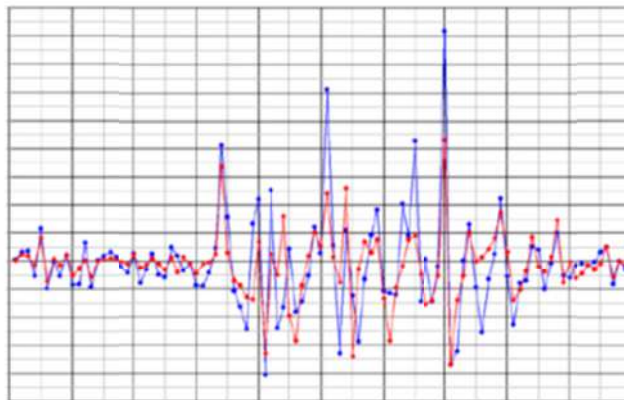


REPUBLIKA E SHQIPERISE
UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANES
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

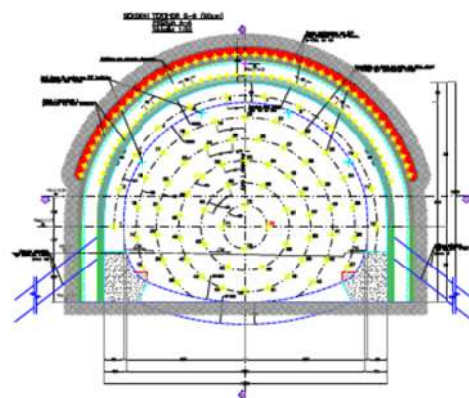
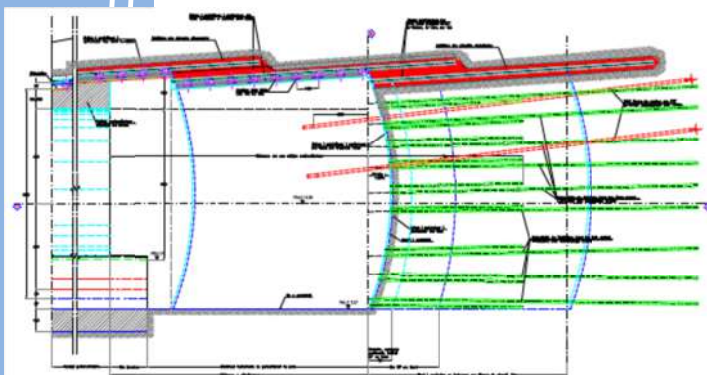
Ervin Paçi

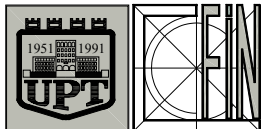
LLOGARITJA SIZMIKE E VEPRAVE NËNTOKËSORE

Aspekte të Bashkëveprimit Trruall-Strukturë



#





REPUBLIKA E SHQIPERISE
UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANES
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

LLOGARITJA SIZMIKE E VEPRAVE NËNTOKËSORE

Aspekte të Bashkëveprimit Trruall-Strukturë

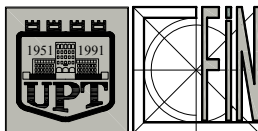
PUNIM

Paraqitur për gradën shkencore “Doktor i shkencave”

Kandidati
M.Sc. **Ervin Paçi**

Udhëheqësi shkencor
Prof. **Luljeta Bozo**

Dhjetor 2013



REPUBLIKA E SHQIPËRISE
UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

Përmbajtja

I.	Hyrje	9
I.1	Qëllimi i studimit	9
I.2	Nevoja e modelimit sizmik për veprat nëntokësore, tunele, tubacione	10
I.3	Nevoja e modelimit sizmik për themelet e veprave të artit, veprave civile	12
I.4	Sjellja e veprave nëntokësore	13
1.4.1	Përmbledhja e tuneleve të shqyrtuar	13
1.4.2	Kriteret e klasifikimit të dëmtimeve	14
1.4.3	Tipet e dëmtimeve të vërejtura	14
1.4.4	Konkluzione nisur nga sjellja e veprës	20
II.	Metodat llogaritëse	23
II.1	Modelimi veprimit sizmik	23
2.1.1	Efektet e përhapjes së valëve sizmike	23
2.1.2	Parametrat dinamike të dherave	32
2.1.3	Lëngëzimi i dherave	32
2.1.4	Shkarjet e shpateve	32
2.1.5	Parametrat dinamikë të shkëmbit	32
II.2	Filozofia e projektimit sizmik	33
2.2.1	Hyrje	33
2.2.2	Përqasja sipas EC	35
2.2.3	Përqasja Amerikane	37
2.2.4	Përqasja AFTES	39
2.2.5	Konkluzione për përdorimin e kodeve	40
II.3	Paraqitje e teorisë dhe problemit	41
2.3.1	Analiza e lëkundjeve të dheut	41
2.3.2	Shformimet në terren nga përhapja e valës sizmike	46
2.3.3	Kalimi nga kondita larg burimit (far field) në kondita pranë burimit	60
2.3.4	Vlerësimi i zhvendosjeve në shkarje aktive	63
II.4	Modelet analitike 2D, 3D	69

2.4.1	Hyrje.....	69
2.4.2	Tipet e deformimeve	69
2.4.3	Zgjidhja analitike 2D.....	71
2.4.4	Deformimet ovale ne strukturen e tunelit.....	77
2.4.5	Efektet deformuese në tunelet katërkëndor.....	89
II.5	Modelet numerike	96
2.5.1	Hyrje.....	96
2.5.2	Ekuacionet e përgjithshme	96
2.5.3	Matrica e masës.....	99
2.5.4	Matrica e shuarjes	100
2.5.5	Kufijte shuarës	101
2.5.6	Hapi kohor kritik dhe madhësia e elementit të fundëm	102
2.5.7	Algoritmi i zgjidhjes numerike	102
2.5.8	Parametrat numerik dhe vlerësimi i tyre	104
III.	Shembuj	105
	Llogaritja sizmike e një tuneli.....	105
III.1	Përshkrimi i tunelit.....	105
3.1.1	Pozicioni i tunelit	105
3.1.2	Gjeologjia e zonës rreth tunelit	105
III.2	Llogaritjet statike	109
III.3	Kombinimi i ngarkesave.....	114
III.4	Përcaktimi i ngarkimit sizmik.....	115
3.4.1	Përcaktimi i rrezikut(hazardit) sizmik.....	115
III.5	Llogaritja analitike.....	121
3.5.1	Llogaritja në drejtimin gjatësor.....	121
3.5.2	Llogaritja në drejtimin tërthor. Deformimet ovale.....	129
3.5.3	Llogaritje për zhvendosje të përhershme	131
3.5.4	Llogaritje për prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha te formacionit në drejtim gjatësor	131
III.6	Llogaritja numerike.....	131
IV.	Konkluzione dhe rekomandime	136
V.	Referenca	141
VI.	ANEKSE.....	146
	Aneks A	146
	Aneks B.....	152
	Aneks C.....	172

Lista e figurave

Fig. I-1. Deformimet e terrenit nga perhapja e valëve sizmike	11
Fig. I-2. Tipet e ndryshme të shkaterim të terrenit.....	11
Fig. I-3. Dëmet e vërejtura në tërmetin e Meksikës për tipe të ndryshme tunelesh. ..	12
Fig. I-4. Tipe të ndryshme të veprave nëntokësore	12
Fig. I-5. Tunnel në taban të detit	13
Fig. I-6. Profili gjatësor i tunelit për kalimin e ngushticës së Bosforit	13
Fig. I-7. Tuneli Tangshan Kine 1976	15
Fig. I-8. Tuneli lidhës për stacionin hidroenergjitik Kakkonda, Japoni 1998.....	15
Fig. I-9. Tunnel, Japoni 1998	15
Fig. I-10. Tunnel, Chi-Chi Tajvan 1999.....	16
Fig. I-11. Tunnel, Niigata Japoni 2004.....	16
Fig. I-12. Tunnel, Niigata Japoni 2004.....	16
Fig. I-13. Vëndndodhja e strukturave nëntokësore (tunele betoni) të cilat pësuan prishje gjatë tërmetit “Chi – Chi” Tajvan 1999,.....	17
Fig. I-14. Vëndndodhja e strukturave nëntokësore (tunele betoni) të cilët pësuan prishje gjatë tërmetit “Chi – Chi” Tajvan 1999,.....	17
Fig. I-15. Format kryesore të shkarjeve tektonike.....	18
Fig. I-16. Paraqitje skematike e dëmtimit	18
Fig. I-17. Tunnel Ching-Gang, Chi-Chi, Tajvan 1999	19
Fig. I-18. Lidhja M-D dhe $L_{shkarjes}$ - D.....	19
Fig. I-19. Dëmtim nga shkarja shpatit. Tuneli Malakasi 1999.....	19
Fig. I-20. Dëmtime tubave shkarkues mbi port. Nga lëngëzimi e rrëzave është aktivizuar shkarje shpati dhe dëmtim i veprave nëntokësore.....	20
Fig. II-1. Historitë kohore të nxitimit në dy mjedise (Stone et al. 1987)	24
Fig. II-2. Spektrat e reagimit për dy mjediset (Romo & Seed 1986)	24
Fig. II-3. Variacioni i shpejtësisë, nxitimit spektral, PGA gjatë një seksioni 4km në San Francisco matur nga një tërmet në vitin 1957 (Idriss & Seed 1968).....	24
Fig. II-4. Lidhja empirike ndërmjet PGA në shkëmb dhe në dhera (Idriss 1990).....	25
Fig. II-5. Skematizimi i konfiguracioneve topografike	25
Fig. II-6. Raporti PGA të regjistruar në një faqe kodre Japoni (Jibson 1987)	26
Fig. II-7. Faktori amplifikimit për një gjeomjedis rrethor.....	26
Fig. II-8. Paraqitje skematike e fenomeneve të Drejtimi pulsit dhe hap kapërcyes ...	27
Fig. II-9. Paraqitje skematike e zhvendosjeve të terrenit për DP dhe FS.....	28
Fig. II-10. Sinjali me hap kërcyes (fling step) përcaktuar sipas Kostadinov&Yamazaki 2001	29
Fig. II-11. Marredhëniet prediktive M-Tp sipas autorëve të ndryshëm	29
Fig. II-12. Kompatibiliteti i akselerogramave me spektrat e kodit UBC	31
Fig. II-13. Paraqitje e sforcimeve në një element pmv.....	41
Fig. II-14. Ndryshimi i këndit të valës rënëse në mjedis të shtresëzuar.....	45
Fig. II-15. Paraqitje skematike e këndit të rënies së valës në lidhje me tunelin.....	48
Fig. II-16. Varësia e vlerave mesatare kuadratike të shformimeve kundrejt shpejtësisë së grimcës Vs me shpejtësinë e përhapjes së valës Cap. (Zerva 2003).....	50

Fig. II-17. Shpejtësia e (dukshme) përhapjes së valëve C_{ap}	51
Fig. II-18. Kurbat e normalizuara për një shtresë uniforme H me shpejtësi V_s për një gjysëm hapësirë elastike (O'Rourke et al 1984).....	52
Fig. II-19. Lidhja PGSa me PGV. Për $V_s=400\text{m/s}$ dhe distancë epiqëndre $D=20\text{km}$	53
Fig. II-20. Reagimi maksimal i terrenit marrë nga analiza numerike e konfiguracionit paraqitur në fund me kënd pjerrësie 45° (Liu & M.J.O'Rourke 1997)	54
Fig. II-21. Funksinet e madhësisë së shformimit dhe pozicionit të vlerës së pikut për $\alpha=10-90^\circ$	55
Fig. II-22. Funksinet e madhësisë së shformimit dhe pozicionit të vlerës së pikut për $\alpha=10-90^\circ$	56
Fig. II-23. Funksionet F_1, F_2 për kënde të ndryshëm të sipërfaqes së shkëmbit bazë.	56
Fig. II-24. Konfigurimi i burimit sizmik. Amplituda e rrëshqitjes së shkarjes 1m. ...	57
Fig. II-25. Shformimet gjatësore (linja të plota) dhe shpejtësitë e grimcave (vija me pika) për shkarje rrëshqitëse sipas pjerrësisë.....	57
Fig. II-26. $\log_{10}\epsilon$ kundrejt $\log_{10}(PGV/\beta 1)$ me modelin gjeologjik në Westmoreland, ImperialValley, California: influenca e tipit të shformimit (majtas); varësia nga distanca D (djathtas) (Trifunac & Lee, 1996)	58
Fig. II-27. $\log_{10}\epsilon$ kundrejt $\log_{10}(PGV/\beta 1)$ me modelin gjeologjik në Westmoreland, ImperialValley, California: varësia nga magnituda M (majtas); ndikimi i konditave të terrenit (djathtas) (Trifunac & Lee, 1996).....	58
Fig. II-28. Sformimet llogaritur me metoda numerike dhe analitike në rastin kur kemi koherencë hapësinore (a) dhe kur nuk kemi(b). (Zerva & Harada, 1997)	59
Fig. II-29. Paraqitje grafike e hapave të zgjidhjes së problemit. a) hapi i parë, b) hapi i dytë	61
Fig. II-30. Skema e aplikimit të metodës	62
Fig. II-31. Paraqitja e gridës dhe burimit për një rrjet.....	63
Fig. II-32. Lidhja M_w zhvendosje në një shkarje.....	64
Fig. II-33. Paraqitje skematike e tunelit përmes një shkarje aktive.....	64
Fig. II-34. Paraqitja grafike e deformimit të tubit përmes një shkarje	65
Fig. II-35. Paraqitje skematike e modelit	66
Fig. II-36. Vendosja e sustave në model	66
Fig. II-37. Ligjet e sjelljes së sustave	67
Fig. II-38. Modeli 2D	68
Fig. II-39. Ligji i sjelljes së terrenit.....	68
Fig. II-40. Paraqitje skematike e deformimeve aksiale	69
Fig. II-41. Paraqitje skematike e defomimeve përkulëse	70
Fig. II-42. Paraqitje skematike e deformimeve ovale.....	71
Fig. II-43. Paraqitje skematike e deformimeve tërthore të seksioneve katërkëndore	71
Fig. II-44. Forcat që veprojnë në strukturën e tunelit.....	75
Fig. II-45. DeformimeFree-field të tokës sipas valëve që përhapen vertikalisht.	79
Fig. II-46. Sforcimi prerës i tokës. (Gjendje pa zgavër).....	80
Fig. II-47. Shformimi prerës i mjedisit me zgavër.	80
Fig. II-48. Koeficienti i reagimit të veshjes K_1 (Rreshqitje e plotë e sipërfaqes së takimit)	84

Fig. II-49.....	84
Fig. II-50. Koefiçienti ngjeshës i veshjes K2.($\nu=0.2$).....	85
Fig. II-51. Koefiçienti ngjeshës i veshjes K2.($\nu=0.35$).....	85
Fig. II-52. Koefiçienti ngjeshës i veshjes K2.($\nu=0.5$)	86
Fig. II-53. Koefiçienti normalizuar i deformimit të veshjes në funksion të F(0-10)..	88
Fig. II-54. Koefiçienti normalizuar i deformimit të veshjes në funksion të F (0-100).	89
Fig. II-55. Deformimet tipike në fushë të lirë (Free-Field Racking)diferenca e të cilave shërben si ngarkim për ramën katërkëndore.....	92
Fig. II-56. Qëndrueshmëria e strukturës për ramat katërkëndore të metrosë së Los Angeles.....	93
Fig. II-57. Deformimet prerëse në fushë të lire për dy mjedise	94
Fig. II-58. Deformimet strukturore, Deformimet në fushë të lirë (free-field), rasti i pare (katrore bosh), deformimet nga bashkëveprimi (katrore të mbushur).....	95
Fig. II-59. Deformimet strukturore, Deformimet në fushë të lirë (free-field), rasti i dyte (katrore bosh), deformimet nga bashkëveprimi (katrore të mbushur))	95
Fig. II-60. Influenca e formulimit të matricës së masës në rastin e një llogaritje 1D për një sinjal vale Ricker	99
Fig. II-61. Raporti shuarjes kundrejt frekuencave në formulimin Rayleigh dhe Caughey.....	100
Fig. III-1. Pozicioni i tunelit të “Qaf Murrizit”	105
Fig. III-2. Harta gjeologjike e zonës së tunelit të Qaf Murrizit (zona e rrethuar tregon pozicionin e tunelit).....	107
Fig. III-3. Profili gjeomekanik i tunelit	108
Fig. III-4. Modeli 2D i tunelit Fig. III-5. Modeli 3D i tunelit.....	110
Fig. III-6. Paraqitje grafike për seksionin S-9	113
Fig. III-7. Harta e nxitimit të pikut PGA në shkëmb bazë për një periodë kthimi 475vjet.....	116
Fig. III-8. Ndarja e zonave sizmike për Shqipërinë.....	117
Fig. III-9. Identifikimi i burimeve sizmike.....	118
Fig. III-10. Kurba e hazardit.....	118
Fig. III-11. Historia kohore e nxitimit në drejtimin x,y,z për tërmetin e Friull.....	119
Fig. III-12 Historia kohore e nxitimit në drejtimin x,y,z për tërmetin në Mal te Zi	120
Fig. III-13. Shpjegimi i këndeve të rënies së valës në lidhje me tunelin.....	121
Fig. III-14. Përcaktimi i shpejtësisë së valës sipas AFTES.....	122
Fig. III-15. Paraqitja e studimit gjeofizik	123
Fig. III-16. Modeli llogaritës në drejtimin gjatësor. Formacionet e flishit janë me ngjyrë jeshile ndërsa ato gëlqerore me ngjyre bezhe.....	132
Fig. III-17. Modeli transversal i tunelit	133
Fig. III-18 Krahasimi i historive kohore të nxitimit për free-field (blu) dhe të kushteve të ndërveprimit të strukturës së dheut (i kuq).....	134
Fig. III-19. Deformimet e tunelit në zonën e kontaktit .Vlera max në zonën e kontaktit 5.7cm.....	134
Fig. III-20. Momente në vijën e tunelit për seksionin tërthor në fund të fazës së ngarkesës. Momenti max 80KNm në fund të anës anesore të majtë.....	134
Fig. III-21. Deformimet në tunel	135

Fig. III-22. Deformimet dhe momentet në modelin tra mbi susta.....	135
Fig. VI-1. Tipet e valëve sizmike	146
Fig. VI-2. Lëvizjet e grimcave në valët P dhe S.....	147
Fig. VI-3. Paraqitje skematike e planit të valës dhe lëvizjes së grimces.....	147
Fig. VI-4. Deformimet në lidhje me planin e valës për vale P dhe S.....	148
Fig. VI-5. Lëvizjet e grimcave në valët Rayleigh	148
Fig. VI-6. Lëvizjet e grimcave në valët Love në terrene të shtresëzuar	149
Fig. VI-7. Paraqitje skematike e valëve L dhe R.....	149
Fig. VI-8. Paraqitja e sforcimeve në rrethin e Mohrit	152
Fig. VI-9. Sforcimet në një plan θ	152
Fig. VI-10. Paraqitja e sforcimeve kryesore në rrethin e Mohrit	153
Fig. VI-11. Paraqitje e historisë së ngarkimit (stress path) për sforcime efektive ...	154
Fig. VI-12. Sforcimet në një element nga valë vertikale prerëse	154
Fig. VI-13. Paraqitje në rrethin e Mohrit, pozicionimi i polit, orientimi i akseve kryesore.	154
Fig. VI-14. Paraqitje e historisë së ngarkimit e Sforcimeve në një element nga valë vertikale prerëse.....	155
Fig. VI-15. Marrëdhëniet shformim-sforcim aksial	156
Fig. VI-16. Marrëdhëniet shformim-sforcim tangencial	156
Fig. VI-17. Moduli prerës "sekant", G_{sec} dhe shtangësia tangenciale prerëse G_{tan} ..	157
Fig. VI-18. Lakorja mbështjellëse e ligjit të sjelljes dhe variacioni i G	158
Fig. VI-19. Njehsimi i G_{max} nga grafiku i rezistences CPT për rëra silikate të pa përforcuara.....	159
Fig. VI-20. Kurbat e zvogëlimit të modulit për dherat me grimca të imëta me plasticitet të ndryshëm. (Vucetic dhe Dobry (1991). Ndikimi i plasticitetit të dheut në reagimin ciklik.....	160
Fig. VI-21. Ndikimi i presionit kufizues efektiv në zvogëlimin e kurbës së modulit për (a) dhera jo plastike ($PI=0$) dhe për (b) dhera plastike ($PI=50$). (Ishabashi (1992).	162
Fig. VI-22. Ndikimi i zvogëlimit ciklik mbi moduln prerës. (Pas Vucetic dhe Dobry (1991)). Ndikimi mbi reagimin ciklik për dherat plastike.....	162
Fig. VI-23. Ndryshimi i koeficientit të dherave me kokrriza të imëta me amplitudë të shformimit prerës ciklik dhe indeksi i plasticitetit. (Vucetic dhe Dobry (19961)...	163
Fig. VI-24. Asimptota e kurbës mbështjellëse hiperbolike nga $\tau = G_{max} \gamma$ dhe	165
Fig. VI-25. Rregullat e zgjeruara Masing: (a) ndryshimi i sforcimit prerës në lidhje me kohën; (b) sjellja e rezultuar e sforcim-shformimit (kurba mbështjellëse e dhënë nga vija e ndërprerë).....	166
Fig. VI-26. Percaktimet e mesatares dhe të sforcimit prerës ciklik dhe të shformimit prerës.	168
Fig. VI-27. Ndryshimi i koeficientit të forcës ciklike me numerin e cikleve për dhera të ndryshëm	169
Fig. VI-28. Ndryshimi i shformimit prerës mesatar me sforcimin prerës mesatar, sforcim prerës ciklik, dhe numerit të cikleve në provat e thjeshta prerëse të drejtpërdrejta tek argjilat plastike Drammen. τ_{force} është një forcë referuese e matur në kushtet e ngarkimit të ngadalte me $\tau_{mes} = 0$. Ngarkimi ciklik aplikohet në një periode prej 10sek. (Goulois et al., 1985)	170

Fig. VI-29. Efekti i shformimit ciklik kritik ne fortesine e njetrajtshme pas ngarkimit ciklik	171
Fig. VI-30. Modifikimi i indeksit Barton ne funksion te ngarkimit sizmik	172

Lista e tabelave

Table 1. Klasifikimi i Huang et al. 1999	14
Table 2. Vlerat e shformimeve per tipe te ndryshme valesh	48
Table 3. Vlerat e shformimeve max per tipe te ndryshme valesh	49
Table 4. Shformimet per vale P,S,R	74
Table 5. Lidhja magnitude cikle sforcimi maksimal	150
Table 6. Vlerat e shtangesive per rera dhe argjila	157
Table 7. Efekti i mjedisit dhe kushtet e ngarkimit ne modulet maksimale preres perdhera me konsolidim normal dhe te mbikonsoliduar	159
Table 8. Faktoret e rritjes se G_{max} (Dobry dhe Vucetic (1987))	160
Table 9. Faktoret e rritjes se G / G_{max} (Dobry dhe Vucetic (1987))	163
Table 10. Faktoret e rritjes se koeficientit te shuarjes (Dobry dhe Vucetic (1987)) .	164

I. Hyrje

I.1 Qëllimi i studimit

Qëllimi kryesor i temës së doktoraturës është të japë një metodologji të detajuar numerike të llogaritjeve sizmike të veprave nëntokesore lineare duke u përqendruar në rastet e prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha të formacionit (shkëmb mbi dhera).

Punime të tjera në këtë fushë kryesisht janë mbështetur mbi supozime që

- Ndajnë bashkëveprimin truell-strukturë nga modelimi i ngarkimit sizmik për çdo tip vale.
- Ndajnë reagimin gjatësor me atë terthor

Në këtë punim këto supozime thjeshtuese nuk janë bërë dhe është synuar të realizohet një përjasje që të marrë parasysh kompleksitetin e analizave numerike në këtë rast.

Veprat nëntokesore përvec disa rasteve të vecanta specifike janë mjaft të sigurt ndaj ngarkesave sizmike. Duke qënë se deri vonë këtyre llogaritjeve nuk i është ushtruar shumë vëmendje nuk janë zhvilluar metodologji të standartizuara në llogaritjen sizmike të tuneleve. Disa standarte të vendeve më të zhvilluara kanë filluar të futin konsiderata të llogaritjeve sizmike për veprat nëntokësore por këto konsiderata janë mjaft të përgjithshme dhe të thjeshtuara dhe nuk mund të përmbledhin gjithë gamën e problemeve që hasen gjatë llogaritjes sizmike të veprave nëntokësore. Zhvillimet dinamike ekonomike të viteve të fundit në vendet e zhvilluara por edhe në vendin tonë kanë çuar në nevojën e ndërtimit të tuneleve edhe në rastet specifike të përmendura më lart, kështu që del e domosdoshme që studimet e sjelljes nën ngarkesa sizmike për tunelet të kushtohet vëmendia e duhur.

Duke u përqendruar në llogaritjen sizmike të tuneleve në vendin tonë janë dhënë edhe rekomandime praktike që do të shërbejnë në të ardhmen edhe komunitetit të projektuesve të veprave nëntokësore në Shqipëri.

Punimi i doktoratures duke përshkruar gjithë bazën teorike të ndikimit sizmik në strukturën e veprës nëntokësore zhvillon një procedure llogaritje dhe vlerësimi për cdo tunel në cdo lloj formacioni dhe konfiguracioni gjeologjik, duke u përqendruar sidomos në rastet e prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha të formacionit (shkëmb mbi dhera). Kjo procedurë siç shihet nga rezultatet e marra është konsistente me zhvillimet dhe studimet më të fundit në botë.

Punimi është organizuar në tre kapituj. Në kapitullin e parë bëhet një prezantim i përgjithshëm i problemit nisur nga vëzhgime në raste konkrete të dëmtimeve të tuneleve. Në këtë kapitull jepen klasifikimi i dëmtimeve, tipet e dëmtimeve dhe konkluzionet empirike të nxjerra nga analizimi i katalogut të dëmtimeve.

Kapitulli i dytë jep në detaje mënyrën e modelimit sizmik të veprave nëntokësore (tuneleve). Në këtë kapitull janë dhënë gjithashtu mënyra e reagimit të

mjedisit ndaj këtij kalimi dhe përjasjet e kodeve të ndryshme për modelimin e ngarkimit sizmik në veprat nëntokësore. Nisur nga analizimi i ngarkimit dhe reagimit të mjedisit janë dhënë mënyrat e llogaritjes të shformim sforcimeve dhe forcave të brëndëshme në strukturën e tunelit. Në pjesët II.4 dhe II.5 janë dhënë në mënyrë të detajuar llogaritjet analitike dhe numerike.

Kapitulli i tretë jep aplikimin e metodologjisë numerike në një rast konkret. Fillimisht është analizuar problemi me metodat analitike për ti pasur si bazë krahasimi dhe pastaj është kaluar në analiza numerike të shëmbullit.

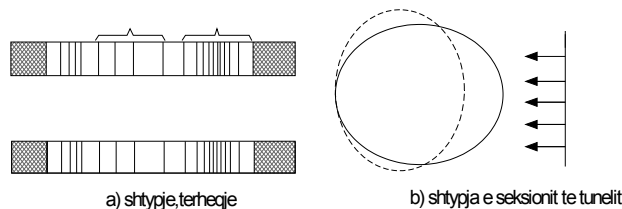
Në fund jepen konkluzionet për metodologjinë e përjasjes, rekomandimeve dhe objektivat e ardhshme të studimit.

I.2 Nevoja e modelimit sizmik për veprat nëntokësore, tunele, tubacione

Në ditët e sotme për shkak të perhapjes mjaft të madhe të këtyre lloj veprash , reagimi sizmik i tuneleve dhe veprave nëntokësore janë pjesë e shqetësimit të popullsisë, si nëse vepra është për transport apo për qëllime të tjera. Një dëmtim eventual i tunelit sjell jo vetëm probleme inxhinierike dhe financiare për veprën por ndikon në gjithë performancën e rrjetit të infrastrukturës së një vëndi. Llogaritja e tuneleve të nëndheshme është ende një nga problemet më të vështira të inxhinierisë së ndërtimit, veçanërisht në rajonet shumë sizmike, ata duhet të perballojnë si strukturë nëntokësore të dy fenomenet, statike dhe sizmike. Reagimi sizmik i tuneleve dhe në përgjithësi i strukturave nëntokësore është shumë i ndryshëm nga ai i objekteve mbi tokë, pasi masa e përgjithshme e strukturës është zakonisht e vogël në krahasim me masën e tokës përreth, dhe shtrëngimi nga terreni ofron vlera të larta të shuarjes gjometrike. Këto dy efekte bëjnë që një strukturë nëntokësore të reagojë në përputhje me reagimin e terrenit që e rrethon pa rezonancë. Historikisht, tunelet e nëndheshëm kanë përjetuar një normë më të ulët dëmtimi se strukturat mbi sipërfaqe, megjithatë, pas disa tërmeteve të medhenj kohët e fundit ka rezultuar një dëmtim i rëndë i strukturave nëntokësore si në qendrat kryesore urbane dhe territoret malore.

Efektet e tërmetit në strukturat e nëndheshme mund të grupohen në dy kategori[Hashash et al, 2001.]:

- 1. Lëkundjet e tokës. Deformimet e terrenit nga përhapja e valëve sizmike**
- 2. Shkatërrim të terrenit. Të tillë si lëngëzimi, zhvendosjet e shkarjeve tektonike, qëndrueshmëria e shpateve.**



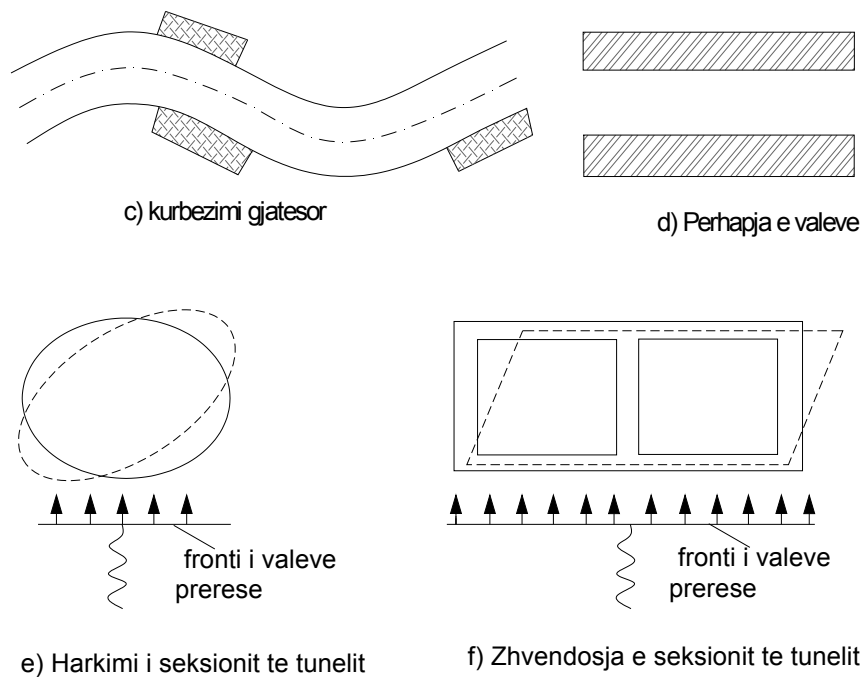


Fig. I-1. Deformimet e terrenit nga perhapja e valëve sizmike

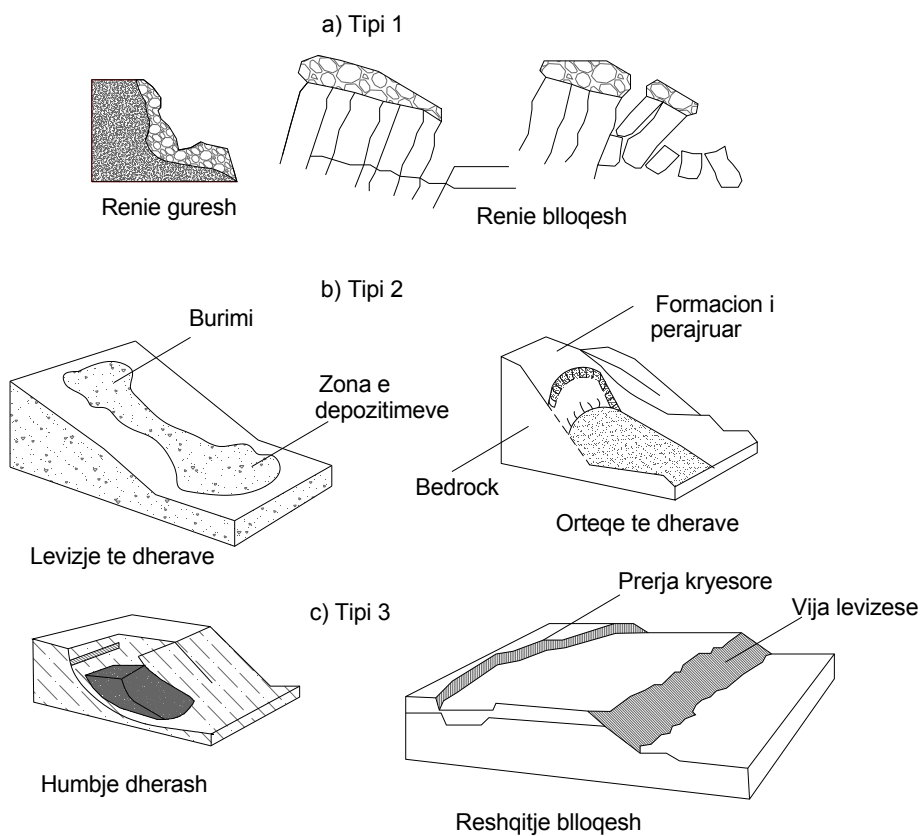


Fig. I-2. Tipet e ndryshme të shkatërrim të terrenit

I.3 Nevoja e modelimit sizmik për themelet e veprave të artit, veprave civile

Tipet e veprave që mund të quhen struktura nëntokësore janë: themelet tip pus të urave, parkimet nëntokësore, godinat infrastrukturore dhe teknologjike nëntoke, stacionet e metrove, tuneleve në taban të detit etj. Në përgjithësi këto vepra janë të ndërtuara me gërmim nga lart dhe nën lëkundjet sizmike kanë sjellje të ndërmjetme midis strukturave mbi sipërfaqe dhe tuneleve. Ashtu si tunelet kanë performance të mirë nën lëkundje sizmike por si pasojë e bashkëveprimit me mjedisin përreth në terrene të dobët në disa raste kur kanë qënë afër burimeve sizmike kanë pësuar dëmtime serioze. Nisur nga këto dëmtime del e nevojshme që të bëhet studim i detajuar edhe i këtyre lloj veprash. Në studimin tonë nuk do të ndalemi në këto vepra por vërejmë se nga paraqitja e modelimit të ngarkimit sizmik mund të merren rezultatet e modelimit si ngarkim sizmik edhe për këto vepra.

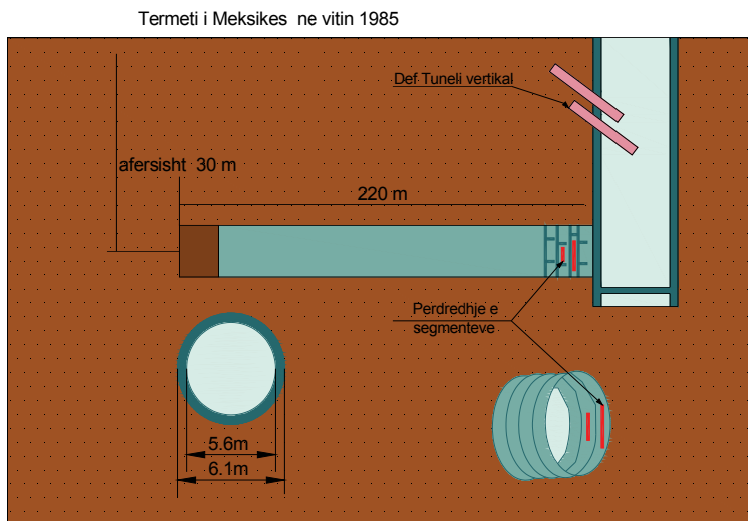


Fig. I-3. Dëmet e vërejtura në tërmetin e Meksikës për tipe të ndryshme tunelesh.

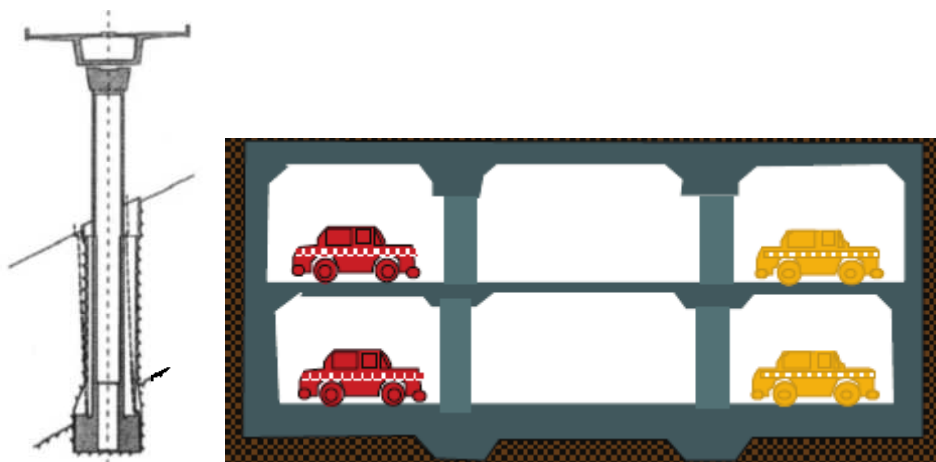


Fig. I-4. Tipe të ndryshme të veprave nëntokësore

I.4 Sjellja e veprave nëntokësore

1.4.1 Përmbledhja e tuneleve të shqyrtuar

Dëmtimet e tuneleve janë studiuar dhe përmbledhur nga shumë shkencëtarë. Disa prej tyre janë : Stevens 1977, Owen & Scholl 1980, Power et al. 1998, Asakura & Sato 1998, Wang et al. 2001, etj.

Një vënd të vecantë në këto përmbledhje zënë tunelet urban. Dëmtimet e tuneleve urban paraqesin si vecori se kanë ndodhur kryesisht në stacione dhe në zonat e bashkimit të stacioneve me tunelin urban. Tunelet në tabanin e deteve(fig. 5) paraqesin një rast të vecantë dhe nuk do të trajtohen në këtë studim. Pjesa e ngarkimit sizmik për llogaritjen e tyre është e ngjashme me tunelet sipërfaqesor por ndryshojnë përsa i përket reagimit të segmenteve, nyjeve dhe bashkëveprimit me mjedisin rrethues.



Fig. I-5. Tunnel në taban të detit

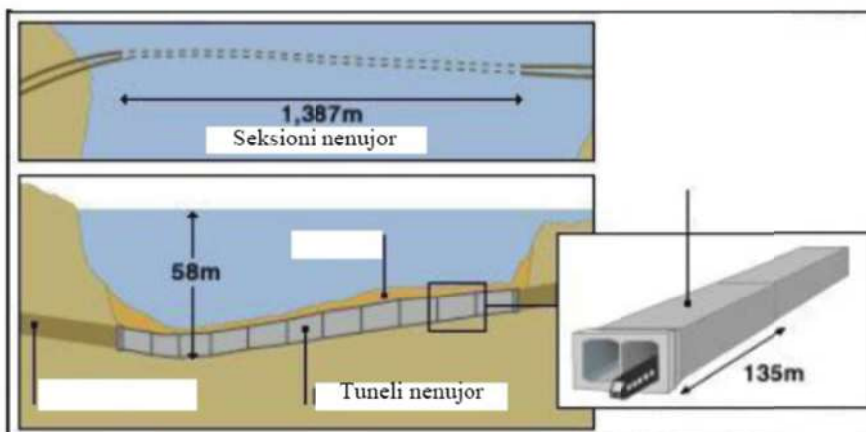


Fig. I-6. Profili gjatësor i tunelit për kalimin e ngushticës së Bosforit

1.4.2 Kriteret e klasifikimit të dëmtimeve

Autorë të ndryshëm kanë bërë klasifikime të ndryshme. Më poshtë po japim dy prej tyre të cilët janë nga më të rëndësishmit.

- Klasifikimi i Huang et al. 1999

Klasifikimi dëmit	Indeksi	Niveli dëmit	Përshkrimi dëmit	Strategjia operimit
S'ka rrezik	A	S'ka dëm	Nga inspektimi pamor nuk dallohen dëme	Trafik normal
	A	Dëme të lehta	Nga inspektimi pamor dallohen dëme të lehta, carje $w < 3\text{mm}$, gjatësi $L < 5\text{m}$	Trafik i kontrolluar
Te rrezikshme	B	Mesatar	Nga inspektimi pamor dallohen dëme mesatare, shkaterim copash, nxjerrje shufrave të celikut, lëvizje segmentesh, carje $w > 3\text{mm}$, gjatësi $L > 5\text{m}$, rrjedhje ujrash	Trafik i bllokuar
Shumë të rrezikshme	C	I rëndë	Nga inspektimi pamor dallohen dëme të rënda, shkatërim të faqeve, ngritje të dyshemesë, rrjedhje të mëdha ujrash, dëmtim të pajisjeve, shkatërrim të shpatit mbi portal.	Trafik i bllokuar

Tab. 1. Klasifikimi i Huang et al. 1999

- Klasifikimi FEMA 1999
 - **ds1** - S'ka dëmtim
 - **ds2** - dëmtim i lehtë (carje të imta të veshjes, rënie blloqesh në tunelet e paveshur, lëvizje të vogla të formacionit në portale)
 - **ds3** - dëmtime mesatare (carje të veshjes, rënie blloqesh në tunelet e paveshur)
 - **ds4** - dëmtime të mëdha (carje të mëdha të veshjes, rënie masive blloqesh në tunelet e paveshur, lëvizje diferenciale të mëdha të formacionit në portale)
 - **ds5** - dëmtim total (carje masive të veshjes, shkatërrim i mundshëm)

1.4.3 Tipet e dëmtimeve të vërejtura

Nga vëzhgimet në tunele pas një ngjarje sizmike janë vërejtur tipë të ndryshme dëmtimesh disa prej të cilave po i paraqesim më poshtë.

Dëmtime të grupit të pare (deformim nga kalimi i valës sizmike)

- Plasaritje periferike

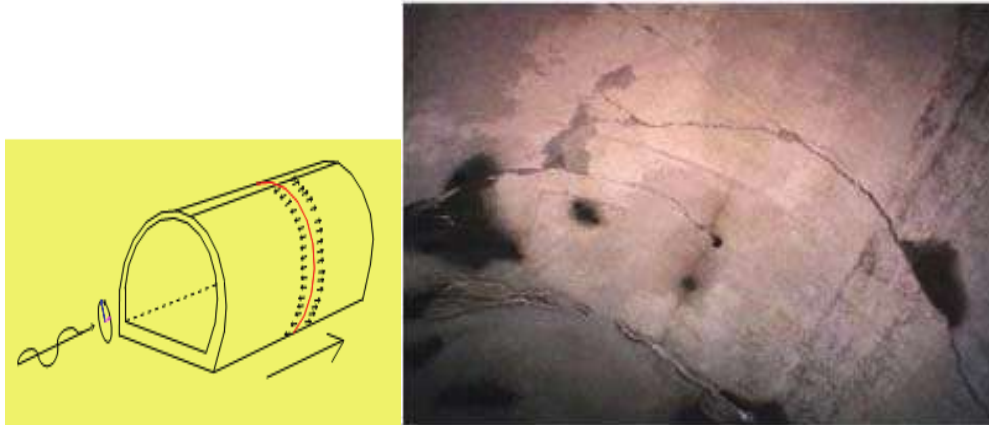


Fig. I-7. Tuneli Tangshan Kine 1976

- Thërmim i veshjes së betonit
(nga tejkalimi i rezistencave në shtypje aksiale)

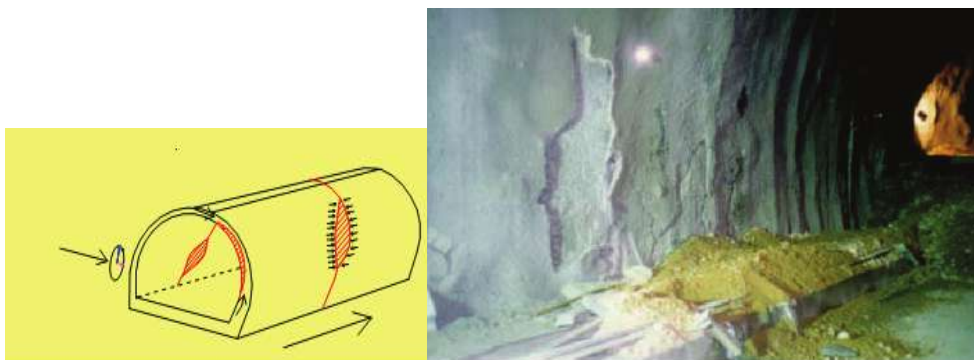


Fig. I-8. Tuneli lidhës per stacionin hidroenergjitik Kakkonda, Japoni 1998



Fig. I-9. Tunel, Japoni 1998

➤ Plasaritje gjatësore

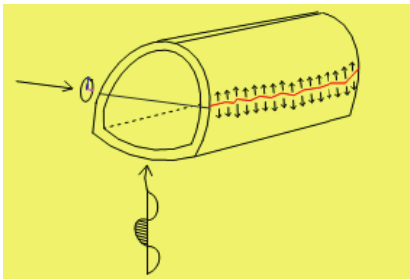


Fig. I-10. Tunel, Chi-ChiTajvan1999



Fig. I-11. Tunel, Niigata Japoni 2004

➤ Plasaritje prerëse

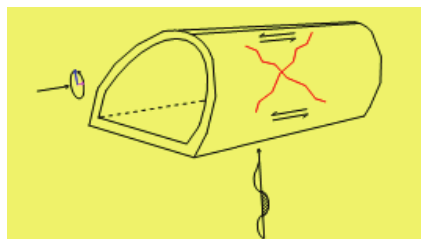


Fig. I-12. Tunel, Niigata Japoni 2004

Të gjitha rastet e paraqitura më lart janë “Dëmtime potenciale” për shkak të efektit të përhapjes së valëve sizmike. Një nga vëzhgimet kryesore gjatë evidentimit të dëmeve në tunele ka qënë ndikimi i afërsisë nga burimi sizmik. Kështu për tërmetin Chi-Chi në Tajvan 1999 është vërejtur se gjithë tunelet e dëmtuar shtrihen pranë burimit sizmik.

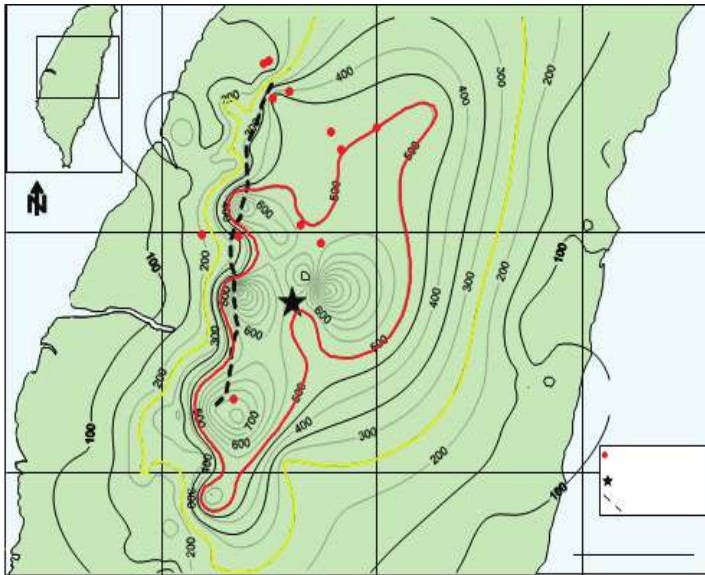


Fig. I-13. Vëndndodhja e strukturave nëntokësore (tunele betoni) të cilat pësuan prishje gjatë tërmetit “Chi – Chi” Tajvan 1999,

Në hartën e mësipërme jepen konturet me shpejtimin maksimum të regjistruar në sipërfaqen e tokës, vëndndodhjet e tuneleve të dëmtuar jepet me pikë të kuqe, epiqendra e tërmetit me yll dhe vija e ndërprerë paraqet shkarjen tektonike. Vihet re se të gjithë tunelet që janë dëmtuar shtrihen brënda konturit 0.25g.

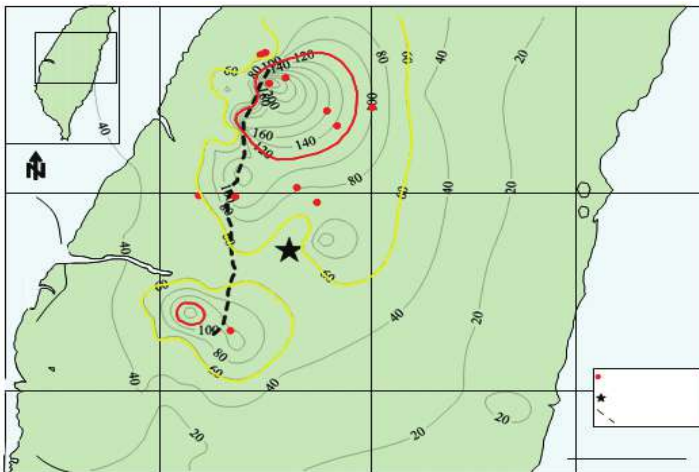


Fig. I-14. Vëndndodhja e strukturave nëntokësore (tunele betoni) të cilët pësuan prishje gjatë tërmetit “Chi – Chi” Tajvan 1999,

Në mënyrë të ngjashme në hartën e mësipërme jepen konturet me shpejtësinë maksimale të regjistruar në sipërfaqen e tokës, vendndodhjet e tuneleve të dëmtuar jepet me pikë të kuqë, epiqendra e tërmetit me yll dhe vija e ndërprere paraqet shkarjen tektonike. Vihet re se të gjithë tunelet që janë dëmtuar shtrihen brënda konturit 60cm/s.

Dëmtime të grupit të dytë (shkatërrim i terrenit nga kalimi i valës sizmike)

Për shkak të zhvendosjeve të shkarjeve tektonik janë vërejtur një numër i madh dëmtimesh. Këto tipe prishjesh (tipi 2) janë të pabërballueshme nga strukturat e tunelit dhe duhet të shmangen duke lëvizur tunelin ose realizuar sisteme të shuarjes së zhvendosjeve. Format kryesore të zhvendosjeve tektonike që manifestohen edhe në zhvendosje dhe dëmtime të tunelit janë:

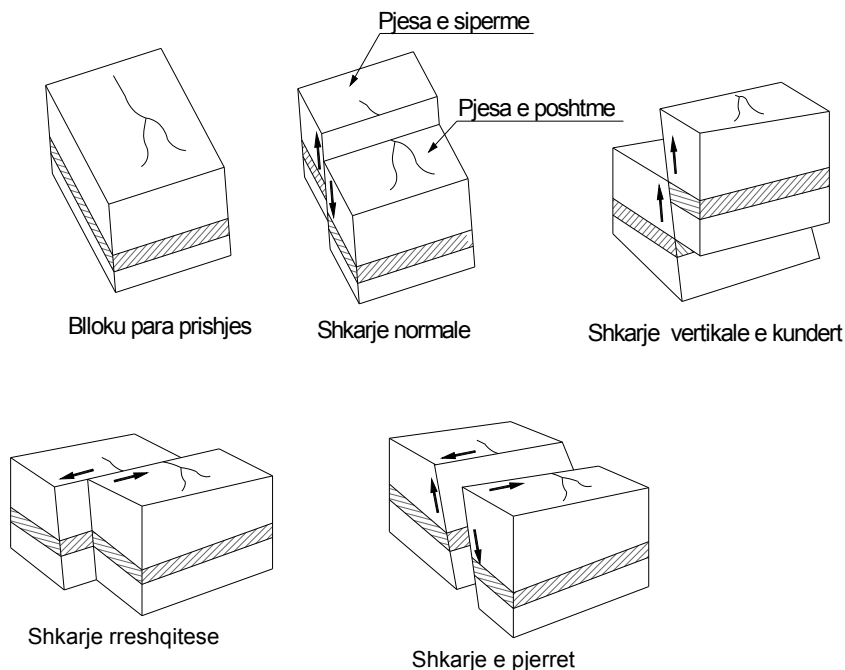


Fig. I-15. Format kryesore të shkarjeve tektonike

- Dëmtime për shkak të zhvendosjeve të prishjeve në formë thyerjesh.

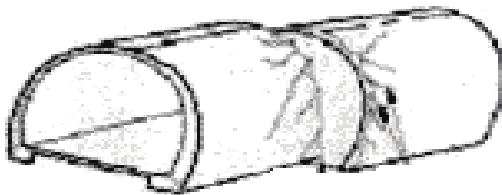


Fig. I-16. Paraqitje skematike e dëmtimit



Fig. I-17. Tunel Ching-Gang, Chi-Chi, Tajvan 1999

Autorë të ndryshëm kanë përcaktuar lidhje empirike për përcaktimin e zhvendosjeve të truallit për shkak të shkarjeve tektonike në forme thyerje. (Well dhe Coppersmith, 1994).

Vihet re se zhvendosja maksimale e parashikuar është rreth dy herë më e madhe se vlera mesatare, gjë që tregon variacionin mjaft të madh të vlerave.

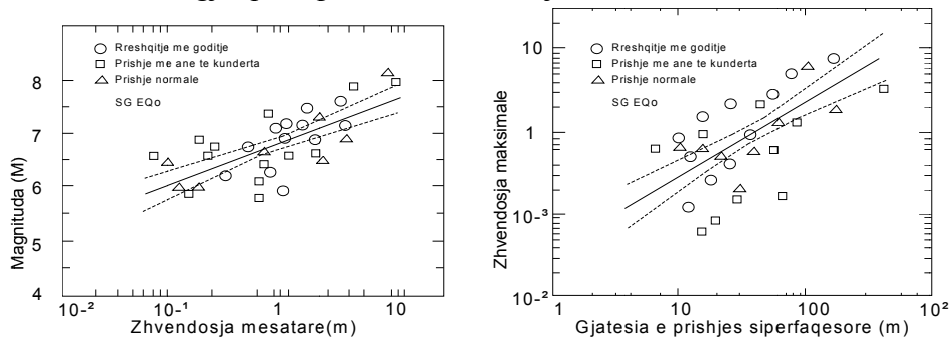


Fig. I-18. Lidhja M-D dhe $L_{shkarjes} - D$

➤ Dëmtime për shkak të rrëshqitjes së shpatit.



Fig. I-19. Dëmtim nga shkarja shpatit. Tuneli Malakasi 1999

➤ Dëmtime për shkak të lëngëzimit:

Për këtë tip nuk kemi shumë referenca por ekzistojnë përmëndje në literature si fenomene të hasura.

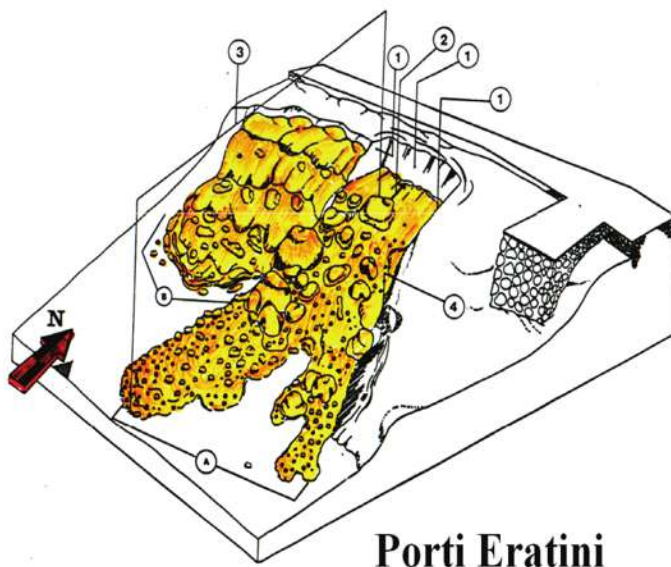


Fig. I-20. Dëmtime tubave shkarkues mbi port. Nga lëngëzimi e rrëave është aktivizuar shkarje shpati dhe dëmtim i veprave nëntokësore.

1.4.4 Konkluzione nisur nga sjellja e veprës

Faktorët kryesorë që influencojnë në reagimin sizmik të një strukture nëntokësore janë:

- Forma, dimensionet dhe thellësia e vendosjes
- Vetitë fiziko-mekanike të mjedisit përreth.
- Intensiteti i tërmetit
- Aftësia mbajtëse e strukturës, kapaciteti sizmik i strukturës së veprës nëntokësore

Nisur nga vëzhgimet e kryera mbi tunele të dëmtuar mund të arrijmë në konkluzionet e mëposhtme:

- Tunelet e cekët dëmtohen më shumë se tunelet e thelë
- Tunelet në dhëra dëmtohen më shumë se tunelet në shkëmb
- Dëmtimet rriten me rritjen e magnitudës M dhe zvogelimin e distancës nga burimi

- Dëmtimet më të mëdha ndodhin kur tuneli kalon një shkarje tektonike që aktivizohet gjatë tërmetit. Këto dëmtime manifestohen në një gjatësi të vogël në tunel (disa metra)
- Dëmtime kanë ndodhur vetëm në rast të formacioneve shumë të dobët dhe strukturave të veshjes shumë të këqija.
- Dëmtimet në formacione të mira mund të ndodhin vetëm nëse plotësohen këto kushte: Distanca nga burimi 10km për magnitudë 7, dhe deri 30km për magnitudë 8; $PGA > 0.4$ në formacione të mira, $PGA > 0.2-0.4$ në formacione të dobta.
- Menyra e kontaktit të veshjes me mjedisin luan rol të rëndësishëm.
- Rritja e shtangësise së veshjes në përgjithësi nuk luan ndonjë rol në zvogëlimin e vulnerabilitetit të veprave nëntokësore, përkundrazi mbështjellja me materiale shuarëse ndihmon shumë në zvogëlimin e dëmtimeve.
- Lëkundjet sizmike mund të amplifikohen nëse gjatësia e valës së lëkundjes është nga 1-4D e tunelit.
- Tunelet sipërfaqesore dhe ata me seksion katërkëndor pësojnë dëme mjaft më të mëdha se ato rrethor.

II. Metodatat llogaritëse

II.1 Modelimi veprimit sizmik

2.1.1 Efektet e përhapjes së valëve sizmike

2.1.1.1 *Hyrje*

Konditat lokale mund të influencojnë shumë në të gjitha karakteristikat e një lëkundje sizmike. Këto kondita influencojnë amplitudën, përmbajtjen e frekuencave, kohëzgjatjen etj. Masa e ndikimit varet nga vetitë e mjedisit, gjeometria e mjedisit dhe karakteristikat e ngarkimit sizmik (valës sizmike hyrëse).

Vetitë e mjedisit në mënyrë të shkurtuar do të paraqesim në piken 2.1.5 dhe në aneks, ndikimin e gjeometrisë do ta paraqesim në vazhdim, karakteristikat e ngarkimit sizmik në mënyrë të përmbledhur janë dhënë në pikën 2.1.1 dhe në aneks. Gjithashtu në nënkapitullin II.3 do të jepen bazat teorike të influencës së kalimit të një valë (sizmike) në një mjedis.

Autore të ndryshëm kanë dhënë zgjidhje analitike dhe numerike të kalimit të valës sizmike për konfiguracioneve të ndryshme të gjeomjedisit. Kështu mund të përmendim Sanchez_Sesma & Rosenblueth 1979 “Amplifikimi nga një kanion”; Bard & Bouchon 1985 “Amplifikimi në gjeomjedisë katërkëndor”; Rodriguez-Zuniga 1995 “Amplifikimi në gjeomjedise rrethor, sinusoidal, cilindrik, sferik”; Paolucci 2002 “Amplifikimi nga një kodër”; Bouckovalas & Papadimitriou 2005 “Amplifikimi nga një faqe kodre”.

2.1.1.2 *Evidenca nga matje dhe vëzhgime*

Një nga evidencat më të rëndësishme në ndikimin e konditave lokale në lëkundjen sizmike është tërmeti i Meksikës i vitit 1985 (19.09.1985). Ky tërmet me epiqendër në Michoacan shkaktoi dëme të vogla në epiqendër dhe dëme shumë të mëdha në qytetin e Meksikos. Edhe brenda vetë qytetit ai shkaktoi dëme në pjesën ku ka qënë një liqen i vjetër dhe thellësia e depozitimeve të buta varion nga 35-50m (Stone 1987). Jashtë kësaj zonë ku kishte thellësi të depozitimeve të buta më të vogla ose me të mëdha si dhe brenda zones për godina nën 5 kate dhe mbi 20 kate nuk u vërejtën dëmtime. Dëmtimet u shaktuan nga efekti i rezonancës së dyfishtë (amplifikim i lëkundjeve të nga depozitimet e buta dhe amplifikimi i lëkundjeve të dherave nga struktura)

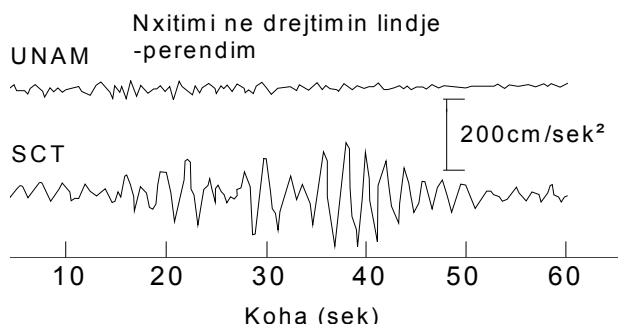


Fig. II-1. Historitë kohore të nxitimit në dy mjedisë (Stone et al. 1987)

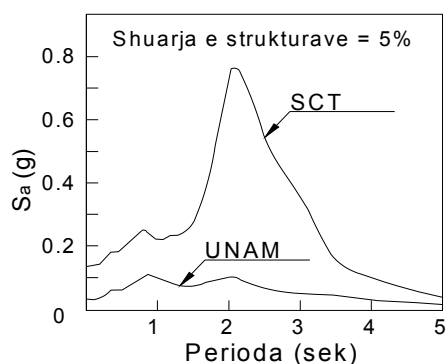


Fig. II-2. Spektrat e reagimit për dy mjediset (Romo & Seed 1986)

Një evidencë tjetër paraqitur në mënyrë grafike është dhënë më poshtë nga Idriss dhe Seed nga matjet në qytetin e San Franciskos 1957.

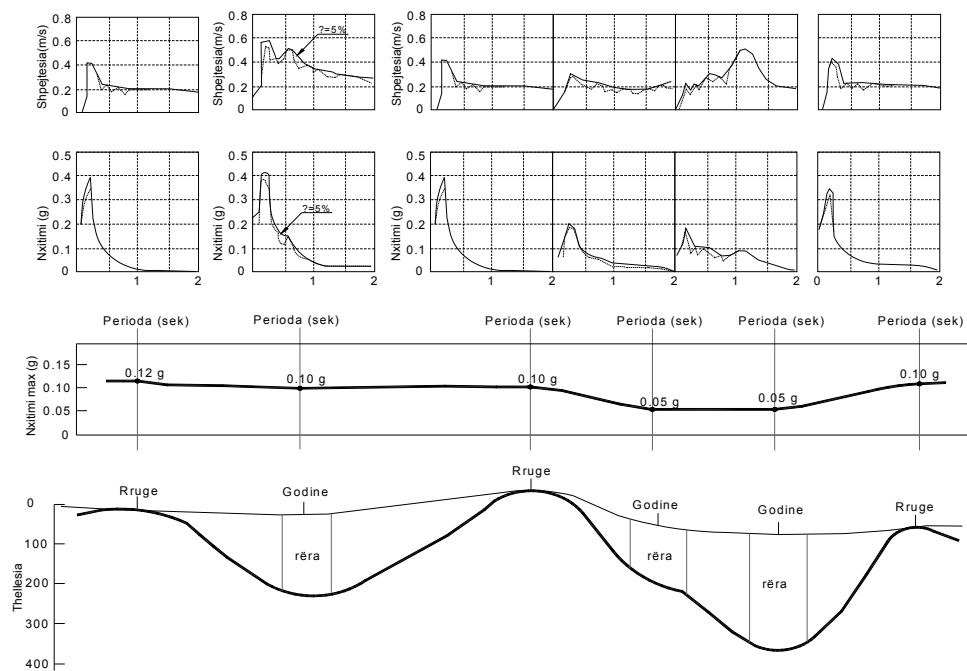


Fig. II-3. Variacioni i shpejtësisë, nxitimit spektral, PGA gjatë një seksioni 4km në San Francisco matur nga një tërmet në vitin 1957 (Idriss & Seed 1968)

Autorë të ndryshëm janë munduar të bëjnë rekomandime përmblendhëse nisur nga këto vëzhgime dhe matje por deri tani këto rekomandime janë vetëm orientuese. Kështu psh. po japim një grafik të Idriss për lidhjen nxitim në shkeëmb nxitim në terren të butë.

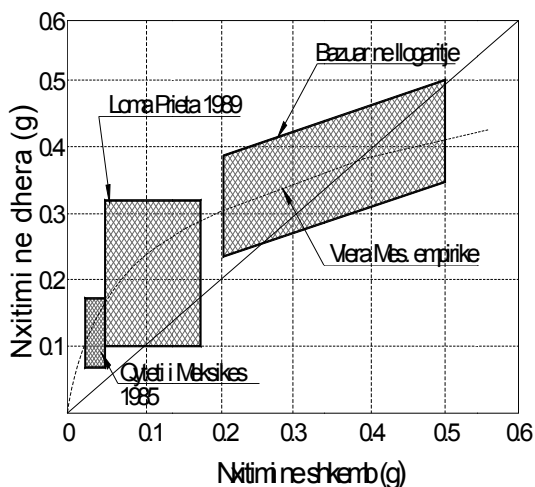


Fig. II-4. Lidhja empirike ndërmjet PGA në shkëmb dhe në dhera (Idriss 1990)

2.1.1.3 Efektet e topografisë në lëkundjet sizmike

Paraqesin një problem mjaft të vështirë analitik dhe numerik pasi si pasojë e përthyerjes së valëve, interferencës së tyre, këndeve të ndryshme të hyrjes etj. përftohen efekte amplifikuese dhe shuarëse mjaft të komplikuar. Kështu në përgjithësi është bërë vlerësim për konfiguracione të thjeshta, me hipoteza thjeshtuese dhe vlerësime nga matjet.

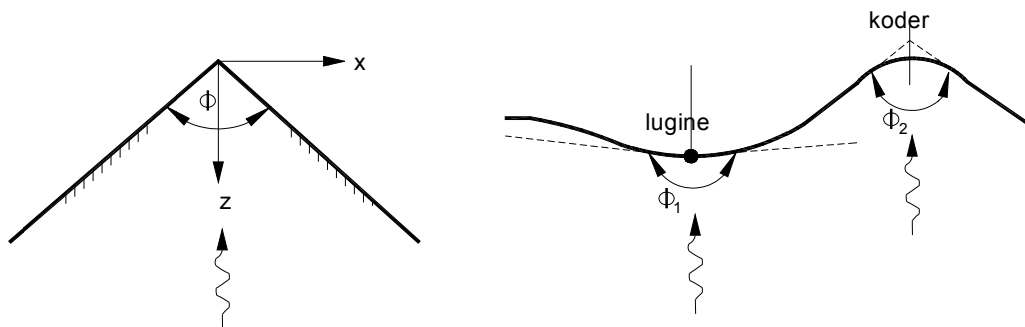


Fig. II-5. Skematizimi i konfiguracioneve topografike

Kështu psh. nga matjet në një shpat mali në Japoni, Jibson me 1987 dha grafikun e mëposhtëm.

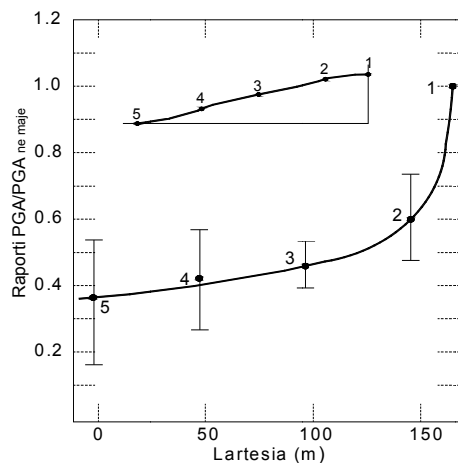


Fig. II-6. Raporti PGA të regjistruar në një faqe kodre Japoni (Jibson 1987)

Shëmbuj të tjerë kemi në Itali të dhëna nga Paolucci 2002. (Civita de Bagnoregio). Këto efekte janë të evidentuara edhe në kode sismik të vëndeve të ndryshëm.

2.1.1.4 Efektet e gjeomjedisit në lëkundjet sismike

Sic e përmendëm më sipër kemi trajtime nga autorë të ndryshëm. Këtu më poshtë po japim një zgjidhje për një gjeomjedis 2D.

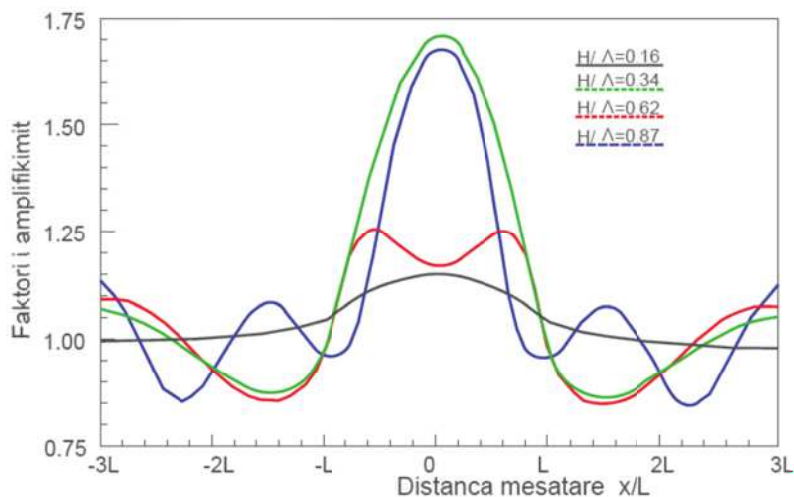


Fig. II-7. Faktori amplifikimit për një gjeomjedis rrethor

Ku: L - është $\frac{1}{2}$ e gjërësisë së gjeomjedisit, H - thellësia ekuivalente e gjeomjedisit, V_{S2} -shpejtësia e valës në shkëmb bazë (bedrock), V_{S1} -shpejtësia e valës në gjeomjedis, Δ -gjatësia e valës. Vlera maksimale amplifikimit merret për $H/\Delta=0.87$ nga 1.7 në sipërfaqe deri 1.8 në thellësi.

Për gjeomjedise të shtresëzuar kemi faktorë amplifikimi të ndryshëm.

2.1.1.5 Efektet e afërsisë nga shkarja tektonike burim termeti (Near fault)

Siç e përmendëm në përmbledhjen për sjelljen e tuneleve, tunelet më të rrezikuar janë ata që ndodhen afër burimeve sizmike. Në vazhdim do ta paraqesim problemin në kuptimin sizmiologjik, në 2.3.2 do të japim ndikimin në PGA të afërsisë nga burimi dhe në 2.3.4 llogaritjen e një tuneli që kalon përmes një shkarje tektonike aktive ose që shket gjatë një tërmeti.

Efektet e afërsisë sipas autorëve të ndryshëm evidentohen në një distance 5-15km nga burimi. Ato reflektojnë karakteristikat e burimit sizmik, procesin e shkatërrimit, rrugëtimin e valës dhe konditat lokale. Duke analizuar historitë kohore shikohet që këto efekte mund të dallohen më qartë në historitë kohore të shpejtësisë dhe janë të vështira për tu evidentuar në ato të shpejtimeve.

Deri më sot nuk është gjetur një lidhje direkte midis zhvendosjeve statike të shkarjes dhe zhvendosjeve dinamike kështu ato trajtohen si të pavaruara dhe rezultatet e tyre mbledhen.

Për një mekanizëm lokal rreshqitës gjatë shkarjes (strike slip) puls i drejtimit (directivity pulse) orientohet pingul drejtimit të shkarjes ndërsa zhvendosjes statike orientohen sipas shkarjes. Për një mekanizëm lokal rrëshqitje vertikale (dip slip) puls i drejtimit (directivity pulse) orientohet sipas një drejtimi pingul drejtimit të pjerrësisë së shkarjes, me komponentë vertikale dhe horizontale ndërsa zhvendosjes statike orientohen sipas pjerrësisë së shkarjes dhe kanë komponentë vertikale dhe horizontale.

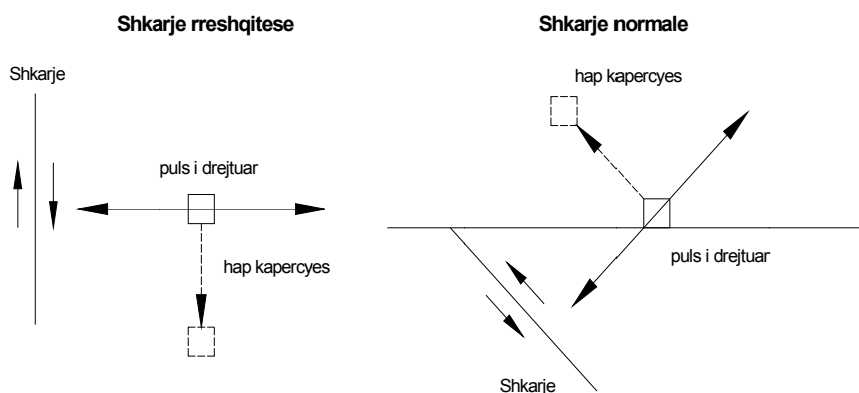


Fig. II-8. Paraqitje skematike e fenomeneve të Drejtimit të pulsit dhe hap kapërcyes

Efektet e drejtimit të pulsit shkaktohen si pasojë e arritjes së gjithë lëkundjeve sizmike emëtuar në vazhdimësi të shkarjes në një puls të vetëm lëkundje kur shkarje ka një shkatërrim të vazhduar dhe jo të shkëputur (shumë ndodhi të njëpasnjëshme të veçuara). N.q.s drejtimi i shkatërrimit të shkarjes (rupture direction) përpunohet me përhapjen e frontit të valës drejt vëndndërtimit kemi puls drejtimi të përparme, nëse është në anë të kundërt kemi puls drejtimi të kundërt dhe anash kemi puls drejtimi neutral. Vetëm për puls drejtimi të përparme kemi akumulim të valëve dhe rritje të amplitudave.

Për shkarje rrëshqitëse efektet e drejtimit të pulsit janë të vogla në epiqendër dhe rriten në zonat në fund të shtrirjes së shkarjes. Përkundrazi në rrëshqitjet vertikale efektet e drejtimit të pulsit janë të njëjta në epiqendër dhe në zonat në fund të shtrirjes së shkarjes (pjesa nga hipoqendra-fund shkarje deri në sipërfaqe).

Efektet “hap kerccyes” (fling step) janë komponentja statike e lëkundjes që karakterizon një kapërcim në historitë kohore të zhvendosjeve dhe një puls të njëanshëm në historitë kohore të shpejtësive. Eshtë rezultat i zhvendosjeve mbetëse të tokës dhe prandaj gjeneron vetëm një puls të njëanshëm shpejtësie. Këto efekte janë të ndjeshëm vetëm për zhvendosje sipërfaqësore me një distance <5km nga burimi. Ndodhin në drejtim të shkatërrimit (rrëshqitjes së shkarjes). Një paraqitje skematike të dy efekteve po e japim më poshtë:

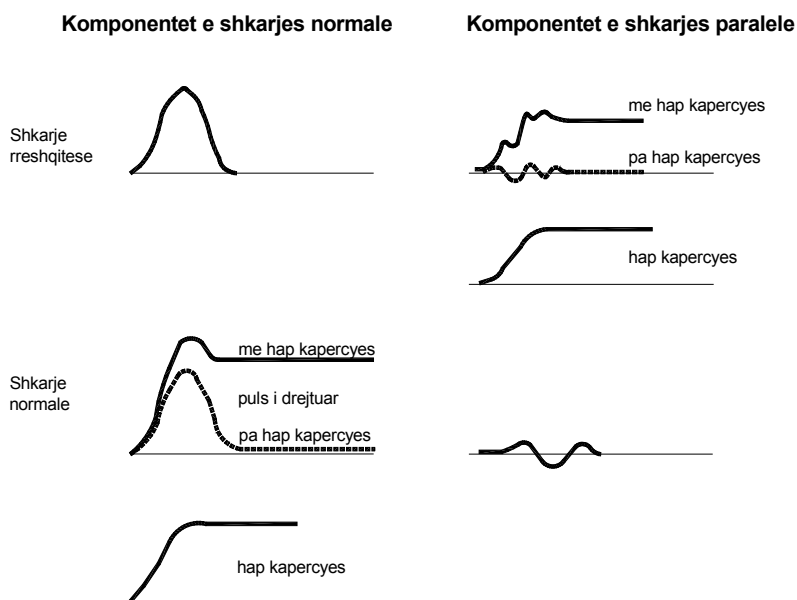


Fig. II-9. Paraqitje skematike e zhvendosjeve të terrenit për DP dhe FS

Ekzistojnë modele të ndryshme për vlerësimin e FS një formë të përgjithshme të të cilave po e japim më poshtë. Si pasojë e FS vlerat maksimale të shpejtësive të valëve rriten 30-80% nga ato të fushës së zhvendosjeve dinamike. Siç theksuam më lart këto vlerësime mund të futen direkt në analiza dhe rezultatet të mblidhen me ato të zhvendosjeve dinamike.

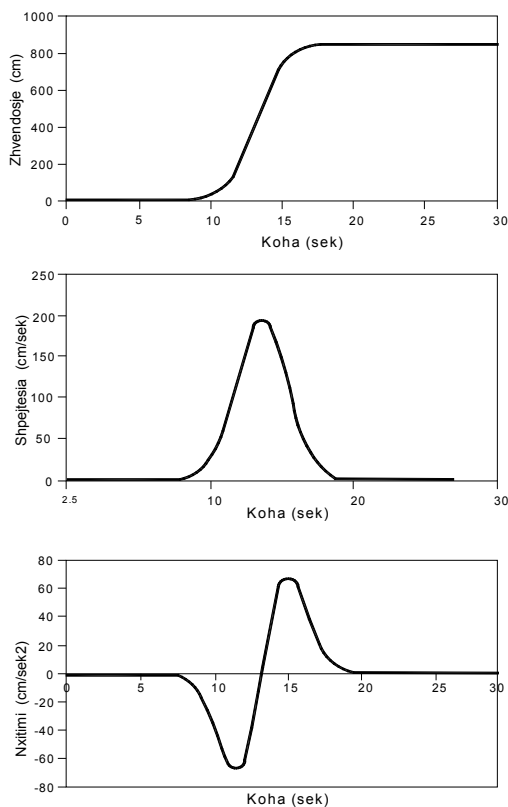


Fig. II-10. Sinjali me hap kërcyes (fling step) përcaktuar sipas Kostadinov&Yamazaki 2001

Vlerësimi të parametrave të lëkundjes që marrin parasysh efektet “Afërsisë nga burimi” i është kushtuar rëndësi kohët e fundit nga shumë autorë. Ata kanë dhënë modele paraqitje të parametrave të valës, lidhjet e periodave të pulsit me magnitudën në funksion të tipit të shkarjes. Pa u futur në detaje po japim një paraqitje skematike të këtyre lidhjeve T_p me M_w dhe PGV me distancën.

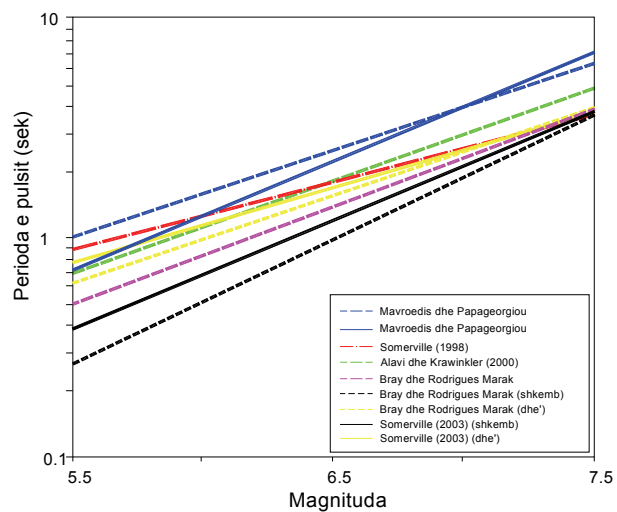


Fig. II-11. Marredhëniet prediktive M- T_p sipas autorëve të ndryshëm

Duke u nisur nga vlerësimet e mësipërme duhet të ndërtojmë një veprim sizmik(seismic input) që të marrë parasysh gjithë veçoritë e konditave të afërsisë nga burimi.

Ky veprim sizmik siç e theksuam dhe më parë për strukturat nëntokësore duhet të jepet si histori kohore të shpejtimeve, shpejtësive ose zhvendosjeve. Histori kohore të ndryshme mund të përdoren për këtë qëllim.

- Akselerograma artificiale bazuar në teorinë e lëkundjes së pikës kompatibël me spektrin e reagimit
- Akselerograma artificiale gjeneruar me metoda stokastike kompatibel me magnitudën dhe distancën nga epiqendra
- Akselerograma sintetike gjeneruar nga modelime matematike të burimit dhe përhapjes së valës(Simulimi Hisada&Bielek)
- Akselerograma reale nga database i tërmeteve të rregjistruar kompatibël me gjeologjinë e zonës dhe tipin e burimit
- Akselerograma artificiale gjeneruar me metoda hibride. Modifikim i akselerogramave reale që të bëhen kompatibël me spektrin e reagimit.

Meqënëse përdorimi i akselerogramave reale rekomandohet nga shumë autorë si dhe nga EC8 dhe njëkohesisht është përdorur në shëmbullin tonë po japim disa vlerësime si duhen përdorur për të marrë efektet e afërsisë nga burimi.

Përdorimi i akselerogramave në kushte të afërsisë nga hedhja tektonike burim tërmeti (near fault) ka avantazhin se zotëron një përmbajtje reale të frekuencave dhe një lidhje në fazë ndërmjet përbërësve. Përdorimi i akselerogramave reale në kushte të afërsisë nga burimi duhet që jo vetëm të jetë kompatibël me spektrin e reagimit(EC8) por dhe me madhësinë e magnitudës. Lëkundjet në afërsi të burimit nuk mund të merren thjesht duke shumëzuar me të njëjtën madhësi të gjitha pikat e një spektri sepse forma e tij për perioda të mesme dhe të gjata të reagimit ndryshon kur vlera spektrale rritet si pasojë e rritjes së magnitudës. Duke analizuar rregjistrime të tërmeteve të fundit është arritur në konkluzionin që:

- Tërmetet e fortë kanë lëkundje më të dobëta në perioda të shkurtëra dhe të mesme(0.1-0.3s) se tërmetet më të dobët (Magnituda me te vogla)
- Spektrat e tërmeteve të mëdhenj ($M > 7.2$) janë kompatibël me spektrat e kodeve për perioda nga 0.5-2.5 por për perioda rreth 4s ndryshojnë shumë.
- Spektrat e tërmeteve të dobët ($M < 7$) paraqesin veti të kundërt me atë të përmëndur më lart

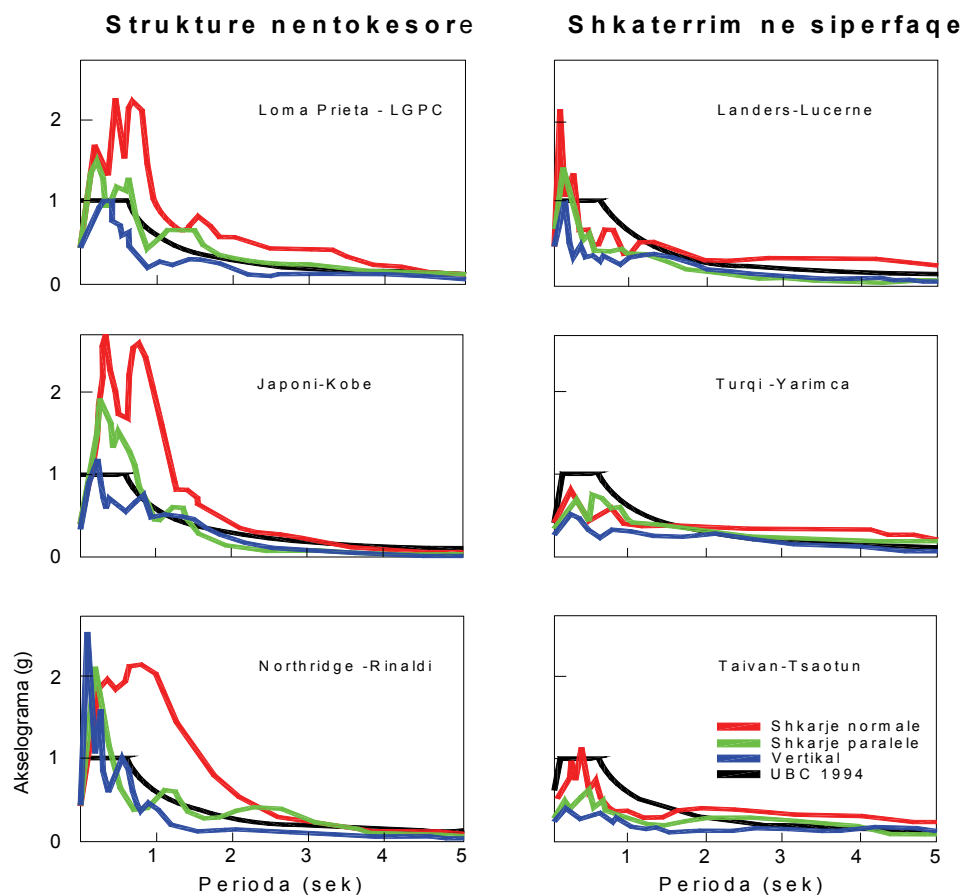


Fig. II-12. Kompatibiliteti i akselerogramave me spektrat e kodit UBC

Vlerësimi i lëkundjeve në thellësi paraqet një tjetër vështirësi për modelimin e ngacmimit sizmik. Këto vështirësi rrjedhin nga dy faktorë: mungesa e rregjistrimeve në thellësi, konvulzioni i përshtatshëm i historive kohore të rregjistruara në sipërfaqe. Megjithatë kohet e fundit nisur nga konsiderata teorike por edhe nga disa rregjistrime janë marrë vlerësime për madhësinë e ngacmimit sizmik në thellësi.

Disa nga konkluzionet e analizave janë:

- Vlerat spektrale janë më të vogla se ato në sipërfaqe si pasojë e efekteve të sipërfaqes së lirë dhe amplifikimit nga efektet lokale
- Lëkundjet në mjedise të dobëta kanë amplifikim mjaft më të madh si pasojë e shpejtësive më të vogla të valëve tërthore
- Thellësia mbi 200m ka efekt të vogël në mjedise të dobëta si pasojë e shpejtësive të vogla të valëve tërthore afër sipërfaqes
- Për frekuenca të larta lëkundjet në thellësi janë mjaft të mëdha si pasojë e shuarjes së vogël në thellësi për këto frekuenca
- Në përgjithësi lëkundjet në thellësi mund të merren me një faktor zvogëlimi 2 në krahasim me ato në sipërfaqe.

2.1.2 Parametrat dinamike të dherave

Ndikimi i një tërmeti mbi një strukturë nëntokësore përcaktohet nga reagimi i terrenit nën ngarkesa ciklike. Ky reagim varet nga vetitë fiziko-mekanike të terrenit të cilat influencojnë ku më shumë dhe ku më pak sjelljen e terrenit në situata të ndryshme. Për rastin e formacioneve të perbera nga dhera keto veti studiohen nga dinamika e dherave dhe janë jashtë qëllimit të këtij punimi por duke qënë se janë bazë për llogaritjen sizmike në aneks janë dhënë në mënyrë të përmbledhur parimi i sjelljes dinamike, nxjerrja e parametrave dinamikë, influenca e tyre nga lëkundja sizmike. Në paragrafin 2.5.3 jepet futja e këtyre parametrave në modelimet numerike.

2.1.3 Lëngëzimi i dherave

Siç e përmendëm në kapitullin e parë përbën një nga efektet shkatërruese për të cilën duhet të llogariten tunelet. Meqënëse fenomeni është mjaft i studiuar dhe prek vetëm tunelet sipërfaqësor ose të ndërtuar nga sipërfaqja nuk do të ndalemi në veçanti. Për këto studime mund ti referohemi literaturës së zakonshme për lëngëzimet dhe llogaritjen e themeleve sipërfaqësore.

2.1.4 Shkarjet e shpateve

Njësoj si për lëngëzimet dhe si e përmendëm në kapitullin e parë përbën një nga efektet shkatërruese për të cilën duhet të llogariten tunelet. Meqënëse fenomeni është mjaft i studiuar dhe prek vetëm portalet e tuneleve nuk do të ndalemi në veçanti. Për këto studime mund ti referohemi literaturës së zakonshme për stabilitetin e shpateve dhe llogaritjet e mureve mbajtëse. Vëmë në dukje se për raste të portaleve shumë të shtangët duhet të bëhet llogaritja e bashkimit ose e nyjes bashkuese. Këto llogaritje do të detajohen në trajtimin e llogaritjeve sizmike të tuneleve.

2.1.5 Parametrat dinamikë të shkëmbit

Sjellja e shkëmbit gjatë kalimit të valës sizmike mund të modelohet në disa mënyra. Duke bërë një ndarje fillestare në bazë të çashmërisë mund të bëjmë modelimin e reagimit sizmik nisur nga:

- zhvendosja relative e shkarjes (mjedise në vetvete homogjene që takohen përgjatë shkarjeve)
- lëvizja e blloqeve (mjedise mjaft më të vogla që bashkëveprojnë midis tyre sipas ligjeve të sjelljes në prerje të çarjes përgjatë të cilës takohen)
- lëvizje vibruese në një mjedis elastik ose plastik

Modelimi i parë përdoret vetëm në analizën e tektonikës së pllakave dhe shërben si bazë për analizimin e shkarjeve sizmike dhe nuk ka rëndësi në shkallë të vogël.

Modelimi i dytë përdoret për të parashikuar fenomenet e rënies brutale të blloqeve(spalling) dhe mund të studiohet nisur nga kinematika e blloqeve nën një ngacmim të jashtëm. Megjithatë meqënëse gjatë një ngjarje sizmike lëviz e tërë masa realisht kemi efekte të vogla. Një formulim analitik është dhënë në aneks

Modelimi i tretë konsideron një mjedis të vazhduar me karakteristika homogjene. Për këtë tip modelimi janë të vlefshme të gjitha analizat që do jepen në vazhdim (si për dherat) duke futur edhe ndikimin e ndryshimit të parametrave të mjedisit sipas parametrave të lekundjes.

II.2 Filozofia e projektimit sizmik

2.2.1 Hyrje

2.2.1.1 *Projektimi sizmik i strukturave të tunelit*

Llogaritjet sizmike të tuneleve kundrejt llogaritjeve konvencionale.

Qëllimi i llogaritjeve sizmike, si çdo llogaritje tjetër të inxhinierisë së ndërtimit , është që ti japë strukturës aftësinë e duhur mbajtëse për të përballuar ngarkesat ose zhvendosjet / deformimet që veprojnë në të.

Megjithatë, përqasja e përdorur në llogaritjet sizmike është e ndryshme, nga procedurat standarte inxhinierike sepse:

- ngarkesat sizmike nuk mund të llogariten me saktësi. Ngarkesat sizmike janë nxjerrë me një shkallë të lartë pasigurie, ndryshe nga ngarkesat e përkohshme ngarkesat e përhershme,ose efektet e tjera të tilla si ndryshimet e temperaturës. Çdo efekt sizmik ka një rrezik (risk) lidhur me të . (probabiliteti i tejkalimi).
- lëkundjet sizmike janë të përkohshme dhe ciklike. Frekuenca apo shkalla e veprimeve të këtyre cikleve është në përgjithësi shumë e lartë, duke filluar nga më pak se 1 Hz në më shumë se 10 Hz.
- Ngarkesat sizmike janë mbivendosur me ngarkesat e tjera të përhershme ose frekvente.

Edhe pse efektet sizmike janë kalimtare dhe të përkohshme, llogaritjet sizmike duhet të marrin parasysh efektet sizmike duke pasur parasysh praninë e ngarkesave të tjera të përhershme.

Për shkak të ndryshimeve të diskutuara më sipër, kriteret e përshtatshme të llogaritjeve sizmike duhet të marrin parasysh natyrën dhe rëndësinë e strukturës, ndikimin në kosto, vlerësim të rrezikut lidhur me faktorë të tillë si siguria publike, humbje të funksionit apo shërbimit, dhe humbje të tjera indirekte.

2.2.1.2. *Strukturat sipërfaqësore kundrejt strukturave nëntokësore*

Për strukturat nëntokësore, të tilla si tunelet trajtimi i llogaritjeve sizmike ndryshon nga ato të strukturave sipërfaqësore (psh., ura dhe ndërtesa).

➤ *Strukturat Sipërfaqësore*

Në llogaritjet sizmike të përdorura për urat, ngarkesat e shkaktuara nga një rast ekstrem (tërmet), në një zonë sizmike aktive shpesh janë disa herë më të mëdha se ngarkesat që lindin nga shkaqe të tjera.

Për të llogaritur një urë që të mbetet elastike dhe e padëmtuar për ngarkesa të tilla nuk është ekonomike dhe mund të sigurohet vetëm me mjete izoluese që e shkëputin nga toka.

Prandaj, në praktikën e projektimit mbizotëron parimi se: duhet të marrim parasysh aftësinë e strukturës për të përballuar deformime plastike në zona të paracaktuara, gjë që është e pamundur të paracaktohet në strukturat nëntokësore. Strukturat sipërfaqësore jo vetëm i nënshtrohen drejtpërdrejt ngacmimeve nga toka, por edhe rritjeve të lëkundjeve në varësi të karakteristikave lëkundëse të tyre.

Gjithashtu siç dihet nëse frekuenca lëkundëse mbizotëruese e strukturës është e njëjtë me frekuencën natyrore të lëvizjeve të tokës, strukturat u nënshtrohen efekteve të rezonancës.

➤ *Strukturat Nëntokësore*

Në ndryshim, strukturat nëntokësore janë të kufizuara nga mjedisi përreth (tokë (dhe') ose shkëmb). Nuk ka mundësi që ata të mund të lëvizin në një sipërfaqe të pavarur nga mjedisi përreth, ose ti nënshtrohen amplifikimit të vibrimit. Krahasuar me strukturat sipërfaqësore të cilat janë në përgjithësi vetëm të mbështetura në tokë mbi themelet e tyre, strukturat nëntokësore mund të konsiderohen që kanë shumë lidhje si pasojë e mbështetësit të tyre plotësisht në tokë.

Mënyra e lidhjes me mjedisin përreth përbën faktorët kryesorë që kontribuojnë në efektshmërinë më të mirë kundrejt tërmeteve të strukturave nëntokësore se sa homologët e tyre mbi tokë.

2.2.1.3 *Metodat llogaritëse për ngarkesa sizmike*

Si u tha më lart karakteristikat e ndryshme të reagimit të strukturave mbi tokë dhe nëntokë sugjerojnë llogaritje dhe analiza të ndryshme. Kështu në përgjithësi do të kemi:

- Metoda e forcave

- Ashtu si për strukturat sipërfaqësore, ngarkesat sizmike janë të shprehura kryesisht me termin e forcave inerciale. Në përgjithësi metodat e përdorura zakonisht përfshijnë në analiza përdorimin e forcave ekuivalente ose pseudostatike.
- Metoda e deformimeve

Llogaritjet dhe analizat për strukturat nëntokësore duhet të bazohen, në një rezultat që përqëndrohet në aspektet e zhvendosjes/deformimeve të tokës dhe të strukturave, sepse reagimi sizmik i strukturës nëntokësore është më i ndjeshëm ndaj deformimeve të detyruara nga tërmeti.

Për të dy metodat kërkohen të paktën dy nivele projektimi. Niveli i parë është niveli i sigurisë së jetës, gjëndje kufitare e fundme(ULS) për një ngjarje sizmike me një probabilitet të vogël ndodhje gjatë jetës së objektit(10% në 50vjet ose periode kthimi 475vjet). Niveli i dytë është niveli ekonomik i dëmtimit, gjëndja kufitare e dëmtimit(DLS) për një ngjarje sizmike me një probabilitet ndodhje të paktën një herë gjatë jetës së objektit(50% në 50vjet ose periode kthimi 95vjet). Për veprat e rëndësishme të veçantë që ndikojnë mbi performancën e rrjetit kryesor infrastrukturor merret edhe një nivel tjetër projektimi që i përgjigjet tërmetit maksimal të mundshëm (10% në 100vjet ose periode kthimi 950vjet)

2.2.2 *Përqasja sipas EC*

Eurokodi 8 (EC8), Pjesa 4

Në praktike, në të shumtën e rasteve skenarët sizmik do të duhet të jetë në përputhje me përqasjen sipas gjendies kufitare të dëmtimit DLS(Damage Limit State). Në fakt po ti referohemi Eurokodit 8, pjesa 4: “Në varësi të karakteristikave dhe funksioneve të strukturës së konsideruar, duhet zgjedhur një DLS që plotëson një ose të dy nivelet e performancës të paraqitura më poshtë:

- Integritet struktural
- Nivel minimal funksionimi

Në mënyrë që të sigurohen kërkesat e “Integritetit”, vepra e marrë në vlerësim, duke përfshirë edhe një sërë elementësh dytësorë (aksesorë) të lidhur me të, duhet të mbetet në shërbim dhe të suportoje veprimin sizmik përkatës.

Për të kënaqur kërkesat e “niveleit minimal të funksionimit”, shtrirja dhe sasia e dëmit të sistemit, duke përfshirë edhe komponentët e tij, duhet të kufizohet, në mënyrë që pasi të jenë kryer operacionet për verifikimin e dëmit dhe të kontrollit, kapaciteti i sistemit mund të rikthehet në nivelin e mëparshëm të funksionimit.

Përsa i përket tubacioneve specifikohet se “Sistemi i tubave nëntokësor do të projektohet dhe ndërtohet në një mënyrë të tillë që të ruhet integriteti i tyre ose disa nga kapacitetet e tyre të furnizimit edhe pas ndodhjes së veprimit sizmik të tërmetit llogarites edhe sikur të shkaktoje dëme të mëdha lokale.

Ngarkesat e projektit duhet të përcaktohen për të dy gjëndjet kufitare të kërkuar nga normat si një kombinim i veprimeve statike dhe dinamike. EC8 pjesa 8 në rastin e

një projektimi antisizmik, duke përfshirë tubat nëntokësor, përcakton një kombinim i ngarkesave si më poshtë:

$$\sum G_{kj} + P_k + \gamma A_{Ed} + \sum \psi_{Ei} Q_{ki} \quad \text{Ek. 1}$$

ku G_{kj} janë ngarkesat e përhershme me veprim të gjatë, P_k është vlera karakteristike e paranderjes, A_{Ed} veprimi sizmik i projektimit dhe Q_{ki} janë ngarkesat e tjera variabël shumëzuar me γ_i (1 për një periudhë përsëritjeje 475 vjeçare) dhe ψ_{Ei} janë faktorë të rëndësisë dhe koeficiente të kombinimit për mos ndodhje të menjëhershme të Q .

Duke u përqëndruar të veprimet sizmike, parametrat lëkundës të terrenit për dy gjëndjet kufitare do të përcaktohen nga një analizë sizmike deterministike ose probabilitare. Me anë të këtyre analizave përcaktohen ngarkesat sizmike të projektimit duke përfshirë lëkundjet e tokës dhe deformimet.

Të dy tipet e deformimeve ato tranzitore dhe ato të përhershme duhen të merren në konsideratë, por nisur nga konsiderata e EC8 analizohen vetëm ndikimet nga kalimi i valës (deformime tranzitore). Normat kërkojnë përcaktimin e vlerave maksimale të sforcimeve aksiale dhe ato në përkulje për tunelet e zakonshëm, dhe për tubat me elemente të parafabrikuar (beton arme ose tuba të paranderur) rrotullimin dhe deformimet aksiale në nyje.

Për këtë arsye EC8 në mënyrë konservative sugjeron se “ vala sizmike konsiston tërësisht nga një tip vale” dhe nuk merr parasysh ndikimin e valëve volumore në afërsi të burimit dhe ndikimin e valëve sipërfaqësore (R) në largësi të burimit.

Në EC8 pjesa 4, janë treguar dy procedura për llogaritjen e veprimit sizmik pa marrë në konsideratë efektet dinamike të problemit nga bashkëveprimi tub-dhe. Sipas EC8 *“Forcat në tubacion mund të merren nga analiza të historive kohore (time history), ku koha është një parametër, funksioni i të cilit është të zhvendosë valën përgjatë ose tërthor strukturës, e cila është e lidhur me tokën nëpërmjet sustave radiale ose gjatësore”*.

“Zakonisht është përdorur një metodë e thjeshtë, saktësia e të cilës është provuar se është e krahasueshme me metodën më rigorozë të përshkruar më lart, dhe që jep në çdo rast një limit të sipërm të vlerësimit të sforcimeve në tubacion, pasi supozohet që tubi është mjaft fleksibël dhe deformohet bashkë me tokën pa patur shkarje apo bashkëveprim me deformimin e tokës”.

Ky përafrim i marrë nga studimet e Newmark (1967), është i bazuar në teorinë e përhapjes së valës 1D në një mjedis homogjen dhe izotrop, dhe merr në konsideratë vetëm deformimet në fushë të lirë (free field). Shformimi maksimal gjatësor PGS përgjatë aksit të strukturës është përcaktuar si:

$$PGS = \frac{PGV}{C_{ap}} \quad \text{Ek. 2}$$

ku PGV është shpejtësia maksimale e tokës dhe C_{ap} është përcaktuar si shpejtësia e dukshme e valës. Kurbatura maksimale jepet si:

$$\chi = \frac{PGA}{c^2 ap} \quad \text{Ek. 3}$$

Ku PGA është nxitimi maksimal i tokës.

Zgjedhja e duhur e C_{ap} në ekuacionin e mësipërm nuk është e drejtpërdrejtë, pasi varet nga keëndi i valës hyrëse, nga karakteristikat lokale të dheut si dhe nga lloji i valës.

Në këtë kod nuk jepen shpjegime të mëtejshëm, përveç hipotezave bazë të vlerësimit të supozimeve mbi karakteristikat gjeofizike të valës dhe për të marrë si rastin më të keq, rastin kur aksi vijëdrejtë i tubit dhe drejtimi i përhapjes së valës janë në një drejtim.

2.2.3 *Perqasja Amerikane*

Përqasja në Shtetet e Bashkuara është dhënë në udhëzimet teknike (ALA, 2001) që bazohen kryesisht në punimet e St. John & Zarah (1983), Wang (1993) dhe Hashash (2001). Pikërisht Wang, (1993) përkufizoi një kriter të ngjashëm me atë të dhënë në EC8, por që ishte më specifik për tunelet nëntokësorë. Për shëmbull, për tunelet e cekët që gërmohen nga sipër si transhe janë dhënë ekuacionet e mëposhtme për të dy gjëndjet kufitare:

$$U_{ULS} = D + L + E_1 + E_2 + EQ \quad \text{Ek. 4}$$

$$U_{DLS} = 1.05D + 1.3L + \beta_2(E_1 + E_2) + 1.3EQ \quad \text{Ek. 5}$$

Për tunelet e zakonshëm kombinimi për llogaritjen e veshjes së tunelit është përcaktuar si:

$$U_{ULS} = D + L + E_x + H + EQ \quad \text{Ek. 6}$$

$$U_{DLS} = 1.05D + 1.3L + \beta_2(E_x + H) + 1.3EQ \quad \text{Ek. 7}$$

Ku U është kapaciteti mbajtës i nevojshëm për strukturën, D janë efektet për shkak të ngarkesave të përhershme të strukturës, L janë efektet për shkak të ngarkesave të përkohshme, E_1 dhe E_2 janë efektet për shkak të ngarkesave vertikale dhe horizontale të tokës dhe të ujrave nëntokësorë, EX janë efektet e ngarkesave statike si pasojë e gërmimit, H janë efektet nga presioni hidrostatik i ujrave dhe EQ është ngarkesa nga tërmeti. Në rastin e gjëndjes kufitare të dëmtueshmërisë β_2 është e barabartë me 1.05 kur ngarkesat ekstreme për EX dhe H janë vlerësuar me

besueshmëri të lartë, dhe është e barabartë me 1.3 dhe shumezon vetëm EX atëhere kur ngarkesa e EX është vlerësuar me besueshmëri të ulët, ndërsa H është e llogaritur saktësisht. Vihet re se zgjedhja përfundimtare e faktorëve të sigurisë së ngarkesave janë në varësi të kërkesave të veçanta të projektit dhe vendodhjes së strukturës. Në fakt rasti më kritik i gjëndjes së ngarkuar për veshjen e tuneleve të thellë është kur ngarkesa maksimale EX gjatë gërmimit kombinohet me presionin hidrostatik minimal të ujit H, ndërsa tunele të cekët që gërmohen nga lart kombinimi më i pafavorshëm për veshjen e tunelit është kur presioni i jashtëm horizontal maksimal i tokës E_2 kombinohet me ngarkesën vertikale minimale të tokës E_1 .

Termi EQ varet nga deformimi i tokës i shkaktuar nga vala sizmike dhe nga bashkeveprimi i strukturës me tokën.

Janë sugjeruar dy përjasje kryesore:

- Përjasja sipas deformimit të tokës në mjedis të lire (free field).
- Përjasja sipas bashkëveprimit tokë-strukturë.

E para është bazuar në zgjidhjen e thjeshtëzuar për mjedis të lirë për shformime aksiale dhe në përkulje për shkak të vave ngjeshëse, prerëse dhe valës Rayleigh të propozuar nga St John dhe Zahrah (1978), i cili është bazuar në trajtimin që ka bërë Newmark. E dyta është bazuar në zgjidhjen elastike të formës së mbyllur për përcaktimin e forcës aksiale dhe të momentit në gjëndje të rëshqitjes veshje- terren të plotë ose jo, dhe përcaktimin e deformimit oval dhe rrotullues (St John dhe Zahrah 1987, Wang 1993, Penzien 2000).

Duke u ndalur tek rasti i mjedisit të lirë, shpejtësitë e përhapjes së valës C_{ap} janë sugjeruar në përputhshmëri me ato të dhëna nga “Power et al. (1996)”. Shpejtësia është në nivelin e 2-4 km/s për valën S ndërsa në nivelin 4-8 km/s për valën P.

Një udhëzim teknik i detajuar për projektimin e tubave nëntokësorë është dhënë nga American Lifeline Alliance (ALA), e krijuar nga Shoqata Amerikane e Inxhinierëve të Ndërtimit (ASCE) dhe e Agjensia Federale e Menaxhimit të Emergjencave (FEMA).

Përsa i përket kontributit të përhapjes së valës në ngarkesat llogaritëse janë bazuar në shformimet aksiale të përafruara nga ekuacioni i thjeshtuar 2, ku C_{ap} është shprehur si κC , dhe C përcaktohet si “shpejtësia e dukshme e përhapjes së valës sizmike (që supozohet të jetë 2 km/s)” dhe κ faktor që varet nga këndi midis drejtimit të valës dhe aksit të strukturës, i marrë i barabartë me “2 për C të valës prerëse, në raste të tjera merret 1.0”. Udhëzimet sugjerojnë që shformimet aksiale në tubin e drejtë mund të merren nga ato të llogaritura sipas ekuacionit 2, por ato nuk duhet të jenë më të mëdha se shformimet aksiale të trasmetuara nga fërkimi në ndërfaqen tokë-tub.

$$PGS \leq \frac{T_u \lambda}{4AE}$$

Ek. 8

Ku: T_u forca maksimale e fërkimit për njësi gjatësie të ndërfaqes tokë-tub, λ gjatësia e dukshme e valës sizmike në sipërfaqe të tokës, ndonjëherë në rast kur s'kemi shumë të dhëna mund të merret 1.0 km, A – Sipërfaqja e seksionit tërthor dhe E -moduli i elasticitetit”.

Për sa i përket vlerësimit të shpejtësisë maksimale të lëkundjeve të tokës (PGV), udhëzimet e ALA sugjerojnë të bëhet vlerësim specifik i zonës nga një sizmolog ose të bëhet supozimi për dominim të valës sizmike sipërfaqësore, i cili “jep gjithmonë shformime maksimale të tokës më të mëdha se sa japin valët tërthore prerëse S”.

2.2.4 Përfaqja AFTES

Udhëzimet Franceze

Udhëzimet teknike Franceze AFPS/AFTES (2001) janë shumë të detajuara në përcaktimin e veprimit sizmik përgjatë tunelit. Ato të udhëzojnë se si të llogariten deformimet në mjedis të lirë dhe veprimet sizmike duke mos marrë parasysh ose duke e përfshirë bashkëveprimin tokë-strukturë.

Në mjedis të lirë zhvendosjet e tokës përgjatë aksit të tunelit supozohen se shkaktohen nën veprimin e një vale prerëse sinusoidale, duke u bazuar tek formula e St John & Zahrah (1987):

$$u_x = D_o \sin \phi \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \phi \right) \quad \text{Ek. 9}$$

Ku : D_o -është amplituda e zhvendosjes, L -gjatësia e valës dhe ϕ është këndi i rënies së valës me tunelin. Si pasojë shformimi aksial dhe kurbatura përgjatë aksit të tunelit do të jetë:

$$\epsilon_x = \frac{V_o}{c} \sin \phi \cos \phi \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \phi \right) \quad \text{Ek. 10}$$

$$\chi = \frac{A_o}{c^2} \cos^3 \phi \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \phi \right) \quad \text{Ek. 11}$$

Ku : C është përcaktuar si “shpejtësia e dukshme e përhapjes së valës”, V_o dhe A_o janë shpejtësia e grimcave dhe nxitimi i grimcave të tokës në pozicionin e boshtit të tunelit.

Udhëzimet e mësipërme, kanë dhënë procedura të detajuara për llogaritjen e vlerave të C-së dhe të frekuencës bazë “f” të lëvizjes (që varet nga gjatësia e valës $L=C/f$).

“Shpejtësia e përhapjes C nuk është domosdoshmërisht shpejtësia me të cilën përhapet vala në mjedisin e marrë në shqyrtim. Nqs nuk kemi ndonjë vlerësim të saktë, vlera e C-së mund të merret $C=\min(1000 \text{ m/s}, V_s)$ ku V_s shpreh shpejtësinë e përhapjes së valës tërthore të tokës në mjedisin për të cilin flitet.

N.q.s është i mundur një përshkrim i përpikte i sinjalit sizmik atëherë sugjerohet përcaktimi i frekuencës predominuese i bërë nga “Rathje et al” (1998) :

$$f = \frac{\sum_i c_i^2 f_i}{\sum_i c_i^2} \quad \text{Ek. 12}$$

Ku: C_i është koeficienti Fourier për amplitudën e sinjalit dhe f_i është frekuenca korresponduese ($0.25\text{Hz} \leq f_i \leq 20\text{Hz}$).

Nga anan tjetër, “frekuencat predominuese të nxitimit dhe zhvendosjes janë sugjeruar të jenë të lidhura me parametrat e lëkundjes sizmike “nxitimi maksimal A, shpejtësia maksimale V dhe zhvendosja maksimale D”. Duke u nisur nga këto marrëdhënie sugjerohet të bëhet vlerësimi i frekuencave predominuese të zhvendosjes dhe nxitimit maksimal duke supozuar që, “lëkundja paraqitet si shumë e dy sinuseve, një me frekuencë të lartë (nxitimi) dhe një me frekuencë të vogël (shpejtësia)”. kështu frekuencat predominuese jepen sipas këtyre formulave:

$$f_d = \frac{1}{4\pi\rho} \frac{V}{D} \quad \text{Ek. 13}$$

$$f_a = \frac{\rho}{\pi} \frac{A}{V} \quad \text{Ek. 14}$$

Ku:

$$\rho = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{\frac{r-1}{r}} \right) \quad \text{dhe} \quad r = \frac{AD}{V^2} \quad \text{Ek. 15}$$

V dhe D mund të merren sipas korrelacioneve empirike, si funksione shuarëse ose në tabela sipas udhëzimeve AFPS 90.

Udhëzimet japin gjithashtu faktorët korrigjues që do të zbatohen për veprimet sizmike për tunele të gjatë, (tunele që janë më shumë se 5km të gjatë), dhe faktorët e reduktimit që do ti aplikohen lëkundjeve të sipërfaqës së tokës për të marrë lëkundjet sizmike për tunele në thellësi më shumë se 20m.

Për të marrë parasysh bashkëveprimin tokë-strukturë, që rekomandohet të merret parasysh nëse koeficienti i fleksibilitetit është më pak se 20, udhëzimet i referohen vlerësimit të veprimeve sizmike të propozuara nga Burns & Richards (1964), Hoeg (1968), Peck et al. (1972).

2.2.5 Konkluzione për përdorimin e kodeve

Bazuar në shpjegimet e mësipërme dhe rezultatet e marra në shembullin tonë mund të arrijmë në këto përfundime:

- Nëse nuk merret parasysh bashkëveprimi tokë-strukturë, veprimi sizmik për një tub të drejtë të zhytur të nxjerrë nga udhëzimet AFPS/AFTES mund të jetë dy herë më i madh se po të përdoren udhëzimet ALA.
- Një përafrim i drejtëpërdrejtë me EC8-pjesa 4 nuk është i mundur sepse EC8 nënkupton zgjedhjen arbitrare të shpejtësisë së përhapjes së valës, me vlera tipike që variojnë nga 2 dhe 4-5 km/s.
- Udhëzimet e paraqitura sjellin disa rregulla praktike kontradiktore, kryesisht si rezultat i metodave të përdorura për vlerësimin e shformimit transitor të tokës dhe të mungesës së një sërë provash eksperimentale të gjithë pranuar.
- Formulim i thjeshtuar merr parasysh vetëm efektet e përhapjes së valës, ndërsa efektet e gjeomjedisit dhe moskoherenca hapësinore nuk merren parasysh. Këto efekte mund të japin kontribute shtesë deri në 2-3 herë më të mëdha (Zerva, 2003), që mund të rrisë ndjeshëm sforcimet totale të tokës.

II.3 Paraqitje e teorisë së problemit,

2.3.1 Analiza e lëkundjeve të dheut

Përhapja e valës në mjedis 3D

Shtrimi i formulimit të përhapjes së valës formulohet nga ekuacionet e ekulibrit, marrëdhëniet sforcim-shformim, shformim-zhvendosje.

Kështu për një kub pmv sforcimet që veprojnë në faqe do të jenë si në figurën e mëposhtme.

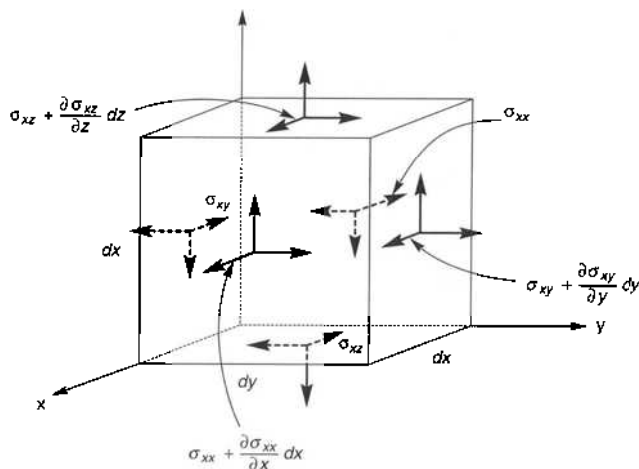


Fig. II-13. Paraqitje e sforcimeve në një element pmv

Duke marrë shumën e forcave sipas çdo drejtimi psh. për drejtimin x forcat e jashtme të pabalancuara për të qënë grimca në ekulibër duhet të balancohen nga forca inerciale.

Formulimi do të jetë

$$\begin{aligned} \rho dx dy dz \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = & \left(\sigma_{xx} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} dx \right) dy dz - \sigma_{xx} dy dz \\ & + \left(\sigma_{xy} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} dy \right) dx dz - \sigma_{xy} dx dz \\ & + \left(\sigma_{xz} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} dz \right) dx dy - \sigma_{xz} dx dy \end{aligned} \quad \text{Ek. 16}$$

i cili pas thjeshtimeve jep

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{Ek. 17}$$

Duke e përsëritur arsyetimin edhe për drejtimin y dhe z do të kishim.

$$\frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad \text{Ek.18}$$

$$\frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad \text{Ek. 19}$$

Per ti dhënë këto ekuacione ekuilibri në terma të zhvendosjeve përdoren marrëdhëniet sforcim-shformim(Ligji i Hook-ut) dhe marrëdhëniet shformim-deformim. Kështu do të kishim

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\sigma}{\partial x} (\lambda \bar{\epsilon} + 2\mu \epsilon_{xx}) + \frac{\sigma}{\partial y} (\mu \epsilon_{xy}) + \frac{\sigma}{\partial z} (\mu \epsilon_{xz}) \quad \text{Ek. 20}$$

Ku: λ, μ, ρ janë përkatësisht konstantet e Lamé dhe pesha specifike e materialit të kubit pmv. ($\mu=G$, $E = \frac{\mu(3\lambda+2\mu)}{\lambda+\mu}$ dhe λ lidhet me relacionin $= \frac{\mu(3\lambda+2\mu)}{\lambda+\mu} \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda+\mu)}$)

Dhe duke zëvendësuar marrëdhëniet e njohura

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{Ek. 21}$$

$$\epsilon_{xy} = \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad \text{Ek. 22}$$

$$\epsilon_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad \text{Ek.23}$$

do të kishim ekuacionin e lëkundjeve në terma të zhvendosjeve

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \quad \text{Ek. 24}$$

Ku operatori i Laplasit ∇^2 shprehet:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad \text{Ek. 25}$$

duke përsëritur arsyetimin edhe për drejtimin y dhe z do të kishim.

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \quad \text{Ek. 26}$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \quad \text{Ek. 27}$$

Kështu kemi marrë ekuacionin e lëkundjeve në mjedis 3D isotrop, linear elastik (sipas u,v, w).

Zgjidhja e këtyre tre ekuacioneve jep dy ekuacione valësh gjë që tregon që në këtë mjedis mund të përhapën vetëm dy tipe valësh. Karakteristikat e çdo tip vale paraqiten nga ekuacioni përkatës.

Zgjidhja për tipin e parë të valës merret duke diferencuar çdo ekuacion kundrejt x,y,z dhe mbledhur rezultatet. Kështu do të kishim:

$$\begin{aligned} \rho \left(\frac{\partial^2 \epsilon_{xx}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{yy}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{zz}}{\partial t^2} \right) &= (\lambda + \mu) \left(\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2} \right) \\ &+ \mu \left(\frac{\partial^2 \epsilon_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{yy}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{zz}}{\partial z^2} \right) \end{aligned} \quad \text{Ek. 28}$$

ose

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \nabla^2 \bar{\epsilon} + \mu \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad \text{Ek. 29}$$

i cili jep ekuacionin e valës

$$\frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad \text{Ek. 30}$$

Duke ditur që $\bar{\varepsilon}$ është shformimi volumetrik. Ky ekuacion valë paraqet një valë dilacionale që përhapet në një trup (mjedis) me shpejtësi:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad \text{Ek. 31}$$

Siç dihet dhe është paraqitur edhe në fillim të temës kjo valë është vala gjatësore dhe v_p shpejtësia e saj. Duke zëvendësuar kostantet e Lamé do të marrim:

$$v_p = \sqrt{\frac{G(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad \text{Ek. 32}$$

Zgjidhja e ekuacionit të tipit të dytë të valës merret duke diferencuar ekuacionin e valës sipas drejtimit y

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} + \mu \nabla^2 v$$

Ek. 26) kundrejt “z” dhe ekuacionin e valës sipas drejtimit z $(\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial z} + \mu \nabla^2 w$ Ek. 27) kundrejt “y”, dhe duke i zbritur njëri me tjetrin. Kështu do të kishim:

$$\rho \frac{\partial}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = \mu \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad \text{Ek. 33}$$

I cili mund të shkruhet

$$\frac{\partial^2 \Omega_x}{\partial t^2} = \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \Omega_x \quad \text{Ek. 34}$$

Ku Ω_x paraqet

$$\Omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad \text{Ek. 35}$$

Ky ekuacion paraqet një valë që rrotullohet përgjatë aksit x. Duke përsëritur procesin kundrejt akseve të tjera shihet që një valë tërthore përhapet me shpejtësi:

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{Ek. 36}$$

Siç dihet dhe është paraqitur edhe në fillim të temës kjo valë është vala tërthore prerëse dhe v_s shpejtësia e saj. Këto valë siç kemi thënë mund të ndahen në dy valë prerëse, një valë në të cilën grimca lëviz në plan horizontal (SH) dhe një valë në të cilën grimca lëviz në plan vertikal(SV).

Duke krahasuar shpejtësitë e dy tipeve të valëve do të kishim:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \quad \text{Ek. 37}$$

Një rast të veçantë paraqet përhapja e valëve në një gjysëm hapësirë me një sipërfaqe plane të lirë. Në këtë rast konditat kufitare në sipërfaqe japin zgjidhje të tjera të ekuacioneve të përhapjes së valës. Këto zgjidhje paraqesin valë, lëkundja e të cilave është e përqëndruar afër sipërfaqes(valët sipërfaqësore Rayleigh, Love)

Në rastin e një mjedisi të shtresëzuar duke ditur që për çdo shtresë është e vërtetë relacioni

$$\frac{\sin i}{v} = \text{konstante} \quad \text{Ek. 38}$$

Ku: “ i ” këndi i valës rënëse, v -shpejtësia e valës P ose S, dhe duke ditur që shpejtësia e valës ulet duke ju afruar sipërfaqes, valët e refraktuara që arrijnë në sipërfaqe do të kenë një kënd rënie gati 90°

Ky konstatim është mjaft i rëndësishëm në përcaktimin e drejtimit të valës predominuese në rastet e analizimit të seksionit tërthor të tuneleve të cekët dhe të mesëm.

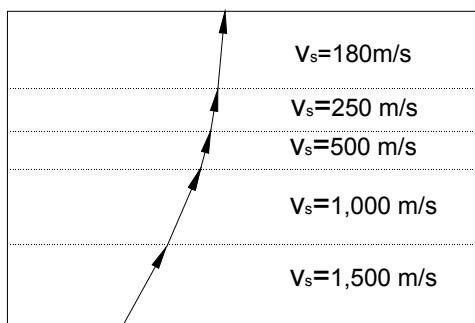


Fig. II-14. Ndryshimi i këndit të valës rënëse në mjedis të shtresëzuar

Ekuacionet e mësipërme janë dhënë për një mjedis linear elastik. Në këto raste vala do të përhapet pa ndryshim amplitude gjë që është mjaft larg realitetit. Në të vërtetë vala gjatë përhapjes shuhet si pasojë e dy fenomeneve, shuarjes viskoze të materialit dhe shuarjes gjeometrike.

Kështu për një valë SH ekuacioni i valës në formën 1D (rrip vertikal infinit) do të jetë i formës:

$$\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{Ek. 39}$$

Duke ditur që $\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t}$ dhe $\gamma = \frac{\partial u}{\partial z}$ dhe duke diferencuar arrijmë në ekuacionin

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad \text{Ek. 40}$$

Ky ekuacion paraqet ekuacionin e valës në formë 1D (rrip vertikal infinit) në rastin me shuarje viskoze dhe për përhapje të valës vetëm në drejtim “z” pozitiv zgjidhja e tij jep zhvendosjen e grimcave dhe ka formën e mëposhtme.

$$u(z, t) = A e^{k_2 z} e^{i(\omega t - k_1 z)} \quad \text{Ek. 41}$$

Ku “A” gjëndet nga konditat kufitare dhe “ $k_{1,2}$ ” nga shuarja e materialit, dendësia dhe shtangësia e materialit.

Shuarja gjometrike rrjedh si pasojë e përhapjes së energjisë mbi një volum më të madh materiali. Si pasojë e këtij fakti është nxjerrë se nëse burimi i tërmetit do të identifikohet si një pikë, amplituda e valëve volumore do të zvogëlohej proporcionalisht me $1/r$ dhe amplituda e valëve sipërfaqësore do të zvogëlohej proporcionalisht me $1/\sqrt{r}$.

2.3.2 Shformimet në terren nga përhapja e valës sizmike

Shformimet e tokës dhe kurbatura e tunelit kushtëzojnë përgjithësisht efektet dinamike të kalimit të valës sizmike ekuacionin e të cilës e dhamë më lart.

N.q.s zgjidhjen do ta kërkonim për çdo interval kohor duke u nisur nga ekuacioni i përhapjes së valës dhe zgjidhja e tij që jep zhvendosjen e grimcave do të kishim një numër vlerash zhvendosje (pastaj nga integrimi shformime, pastaj sforcime) sipas çdo intervali kohor. Meqënëse reagimi i strukturave predominohet nga deformimi i terrenit përreth, sforcimet maksimale të shkaktuara nga tërmeti në struktura nëntokësore shpesh mund të nxirren nisur thjesht nga shformime maksimale që pëson terreni. Pra në mënyrë të thjeshtuar nëse do të vlerësonim shformimin maksimal në terren nga përhapja e valës sizmike mund të nxjerrim sforcimet maksimale në terren dhe pastaj me lidhjet e njohura deformimet dhe forcat e brëndëshme në veshje. Kështu një nga aspektet më problematike në vlerësimin e ndikimit të tërmeteve në strukturat nëntokësore është përcaktimi i saktë i ngarkimit (lëvizjes së trullit). Ky input ndryshe nga ai për struktura sipërfaqësore nuk mund

te nxirret direkt nga paraqitja standarte me spektër reagimi e ngacmimit sizmik. Faktorët kryesorë për këtë janë:

- efektet e kalimit të valës
- efektet e gjeomjedisit
- inkoherenca kohore, hapësinore.

Në kondita larg burimit(far field) inputi supozohet si një valë plane, dhe të panjohurat janë tipi i valës dominante dhe këndi prerjes së planit të valës me aksin e tunelit. Në afërsi të burimit(near field) reagimi i terrenit është shumë më i komplikuar si pasojë e mekanizmit të shkatërrimit, drejtimit të përhapjes së shkatërrimit etj.

Gjeologjia sipërfaqes, efektet e gjeomjedisit, ndryshimet e mëdha të karakteristikave të mjedisit ku kalon vala ose konditat “near field” kontribuojnë shumë në shformimet të cilat në këto kushte amplifikohen shumë. Shformime diferenciale shkaktohen gjithashtu nga ndryshimet në amplitude, fazë dhe kohëardhja e valës sizmike.

Më poshtë po japim formulat e thjeshtuara për vlerësimin e shformimit. Formulimet e sakta analitike janë të dhëna në kapitullin II.4 (modelet analitike).

2.3.2.1 Efekte të përhapjes së valës

Siç e kemi përmendur më lart lëkundjet e tokës karakterizohen nga dy tipe valësh (shih aneksin) valët sipërfaqësore dhe valët volumore. Valët volumore gjenerohen nga shkarja sizmike dhe përhapin energjinë nga zona e shkatërrimit në thellësi drejt sipërfaqes. Valët sipërfaqësore gjenerohen nga bashkëveprimi i valëve volumore me sipërfaqen. Të dyja këto valë shuhet në thellësi. Të gjitha këto tipe valësh influencojnë në reagimin e strukturave nëntokësore. Valët volumore që ndikojnë më shumë janë ato prerëse, valët sipërfaqësore që ndikojnë më shumë janë valët Rayleigh(M.J. O’Rourke & Liu, 1999).

Secila valë jep lëkundje të trrullit të ndryshme nga valët e tjera prandaj strukturat nëntokësore influencohen në mënyra të ndryshme nga secila valë. Për këtë arsye është e rëndësishme të përcaktohet vala predominuese. Në përgjithësi valët volumore janë predominuese në kondita pranë shkarjes tektonike(near field) që ka gjeneruar tërmetin dhe valët sipërfaqësore në kondita larg burimit(far field). Autorë të ndryshëm kanë tentuar të japin orientime se cila nga valët është predominuese në kushte të caktuara. Kështu Nakamura 1988 ka konkluduar se: valët sipërfaqësore janë predominuese nëse:

$$M > 6 \text{ dhe } d_e/h > 1.5$$

$$5 < M < 6 \text{ dhe } d_e/h > 6$$

Ku : **M** magnituda e tërmetit, **d_e** distanca nga tuneli në epiqëndër, **h** thellësia e vatrës.

Pavarësisht rekomandimeve dhe orientimeve përsëri përcaktimi i valës predominuese ngelet nga vështirësitë më të mëdha në metodat analitike. Shformimet nga valë të ndryshme (dhe zgjedhja e shpejtësisë së përhapjes) mund të variojnë deri në 2herë.

Formulat e thjeshtuara për shformimet në terren

Siç e përmendëm në përfaqisjet më parë kemi

Ek. 42

Ku: PGV -është shpejtimi maksimal i tokës dhe C_{ap} -është përcaktuar si shpejtësia e valës. Kurbatura maksimale jepet si:

Ek. 43

Ku: PGA -është nxitimi maksimal i tokës.

Këto formula janë të vlefshme nëse vala është paralel me aksin e tunelit. Nëse vala pret aksin e tunelit me një kënd ϕ atëherë do të kemi:

Tipi i vales	Shformime aksiale [-]	Shformime prerese [-]
Vala -P	$\varepsilon = \frac{PGV_P}{V_P} \cos^2 \phi$	$\gamma = \frac{PGV_P}{V_P} \sin \phi \cos \phi$
Vala -S	$\varepsilon = \frac{PGV_S}{V_S} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{PGV_S}{V_S} \cos^2 \phi$
Vala -R (Komponentja në shtypje)	$\varepsilon = \frac{PGV_R}{V_R} \cos^2 \phi$	$\gamma = \frac{PGV_R}{V_R} \sin \phi \cos \phi$

Tab. 2. Vlerat e shformimeve për tipe të ndryshme valësh

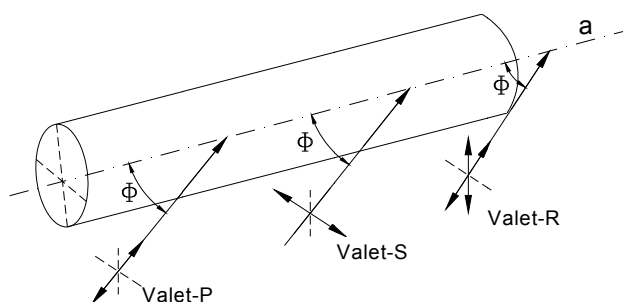


Fig. II-15. Paraqitje skematike e këndit të rënies së valës në lidhje me tunelin

Vlerat maksimale janë të ndryshme për çdo tip vale dhe ato janë si më poshtë:

Tipi i vales	Shformime aksiale max [-]	Shformime prerese max [-]
Vala -P	$\varepsilon = \frac{PGV_P}{V_P}$ <i>for</i> $\phi = 0^\circ$	$\gamma = \frac{PGV_P}{2V_P}$ <i>for</i> $\phi = 45^\circ$
Vala -S	$\varepsilon = \frac{PGV_S}{2V_S}$ <i>for</i> $\phi = 45^\circ$	$\gamma = \frac{PGV_S}{V_S}$ <i>for</i> $\phi = 0^\circ$
Vala -R (Komponentja ne shtypje)	$\varepsilon = \frac{PGV_R}{V_R}$ <i>for</i> $\phi = 0^\circ$	$\gamma = \frac{PGV_R}{2V_R}$ <i>for</i> $\phi = 45^\circ$

Tab. 3. Vlerat e shformimeve max për tipe të ndryshme valësh

Siç shihet vlerat maksimale të shformimeve nuk merren për të njëjtin kënd rënie të valës sizmike dhe komponentja e shformimit aksial është predominuese.

Duke supozuar që tuneli është një tra elastik, shformimet totale aksiale gjenden si më poshtë:

Ek. 44

Ku: ε është shformimi gjatësor; r -distanca nga aksi neutral deri te fibra ekstreme e veshjes (rrezja e jashtme). Nga ky kombinim në mënyrë të shtjelluar do të kishim:

————— ————— **per vale P Ek. 45**

————— ————— **per vale S Ek.46**

————— ————— **per valen R Ek.47**

Siç shihet nga këto shprehje vlera maksimale për shformimin aksial për secilin term merren për vlera të këndit të prerjes së planit të valës me aksin e tunelit të ndryshme. Limiti i sipërm i nxjerrë nga shuma e vlerave maksimale në përgjithësi presupozohet nga një valë shtypëse “p”. Për vepra me rreze të vogël kontributi i përbërësve nga kurbëzimi është i vogël dhe vetëm për seksione tërthor të mëdhenj

me rreze të madhe jep kontribut. Në formë të përgjthshme të gjithë ekuacionet e paraqitura më lart mund të jepen me shprehjen (e dhënë më lart):

$$PGS_a = \frac{PGV_a}{C_{ap}} \quad \text{Ek. 48}$$

Ku:

PGS_a - është shformimi maksimal aksial

PGV_a - është shpejtësia maksimale e lëvizjes së grimcës së materialit,

C_{ap} -shpejtësia e dukshme e përhapjes së valës (bazuar mbi një llogaritje 1D ose 2D)

Autorë të ndryshëm kanë theksuar se nëse shformimet aksiale jepen në funksion të shpejtësisë së përhapjes së valës (shih formulën më lart) ato vlerësohen më të vogla se vlerat reale nëse lëkundja paraqet humbje të koherencës (njëtrajtshmërisë së goditjes). Kështu për frekuenca të ulëta ($f < 1\text{Hz}$) formula jep rezultate të mira ndërsa për frekuenca të larta ($f \gg 1\text{Hz}$) kjo formulë nuk mund të zbatohet. Gjithashtu për valë sipërfaqësore formula jep rezultate të pranueshme ndërsa për valë volumore vlejnë arsyetimet e dhëna më sipër. Kështu psh: Zerva 2003 jep grafikun e mëposhtëm për varësinë PGS_a/PGV_a në funksion të vlerave të C_{ap} .

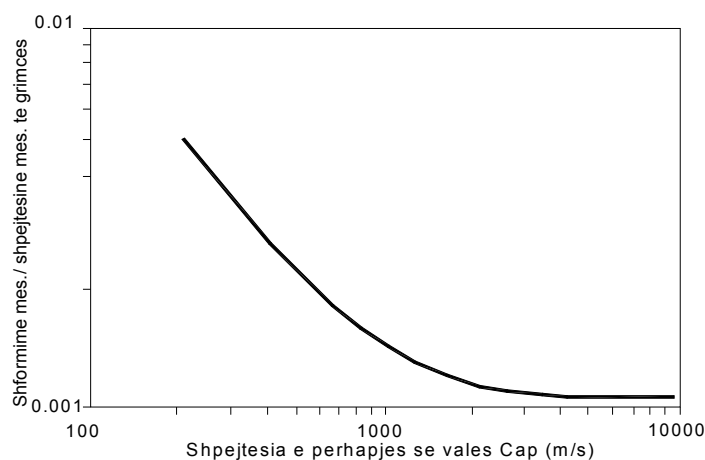


Fig. II-16. Varësia e vlerave mesatare kuadratike të shformimeve kundrejt shpejtësisë së grimcës Vs me shpejtësinë e përhapjes së valës C_{ap} . (Zerva 2003)

Siç duket nga formulat e thjeshtuara të dhëna më sipër është shumë e rëndësishme të përcaktojmë shpejtësinë e përhapjes së valës C_{ap} (Aparent propagation velocity). Më poshtë po japim në mënyrë të thjeshtuar procedurën e propozuar nga M.J. O'Rourke për përcaktimin e C_{ap} .

2.3.2.2 Valët volumore

Janë marrë në konsideratë vetëm valët S. N.q.s këndi i rënies së valës është tërësisht vertikal C_{Sap} ka vlerë infinit. Në realitet ky kënd nuk është vertikal dhe shpejtësia do të jetë:

$$C_{Sap} = V_s / \sin \gamma_s$$

Ek. 49

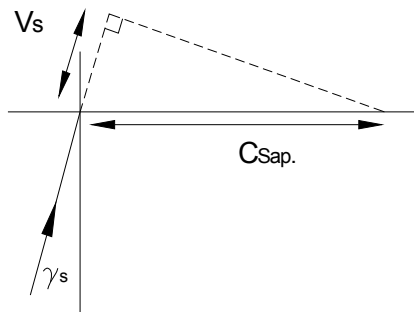


Fig. II-17. Shpejtësia e (dukshme) përhapjes së valëve C_{ap}

Ku γ_s do të merret nga ekuacioni

$$\gamma_s = 0.87 F_v$$

Ek. 50

ku F_v nxirret nga akselerograma e valëve P.

Kështu siç e kemi thënë edhe më lart C_{Sap} do të këtë vlera nga 2.1-5.3km/s me mesatare 3.1km/s.

2.3.2.3 Valët sipërfaqësore

Siç e kemi thënë vala sipërfaqësore më ndikuese është vala R. Mëqë këto valë lëvizin paralel me sipërfaqen e tokës atëherë shpejtësia e lëvizjes është e barabartë me shpejtësinë e fazës së valës C_{ph} prandaj kemi:

$$C_{Rap} = C_{ph} = \lambda f$$

Ek. 51

Ku λ është gjatësia e valës dhe “f” frekuenca.

Valët me frekuenca variabël jepen me kurba dispersioni, një prej të cilave me terren të shtresëzuar me rritje të V_s në thellësi po e japim më poshtë.

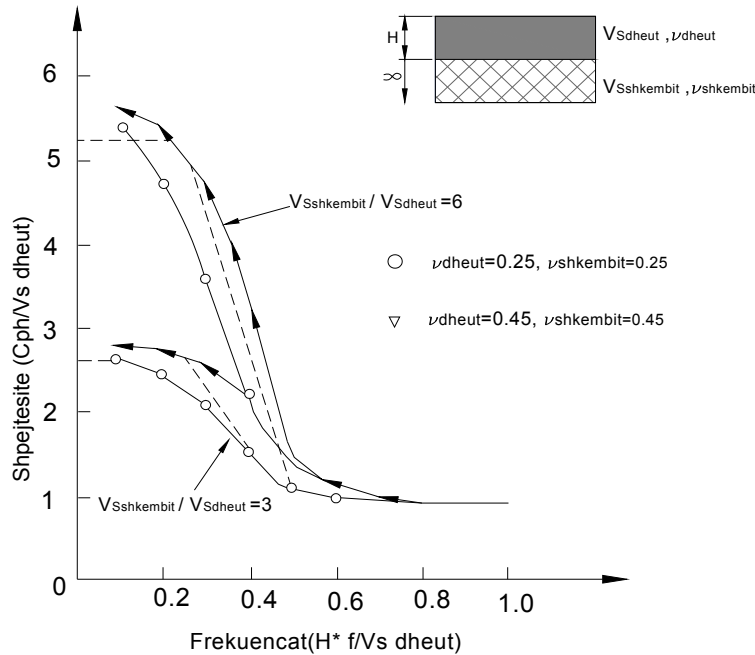


Fig. II-18. Kurbat e normalizuara për një shtresë uniforme H me shpejtësi Vs për një gjysëm hapësirë elastike (O'Rourke et al 1984)

Në mënyrë analitike kemi:

$$C_{ph} = \begin{cases} 0.875V_{S(shkemb)} \\ 0.875V_{S(shkemb)} - \frac{0.875V_{S(shkemb)} - V_{S(dhe)}}{0.25} \left(\frac{Hf}{V_{S(dhe)}} - 0.25 \right) \\ V_{S(dhe)} \end{cases} \quad \text{Ek. 52}$$

Vlera e parë merret për $Hf/V_{S(dhe)} < 0.25$, vlera e dytë për $0.25 < Hf/V_{S(dhe)} < 0.5$; dhe vlera e tretë për $Hf/V_{S(dhe)} > 0.5$

Për rastin e një gjysëm hapësirë do të kishim $CR=90\%V_s$ dhe $C_s=V_s/\sin\gamma_s$ ku γ_s merret një kënd i vogël ($<25^\circ$)

2.3.2.4 Vlerësimi eksperimental i shformimeve

Deri më sot nuk është bërë e mundur të bëhen matje të drejtpërdrejta të shformimeve nga kalimi i valës. Vlerësimi bëhet nga të dhënat e matura nga sismometrat. Kështu kemi teknikat me një stacion të vetëm, me analizë të shumë stacioneve, metoda sizmo-gjeodezike, metodat me interpolim etj. Një formë grafike të matjeve po e japim më poshtë.

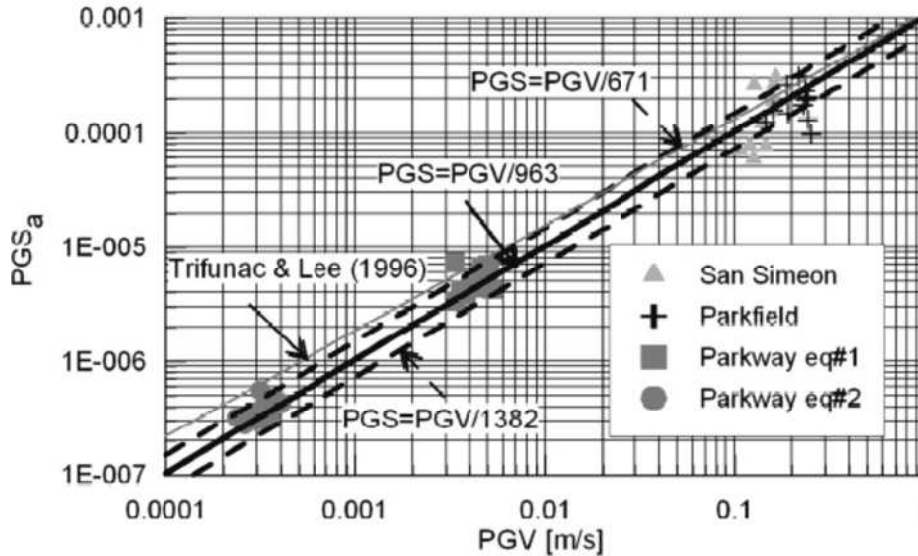


Fig. II-19. Lidhja PGSa me PGV. Për $V_s=400\text{m/s}$ dhe distancë epiqëndre $D=20\text{km}$. (Paolucci & Pitilakis)

2.3.2.5 Vlerësimi numerik i shformimeve

Në ditët e sotme kanë përhapjen më të madhe. Janë të njohura dhe nuk po ndalemi në avantazhet e tyre. Një përshkrim më të detajuar duke e lidhur jo vetëm me shformimet por me të gjitha parametrat numerike dhe metodat e zgjidhjes do të jepet në kapitullin tjetër. Tani po japim vetëm disa përfundime të tyre në rastin e prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha të formacionit.

2.3.2.6 Vlerësimi i shformimeve në rastin prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha të formacionit

Metodat numerike janë të vetmet deri më sot që mund të bëjnë vlerësimin e shformimeve në rastin e prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha të formacionit. Siç dihet në sipërfaqet e takimit të një formacioni të fortë me një formacion të dobët janë vërejtur dëmtimet më të mëdha të strukturave mbitokë dhe nëntokë. Referenca për këto dëmtime të strukturave mbi tokë ka edhe në vëndin tonë. Nisur nga vëzhgimet e deritanishme në sipërfaqet e takimit të një formacioni të fortë me një formacion të dobët priten të kemi përqëndrim të dëmtimeve dhe për këtë arsye nevojitet një studim mjaft i detajuar.

Vitet e fundit simulimit të shformimeve përgjatë sipërfaqes së takimit të një formacioni të fortë me një formacion të dobët i është kushtuar mjaft vëmëndje. Kështu më 1997 Liu&O'Rourke me analizë me elementë të fundmë arritën në përfundimin që: vlera maksimale e shformimeve merret në vëndbashkimin e sipërfaqes së pjerrët me pjesën horizontale ku formacioni i dobët ka thellësi

maksimale dhe pas këtij vëndbashkimi shformimet bien përsëri. Më poshtë po japim figurat e paraqitjes së vlerave.

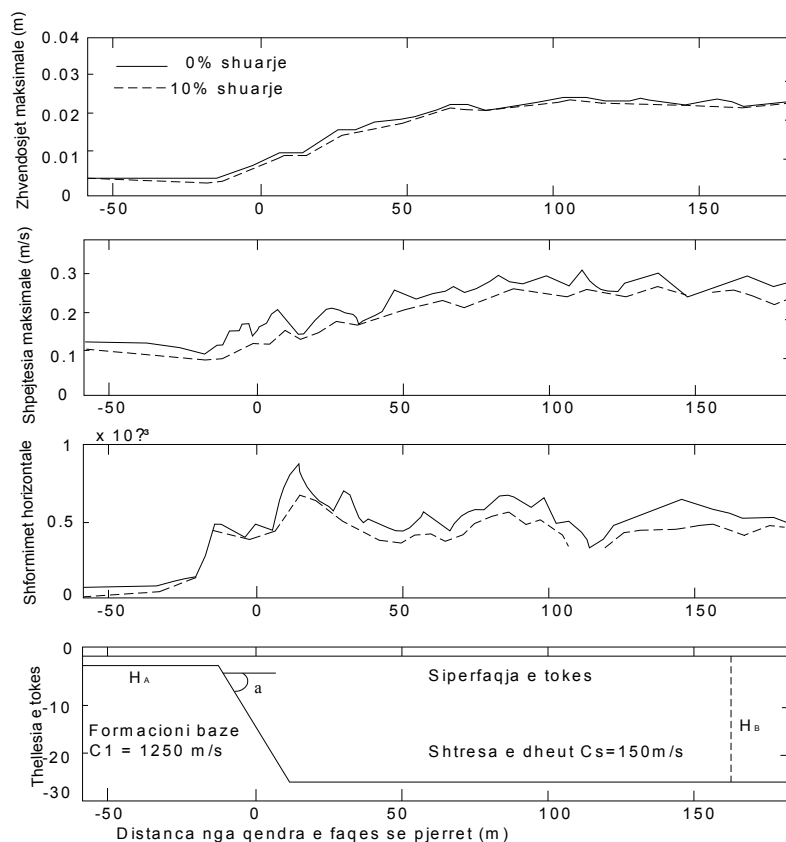


Fig. II-20. Reagimi maksimal i terrenit marrë nga analiza numerike e konfiguracionit paraqitur në fund me kënd pjerrësie 45° (Liu & M.J.O'Rourke 1997)

Këta autorë propozuan formulën e mëposhtme për vlerësimin e shformimeve në rastin e prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha të formacionit.

$$\varepsilon = \begin{cases} (D_B - D_A) \left(\frac{0.5 \tan \alpha}{H_B - H_A} \right) + \frac{\pi}{2TC_s} \\ (D_B - D_A) \left(\frac{0.5}{H_B - H_A} \right) + \frac{\pi}{2TC_s} \end{cases} \quad \text{Ek. 53}$$

Ku ekuacioni i parë merret për $\alpha < 45^\circ$ dhe i dyti për $\alpha > 45^\circ$

Përqasja L. Scandella.

Në formulën e përgjithshme të shformimit futen edhe funksione të ndryshimit të shuarjes nga shkëmbi në dhe, këndi mesatar i pjerrësisë së shkëmbit bazë si dhe pozicioni relativ kundrejt sipërfaqes së takimit. Shformimi konsiderohet që të këtë një vlerë piku për $p = x/L$ sipas funksionit të mëposhtëm.

Ek. 54

Shformimi maksimal në këtë rast do të jetë.

Ek. 55

ku

Ek. 56

Ek. 57

Funksionet F_1 dhe F_2 varen nga këndi i shkëmbit bazë α dhe x/L e normalizuar. Këto funksione jepen:

Ek. 58

Ku

Ek. 59

Ek. 60

Në mënyrë grafike do të kishim:

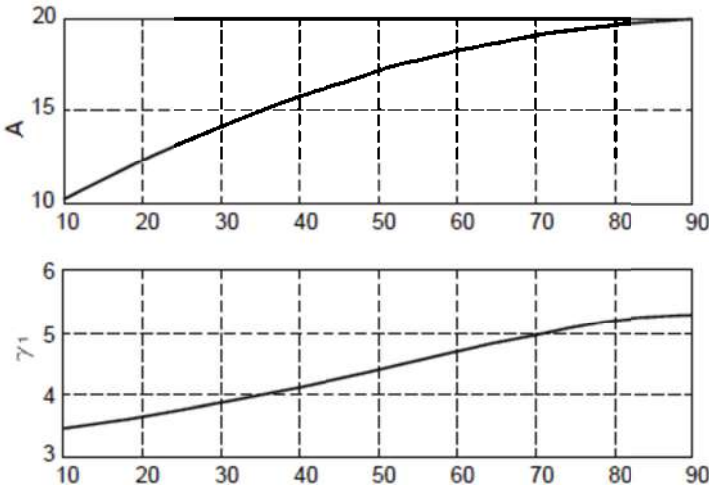


Fig. II-21. Funksinet e madhësisë së shformimit dhe pozicionit të vlerës së pikut për $\alpha=10-90^\circ$

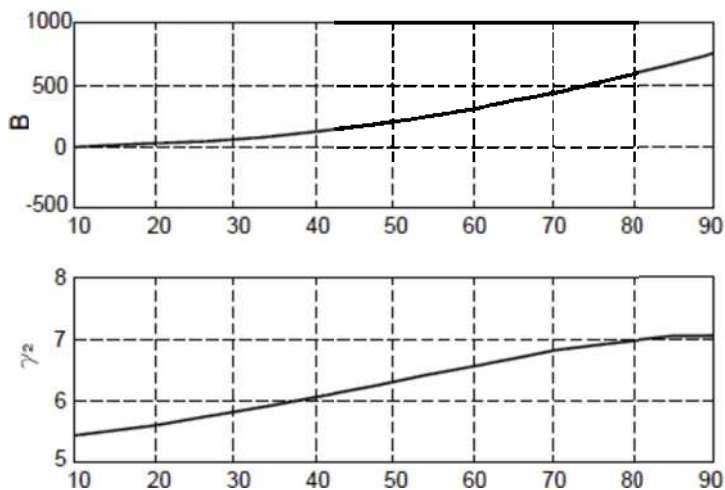


Fig. II-22. Funksinet e madhësisë së shformimit dhe pozicionit të vlerës së pikut për $\alpha=10-90^\circ$

Për vlera të $\alpha=90^\circ$ funksioni F_1 bëhet zero dhe F_2 merr vlera maksimale. Funksioni F_1 merr parasysh amplifikimin në rastin shkëmb bazë i vazhduar i pjerrët dhe F_2 në rastin e një gjeomjedisi vertikal.

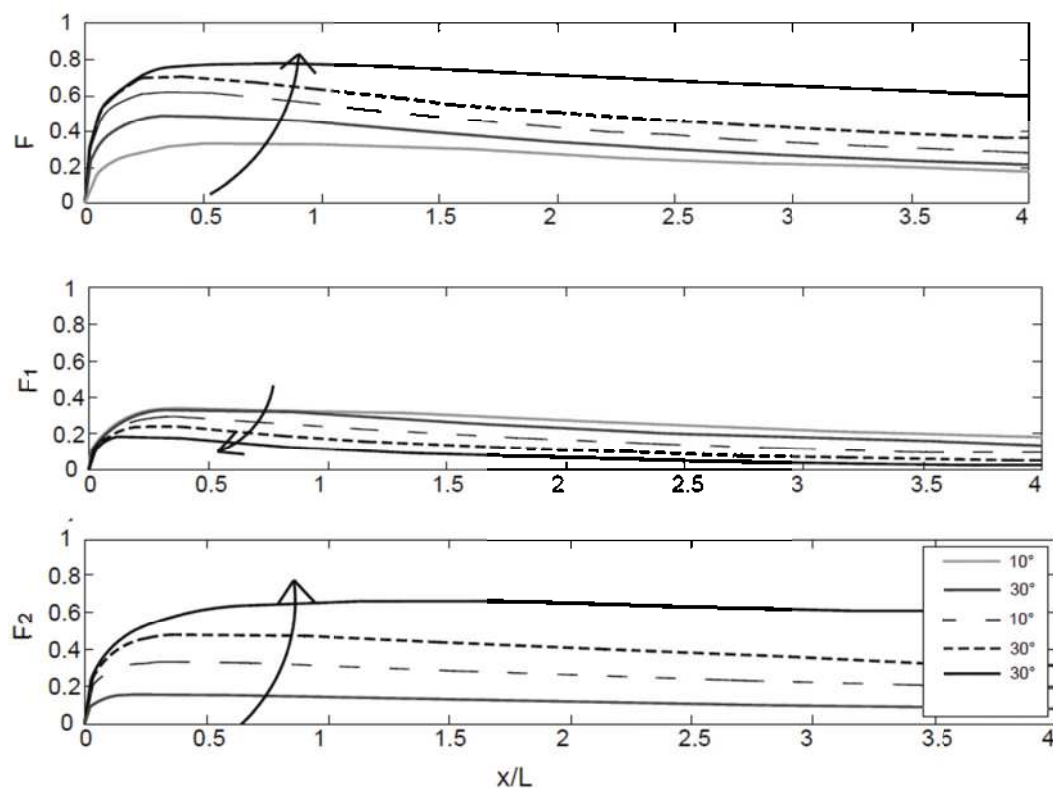


Fig. II-23. Funksionet F_1, F_2 për kënde të ndryshëm të sipërfaqes së shkëmbit bazë.

2.3.2.7 Konditat pranë burimit(near field)

Në nënkapitullin II.1.1 kemi dhënë paraqitjen e përgjithshme të problemit dhe vlerësimin e fenomenit për modelimin e ngarkimit sizmik. Tani në mënyrë të thjeshtuar do të japim disa vlerësime nga një modelim i efekteve pranë burimit(near field) nga Bouchon& Aki.

Nëse do të studiojmë me metoda numerike një gjenerim tërmeti nga një shkarje tektonik 1m e konfiguracionin e mëposhtëm do të kishim këto rregjistrime të shformimeve dhe të shpejtësive të valëve.

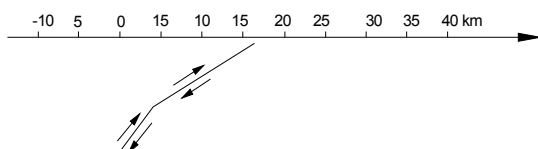


Fig. II-24. Konfigurimi i burimit sizmik. Amplituda e rrëshqitjes së shkarjes 1m. (Bouchon and Aki, 1982)

Shformimi maksimal i llogaritur sipas kësaj përqsaje është $8 \cdot 10^{-4}$ në pikën më të cekët të shkarjes (15).

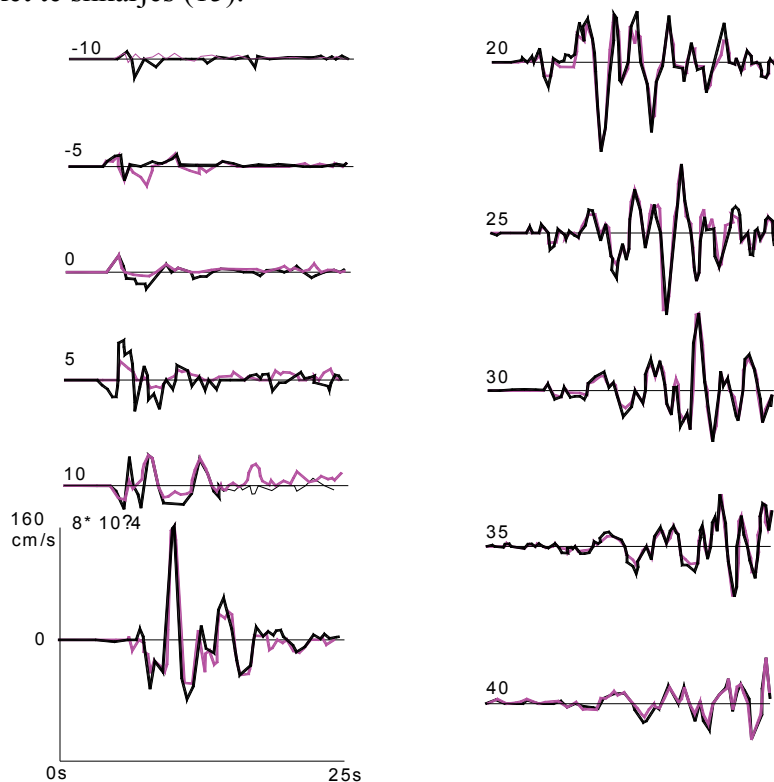


Fig. II-25. Shformimet gjatësore (linja të plota) dhe shpejtësitë e grimcave (vija me pika) për shkarje rrëshqitëse sipas pjerrësisë.

Siç duket nga paraqitja grafike shformimet kanë formë të ngjashme me shpejtësinë e valës në pjesën e mjedisit nga fillimi i shkarjes tektonike në drejtim të përhapjes së valës dhe prandaj lidhja e tyre me shpejtësinë sipas ekuacionit 2 është plotësisht e vlefshme për këtë pjesë.

2.3.2.8 Varësia nga magnituda dhe distanca

Në kapitullin II.1.1 kemi dhënë paraqitjen e përgjithshme të problemit dhe vlerësimin e fenomenit për modelimin e ngarkimit sizmik dhe ligjet e shuarjes (attenuation laws). Në mënyrë të thjeshtuar do të japim disa vlerësime nga një modelim me elemente të fundëm me akselerograma sintetike për efekte të varësisë nga M dhe D të bërë nga Trifunac & Lee (1996). Autorët studjuan konfiguracione gjeologjike të caktuar me shpejtësi vale në sipërfaqe β_1 dhe dhanë varësitë e paraqitura në grafikët e figurave 2.26, 2.27. Rezultatet treguan varësi të vogël të shformimeve nga magnituda, efektet lokale, distanca e epiqendrës për tërmetë të largët dhe shpejtësia e valës në sipërfaqe.

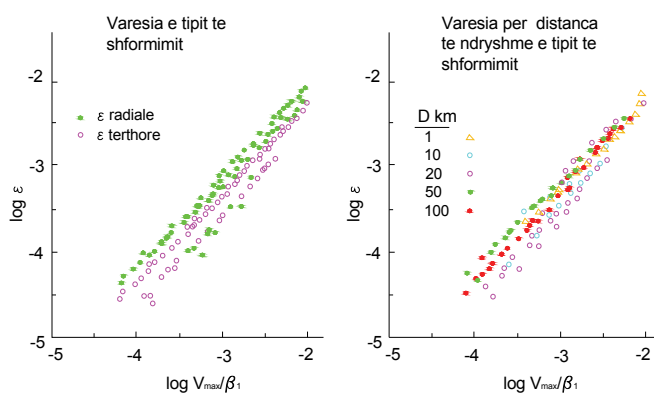


Fig. II-26. $\log_{10}\varepsilon$ kundrejt $\log_{10}(PGV/\beta_1)$ me modelin gjeologjik në Westmoreland, ImperialValley, California: influenca e tipit të shformimit (majtas); varësia nga distanca D (djathtas) (Trifunac & Lee, 1996)

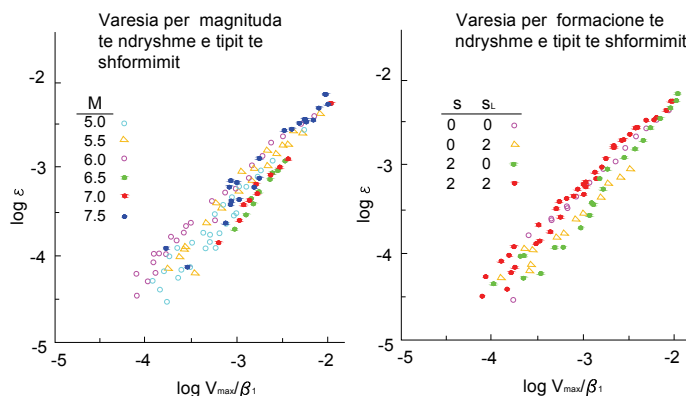


Fig. II-27. $\log_{10}\varepsilon$ kundrejt $\log_{10}(PGV/\beta_1)$ me modelin gjeologjik në Westmoreland, ImperialValley, California: varësia nga magnituda M (majtas); ndikimi i konditave të terrenit (djathtas) (Trifunac & Lee, 1996)

Neë bazë të këtyre rezultateve autorët dhanë një formulë të thjeshtuar për shformimet radiale.

$$\log_{10} \varepsilon_{rr} = (-0.26 - 0.67\beta_1) + (-0.00064 + 0.00046\beta_1)D + [(1 - 0.19\beta_1) + (-0.00043 + 0.0015\beta_1)D] \left(\frac{PGV_{rr}}{b_1\beta_1} \right) \quad \text{Ek. 61}$$

Ku b_0, b_1 janë koeficientë që marrin parasysh kontributin e valëve sipërfaqësore dhe fazës së shpejtësisë së valës.

2.3.2.9 Inkoherenca hapësinore

Në kapitullin II.1.1 kemi dhënë paraqitjen e përgjithshme të problemit dhe vlerësimin e fenomenit për modelimin e ngarkimit sizmik dhe vëmendjen që duhet të kushtohet në tunele të gjatë. Deri kohët e fundit këto efekte rekomandoheshin të merreshin parasysh vetëm për tunele mbi 5km, por studimet e fundit treguan se këto efekte duhet të merren parasysh edhe për gjatësi mjaft më të vogla. Më poshtë po japim konkluzionet e dhëna nga Zerva 1992 nga krahasimi i shformimeve për një input koherent dhe jokoherent.

Në figurën e parë shikohet që shformimet kanë një përafrim të mirë me formulën e thjeshtuar analitike, ndërsa në figurën e dytë shihet se kur lëkundja humbet koherencën vlerësimi i shformimeve është më i vogël se ato fillestare gjë që sjell vlera më të larta se shformimet nga lëkundje koherente. Kjo tregon se për tunele të gjatë është shumë e rëndësishme të vlerësojme koherencën e valës sizmike.

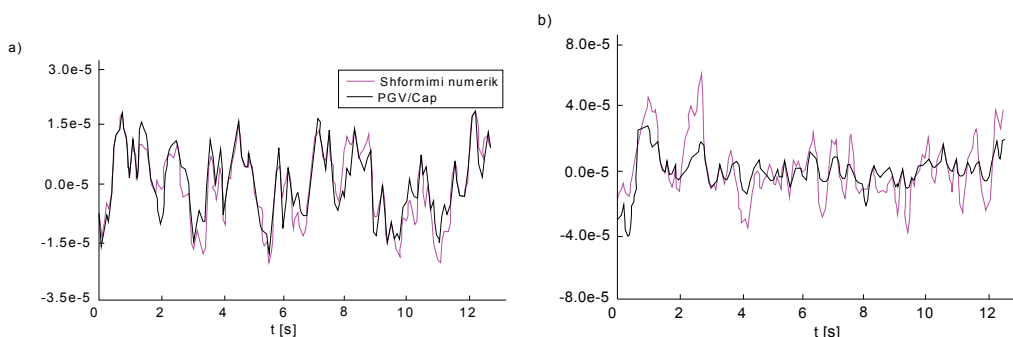


Fig. II-28. Shformimet llogaritur me metoda numerike dhe analitike në rastin kur kemi koherencë hapësinore (a) dhe kur nuk kemi (b). (Zerva & Harada, 1997)

Koherenca e valëve do të jetë e plotë nëse në dy stacione matje të ndryshme rregjistrimi i valëve tregon të njëjtën amplitudë dhe fazë të valës lëkundëse.

2.3.3 Kalimi nga kondita larg burimit(far field) në kondita pranë burimit(near field)

2.3.3.1 Metodatat e vlerësimit

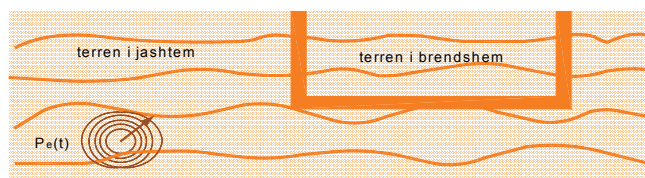
Në rastet më të thjeshtë kur kemi vetëm shtresa horizontale mbi një shkëmb bazë (bedrock) zakonisht mjaftohemi vetëm me një analizë 1D të kalimit të valës nga shkëmbi bazë në sipërfaqe. Për këtë rast ekzistojnë zgjidhje analitike (shih 2.4.3,2.4.4) dhe numerike mjaft praktike që japin zgjidhje (sforcime,shformime, në terren) të sakta. Për rastet më të komplikuar kur kemi shtresa johorizontale, kemi gjeomjedis të cfarëdoshëm me heterogjenitet të madh, konfiguracione topografike johorizontale zgjidhjet 1D nuk japin rezultate të sakta. Për këtë qëllim futen modele numerike 2D dhe 3D të cilat simulojnë ngjarjen sizmike (valë burimore) mënyrën e perhapjes, efektet lokale. Simulimi i menyrave të perhapjes së valëve, reflektimet,refraktimet në sipërfaqe, në plane të ndryshme dhe mjedise heterogjene gjeneron të gjithë tipet e valëve dhe mund të marrim shformimet reale të terrenit në cdo pikë që na intereson. Për probleme të shkallës së madhe sic është rasti për tunelet, rastet kur burimi është mjaft larg etj. është e kuptueshme që modelet 2D dhe sidomos ato 3D janë mjaft të komplikuar dhe kërkojnë shumë punë dhe kohë për tu realizuar dhe zgjidhur. Vështiresia rritet më shumë në kontrollin e rezultateve dhe interpretimin e tyre. Për të shmangur këto vështirësi janë hartuar përqasje të cilat e ndajnë problemin në dy probleme më të thjeshta. Një nga përqasjet më të fundit është “Metoda e zvogëlimit të domeinit” (Domain reduction method) e riformuluar së fundmi nga Bielak et al. 2003.

Kjo metodë sic e përmendëm e ndan problemin në dy nën-modele të karakterizuara nga dimensionet të ndryshme dhe që zgjidhen në dy hapa të ndryshme.

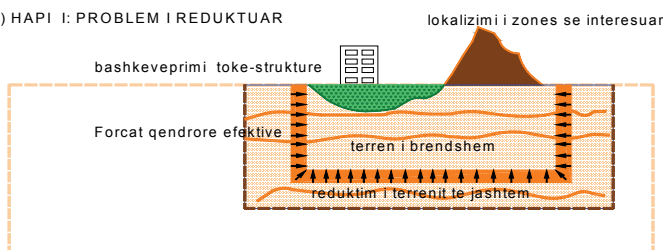
Hapi 1. Problemi i parë ka permasa shumë të mëdha deri disa km. Ai simulon burimin sizmik efektet e perhapjes së valës dhe në vendin e ndërtimit të strukturës së re konsiderohet vetëm terreni ekzistues i pangacmuar. Ky model përbën atë që quhet “domeini i jashtëm” (external domain).

Hapi 2. Problemi i dytë modelon vetëm një zonë rreth strukturës me dimensionet të vogla duke hequr burimin sizmik dhe “rrugën” e perhapjes së valëve. Si ngarkim (input) sizmik jepet një vektor efektiv forcash ose zhvendosjesh, aplikuar në një rrip kufitar elementesh të marra nga hapi i parë. Këto forca janë ekuivalente me forcat origjinale sizmike dhe zëvendësojnë efektet e domeinit të jashtëm.

a) HAPI I: PROBLEMI NDIHMES



b) HAPI I: PROBLEMI I REDUKTUAR

**Fig. II-29. Paraqitje grafike e hapave të zgjidhjes së problemit. a) hapi i parë, b) hapi i dytë**

Për zgjidhjen e problemit përdoren metoda numerike të ndryshme. Një përshkrim të shkurtër të secilës prej tyre po e japim më poshtë:

2.3.3.2 Metoda me diferenca të fundme

Është nga metodat e parë dhe mjaft e përhapur. Duhet të përdoren të paktën 15 pika që mund të merret përhapja e valës me gjatësi minimale. Shpërndarja dhe konfiguracioni i gridës së pikave mund të zvogëlohet larg objektit dhe zgjidhja bazohet në skema të rendit të katërt që përfshije hapësirën dhe kohën. Vështirësitë më të mëdha janë modelimet afër sipërfaqes dhe konfiguracionet topografike johorizontale

2.3.3.3 Metoda me elemente të fundëm

Janë metoda më të përshtatshme që mund të përfshijnë modelim real të terrenit, heterogjenitetet e mëdha, bashkeveprim real me elementet e strukturës. Këto zgjidhje janë baza numerike e përqasjes së dhënë më sipër “Metoda e zvogëlimit të domeinit” (Domain reduction method) e riformuluar së fundmi nga Bielak et al. 2003.

2.3.3.4 Metoda me elementë kufitare

Këto metoda bazohen në paraqitjen dhe zgjidhjen të modelit që lidh integralisht parametrat me kufijtë fizikë të mjedisëve. Metoda kalon problemin 3D në problem 2D dhe zvogëlon shumë kohën e zgjidhjes numerike. Këto metoda janë të përshtatshme për mjedise lineare homogjene. Ato shpesh japin disa zgjidhje si pasojë e ekzistencës së disa zgjidhjeve të ekuacioneve të kufijve të vazhduar.

2.3.3.5 Metoda me elemente spektral

Janë nga metodat e fundit të cilat kane filluar pas 1982. Këto metoda kombinojnë të ashtëquajturat versione “ p ” dhe “ $h-p$ ” të metodave me elementë të fundëm.

Elementet e fundëm klasike të perbere nga shume elementë të vegjël ku secili lidhet me polinome të grades së ulët janë quajtur versione “ h ” të elementëve të fundëm (“ h ” i referohet madhësisë së gridës). Ndërsa elementët e fundëm të mëdhenj të lidhur me polinome të gradave të larta quhen versione “ p ” të elementëve të fundëm (“ p ” i referohet gradës së polinomit). Metoda me elemente spektral kombinon të dy tipet e elementeve të fundëm “ $h-p$ ”. Këto metoda sjellin fleksibilitet në trajtimin e gjeometrive komplekse dhe ndryshimeve të mëdha të mjedisit. Përmes kësaj metode në njëren anë bëhet përqasje me elemente të fundëm si rast limit duke e ndarë modelin llogaritës në shumë nënmodele që përdorin polinome të gradave të ulta për zgjidhje brenda tyre. Nga ana tjetër bëhet përafrim spektral klasik duke përdorur në domeinin origjinal (një mjedis i vetëm) polinome të gradave të larta për zgjidhje.

Kjo metodë e zhvilluar nga Faccioli et al (1997) është implementuar në programin llogaritës GeoELSE të zhvilluar nga Departamenti i Inxhinierisë së strukturave i Universitetit Politeknik të Milanos.

2.3.3.6 Metoda me artivicial neurons

Këto metoda janë përdorur vetëm kohët e fundit dhe nuk kanë përhapje të madhe. Metoda bazohet mbi parimin e trasmetimit të sinjalit (informacionit) prej neuroneve biologjike sipas skemës së mëposhtme.

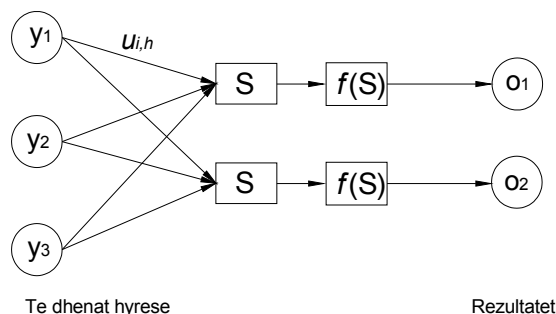


Fig. II-30. Skema e aplikimit të metodës

Në një rrjetë një shtresor që ka vetëm një sistem lidhjesh neuronet e hyrjes marrin sinjalin nga ngacmimi i jashtëm, e përpunojnë përmes lidhjeve, mbledhin kontributet për cdo input dhe aktivizojnë shtresën e rezultateve (output).

Kështu për një aplikim si në figurën 2.31 do të kishim si të dhëna hyrëse:

Densiteti i terrenit

$G_{\max}$

PGV

Distanca x dhe y nga burimi

Thellësitë e marrjes së rezultateve

Dhe si rezultate PGV në cdo pikë të paracaktuar

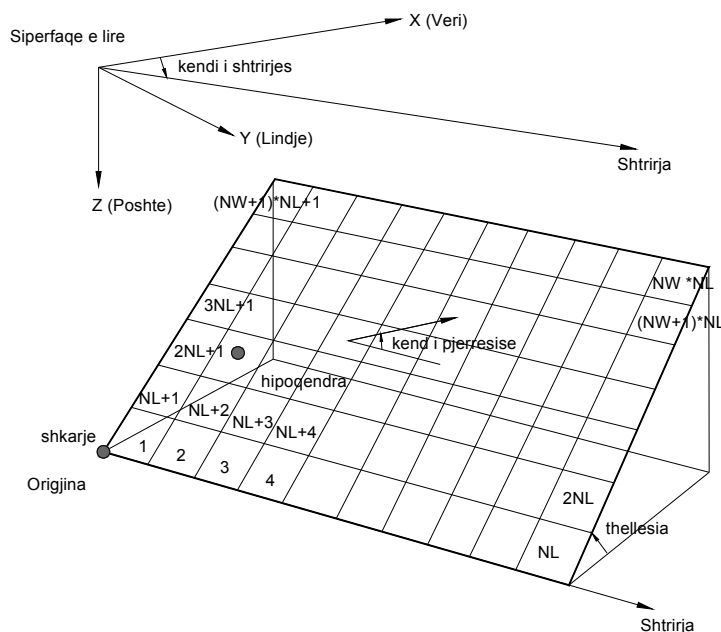


Fig. II-31. Paraqitja e gridës dhe burimit për një rrjet

Shformimet në cdo pikë do të merreshin sipas formulës së mëposhtme:

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \equiv \frac{1}{2\Delta z} [v(y_0, z_0 + \Delta z) - v(y_0, z_0 - \Delta z)] + \frac{1}{2\Delta y} [w(y_0 - \Delta y, z_0) - w(y_0 + \Delta y, z_0)] \quad \text{Ek. 62}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \equiv \frac{1}{2\Delta x} [v(y_0, x_0 + \Delta x) - v(y_0, x_0 - \Delta x)] + \frac{1}{2\Delta y} [u(y_0 - \Delta y, x_0) - u(y_0 + \Delta y, x_0)] \quad \text{Ek. 63}$$

2.3.4 Vlerësimi i zhvendosjeve në shkarje aktive

2.3.4.1 Të përgjithshme

Për të vlerësuar sjelljen e tunelit që përshkon një shkarje aktive gjatë zhvendosjeve prerëse të shkarjes, për së pari duhet të vlerësojmë zhvendosjet në mungesë të tunelit dhe pastaj ndikimin që këto zhvendosje japin mbi strukturën e tunelit. Sic e kemi përmendur më parë zhvendosja varet nga magnituda dhe përmasat e shkarjes dhe për magnituda të mëdha merr vlera deri në disa metra.

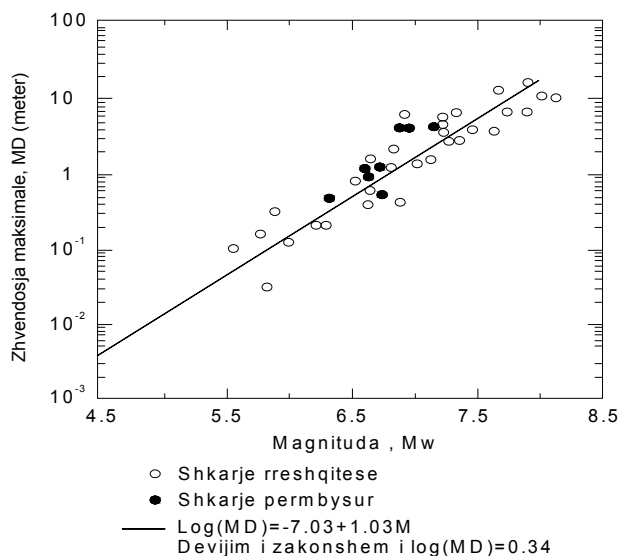


Fig. II-32. Lidhja M_w zhvendosje në një shkarje

Kur i nënshtrohet zhvendosjeve sipas shkarjes struktura e tunelit e cila ka shtangësi në përkulje dhe prerje i reziston forcave aksiale dhe prerëse si dhe momente përkulëse. Deformimi aksial trasmetohet nga forcat e fërkimit përgjatë faqeve të strukturës ndërsa deformimet përkulëse dhe prerëse shkaktohen nga rezistenca e terrenit pingul shtrirjes ose faqeve.

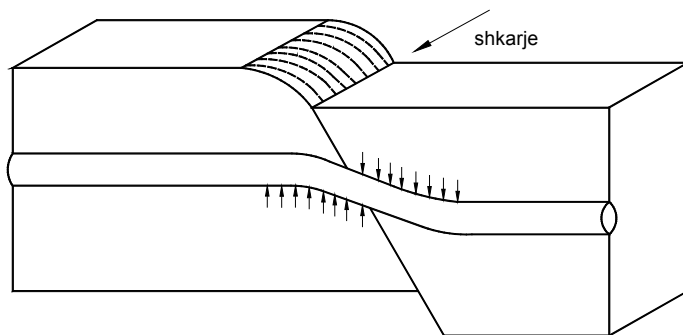


Fig. II-33. Paraqitje skematike e tunelit përmes një shkarje aktive

Në përgjithësi si për çdo strukturë tjetër janë zhvilluar tre përfaqesje. Përfaqesje analitike, përfaqesje numerike si tra mbi susta dhe modelime me elemente të fundëm 2D ose 3D.

Vëmë në dukje se në përgjithësi praktika më e mirë është të shmangen kalimet e shkarjeve. Në rast se kjo nuk është e mundur dëmtimet mund të zvogëlohen ose të shmangen duke bërë orientim të favorshëm të tunelit në lidhje me lëvizjen e shkarjes dhe duke aplikuar një zonë mbështjellje që thith zhvendosjet.

2.3.4.2 Zgjidhja analitike

Modelimi analitik është mjaft i vështirë dhe në shumë raste rezultatet janë mjaft larg realitetit sepse terreni konsiderohet elastik dhe bashkëveprimi terren-strukturë nuk merret parasysh. Një nga trajtimet për një tub të plastifikur po e paraqesim më poshtë.

Duke konsideruar “y” zhvendosjen e tubin në rastin kur shkarja lëviz me Δ , dhe shprehur energjinë mekanike të shpenzuar për të marrë një deformim “y” nxirret ekuacioni i vijës së deformimit të tubit.

$$y = R \left[1 - \left(1 - \frac{x^2}{R^2} \right)^{0.5} \right] \quad \text{Ek. 64}$$

Ku: R është rezja e harkut të deformit. Duke marrë $R=y$ marrim një ekuacion të gradës së dytë nga zgjidhja e të cilit nxjerrim gjatësinë e tubit të deformur sipas një harku me reze R .

$$L = \sqrt{R\Delta - \frac{1}{4}\Delta^2} \quad \text{Ek. 65}$$

Nga ky ekuacion shihet se R mund të merret vetëm më e vogël se $1/4\Delta$ kështu që atë e zgjedhim në funksion të zhvendosjes së shkarjes.

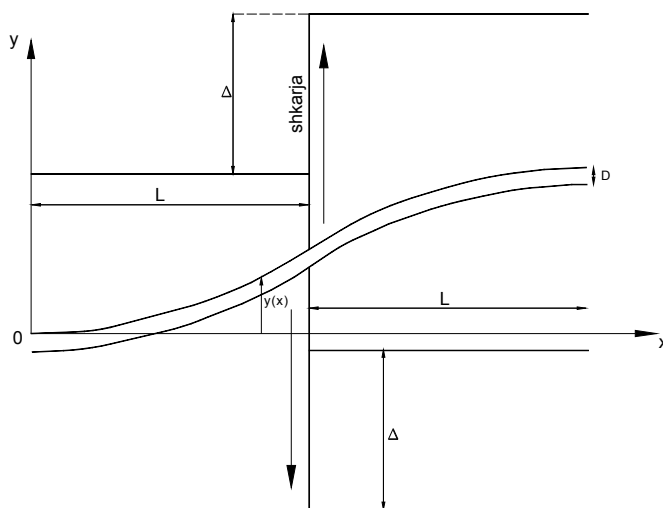


Fig. II-34. Paraqitja grafike e deformimit të tubit përmes një shkarje

Shformimi maksimal ndodh në prerjen e tubit me shkarjen dhe do të jetë

$$\epsilon_m = \frac{\Delta}{2R - \Delta} \quad \text{Ek. 66}$$

Nga i cili nxjerrim që vlera maksimale e R mund të jetë $1/2\Delta$.

Në realitet Δ është mjaft më e vogël se $2R$ dhe prandaj për qëllime praktike mund të shkruajmë:

$$\epsilon_m = \frac{\Delta \sigma_s}{2Re\sigma_y} \quad \text{Ek. 67}$$

2.3.4.3 Zgjidhja si tra mbi susta

Modelimi si tra mbështetur mbi susta është nga metodat më praktike të zgjidhjes së problemit. Në formë të përgjithshme do të kishim paraqitjen e mëposhtme ku sustave në një anë u jepet një zhvendosje sa zhvendosja e shkarjes.

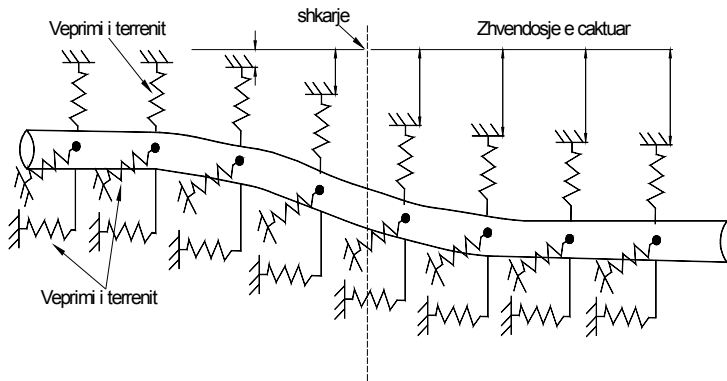


Fig. II-35. Paraqitje skematike e modelit

Nëse do të shqyrtonim më me hollësi elementët rreth shkarjes do të shihnim se trau mbështetet mbi susta aksiale, susta tërthore horizontale dhe susta tërthore vertikale

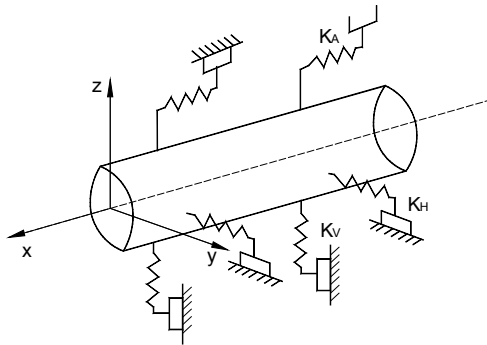


Fig. II-36. Vendosja e sustave në model

Sustat aksiale kanë një ligj sjellje si në figurën 2.37 me forcë aksiale maksimale për njësi gjatësie të dhënë me formulën:

$$T_u = \pi D H \bar{\gamma} \left(\frac{K_0 + 1}{2} \right) \tan \delta \quad \text{Ek. 68}$$

Sustat tërthore horizontale të cilat simulojnë reagimin e terrenit ndaj zhvendosjeve horizontale kanë një ligj sjellje si në figurën 2.37 me forcë maksimale për njësi gjatësie të dhënë me formulën:

$$P_u = N_{qh} \bar{\gamma} H D \quad \text{Ek. 69}$$

Sustat tërthore vertikale të cilat simulojnë reagimin e terrenit ndaj zhvendosjeve vertikale poshtë kanë një ligj sjellje si në figurën 2.37 me forcë maksimale “ q_u ” për njësi gjatësie të dhënë me formulën:

$$q_u = \gamma * H * N_q * D + 0.5 * \gamma * D^2 * N_{\gamma'} \quad \text{Ek. 70}$$

Dhe “ q_u ” të dhënë me formulën

$$q_u = \gamma * H * N_{qv} * D \quad \text{Ek. 71}$$

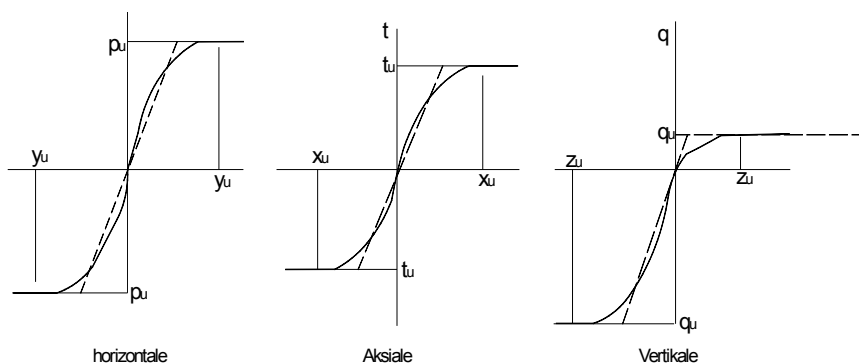


Fig. II-37. Ligjet e sjelljes së sustave

2.3.4.4 Zgjidhja me elementë të fundëm

Këto zgjidhje janë më të saktat dhe si rrjedhojë më të preferuarat pasi mund të marrin parasysh modele reale të sjelljes së terrenit, sjellje jolineare, kompleksitetin e strukturave gjeologjike, zhvillimet në kohë etj.

Kështu një model 2D pasi i është nënshtruar një zhvendosje detyruese (prescribed displacement) do të kishte paraqitjen e mëposhtme :

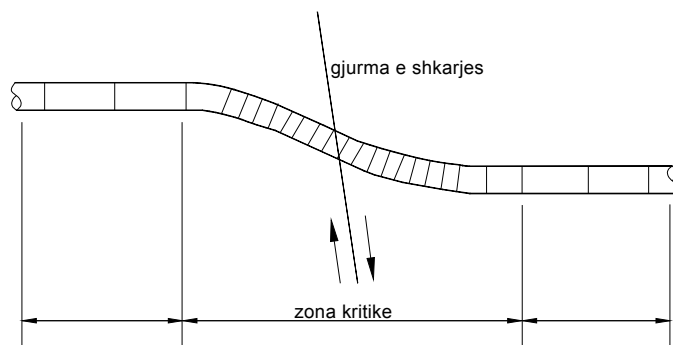


Fig. II-38. Modeli 2D

Modelimi i terrenit mund të bëhet me ligje sjellje të ndryshme një prej të cilëve (elasto-plastik) bashkë me mënyrën e ngarkimit po e paraqesim skematikisht më poshtë.

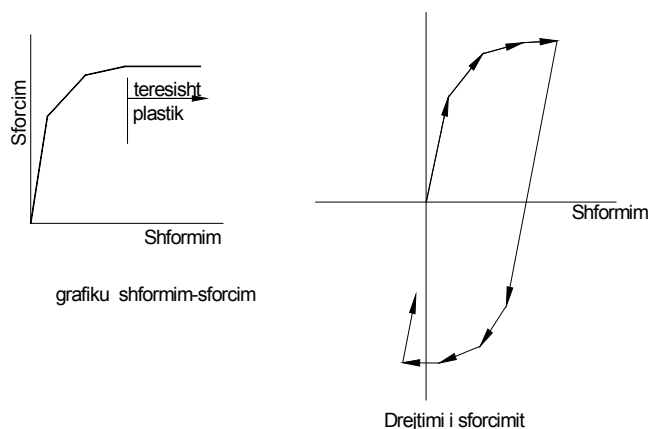


Fig. II-39. Ligji i sjelljes së terrenit

Të gjithë specifikimet e tjera janë njësoj si për çdo llogaritje numerike dhe jepen në mënyrë të detajuar në nënkaptullin 2.4

II.4 Modelet analitike 2D, 3D

2.4.1 Hyrje

Reagimi sizmik i tuneleve mund të jepet nëpërmjet tre tipeve kryesore të deformimeve. (Owen and Scholl, 1981):

- Aksial
- Përkulës (Kurbatura)
- Oval (për tunele rrethor) ose tërthor (për tunele katërkëndor)

Më poshtë po japim me rradhë trajtimet për çdo tip deformimi.

2.4.2 Tipet e deformimeve

Deformimet aksiale dhe përkulëse zhvillohen në një tunel horizontal ose gati horizontal dhe valët sizmike përhapen paralel ose me kënd kundrejt tunelit. Këto deformime japin efekt mbi veshjen e tunelit në drejtim gjatësor sipas aksit të tunelit. Në mënyrë skematike këto deformime mund të paraqiten sipas skemës së mëposhtme.

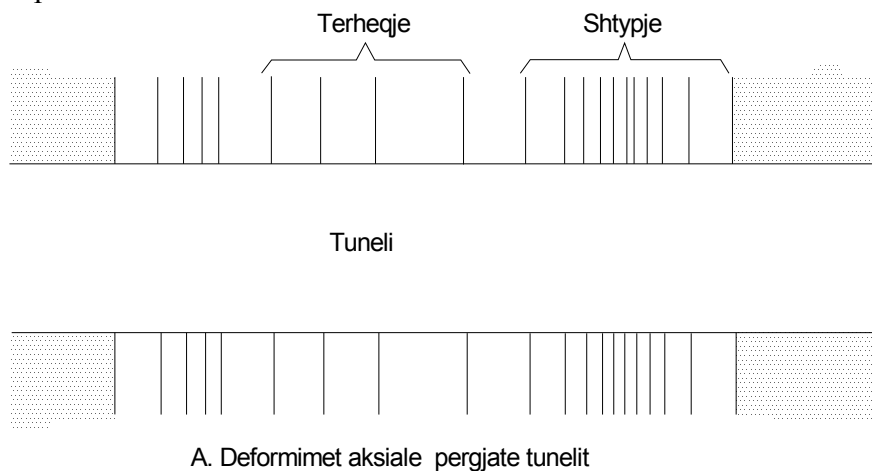
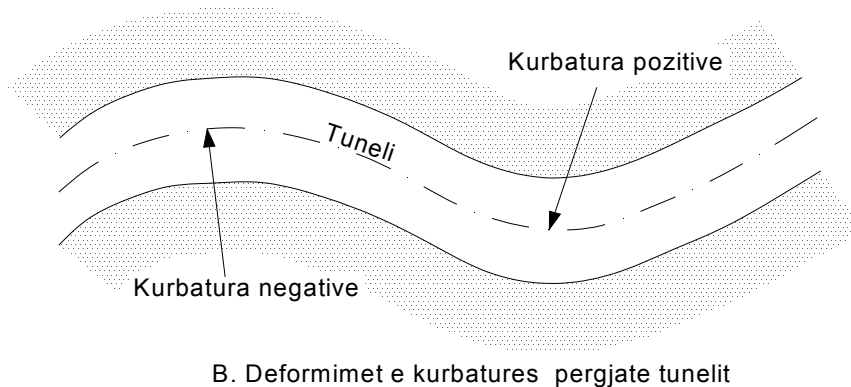


Fig. II-40. Paraqitje skematike e deformimeve aksiale



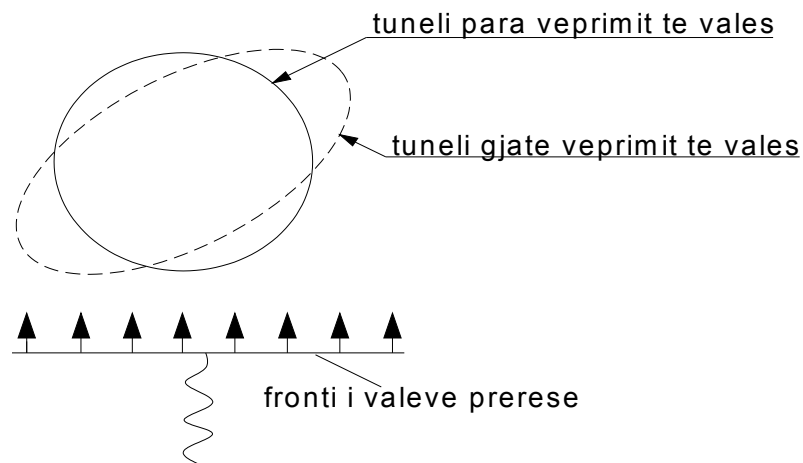
B. Deformimet e kurbatures pergjate tunelit

Fig. II-41. Paraqitje skematike e defomimeve përkulëse

Deformimet ovale në strukturën e tunelit zhvillohen kur valët përhapen pingul ose gati pingul me aksin e tunelit duke dhënë një shformim të formës së tunelit. Këto deformime kanë ndikim në drejtimin tërthor të strukturës së tunelit. Këto deformime mund të ndodhin si për valë që përhapen horizontalisht ashtu edhe për valë që përhapen vertikalisht. Mëgjithatë studimet dhe vëzhgimet kanë treguar që valët që përhapen vertikalisht janë më të rrezikshme dhe ndikojnë më shumë në strukturën e tunelit. Arsyet kryesore për këtë janë:

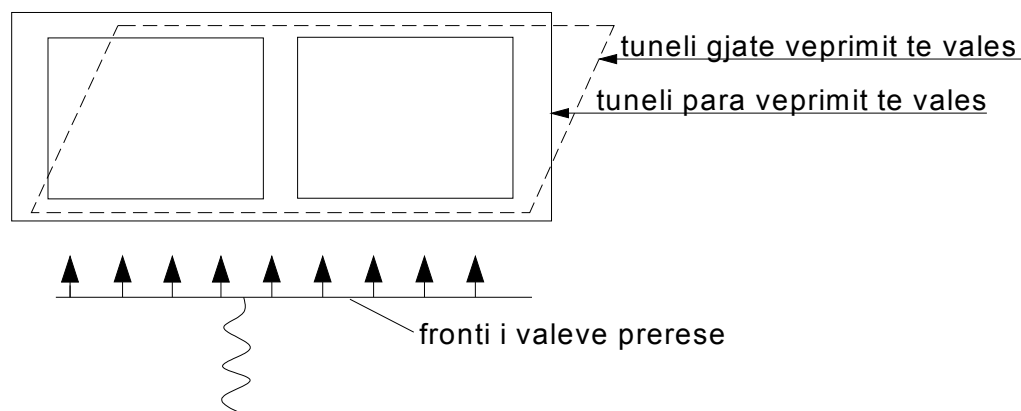
- Përbërësja vertikale në përgjithësi është më e vogël se ajo horizontale. Ajo merret $1/3-2/3$ e asaj horizontale. (duhet patur parasysh që valët prerëse që përhapen vertikalisht shkaktojnë lëkundje horizontale të dheut). Kjo nuk është e vërtetë vetëm për valët që gjenerohen nga shkarje tektonike normale afër burimit të tërmetit në të cilat përbërësja vertikale mund të jetë e njëjtë ose dhe më e madhe se ajo horizontale
- Për tunelet në dhera ose terrene të butë lëkundjet horizontale të dheut nga valët që përhapen vertikalisht amplifikohen. Përkundrazi shformimet e dheut nga valët që përhapen horizontalisht influencohen shumë nga shformimet e shkëmbit poshtë (bedrock) dhe janë në përgjithësi shumë më të vogla.

Në mënyrë skematike këto deformime mund të paraqiten sipas skemës së mëposhtme.



A. Deformimet ovale te seksionit rrethor

Fig. II-42. Paraqitje skematike e deformimeve ovale



B. Deformime te seksionit katerkendor

Fig. II-43. Paraqitje skematike e deformimeve tërthore të seksioneve katërkëndore

2.4.3 Zgjidhja analitike 2D

2.4.3.1 Llogaritja e efekteve të deformimeve aksiale dhe përkulëse në tunele

Këto deformime në funksion të tipit të veprës nëntokësore (tunel, tub fleksibël, etj.) mund të studiohen të ndarë në dy kategori. Për tubat dhe tunelet mjaft fleksibël larg burimit deformimet që merr struktura e tunelit konsiderohen të njëjta me ato të terrenit përreth. Këto kategori emërtohen llogaritje për mjedis të lirë (free field) dhe struktura dhe pjesa e germimit nuk merret parasysh. Kategoria e dytë që përmbledh tunelet e shtanget ku struktura e tunelit bashkëvepron me terrenin përreth dhe në këtë rast sistemi studiohet në bashkëveprim truall strukture.

Efektet e përhapjes së valëve në rastet mjedis pa strukturë (free field) në kapitullin 2.3.2 e kemi trajtuar në mënyrë të përgjithshme prandaj këtu po japim një trajtim me

të plotë. Theksojmë se vlerat e nxjerra janë dhënë nga përafrimi i valës sizmike me valë sinuisoidale (Kuesel 1969) me gjatësi vale L , amplitudë D , dhe kënd rënie $\emptyset$.

Rastet kur mund të aplikohen këto trajtime janë:

Tunele me strukturë fleksibël kundrejt mjedisit (terenit) përreth, të tillë si tunelet në masivë shkëmborë dhe dhera shumë të fortë.

Rastet kur nuk mund të aplikohen këto trajtime janë:

Tunele me strukturë të shtangët kundrejt mjedisit (terenit) përreth, të tillë si tunelet në dhera të butë. Në këtë rast nëse do të llogariteshin me deformimet sipas free field (të thjeshtuara) do të kishim shformime në strukturë mjaft të mëdha të tilla që nuk mund të përballohen nga veshje të mbyllura betoni dhe duhet të kalonim në sisteme me nyje fleksibël që të mund të thithnin deformimet mjaft të mëdha.

2.4.3.2 Zgjidhja analitike

Sic e kemi trajtuar edhe në kapitullin 2.3.1 ekuacioni i valës sipas drejtimit x është

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \quad \text{Ek. 72}$$

Duke u nisur nga teorema Poisson-it mund të dekompozojmë një fushë vektoriale si shumë të një gradienti të një potenciali skalar $\emptyset$ dhe rrotullimi i një potenciali vektorial ψ :

$$\underline{u} = \underline{\nabla}(\emptyset) + \underline{\Delta} \wedge \underline{\psi} \quad \text{Ek. 73}$$

I cili i zbërthyer shkruhet

$$u_i = \frac{\partial \emptyset}{\partial x_i} + \frac{\partial \psi_j}{\partial x_j} + \frac{\partial \psi_k}{\partial x_k} \quad \text{Ek. 74}$$

Për potencialet pas disa transformimeve mund të shkruajmë :

$$\Delta(\emptyset) = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 \emptyset}{\partial t^2} - \underline{F} \quad \text{Ek. 75}$$

$$\Delta(\underline{\psi}) = \frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 \underline{\psi}}{\partial t^2} - \underline{G} \quad \text{Ek. 76}$$

Ku V_p dhe V_s janë zëvendësimet sipas ekuacionit 32 dhe 36 (shpejtësitë e valëve)
Marrim ekuacionin e valës të shprehur sipas potencialeve :

$$\sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_j^2} = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} - F \quad \text{Ek. 77}$$

$$\sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x_j^2} = \frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 \psi_i}{\partial t^2} - G_i \quad \text{Ek. 78}$$

Duke supozuar që valët P dhe S përhapen vetëm sipas një drejtimi kemi ekuacionet si më poshtë:

$$\frac{\partial^2 u_1}{\partial x^2} = -\frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} \quad \text{Ek. 79}$$

$$\frac{\partial^2 u_j}{\partial x_1^2} = -\frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2} \quad \text{Ek. 80}$$

Duke ditur që

$$u(x, t) = f(x - C_a t) \quad \text{Ek. 81}$$

Në terma të zhvendosjeve për valë që përhapet vetëm në një drejtim duke mos marrë peshën e terrenit do të kishim :

$$\frac{du(x, t)}{dx} = -\frac{1}{C_a} \frac{du(x, t)}{dt} \quad \text{Ek. 82}$$

$$\frac{d^2 u(x, t)}{dx^2} = \frac{1}{C_a^2} \frac{d^2 u(x, t)}{dt^2} \quad \text{Ek. 83}$$

Ku $\frac{du(x, t)}{dx}$ është matës i shformimeve dhe $\frac{d^2 u(x, t)}{dx^2}$ i kurbaturës, $\frac{du(x, t)}{dt}$ paraqet shpejtësinë e grimcës dhe $\frac{d^2 u(x, t)}{dt^2}$ paraqet nxitimin e grimcës së terrenit.

Nga zgjidhja e këtyre ekuacioneve duke marrë përkatësisht valët P, S, R merren shformimet të cilat po i riparaqesim në tabelën më poshtë.

Tipi i valës	Sforcim gjatësor	Sforcim normal	Sforcim prerës	Kurbëzimi
Vala –P	$\varepsilon_1 = \frac{V_P}{C_P} \cos^2 \emptyset$ $\varepsilon_{bn} = \frac{V_P}{C_P} \text{ per } \emptyset = 0^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_P}{C_P} \sin^2 \emptyset$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_P}{C_P} \text{ per } \emptyset = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P} \sin \emptyset \cos \emptyset$ $\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P} \text{ per } \emptyset = 45^\circ$	$K = \frac{a_P}{C_P^2} \sin \emptyset \cos^2 \emptyset$ $K_m = 0.385 \frac{a_P}{C_P^2} \text{ per } \emptyset = 35^\circ 16'$
Vala –S	$\varepsilon_1 = \frac{V_S}{C_S} \sin \emptyset \cos \emptyset$ $\varepsilon_{bn} = \frac{V_S}{C_S} \text{ per } \emptyset = 45^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_S}{C_S} \sin \emptyset \cos \emptyset$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_S}{2C_S} \text{ per } \emptyset = 45^\circ$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S} \cos^2 \emptyset$ $\gamma_m = \frac{V_S}{C_S} \text{ per } \emptyset = 0^\circ$	$K = \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \emptyset$ $K_m = \frac{a_S}{C_S^2} \text{ per } \emptyset = 0'$
Vala –Rayleigh	$\varepsilon_1 = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \emptyset$ $\varepsilon_{bn} = \frac{V_{RP}}{C_R} \text{ per } \emptyset = 0^\circ$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \emptyset$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R} \text{ per } \emptyset = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \emptyset \cos \emptyset$ $\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R} \text{ per } \emptyset = 45^\circ$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \emptyset \cos^2 \emptyset$ $K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2} \text{ per } \emptyset = 35^\circ 16'$
Komponent shtypës				
Komponent prerës		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \emptyset$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R} \text{ per } \emptyset = 90^\circ$	$\gamma = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \emptyset$ $\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R} \text{ per } \emptyset = 0^\circ$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \emptyset$ $K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \text{ per } \emptyset = 0^\circ$

Tab. 4. Shformimet për valë P,S,R

2.4.3.3 Bashkëveprimi tunel terren

Siç e përmendëm kur struktura e tunelit është e shtangët në lidhje me mjedisin që e rrethon ajo i reziston deformimeve të imponuara nga mjedisi. Analiza që marrin parasysh bashkëveprimin tunel-mjedis konsiderojnë që si shtangësia e mjedisit ashtu dhe ajo e tunelit luan rol në reagimin sizmik të strukturës së tunelit. Në ditët e sotme ky problem zgjidhet me anë të metodave numerike të cilat do ti trajtojmë më pas. Për qëllime praktike do të japim vetëm disa konsiderata bazuar mbi përafrime analitike. Në përgjithësi sistemi tunel-mjedis konsiderohet si një tra elastik mbi një mbështetje elastike me teorinë e përhapjes së valës në një mjedis infinit, homogjen, izotrop. Kur i nënshtrohet deformimeve aksiale dhe përkulëse nga kalimi i valës sizmike forcat që do të veprojnë në seksionin tërthor të tunelit do të jenë:

- Forca aksiale si pasojë e deformimit aksial
- Momente përkulës M, forca prerëse V si pasojë e përkuljes në gjatësi të tunelit

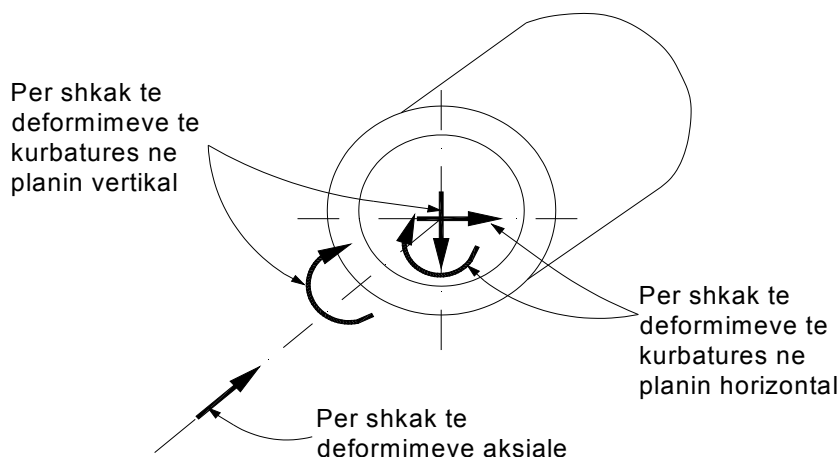


Fig. II-44. Forcat që veprojnë në strukturën e tunelit

Për të marrë një zgjidhje analitike duhet të kemi parasysh:

- Shtangësitë përkatëse të terrenit dhe të veshjes së tunelit merren nëpërmjet koeficientëve të sustave gjatësore dhe tërthore dhe $E_c A_c, E_c I_c$.
- Nga zgjidhjet analitike mund të kemi rezultate të ndryshme në funksion të varësisë së forcave të brëndëshme nga gjatësia e valës prerëse.
- Amplituda e zhvendosjeve të valëve konsiderohet e pavarur nga gjatësia e valës gjë që në shumë raste nuk është e vërtetë pasi amplituda rritet me rritjen e gjatësisë së valës. $L = TC_s$
- Lidhja midis D dhe L është specifike për çdo vënd varet nga konditat e gjeomjedisit, tipi i burimit sizmik dhe tipi i valës sizmike

Duhet të kemi parasysh që shformimet janë ciklike dhe çarjet nga tërheqja nëse armatura e çelikut nuk kalon në plasticitet mbyllen nga armatura kur pushon ngacmimi dhe në terren nuk kemi deformime mbetëse. Ky konstatim nëse çarjet janë të vogla është i vërtetë edhe kur nuk kemi armim. Bazuar në këtë konstatim kur nuk kemi çarje të mëdha forcat që lindin në strukturë janë si më poshtë:

$$N = \left(\frac{2\pi}{L}\right) \cos \theta \sin \theta E_l A_l D \cos \left(\frac{2\pi}{L/\cos \theta}\right) \quad \text{Ek. 84}$$

$$V = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 \cos^4 \theta E_l I_l D \sin \left(\frac{2\pi}{L/\cos \theta}\right) \quad \text{Ek. 85}$$

$$M = \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cos^3 \theta E_l I_l D \sin \left(\frac{2\pi}{L/\cos \theta}\right) \quad \text{Ek. 86}$$

Nga zgjidhja analitike forca aksiale maksimale shkaktuar nga një valë prerëse sinuisoidale me kënd rënie 45° jepet në mënyrë të thjeshtuar nga ekuacioni i mëposhtëm.

$$N_{max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) E_l I_c D}{2 + \frac{E_l I_c \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}{K_a}} \quad \text{Ek. 87}$$

Ku :

L = është gjatësia e valës sinuisoidale

K_a = koeficienti sustës gjatësore

D = amplituda e valës sinuisoidale në kondita “free field”

E_c = moduli i elasticitetit të seksionit tërthor të strukturës së tunelit

E_l = moduli i elasticitetit të veshjes së strukturës së tunelit

A_c = sipërfaqja e seksionit tërthor të tunelit

I_c = moduli i inercisë të seksionit tërthor të strukturës së tunelit

I_l = moduli i inercisë të veshjes së strukturës së tunelit

Kjo forcë aksiale nuk mund të kalojë vlerën limit N_{lim}

$$N_{lim} = \frac{fL}{4} \quad \text{Ek. 88}$$

Ku:

f - forca kufitare e fërkimit ndërmjet veshjes së tunelit dhe terrenit

Gjithashtu zgjidhja analitike momenti përkulës maksimal shkaktuar nga një valë prerëse sinuisoidale me kënd rënie 45° jepet në mënyrë të thjeshtuar nga ekuacioni i mëposhtëm.

$$M_{max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 E_l I_c D}{1 + \frac{E_l I_c \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4}{K_l}} \quad \text{Ek. 89}$$

Ku :

L , E_c dhe D janë të njëjtë

K_l -koeficienti i sustës anësore (pingul veshjes)

Forca prerëse maksimale shkaktuar nga një valë prerëse sinuisoidal e me kënd rënie 45° jepet në mënyrë të thjeshtuar nga ekuacioni i mëposhtëm.

$$V_{max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_l I_c D}{1 + \frac{E_l I_c \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4}{K_l}} \quad \text{Ek. 90}$$

Vlerësimi i koeficientëve të sustës K_a dhe K_l është nga problemet me të vështira. Në literaturë ekzistojnë formulime të ndryshme që japin dhe rezultate të ndryshme. Një nga formulimet më të vonshme është dhënë nga St.John & Zahrah (1987)

$$K_l = K_a = \frac{16pG_m(1-\nu_m)d}{(3-4\nu_m)L} \quad \text{Ek. 91}$$

Ku:

G_m = moduli i prerjes i terrenit

ν_m = koeficienti i Poisson

d = diametri ekuivalent i tunelit

L = gjatësia e valës

Duhet të kemi parasysh se në këto llogaritje të gjithë parametrat e terrenit duhet të jenë parametra dinamike.

2.4.4 Deformimet ovale ne strukturen e tunelit

2.4.4.1 Hyrje

Sic e përmendëm deformimet ovale të veshjes së tunelit shkaktohen nga valët sizmike që përhapen në plane pingule me aksin e tunelit (shih figurën 2.42). Zakonisht, vala sizmike që përhapet vertikalisht është vala që sjell deformimin më të madh të strukturës së veshjes. Si rrjedhim i cikleve të sforcimeve shtesë kemi alternime të sforcimeve shtypëse dhe të sforcimeve tërheqëse në veshjen e tunelit. Këto sforcime dinamike u shtohen sforcimeve ekzistuese statike të veshjes. Struktura u nënshtrohet llojeve të ndryshme të gjendjes kritike:

- Sforcimet shtypëse dinamike shtesë mund të tejkalojnë aftësinë mbajtëse në shtypje lokale të veshjes
- Sforcimet tërheqëse dinamike me drejtim të kundërt kundrejt ngarkimeve statike pakësojnë kapacitetin mbajtës të veshjes, dhe në disa raste sforcimet mund të jenë në tërheqje.

2.4.4.2 Deformimet prerëse në fushë të lire (FREE-FIELD)

Zhvendosjet deformuese të tokës të shkaktuara nga përhapja e valëve tërthore mund të jetë më kritike dhe në të shumtat e rasteve lloji më i shpeshtë i veprimtimit sizmik. Kjo sjell që një tunel rrethor të kthehet në oval dhe një kontur katërkëndor nëntokësor në një deformim (lëvizje) anësor, sic është treguar në figurën 2.43. Procedurat analitike paraqesin shumë probleme dhe duhet të përdoren metodat numerike që të

arrijnë vlera të pranueshme të përhapjes së valëve në mjedis të lirë (free-field), vecanërisht për një vend me truall me statigrafi të ndryshueshme dhe veti fiziko-mekanike të ndryshme. Sic e kemi theksuar mund të përdorim metoda që vlerësojnë përhapjen e valës në mjedis 1D, 2D ose 3D.

2.4.4.3 Ekuacioni i thjeshtuar për deformimet prerëse

Për një tunel të thellë të lokalizuar në një truall relativisht homogjen ose në shkëmb, porcedura e thjeshtuar nga Newmark (rezultatet treguar në tabëlen 4) mund të na japë gjithashtu një zgjidhje të pranueshme. Kështu, shformimi maksimal prerës në mjedis pa strukture (free-field) $\gamma_{\max}$ mund të shprehet si :

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s} \quad \text{Ek. 92}$$

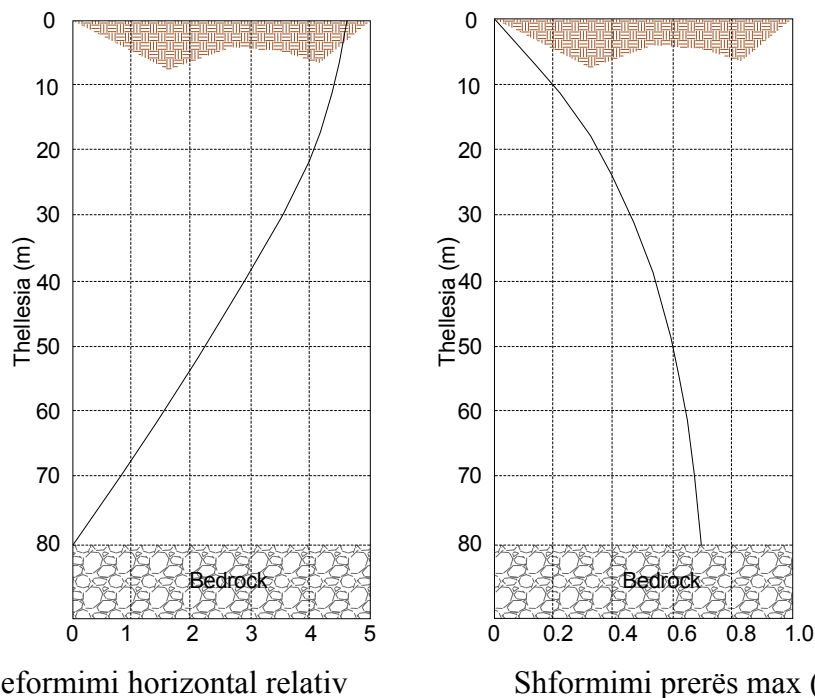
Ku: V_s = shpejtësia maksimale e grimcave ,
 C_s = shpejtësia efektive e përhapjes së valës prerëse

Vlerat e C_s mund të vlerësohen nga provat dhe testet laboratorike. Një ekuacion i cili jep lidhjen e shpejtësise së përhapjes së valës, shprehet si :

$$C_s = \sqrt{\frac{G_m}{\rho}} \quad \text{Ek. 93}$$

Ku : ρ = pesha natyrale e terrenit

Sic dihet edhe procedurat e thjeshtuara dhe analizat 1D kërkojnë parametrat C_s ose G_m si të dhëna. Shpejtësi e përhapjes dhe moduli prerës që do të përdoren duhet të jenë në përputhje me nivelin e shformimit prerës të arritur gjatë ngakimit sizmik. Ky konstatim është vecanërisht kritik për dherat për shkak të sjelljes së lartë jolinerare të dherave.



Deformimi horizontal relativ kundrejt bazamentit shkëmbor.

Shformimi prerës max (%)

Fig. II-45. Deformime Free-field të tokës sipas valëve që përhapen vertikalisht.

2.4.4.4 Veshja tunelit deformohet në përputhje me deformimet në mjedis pa strukturë (Free-Field)

Kur një veshje rrethore supozohet që deformohet në mënyrë ovale në përputhje me deformimet e shkaktuara nga mjedisi që e rrethon, shtangësia e veshjes të seksioneve tërthore është shpërfillur totalisht. Ky supozim mund të jetë i pranueshëm për shumicën e tuneleve rrethore në shkëmb ose në tokat e forta, sepse shtangësia e veshjes që i kundërvihet deformimeve është shumë e vogël krahasuar me atë të mjedisit përreth. Në varësi të madhësisë së “deformimit të mjedisit përreth”, një llogaritje e bazuar në këtë supozim në disa raste mund të jetë shumë konservative. Shformimet prerëse të mjedisit rrethues, mund të përcaktohen në dy mënyra. Nqs mjedisi pa carje free-field është përdorur për të nxjerrë shformimet përreth veshjes së tunelit, veshja duhet llogaritur në përputhje me ndryshimin maksimal të diametrit, ΔD sic tregohet në figuren 2.46. Shformimi radial i veshjes për këto raste mund të nxirret si:

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2}$$

Ek. 94

Ku: D = diametri i tunelit;
 g = shformimi prerës në free-field.

Nga ana tjetër, nqs shformimi prerës i mjedisit është nxjerrë nga pranimi i presencës së zgavrës për shkak të gërmimit të tunelit (figura 2.47), veshja do të llogaritet në përputhje me shformimi radial të shprehur si :

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_m) \quad \text{Ek. 95}$$

Ku: ν = koeficienti i Puasonit të materialit

Të dy ekuacionet “94” dhe “95” supozojne se nuk ka veshje. Me fjalë të tjera, mardhenia tokë-tunel nuk është marrë parasysh.

Krahasimi midis ekuacionit të mësipërme tregon se deformimi i tokës së gërmuar jep më shumë shformime se ajo e pagërmuar(deformim i tokës në free-field). Për një tokë mesatare, për qëllime praktike mund të përdorim zgjidhjet e ofruara nga ekuacionet e mësipërme duke përdorur një koeficient që varion nga 2 deri ne 3.

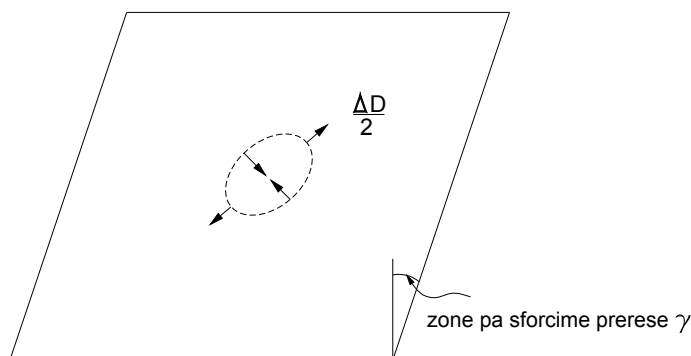


Fig. II-46. Sforcimi prerës i tokës. (Gjendje pa zgavër)

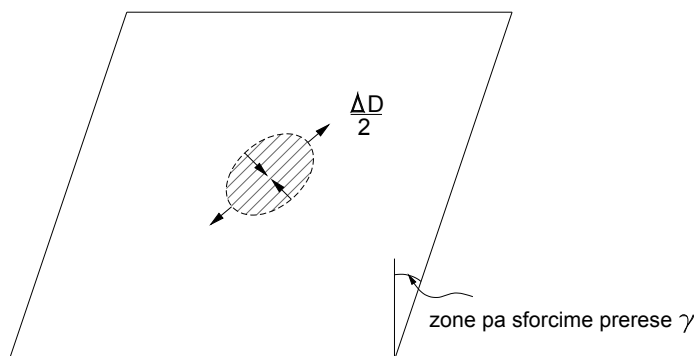


Fig. II-47. Shformimi prerës i mjedisit me zgavër.

Pra si konkluzion praktike kemi:

- Ekuacioni “95”, duhet të perdoret për një veshje e cila ka shtangësi (kundërshton deformimet e mjedisit), në krahasim me atë të mjedisit.
- Ekuacioni “94”, duhet të perdoret për një veshje me një ngurtësi të barabartë me atë të mjedisit përreth.

Në rast se konsiderohet që tuneli është gërmuar në një mjedis të para-ngjeshur shformimi rrethor (Pender 1980) mund të llogaritet si më poshte:

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{1}{2} \gamma_{max} (3 - 4\nu_m) \quad \text{Ek. 96}$$

2.4.4.5 Marrja parasysh e ngurtësisë së veshjes

Për të përcaktuar madhësinë e ngurtësisë relative ndërmjet një veshje rrethore dhe asaj të mjedisit, futen dy koeficientë të përcaktuara si koeficienti i ngjeshmërisë, C , dhe koeficienti i fleksibilitetit, F (Hoeg, 1968, dhe Peck et al, 1972). Këta koeficientë mund të përcaktohen nga ekuacionet e mëposhtme:

Koeficienti i ngjeshmërisë

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R}{E_l t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} \quad \text{Ek. 97}$$

Koeficienti i Fleksibilitetit

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R^3}{6E_l I(1+\nu_m)} \quad \text{Ek. 98}$$

Ku:

E_m = moduli i elasticitetit i mjedisit,

ν_m = koeficienti i Puasonit i mjedisit,

E_l = moduli i elasticitetit të veshjes së tunelit,

ν_l = koeficienti i Puasonit të veshjes së tunelit.

R = rrezja e veshjes së tunelit,

t = Trashësia e veshjes së tunelit,

I = momenti i inercisë së veshjes së tunelit (për njësi gjerësie)

Nga këto dy koeficientë, është parë se koeficienti i fleksibilitetit është shpesh më i rëndësishmi, sepse është i lidhur me aftësinë e veshjes për t'i rezistuar shformimeve të imponuara nga toka por edhe koeficienti i ngjeshmërisë gjithashtu ka një efekt mbi reagimin e veshjes ndaj perdredhjeve.

Rruga e thjeshtuar e projektimit sizmik mund të shërbejë si metode llogaritëse fillestare. Përcaktimi i efektet ovale në veshje me anë të metodave të thjeshtuara, në disa raste mund të mbivlerësohet apo nënvlerësohet, në varësi të ngurtësisë relative ndërmjet tokës dhe veshjes. Arsyeja kryesore për këtë disfavor është mosmarrja parasysh e bashkëveprimit tunel-tokë.

Ky disfavor, megjithatë, mund të jetë i parëndësishëm për aplikimet në kushte reale. Për shumicën e tuneleve rrethore të ndeshura në praktikë, koeficienti i fleksibilitetit, F , për mjedisë shkëmbore ose të fortë është mjaft i madh ($F > 20$) dhe në këtë mënyrë mund të shpërfilllet efekti i bashkëveprimit tunel-tokë (Peck, 1972). Në këto raste, shformimet që do të ndodhin në veshje mund të supozohen të jenë të barabarta me ato të mjedisit të gërmuar.

Procedura e thjeshtuar e treguar më lart mund të paraqesë disa probleme gjatë projektimit në kushte reale. Këto probleme lindin kur një strukturë shumë e shtangët është e rrethuar nga një tokë shumë të butë. Një shembull tipik do të ishte ndërtimi i një tuneli shumë të shtangët të zhytur në një liqen të butë apo në shtrat të lumit. Në këtë rast koeficienti i fleksibilitetit është shumë i vogël, dhe bashkëveprimi tunel-mjedis duhet të merret parasysh për të arritur një projektim sa më të efektshëm.

Mëposhtë do të paraqitet një procedurë e thjeshtë e cila merr parasysh efektin e bashkëveprimit tunel-mjedis dhe jep një vlerësim më të saktë të efektit sizmik mbi veshjen rrethore.

2.4.4.6 Bashkëveprimi tokë-tunel

Jane propozuar shumë mënyra zgjidhjesh për vlerësimin e bashkëveprimit tokë-strukturë për tunele rrethore. Këto zgjidhje janë përdorur zakonisht për llogaritjen statike të veshjes së tunelit. Në përgjithësi ato janë bazuar në supozimet e mëposhtme:

- toka është mjedis infinit, elastik, homogjen, izotrop
- veshja rrethore është në përgjithësi një tub me mure të hollë në gjendje pune në shformime plane.

Modelet e përdorura në këto studime ndryshojnë sipas dy hipotezave kryesore të mëposhtme.

- Përgjatë sipërfaqes ndërmjet tokës dhe veshjes(interface) ekzistojnë kondita rëshqitje të plotë ose totalisht të penguar.
- Ngarkesat do të simulohen si ngarkesa të jashtme (presion mbingarkimi), ose ngarkim si pasojë e gërmimit.

Shumica e modeleve llogarites bazohen mbi hipotazat që ngarkesat vijnë si pasojë e gërmimit, pasi këto hipoteza i përgjigjen më mirë kushteve reale të gërmimit të tunelit (Duddeck dhe Erdmann, 1982).

Për të vlerësuar efektin e ngarkimit sizmik, megjithatë, duhen të përdoren zgjidhjet për ngarkim të jashtëm. Peck, Hendron, dhe Mohraz (1972), bazuar në punën e Berns dhe Richard (1964) dhe Hoeg (1968), propozuan formulimet për përcaktimin e forcave shtypëse, , momentet përkulëse dhe zhvendosjet në kushte të ngarkimit të jashtëm nga ngarkesa sizmike.

Këto formulime janë funksione të koeficientit të fleksibilitetit dhe të koeficientit të ngjeshmërisë të paraqitura më parë në ekuacionet “97” dhe “98”. Zgjidhjet varen edhe nga sforcimet vertikale, $\gamma_t H$, dhe në drejtimin tjetër koeficienti i presionit anësor të tokës, K_o . Që të përshtatet ngarkimi i shkaktuar nga valët sizmike prerëse, është e nevojshme të zëvendësohet sforcimi vertikal me sforcimet prerëse në free-field, τ , dhe të merret $K_o = -1$. Sforcimi prerës, τ , mund të shprehet si një funksion i shformimit prerës, γ . Me ane të disa veprimeve matematikore, shprehjet përfundimtare për shtypjen maksimale, N_{max} , momentin përkulës, M_{max} , dhe deformimet tërthore, $\Delta D / D$, mund të paraqiten si me poshtë (Wang 1993):

Për hipotezën “kondita rrëshqitje e plotë”:

$$N_{max} = \pm \frac{1}{6} K_l \frac{E_m}{(1+\nu_m)} R \gamma_{max} \quad \text{Ek. 99}$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_l \frac{E_m}{(1+\nu_m)} R^2 \gamma_{max} \quad \text{Ek. 100}$$

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{1}{3} K_l F \gamma_{max} \quad \text{Ek. 101}$$

$$K_l = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} \quad \text{Ek. 102}$$

Ku:

E_m , ν = modulet e elasticitetit dhe koeficienti i Puasonit i mjedisit

R = rrezja e veshjes së tunelit

γ = sforcimi prerës maksimal free-field

F = koeficienti i fleksibilitetit

K_l këtu është përkufizuar si koeficienti i reagimit të veshjes.

Për hipotezën “kondita rrëshqitje totalisht e penguar”:

$$N_{max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} R \gamma_{max} \quad \text{Ek. 103}$$

Për vlerësimin e $M_{\max}$ duhen marreë gjithmonë kondita rrëshqitje e plotë.

Parametri i ngarkimitsizmik është dhënë nga shformimi prerës maksimal, $\gamma_{\max}$, e cili mund të nxirret nëpërmjet një përafrimi të thjeshtuar, ose duke kryer një analizë të reagimit lokal sizmik.

Për të lehtësuar procesin e projektimit, figurat e mëposhtme japin koeficientin e reagimit të veshjes, K_1 , si një funksion i koeficientit të fleksibilitetit dhe koeficientit të Puasonit të tokës. Duhet të theksohet se zgjidhjet e dhëna këtu janë bazuar në supozimin e rrëshqitjes totale të sipërfaqes së takimit.

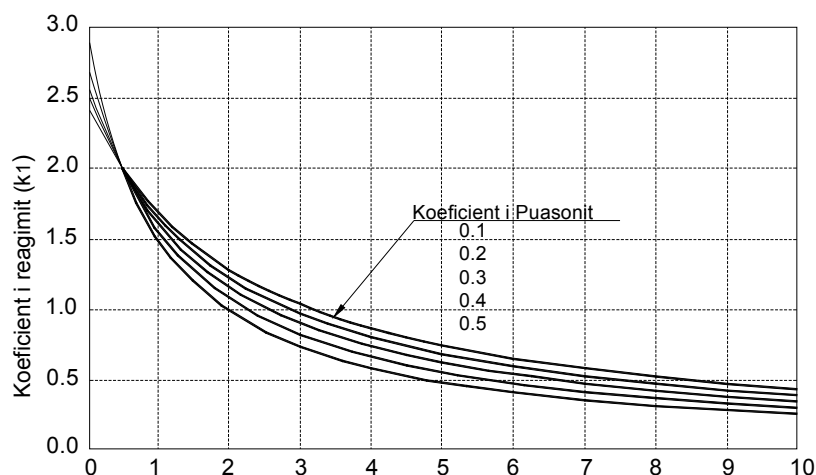


Fig. II-48. Koeficienti i reagimit të veshjes K_1 (Rrëshqitje e plotë e sipërfaqes së takimit)

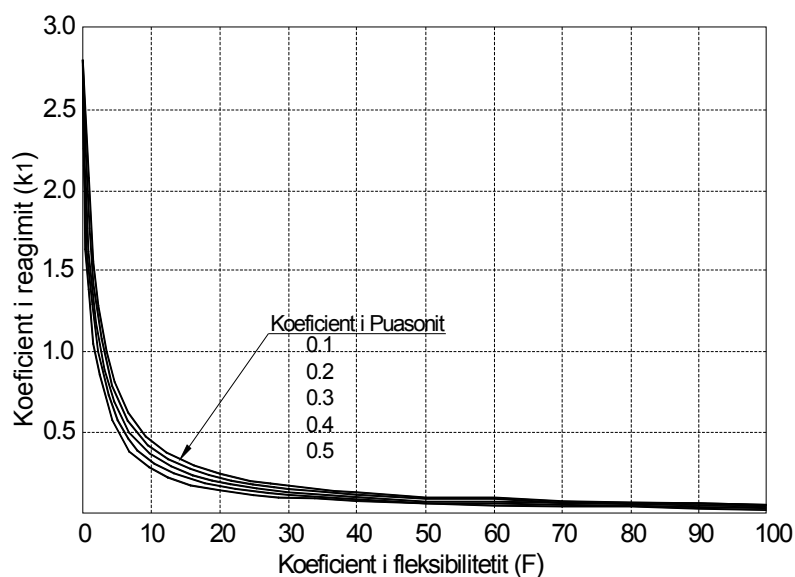


Fig. II-49. Koeficienti i reagimit të veshjes K_1 (Rrëshqitje e plotë e sipërfaqes së takimit)

Për konditat « rrëshqitje është totalisht e penguar » mund të përdorim shprehjen e mëposhtme :

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1+\nu_m)-(1-2\nu_m)C]-0.5(1-2\nu_m)^2+2}{F[(3-2\nu_m)+(1-2\nu_m)C]+C[2.5-8\nu_m+6\nu_m^2]+6-8\nu_m} \quad \text{Ek. 104}$$

Ku :

E_m , ν = modulet e elasticitetit dhe koeficienti i Puasonit i mjedisit

R = rrezja e veshjes së tunelit

γ = sforcimi prerës maksimal free-field

F = koeficienti i fleksibilitetit

C = koeficienti i ngjeshmërisë

K_2 = është përkufizuar si koeficienti i reagimit të veshjes.

Ose mund ti marrim vlerat nga grafikët e mëposhtëm

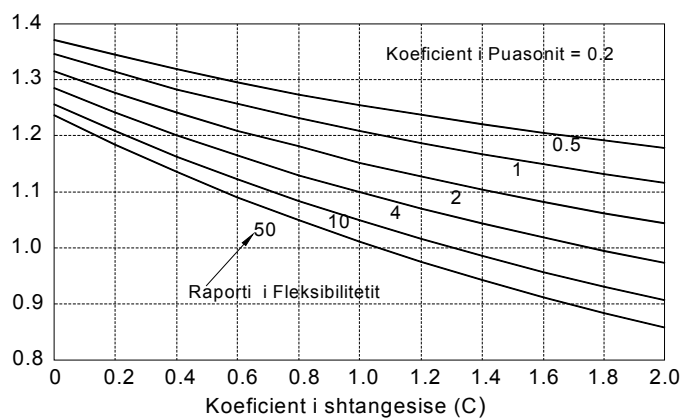


Fig. II-50. Koeficienti ngjeshës i veshjes K_2 ($\nu=0.2$)

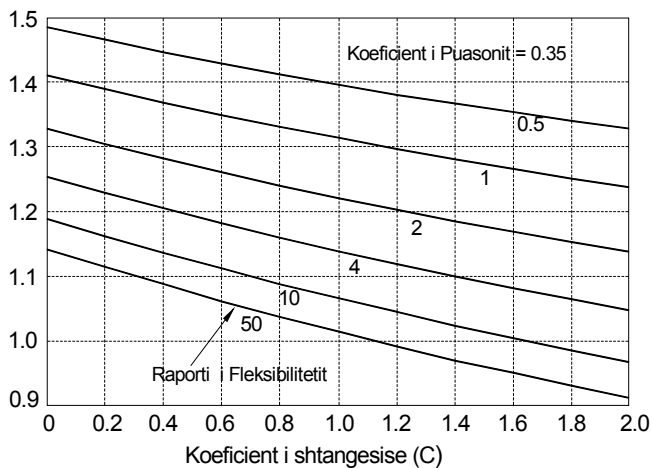


Fig. II-51. Koeficienti ngjeshës i veshjes K_2 ($\nu=0.35$)

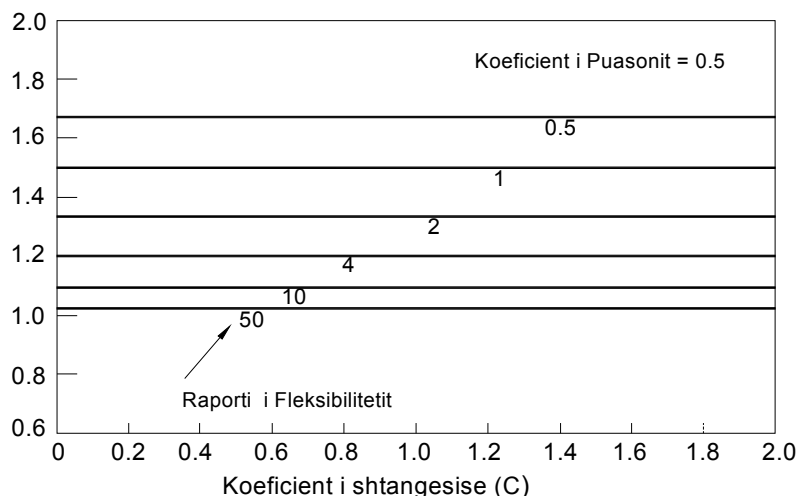


Fig. II-52. Koeficienti ngjeshës i veshjes K2.(n=0.5)

Bazuar në vëzhgimet, rrëshqitja midis veshjes dhe shtresave të takimit është e mundur vetëm për tunelet në tokë të butë, ose kur intensiteti sizmik është i madh. Për shumicën e tuneleve, gjëndja në sipërfaqet e takimit është ndërmjet rrëshqitjes së plotë dhe mosrrëshqitjes. Në llogaritjen e forcave dhe deformimeve të veshjes, duhen shqyrtuar me kujdes të dy rastet dhe rasti më kritik duhet të përdoret në projektim. Gjëndja e rrëshqitjes së plotë jep rezultate më konservatore në drejtim të momentit përkulës maksimal, M_{max} , dhe shformimit ΔD të veshjes.

Forca shtypëse maksimale, N_{max} , llogaritur nga ekuacioni 99, rezulton në vlera shumë të ulëta në kondita të prerjes së pastër nga ngarkesa sizmike. Kjo vjen për shkak të hipotezës së rrëshqitjes së plotë përgjatë sipërfaqeve të takimit. Prandaj, këshillohet që supozimi rrëshqitjes së plotë të sipërfaqeve të ndërmjetme të mos përdoren në vlerësimin e forcave shtypëse të veshjes. Shprehjet që rezultojnë, pas modifikimeve të bazuar në punën e Hoeg (Schwartz dhe Ajnshtajn, 1980), janë të dhëna në ekuacionin 104:

Duke parë ekuacionin 104 dhe shprehjen e K_2 shihet se forca shtypëse e veshjes është në funksion të koeficientit të ngjeshmërisë, koeficientit të fleksibilitetit dhe koeficientit të Puasonit. Duke analizuar grafikët e varësisë së K_2 shihet që:

- Forca shtypëse në veshje nga ngarkesa sizmike rritet me zvogëlimin e koeficientit të ngjeshmërisë dhe uljen e koeficientit të fleksibilitetit kur koeficienti i Puasonit për mjedisin përreth është më pak se 0.5.
- Kur koeficienti i Puasonit i afrohet 0.5 (p.sh., për argjila të ngopura pa drenim), forca shtypëse në veshje është e pavarur nga koeficienti i ngjeshmërisë.

Një zgjidhje tjetër është dhënë edhe nga Penzien (2000).

Për hipotezen “kondita rrëshqitje e plotë”:

$$\Delta D_l = R_p^n \frac{D}{2} \gamma_{max} \quad \text{Ek. 105}$$

$$N(\theta) = \frac{12E_l I_l \Delta D_l}{D^3(1-\vartheta_l^2)} \cos[2(\theta + \pi/4)] \quad \text{Ek. 106}$$

$$M(\theta) = \pm \frac{6E_l I_l \Delta D_l}{D^2(1-\vartheta_l^2)} \cos[2(\theta + \pi/4)] \quad \text{Ek. 107}$$

Ku R_p^n raporti deformimit relativ terren -veshje jepet nga shprehja:

$$R_p^n = \pm \frac{4(1-\vartheta_m)}{(\alpha^n+1)} \quad \text{Ek. 108}$$

Dhe

$$\alpha^n = \frac{12E_l I_l (5-6\vartheta_m) 2(1+\vartheta_m)}{D^3(1-\vartheta_l^2) E_m} \quad \text{Ek. 109}$$

Ku:

EL , $\mathcal{A}$ = modulet e elasticitetit dhe koefiçienti i Puasonit i veshjes

I_l = momenti i inercisë së seksionit të veshjes

Për hipotezën “kondita rrëshqitje e totalisht e penguar”:

$$\Delta D_l = R_p \frac{D}{2} \gamma_{max} \quad \text{Ek. 110}$$

$$Q(\theta) = \frac{24E_l I_l \Delta D_l}{D^3(1-\vartheta_l^2)} \cos[2(\theta + \pi/4)] \quad \text{Ek. 111}$$

$$M(\theta) = \pm \frac{6E_l I_l \Delta D_l}{D^2(1-\vartheta_l^2)} \cos[2(\theta + \pi/4)] \quad \text{Ek. 112}$$

Ku përsëri R_p^n raporti i deformimit relativ terren-veshje jepet nga shprehja:

$$R_p = \pm \frac{4(1-\vartheta_m)}{(\alpha^p+1)} \quad \text{Ek. 113}$$

Dhe

$$\alpha^P = \frac{24E_I I_L (3-4\vartheta_m) 2(1+\vartheta_m)}{D^3 (1-\vartheta_f^2) E_m} \quad \text{Ek. 114}$$

Të dy zgjidhjet e dhëna japin rezultate gati të njëjta për konditat rrëshqitje e plotë, dhe rezultatet për forcën shtypëse të nxjerra nga formula e Penzien janë më të vogla se rezultati i marrë nga përdorimi i formulës së Wang.

Nëse shprehim koeficientin e deformimit midis veshjes dhe free-field si një funksion të koeficientit të fleksibilitetit, F do të kishim shprehjen e mëposhtme.

$$\frac{\Delta D_{\text{veshja}}}{\Delta D_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_I F \quad \text{Ek. 115}$$

Nga ky ekuacion shihet se veshja tenton të rezistojë dhe për këtë arsye të deformohet më pak se në free-field kur raporti i fleksibilitetit, F , është pak më pak se 1. Kjo situatë mund të ndodhë vetëm kur një veshje e shtangët është ndërtuar në një mjedis të butë ose shumë të butë. Me rritjen e koeficientit të fleksibilitetit, veshja deformohet më shumë se në free-field dhe mund të arrijë një kufi të sipërm. Për vlera të koeficientit të fleksibilitetit pafundësisht të mëdha. Ky kufi i sipërm i shformimit është i barabartë me deformimin e mjedisit me zgaver dhe llogaritet nga ekuacioni (94), duke treguar një fleksibilitet të plotë të veshjes. Këto konkluzione mund të shihen edhe në grafikët e mëposhtëm

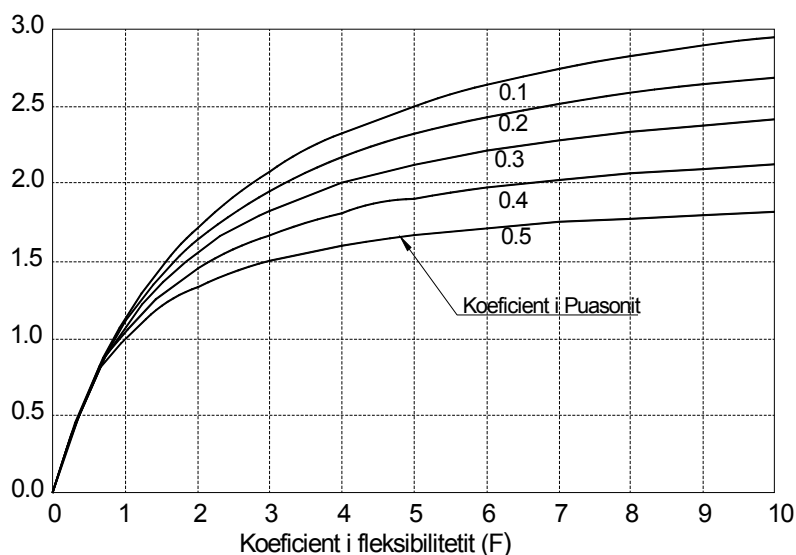


Fig. II-53. Koeficienti normalizuar i deformimit të veshjes në funksion të $F(0-10)$.

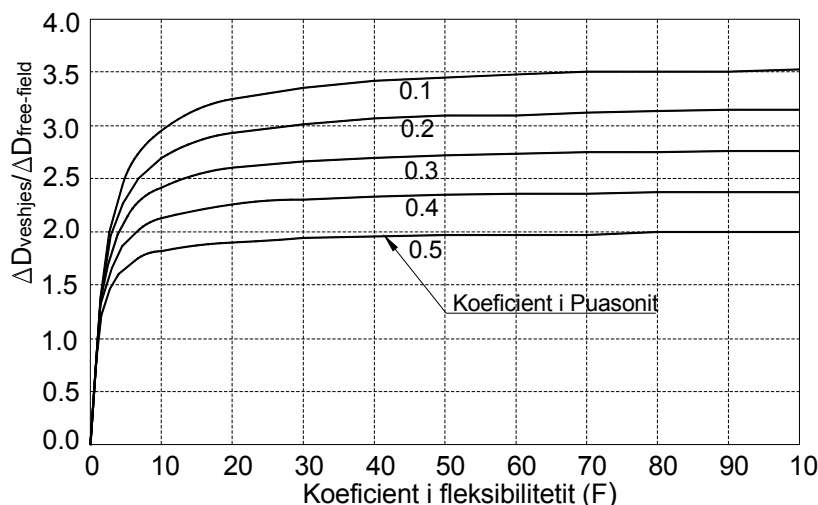


Fig. II-54. Koeficienti normalizuar i deformimit të veshjes në funksion të F (0-100).

2.4.5 Efektet deformuese në tunelet katërkëndor

Në këtë kapitull trajtohen metodat konvencionale analitike të përdorura në llogaritjen e deformimeve sizmike të tuneleve që gërmohen nga sipër dhe të mirat dhe mangësitë e këtyre metodave. Për të siguruar një projektim që i afrohet më shumë realitetit, duhet bërë një modelim dinamik duke përdorur elementët e fundëm dhe analizën e bashkëveprimit tokë –strukturë.

Këto analiza të komplikuar nuk rekomandohen përveçse për llogaritjen e tuneleve të rregullt në formacione të thjeshta homogjene.

Për qëllime praktike ose për të marrë një vlerësim paraprak për konture të thjeshtë, mund të përdoren procedurat që do të paraqiten në vazhdim.

2.4.5.1 Të përgjithshme

Tunele rrugor të cekët janë zakonisht në formë katërkëndore dhe janë ndërtuar duke përdorur metodën “gërmim nga sipër”. Zakonisht tuneli është llogaritur si një strukturë kontur i mbyllur. Nga llogaritjet sizmike, strukturat tip kontur i mbyllur përveç aspekteve gjeometrike kanë shumë karakteristika që janë të ndryshme nga ato të tuneleve rrethore. Ndikimi i tre nga këto karakteristika në llogaritjet sizmike është:

I. Tunelet e cekët “gërmim nga sipër” janë në përgjithësi të ndërtuara në terren ku deformimet sizmike të tokës dhe intensiteti i lekundjeve tenton të jetë më i madhe se sa në thellësi të tokës, si pasojë e uljes së shtangësisë dhe amplifikimit lokal. Ky fenomen është vërejtur gjërësisht në tunelet realë. Tunelet e cekët dëmtohen shumë më tepër se tunelet e thellë.

II. Përmasat e tuneleve kontur i mbyllur janë në përgjithësi më të mëdha sesa ato të tuneleve rrethore. Konturi i mbyllur nuk mund të transmetojë ngarkesat statike me

atë efekt si veshja rrethore, prandaj konturi i mbyllur ka mure dhe pllaka të përmasave të mëdha. Si rrjedhim në drejtimin tërthor, struktura e tunelit katërkëndor zakonisht është më e shtangët se sa struktura rrethore dhe më pak tolerante në deformim. Këto karakteristika bashkë me deformimet sizmike të mvdha të tokës që janë karakteristike për depozitime të cekëta, bën që efektet e bashkëveprimit tokë-strukturë të jenë veçanërisht të rëndësishme për llogaritjet sizmike të tuneleve katërkëndore që gjermohen nga sipër. Në këtë kategori futen edhe tunelet që ndërtohen me metodën “tubi zhytur”.

III. Përgjithësisht sipër dhe anash realizohet mbushje me materiale granulare. Këto mbushje duhet të kompaktësohen por shpesh mbushja mund të përbëhet nga materiale jokompakte që kanë karakteristika të ndryshme nga terreni përreth. Këto karakteristika të mbushjes duhet të futen në llogaritje bashkë me gjithë pjesën tjetër të terrenit.

2.4.5.2 *Efektet deformuese*

Gjatë rënies së tërmetit struktura kontur i mbyllur katërkëndore në dhera ose në shkëmb do të pësojë deformime tërthore (veprime anësore) për shkak të shformimeve prerëse në tokë, në mënyrë të ngjashme me ato të tuneleve në formë ovale ose rrethore të shqyrtuara më parë. Forcat e jashtme në strukturë janë forcat prerëse dhe presionit normal përgjatë gjithë faqes së jashtme të konturit. Madhësia dhe shpërndarja e këtyre forcave të jashtme janë të përbëra dhe të vështira për tu vlerësuar. Megjithatë, rezultatet, janë cikle forcash të brendshme dhe sforcimesh shtesë me drejtime alternative në elementët e strukturës. Këto forca dhe sforcime dinamike duhet ti shtohen forcave dhe sforcimeve në gjendjen ekzistuese statike të elementëve të strukturës. Për strukturat me kontur të mbyllur, dëmtimet e mundshme me kritike, për shkak të efekteve deformuese janë të përqëndruara pranë nyjeve të sipërme dhe të poshtme

Dëme të strukturës së tuneleve të cekët me gjermim nga sipër, janë vërejtur gjatë tërmeteve të 1906 në San Francisco dhe të 1971 në San Fernando (Owen dhe Scholl, 1981). Dëmet përfshijnë:

- Plasaritja e betonit dhe plasaritjet gjatësore gjatë mureve.
- Shkatërrim pranë nyjeve të sipërme dhe të poshtme
- Shkatërrim të fugave gjatësore

Për strukturat që nuk punojnë në përkulje si në një nga rastet « hark me tulla pa përforsim » gjatë tërmetit të 1906 në San Francisco pati shkatërrim total.

2.4.5.3 *Metodat e shtytjeve dinamike të tokës*

Metodat Mononobe-Okabe

Metodat e presioneve dinamike të tokës janë sugjeruar për vlerësimin e strukturave nëntokë nga disa inxhinierë. Teoritë më të përdorura për të përcaktuar rritjen e presioneve anësore të tokës për shkak të efekteve sizmike është teoria e **Mononobe-Okabe**, e miratuar nga Shoqata e Inxhinierëve të Ndërtimit në Japoni për llogaritjen sizmike të tuneleve (1975), dhe e rekomanduar në disa dokumenta të tjera (Converse Consultants, 1983; EBMUD, 1973). Duke përdorur këtë metodë, presionet dinamike të tokës janë supozuar të shkaktuara nga një forcë inerciale e dheut përreth dhe është llogaritur duke lidhur shtypjen dinamike e përcaktuar nga koeficienti sizmik me karakteristikat e dheut.

Fillimisht i zhvilluar për muret mbajtës mbi tokë, metoda Mononobe-Okabe supozon që muri i strukturës duhet të lëvizë dhe /ose rrotullohet mjaftueshëm në mënyrë që një prizëm aktiv të mund të formohet pas murit. Për ramat katërkëndore, nën sipërfaqe, terreni dhe struktura lëvizin së bashku, këto e bëjnë të vështirë që prizmi aktiv të mund të formohet. Prandaj, zbatimi në llogaritjet sizmike të strukturave nëntokësore është mjaft kontradiktor.

Zbatimi është kufizuar në një tip seksioni të mbyllur (U), ku konfigurimi strukturor i ngjan mureve mbajtës. Një tjetër gjendje ku përdorimi i metodës Mononobe-Okabe mund të jetë e përshtatshme është kur struktura është lokalizuar në një thellësi shumë të cekët. Përvoja në projekte të transportit nëntokësor ka treguar që presioni i tokës sipas Mononobe-Okabe, sjell që struktura e tunelit katërkëndor të deformohet në një masë më të madhe sesa deformimet në tokën përreth. Ky rezultat jo real ka tendencë të amplifikohet kur rritet thellësia e zhytjes. Ky amplifikim vjen nga forca inerciale e shtresës së tokës që mbulon tunelin, dhe sipas metodës Mononobe-Okabe duhet të merren parasysh. Pavarësisht nga kjo pengese, metoda shërben si një vlerësim paraprak ndaj presioneve dinamike të tokës për tunele në thellësi të cekëta.

Metoda e Wood

Një formulim tjetër për llogaritjen e presionit dinamik të tokës që mund të përdoret në tunele është nxjerrë nga Wood(1973). Duke supozuar ngurtësi infinit të murit dhe të themelit, Wood nxorri presionin dinamik total që është përafërsisht 1.5 deri në 2 herë nga presioni i llogaritur me metodën Mononobe-Okabe. Modelet e eksperimentuara nga Yong(1985) vërtetuan këto rezultate teorike. Kjo metodë është ndoshta e përshtatshme për struktura shumë të shtangëta mbështetur mbi formacione të forta.

Një aplikim i mundshëm i kësaj metode në ndërtimin e tunelit me germim nga sipër është në muret fundore të stacionit të një metroje, ku muret fundore veprojnë si diafragma absolutisht të shtangëta dhe pengojnë strukturën në zhvendosje tërthore gjatë tërmetit. Për seksionet tërthore katërkëndore të rregullta nën kushte të deformimeve plane, teoria e Wood, si dhe metoda e Mononobe-Okabe të çojnë në rezultate joreale dhe nuk rekomandohen të përdoren sidomos në tunele me lartësi mbuluese të madhe.

Vëmendje: theksojmë se metodat e sipërme mund të përdoren vetëm për qëllime praktike për një vlerësim paraprak në kushte kur plotësohen të gjitha kushtet e përdorimit të tyre. Ato japin rezultate pak të besueshme dhe në çdo rast për llogaritje të sakta për tunele katërkëndore duhet të përdoren llogaritje numerike që marrin

parasysh bashkëveprimin tokë-strukturë. Gjithashtu për forma të thjeshta katërkëndore si vlerësim paraprak mund të përdorim edhe deformimet në fushë të lirë (free field) si në rastin e tuneleve rrethore. Një procedure të këtyre aplikimeve po e japim më poshtë.

2.4.5.4 Metoda sipas deformimeve në fushë të lirë (Free-Field Racking)

Tradicionalisht, struktura e një tuneli katërkëndor është llogaritur duke supozuar se deformimet e strukturës janë të barabarta me deformimet në mjedisin rrethues të tunelit. Shtangësia e strukturës në këtë supozim nuk është marrë parasysh. Duke përdorur metodën e deformimit në fushë të lirë për përcaktimin e shformimeve në çdo pikë të mjedisit mund të formojmë një profil të deformimit të mjedisit dhe mund të marrim rezultatin e shformimeve diferenciale që do të përdoren për llogaritjen e strukturave katërkëndore të thella.

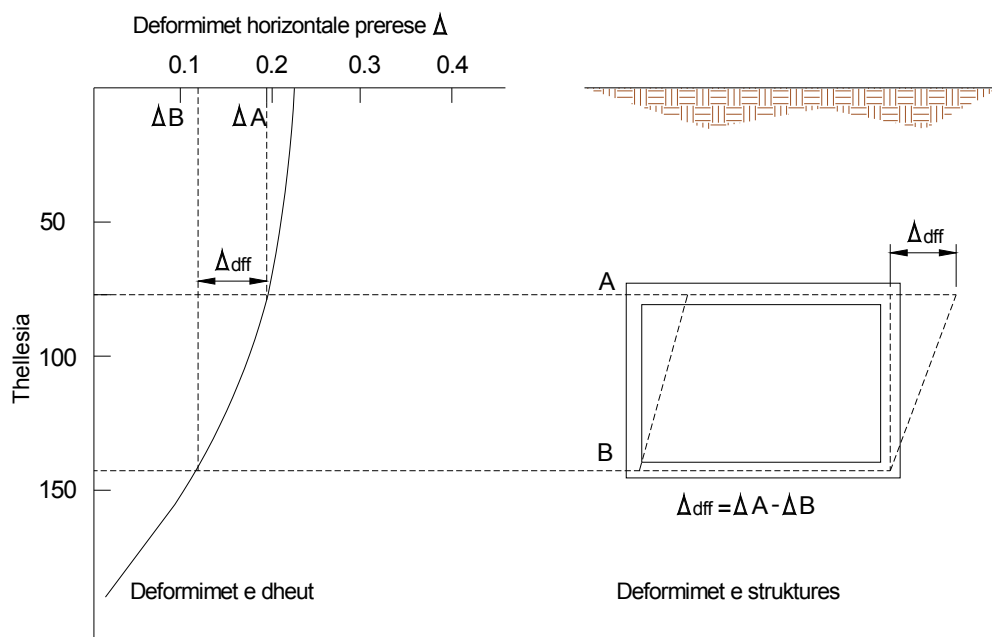


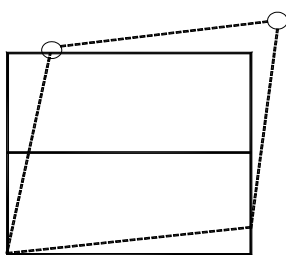
Fig. II-55. Deformimet tipike në fushë të lirë (Free-Field Racking) diferenca e të cilave shërben si ngarkim për ramën katërkëndore.

Nga vëzhgimet dhe aplikimet e llogaritjeve sizmike sipas kësaj metoda është arritur në konkluzione që.

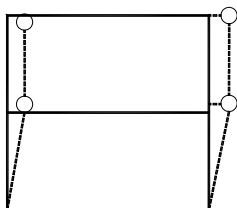
- Nqs struktura ka aftë si të mjaftueshme për të absorbuar shformimet elastike të imponuara nga deformimet në fushë të lirë ajo nuk ka nevojë për dispozita të vecanta për të përballuar efektet sizmike .
- Nqs elementët e struktura pranë nyjeve punojnë në fazë plastike shformimet prerëse të imponuara shkaktojnë rrotullimin plastik të nyjeve, kështu që nyjet

duhet të konsiderohen si çerniera plastike dhe llogaritjet e strukturës duhet të bëhen me analiza jolineare.

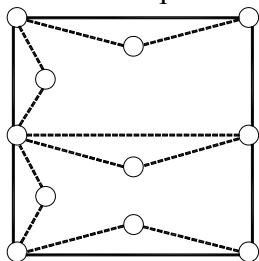
Duke u nisur nga këto parime psh : në Metronë e Los Angeles, Monsees dhe Merritt (1991), përshtaten metodën e deformimeve në zonë të lirë për vlerësimin e deformimeve të ramës së strukturës katërkëndore. Ata caktuan që në rastin e një ngjarje ekstreme (tërmet maksimal i mundshëm) në nyjet që shformohen më shumë të lejohen formime të çernierave plastike. Kombinimi i çernierave plastike që lejoheshin të formoheshin siguroi të mos formohej mekanizëm shkatërrimi. Kombinimet e pranueshme ose të papranueshme të pozicionimit të çernierave plastike që u përdoren në zgjidhjen për projektin e Metro LA janë dhënë më poshtë.



A. Kushte të pranueshme- Dy çerniera plastike



B. Kushte të pranueshme- Katër çerniera plastike



C. Kushte të papranueshme- Tre çerniera plastike në cdo element

Fig. II-56. Qëndrueshmëria e strukturës për ramat katërkëndore të metrosë së Los Angeles

Njësoj si në rastin e tuneleve rrethor edhe për ata katërkëndor forcat sizmike në elementet stukturor zvogëlohen me rritjen e deformimeve strukturore. Për këtë arsye, nga pikepamja e llogaritjes sizmike është më mirë që struktura të bëhet sa më fleksibël. Fleksibiliteti mund të arrihet nga konstruimi duktil i nyjeve kritike. Elementë të vecantë struktural të përdorur nga Kuesel dhe llogaritja e çernierave plastike të caktuara nga Monsees dhe Merritt janë të bazuara në fakt në këtë filozofi.

Një tjetër mënyrë që mund të rrisim fleksibilitetin e strukturave të mbyllura me germim nga sipër është që lidhjet mbështetëse të nyjeve të mureve ose pllakave të jenë mbështetje të lira. Kjo mënyrë është aplikuar shumë pasi edhe në sensin e zbatimit kur muret anësore realizohen më parë është me praktike të realizohen lidhje çernierë (mbështetje të lira).

Metoda e deformimeve në fushë të lirë (free-field) shërben si një llogaritje e thjeshtë dhe efektive kur shformimi sizmik është i vogël, për shëmbull kur intensiteti i lëkundjeve është i ulët ose toka është shumë e fortë. Duke pasur parasysh këto kushte, konfigurimi strukturor katërkëndor mund të absorbojë shumë lehtë shformimet e tokës. Kjo metodë është gjithashtu efikase kur stuktura, në krahasim me mjedisin që e rrethon është mjaft fleksibël. Kjo metodë jep gabime në raste të tokave të dobëta. Shformimet sizmike në fushë të lirë (free-field) janë në përgjithësi të mëdha në toka të dobëta, vecanërisht kur ato u janë të nënshtuar efekteve amplifikuese lokale. Gjithashtu strukturat e mbyllura katerkendore për ti rezistuar ngarkesave statike në toka të buta janë zakonisht të konceptuara me shtangësi mjaft të madhe, duke i bërë ato me pak tolerante për shformimet deformuese. Një shëmbull që tregon efektet e shtangësisë së strukturës në deformimet është dhënë me poshtë.

2.4.5.5 Analiza e bashkëveprimit tunel-tokë

Zgjidhja analitike e dhënë në 2.4.4.6 për bashkëveprimin tokë-strukturë, është e vlefshme për tunele rrethore të thellë, ajo nuk është e vlefshme për tunelet katërkëndore për shkak të karakteristikave gjeometrike shumë të ndryshueshme të tyre. Kushtet bëhen edhe më komplekse sepse shumica e tuneleve katërkëndore janë ndërtuar duke përdorur metoden e germimit nga sipër për thellësi të ceketa, dhe shformimet të shkaktuara nga lëkundjet ndryshojnë shumë me thellësinë.

Me metoda analitike nuk mund të merren zgjidhje të pranueshme të bashkëveprimit prandaj po japim vetëm disa vlerësime konceptuale që janë rrjedhim i analizave numerike.

Kështu për dy raste që kanë shformime prerëse në fushë të lirë sipas figurës së mëposhteme u bënë analiza numerike kur merret ose nuk merret parasysh bashkëveprimi.

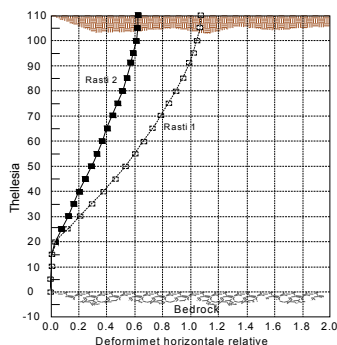


Fig. II-57. Deformimet prerëse në fushë të lire për dy mjedisë

Deformimet e dala nga këto analiza janë paraqitur në figurat e mëposhtme.

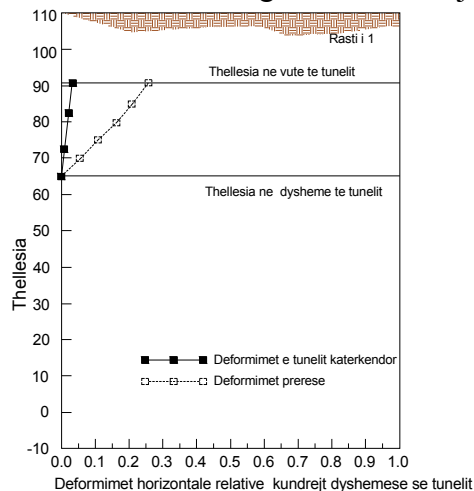


Fig. II-58. Deformimet strukturore, Deformimet në fushë të lirë (free-field), rasti i pare (katrore bosh), deformimet nga bashkëveprimi (katrore të mbushur)

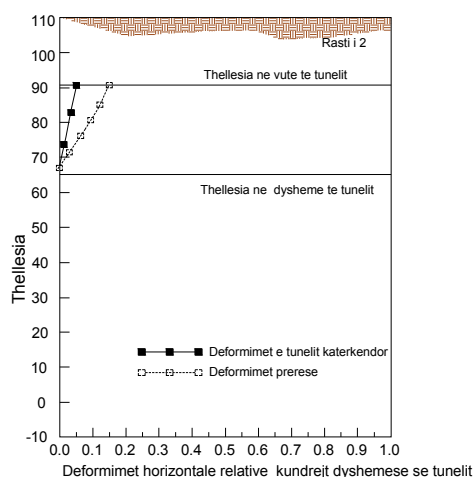


Fig. II-59. Deformimet strukturore, Deformimet në fushë të lirë (free-field), rasti i dyte (katrore bosh), deformimet nga bashkëveprimi (katrore të mbushur)

Nisur nga keto analiza faktorët që ndikojnë në efektin e bashkëveprimit tokë-strukturë janë:

- Shtangësia relative ndërmjet tokës dhe strukturës. Bazuar në rezultatet e nxjerra edhe për tunelet rrethore, është konkluduar që shtangësia relative ndërmjet tokës dhe strukturës është faktori dominues që rregullon bashkëveprimin tokë-strukturë.
- Gjeometria e strukturës.
- Karakteristikat e ngacmimit sizmik
- Thellësia e zhytjes së tunelit

II.5 Modelet numerike

2.5.1 Hyrje

Siç e kemi prezantuar në pjesë të vecanta të kapitullit 2.3 dhe në konkluzione të zgjidhjeve analitike në kapitullin 2.4 metodat numerike janë në shumë raste metodat e vetme me anë të të cilave mund të marrim zgjidhje. Theksojmë se parametrat që përdoren në këto metoda nuk mund të vlerësohen gjithmonë në laborator ose në vend me anë të testeve të ndryshme dhe prandaj ato duhet të validohen me anë të modeleve fizike reale ose të ribëhen analizat e influences së parametrit (sensitivity analysis). Pas matjeve të performances së strukturave, me anë të analizave me parimin “back analysis” rivlerësohen parametrat kufitë e ndikimit të secilit i kemi testuar më parë me analiza të influences së parametrit (sensitivity analysis).

Sic dihet ekzistojnë shumë metoda numerike dhe secila ka të mirat dhe të këqijat e veta. Disa nga to i kemi prezantuar në kapitullin 2.3.3 dhe prandaj nuk po i përsërisim.

Modelimi numerik i përhapjes së valëve mund të kryhet me anë të integritit në kohë (formulimin teorik në kap 2.3.1) ose me anë të zgjidhjeve kundrejt frekuencave. Këto të fundit për vetë thjeshtësinë e tyre përdoren shumë në analizat e strukturave por në vlerësimin e përhapjes së valëve nuk janë shumë të përshtatshme. Modelimi numerik me anë të integritit në kohë lejon implementim të lehtë të ligjeve të avancuara të sjelljes së materialit që marrin parasysh ndryshimet në kohë dhe jolinearitetin e materialit. Në vazhdim do të japim bazat e modelimit numerik të problemeve dinamike pa u ndalur në detaje në mënyrat e formulimit dhe zgjidhjes.

2.5.2 Ekuacionet e përgjithshme

Ekuacioni i përgjithshëm i lëkundjeve të një volumi nën një ngarkim dinamik është:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$$

Ek. 116

Ku sic dihet:

M = është matrica e masës

K = është matrica e ngurtësisë

C = është matrica e shuarjes e formës $\llbracket C \rrbracket = \alpha_R \llbracket M \rrbracket + \beta_R \llbracket K \rrbracket$

$u, \dot{u}, \ddot{u}$ = janë vektori i zhvendosjeve, shpejtësisë, shpejtimit

F = është vektori i forcave

Zgjidhja e këtij ekuacioni matricor mund të bëhet në bazë të formulimit të saktë të ekulibrit lokal në një mjedis të kufizuar ose në bazë të formulimeve të përafrimit të njëpasnjëshëm (weak formulation of the problem). Metodat bazuar në përafrime të njëpasnjëshme si psh të përafrimit më të vogël (Metoda Galerkin), fushën e zhvendosjeve kinematike të mundshme e përafrojnë në nënhapësira trekëndore ose katërkëndore të fundme (elementë të fundëm). Në përgjithësi elementet trekëndor në ratin e bashkeveprimi truell-strukturë janë më të përshtatshëm pasi funksionet e

formës qe lidhin deformimet e skajeve me cdo pikë të brendshme të elementit janë më praktik dhe variojne më shpejt duke arritur të simulojne më mirë kalimin e valës. Diskretizimi në nënhapësira është vetëm njëra anë për zgjidhjen, gjithashtu duhet të bëhet edhe diskretizimi i kohës për të përafuar ndryshimet në kohë. Kjo mund të realizohet me anë të integritit në kohë. Integrimi mund të realizohet në dy mënyra eksplicite dhe implicite. Mënyra eksplicite është mjaft e thjeshtë për tu formuluar (metoda me diferenca qendrore, Central difference method, Bathe 1995) por kjo kërkon matrice mase me masa të përqëndruara, arrihet ekulibri vetëm në raste të caktuar, dhe ka probleme në zgjidhjen e hapit të kohës së integritit.

Nga ana tjetër mënyra implicite është më e komplikuar por jep besueshmeri më të madhe dhe stabilitet të procesit llogaritës.

Metoda më e përhapur implicite është metoda Newmark të cilën në mënyrë të përmblodhur po e paraqesim më poshtë:

Metoda Newmark

Zhvendosja në një pikë në një kohë $t+\Delta t$ do të jetë

$$\mathbf{u}^{t+\Delta t} = \mathbf{u}^t + \dot{\mathbf{u}}^t \Delta t + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{\mathbf{u}}^t + \alpha \ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad \text{Ek. 117}$$

Ndërsa shpejtësia në një pikë në një kohë $t+\Delta t$ do të jetë

$$\dot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}^t + \left((1 - \beta) \ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad \text{Ek.118}$$

Në të dy këto shprehje Δt është hapi i kohës (ndryshimi i kohës) ndërsa α dhe β janë koeficientët e integritit të cilët duhet të plotësojnë kushtet e mëposhtme:

$$\beta \geq 0.5 \quad \alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta \right)^2 \quad \text{Ek. 119}$$

ekuacionet e zhvendosjeve, shpejtësisë dhe shpejtimit mund të shkruhen në formën e mëposhtme:

$$\ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} = \mathbf{c}_0 \Delta \mathbf{u} - \mathbf{c}_2 \dot{\mathbf{u}}^t - \mathbf{c}_3 \ddot{\mathbf{u}}^t \quad \text{Ek. 120}$$

$$\dot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{c}_6 \ddot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{c}_7 \ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} \quad \text{Ek. 121}$$

$$\mathbf{u}^{t+\Delta t} = \mathbf{u}^t + \Delta \mathbf{u} \quad \text{Ek. 122}$$

Ose në formën

$$\ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} = \mathbf{c}_0 \Delta \mathbf{u} - \mathbf{c}_2 \dot{\mathbf{u}}^t - \mathbf{c}_3 \ddot{\mathbf{u}}^t \quad \text{Ek. 123}$$

$$\dot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} = \mathbf{c}_1 \Delta \mathbf{u} - \mathbf{c}_4 \dot{\mathbf{u}}^t - \mathbf{c}_5 \ddot{\mathbf{u}}^t \quad \text{Ek. 124}$$

$$\mathbf{u}^{t+\Delta t} = \mathbf{u}^t + \Delta \mathbf{u} \quad \text{Ek. 125}$$

Koeficientët c_0 - c_7 janë funksion të α , β dhe të hapit të kohës.

Sipas kesaj metode zhvendosjet, shpejtësitë dhe shpejtimet në fund të një hapi kohor janë të barabarta me ato në fillim të hapit plus rritjen e zhvendosjes. Në këtë mënyrë ekuacioni i ekuilibrit do të shkruhej:

$$\llbracket \mathbf{M} \rrbracket \ddot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} + \llbracket \mathbf{C} \rrbracket \dot{\mathbf{u}}^{t+\Delta t} + \llbracket \mathbf{K} \rrbracket \mathbf{u}^{t+\Delta t} = \mathbf{F}^{t+\Delta t} \quad \text{Ek. 126}$$

Ose në mënyrë më të shtjelluar në formën:

$$(\mathbf{c}_0 \llbracket \mathbf{M} \rrbracket + \mathbf{c}_1 \llbracket \mathbf{C} \rrbracket + \llbracket \mathbf{K} \rrbracket) \Delta \mathbf{u} = \mathbf{F}_{ext}^{t+\Delta t} + \llbracket \mathbf{M} \rrbracket (\mathbf{c}_2 \dot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{c}_3 \ddot{\mathbf{u}}^t) + \llbracket \mathbf{C} \rrbracket (\mathbf{c}_4 \dot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{c}_5 \ddot{\mathbf{u}}^t) - \mathbf{F}_{int}^t \quad \text{Ek. 127}$$

Koeficientët jepen me anë të shprehjeve të mëposhtme:

$$c_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}$$

$$c_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}$$

$$c_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}$$

$$c_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1$$

$$c_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1$$

$$c_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right)$$

Në zgjidhjet e vlerave të α dhe β duhet të jemi shumë të matur. Në përgjithësi duhet të lëmë vlerat e pranuar në “software”-in që po përdorim ose vetëm kur kemi shumë eksperience në llogaritjet numerike mund të përdorim vlera të tjera. Mund të dallojme disa raste ekstreme:

- $\alpha=0.5; \beta=0.25$ metoda e akselerimit mesatar. Në këtë rast algoritmi është implicit dhe gjithmonë ka zgjidhje.
- $\alpha=0.5; \beta=1/6$ metoda e akselerimit linear. Në këtë rast algoritmi është implicit dhe ka zgjidhje vetëm për frekuenca kritike të barabartë me $\frac{\pi}{2}$.
- $\alpha=0.5; \beta=0$ metoda e diferencave qendrore. Në këtë rast algoritmi është eksplisit dhe ka zgjidhje vetëm për frekuenca kritike të barabarte me 2.

2.5.3 Matrica e masës

Zgjidhja numerike varet edhe nga formulimi i matricës së masës. Në përgjithësi ka dy mënyra formulimi, njëra me masë të përqendruara dhe tjetra me masë të shpërndarë. Nga analizat numerike është konstatuar se formulimi me masë të shpërndarë mbivlerëson shpejtësinë e valës ndërsa formulimi me masa të përqendruara nënvlerëson shpejtësinë e valës. Kështu meqë të dy formulimet japin gabime ngelet në dorë të projektuesit cilën duhet të përdorë.

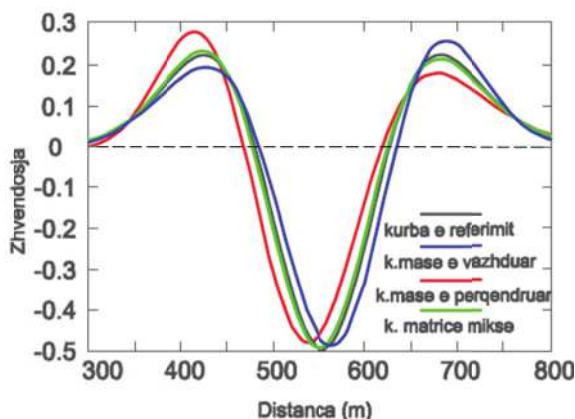


Fig. II-60. Influenca e formulimit të matricës së masës në rastin e një llogaritje 1D për një sinjal vale Ricker

Formulimi me masë të përqendruar ka të mirë se zvogëlon kohën e llogaritjeve por në ditët e sotme me avancimet e teknologjisë së kompjuterave kjo nuk përbën

ndonjë problem të madh. Një alternative është dhënë nga Hanson&Sandberg(1997) të cilët kanë formuluar një matricë mase mikse sipas një kombinimi linear por ky formulim deri tani është futur pak në “software”-et.

2.5.4 Matrica e shuarjes

Sic e përmendëm në modelimin analitik vetitë shuarëse të formacionit janë shumë të rëndësishme pasi ato përcaktojnë variacionin e amplitudës gjatë përhapjes së valës në formacion. Formulimi më i përhapur për të modeluar shuarjen është bërë nga Rayleigh (1993). Sipas këtij formulimi matrica e shuarjes është proporcionale me matricën e masës dhe të shtangësisë sipas formës:

Ek. 129

Nisur nga kjo për të përcaktuar matricen e shuarjes mjafton të përcaktojmë koeficientet α_R dhe β_R . Këta koeficiente mund ti përcaktojmë nga lidhja

Ek. 130

Kuptimin e koeficienteve mund ta ilustrojë edhe grafiku i mëposhtëm:

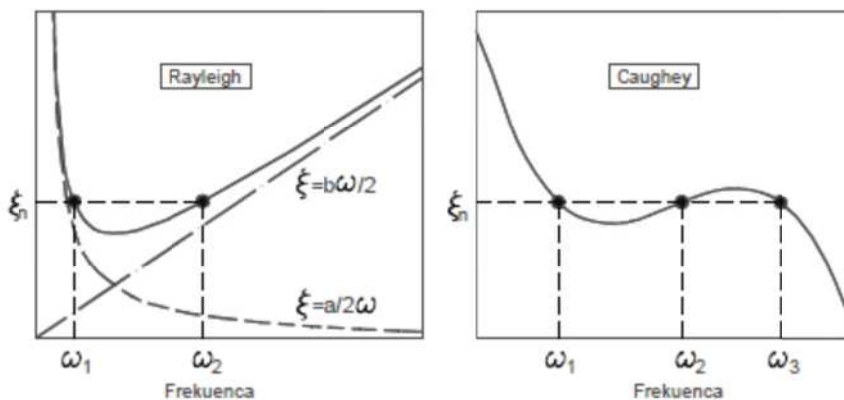


Fig. II-61. Raporti shuarjes kundrejt frekuencave në formulimin Rayleigh dhe Caughey

Sic e kemi përmendur nga eksperimentet është para se vetitë shuarëse ndikohen nga shumë parametra si: frekuenca, sforcimet mesatare, numri i cikleve etj. Për shumicën e rasteve formulimi i Rayleigh është i mjaftueshëm por për raste të vecanta më të komplikuar kur kemi shuarje johomogjene mund të përdoren edhe profile shuarje të tjerë. Disa nga keto profile shuarje janë:

Saxena& Reddy (1989)

Ek. 131

Ku:

K = është një kostante,

P = sforcimi mesatar,

ε = shformimi

$$2\xi = 9\gamma_{\theta x}^{0.2} P^{-0.5}$$

Hardin (1965)

Ek. 132

Ku:

P = sforcimi mesatar,

γ = shformimi prerës

Nga eksperimentet është parë se profili sipas formulimit të Hardin është mjaft afër vlerave eksperimentale.

Një fenomen tjetër që duhet të merret parasysh është edhe shuarja numerike e cila vjen si pasojë e dispercionit numerik nga diskretizimi në elemente të fundëm i modelit.

2.5.5 Kufijte shuarës

Në çdo model numerik për efekte llogaritëse duhet të kufizojmë modelin në mënyrë që kufitë e tij të mos jenë shumë larg (kohe e madhe dhe vështirësi llogaritje) por edhe të mos influencojnë sjelljen deformuese të modelit. Në llogaritjet dinamike këta kufij duhet të jenë shumë më larg se në një llogaritje statike në mënyrë që të mos kemi reflektim të valës dhe sjellje joreale të modelit. Për të bërë të mundur këtë ekzistojnë disa përjasje:

- Përdorimi i elementeve infinit (elemente kufitare, prezantuar në 1970 nga Zienkiewicz)
- Adaptimi i vetive të elementeve kufitar (shtangësi shumë e vogël, viskozitet shumë i madh).
- Kufi viskoze me shuarës

Secila nga keto metoda ka të mirat dhe të këqijat e veta.

Në përjasjen e fundit shuarësit në drejtim horizontal duhet të thithin sforcimet normale dhe prerëse të mëposhtme:

$$\sigma_n = -C_{1\rho} V_\rho \dot{u}_x$$

Ek. 133

$$\tau = -C_{2\rho} V_s \dot{u}_y$$

Ek. 134

Koeficientet C_1 dhe C_2 janë koeficientë relaksimi. Në rast të futjes së vales në kufij me kend 90° atëherë $C_1=C_2=1$. Valët prerese paraqesin probleme dhe është parë se kur problemi dominohet nga vlerësimi i valëve prerëse është më mirë që $C_1=0.25$. Gjithashtu për të marre sforcime fillestare reale në modelim vetë programet aplikojnë një shpejtësi virtuale në kufij të tillë që shuarësit të thithin sforcimet normale të dhëna më poshtë:

$$\sigma_n = -C_{1\rho} V_\rho \dot{u}_n + \sigma_n^0 = -c_{1\rho} V_\rho (\dot{u}_n - \dot{u}_n^0) \quad \text{Ek. 135}$$

2.5.6 Hapi kohor kritik dhe madhësia e elementit të fundëm

Një nga problemet e formulimit implicit është përcaktimi i hapit kohor të integritit. Nqs do ta zgjedhim të madh do të kemi përafrime të mëdha dhe larg realitetit, në rast se do te ishte shume i vogël do të duhej kohë e madhe në llogaritje dhe mund të gjeneroheshin komponente artificiale . Për të shmangur keto probleme duhet që të përcaktohet një hap kritik. Hapi kritik jep kohën më të vogël që i duhet një valë për të kaluar një element të fundëm. Hapi kritik është funksion i shpejtësisë së valës volumore shtypëse, koeficientit të Puasonit, gjatësisë së elementit të fundëm dhe sipërfaqes së tij. Në përgjithësi çdo “software” e ka të para përcaktuar vlerën e hapit kohor kritik në funksion të parametrave të mësipërm.

Elemente të fundëm të mëdhenj japin amplituda më të vogla dhe shpejtësi më të mëdha. Kështu ne udhezimet e programeve jepen që madhësia e elementit duhet të merret nga 1/10 deri 1/20 e gjatësisë së valës, por në çdo rast gabimet janë të mëdha vetëm pas një distance 5-10 gjatësi vale nga burimi. Në punimet e koheve te fundit madhësia e elementit rekomandohet të merret nga 1/4 deri 1/8 e gjatësisë së valës, Ndikim në rezultate ka edhe mënyra e konfigurimit të elementeve të fundëm.

2.5.7 Algoritmi i zgjidhjes numerike

Për zgjidhjen numerike “software”-et kryejnë llogaritjet sipas algoritmit të mëposhtëm:

$$\underline{\underline{[K]}} = \int \underline{\underline{[B]}}^T \underline{\underline{[D]}}^e \underline{\underline{[B]}} dV$$

$$i \rightarrow i + 1$$

$$\underline{\underline{f}}_{ex}^i = \underline{\underline{f}}_{ex}^{i-1} + \Delta \underline{\underline{f}}_{ex}$$

$$\underline{\underline{f}}_{in} = \int \underline{\underline{[B]}}^T \underline{\underline{\sigma}}_c^{i-1} dV$$

$$\Delta \underline{f} = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}$$

$$\Delta \underline{v} = \mathbf{0}$$

$$j \rightarrow j + 1$$

$$\delta \underline{v} = \underline{\underline{[K]}}^{-1} \Delta \underline{f}$$

$$\delta \underline{v}^j = \underline{\Delta v}^{j-1} + \delta \underline{v}$$

$$\Delta \underline{\varepsilon} = \underline{\underline{[B]}} \Delta \underline{v} ; \delta \underline{\varepsilon} = \underline{\underline{[B]}} \delta \underline{v}$$

$$\underline{\sigma}^{tr} = \underline{\sigma}_c^{j-1} + \underline{\underline{[D]}}^e \Delta \underline{\varepsilon}$$

$$\underline{\sigma}^{eq} = \underline{\sigma}_c^{ij-1} + \underline{\underline{[D]}}^e \delta \underline{\varepsilon}$$

$$\underline{\sigma}_c^{i,j} = \underline{\sigma}^{tr} - \frac{(f(\underline{\sigma}^{tr}))}{d} \underline{\underline{[D]}}^e \frac{\partial g}{\partial g}$$

$$\underline{f}_{in} = \int \underline{\underline{[B]}}^T \underline{\sigma}_c^{ij} dV$$

$$\Delta \underline{f} = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}$$

$$e = \frac{|\Delta \underline{f}|}{|\underline{f}_{ex}^i|}$$

$$\underline{v}^i = \underline{v}^{i-1} + \Delta \underline{v}$$

2.5.8 Parametrat numerik dhe vlerësimi i tyre

Në llogaritje numerike mund të përdoren si ligje elastik të sjelljes së terreneve, kondita me drenim dhe padrenim por edhe mjaft prej ligjeve të tjerë me të avancuar si : elasto-plastik; elastoplastik me ngurtësim ose zbutje etj. Parametrat e modelimit, (përveç koeficientëve të shuarjes α_R dhe β_R) si dhe lidhja midis parametrave është e njëjtë si për trajtimet statike.

Vlerësimi numerik i parametrave është në përgjithësi i vështirë (shih aneksin) por në rast se kemi mundësi të bëjme matje në terren vlerat e tyre mund ti korrigjojmë duke u nisur nga shprehjet e percaktimit të shpejtësive.

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad \text{ku} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{dhe} \quad \rho = \frac{\gamma}{g}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{ku} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$V_R = 0.54V_p \quad \text{ku} \quad V_p = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}} \quad \text{dhe} \quad \rho = \frac{\gamma}{g}$$

III. Shembuj

Llogaritja sizmike e një tuneli

III.1 Përshkrimi i tunelit

3.1.1 Pozicioni i tunelit

Tuneli i Qaf Murrizit është pjesë e rrugës së Arbërit që do të lidhë Tiranën me Dibrën. Rruga e “Arbërit” do të ketë një gjatësi prej rreth 74km pjesa më e madhe e të cilave në zona malore. Rruga pasi kalon vargmalin e Dajtit në luginen e lumit të Tiranës në shkallën e Tujanit, për të kaluar një nga qafat më të larta (Majën e Murrizit) do të ndërtohet një tunel në drejtimin verilindor të Tiranës rreth 20km nga qendra e qytetit. Ai ka një gjatësi prej 2.6km me seksion tërthor gërmimi 105-120m². Portalet e tunelit janë në kuotën 900m dhe lartësia maksimale e mbuleses është rreth 500m.

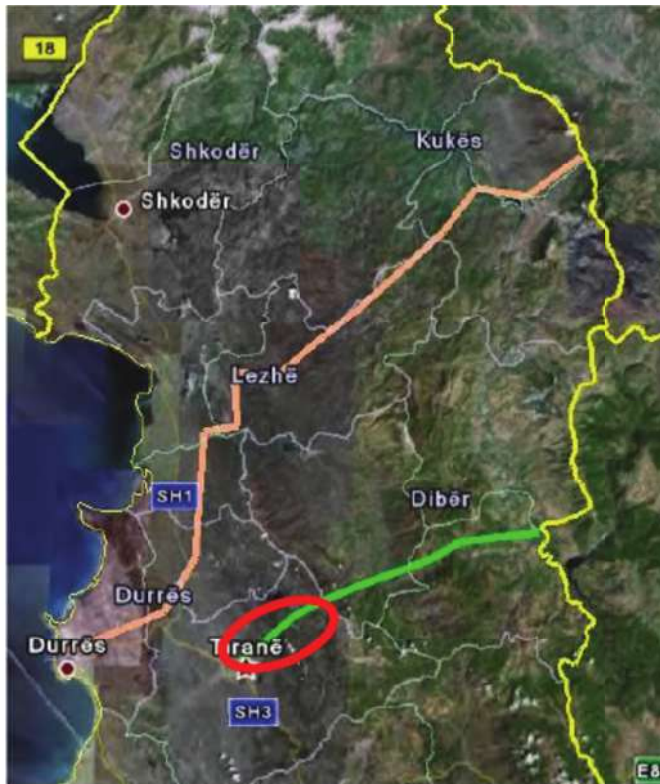


Fig. III-1. Pozicioni i tunelit të “Qaf Murrizit”

3.1.2 Gjeologjia e zonës rreth tunelit

▪ *Gjeomorfologjia e zonës së tunelit*

Zona e tunelit perfaqeson një lartësi 1500m i cili ka shpate të deformuara dhe pjesërisht të pyllëzuara. Në këtë mal është prezente një zonë tektonike ndërmjet dy llojeve shkëmbore e cila ka berë që shkëmbinjtë e butë të jenë shumë të shkatërruara nga ana tektonike. Të dy anët e malit përshkohen nga disa përrenj malorë të cilët kanë geërryer formacionet e buta shkëmbore dhe në fundet e tyre ka depozitime proluviale me trashësi të kosiderushme. Në anën perëndimore të tunelit kemi një zhvillim intensiv të fenomeneve gjeodinamike, shembje dhe rrëshqitje të formacioneve mbulesore dhe rrënjësore

▪ *Zhvillimet tektonike në zonën e tunelit*

Nga vërtetimet në terren dhe studimet ekzituese në zonen ku kalon tuneli është një zonë tektonike e fuqishme ndërmjet depozitimeve të karbonatike të kretasikut të zonës së Krasta Cukalit dhe depozitimeve flishore të zonës së Krujë Dajt kjo është tektonike e tipit mbihypje me një kënd të vogël $40 \div 45^\circ$ në drejtim të lindjes (nga Perëndimi në Lindje). Kjo lëvizje tektonike ka shkatërruar me shumë depozitimet flishore në një zonë të gjerë. Kjo reflektohet dhe në pjesën sipërfaqësore ku ka një zhvillim intensiv të rrëshqitjeve të masave mbulesore dhe pjesës së formacionit rrënjësor. Këtu takohen dhe shume burime ujore. Uji i këtyre burimeve lëviz nëpër të çarat e formacioneve flishore dhe i ul në mënyrë të dukshme parametrat fiziko mekanike. Kjo linjë kryesore shoqërohet me disa linja dytësore të cilat janë më të ngushta. Këto linja janë ndërmjet formacioneve të ndryshme dhe brenda të njëjtit formacion janë të ngushta të tipit vertikale. Linjat tektonike janë hedhur në prerjen gjatësore të tunelit dhe në hartën gjeologo-inxhinierike të zonës së tunelit.

▪ *Kushtet gjeologjike në aksin e tunelit*

Bazuar në rilevimet gjeologjike në punimet gjeofizike në shpimet gjeologjike dhe në analizat laboratorike rezulton se në aksin e tunelit Zall Bastar (Ana Perëndimore) takohen formacionet e mëposhtme:

Nga hyrja e tunelit km 10+419 deri në km 12+943.4 (rreth 2524.4 metra) nga ana e Fshatit Zall Bastar tuneli do të përshkojë depozitimet flishore që përbëhen nga argjilite alevrolite dhe ranorë. Janë me cimentim të dobët deri mesatar me shumë carje. Janë shkëmbinj me qëndrueshmeri të dobët. Ato klasifikohen në klasën e V sipas Z.T.Bieniawski. Kjo klasë kërkon armatim special dhe në disa raste do të duhet të punohet me metodën e para avancimit. Në tunel parashikohet të ketë sasira të konsiderueshme të ujrave nëntokësore.

Zona e kontaktit ndërmjet depozitimeve flishore dhe depozitimeve karboantike është kontakt tektonik, një zonë shumë e copëtuar dhe e millonitizuar (kthyer në material argjilore) me presione të mëdha mbetëse me praninë e ujit nëntokësor. Në këtë interval tuneli është me kushte shumë të vështira dhe do të kalohet me metoda shumë speciale sic janë me ngrirje dhe pastaj hapja e seksionit me armatim parahapjes së tunelit. Për ta vlerësuar këtë situatë rekomandojmë që gjatë hapjes së tunelit duhet të kryhet një shpim horizontal minimum deri në 50m për të marrë masat e nevojshme

për çdo të papritur. Kjo zonë parashikohet të jetë rreth 100-150m. Rekomandojmë që në periudhën e ndërtimit të tunelit të krijohen dhoma të vecanta për të monitoruar presionet mbetëse, për të llogaritur në mënyrë të saktë veshjen e tunelit që t'u rezistojë këtyre presioneve. Në këtë interval parashikohet të ketë një sasi mbi 1000 litra ujë në sekondë prandaj duhet të merren masa për drenazhimin e tyre në dy anët e aksit të tunelit.

Zona e shkëmbinjve gëlqerore janë formacione të forta me karakteristika të mira fiziko-mekanike. Gjatë hapjes së tunelit do të ketë kushte të mira fiziko mekanike me veshje të lehta. Shkëmbi që do të hapet me plasje me mina, klasifikohet në klasën e dytë sipas Z.T.Bieniawski . Parashikohet që të takohen zgavra karstike ose çarje të cilat mund të jenë të mbushura me material argjilor. Gjatësia e tunelit në shkëmbinjtë gëlqerore është 820m. Në këtë zonë duhet të merren masa për largimin e ujrave nentokesore te cilet mund te jene 1000-1500 litra ne sekonde.

Zona në dalje të tunelit nga ana e fshatit Ziber përbëhet nga depozitime flishore që përbëhen nga argjilite ranore shtresë e hollë me cimentim të dobët deri në mesatar. Aty ku kemi çarje, parashikohet që në tunel mund të ketë sasira të vogla të ujrave nëntokesore dhe këto shkëmbinj klasifikohen në klasën e katërt sipas Z.T.Bieniawski. Në këtë interval është e mundur që tuneli të germohet me përdorime të vogla të minave vetëm duke përdorur makina specila për germimet në tunele.



Fig. III-2. Harta gjeologjike e zonës së tunelit të Qaf Murrizit (zona e rrethuar tregon pozicionin e tunelit).

Profili i thjeshtuar gjeomekanik është dhënë në figuren më poshtë.

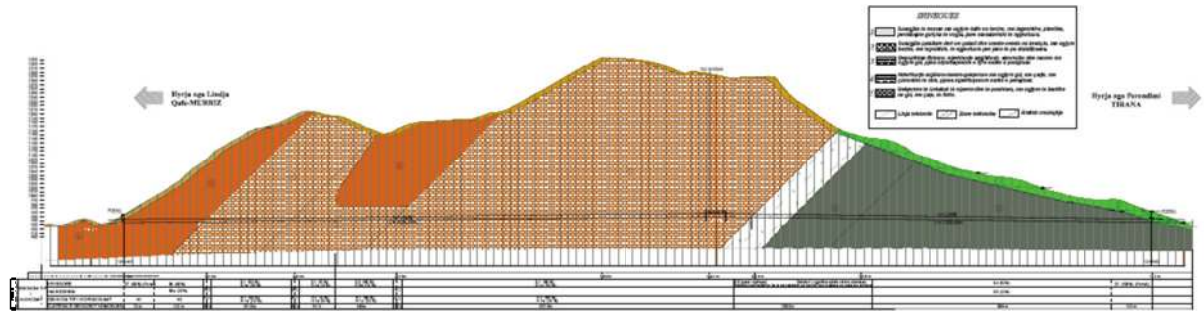


Fig. III-3. Profili gjeomekanik i tunelit

■ Karakteristikat Gjeoteknike – Gjeomekanike

Këto karakteristika gjeoteknike dhe mekanike janë dhënë në raportin gjeologjik të “A.L.T.E.A & GEOSTUDIO 2000” shpk. Një përmbledhje është paraqitur në fletën e vizatimit të profilit gjeomekanik.

SHTRESA Nr.5

Përfaqësohet nga depozitime flishore të Paleogjenit (Pg31) përbëhen nga argjilite dhe alevrolite me ngjyrë gri në bezhë. Janë me cimentim të dobët deri në mesatar. Janë me carie dhe shumë të ngjeshur

Karakteristikat fiziko-mekanike për këtë shtresë janë:

Përbërja granulometrike

Lagështia natyrore

$$W_n = 10.20 \%$$

Pesha specifike

$$\delta = 2.72 \text{ T/m}^3$$

Pesha volumore në gjëndje natyrale

$$\Delta = 2.23 \text{ T/m}^3$$

Koeficienti i porozitetit

$$\varepsilon = 0.45$$

Këndi i fërkimit të brendshëm

$$\varphi = 26^\circ$$

Kohezioni

$$C = 0.40 \text{ kg/cm}^2$$

Ngarkesa e lejuar në shtypje

$$\sigma = 3.50 \text{ kg/cm}^2$$

Rezistenca në shtypje njëboshtore

$$R_{sh} = 40.0 \text{ kg/cm}^2$$

Moduli i deformacionit

$$E = 1499.79 \text{ MPa}$$

Treguesi i cilësisë

$$GSI = 45$$

Treguesi i cilësisë së shkëmbit RQD

$$RQD = 15-20\%$$

Treguesi i CBR

$$CBR = 4-6\%$$

SHTRESA Nr.6

Përfaqësohet nga depozitime flishore të Mastriktianit që përbëhen nga argjilite alevrolite ranorë dhe më rrallë shtresa gëlqerorësh. Janë me shumë carie me cimentim të dobët deri mesatar. Pjesa e sipërme e tyre është e perajruar. Në disa sektore të rrugës pjesa e sipërme e këtyre shkëmbinjve është e rrëshiqtur.

Karakteristikat fiziko-mekanike për këtë shtresë janë:

Lagështia natyrore

$$W_n = 8.40 \%$$

Pesha specifike

$$\delta = 2.73 \text{ T/m}^3$$

Pesha volumore në gjëndje natyrale

$$\Delta = 2.40 \text{ T/m}^3$$

Koeficienti i porozitetit	$\varepsilon = 0.32$
Këndi i fërkimit të brendshëm	$\varphi = 30^\circ$
Kohezioni	$C = 0.65 \text{ kg/cm}^2$
Ngarkesa e lejuar në shtypje	$\sigma = 3.80 \text{ kg/cm}^2$
Rezistenca në shtypje njëboshtore	$R_{sh} = 60.0 \text{ kg/cm}^2$
Moduli i deformacionit	$E = 2449.49 \text{ MPa}$
Treguesi i cilësisë	$GSI = 50$
Treguesi i cilësisë së shkëmbit RQD	$RQD = 25-30\%$
Treguesi i CBR	$CBR = 8-10\%$

SHTRESA Nr.7

Përfaqësohet nga gëlqerorë me ngjyrë të bardhe në gri me çarje të fortë. Çarjet e shkëmbit në disa raste janë të mbushura me lëndë argjilore në disa raste janë bosh. Në keto shkëmbinj konstatohen dhe boshllëqe karstike me përmasa të ndryshme. Janë shkëmbinj me karakteristika të mira, rekomandohet të përdoren si materiale ndërtimi. Karakteristikat fiziko-mekanike për këtë shtresë janë:

Lagështia natyrore	$W_n = 2.30 \%$
Pesha specifike	$\delta = 2.78 \text{ T/m}^3$
Pesha volumore në gjëndje natyrore	$\Delta = 2.66 \text{ T/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$\varepsilon = 0.22$
Këndi i fërkimit të brendshëm	$\varphi = 45^\circ$
Kohezioni	$C = 0.85 \text{ kg/cm}^2$
Ngarkesa e lejuar në shtypje	$\sigma = 5.20 \text{ kg/cm}^2$
Rezistenca në shtypje njëboshtore	$R_{sh} = 700.0 \text{ kg/cm}^2$
Moduli i deformacionit	$E = 26457.51 \text{ MPa}$
Treguesi i cilësisë	$GSI = 70$
Treguesi i cilësisë së shkëmbit RQD	$RQD = 65-80\%$
Treguesi i CBR	$CBR = 145-160\%$

III.2 Llogaritjet statike

Në bazë të raportit gjeologjik tuneli shtrihet në një nga zonat tektonike më problematike në Shqipëri. Ai ndërthur në vetvete të gjithë tipet e formacioneve si ato të forta (klasa III e klasifikimit Bienawski) ashtu edhe ato të buta dhe shumë të buta (klasa IV, V e klasifikimit Bienawski). Zhvillime tektonike mjaft komplekse kane sjelle një gjëndje të brendëshme të nderlikuar të formacioneve. Përgjithësisht tektonikat e përmbysura modelohen si rripa që punojnë në prerje në kohë dhe pastaj i nënshtrohen fenomeneve të erozionit, por marrja e rezultateve numerike në këto modelime lë shumë për të dëshiruar. Mënyra më e mirë e marrjes së informacionit të duhur në këto raste është me anë të matjeve në vend në shkallë të madhe (galeri njohëse).

Llogaritjet statike u bënë me anë të programit Plaxis 2D dhe 3D. Materiali u morr me ligj sjellje Mohr-Coulomb dhe Hoek&Brown. Parametrat gjeoteknik u morrën ekuivalentuar për masivin pasi nuk kishim të dhëna për sistemet e cashmërisë ose

shtresëzimit. Etapat e gërmimit dhe ndikimi i frontit të gërmimit në modelin 3D mund të modelohen direkt ndërsa në modelin 2D u stimuluan me anë të procedurës “beta” (ndalimi i deformimeve në një fazë të caktuar). Për të gjithë parametrat u bë një analizë ndikueshmërisë (sensitivity analysis).

Gjendia e nderur në masiv dhe veshje pas hapjes së tunelit influencojnë mënyrën e sjelljes së tunelit gjatë ngacmimit sizmik prandaj simulimi sa më i saktë i etapave të ekzekutimit ka një rëndësi të vecantë. Në rastin tonë u morren këto faza ekzekutimi:

në gëlqeror:

faza fillestare- gjenerimi i fushës së sforcimeve natyrore

faza 1 - gërmimi i seksionit të plotë duke marrë parasysh edhe ndikimin e frontit

faza 2 - futja në punë e veshjes beton arme

faza 3 - nxerrja e koeficientit të sigurisë

në fliş:

faza fillestare- gjenerimi i fushës së sforcimeve natyrore

faza 1 - ndërtimi i paravutes në pjesën e sipërme të tunelit

faza 2 -gërmimi i seksionit të plotë pa inverterin duke marrë parasysh edhe ndikimin e frontit

faza 3 -vendosja e mbajteseve provizore centina metalike me beton të projektuar (elemente plate me shtangësi ekuivalente)

faza 4/5 -gërmimi i themelit të veshjes anësore dhe betonimi i tij

faza 6/7 -gërmimi i zonës së inverterit dhe betonimi i tij

faza 8 - realizimi dhe futja në punë e veshjes beton arme

faza 9 - nxerrja e koeficientit të sigurisë

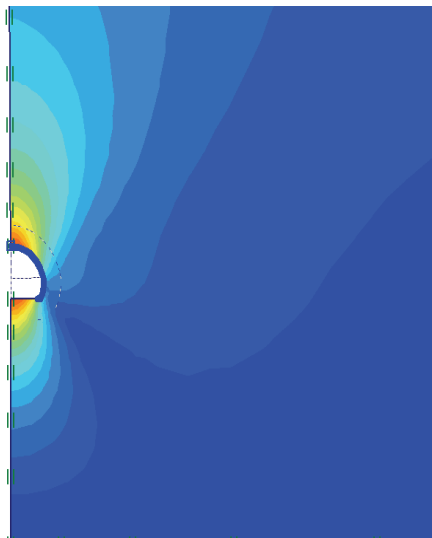


Fig. III-4. Modeli 2D i tunelit

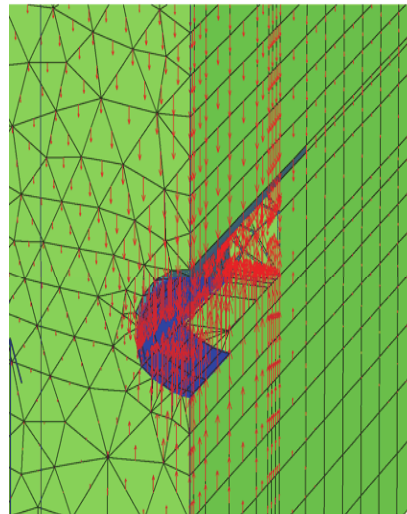


Fig. III-5. Modeli 3D i tunelit

Në bazë të këtyre llogaritjeve u konceptuan, u analizuan dhe u llogaritën mënyrat e gërmimit, mbajtset provizore, veshja përfundimtare, stabiliteti global dhe lokal,

fusha e sforcim shformimi në ekulibrin fillestar, në cdo etape dhe ekulibrin final, forcat e brendëshme në elementet strukturore. Në bazë të analizave dhe llogaritjeve u përcaktuan 9 seksione tip ekzekutimi dhe 5 seksione tip të veshjes përfundimtare b/arme. Seksionet tip të ekzekutimit në pjesët më karakteristike po i japim më ne detaje ne vazhdim.

Seksioni tip S-1

Ndërhyrjet e parashikuara

Seksioni tip është e përbërë nga:

- Drenazhe të vazhduar (nëse ka), n° 2+2 drenazhe me tuba në PVC L = 30 m, të vrimëzuar për 20 m duke filluar nga fundi dhe pa vrima për 10 m drejt ballit, me diametër të jashtëm $\phi \approx 60\text{mm}$ dhe spesor 5mm me mbrojtje TNT.
- Veshje paraprake e përbërë nga një shtresë 10 cm betoni të projektuar të përforcuar me fibra xhami.
- Bullona ankerimi pikësor nëse ka problem nga rënia e blloqeve.
- Hidroizolim të përbërë nga shtresë mbrojtëse TNT dhe nga një shtresë hidroizolimi PVC.
- Veshje përfundimtare në beton me trashësi 40 cm në vutë.
-

Seksioni tip S-2 (në vijën tektonike)

Ndërhyrjet e parashikuara

Të gjitha ndërhyrjet dhe fazat janë treguese. Ato do të definojnë në vend pas matjeve të detajuara të sistemit të cashmërisë dhe sjelljes së masivit.

Seksioni tip është e përbërë nga:

- Drenazhe të vazhduar (nëse ka), n° 2+2 drenazhe me tuba në PVC L = 30 m, të vrimëzuar për 20 m duke filluar nga fundi dhe pa vrima për 10 m drejt ballit, me diametër të jashtëm $\phi \approx 60\text{mm}$ dhe spesor 5mm me mbrojtje TNT.
- Veshje paraprake e përbërë nga një shtresë 10 cm betoni të projektuar të përforcuar me fibra xhami.
- Bullona me ankerim pikësor (nëse ka problem nga rënia e blloqeve)
- Hidroizolim të përbërë nga shtresë mbrojtëse tekstili (pëlhurë) dhe nga një shtresë hidroizolimi PVC.
- Veshje përfundimtare në beton me trashësi 45 cm në mbulim.

Seksioni tip S-3

Ndërhyrjet e parashikuara

Seksioni tip është e përbërë nga:

- Drenazhe të vazhduar (nëse ka), n° 2+2 drenazhe me tuba në PVC L = 30 m, të vrimëzuar për 20 m duke filluar nga fundi dhe pa vrima për 10 m drejt ballit, me diametër të jashtëm $\phi \approx 60\text{mm}$ dhe spesor 5mm me mbrojtje TNT.
- Veshje paraprake e përbërë nga një shtrese 20 cm betoni të projektuar të përforcuar me fibra xhami dhe centina metalike çift HE 220A me hap 1 m.
- Kurorë terreni e përforcuar përreth N35 tubave metalike të mbushur me beton me diametër të jashtëm 127 mm, spesor 10mm dhe gjatësi prej 15 m të mbivendosur me njëri tjetrin minimalisht 4 m.
- Parakonsolidimi i frontit gjatë vendosjes në vepër e 60 tubave, me përzjerje me fibra xhami, $L \geq 15\text{ m}$, mbivendosje $\geq 6\text{ m}$;
- Hidroizolim të përbërë nga shtresë mbrojtëse tekstili (pëlhurë) dhe nga një shtresë hidroizolimi PVC.
- Veshje përfundimtare në beton me trashësi 90 cm në harkun e poshtëm, 60cm (min) në mbulim.

Seksioni tip S-9

Ndërhyrjet e parashikuara

Seksioni tip është e përbërë nga:

- Drenazhe të vazhduar (nëse ka), n° 2+2 drenazhe me tuba në PVC L = 30 m, të vrimëzuar për 20 m duke filluar nga fundi dhe pa vrima për 10 m drejt ballit, me diametër të jashtëm $\phi \approx 60\text{mm}$ dhe spesor 5mm me mbrojtje TNT.
- Veshje paraprake e përbërë nga një shtresë 25 cm betoni të projektuar të përforcuar me fibra xhami dhe centina metalike çift HE 220A me hap 1 m.
- Kurorë terreni e përforcuar përreth N39 tubave metalike të mbushur me beton me diametër të jashtëm 127 mm, spesor 10mm dhe gjatësi prej 13 m të mbivendosur me njëri tjetrin minimalisht 4 m.
- Parakonsolidimi i frontit gjatë vendosjes në vepër e 93 tubave, me përzjerje me fibra xhami, $L \geq 16\text{ m}$, mbivendosje $\geq 8\text{ m}$;
- Hidroizolim të përbërë nga shtresë mbrojtëse tekstili (pëlhurë) dhe nga një shtresë hidroizolimi PVC.
- Veshje përfundimtare në beton me trashësi 100 cm në harkun e poshtëm, 90 cm (min) në mbulim.

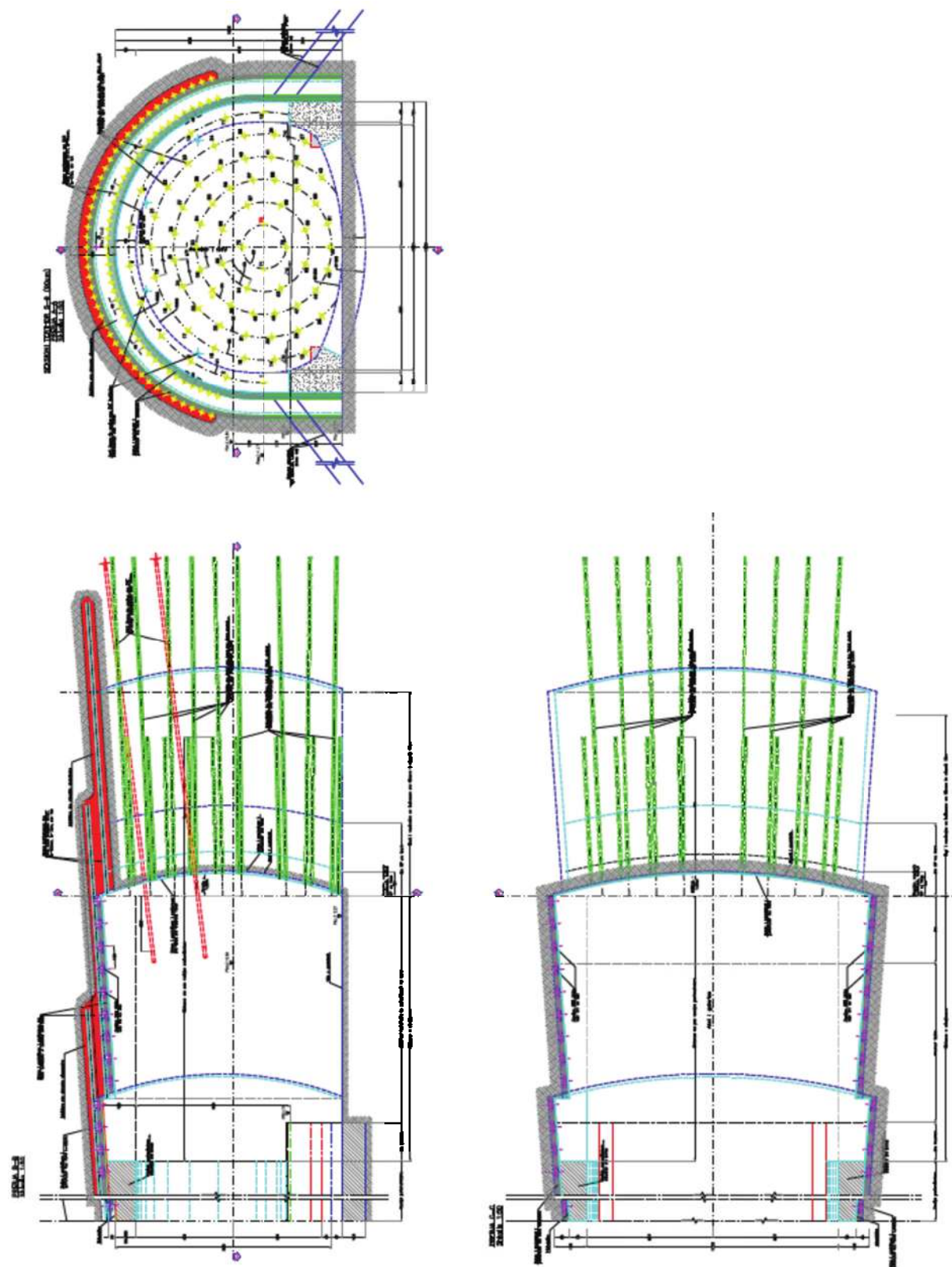


Fig. III-6. Paraqitje grafike për seksionin S-9

III.3 Kombinimi i ngarkesave

Sipas kushteve të EC7 janë marre në shqyrtim këto kombinime:

Për llogaritje sipas gjendjes së fundme kufitare

Kombinim kuazi-frekuent

$$ULS \rightarrow C\Sigma\gamma_G G_k + \gamma Q_{k1} + \Sigma\gamma_\varphi G_k$$

$$1.35G_v + 1.5(P_v, P_h, W) + 0.7 \times 1.5 \times (Temp + CS)$$

Kombinim sizmik

$$G + 1(P_v, P_h, W) + 1A_{Ed}$$

Për llogaritje sipas gjendjes kufitare të shërbimit

Kombinimi karakteristik

$$G + (P_v, P_h, W) + 0.8T + C_{Shn} + T_{af}$$

III.4 Përcaktimi i ngarkimit sizmik

3.4.1 Përcaktimi i rrezikut(hazardit) sizmik

3.4.1.1. Hyrje

Në kuadër të vlerësimeve të veprimit sizmik llogaritës mbi strukturat ndërtimore duhet të kalojmë sipas një algoritmi të caktuar, etapat kryesore të të cilit janë: *vlerësimi i rrezikut sizmik - nxjerrja e Lëkundjes hyrëse referencë + efekte lokale (gjeomjedis, gjeologji, gjeoteknik, topografi,etj) = mikrozonimi sizmik*. Mikrozonimi përmbledhet në kategorinë e “kërkim i aplikuar”, dhe si rrjedhim rezultatet e pritshme duhet të përcaktohen edhe me administratorët lokal ose qëndror pasi kanë ndikim shumë të madh ekonomik dhe social.

Sipas EC8 cdo vend duhet të përcaktojë një zonim sizmik që duhet të plotësojë dy kushte kryesore.

- Kërkesa për mosshkatërrim – që përcakton veprimin sizmik llogaritës
- Kërkesa për kufizim të dëmtimeve – që përcakton veprimin sizmik me probabilitet më të madh ndodhje se ai llogaritës , ndaj të cilit struktura nuk pëson dëme të pariparueshme.

Për vlerësimin e rrezikut sizmik përdoren dy metoda kryesore, metodat deterministike dhe ato probabilitare.

Në ditët e sotme duke qenë se vlerësimi i rrezikut sizmik ka shumë “pasiguri” përdoren më shumë metodat probabilitare.

Nga orientimi për përcaktimin e rëndësisë së veprës duke qenë se do të punojmë në parametra në fushën kohore (time history) për vlerësimin e veprimit sizmik është zgjedhur një përfaqëse me anë të një analize probabilitike të rrezikut sizmik.

Për të kontrolluar rezultatin është vlerësuar nxitimi edhe sipas shprehjes :

$$a_{gllog} = \gamma_i a_{gR}$$

Ku:

γ_i =faktori i rëndësisë së vepres

a_{gR} =nxitimi maksimal i tokës që i korrespondon një probabiliteti reference të tejkalimit në 50vjet. ($P_{NCR}=0.1$)

Vlera e a_{gR} është marrë nga harta sizmike e vlerësimit të rrezikut sismik me metoda probabilitike hartuar nga Instituti i Gjeoshkencave. Bazuar në këtë hartë kemi marrë nxitimin e pikut PGA në shkëmb bazë për një periudë kthimi 475vjet.

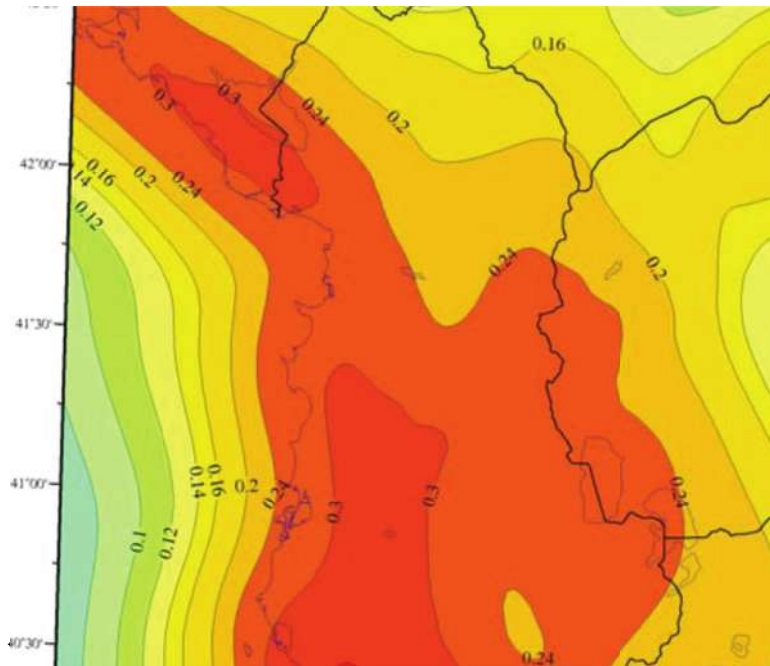


Fig. III-7. Harta e nxitimin të pikut PGA në shkëmb bazë për një periodë kthimi 475vjet

Për veprat e zakonshme veprimin sizmik llogaritet shprehet si një veprim sizmik reference me probabilitet referencë tejkalimi $P_{NCR}=0.1$ në 50vjet dhe një faktor rëndësie γ_i , ndërsa veprimin sizmik për kufizim të dëmtimeve shprehet si një veprim sizmik me probabilitet tejkalimi $P_{NCR}=0.1$ në 10vjet.

Meqë tunelet janë vepra të një rëndësie të vecantë sipas kodeve duhet marrë një jetëgjatësi e veprës $T_L=100$ vjet, pra periodë kthimi e tërmetit llogaritet $T_R \approx 950$ vjet. Në llogaritjet e hartave të rrezikut sizmik për jetëgjatësi $T_L=100$ vjet, pra periodë kthimi $T_R \approx 950$ vjet duhet përdorur metodologjia me analizë probabilistike bazuar në rekomandimet e EC8. Parametra bazë të karakterizimit të burimeve sizmike, zonimi sizmik, tejkalimi vjetor, janë marrë sipas studimeve të Institutit të Gjeoshkencave. Në bazë të vlerës së PGA bëhet ndërtimi i spektrit të nxitimit dhe zgjedhja e akselerogramës.

3.2.1.2 Kurba e rrezikut

Metodologjia e përgjithshme sic është prezantuar në fillim nga përqsja “Esteva-Cornell” bazohet mbi këto etapa:

- Identifikimi ,karakterizimi i modeleve për burimet sizmike përgjegjëse për rrezikun sizmik
- Karakterizimi i parametrave të tejkalimit të ngjarjes sizmike
- Specifikimi i modeleve të lekundjes (ligjet e përhapjes, shuarjes)
- Llogaritja e probabilitetit të tejkalimit të pranuar.

Përcaktimi i modeleve të burimeve sizmike bazohet mbi zhvillimet tektonike karakteristike të një zone, të një vije tektonike ose një burimi pikësor të vecuar. Në vendin tonë megjithë studimet e mëparshme të cilat u përmblodhën në 1980 nga “Qendra Sizmologjike” për vetë natyrën e zhvillimeve tektonike nuk është bërë e mundur identifikimi i lidhjeve të drejtpërdrejta të një shkarje tektonike aktive me një ngjarje sizmike dhe nga të gjithë autorët është kaluar në modelim me zona me sizmicitet të shpërndarë. Ky modelim supozon që brenda një zone sizmike të gjitha pikat kanë të njëjtën mundësi të bëhen burim tërmeti. Të gjithë autorët e mëvonshëm kanë pranuar një ndarje gati të njëjtë të bazuar në hartën e burimeve të vitit 1980 të shtuar me informacione nga studime rajonale të zhvilluara në vendet fqinje ose në projekte për unifikim të zonimit sizmik në rajon.

Parametrat sizmik të cdo zone në mungesë të matjeve dhe të dhënave të sakta janë vlerësuar kryesisht me përqasje bazuar mbi vëzhgime të ngjarjeve sizmike. Kështu janë vlerësuar lidhjet magnitudë-frekuencë e ndodhjes, koeficientet “a,b” të relacioneve Gutenberg-Richter, tejkalimi vjetor l (ose w), limiti i poshtëm ($M_{\min}$) dhe i sipërm i magnitudave ($M_{\max}$) për cdo zonë, ligjet e përhapjes/shuarjes.

Duke bërë një ndarje kuadratike janë marrë kurbat e rrezikut për probabilitet 10% në 50vjet të cilat me interpolim kanë dhënë harta të rrezikut për Shqipërinë. Gjithashtu për qytete të vecantë (Tirana) janë hartuar kurbat e rrezikut për 2% në 50vjet.



Fig. III-8. Ndarja e zonave sizmike për Shqipërinë

Nisur nga nevoja për të patur vlerat e nxitimit të trruallit për një zonë të vecantë (Murriz) bëmë vlerësimin e rrezikut sizmik për probabilitet 10% në 100vjet. Meqenëse sic theksuam ndarja në zona sizmike nga autorë të ndryshëm është gati e njëjtë kemi pranuar 10 zona plus një kontroll me 5 zona burime të përcaktuara, që kombinojnë zona me sizmicitet të shpërndarë dhe burime me sizmicitet linear (vija tektonike).

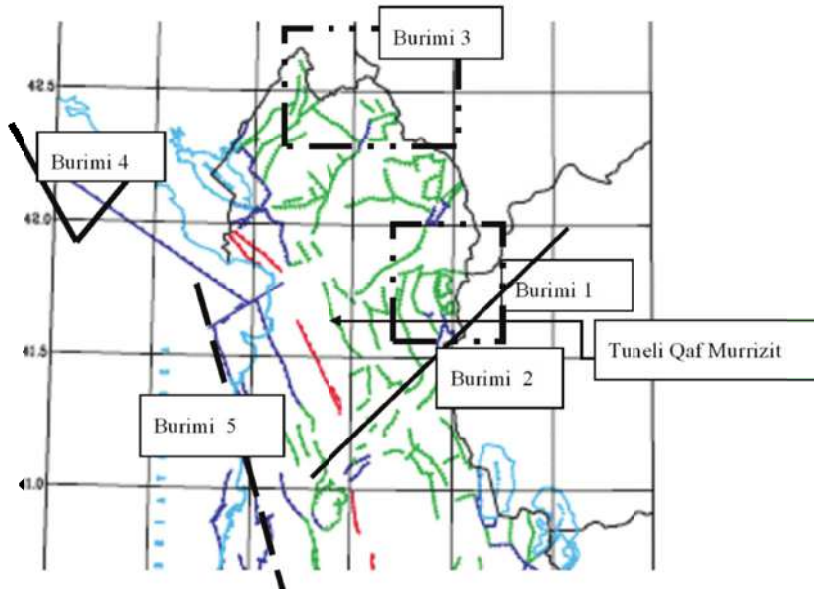


Fig. III-9. Identifikimi i burimeve sizmike

Parametrat sizmike të secilës zonë i kemi marrë sipas të njëjtit studim. Për të vlerësuar procedurën bëmë vlerësimin e rrezikut sizmik për probabilitet 10% në 50vjet dhe pastaj ndërtuam kurbat e rrezikut për rastin tone. Në bazë të analizave të rrezikut kemi marrë kurbën e rrezikut sizmik sic jepet në figurën e mëposhtme.

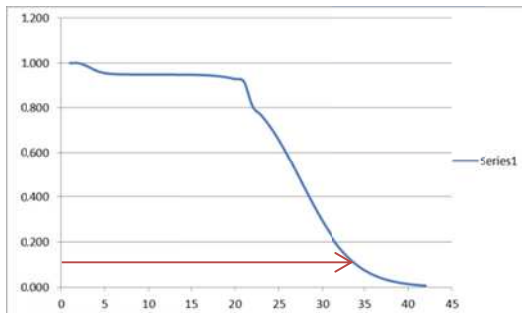


Fig. III-10. Kurba e rrezikut

Në rastin e aplikimit me anë të programit CRISIS 2007, nqs modelojmë me zona me sizmicitet të shpërndarë kemi rezultate reference të ngjashme me autorë të tjerë dhe nqs marrim ndikim të vijës tektonike me model të burimit sizmik , tërmet karakteristik me magnitudë $M=6.5$ marrim për zonën e Murrizit $PGA=0.3g$

3.4.1.2 Vlerësimi i akselerogramave

Për të modeluar inputin sizmik për veprat nëntokësore duhet të përdorim historitë kohore të nxitimeve. Për këtë mund të përdorim disa mënyra:

- Akselerograma artivciale gjeneruar nga algoritëm bazuar në teorinë e lëkundjeve kompatibel me një spektër referencë (Gasparini & Vanmarcke 1976);
- Akselerograma artivciale gjeneruar nga metoda stokastike kompatibël me të dhëna sizmologjike (Magnituda, distanca epiqendrës etj. Sabetta & Pugliese, 1996; Boore, 2003; Halldorsson & Papageorgiou 2004)
- Akselerograma sintetike gjeneruar nga modele kompleks matematikor të burimit sizmik dhe mënyrës së përhapjes së valëve. Për këtë gjenerim kërkohen të dhëna të shumta sizmologjike dhe gjeofizike. (Hisada & Bielak 2003).
- Akselerograma reale zgjedhur nga “European Strong Motion Database (ESD), Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER), Consortium of Organization for Strong Motion Observation Systems (COSMOS). Këto akselerogramë zgjidhen në baze të përkimit të parametrave sizmologjik dhe gjeologjik.
- Akselerograma artivciale gjeneruar nga procedura hibride duke modifikuar akselerogramë reale në mënyre që të jenë kompatibel me një spektër reference (Silva & Lee, 1987; Abrahamson, 1998).

Sipas rekomandimeve kemi zgjedhur si ngarkim sizmik dy akselerograma reale të zgjedhura nga ESD me anë të programit REXEL Software. Akselerogramat e zgjedhura për të qenë kompatibel me PGA e nxjerrë nga harta e rrezikut për TR≈950vjet dhe spektrin e reagimit sipas EC8 e kemi shumëzuar me koeficientin $2 \cdot 1.4 / 1.146 \approx 2.45$ me anë të programit Seismosoft Signal

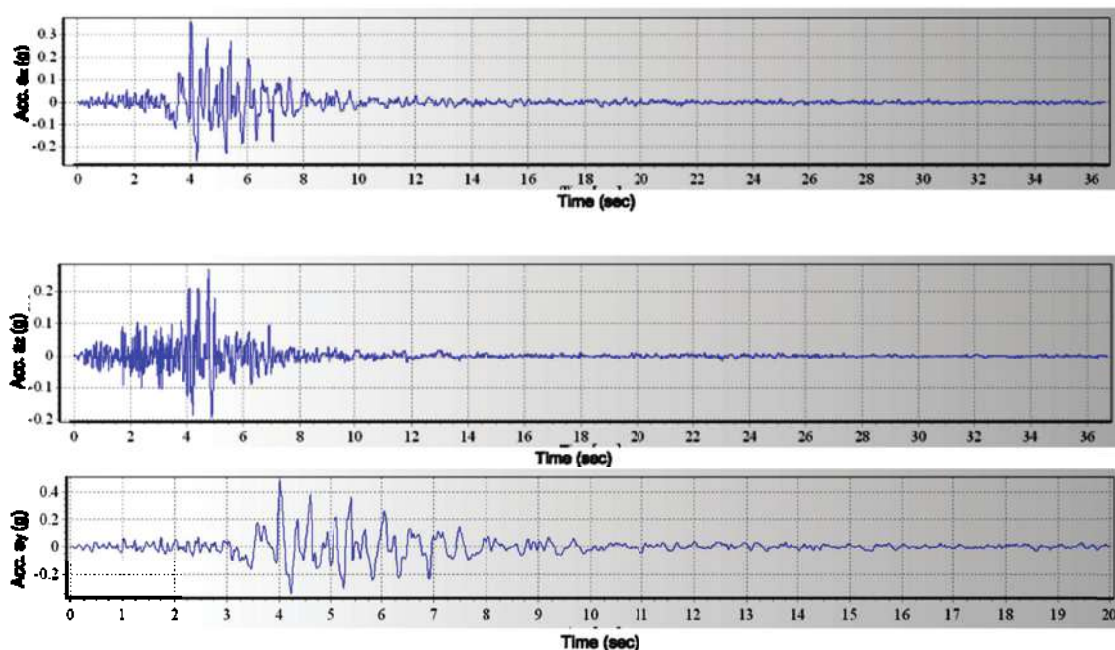


Fig. III-11. Historia kohore e nxitimit në drejtimin x,y,z për tërmetin e Friull

Akselerograma e dytë është zgjedhur që të ketë të njëjtin spektër të nxitimit por kohëzgjatje të ndryshme kohore dhe nxitim maksimal më të madh.

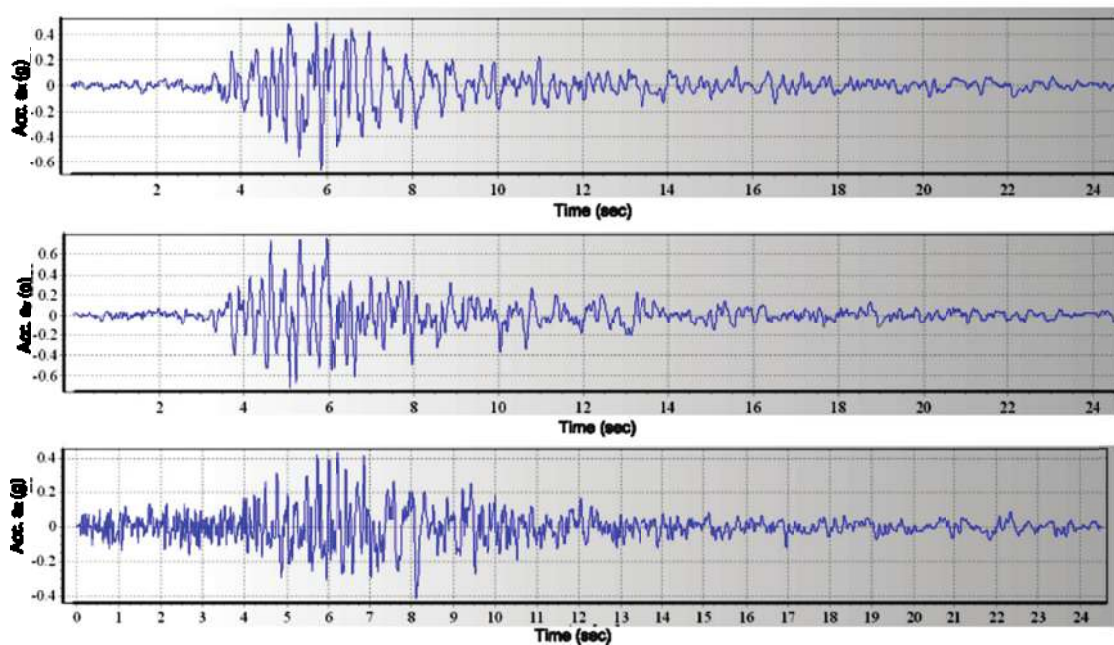


Fig. III-12 Historia kohore e nxitimit në drejtimin x,y,z për tërmetin në Mal te Zi

III.5 Llogaritja analitike

Në kushte reale valët sizmike do të “godasin” tunelin në një kënd të cfarëdoshëm ϕ I cili nuk duhet ngatërruar me këndin e planit të valës (shih figurën 3.15). Sic e shpjegojmë në pjesën teorike për të gjetur ndikimin më të pafavorshëm duhet të kombinojmë shformimet nga përbërëse të ndryshme valësh. Veprimi sizmik merret në konsideratë në dy raste ekstreme, në drejtimin gjatësor dhe në drejtimin tërthor. Në rastin e parë në funksion të zhvendosjes relative midis seksioneve problemi trajtohet si tra në prerje (ska shformime përkulëse) ose tra në përkulje. Në të dy rastet vlerësohet kur merret ose jo parasysh bashkëveprimi me terrenin përreth.

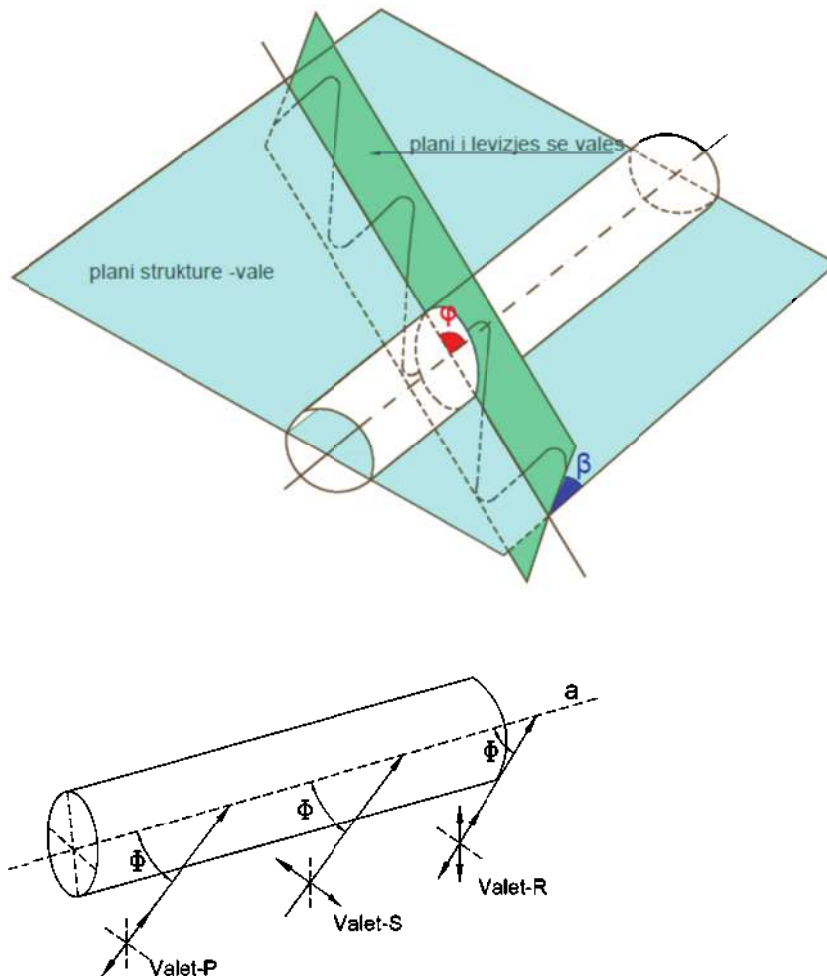


Fig. III-13. Shpjegimi i këndeve të rënies së valës në lidhje me tunelin

3.5.1 Llogaritja në drejtimin gjatësor

Për valët volumore vetëm valët S do të merren në konsideratë pasi ato kanë më shumë energji dhe gjenerojnë lëvizje më të mëdha të terrenit (ground motion) (Scandella)

Ekuacioni i shformimit aksial

Sic është theksuar, zgjidhja më e pavaforshme merret për $\theta=40\div45^\circ$. Ky supozim në përgjithësi, për rastet e shtrësëzimeve horizontale nuk plotësohen pasi këndi shkon drejt 90° , por për konfiguracione të gjeomjedisit mund të jetë i mundur. Për llogaritje më të sakta (metodat numerike) në qoftë se do mund të identifikonim burimin sizmik më të rrezikshëm (me probabilitet 10% në 100 vjet) mund të nxirrnim këndin real të rënies. Për qellime praktike mbajmë këndin $\theta=45^\circ$ dhe jemi brenda kufinjve të sigurisë.

Nga spektri i shpejtësive marrim $PGV_S=0.08\text{m/s}$. Për ta kthyer në shkallën kompatibël me spektrin e reagimit EC8 e kemi shumëzuar me 2.45. Pra kemi $PGV_S=0.196\text{m/s}$.

Problemi më i vështirë është përcaktimi i saktë i C_s . Sic e kemi përmendur për këtë ekzistojnë përjasje të ndryshme.

Shpejtësia e përbërëse horizontale të valës që bie me një kënd g_s me vertikalen do të jetë:

$$K_u : g_s = 0.87 \Phi_V$$

Φ_V -do të merret nga akselograma e valëve "P" dhe në përgjithësi varion rreth vlerave 25° .

Për thellësi të mëdha C_{Sap} do të ketë vlerë $2.5 \div 5\text{km/s}$ me një mesatare 3.4km/s . Për rastin tonë meqenëse thellësia maksimale e tunelit është mjaft e vogël ($<400\text{m}$) duhet të përdorim përjasje të tjera për përcaktimin e C_s .

C_{Sap} nga AFTES

Shpejtësia e valës do të gjendet në pikëprerjen e $c=LT$ me vijën e vlerave mesatare të $c(z)$. Për rastin tonë rezulton një vlerë rreth 550m/s .

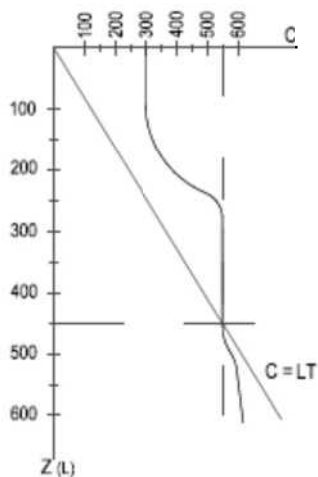


Fig. III-14. Përcaktimi i shpejtësisë së valës sipas AFTES

Vlerat mesatare të $c(z)$ janë marrë nga studimi gjeofizik. Një profil gjeofizik I matjes së shpejtësive të valëve gjatësore është dhënë në figurë.

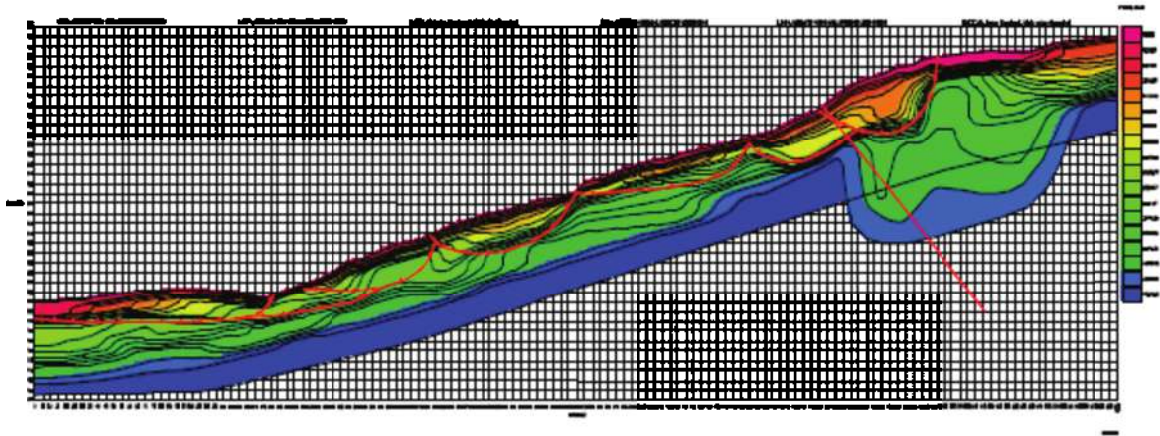


Fig. III-15. Paraqitja e studimit gjeofizik

Një përfaqëse tjetër mund të jetë nga formulimet empirike të mekanikës së shkëmbit. Kështu psh. për gëlqerorin do të kishim: nga Barton $Q=8$, $V_p=4300\text{m/s}$, $V_s=2600\text{m/s}$, $RQD=75$, $V_p/V_{PI}=0.6$

Nga tabela, shpejtësia në formacion pa carje $V_{PI}=7200\text{m/s}$

— —

Karakteristikat dinamike të shtangësisë së terrenit do ti marrim në funksion të shpejtësisë së matur të valëve. Moduli të prerjes dhe moduli elastik i terrenit do të merren si më poshtë:

Flish

— —

Gëlqeror

— —

$$G_{dg} = 49500000 \text{ kN/m}^2 \quad E_{gd} = 12375000$$

Pra si të dhëna për llogaritjen analitike do të kishim:

Seksioni 1. (Shkëmb gëlqëror)

Të dhëna								
Vepra	QM Gëlqëror		Terreni			Input sizmik		
R=	5.7	m	$\gamma_{\text{nat}}=$	22	KN/m3	PGA	4.1	m/s2
t=	0.4	m	Cs=	2600	m/s	PGV=	0.196	m/s
vc=	0.2		vm=	0.25		PGD	0.138	m
Ec=	27500000	KN/m2	Gm=	15160041	KN/m2	Tp=	0.16	s
Ac=	13.816	m2	Em=	37900102	KN/m2	L=	416	m
ec=	0.0035					Aa=	0.002232	
Ic=	104.62	KN/m4				Ab=	0.000386	

Seksioni 2. (Shkëmb flish i shkatërruar, zona tektonike)

Të dhëna								
Vepra	QM tektonik		Terreni			Input sizmik		
R=	6	m	$\gamma_{\text{nat}}=$	21	KN/m3	PGA	4.1	m/s2
t=	1	m	Cs=	500	m/s	PGV=	0.196	m/s
vc=	0.2		vm=	0.3		PGD	0.138	m
Ec=	27500000	KN/m2	Gm=	535168.2	KN/m2	Tp=	0.16	s
Ac=	34.54	m2	Em=	1391437	KN/m2	L=	80	m
ec=	0.0035					Aa=	0.002232	
Ic=	263.37	KN/m4				Ab=	0.000386	

Seksioni 3. (Shkëmb flish)

Të dhëna								
Vepra	QM Flish		Terreni			Input sizmik		
R=	6	m	$\gamma_{\text{nat}}=$	21	KN/m3	PGA	4.1	m/s2
t=	0.8	m	Cs=	1500	m/s	PGV=	0.196	m/s
vc=	0.2		vm=	0.3		PGD	0.138	m
Ec=	27500000	KN/m2	Gm=	4816514	KN/m2	Tp=	0.16	s
Ac=	28.1344	m2	Em=	12522936	KN/m2	L=	240	m
ec=	0.0035					Aa=	0.002232	
Ic=	221.70	KN/m4				Ab=	0.000386	

Seksioni 9. (Flish i përjruar, portali)

Të dhëna								
Vepra	QM Portal		Terreni			Input sizmik		
R=	6	m	γ_{nat} =	19.5	KN/m ³	PGA	4.1	m/s ²
t=	0.8	m	C _s =	200	m/s	PGV=	0.196	m/s
vc=	0.2		vm=	0.3		PGD	0.138	m
E _c =	27500000	KN/m ²	G _m =	79510.7	KN/m ²	T _p =	0.16	s
A _c =	26.6272	m ²	E _m =	206727.8	KN/m ²	L=	32	m
e _c =	0.0035					A _a =	0.002232	
I _c =	188.05	KN/m ⁴				A _b =	0.000386	

Sic shikohet një nga problemet më madhore është uniformizimi i ngarkimit sizmik. Meqenëse marrja e ngarkimit sizmik është marrë për shkëmb (teren A, EC8) për seksionet shkëmbore vlerat janë të njëjta. Për seksionet në dhera mbi shkëmb(portali) vlerësimi në cdo thellësi duhet të bëhet me metoda numerike (konvulsioni i valës në mjedis 1D, EERA). Në tabela është dhënë vetëm rezultati.

Për cdo seksion do të kishim:

Seksioni S-1 (zona gëlqeror)

Vale S

Shformimi aksial do të jetë:

$$\varepsilon_a = \left[\frac{0.196}{2600} \sin 45 \cos 45 \right] = \pm 0.0000376 < \varepsilon_c = 0.003$$

Meqenëse vlerat janë shumë të vogla nuk i vazhdojmë llogaritjet për kontributet e tjera.

Seksioni 3 (zona flish)

Vale S

Duke u nisur nga supozimi që këndi më i disfavorshëm është 45° në boshtin e T (nuk ka metodë që mund të përcaktohet)

Shformimi aksial do të jetë:

$$\varepsilon_a = \frac{PGV_S}{2C_S}$$

Nuk duhet ngatërruar këndi i përhapjes së planit të valës β me këndin e lëvizjes së valës " φ ".

$$C_{Sap} = \frac{V_S}{\sin \gamma_S} = \frac{1500}{1} = V_S = 1500 \text{ m/s}$$

$$\varepsilon_a = \frac{0.16}{2 \cdot 1500} = \mathbf{0.000053} < \varepsilon_c = \mathbf{0.003}$$

Meqenëse vlerat janë shumë të vogla nuk i vazhdojmë llogaritjet për kontributet e tjera.

Seksioni 9 (Flish i përjarruar, Portali)

Vale S

Shformimi aksial do të jetë:

$$\varepsilon_a = \frac{0.196}{2 \cdot 200} = \mathbf{0.00049} < \varepsilon_c = \mathbf{0.003}$$

Duke supozuar që Tuneli është tra elastik dimë se shformimi aksial maksimal merret nga kombinimi i shformimit aksial dhe kurbëzimit të tunelit:

$$\varepsilon_a = \varepsilon + r\chi$$

$$\chi = \frac{PGA}{Cap^2} = \frac{5}{200^2} = \mathbf{0.000127}$$

PGA = 5.1m/s² merret nga akselograma e zgjedhur

$$\varepsilon_a = 0.00049 + 6 \cdot 0.000127 = 0.00125 < \varepsilon_c = 0.003$$

Meqenëse vlera e shformimit doli e të njëjtit rend me shformimin maksimal të lejuar të betonit rikryejmë edhe njëherë llogaritjet duke marrë parasysh efektet e bashkëveprimit trruall strukturë.

Në mënyrë të ngjashme shformimi është i përbërë nga dy pjesë: ε_{aksial} (lëvizje e planit të valës , këndi φ në tunel) dhe $\varepsilon_{perkulje}$ (kur $\varphi_s=0 \rightarrow$ vlerë max)

Shformimet aksiale maksimale (merren për këndin $\varphi=45^\circ$)

$$\varepsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)A}{2 + \frac{E_{lc}A_c}{K_a}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{fL}{4El*Ac}$$

Vlerësimi i periodës predominuese me anë të formulës klasike.

$$T_P = \frac{4h}{c_s} \qquad T_P = \frac{4 \cdot 30}{200} = \mathbf{0.6s}$$

Meqenëse trashësia e flishit të përjarruar (mbushje mbi shkëmb bazë) nuk është vlerë fikse pasi vetitë fiziko-mekanike vijnë gradualisht duke u rritur dhe nuk bëjnë kalim të menjëhershëm, marrim T_p e spektrit Furier që i përgjigjet akselogramës dhe jo vlerën e mesipërme. Kështu do të kishim:

$$T_p = 0.26s$$

Sipas procedurës së propozuar nga AFTES do të kishim:

$$fa \cong \frac{1}{\pi} * \frac{A}{V} = \frac{1}{3.14} * \frac{5.1}{0.196} = 8.2$$

$$T_{PAFTES} = 0.12s$$

Sipas procedurës së propozuar nga M.Kamiyama do të kishim:

$$fa = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{r} * \frac{A}{V} = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{A^3 D}{V^4}} = \frac{1}{2 * 3.14} * \sqrt{\frac{5.1^3 * 0.138}{0.196^4}}$$

$$fa = 19.18$$

$$T=0.05s$$

Zgjidhim periodën natyrale predominuese të terrenit (T_p) vlerën e marrë nga spektrit Furier që i përgjigjet akselogramës së zgjidhur si input sizmik.

Gjatësia e valës ideale do të ishte:

$$L = T_p * C_s = 0.26 * 200 = 52m$$

Koeficientët e sustave

$$K_l = K_a = \frac{16\pi G_m(1-\nu_m)d}{(3-4\nu_m)L}$$

$$K_l = K_a = 345688.0734 \text{KN/m}$$

Nxjerrim amplitudën e zhvendosjes së tokës nga shformimi aksial duke supozuar një valë sinusoidale me amplitudë zhvendosje A dhe gjatësi vale L.

$$\frac{v_s}{c_s} = \frac{2\pi A}{L} = \frac{v_s}{c_s} \sin\phi \cos\phi \rightarrow A = \frac{L}{2\pi} * \frac{v_s}{c_s} \sin\phi \cos\phi =$$

$$0.0036m$$

Nga kurbatura përkulëse

$$\frac{A_s}{c^2_s} \cos^3 \phi = \frac{4\pi^2 A}{L^2} \rightarrow A = \frac{L^2}{4\pi^2} * \frac{A_s}{c^2_s} \cos^3 \phi = \mathbf{0.00127m}$$

Shformimi aksial maksimal

$$\varepsilon_{max}^a = 0.00000026$$

Forca aksiale maksimale

$$N_{max} = \frac{fL}{4} = E_{lc} * A_c * \varepsilon_{max}^a = \mathbf{207.0079013\ kN}$$

Shformimi maksimal nga përkulja

$$\varepsilon_{max}^b = 0.00096$$

Momenti përkulës maksimal

$$M_{max} = \frac{E_{lc} I_c \varepsilon_{max}^b}{R} = \mathbf{975687.7543\ kN}$$

Shformimi total (një vlerësim shumë konservativ pasi vlerat maksimale arrihen për ϕ të ndryshme dhe nuk mund të mblidhen direkt linearisht)

$$\varepsilon_{max}^{ab} = 0.00096 \ll \varepsilon_c = 0.003$$

Forca prerëse maksimale

$$V_{max} = M_{max} \frac{2\pi}{L} = \mathbf{117833.0596\ kN}$$

Me forcat e gjetura pas kombinimit me forcat nga ngarkesat e tjera bëhet llogaritje në beton sipas EC2.

Vala P

Shformimet aksiale maksimale merren për këndin $\phi=0^\circ$

$$\varepsilon_a = \left[\frac{PGV_p}{V_p} \cos^2 \phi \right] = \frac{0.196}{200} * 1 = \mathbf{0.00098}$$

Kurbëzimi

$$\chi = \frac{5}{200^2} \sin 0 * \cos^2 0 = \mathbf{0}$$

Shformimi total $\varepsilon_a=0.00098$

Kurbëzimi maksimale merren për këndin $\varphi=35^\circ$

$$\chi = \frac{5}{200^2} \sin 35 * \cos^2 35 = 0.000048$$

Shformimi aksial për kënd $\varphi=35^\circ$

$$\varepsilon_a = \frac{0.196}{200} * \cos^2 35 = 0.000657$$

$$\varepsilon_a = 0.000705 \ll \varepsilon_c = 0.003$$

Meqënëse për të dy këndet shformimi total del shumë më i vogël (një rendi më të vogël) se shformimet e lejuara nuk ka nevojë të vazhdoen llogaritjet.

3.5.2 Llogaritja në drejtimin tërthor. Deformimet ovale

Deformimet e strukturës janë të barabarta me deformimet free field

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_m)$$

Shformimi maksimal prerës

$$\gamma_{max} = \frac{v_s}{c_s} = \frac{0.196}{200} = 0.00098$$

Deformimet ne free field do të jenë:

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm 2 * 0.00098(1 - 0.3) = 0.00137 \rightarrow \Delta D = 0.0164m = 1.64cm$$

Nesë do të marrim parasysh bashkëveprimin truell strukturë do të kishim:

Rrëshqitje e plotë

Koeficienti i fleksibilitetit F

$$F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)R^3}{6E_lI(1+\nu_m)} = \frac{206727(1-0.2^2)6^3}{6*27500000*0.0425(1+0.3)}$$

$$F=4.68$$

Koeficienti reagimit të strukturës

$$K_l = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m} = \frac{12(1-0.3)}{2*F+5-6*0.3}$$

$$K_l=0.668374389$$

Deformimi oval

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{1}{3} K_l F \gamma_{max}$$

$$\frac{\Delta D}{D} = 0.001012436 \rightarrow \Delta D = 0.01214m = 1.214cm$$

Forcat e brendëshme për një rrip 1m.

$$N_{max} = \pm \frac{1}{6} K_l \frac{E_m}{(1+\nu_m)} R \gamma_{max} = \pm \frac{1}{6} 0.66 \frac{206727}{(1+0.3)} 6 * 0.00098$$

$$N_{max}=104.1559525KN$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_l \frac{E_m}{(1+\nu_m)} R^2 \gamma_{max}$$

$$M_{max}=624.7107292KNm$$

Rrëshqitje e penguar

Ndryshon vetëm llogaritja e forces normale mbi rrip.

$$k_2 \cong 1.5$$

$$N_{max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} R \gamma_{max} = \pm 1.5 \frac{206727}{2(1+0.3)} 6 * 0.00098$$

$$N_{max}=711.8939KN$$

Me forcat e gjetura pas kombinimit me forcat nga ngarkesat e tjera bëhet llogaritje në beton sipas EC2 për rripin 1m.

3.5.3 Llogaritje për zhvendosje të përhershme

Meqënëse për rastin tonë nuk mund të bëjme lidhje të drejtpërdrejtë midis vijës tektonike dhe një shkarje aktive që mund të gjenerojë tërmet nuk kemi zhvendosje të përhershme.

3.5.4 Llogaritje për prerjeve gjeologjike të përmbysura me ndryshime të mëdha te formacionit në drejtim gjatësor

Seksioni S9' (zona pranë portalit Murriz)

Formula e thjeshtuar e dhënë nga Liu&M.J. O'Rourke shërben vetëm për depozitime të buta mbi ato të forta me formë gjeometrike të përcaktuar. Në rastin tonë forma gjeometrike nuk përputhet dhe këto formula nuk mund të zbatohen.

Përjasja L. Scandella. Edhe në këtë rast formulat shërbejnë vetëm për depozitime të buta mbi ato të forta por për disa forma gjeometrike një prej të cilave i përgjigjet konfiguracionit nga ana e Murrizit.

Shformimi maksimal në këtë rast do të jetë.

$$PGSa = r \frac{PGV}{V_s} \left[F1 \left(\frac{x}{l}, \alpha \right) + F2 \left(\frac{x}{H}, \alpha \right) \right]$$

$$r = \frac{1-n}{1+n}$$

$$n = \frac{\rho_d V_{sd}}{\rho_s V_{ss}}$$

$n=0.068$; $r=0.872$

vlera e funksioneve $F1+F2$ merren në formë grafike duke konsideruar $L=4x$, dhe $H=4x$ si vlera ekstreme pas të cilave funksionet nuk ndryshojnë.

Për rastin tonë do të kishim $F1+F2=0.2$

$PGSa=0.00017 << 0.003$

Shformimet dalin shumë të vogla dhe përballohen lehtësisht nga betoni.

Seksionin S2 të zonës tektonike megjithëse sipas rekomandimeve mund ta llogaritim për shkëmb me kënd 90° nga rezultatet shikohet se nuk mund ta llogaritim analitikisht dhe do ta llogaritim me metoda numerike.

III.6 Llogaritja numerike

Për llogaritjet numerike kemi përdorur programin “*PLAXIS 2D*”.

Modeli gjatësor përdoret për të llogaritur shformimet aksiale, deformimet dhe për të gjeneruar një ngarkim sizmik për modelet tërthore duke marrë në konsideratë bashkëveprimin truall-strukturë dhe influencën e ndryshimeve (heterogjeniteteve) të

mëdha në modifikimin e historive kohore të nxitimit. Modeli është 2800m i gjatë me një lartësi maksimale 1000m. ai është diskretizuar në 1668 elementë të fundëm trekëndore me 15pika karakteristike me gjatësi 48m($<1/4-1/8$ gjatësisë së valës). Në PLAXIS për llogaritje dinamike mund të përdorim cdo ligj sjellje të materialit por për modele të mëdha edhe materiali më i thjeshtë elasto-plastik (*Mohr-Coulomb*) jep rezultate të sakta. Ligjet e avancuara të sjelljes së materialit janë të vetme që mund të stimulojnë efektet lokale por këto efekte dominojnë në shtresat afër sipërfaqes duke zënë kështu një pjesë shumë të vogël në modelet gjatësore të shkallës së madhe. Parametrat e sjelljes së materialit janë konsideruar konstante dhe janë vlerësuar nga prova në terren, prova laboratorike dhe gjeofizike. Veshja e tunelit është modeluar si tra elasto-plastik me shtangësi ekuivalente aksiale dhe përkulëse (EA,EI) sipas dy seksioneve tërthore kryesore. Bashkëveprimi truall-strukturë është modeluar me anë të elementëve “interface” me hipotezën pa rrëshqitje midis strukturës dhe terrenit. Fazat e ekzekutimit të tunelit dhe ujrat nëntokësorë nuk janë marrë parasysh. Kufijtë e modelit në PLAXIS krijohen me anë të kufijve thithës me shuarje. Këta kufij japin rezultate të njëjta me kufijtë me elementë infinit që përdoren nga kalime në shkallë të madhe në ato në shkallë të vogël(domain reduction). Në modelin tonë koeficientët e relaksimit që përcaktojnë sforcimet normale (c_1) dhe prerëse (C_2) që thithen nga shuarësit në kufij janë marrë 1 dhe 0.25. në rastin tonë konditat gjeologjike janë shkëmb i shkatëruar- shkëmb dhe kështu koeficientet Reyleigh të shuarjes së materialit janë marrë në vlerat e paracaktuar ($a_R=b_R=0$). Modeli gjatësor është paraqitur në figurën e mëposhtme.

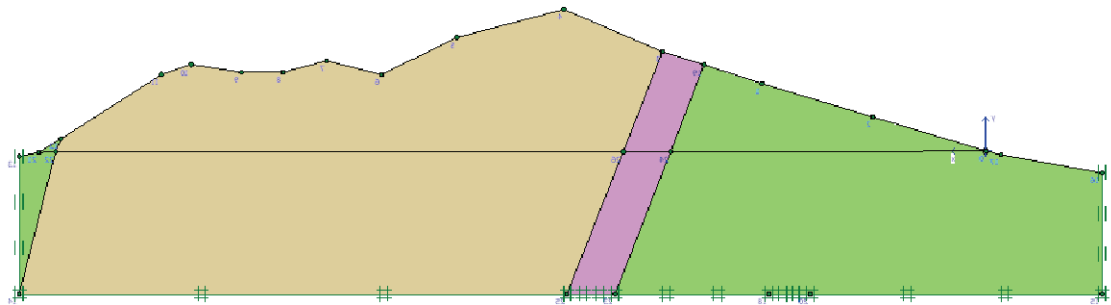


Fig. III-16. Modeli llogaritës në drejtimin gjatësor. Formacionet e flishit janë me ngjyrë jeshile ndërsa ato gëlqerore me ngjyrë bezhe.

Duke zgjedhur pika të ndryshme për paraqitje grafike marrim historitë kohore që shërbejnë si input sizmik në llogaritjen në drejtimin tërthor.

Në drejtimin tërthor kemi bërë 5 modele, dy për formacionet flishore, një për formacionet gëlqerorë, një në zonën tektonike dhe një në portalin e djathtë. Modeli tërthor për thellësi maksimale në formacione flishore (280m) është paraqitur në figurën 3.19 . Ky model ka 359 elementë të fundëm me 15pika karakteristike me gjatësi mesatare elementi 38m($<1/4-1/8$ gjatësisë së valës). Madhësia e elementit të fundëm vjen duke u zvogëluar afër strukturës së tunelit. Ligji i sjelljes së materialit me anë të të cilit në programin PLAXIS mund të modelohet më mirë terreni në një llogaritje dinamike është “Terren me ngurtësim me shformime të vogla(Hardening soil with small strain stiffness)” sepse ai mund të stimulojë sjellje të histerezisë së

terrenit dhe varësinë e shtangësisë nga niveli i sforcimeve. Në rastin tonë si pasojë e të dhënave të pakta për të ndërtuar kurbat e varësisë së sforcimeve prerëse nga shformimet e vogla prerëse ciklike ne kemi gjeneruar edhe një model të thjeshtë elasto-plastik(mohr-Coulomb) për të bërë krahasimin. Koeficientët Reyleigh të shuarjes së materialit janë marrë vlerat $\alpha R=0.08$ $\beta R=0.0042$. për modele të shkallës së vogël meqënëse në modelin gjatësor kemi marrë në konsiderate vetëm efektet e kalimit të valës duhet detyruesisht të marrim në konsideratë shuarjen e materialit. Vlerat e koeficientëve Reyleigh janë marrë duke supozuar të njëjtën shuarje(z) për frekuencën natyrale të terrenit(w_1) dhe frekuencën predominuese të lëkundjes llogaritëse(w_2). Aspektet e tjera të modelimit janë të njëjta me modelin në drejtimin gjatësor.

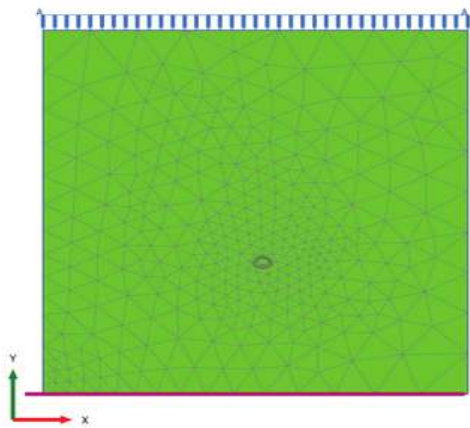


Fig. III-17. Modeli transversal i tunelit

Për krahasim kemi bërë edhe një llogaritje të thjeshtuar dinamike, tra mbi bazament elastik me susta gjatësore dhe tërthore cdo 50m. Ligji i sjelljes së sustave është marrë nga rekomandimet AFTES. Në të gjithë modelet është bërë llogaritje vetëm për lëvizje tranzitore.

Për cdo model janë marrë shformimet, deformimet, sforcimet dhe forcat e brëndëshme në strukturë. Në modelin gjatësor mund të kontrollojmë, stabilitetin global, shformimet, sforcimet në terren, deformimet e strukturës së tunelit si dhe historitë kohore të shpejtimit në rastin me dhe pa bashkëveprim.

Për historitë kohore një diferencë prej rreth 20% është vërejtur në rastin kur merret parasysh bashkëveprimi me rastin kur nuk merret parasysh(fig. 3.20).

Në modelin gjatësor për zonën e portalit të majtë si pasojë e afërsisë me kufijtë janë vërejtur shformime jo reale dhe si pasojë nuk janë marrë parasysh.

Në modelet tërthore mund të merren direkt forcat e brëndëshme në strukturën e tunelit. kështu psh. për seksionin në flish vlerat mbështjellëse maksimale të momentit perkulës për gjithë zgjatjen e ngarkimit sizmik janë 300KNm. Këto forca sizmike shtesë janë afërsisht 75-85% të forcave statike në formacionet flishore dhe 10-12% të forcave statike në formacionet gëlqerore.

Disa nga rezultatet janë të paraqitura në figurat e mëposhtme.

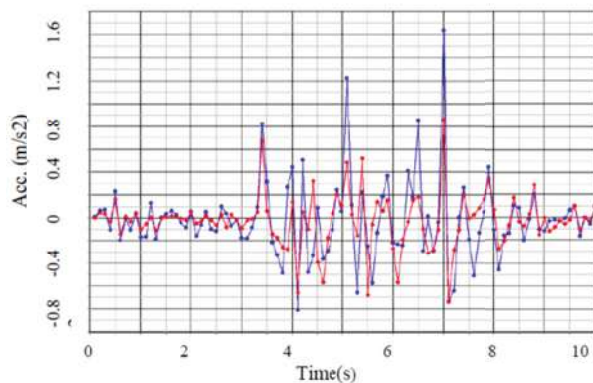


Fig. III-18 Krahësimi i historive kohore të nxitimit për free-field (blu) dhe të kushteve të ndërveprimit të strukturës me truallin (i kuq)

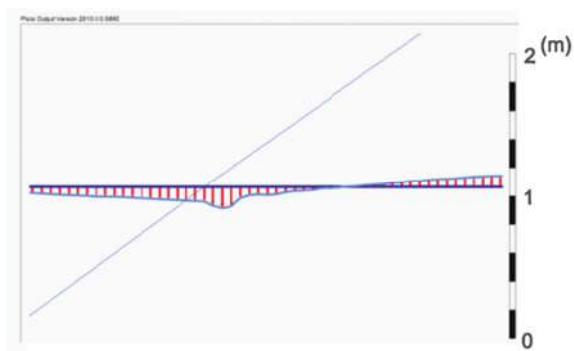


Fig. III-19. Deformimet e tunelit në zonën e kontaktit .Vlera max në zonën e kontaktit 5.7cm

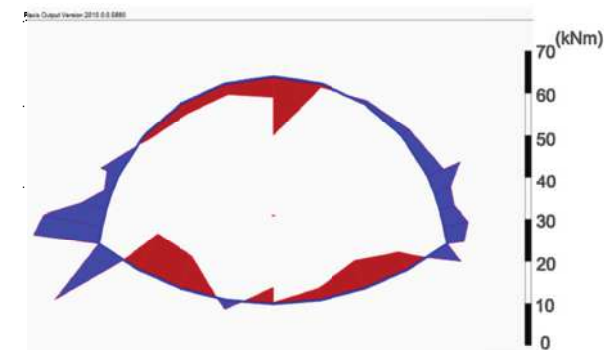


Fig. III-20. Momente në vijën e tunelit për seksionin tërthor në fund të fazës së ngarkimit sismik. Momenti max 80kNm në fund të anës anësore të majtë. Momenti max (mbështjelles) i arritur për vlerë maksimale të nxitimit (PGA) është 300kNm

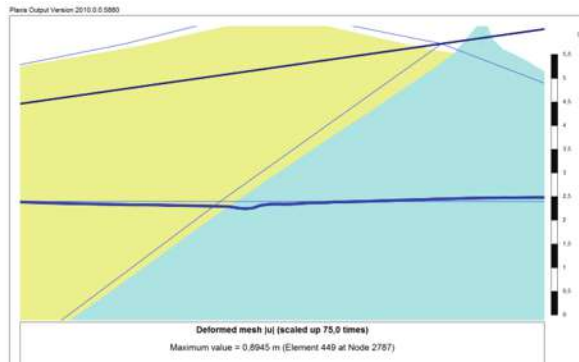


Fig. III-21. Deformimet në tunel

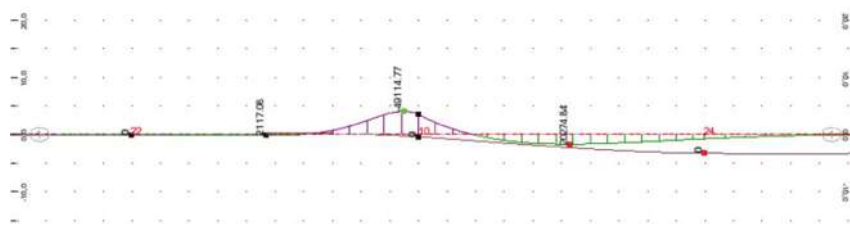


Fig. III-22. Deformimet dhe momentet në modelin tra mbi susta

IV. Konkluzione dhe rekomandime

Duke analizuar historitë kohore të nxitimit shihet se kur kemi kushte të përmbysura, shkëmb mbi terrene të dobëta diferencat për kontributin e ndryshimeve të mëdha të vetive fiziko-mekanike nuk mund të vlerësohen saktë me anë të një shumëzuesi shkalle.

Vlerat e shformimeve të pikut që merren nga llogaritjet numerike nuk përkojnë me vlerësimet analitike të dhena nga M.J O'Rourke&Liu 1999 dhe L. Scandella.

Diferencat mund të vlerësohen me saktësi vetëm në rastet e tuneleve afër sipërfaqes dhe konfiguracione dhera mbi formacione shkëmbore me diferenca shumë të mëdha të vetive fiziko-mekanike. Për tunelet që nuk plotësojnë kushtet e mësipërme për çdo rast duhet të bëhen analiza numerike 2D në drejtimin gjatësor për të marrë parasysh të gjitha efektet dhe gjeneruar histori kohore të shpejtimit reale.

Nga analizimi i rezultateve të metodologjise së propozur shikohet që:

1. Profili gjatësor i zhvendosjeve të aksit të tunelit i cili paraqet formën e saktë të deformimit është konsistent me pritshmërine teorike. Krahësimi i tij me zhvendosjet në mjedis të lirë do të na tregojë influencën e bashkëveprimit truall-tunel.
2. Madhësitë e zhvendosjeve dhe forcave të brendëshme janë konsistente me pritshmërine teorike.
3. Si në drejtimin gjatësor ashtu edhe në atë tërthor metodologjia numerike jep forca shumë më të vogla(>2herë) se metodat analitike ose dinamike të thjeshtuara si rezultat i vlerësimit më të saktë të bashkëveprimit truall-strukturë dhe marrjes së një historie kohore të nxitimit që i përgjigjet efekteve 3D rastit konkret.

Për praktiken e projektimit të tuneleve në Shqipëri ($M_w < 6.5$) arrijmë në përfundimin që për një tërmet llogaritës do të kemi:

- në formacione të mira shkëmbore forcat sizmike shtesë do të jenë shumë të vogla dhe nuk do të shkaktojnë dëmtime (ds1)
- në formacione shumë të dobëta shkëmbore ose dhera forcat sizmike shtesë do të influencojnë llogaritjen e veshjes së tunelit por ato do të jenë brenda madhësive normale për seksionet e tuneleve rrugor. Në rast se këto forca nuk do të merren parasysh në këta tunele do të vërehen dëmtime të lehta (ds2).

- Në zonat e kontaktit të formacioneve të forte me formacione të dobëta forcat sizmike shtesë dhe deformimet do të jenë shumë të mëdha dhe për ti përballuar ato duhet të realizohen detaje të vecanta si veshje me shtresa shuarëse, fuga speciale deformimi ose nyje plastike. Nëse masa të tilla nuk do të merren në tunelet në këto lloj formacionesh do të ndodhin dëmtime nga mesatare deri të rënda (ds3-ds4).

Në bazë të studimit teorik të dhënë në relacion dhe aplikimit numerik për analizën numerike të tuneleve duhet zbatuar metodologjia e mëposhtme:

1. Zgjedhja ngarkimit sizmik

- Nxerrja e PGA nga studime probabilitare të rrezikut (PSHA) për periode kthimi $T_R=950$ vjet
- Ndërtimi i spektrit të reagimit
- Zgjedhja e akselerograme reale kompatibel me spektrin dhe mekanizëm fokal të përshtatshëm⁽¹⁾.
- Ndërtimi i një akselerograme artificiale krahasuese për kondita: a) afër burimit, b) larg burimit
- Dekonvulzioni i akselerogramave në shkëmbit bazë me analiza 1D lineare për kolona trrualli të përshtatshme⁽²⁾.

2. Kalibrimi i parametrave të modelit numerik

- Zgjidhje 1D për seksionet përfaqësuese të veprës me shtresa reale. Merren faktoret e amplifikimit, spektri, frekuencat percaktuese, shuarja⁽³⁾.
- Zgjidhja 2D në modele lineare Hx8H me shtresa reale horizontale që të kemi rezultate të njëjta me zgjidhjen 1D. (Ndryshohen parametrat e materialit që në iteracionin e fundit të merren spektri dhe faktori amplifikimit nga shkëmb bazë në sipërfaqe.)⁽⁴⁾.
- Në të njejtin model 2D bëhet zgjedhja e parametrave të analizës numerike (tipi dhe koeficientet e kufijve, madhësia EF, konstantet e integritit, hapi kohor i integritit) që të kemi rezultate të njëjta me rezultatin përfundimtar me pikën 2.1⁽⁴⁾.
- Zgjidhja 2D për modelet e pikës 2.2/2.3 për sjellje të avancuara të materialit, Material me ngurtësim të vogël HDSMS, material me zbutje (Soft Soil Model) për të marrë shuarjen reale dhe degradimin ciklik të materialit⁽⁵⁾.

3. Llogaritja gjatësore

- Me parametrat e marrë në fazën e dytë(2.4) dhe ngarkimin sizmik të fazës së parë (1.5) bëjmë llogaritjen për konfiguracionin e plotë gjeologjik të tunelit për rastin me strukturë dhe pa strukturë.
- Merret nga modeli me dhe pa strukturë në pika karakteristike historia kohore e nxitimit
- Nxirren nga modeli me strukturë forcat e brëndëshme, deformimet dhe shformimet për ngarkim gjatsor të tunelit. (valë P dhe valë S horizontale sipas aksit të tunelit)

4. Llogaritja tërthore

- Në model real 2D me ngarkim nga akselerograma marrë në pikën 3.2 për sjellje materiali të avancuara kalibruar ne modelin 2.4 në prani të strukturës së tunelit duke marrë parasysh bashkëveprimin trruall-strukturë bëhet llogaritja sizmike e tunelit për valë tërthore.

Shpjegime të indekseve:

1. Siç është shpjeguar në relacion nga katalogu(database) i tërmeteve të forta duke patur parasysh tërmetet më të mundshëm reale që mund të ndikojnë në vendin e ndërtimit. Gjithashtu në zgjedhjen e tërmetit real duhen marrë parasysh variacioni dhe ndjeshmëria ndaj çdo parametri të lëkundjes. Shih në detaje nënkapitullin 2.1.1 dhe aneksin A.
2. Matjet janë të bëra në sipërfaqe, ligjet e trasmetimit të valës janë lineare(attenuation) dhe PGA nga analiza e rrezikut merret për truall tip A (outcrop) prandaj duhet kaluar në historitë kohore të nxitimit në thellesinë e modelit.
3. Zgjidhje me software si EERA,NERA,DEEPSOIL në fushën e frekuencave.
4. Në këtë pikë procesi është iterativ. Zgjidhen fillimisht karakteristikat e materialit psh në funksion të Vs dhe sipas shpjegimeve të dhëna në aneks B. Me këto parametra bëhet zgjidhje në fushën kohore dhe rezultatet krahasohen me zgjidhjet 1D në fushën e frekuencave. Nëse faktori i amplifikimit dhe spektri përputhen pranohen parametrat e zgjedhur në rast të kundërt me tentativë zgjidhen parametra të tjerë dhe ribëhet zgjidhja derisa të kemi përputhje të pranueshme të rezultateve.
5. Në këtë pikë procesi është iterativ. Zgjidhen fillimisht karakteristikat e materialit me sjellje të avancuar psh Material me ngurtësim të vogël HDSMS ose Soft Soil model dhe sipas shpjegimeve të dhëna në aneks B merren parametrat. Me këto parametra bëhet zgjidhje në fushën kohore dhe rezultatet krahasohen me zgjidhjen 1D jolineare në fushën kohore. Nëse faktori i amplifikimit dhe spektri përputhen pranohen parametrat e zgjedhur në rast të kundërt me tentativë zgjidhen parametra të tjerë dhe ribëhet zgjidhja derisa të kemi përputhje të pranueshme të rezultateve.
6. Një vale SV mund të analizohet në 4 valë: P drejtimin terthor, S drejtimin terthor (për të cilën bëhet llogaritja terthore, P,S drejtimi gjatësor. Marrja parasysh bashkëveprimet do të eliminojë hipotezën e marrjes së vlerave maksimale për çdo tip vale dhe mbledhjen e tyre linearisht.

Studimi i konditave të shkarjeve të përmbysura (shkëmb mbi dhera) për të adaptuar ekuacionet e shformimeve të pikut dhe marrjen parasysh të inkoherencave hapësinore do të përbëjë një nga objektivat tona në të ardhmen.

V. Referenca

- Abrahamson N.A., (2003), “Model for strains for transient ground motion”, Proceedings of the workshop on the effects of earthquake-induced transient ground surface deformations at-grade improvements, CUREE. N. EDA-04, Oakland, CA, USA.curee.org/projects/EDA/docs/CUREE-EDA04.pdf.
- AFPS/AFTES, (2001), “Guidelines on earthquake design and protection of underground structures”, Working group of the French association for seismic engineering (AFPS) and French tunneling association (AFTES), Version 1, May.
- ALA (American Lifelines Alliance), (2001), “Guidelines for design of buried steel pipe”, ASCE - FEMA.
- Anderson H.J. & Jacson J., (1987), “Active tectonics of the Adriatic region”, J.R. Astron. Soc., 91, 937-989.
- Ando H., Sato S., Takagi N., (1992), “Seismic observation of a pipeline buried at heterogeneous ground”, Proceedings of the tenth world conference on earthquake engineering, Balkema, Rotterdam, 5563-5567.
- Aydan O., Ulusay R., Kumsar H., Tunkay E., (2000), “Site investigation and engineering evaluation of the Düzce-Bolu earthquake of November 12, 1999”, TDV, 220 pp.
- Bardet J.P. & Davis C.A., (1999), “Response of large-diameter buried pipes to earthquakes”, Earthquake Geotechnical Engineering, Seco & Pinto (ed.), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 1163.
- Bielak J., Loukakis K., Hisada Y., Yoshimura C., (2003), “Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, part I: theory”, Bulletin of Seismological Society of America Vol. 93, N. 2, 817-824.
- G. Bouckovalas, N.T.U.A Lessons, 2010
- Cauzzi C., (2002), “Studio delle deformazioni indotte sulle condotte interrato in terremoti violenti nel territorio comunale di Catania”, Thesis for the degree of environmental engineer, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Italy.
- Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines.
- Chen W.W., Shish B., Chen Y.C., Hung J.H., Hwang H.H., (2002), “Seismic response of natural gas and water pipelines in the Ji-Ji earthquake”, Soil Dynamics and Earthquaker Engineering, 22, 1209-1214.

- Corigliano M., (2007), “Seismic response of deep tunnels in near fault conditions”, PhD thesis, Politecnico di Torino, Department of structural and geotechnical engineering.
- Corigliano M., Lai C.G., Barla G., (2006), “Seismic response of rock tunnels in near-fault conditions,” Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, paper N. 998 , September 3-8, Geneva, Switzerland.
- Corigliano M., Scandella L., Barla G., Lai C. G., Paolucci R., 2007. Seismic analysis of deep tunnels in rock: a case study in southern Italy. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece.
- Dowding, C.H., Rozen, A., (1978), “Damage to rock tunnels from earthquake shaking”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104 (2), 175-191.
- Erdik M., (2000), “Report on 1999 Kocaeli and Düzce (Turkey) earthquakes”, Department of Earthquake Engineering, Boğaziçi University, Istanbul, Turkey, <http://www.koeri.boun.edu.tr/earthq/Kocaelireport.pdf>.
- Eurocode 1. Action on Structures
- Eurocode 7. Geotechnical design
- Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance, part 4: Silos, tanks and pipelines.
- Faccioli E., (2006), “Seismic hazard assessment for derivation of earthquake scenarios in Risk-UE”, Bulletin of Earthquake Engineering, Special Issue: Earthquake Scenarios for European Cities- the Risk-UE Project, Vol. 4, N. 4, 341-364. Faccioli E., Maggio F., Quarteroni A., Tagliani A., (1996), “Spectral-domain decomposition methods for the solution of acoustic and elastic wave equation”, Geophysics, 61, 1160-1174.
- Faccioli E., Maggio F., Paolucci R., Quarteroni, A., (1997), “2D and 3D elastic wave propagation by a pseudo-spectral domain decomposition method”, Journal of Seismology, 1, 237-251.
- Faccioli E., Paolucci R., Pessina V., (2002), “Engineering assessment of seismic hazard and along period ground motions at Bolu viaduct site following the November 1999 earthquake”, Journal of Seismology, Vol. 6, 307-327.
- Hariri-Ardebili , Mirzabozorg, 2013; “A comparative study of seismic stability of coupled arch dam foundation reservoir systems using infinite

elements and viscous boundary models” ; Int. J. Str. Stab. Dyn. Vol 13, 1350032 DOI: 10.1142/S0219455413500326

- Hashash Y.M.A., Hook J.J., Schmidh B., Yao J.I-C., (2001), “Seismic design and analysis of underground structures”, Tunneling and Underground Technology 16, 247-293.
- Hisada Y. & Bielak J., (2003), “A theoretical method for computing near fault ground motion in a layered half-spaces considering static offset due to surface faulting, with a hysical interpretation of fling step and rupture directivity,” Bulletin of Seismological Society of America, 93 (3), 1154-1168.
- Kuka N, Sulstarova E, Duni LI, Aliaj Sh.; “Seismic Hazard assessment of Albania using the spatially smoothed seismicity approach”; International Conference in Earthquake Engineering; Skopje26-29 August; 2003.
- Lessloss, (2005), Deliverable 83 - “Technical report on the creation of earthquake ground shaking scenarios appropriate to lifelines system with example of application to selected urban areas (Part 1). Sub-Project 11 - Earthquake disaster scenario predictions and loss modelling for infrastructures”, Lessloss project - Risk mitigation for earthquake and landslides integrated project - Project No.: GOCE-CT-2003- 505488.
- Lessloss, (2006), Deliverable 87 - “Technical report on the evaluation of earthquake ground deformations, with applications to representative geological configurations of selected cities. Sub-Project 11 – Earthquake disaster scenario predictions and loss modelling for infrastructures”, Lessloss Project - Risk mitigation for earthquake and landslides integrated project - Project No.: GOCE-CT-2003-505488.
- Lessloss, (2006), Deliverable 89 - “Technical report on the assessment of vulnerability functions for pipelines, shallow tunnels and waterfront structures. Sub-Project 11 – Earthquake disaster scenario predictions and loss modelling for infrastructures”,
- Lessloss Project - Risk mitigation for earthquake and landslides integrated project -Project No.: GOCE-CT-2003-505488.
- Lessloss, (2006), Deliverable 116 - “Technical Report on the creation of earthquake ground shaking scenarios, including 2D calculations, appropriate to lifelines systems *246 Numerical evaluation of transient ground strains for the seismic response analysis of underground structures* with examples of application to selected urban areas (Part 2) - Sub-Project SP11 – Earthquake disaster scenario predictions and loss modeling for infrastructures”,

- Liu X. & O'Rourke M.J., (1997a), "Seismic ground strain at sites with variable subsurface conditions", Computer methods and Advanced in Geomechanics, J.X. Yuan, ed., A.A. Balkema, 2239-2244.
- Loukakis K. & Bielak J., (1994), "Seismic response of two dimensional sediment-filled valleys to oblique incident SV-waves calculated by the finite element method", Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July, Chicago, Illinois, Vol. III, 25-34.
- Owen, G.N. & Scholl, R.E., (1981) "Earthquake engineering of large underground structures, prepared for the Federal Highway Administration", FHWA/RD-80/195, 279p, URS/John A. Blume and Ass.
- Ervin Paçi, Hektor Cullufi, Arben Dervishaj; "Seismic Design of "Qaf Murrizi" Tunnel. The Design of Tunnels in Heterogeneous Areas". Journal of Journal of Civil Engineering and Architecture, Volume 2, Number 10, Predicted February 2014, ISSN 1934-7359, USA
- Ervin Paçi, Hektor Cullufi, Arben Dervishaj; "Studimi Rrezikut Sizmik te Nje Zone Urbane Sipas Rekomandimeve te Eurokodit". Buletini i shkencave teknike, 2013
- Paolucci R. & Pitilakis K.D., (2007) "Seismic risk assessment of underground structures under transient ground deformations", K.D Pitilakis ed., Earthquake Geotechnical Engineering, Springer, 433-459. Power M., Rosidi D., Kaneshiro J., Gilstrap S., Chiou S.J., (1998), "Summary and evaluation of procedures for the seismic design of tunnels", Final Report for Task 112-D-5.3, MCEER Highway Project, Sponsored by US Department of Transportation, Federal Highway Administration, FWHA Contract Number DTFH61-92-C-00112.
- Park, D. and Hashash, Y.M.A. (2004), "Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis". Journal of Earthquake Engineering, Vol.8, No.2, pp.249-274
- Park D, Sagong M, Kwak D, Jeong Ch; 2009 "Simulation of tunnel response under spatially varying ground motion"; Soil dynamic and earthquake engineering No.29, pp1417-1421
- Plaxis Dynamics, Geotechnical program, 2011
- Raptakis D., Makpa K., Anastasiadis A., Pitilakis K., (2004), "Complex site effects in Thessaloniki (Greece): II. 2S SH modelling and engineering insights", Bulletin of Earthquake Engineering, 2, 301-327.
- Rexel 3.3(beta); Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures; Iervolino I, Galasso C. Chioccarelli E, 2008-2013

-
- Scandella L, 2007; “Numerical evaluation of transient ground strains for the seismic response analysis of underground structures”; Tesi di Dottorato di Ricerca
 - Seed H.B. & Idriss I.M., (1970), “Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses”, Report n. UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research centre, University of California, Berkeley, California.
 - Seismosoft programs Suite, 2012
 - St John C.M. & Zarah T.F., (1987), “Aseismic design of underground structures”, Tunneling and Underground Space Technology 2, 165-197.
 - Stupazzini, M., (2004), “A spectral element approach for 3D dynamic soil-structure interaction problems”, PhD Thesis, Politecnico di Milano, Department of Structural Engineering, Italy.
 - Takada S., Hassani L., Fukuda K., (2002), Damage directivity in buried pipelines of Kobe city during the 1995 earthquake, Journal of Earthquake Engineering, 6, N. 1, 1-15.
 - Wang J.J., (1993), “Seismic design of tunnels“,
 - Zerva A, (2003), “Transient seismic ground strains: estimation, modeling and simulation”, Proceedings of the workshop on the effect of earthquake-induced transient ground surface deformations on at grade improvements, CUREE publication N. EDA-04, <http://curee.org/projects/EDA/docs/CUREE-EDA04.pdf>, Oakland, California

VI. ANEKSE

Aneks A

A.1 *Tipet e valëve dhe karakteristikat e tyre.*

Gjatë ndodhjes së një tërmeti përhapen valë sizmike të tipeve të ndryshme. Tipet kryesore të valëve sipas mjedisit ku përhapen ndahen në valë volumore dhe valë sipërfaqësore.

Valët volumore janë ato valë që përhapen në brendësi të tokës. Ato janë dy tipesh. Valë gjatësore (p) që përmbledhin cikle ngjeshje çngjeshje te njëpasnjeshme të materialit përmes së cilit kalojnë. Lëvizja e grimcave të materialit përmes së cilit kalon vala gjatësore është paralel me drejtimin e lëvizjes së valës. Vala tërthore (s) ose sic quhen valet prerësë shkaktojnë shformime prerësë në materialin përmes së cilit ato kalojnë. Lëvizja e grimcave të materialit përmes së cilit kalon vala tërthore është pingul me drejtimin e lëvizjes së valës. Drejtimi i lëvizjes së grimcës mund të përdoret për ti ndarë valët tërthore (s) në dy komponentë, SV valë tërthore vertikale, SH valë tërthore horizontale.

Shpejtësia e përhapjes së valëve është proporcionale me shtangësinë e materialit dhe meqë materiali është më i shtangët në ngjeshje valët gjatësore kanë shpejtësi më të madhe se ato tërthore.

Në mënyrë grafike po paraqesim tipet e lëvizjes sizmike.

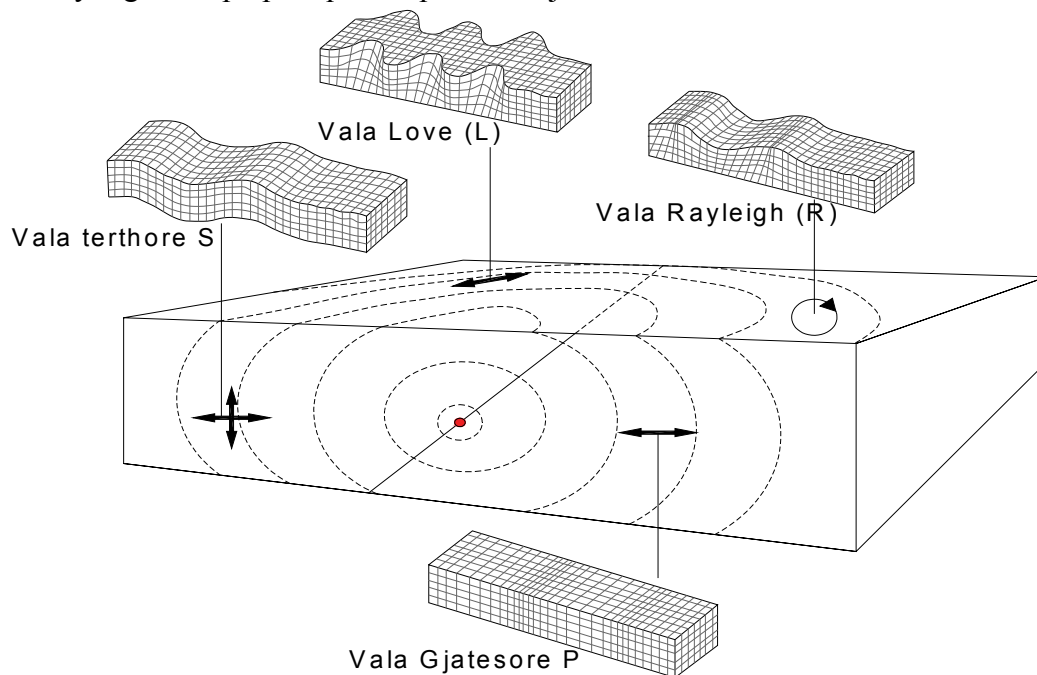


Fig. VI-1. Tipet e valëve sizmike

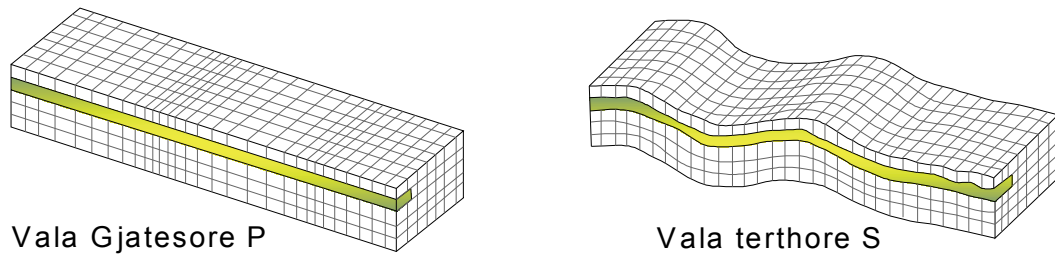


Fig. VI-2. Lëvizjet e grimcave në valët P dhe S

Nqs do te shihnim më në detaj grafikisht do të kishim:

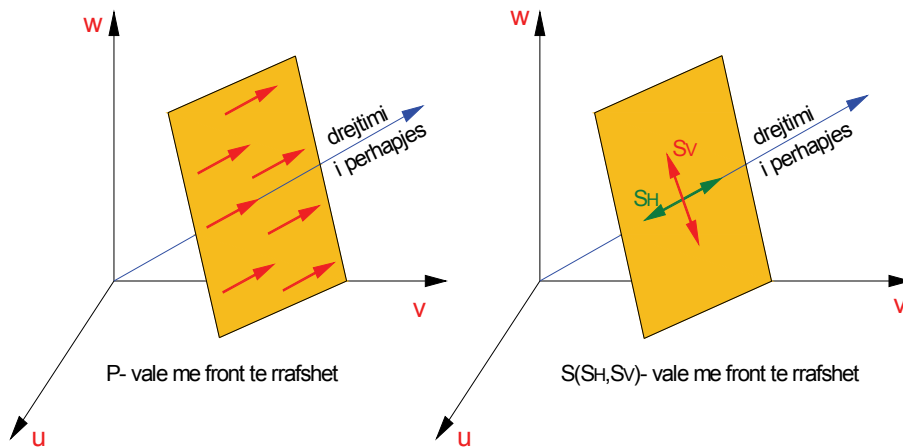
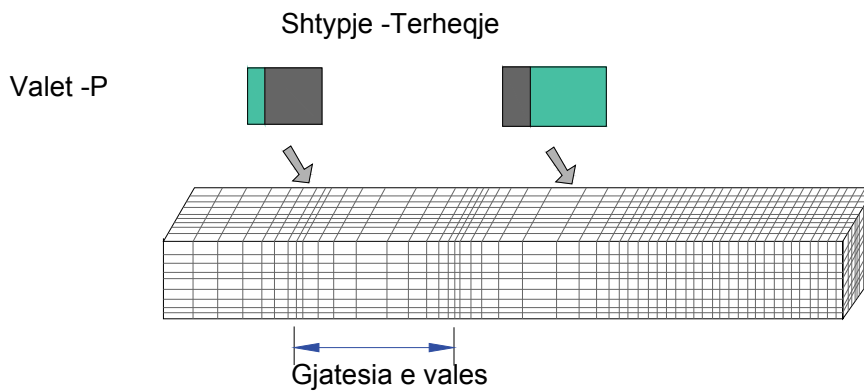


Fig. VI-3. Paraqitje skematike e planit të valës dhe lëvizjes së grimces



Valet -S

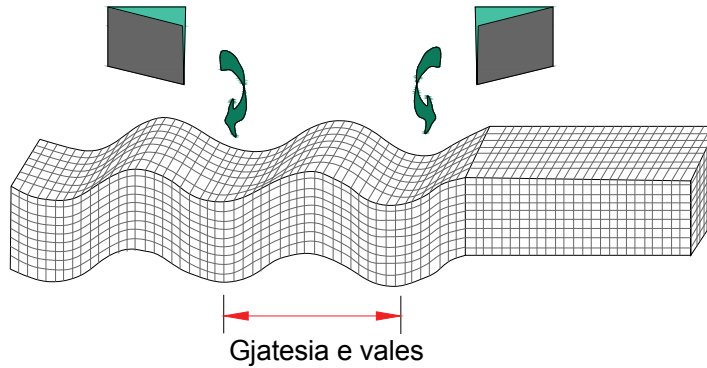


Fig. VI-4. Deformimet në lidhje me planin e valës për vale P dhe S

Valët sipërfaqesore rezultojnë nga ndërveprimi i valëve volumore, sipërfaqes dhe shtresave sipërfaqësore të tokës. Ato përhapen në sipërfaqe me amplitudë që shuhet shumë shpejt në rendin eksponencial në thellësi. Nga vetë natyra e tyre ato mund të shfaqen larg burimit të tërmetit dhe në një distance rreth 2 herë thellësia e kores së tokës në burim janë ato që japin lëkundjen maksimale. Valët sipërfaqësore më të rëndësishme janë valët Rayleigh dhe Love. Valët Rayleigh lindin nga bashkëveprimi i valëve (P) dhe SV me sipërfaqen. Ato kanë lëvizje si vertikale ashtu edhe horizontale të grimcës. Valët Love lindin nga bashkëveprimi i valëve SH me shtresat e buta sipërfaqësore. Ato kanë vetëm lëvizje horizontale të grimcës.

Valët Rayleigh R karakterizohen nga një lëkundje kundër eliptike e grimcës në planin vertikal me komponenten horizontale paralel me drejtimin e përhapjes së valës dhe valë Love (L) me lëkundje të grimcës në planin horizontal pingul me drejtimin e përhapjes së valës.

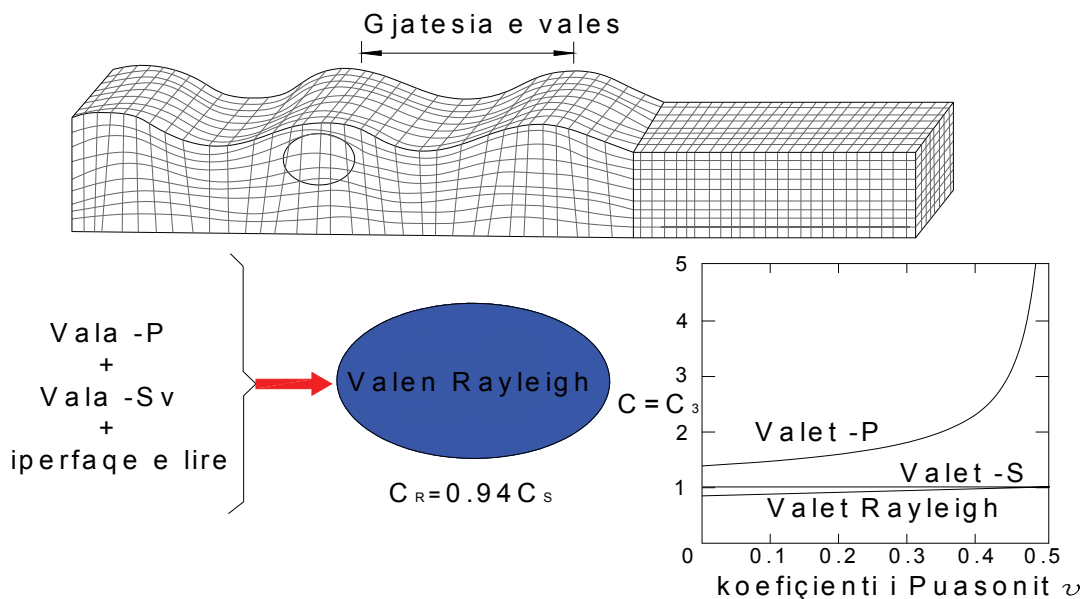


Fig. VI-5. Lëvizjet e grimcave në valët Rayleigh

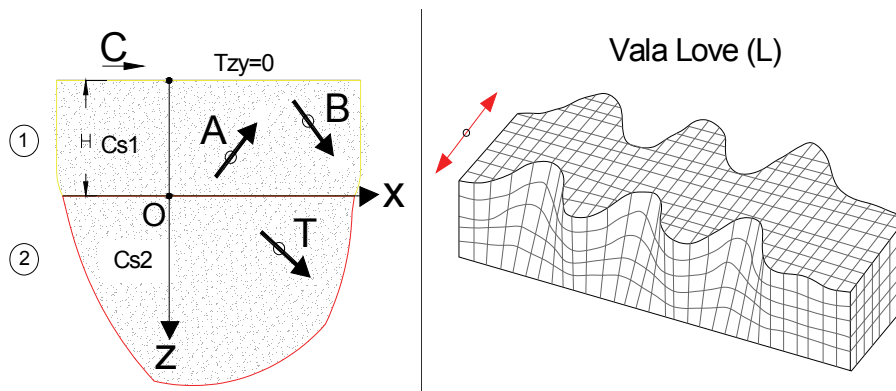


Fig. VI-6. Lëvizjet e grimcave në valët Love në terrene të shtresëzuar
(valë SH të bllokuara në shtresat e sipërme të buta të një profili gjeologjik jo uniform)

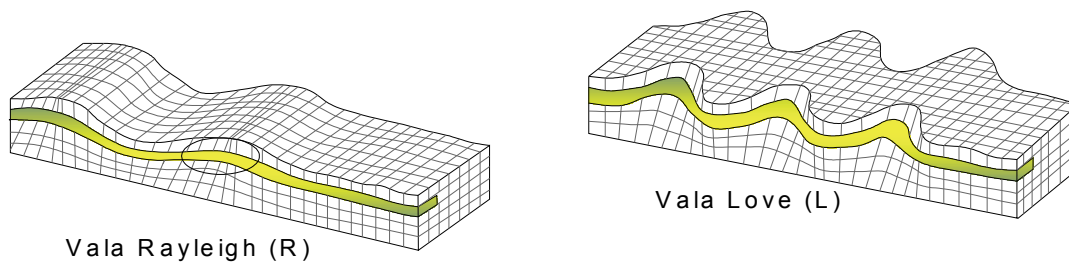


Fig. VI-7. Paraqitje skematike e valëve L dhe R

A.2 Parametrat e valëve sismike

Për të karakterizuar valët sismike pëdoren një sërë parametrash nga te cilët tre janë më të rëndësishmit: amplituda, përmbajtja e frekuencave dhe kohëzgjatja e ngacmimit. Në menyrë të përmblodhur disa nga këto parametra po i përmendim më poshtë:

A.3 Parametrat e amplitudes:

- Nxitimi maksimal PHA, PVA
- Shpejtësia maksimale PHV, PVV
- Zhvendosja maksimale PH

Duke futur edhe konceptin e nxitimit efektiv i cili është nxitimi që është më i afërt me reagimin e strukturave dhe potencialin shkatërues të tërmetit, bëjme të mundur që të marrim më mirë ato parametra që na interesojne nga pikëpamja inxhinierike. Kështu më mirë karakterizimi i tërmetit do të bëhej me anë të “Sustained maximum

acceleration” per tre ose pesë cikle maksimale si vlera e tretë ose e pestë maksimale e nxitimit të “time history”

A.4 Parametrat e përmbajtjes së frekuencave.

Përmbajtja e frekuencave mund të karakterizohet mjaft mirë me anë të spektrave Fourier ose spektrave të reagimit të strukturave. Në spektrat Fourier mund të përcaktojmë perioden predominuese të lëkundjeve (T_p) që është perioda që i korrespondon vlerës maksimale të Spektrit Fourier të amplitudes dhe gjerësine e frekuencave ndikuese që është segmenti me frekuenca mbi $1/\sqrt{2}$ e vlerës maksimale të Spektrit Fourier të amplitudes.

A.5 Parametrat e kohëzgjatjes së ngacimit.

Vecojme së kohëzgjatja është funksion i magnitudës së tërmetit. Vecojmë kohëzgjatjen e ngacimit që ndjehet nga njeriu (bracketed duration) për lëkundje mbi 0.05g dhe ciklet ekuivalente uniforme të ngarkimit të terrenit.

Magnituda Tërmetit	Numeri i cikleve predominuese të sforcimeve
5.25	2-3
6	5
6.75	10
7.5	15
8.5	26

Tab. 5. Lidhja magnitudë cikle sforcimi maksimal

A.6 Magnituda dhe efektet e distancës.

Magnituda sic dihet është parameter i vlerësimit sasior të valës sizmike. Në funksion të mënyrës së matjes dallojmë:

- Magnituda momentit
- Magnituda lokale
- Magnituda sipërfaqësore
- Magnituda e valëve volumore, etj.

Me magnituden varen të gjithë parametrat që kemi përmendur më sipër. Me anë të relacioneve parashikuese mund të lidhim një sërë parametrash me magnitudën. Forma e përgjithshme e këtyre relacioneve është $Y=f\{M,R,P_i\}$
Kështu autore të ndryshëm duke u nisur nga matjet e lëkundjeve të shumë tërmeteve në një zonë të caktuar kanë hartuar relacionet e shuarjes së valës sizmike (psh PGA, PGV, PGD) në funksion të M, R, tipit dhe përmasave të tektonikes së burimit etj.

A.7 *Variacioni hapësinor*

Për strukturat lineare pjesë të ndryshme të strukturës mund të ndikohen nga lëkundje të ndryshme. Në të tilla raste inkoherenca e lëkundjes influencon në reagimin e strukturës. Këto inkoherenca shkaktohen nga një sërë faktoresh ku më të rëndësishmit do të përmendim.

- Efektet e rrugës së valëve
- Efektet e burimeve me dimension shumë të shtrire
- Efektet nga heterogjeniteti i terrenit(reflekttime, refrakttime)

Dy akselerograma në dy pika “j” dhe “k” do të jenë të ngjashme nëse koeficienti i koherence së tyre është 1. Ky koeficient mund të jepet me anë të fomulës së mëposhtme:

$$\gamma_{jk(w)} = \frac{S_{jk(w)}}{\sqrt{S_{jk(w)}S_{kk(w)}}} \quad \text{Ek. 136}$$

Ku $S_{jk(w)}$ është spektri transformimi Fourier covariances së dy akselerogramave të ndryshme dhe $S_{kk(w)}$, $S_{jj(w)}$ spektri transformimi Fourier I auto covariances së cdo akselerogramave.

A.8 *Përcaktimi i ngarkimit sizmik në formacionin bazë.*

Qëllimi i llogaritjeve anti-sizmike është të realizohet një strukturë ose vepër që mund ti rezistojë një niveli të caktuar lëkundje pa dëmtime të pariparueshme. Ky nivel i caktuar lëkundje jepet nga një “lëkundje llogaritëse” e cila karakterizohet nga “parametra të lëkundjes llogaritëse”. Përcaktimi i këtyre parametrave është nga problemet më të vështira të inxhinierisë së tërmeteve. Lëkundja llogaritëse zakonisht përcaktohet me ndihmën e analizave të rrezikut sizmik (seismic hazard). Këto analiza sic dihet mund të kryhen me metoda Deterministike(struktura shumë të rëndësishme) dhe probabilitare. Këto të fundit lejojnë të kihen në konsideratë pasaktësitë në madhësi, vendndodhje, shkallë të tejkalimit etj. Trajtimi me hollësi i këtyre metodave është pjesë e inxhinierisë sizmike dhe megjithë rëndësine shumë të madhe për problemin tonë do të shfrytëzohen vetëm rezultatet e tyre për të gjeneruar një “lëkundje llogaritëse” në formacionet bazë që dalin në sipërfaqe. Nisur nga kjo “lëkundje llogaritëse” në “outcrop” mund të nxjerrim lëkundjen llogaritëse në cdo pikë të terrenit.

Aneks B

B.1 Sjellja dinamike e dherave

Vetitë dinamike të terrereneve varen nga gjëndja e nderur përpara ngarkimit sizmik dhe nga madhësia e sforcimeve të shkaktuara nga ngarkimi sizmik.

Përpara ngarkimit sizmik në një mjedis 2D xy sic dihet mund të shprehet:

$\sigma_y = \gamma z$ dhe sforcimet horizontale në kondita normale $\sigma_x = k_0 \sigma_y$. Në formë të përgjithshme në cdo plan mund të paraqitet me anë të rrethit të Mohrit.

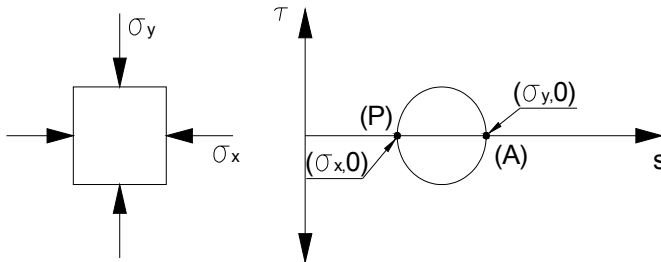


Fig. VI-8. Paraqitja e sforcimeve në rrethin e Mohrit

Në një plan të cfarëdoshem θ do të kishim.

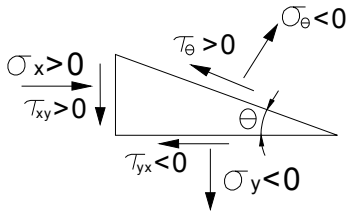


Fig. VI-9. Sforcimet në një plan θ

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \quad \text{Ek.137}$$

$$\tau_{\theta} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta \quad \text{Ek. 138}$$

Nqs do të punojmë me sforcimet kryesore do të kishim këtë paraqitje.

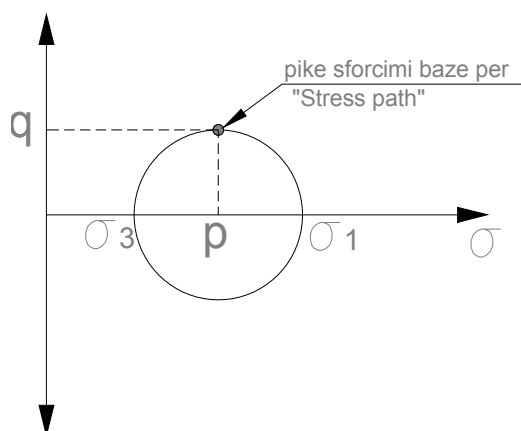


Fig. VI-10. Paraqitja e sforcimeve kryesore në rrethin e Mohrit

Sforcimet mesatare dhe deviatori i sforcimeve do të jenë

$$\sigma = p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{Ek. 139}$$

$$\tau = q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{Ek. 140}$$

Nqs do të punonim me sforcimet efikase do të kishim

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{(\sigma_1 - u) + (\sigma_3 - u)}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{2u}{2} = p - u \quad \text{Ek. 141}$$

$$q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = q \quad \text{Ek. 142}$$

Sic dihet historia e ngarkimit luan nje rol shumë të rëndësishëm në sjelljen e dherave. Kjo influencë është shumë më e dukshme në dhera të ngarkuara ciklikisht. Nisur nga koncepti i historisë së ngarkimit “stress path” do të kishim :

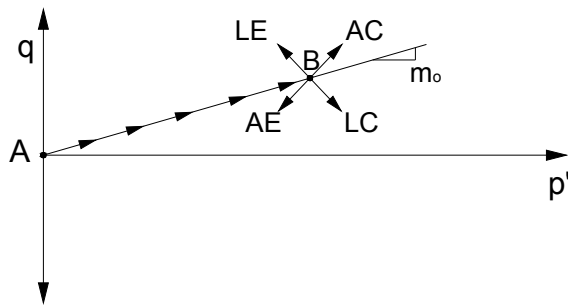


Fig. VI-11. Paraqitje e historisë së ngarkimit (stress path) për sforcime efektive

Pasi dheu konsolidohet, ngarkesa statike me ngarkim të ngadaltë shkakton histori ngarkimi “stress path” si në figurë 6.11. Drejtëza nga A në B paraqet konsolidim normal të dheut, pastaj me radhe për kondita me drenim kemi “AC shtypje aksiale”, “AE tërheqje aksiale”, “LC shtypje tërthore”, “LE tërheqje tërthore”. Për raste të përgjithshme kemi ndryshim të sforcimeve normale dhe tangenciale. Në rastin e kalimit të një vale prerëse vertikale S do të kemi sforcimet në dhe sipas figurës së mëposhtme.

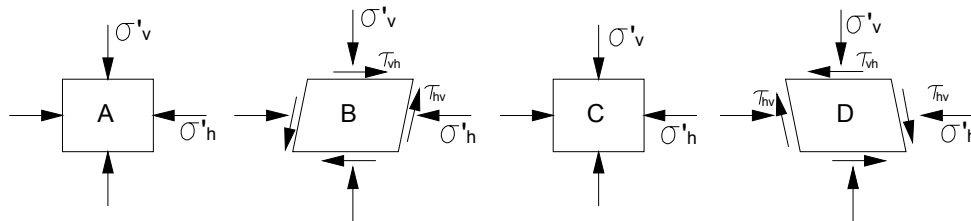


Fig. VI-12. Sforcimet ne një element nga valë vertikale prerëse

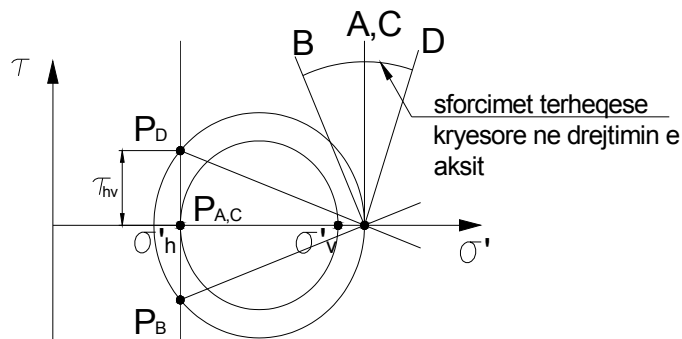


Fig. VI-13. Paraqitje në rrethin e Mohrit, pozicionimi i polit, orientimi i akseve kryesore.

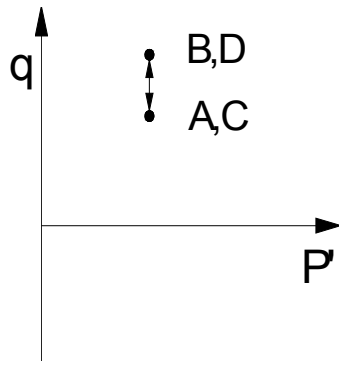


Fig. VI-14. Paraqitje e historise së ngarkimit e Sforcimeve në një element nga valë vertikale prerëse

Një vecori e ngarkimit sizmik është edhe rrotullimi ciklik i akseve të sforcimeve kryesore. Ky rrotullim shkakton në vetvete shformime volumetrike dhe prerëse edhe nëse pika e sforcimit nuk lëviz. Kështu një pjesë e shformimit të shkaktuar nga kalimi i një vale prerëse vertikale vjen nga rrotullimi i akseve të sforcimeve kryesore.

B.2 Matja e karakteristikave dinamike të dherave

Matja e karakteristikave dinamike të dharave është nga problemet më të renda për llogaritjet gjeoteknike. Karakteristikat që influencojnë përhapjen e valës në një mjedis janë : Shtangësia, shuarja, koeficienti i Puasonit, pesha natyrale. Dy karakteristikat kryesore shtangësia dhe shuarja influencohen shumë nga madhësia dhe numuri i cikleve të ngarkimit.

Ne nuk do të ndalemi në nxjerrjen e detajuar të karakteristikave dinamike vetëm do të përmendim metodat për tu orientuar për variacionin e vlerave që duhet të pranojmë duke u nisur nga hipotezat dhe variacioni i vlerave të cdo lloj matje.

Karakteristikat dinamike të dherave mund të nxirren me matje fushore, teste laboratorike dhe modelime laboratorike.

Nga matjet fushore mund të përmendim: Test i reflektimit ose refraktimit sizmik, teste me valë sipërfaqësore (Reyleigh test), teste sizmike nga sondime (cross-hole), teste sizmike nga sonda të vecuara (down-hole, up-hole), CPT dinamik, SPT dinamik, teste me dilatometër, presometër.

Nga teste laboratorike mund të përmendim: test me kollonë rezonancë, test me puls ultrasonik, test me element piezoelektrik, test në aparat triaksial dinamik, prerje të thjeshtë dinamike, përdredhje ciklike.

Nga modelimet laboratorike mund të përmendim: teste në tavolinë vibruese (shaking table), test në trup vibrues (shear stacks), teste në centrifuge.

B.3 Sjellja e dherave nën ngarkesa ciklike

Në përgjithësi bëhet ndarje në tre grup modelesh kryesore, modelet linear ekuivalent, modelet jolineare ciklike, modelet e avancuara sjellje. Kuptohet që modelet lineare janë më të thjeshtat por në përgjithësi ato janë mjaft larg realitetit. Nga ana tjetër përdorimi i modeleve të avancuara kërkon përdorimin e shumë parametrave të

komplikuat të cilët gjithmonë duhet të kalibrohen. Gjithashtu edhe brenda të njëjtit model modelimi matematik i sjelljes është mjaft i vështirë dhe në varësi të shumë faktorëve dhe si vecori mund të përmendim që parametrat e valës sizmike influencojnë edhe ato të mjedisit. Një shembull ilustrativ me disa vlera orientuese po e japim më poshtë.

Kështu marrëdhëniet sforcim-shformim në shtypje dhe prerje do të jenë sipas grafikëve të mëposhtëm. Në këto grafikë evidentohen edhe dallimi midis ngarkimeve(shtangësive) fillestare dhe atyre ciklike. (numuri i cikleve sic e kemi përmendur është funksion i M_w)

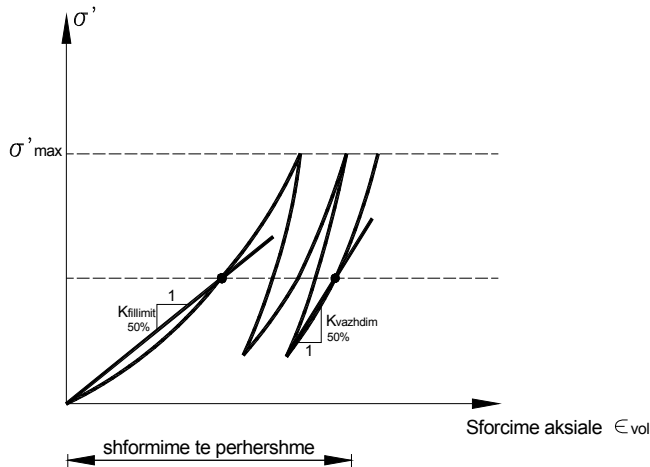


Fig. VI-15. Marrëdhëniet shformim-sforcim aksial

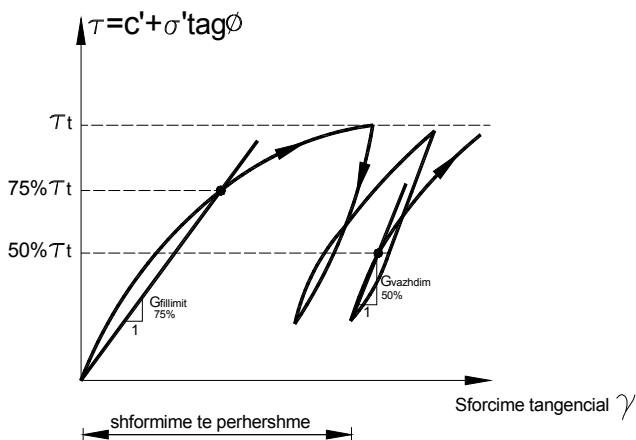


Fig. VI-16. Marrëdhëniet shformim-sforcim tangencial

Vlerat orientuese të shtangësive do të jenë.

Tabela III-5-71 shembull, vlerat e modulit të Jungut E në MN/m ² për rera			
Materiali	Ngarkesa	Dendësia	
		e shkruftet	dendur
Kendor	fillestare	15	35
	ciklike	120	200
I rrumbullaket	fillestare	50	100
	ciklike	190	500

Tabela III-5-72 vlerat e modulit të Jungut, E, për argjilat			
Niveli i konsolidimit	Vlera e shformimit	E / σ	
		Niveli i sigurise 3	Niveli i sigurise 1.5
Normal	1% / 1min	15	35
	1% / 500min	120	200
Mbi konsolidim	1% / 1min	50	100
	1% / 500min	190	500

Tabela III-5-73 vlerat e modulit të deformimit G, K dhe M për rera kuarcore në ngarkim Kuazi-statik		
Parametrat	E / σ	
	Ngarkesa fillestare	Ngarkesa e ciklike
G (MN/m ²)	4 - 40	20 - 400
K (MN/m ²)	10 - 100	50 - 1000
M (MN/m ²)	15 - 150	80 - 500

Tab. 6. Vlerat e shtangësive për rëra dhe argjila

B.4 Modeli linear ekuivalent

Në mënyrë të idealizuar një element dheu nën një ngarkim ciklik ka një kurbë histerezie si në figurë.

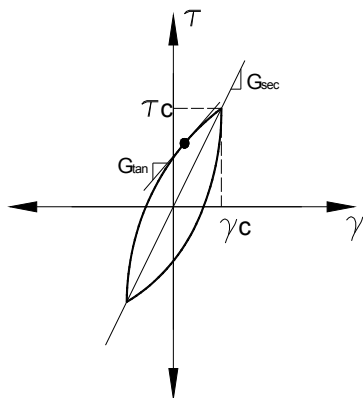


Fig. VI-17. Moduli prerës "sekant", G_{sec} dhe shtangësia tangenciale prerëse G_{tan}

Kjo kurbë mund të karakterizohet nga dy parametra kryesore pjerrësimi dhe gjerësia. Pjerrësimi influencohet nga shtangësia e dheut dhe nëse ecim sipas kurbës cdo pikë

të kurbës jep shtangësine tangenciale prerëse të dheut. Vlera mesatare për të gjithë kurbën është e përafert me vlerën e modulit prerës “sekant”.

$$G_{sec} = T_c / \gamma_c$$

Sipërfaqja e kurbës tregon masën e thithjes së energjisë dhe duke e lidhur me koeficientin e shuarjes kemi:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{kurb}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad \text{Ek. 143}$$

Sic shihet parametrat G_{sec} dhe K mund të shprehin sjelljen lineare dhe emërtohen parametrat ekuivalen linear të materialit. Meqënëse vetëm këta dy parametra përcaktojnë sjelljen dinamike, vlerësimin e tyre po e japim në detaje.

B.5 Moduli i prerjes G

Moduli i prerjes varet nga amplituda e shformimeve ciklike, poroziteti, sforcimet kryesore mesatare, treguesi i plasticitetit, koeficienti i mbikonsolidimit dhe numëri i cikleve.

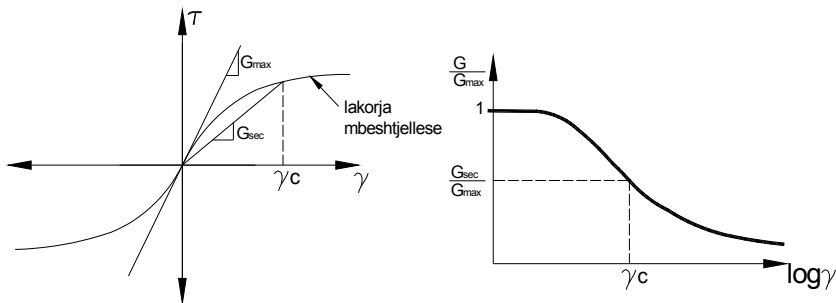


Fig. VI-18. Lakorja mbeshtjellese e ligjit të sjelljes dhe variacioni i G

Moduli maksimal i prerjes do të merret direkt nga matjet e shpejtësive të valëve

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad \text{Ek. 144}$$

Nqs nuk kemi matje në terren mund ta marrim me formulën e mëposhtme:

$$G_{max} = 625 F(e) (OCR)^k p_a^{1-n} (\sigma'_m)^n \quad \text{Ek. 145}$$

Ku parametri F mund të merret nga formula $F(e) = 1/(0.3 + 0.7e^2)$.
Dhe eksponenti i sforcimit merret 0.5

Kjo vlerë rritet në kohë deri në arritjen e konsolidimit të dytë.

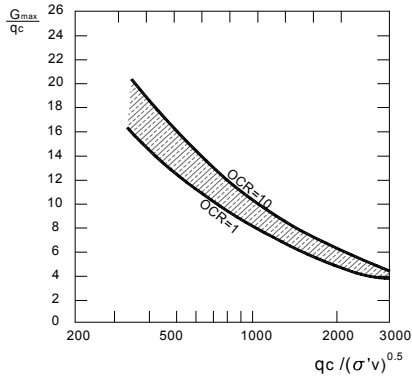


Fig. VI-19. Njehsimi i G_{max} nga grafiku i rezistences CPT për rëra silicate të pa përforcuara. (Baldi et al., 1989).

Prova	Mardhenia	Lloji i dherave	Referencat	Komentet
SPT	$G_{max} = 20000(N1)_{60}^{0.333}(\sigma'_{tv})^{0.5}$	Rere	Ohta dhe Goio (1976)	G_{max} dhe σ'_v ne Ib/ft ²
	$G_{max} = 325 N_{60}^{0.68}$	Rere	Imai dhe Tonouchi (1982)	G_{max} ne kips/ft ²
CPT	$G_{max} = 1634(q_c)^{0.250}(\sigma'_v)^{0.375}$	Rere kuarci	Rix dhe Stokoe (1991)	G_{max} , q_c , σ'_v , ne kPa Bazuar ne provat e bera ne Itali
	(Figure 6.19)	Rere silicate	Baldi (1986)	G_{max} , q_c , σ'_v , ne kPa Bazuar ne provat e bera ne Itali
	$G_{max} = 406(q_c)^{0.695}e^{-1.130}$	Argjila	Mayne dhe Rix (1993)	G_{max} , q_c , σ'_v , ne kPa Bazuar ne provat fushore.
DMT	$\frac{G_{max}}{Ed} = 2.72 \pm 0.59$	Rere	Baldi (1986)	Bazuar ne provat provat fushore.
	$\frac{G_{max}}{Ed} = 2.2 \pm 0.7$	Rere	Bellotti (1986)	Bazuar ne provat provat fushore.
	$G_{max} = \frac{530}{(\sigma'_v/p_a)^{0.25}} \frac{\gamma_D/\gamma_w - 1}{2.7 - \gamma_D/\gamma_w} K_o^{0.25} (p_a \sigma'_v)^{0.5}$	Rere, argjile,	Hryeiw (1990)	G_{max} , q_c , σ'_v , ne kPa, γ_D , eshte bazuar ne peshen njesi te dherave te dilatometerit, bazuar ne provat fushore
PMT	$3.6 \leq \frac{G_{max}}{G} \leq 4.8$	Rere	Bellotti (1986)	G_{BC} moduli pjesore ne cikle ngarkim-shkarkim
	$G_{max} = \frac{1.68}{\alpha_g} G_{BC}$	Rere	Byrne (1991)	α faktori gjendies se sforcimit

Tab. 7. Efekti i mjedisit dhe kushtet e ngarkimit në modulet maksimale prerës për dhera me konsolidim normal dhe të mbikonsoliduar

Në mënyrë të përmblodhur do të kemi:

Faktoret e rritjes	G _{max}
Sforcimet efektive, σ'_m	Rritet me σ'_m
Koeficienti i porozitetit, e	Zvogelohet me e
Mosha gjeologjike, tg	Rritet me tg
Kohezioni, c	Rritet me c
Koeficienti i mbikonsolidimit, OCR	Rritet me OCR
Treguesi i plasticitetit, PI	Rritet me PI nqs OCR > 1: qendron constant nqs OCR = 1
Shkalla e shformimit, γ	Nuk ndikon per dherat jo plastike; Rritet me γ per dhera plastike (deri ne 10% rritje per cdo rritje logaritmikete ciklit)
Numeri i cikleve te ngarkimit, N	Zvogelohet pas N ciklesh te γ_c , por me pas me kalimin e kohes kthehet ne argjile, rritet me N per rerat.

Tab. 8. Faktorët e rritjes së G_{max} (Dobry dhe Vucetic (1987))

Pas rishikimit të rezultateve eksperimentale nga një shumëllojshmëri dherash, Dobry dhe Vucetic (1987) dhe Sun et al. (1988) arritën në përfundimin se forma e kurbës së zvogëlimit të moduli të prerjes varet më shumë nga treguesi i plasticitetit se sa nga koeficienti i porozitetit dhe prezantuan kurbat e tipit të treguar në Figurën e mëposhtme. Këto kurba tregojnë se kufiri linear ciklik i shformimeve prerëse, γ_{tl} , është më i madh për dhera me plasticitet të lartë se sa për dhera me plasticitet të vogël. Kjo karakteristike është shumë e rëndësishme; ajo mund të influencojë fort në mënyren në të cilën një depozitim dherash mund të amplifikojë ose zvogëlojë lëvizjet e tërmetit. Kurba e zvogëlimit të moduli për PI=0 nga Figura 6.20 është shumë e ngjashme me kurben e zvogëlimit të moduli prerës mesatar e cila zakonisht përdoret për rrërat (Seed dhe Krliss, 1970)

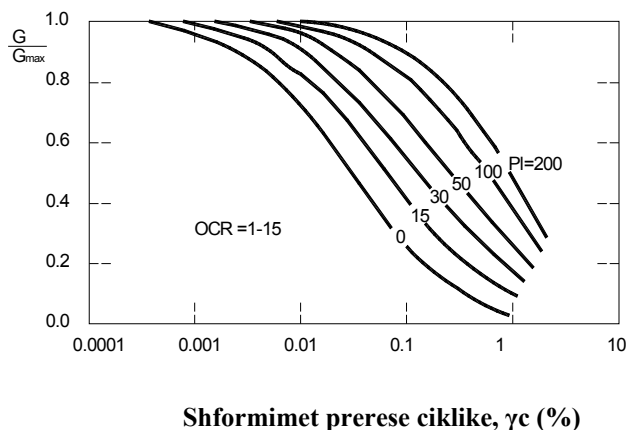


Fig. VI-20. Kurbat e zvogëlimit të moduli për dherat me grimca të imëta me plasticitet të ndryshëm. (Vucetic dhe Dobry (1991)). Ndikimi i plasticitetit të dheut në reagimin ciklik.

Sjellja e materialit me zvogëlim moduli është gjithashtu e varur nga presion kufizues anësor, vecanërisht për dherat me plasticitet të ulët (Iwasaki et al., 1978; Kokoshu, 1980). Shformimet prerëse lineare ciklike të drejtpërdrejta janë më të mëdha për presione efektive anësore kufizuese më të larta se sa për presione kufizuese më të vogla. Këto efekte së bashku me indeksin e plasticitetit në sjellje me zvogëlim moduli (zbutje) janë kombinuar nga Ishabashi dhe Zhang (1993) në formën e mëposhtme:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI)(\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad \text{Ek. 146}$$

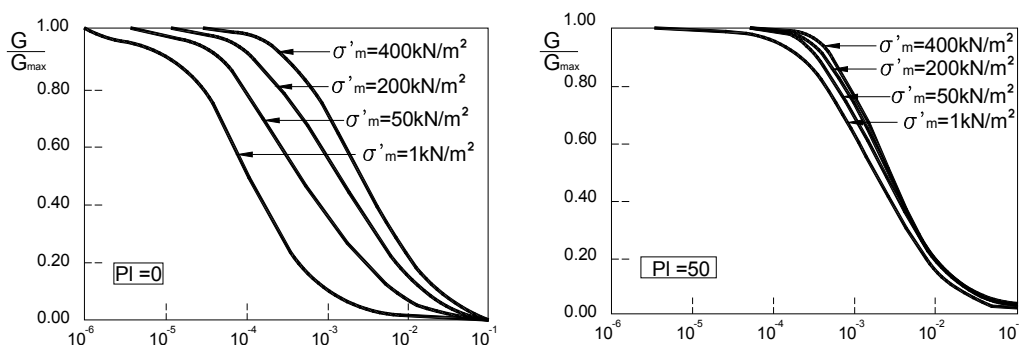
Ku:

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad \text{Ek. 147}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad \text{Ek. 148}$$

$$n(PI) \begin{cases} 0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad \text{Ek. 149}$$

Ndikimi i presioneve anësore në sjelljen e zvogëlimit të modulit për plasticitet të ulët dhe të lartë të dherave është ilustruar në figurën e mëposhtme.



a) Amplituda e shformimeve ciklike prerëse b) Amplituda e shformimeve ciklike prerëse

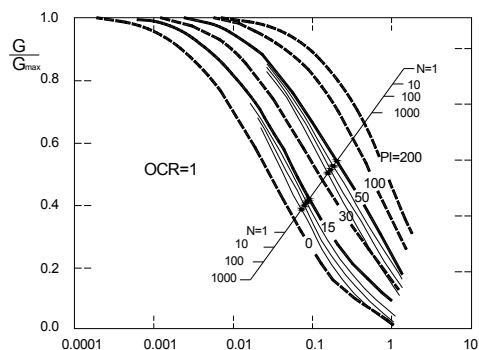
Fig. VI-21. Ndikimi i presionit kufizues efektiv në zvogëlimin e kurbës së modulit për (a) dhëra jo plastike (PI=0) dhe për (b) dhëra plastike (PI=50). (Ishabashi (1992).

Në kondita të sforcimeve të imponuara nga një ngarkim harmonik konstant, gjenerimi i presioneve të poreve dhe ndryshimet strukturore mund të shkaktojnë që amplituda e shformimeve prerëse për një mostër dheu të rritet me rritjen e numrit të cikleve. Nëse mostrat e argjilave ose të rërave të ngopura ngarkohen në mënyrë harmonike në kushte padrenim, amplituda e sforcimeve prerëse do të vërehet se do të ulet me rritjen e numrit të cikleve. Këto kushte ilustron tendencën që kanë mostrat e dheut për të zvogëluar shtangësinë nën ngarkim të përsëritur ciklik. Për dhëra kohesive, vlera e modulit prerës pas N ciklesh, G_N , mund të lidhet me vlerën e saj në ciklin e parë G_1 , nga

$$G_N = \delta G_1$$

Ek. 150

ku indeksit i zvogëlimit, δ , është dhënë nga $\delta = N^{-t}$ dhe t është parametri i zvogëlimit (Idriss et al., 1978). Parametri i zvogëlimit zvogëlohet me rritjen e PI, rritjen e koeficientit të mbikonsolidimit, dhe rritet me rritjen e amplitudës të shformimeve ciklike (Idriss et al., 1980; Vucetic dhe Dobry, 1989; Tan dhe Vucetgic, 1989). Efekti i zvogëlimit të modulit prerës është treguar në figurën 6.22.



Shformimet ciklike prerëse γ_c (%).

Fig. VI-22. Ndikimi i zvogëlimit ciklik mbi modulën prerës. (Pas Vucetic dhe Dobry (1991)). Ndikimi mbi reagimin ciklik për dherat plastike.

Faktoret e ndikimit ne raportin e shtangesive jepen ne tabelen e meposhtme.

Faktoret e rritjes	G/Gmax
Kufiri i presionit, σ'_m	Rritet me σ'_m ; Ulet kur rritet PI
Koeficienti i porozitetit, e	Rritet me e
Mosha gjeologjike, tg	Mund territet metg
Kohezioni, c	Mund te rritet mec
Koeficienti i mbikonsolidimit, OCR	Nuk ndikohet
Treguesi i plasticitetit, PI	Rritet me PI
Shformimi ciklik, γ_C	Ulet me γ_C
Koeficienti i shformimit γ	G rritet me γ por G/Gmaxmund te mosndikohet nese G dhe Gmax matenper te njejten γ .
Numeri i cikleve te ngarkimit, N	Zvogelohet pas N ciklesh per γ_C te madhe per argjilat, (Gmax matet perpara N cikleve); per rerat, mund te rritet per kushte me drenim ose te zvogelohetper kushte pa drenim.

Tab. 9. Faktoret e rritjes se G /Gmax (Dobry dhe Vuicetic (1987).

B.6 Koeficienti i shuarjes

Teorikisht, nuk duhet të kemi shuarje nën kufirin elastik por nga eksperimentet ka rezultuar se shuarja nuk është kurrë zero.

Kurba e shuarjes për PI=0 është gati e ngjashme me kurbën e shuarjes mesatare që është përdorur për rërat dhe prandaj për vlerësimin e shuarjes mund të përdoret në praktikë i njëjti grafik.

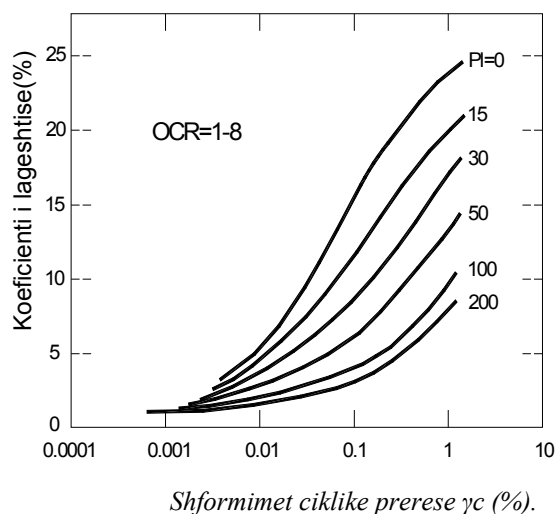


Fig. VI-23. Ndryshimi i koeficientit të dherave me kokrriza të imë ta me amplitude të shformimit prerës ciklik dhe indeksi i plasticitetit. (Vucetic dhe Dobry (19961).

Shuarja është gjithashtu e ndikuar nga presioni anësor efektiv, vecanërisht për dherat me plasticitet të ulët. Ishibashi dhe Zhang (1993) zhvilloi një shprehje empirike për koeficientin e shuarjes për dherat plastic dhe jo plastic. Koeficienti i shuarjes jepet nga:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad \text{Ek. 151}$$

Faktorët që ndikojnë tek koeficienti i shuarjes për dherat normal të konsoliduar dhe të mbikonsoliduar është paraqitur në tabelën.

Faktorët e rritjes	Koeficienti i shuarjes ξ
Presioni kufizues, σ'_m	Zvogelohet me σ'_m ; zvogelohet me rritjen e PI
Koeficienti i porozitetit, e	Zvogelohet me, e
Mosha gjeologjike, tg	Zvogelohet me tg
Kohezioni, c	Mund të zvogelohet me c
Koeficienti i mbikonsolidimit, OCR	Nuk ndikohet
Treguesi i plasticitetit, PI	Ulet me PI
Shformimi ciklik, γ_C	Rritet me γ_C
Koeficienti i shformimit γ	Rri constant ose mund të rritet me γ
Numeri i cikleve të ngarkimit, N	Nuk ruan rol në γ_C dhe të N të vogla

Tab. 10. Faktorët e rritjes së koeficientit të shuarjes (Dobry dhe Vuicetic (1987).

B.7 Modelet ciklike jolineare

Sjellja jo lineare sforcim-shformim për dherat mund të përfaqsohet me saktësisht nga modelet jolineare ciklike që ndjekin rrugën reale të sforcim-deformimit gjatë ngarkimit ciklik. Janë zhvilluar një sërë modelesh ciklike jolineare; të gjithë janë karakterizuar nga (1) një kurbë mbështjellëse dhe (2) një seri rregullash që drejojnë sjelljen e shkarkimit dhe të ngarkimit, uljen e ngurtësisë, dhe efekte të tjera. Thjeshtimi i këtyre modeleve ka thjeshtuar relativisht kurbën mbështjellëse dhe zvogëluar rregullat bazë. Modelet me kompleks mund të përmbajnë rregulla shtesë që lejojnë që modeli të prezantojë më mire efektet e një ngarkimi jo të rregullt, kompaktimit, zhvillimin e presionit të poreve, ose të tjera efekte.

Aplikimi i modeleve ciklike jolineare, gjithsesi, në përgjithësi është mjaft i kufizuar, Sjellja e modeleve ciklik jolineare mund të ilustruhet nga një shembull i thjeshtë në të cilin forma e kurbes mbështjellëse është shprehur me $\tau = F_{bb}(\gamma)$. Forma e kësaj kurbe mbështjellëse (backbone) është e lidhur me dy parametra, me ngurtësinë fillestare (shformime të vogla) dhe (shformime të mëdha) aftësinë mbajtëse në prerje (rezistencën) e dheut. Për shembullin e thjeshtuar, funksioni i mbështjellëses $F_{bb}(\gamma)$, mund të shprehet nga një hiperbolë.

$$F_{bb}(\gamma) = \frac{G_{max}\gamma}{1 + \left(\frac{G_{max}}{\tau_{max}}\right)|\gamma|}$$

Ek. 152

Forma e kurbës hiperbolike (backbone) është ilustruar në figurën e mëposhtme. Shprehje të tjera [p.sh. Ramberg-Osgood (Ramberg dhe Osgood, 1943)] mund të përdoren gjithashtu për të shprehur kurbën mbështjellëse (backbone). Gjithashtu kurba mbështjellëse mund të ndërtohet nga kurbat e modulit të zvogëlimit të shtangësisë.

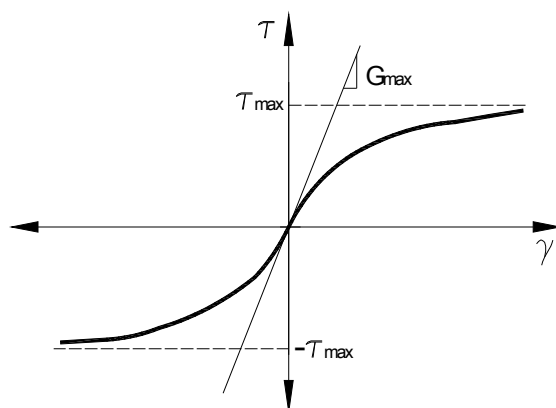


Fig. VI-24. Asimptota e kurbës mbështjellëse hiperbolike nga $\tau = G_{max} \gamma$ dhe $\tau = \tau_{max}$ (dhe $\tau = -\tau_{max}$).

Madhësia e G_{max} dhe τ_{max} mund të matet drejtpërdrejt, të llogaritet, ose të nxirret nga korrelacioni empirik.

Për modelin e thjeshtuar, reagimi i dheut në ngarkim ciklik përcaktohet nga katër rregullat e mëposhtme:

Për ngarkimin fillestar, kurba e sforcim-shformim ndjek kurbën mbështjellëse.

Nëse sforcimet në pikën e përcaktuar (γ_r , τ_r) ndërrojnë kah (ngarkim I kundërt), kurba e sforcim-shformimit ndjek ecurinë e dhënë nga shprehja:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb} \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right)$$

Ek. 153

Me fjalë të tjera, kurba e shkarkim-ngarkimit ka të njëjtën formë si kurba mbështjellëse (origjina e zhvendosur në pikën e ngarkimit të kundërt) por është zmadhur me 2 herë. Dy rregullat e parë, të cilët shprehin sjelljen Masing (Masing, 1926), nuk janë të mjaftueshme për të shprehur reagimin e dheut nën ngarkimin ciklik. Si rrjedhim nevojiten rregulla shtesë.

Nqs kurba e ngarkim-shkarkimit kalon shformimin maksimal të kaluar dhe ndërpret kurbën mbështjellëse, ajo ndjek kurbën mbështjellëse deri ne ndryshimin e mëtejshëm të sforcimit.

Nëse kurba e ngarkim-shkarkimit ndërpret një kurbë të ngarkim-shkarkimit të një cikli paraardhës, atëherë kurba e sforcim-shformimit ndjek atë cikël paraardhës.

Modelet që ndjekin këto rregulla shpesh quhen modelet e zgjeruar Masing. Një shembull i modelit të zgjeruar Masing është treguar në figurë.

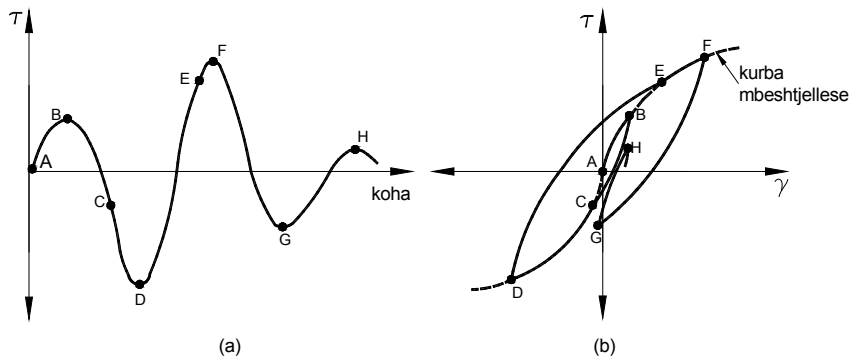


Fig. VI-25. Rregullat e zgjeruara Masing: (a) ndryshimi i sforcimit prerës në lidhje me kohën; (b) sjellja e rezultuar e sforcim-shformimit (kurba mbështjellëse e dhënë nga vija e ndërprerë).

Ngarkimi ciklik fillon në pikën A, dhe kurba e sforcim-shformimit deri në ngarkimin fillestar (nga A në B) ndjek kurbën mbështjellëse sic kërkohet nga rregulli 1. Në pikën B, ngarkimi kthehet dhe pjesa e shkarkimit të kurbës sforcim-shkarkimit i largohet pikës B nëpër ecurinë e kërkuar nga rregulli 2. Vihet re se moduli i shkarkimit fillestar është i barabartë me G_{max} . Kurba e shkarkimit ndërpret kurbën mbështjellëse në pikën C dhe, sipas rregullit 3, vazhdon përgjatë kurbës mbështjellëse deri sa ngarkimi pasues ndryshon në pikën D. Ngarkimi i kurbës më pas i largohet pikës D sic kërkohet nga rregulli 2, dhe kështu procesi përsëritet për pjesën e mbetur të aplikimit të ngarkimit. Edhe pse ky model është mjaft i thjeshtë dhe është shprehur vetëm në terma të sforcimeve efektive, ky në vetvete inkorporon natyrën hysteretike të shuarjes dhe varësine e modulit prerës dhe të koeficientit të shuarjes nga shformimet.

Për të shmangur pasaktësitë tek nivelet shumë të ulta të shformimeve, disa modele ciklike jolineare kërkojnë shtimin e një sasive të vogël të shuarjes së shformimeve.

Vihet re se modeli i ciklik jolinear nuk kërkon që shformimi prerës të bëhet zero kur sforcimi prerës është zero. Aftësia për të paraqitur zhvillimin e shformimeve mbetëse është një nga avantazhet më të rëndësishme të modelit ciklik jolinear gjë që e bën atë të jetë mjaft më i saktë se modelet lineare ekuivalente.

Ky shembull i një modeli të thjeshtë gjithsesi nuk lejon që të bëhet përcaktimi i shformimeve prerëse volumetrike të cilat të cojnë në rritjen e shtangësise (hardening) nën kushtet me drenim ose të shfaqjes së presionit të ujit të poreve shoqëruar me dobësimin të ngurtësisë në kushtet padrenim. Të tillë faktorë janë përbërës të

shumicës së modeleve ciklike jolineare që zakonisht përdoren në praktiken e dinamikës së dherave (Finn et al., 1977; Pyke, 1979, 1985).

Aftësia për llogaritje ndryshimet në presionin e poreve, pra dhe ndryshimet në sforcimet efektive, prezanton një tjetër avantazh të modeleve ciklik jolinear. Aq sa rritet presioni i poreve, aq zvogëlohen sforcimet efektive, dhe për pasojë zvogëlohen dhe vlerat e G_{max} dhe τ_{max} . Meqënëse forma dhe pozicioni i kurbës mbështjellëse varen nga G_{max} dhe τ_{max} , kurba mbështjellëse bie me rritjen e presionit të poreve. Ngurtësia në modelin sforcim-shformim varet jo vetëm nga amplituda e shformimit ciklik, si te modeli linear ekuivalent, por gjithashtu varet dhe nga gjendja e sforcimeve.

B.8 Modele sjelljeje të avancuara

Modelet më të përgjithshme dhe më të sakta për paraqitjen e sjelljes së dherave janë bazuar në modelet e sjelljeve të avancuara që përdorin parimet bazë të mekanikës për të përshkruar sjelljen reale të dherave për (a) kushte fillestare të cfarëdoshme, (b) tipe ngarkimi të ndryshme (stress path), (c) rrotullim të akseve të sforcimeve kryesore, (d) ngarkim konstant ose ciklik, (e) shkalla e lartë ose e ulët e shformimeve, dhe (f) kushte me drenim ose padrenim.

Të tilla modele në përgjithësi kërkojnë një sipërfaqe elastike (yield) e cila kufizon fushën e sforcimeve për sjellje elastike, një ligj të ngurtësimit që jep ndryshimet në madhësi dhe në formë të sipërfaqes elastike si pasojë e deformimit plastik, dhe një “ligj të ecurise” (flow rule) i cili lidh rritjen e shformimit plastik me rritjen e sforcimit. Modelet Cam-Clay (Roscoe dhe Schofield, 1963) dhe Cam-Clay të modifikuara (Roscoe dhe Burland 1968) ishin ndër të parët e këtij tipi. Përmirësimet e bëra në parashikimet e shformimeve prerëse kanë rezultuar nga përdorimi i shume poleve të lidhura brenda sipërfaqes elastike (Mroz, 1967; Prevost, 1977) dhe zhvillimi i modeleve të kufizimit të sipërfaqes (Dalias dhe Popov, 1979) të cilët inkorporojnë një kalim të butë nga sjellje elastike në atë plastike. Një zhvillim të rëndësishëm këtyre modeleve i janë dhënë nga Lade (1988), dhe Wood (1991).

Modelet e sjelljeve të avancuara lejojnë një fleksibilitet të konsiderueshëm dhe kapjen e gjithë gamës së fenomeneve në modelimin e reagimit të dherave ndaj ngarkimit sizmik por përshkrimi i tyre zakonisht kërkon më shumë parametra se modelet ekuivalente lineare ose modelet ciklike jolineare. Llogaritja e këtyre parametrave mund të bëhet e vështirë, dhe parametrat e nxjerrë nga një tip testi mund të jenë të ndryshëm nga ato të nxjerrë nga një test tjetër. Edhe pse përdorimi i modeleve të sjelljeve të avancuara padyshim është më i saktë, këto probleme praktike kanë kufizuar deri më tani përdorimin e tyre në praktiken e inxhinierisë gjeoteknike për tërmetet.

Është disponueshme një shumëllojshmëri modelesh për të karakterizuar sjelljen e sforcim-shformimit të dherave të ngarkuar ciklikisht. Modelet janë mjaft kompleks dhe të saktë por një model që është i përshtatshëm për një tip problemi mund të mos përshtatet për një tjetër. Asnjë model i sforcim-shformimit nuk është i përshtatshëm për të gjithë problemet. Përzgjedhja e një modelite sforcim-shformimit kërkon një analizim të kujdesshëm të problemit për të cilin ai aplikohet, duhet të njihen

hipotezat dhe kufizimet e modeleve të disponueshme, dhe të kuptohet mirë se si është përdorur modeli në të gjithë analizat e bëra.

B.9 Aftësia mbajtëse (rezistenca) e dherave të ngarkuara ciklikisht

B.9.1 Përkufizimi i shkatërrimit

Rezistenca në prerje e një elementi dheu është përcaktuar zakonisht si sforcimi prerës i mobilizuar në pikën e shkatërrimit, por shkatërrimi mund të përkufizohet në shumë mënyra. Shkatërrimi zakonisht është e lidhur me deformimet që tejkalojnë disa kufi shërbimi. Meqë deformimi merret nga integrimi i shformimeve në një volum dheu, pika e shkatërrimit të një elementi dheu shpesh përcaktohet në funksion të kufizimit të shformimeve.

Nëse marrim në shqyrtim një element dheu në ekuilibrin, me drenim, nën kushtet e sforcimeve anizotropike në një test ciklik prerje direkte (pika A në figuren 6.26) aplikimi i cikli të një sforcimi prerës τ_{cik} , prodhon (në kushtet e sforcimeve të kontrolluara) një cikël të shformimeve prerëse, γ_{cik} , por gjithashtu një rritje të shformimit mesatar, γ_{mes} . Shformimi prerës mesatar rritet me rritjen e numërit të cikleve të ngarkimit. Nga grafikët duket qarte se, rezistenca e dheut gjatë ngarkimit ciklik mund të përcaktohet nga vlerat limit të γ_{cik} ose γ_{mes} ose të disa kombinimeve të të dyjave. Nisur nga kjo përcaktohen dy madhësitë të rezistencës për dheun e ngarkuar ciklikisht.

Rezistenca “ciklike” është bazuar në një vlerë të limituar ciklike të shformimit mesatar gjatë ngarkimit ciklik (megjithëse dheu bazuar në sforcimet efektive mund të mos jetë në gjendje kritike).

Rezistenca “mbetese” është rezistenca përfundimtare statike e cila mund të mobilizohet pasi të ketë mbaruar ngarkimi ciklik.

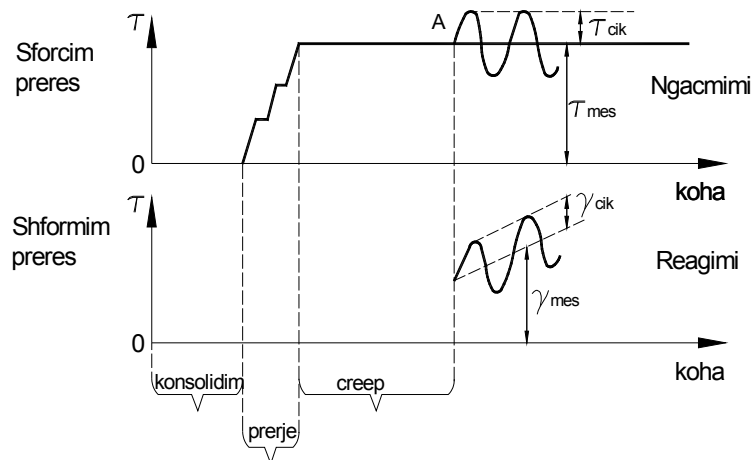


Fig. VI-26. Përcaktimet e mesatares dhe të sforcimit prerës ciklik dhe të shformimit prerës. (Goulois et al., 1985).

B.9.2 Rezistenca ciklike

Nivelet e deformimeve ciklike dhe mbetëse janë me interes për probleme të dinamikës së dherave. Rezistenca ciklike e një elementi dheu varet nga lidhja

ndërmjet sforcimit prerës mesatar, τ_{mes} , dhe sforcimit prerës ciklike τ_{cik} . Kur vlera mesatare e sforcimit prerës është e ulët, shformimet në një drejtim do të shtohen ngadalë, kështu që shformimi prerës mesatar do të jetë ulët. Madhësia e amplitudës të shformimit ciklik, do të zmadhohet nëse sforcimi prerës ciklik është i madh. Nga ana tjetër kur sforcimi mesatar prerës është i madh (në raport me rezistencën statike prerëse, s_u), mund të zhvillohen shformimet e konsiderueshme sipas një drejtimi kur sforcimi ciklik prerës është i vogël.

Për rastin $\tau_{mes}=0$, nuk do të krijohen shformimet njëaksiale, kështu që shkatërrimi do të përcaktohet nga shformimi prerës ciklik, γ_{cik} . Kur shkatërrimi është përcaktuar për një nivel të caktuar të shformimit prerës ciklik (shpesh 3%), koeficienti i rezistences ciklike, që përcaktohet si τ_{cik}/s_u , zvogëlohet me rritjen e numrit të cikleve, sic është treguar në figurën 6.27. Nëse ky raport do të jetë poshtë disa vlerave kufizuese, nuk do të arrihen asnjëherë shformimet e shkatërrimit (mund të arrihet një gjëndje qëndrueshme). Ky raport kritik i ngarkimit të përsëritur (CLRL) përcaktuar nga Sangrey et al. (1969), rritet me rritjen e plasticitetit të dheut. Herman dhe Houston (1980) gjetën vlerat e CLRC që variojnë nga 0.05 për një lymertajo plastike deri në 0.55 për argjilat San Francisco Bay.

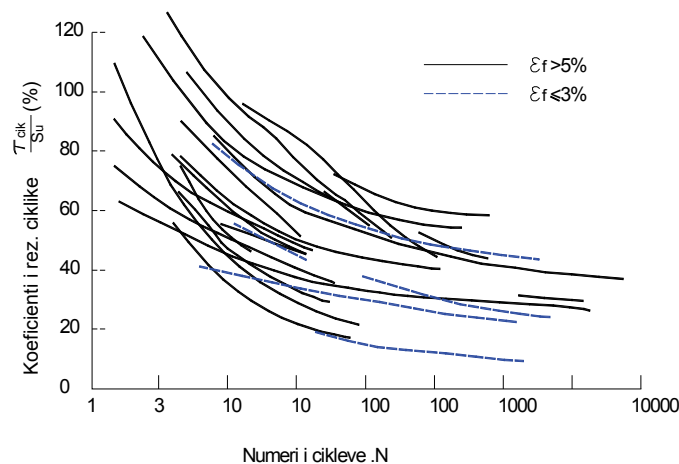


Fig. VI-27. Ndryshimi i koeficientit të forcës ciklike me numrin e cikleve për dhera të ndryshëm (Lee dhe Focht, 1976).

Në rastin kur $\tau_{mes} > 0$, të dy γ_{cik} dhe γ_{mes} mund të varen nga τ_{cik} dhe τ_{mes} (Seed dhe Chan, 1966). Kërkimet për reagimin ciklik të argjilave detare (Meimon and Hicher, 1980; Gulois et al., 1985; Andersen et al., 1988) kanë treguar se γ_{cik} varet kryesisht nga τ_{mes} dhe nga numri i cikleve (figura 6.28).

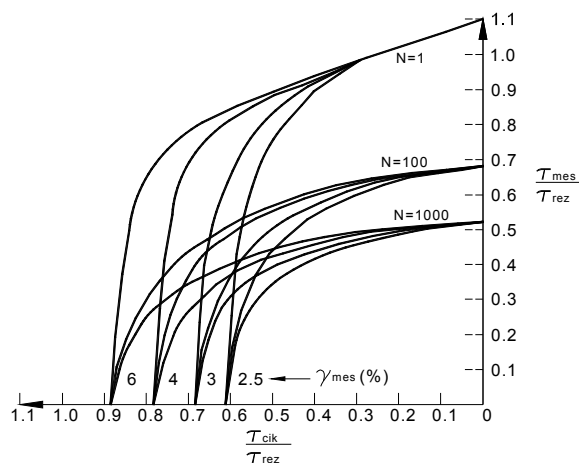


Fig. VI-28. Ndryshimi i shformimit prerës mesatar me sforcimin prerës mesatar, sforcim prerës ciklik, dhe numrit të cikleve në provat e thjeshta prerëse të drejtpërdrejta tek argjilat plastike Dramën. τ forcë është një forcë referuese e matur në kushtet e ngarkimit të ngadaltë me $\tau_{mes} = 0$. Ngarkimi ciklik aplikohet në një periudë prej 10sek. (Goulois et al., 1985)

Makdisi dhe Seed (1978) përcaktuan rezistencën dinamike për dherat që pësojnë ndryshime të vogla në presionin e poreve në ngarkimin pa drenim sa 80% të rezistencës padrenim të dheut. Deformimet të konsiderushme mbetëse mund të krijohen kur sforcimi total prerës (static plus ciklik) kalon rezistencën dinamike.

B.9.3 Rezistenca mbetëse

Probleme të ndryshme të dinamikës së dherave kërkojnë llogaritjen e rezistencës prerëse përkatëse të dheut pasi të ketë përfunduar termeti. Kjo rezistencë pas tërmetit duhet të reflektojë efektet e ngarkimit ciklik që imponohen nga tërmeti.

Sic është theksuar nga Castro dhe Christian (1976), rezistenca në prerje padrenim (residual, high-strain) e dheut të ngopur me ujë kontrollohet nga koeficienti i porozitetit dhe struktura e dheut. Nëse struktura e dheut nuk ndryshon, dhera të ngopur për një vlerë të caktuar të koeficientit të porozitetit mund të mobilizojnë një rezistencë specifike padrenim, që nuk ndikohet nga sforcimet dhe shformimet e ndodhura më parë. Për këto kushte të dherave, rezistenca padrenim pas ngarkimit ciklik mund të bëhet e barabartë me rezistencën padrenim para ngarkimit (për të njëjtën madhësi të sforcimeve).

Ndryshimet në rezistencën mbetëse mund të shkaktohen nga ndryshimi i strukturës së tokës gjatë ngarkimit ciklik. Shkalla e ngacmimit për të cilën struktura e dheut ndryshon, influencohet nga mardhënia midis amplitudës së shformimit ciklik dhe shformimit të shkatërrimit në kushtet e ngarkimit të monoton (Thiers dhe Seed, 1969). Ndryshimet e mëdha të strukturës mund të ndryshojnë sjelljen sforcim-shformim dhe të zvogëlojnë rezistencën në prerje

Thiers dhe Seed (1969) nga prova me ngarkim “monoton” zbuluan se rezistenca finale e argjilave zvogëlohet në më pak se 10% kur amplituda e shformimit ciklik ishte $\frac{1}{2}$ e

shformimit të shkatërrimit. Për raporte më të mëdha, sic duket në figurën e mëposhtme zvogëlimi i rezistencës ka qënë mjaft më I madh.

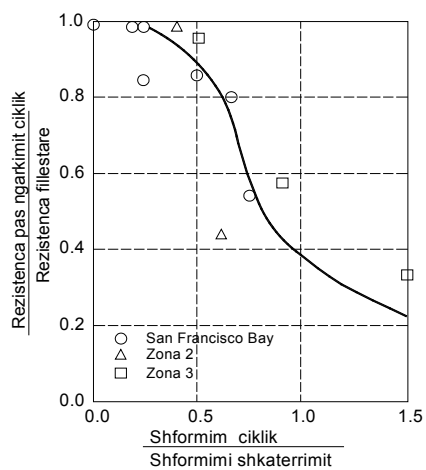


Fig. VI-29. Efekti i shformimit ciklik kritik në fortësinë e njëtrajtshme pas ngarkimit ciklik. (Thiers dhe Seed, 1969).

Aneks C

C.1 Modifikimi i parametrave të shkëmbit

Autorë të ndryshëm kanë tentuar të bëjnë një vlerësim të efekteve të ngarkimit sizmik por rezultatet janë pak të bindshme, kështu p.sh Barton e modifikon vlerën e Q me 50% për të marrë parasysh efektet e tërmetit (spalling).

$$Q_{sizmike} \approx 1/2 Q_{statik} \approx \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{2SRF}$$

Ek. 154

Ky modifikim sjell një rritje të presioneve në vutë prej rreth 25% në kushte larg shkarjeve aktive(modelimi i parë)

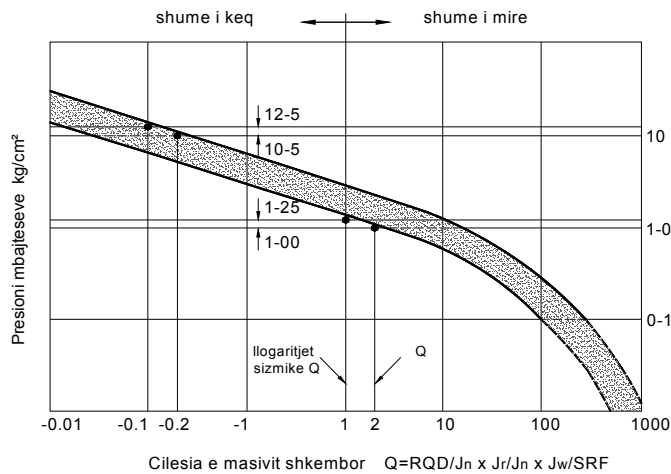


Fig. VI-30. Modifikimi i indeksit Barton në funksion të ngarkimit sizmik

Hendron si pasojë e efekteve të tërmetit jep një presion të modifikuar në vutë:

$$P_t = \left(1 + \frac{a}{g}\right) nB\gamma$$

Ek. 155

Ku a/g nxitimi maksimal i truallit kundrejt “g”, “n” koeficient i nxjerrë në mënyrë empirike, B gjerësia e tunelit dhe γ pesha e shkëmbit.