UploadFiles2/84/midas\\_gen\\_catalog.pdf](http://admin.midasuser.com/UploadFiles2/84/midas_gen_catalog.pdf)  
[http://en.midasuser.com/Products/Soilworks/SoilWorks\\_Description.pdf](http://en.midasuser.com/Products/Soilworks/SoilWorks_Description.pdf)  
(Pridobljeno 20. 12. 2013.)

Ordonez, G. A., 2011. SHAKE2000 A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems. User`s manual: 264 str.  
<http://www.geomotions.com/Download/SHAKE2000Manual.pdf> (Pridobljeno 2. 2. 2014.)

Poljanšek, K. 2004. Vpliv temeljnih tal na potresno obtežbo in odziv konstrukcije. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba K. Poljanšek): 132 str.

Premrov, M. 1997. Dinamična interakcija objekt-tla: Problem mehkega sloja na trdem polprostoru. V: Saje, F. (Ur.), Lopatič, J. (Ur.). Zbornik 19. Zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 16. – 17. Oktober 1997: str. 365-372.

Pulko, B., 2012. Primerjava metod za statično analizo temeljnih plošč, znanstveni članek, neobjavljeno delo, pridobljeno od avtorja: 12 str.

Robas, A., Logar, J. 2008. Prve izkušnje s seizmičnim dilatometrom v Sloveniji. V: Logar, J. (ur), Petkovšek, A. (ur), Klopčič, J. (ur), Zbornik posvetovanj slovenskih geoteknikov. Razprave petega posvetovanja Slovenskih geoteknikov. Nova Gorica, 2008: 308 str.  
<http://www.sloged.si/LinkClick.aspx?fileticket=gjBihmnyMZo%3D&tabid=122> (Pridobljeno 1. 5. 2013.)



SAP 2000. Static and dynamic finite element analysis of structures, v 12. Computers and Structures Inc., Berkeley, ZDA, 1995.

Shematski prikaz odnosa strižne napetosti-deformacije za različne materiale

<http://jeb.biologists.org/content/210/13/2213/F1.expansion.html> (Pridobljeno 5. 9. 2013.)

Sofistik.

<http://www.sofistik.com/en/>

(Pridobljeno 20. 12. 2013.)

Wang, N., Elgamal, A., Lu, J., Yang, Z. 2013. OpenSees2DPS: 2D Plane Strain Analysis, User Manual: 15 str.

[http://www.soilquake.net/opensees2dps/OpenSees2DPS\\_UserManual.pdf](http://www.soilquake.net/opensees2dps/OpenSees2DPS_UserManual.pdf)

(Pridobljeno 20. 12. 2013.)

Wilson, E. L. 2002. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures, Computers and structures, Barkeley, California: 423 str.

<http://computersandengineering.com/downloads/manuals/ETABS/English/E-MAN-008.pdf>

(Pridobljeno 5. 3. 2013.)

Wilson, E. L. 2004. Static and dynamic analysis of structures (4th ed.), Computers and structures, Barkeley, California.

<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Damping+coefficients> (Pridobljeno 5. 3. 2014.)

Wolf, J. P. 1985. Dynamic soil-structure interaction. Ney Jersey: 466 str.

Zanette, N., Battelino, D. 2004. Uporaba geoseizmičnih metod v geotehniki. V: Logar, J. (ur), Gaberc, A. (ur). Zbornik posvetovanj slovenskih geoteknikov. Razprave četrtega posvetovanja Slovenskih geoteknikov. Rogaška Slatina: str. 205-214.

<http://www.sloged.si/LinkClick.aspx?fileticket=LLEPM4He%2fwc%3d&tabid=128> (Pridobljeno 1. 5. 2013.)

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Zupančič): 102 str.

## Standardi

SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja

SIST EN 1990: 2004/A101:2005. Evrokod: Osnove projektiranja - Nacionalni dodatek

SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-1.del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb

SIST EN 1991-1-1:2004/A101:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije -1-1.del: Splošni vplivi - Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb - Nacionalni dodatek

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij-1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1992-1-1:2005/A101. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij-1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek

SIST EN 1997-1:2005. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje-1.del: Splošna pravila

SIST EN 1997-1:2005/A101. Evrokod 7: Geotehnično projektiranje-1.del: Splošna pravila - Nacionalni dodatek

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe

SIST EN 1998-1:2005/A101:2009. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij-1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek

SIST EN 1998-5:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 5.del: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

SIST EN 1998-5:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 5.del: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki - Nacionalni dodatek