



UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
Doktorata "Inxhinieri Ndërtimi – Profili Ndërtim"

DISERTACION

PËR MARRJEN E GRADËS SHKENCORE
"DOKTOR"

STUDIM MBI VLERËSIMIN SIZMIK TË URAVE EKZISTUESE
B/A NËPËRMJET KURBAVE TË FRAGILITETIT

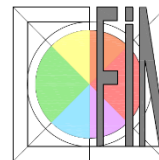
Doktoranti:
Iralda XHAFERAJ

Udhëheqës Shkencor:
Prof. Asoc. Neritan SHKODRANI

Tiranë 2015



UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
DOKTORATA INXHINIERI NDËRTIMI – PROFILI NDËRTIM



DISERTACION

**STUDIM MBI VLERËSIMIN SIZMIK TË URAVE EKZISTUESE
B/A NËPËRMJET KURBAVE TË FRAGILITETIT**

(për marrjen e gradës shkencore "Doktor")

Doktoranti:

Iralda XHAFERAJ

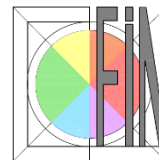
Udhëheqësi shkencor:

Prof. Asoc. Neritan SHKODRANI

Tiranë 2015



UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
DOKTORATA INXHINIERI NDËRTIMI – PROFILI NDËRTIM



Disertacion i përgatitur nga :

Msc. Iralda XHAFERAJ

Për marrjen e Gradës Shkencore:

DOKTOR

TEMA E DISERTACIONIT

**STUDIM MBI VLERËSIMIN SIZMIK TË URAVE EKZISTUESE
B/A NËPËRMJET KURBAVE TË FRAGILITETIT**

(për marrjen e gradës shkencore "Doktor")

Mbrojtur me datë__ / __/ 2016 para Jurisë së miratuar të përbërë nga:

1. _____ : Kryetar
2. _____ : Anëtar (Oponent)
3. _____ : Anëtar (Oponent)
4. _____ : Anëtar
5. _____ : Anëtar

Tiranë, 2015

Këtë punim ja dedikoj Familjes time që më ka përkrahur gjatë gjithë këtij rrugëtimi të gjatë dhe të mundishëm.

Të drejtat e autorit @2015 Iralda Xhaferaj

PËRMBAJTA

Përmbajtja e tezës	2
1 Hyrje	5
1.1- Përshkrimi i problemit	5
1.2- Objektivi dhe qëllimi i studimit.....	6
2 Mbledhja e të dhënave për tipet e urave më të përhapura në Shqipëri	7
3 Përshkrim i përgjithshëm i ndërtimit të kurbave "fragile" për urat	16
3.1- Vlerësim i riskut sizmik	16
3.2- Funksioni i "fragilitetit "	16
3.3- Funksioni analitik i kurbave "fragile"	17
3.3.1- Vulnerabiliteti sizmik	22
3.3.2- Analiza e kërkesës probabilitare sizmike	23
3.3.3- Ndërtimi i kurbave nëpërmjet analizës pushover	24
3.3.4- Ndërtimi i kurbave duke u mbështetur në metodën sipas analizës në varësi të kohës (time –history)	26
3.3.5-Përshkrimi i funksioneve matematikore për ndërtimin e kurbave ...	27
4 Procedura për vlerësimin sizmik të urave ekzistuese	28
4.1- Struktura probabilitare e vlerësimit	29
4.2- Gjëndjet e dëmtimit	30
5 Rreziku sizmik dhe paraqitja e shpejtimit të truallit në zonat sizmogjene të Shqipërisë	33
6 Analiza e marrëdhënies moment - kurbaturë për përcaktimin e kapacitetit	38
6.1 - Analiza e marrëdhënies moment - kurbaturë duke përdorur metodën e Gaussit	41
7 Aspekte të duktilitetit dhe energjisë shuarëse	43
7.1- Sjellja dinamike e urave: Ekuacioni i lëvizjes	44
7.2- Vlerësimi i rrotullimeve joelastike dhe kapacitetit në duktilitet	49

8	Vlerësimi sizmik i gjëndjes së dëmtimit duke u mbështetur në treguesin e zhvendosjeve anësore të kollonave	53
9	Teknikat e përdorura për përforcimin e kollonave	54
10	Raste studimore të vlerësimit sizmik të urave ekzistuese	58
	10.1- Rast studimor për vlerësimin sizmik të mbikalesës hekurudhore të Vorës	58
	10.2- Rast studimor për vlerësimin sizmik të urës lumin Vjosë (ura e Mifolit)	76
	10.3- Rast studimor për vlerësimin sizmik të urës në lumin Shkumbin	92
	10.4- Rast studimor për vlerësimin sizmik të urës në lumin Drini i Zi ...	105
	10.5- Rast studimor për vlerësimin sizmik të urës në lumin Seman.....	106
11	Përmbledhje , konkluzione dhe ndikime	118
	Bibliografia	122
	Lista e Figurave	123
	Lista e Tabelave	127

PËRMBAJTJA E TEZËS

Ky studim synon të krijojë një metodologji të re probabilitare për vlerësimin e urave hekurudhore apo automobilistike gjatë veprimit të një ngjarje sizmike duke përdorur kurbat "fragile"¹ dhe inspektimin në terren. Vlerësimi do të kryhet për urat ekzistuese b/arme me kollona, me trarë dhe disa hapësira dritë. Ky është tipi i urës që hasim me shpesh në Shqipëri. Studimi do të përqëndrohet në vlerësimin e performancës të elementit tip kollonë b/arme të strukturës së urës.

Struktura e këtij studimi përbëhet nga disa faza si më poshtë:

Së pari, puna e këtij studimi nis me mbledhjen e informacionit dhe krijimin e inventarit të urave automobilistike e hekurudhore në vendin tonë, duke marrë në konsideratë shtrirjen e tyre në hartën sizmotektonike, skemën statike, rëndësinë e urës etj.

Faza e dytë, konsiston në analizën e projektit ekzistues dhe detajimin e elementit kollonë për urën. Në këtë hap përcaktojmë modelin e thjeshtuar që i përshtatet më tepër strukturës, në bazë të cilit bëjmë llogaritjen e kapacitetit për seksionin rrethor të elementit kollonë b/arme, sipas dy metodave llogaritëse analitike mbështetur në modelin Mander (J.Mander, A.Dutta, P.Goel, 1998). Nëpërmjet analizave të detajuara përcaktojmë vlerësimin e rrotullimeve joelastike, kapacitetin në duktilitet dhe sipas rezultateve të përftuara bëjmë krahasimin e tyre nëpërmjet tabelave përmbledhëse. Mbështetur në nivelin e duktilitetit përcaktohet gjendja e dëmtimit të elementit nëpërmjet raportit kërkesë / kapacitet dhe probabilitetit që kjo gjëndje të ndodh.

Faza e tretë vazhdon me ndërtimin analitik të kurbave "fragile" duke u mbështetur në funksionet matematikore të shpërndarjes lognormale dhe funksionin kumulativ të shpërndarjes.

Dhe faza e fundit, konsiston në pasqyrimin e konkluzioneve, vlerësimeve dhe metodologjinë probabilitare për ndërtimin e kurbave.

Teza përbëhet nga disa kapituj me përmbajtje si më poshtë:

- 1) Përmbledhje e informacionit rreth inventarit të urave me kollona në Shqipëri.

¹ Kurbat "fragile" – mund të quhen në gjuhën shqipe "kurbat e dëmtimit". Në këtë studim është përdorur emërtimi "fragile" për arsyen se emërtimi në gjuhën shqipe nuk është pranuar akoma në fjalorin teknik.

Të dhëna statistikore rreth urave dhe parametrave gjeometrikë që i karakterizojnë.

- 2) Përmbledhje të studimeve të bëra për funksionin analitik të ndërtimit të kurbave "fragile" për urat.
- 3) Procedura për vlerësimin sizmik të urave ekzistuese.
Struktura probabilitare e vlerësimit sizmik për një urë të dëmtuar nga goditja sizmike.
- 4) Shqyrtimi i rrezikut sizmik dhe historia e tërmeteve në territorin e Shqipërisë.
Paraqitja e shpejtimeve të truallit më të përshtatshme për Shqipërinë.
- 5) Analiza e marrëdhënies moment-kurbaturë për seksionin e kollonës.
- 6) Aspekte të duktilitetit dhe energjisë shuarëse.
Detaje të modeleve analitike për elementin kollonë të urës.
- 7) Vlerësimi i kërkesës sizmike nëpërmjet përdorimit të analizës probabilitare të kërkesës sizmike duke marrë në konsideratë shpejtimin e truallit (PGA) dhe shpejtimi spektral (Sa).
- 8) Ndërtimi analitik i kurbave "fragile" nëpërmjet funksioneve matematikore përkatëse, duke konsideruar kollonat si elementin më vunerabël të urës.
- 9) Konkluzionet e studimit dhe rekomandime.

1- HYRJE

1.1- PËRSHKRIMI I PROBLEMIT

Paraqitja e dëmtimit të urave për shkak të ngarkesës sizmike nëpërmjet kushteve probabilitare ose kurbave "fragile" mund të përdoret në vlerësimin e riskut sizmik. Ato shprehin në mënyrë probabilitare nivelin e shpejtimit të truallit që i përgjigjet një niveli target të reagimit apo gjëndje dëmtimi.

Vendi ynë konsiderohet si një zonë me aktivitet të larte sizmik në rajonin europian. Ngjarjet historike sizmike në vendin tonë, rrisin ndërgjegjësimin mbi rrezikun sizmik që mbartin shumë prej urave ekzistuese automobilistike. Mangësitë në projektimin sizmik të dikurshëm, duke neglizhuar kërkesën në zonat me aktivitet më të lartë sizmik kanë rezultuar në rritjen e problematikës. Ditët e sotme ka marrë një zhvillim të gjerë vlerësimi i riskut sizmik nëpërmjet përdorimit të kurbave "fragile". Kurbat "fragile" shprehin kushte probabilitare duke dhënë probabilitetin që ura të arrijë një gjëndje të caktuar dëmtimi për një tërmet me intensitet të caktuar. Aplikimi i tyre në vlerësimin e riskut është domosdoshmëri veçanërisht në zonat e moderuara sizmike.

Kurbat "fragile" janë të nevojshme në projektimin dhe vlerësimin e performancës sizmike të strukturës. Kurbat "fragile" na ndihmojnë ti përgjigjemi pyetjeve si më poshtë.

Për një nivel të caktuar të gjëndjes së dëmtimit të kollonës, cili është probabiliteti që ura të ketë dëmtime të lehta, dëmtime të kontrollura apo deformim të armaturës gjatësore?

Studimi realizohet duke marrë në konsideratë inventarin e urave ekzistuese në Shqipëri, përcaktimin e karakteristikave dhe detajeve tipike prej të cilave janë ndërtuar modelet e thjeshtuara analitike. Urat ndodhen në zona të cilat karakterizohen nga një shpejtim i caktuar trualli. Modelet probabilitare të kërkeses sizmike (Probability seismic demand model - PSDM) gjenerohen duke përdorur këto analiza. Nga modelet (Probability seismic demand - PSD), kurbat "fragile" ndërtohen duke konsideruar një nivel specifik dëmtimi për të cilin ne interesohemi.

Ky studim propozon dhe ilustron përdorimin e kurbave "fragile" në verifikimin e objektivave të performancës që drejton projektimin sizmik të urave.

1.2- OBJEKTIVI DHE QËLLIMI I STUDIMIT

Në infrastrukturën e transportit, urat janë strukturat më vulnerabël të cilët mund të dëmtohen për disa faktorë si psh: për shkak të kushteve mjedisore apo katastrofave natyrore; dëmtimit të shtresës mbrojtëse që ekspozon armaturën; korrozioni i çelikut, etj. Për më tepër një pjesë e urave janë ndërtuar para viteve 89, ndërsa në kodet e sotme të projektimit është rritur kërkesa ndaj veprimeve sizmike. Në këtë kontekst lind pyetja: *Si mund ta parashikojmë reagimin sizmik të urave? Si mund të përcaktojmë shkallën e dëmtimit të tyre për një veprim të caktuar sizmik?*

Zhvillimi i kurbave "fragile" konsiderohet si një nga mënyrat më të mira për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të urave ekzistuese. Ky studim do të fokusohet në vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të urave ekzistuese b/a për skemat më të përhapura në Shqipëri.

Qëllimi i studimit është përcaktimi i një metodologjie për zhvillimin sizmik analitik të kurbave "fragile" të klasave të urave b/a në rajonin e Shqipërisë. Për këtë arsye do të përzgjidhen disa ura më tipiket në vend, të cilat do të ndihmojnë në vlerësimin e riskut sizmik.

Detyrat kryesore që do jenë pjesë e këtij studimi janë si më poshtë:

1. Mbledhja e informacionit për urat ekzistuese b/a me kollona për tipologjinë më të përhapur në vend dhe përshkrimi disa prej parametrave strukturor që i karakterizojnë.
2. Përcaktimi i shpejtimit të truallit më të përshtatshëm që përfaqëson rrezikun sizmik në rajon.
3. Përcaktimi i modeleve të thjeshtuar për zhvillimin analitikë.
4. Identifikimi i parametrave strukturor më të rëndësishëm në modelin e urës.
5. Ndërtimi i modeleve probabilitare të kërkesës sizmike (probability seismic demand model - PSDM) për kollonat e urës.
6. Shqyrtimi i ndikimit të përdorimit të intensiteteve të ndryshëm sizmik në modelet probabilitare të kërkeses sizmike.
7. Përcaktimi i kapaciteteve dhe gjëndjet kufitare.
8. Ndërtimi i kurbave sizmike "fragile".

2- MBLEDHJA E INFORMACIONIT PËR INVENTARIN E URAVE ME KOLLONA B/ARME NË SHQIPËRI

Për përcaktimin e vulnerabilitetit sizmik apo për ndërtimin e kurbave "fragile", është e rëndësishme të kemi njohuri rreth inventarit të urave në rajon dhe vendodhjes së tyre në hartën sizmotektonike. Detyra e parë e këtij studimi është përcaktimi i klasave më tipike të urave dhe përzgjedhja e disa prej tyre.





Figura 2.1: *Pamje fotografike të disa urave b/a me kollona në Shqipëri*

Urat e ndërtuara në vendin tonë para viteve 89' kryesisht janë me kollona, dhe mbistrukturë të parapregatitur me trarë "T". Ndërsa ato të ndërtuara nga viti 1990 e në vazhdim janë me kollona me mbistrukturë me trarë dhe soletë të vazhduar.

Disa nga urat e ndërtuara para vitit 1989 po i përmendim më poshtë:

1. *Mbikalimi në trekëndëshin e Vorës* – e projektuar në vitin 1989 në kuadrin e rikonstruksionit të linjave hekurudhore në trekëndëshin e Vorës. Kjo mbikalesë automobilistike përbëhet nga 18 hapësira. Hapësira e mesit është projektur për tre linja hekurudhore. Konstruksioni i mbikalesës është projektuar për ngarkesa normative automobilistike N-18; T-80; Gabariti G-7+ (2x1) m për trotuarët. Pilat përbëhen prej një kollonë e vetme me diametër $\Phi=1.2$ m ndërsa mbistruktura është e gjitha e parapregatitur. Gjatë zbatimit të projektit është kushtuar rëndësi e posaçme kuotimit të çdo elementi mbështetës në pila dhe ballna, me qëllim realizimin e kurbave dhe pendencave të projektuara. Në figurën 2.2 jepet pamja gjatësore dhe planimetria e mbikalimit.

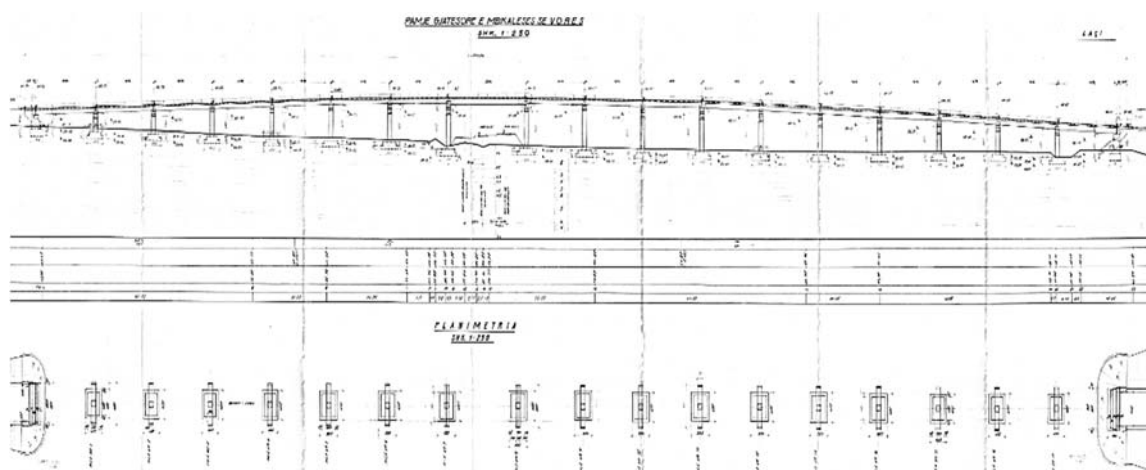


Figura 2.2: Pamje gjatësore dhe planimetria e mbikalesës së Vorës ([6])²



Figura 2.3: Foto e mbikalesës së Vorës

² Ref.[6] Projektet e përgjithshme të urave kryer nga “ Instituti i studimeve dhe projekteve “ , marrë prej “Arkivës qendrore teknike”.

2. Ura hekurudhore – automobilistike në hekurudhën Fier -Vlorë mbi lumin Vjosë, (Ura e Mifolit) – e projektuar në vitin 1978, me 11 hapësira dritë. Ura hekurudhore është llogaritur për ngarkesa normative N-8, ndërsa ura automobilistike për ngarkesë N-18, T-80. Përsa i përket urës automobilistike është ndërtuar nga trarë "T" të parapregatitur dhe soletë monolitike. Pilat e urës automobilistike dhe hekurudhore përbëhen nga katër kollona b/arme. Themelet janë realizuar nga pilota b/arme të centrifuguara dhe U.K.S, të vendosura në shtresa të ndryshme sipas studimeve gjeologjike. Në figurën 2.4, 2.5 jepen pamje gjatësore dhe planimetria e urës hekurudhore të Mifolit.

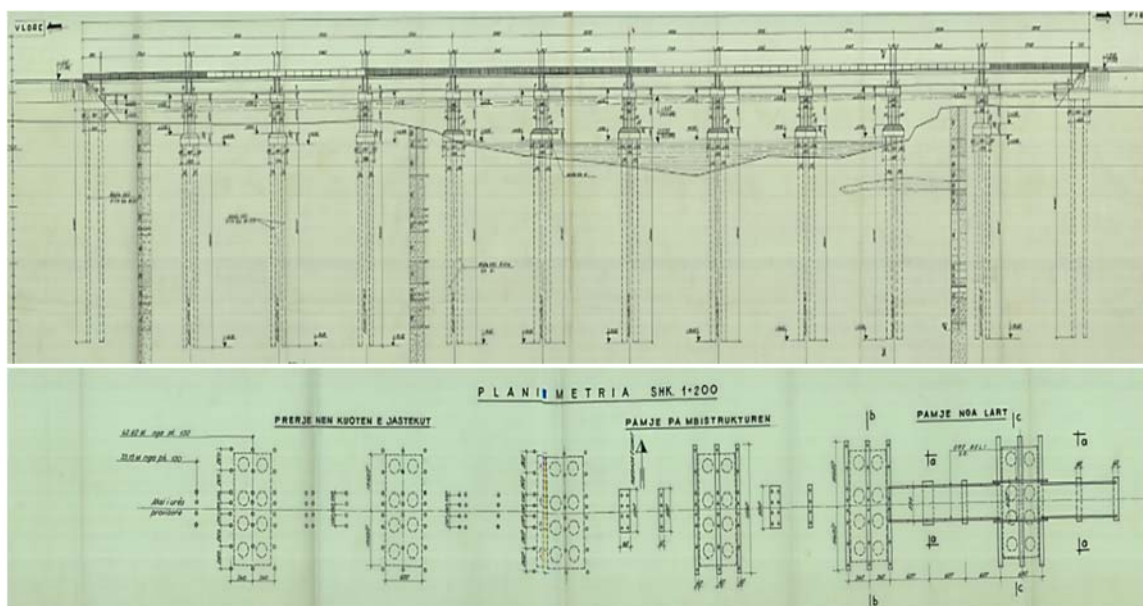


Figura 2.4: Pamje e urës hekurudhore së Mifolit ([6])

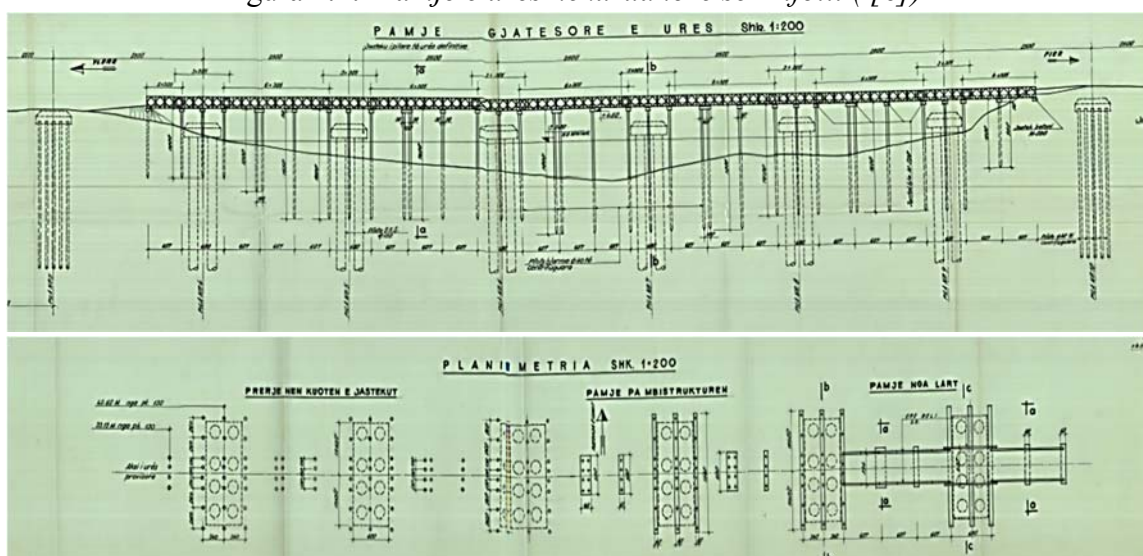


Figura 2.5: Planimetria e urës hekurudhore të Mifolit ([6])

3. *Ura e Shkumbinit në Elbasan* – e projektuar në vitin 1981. Eshtë llogaritur për ngarkesë të lëvizshme N-18 dhe T-80 me metodën e gjëndjes kufitare. Përbëhet nga 11 hapësira dritë. Mbistruktura është e parafabrikuar me trarë "T", pilat përbëhen nga katër kollona b/arme me diametër $\Phi=1.2$ m. Themelet janë realizuara me pilota U.K.S.

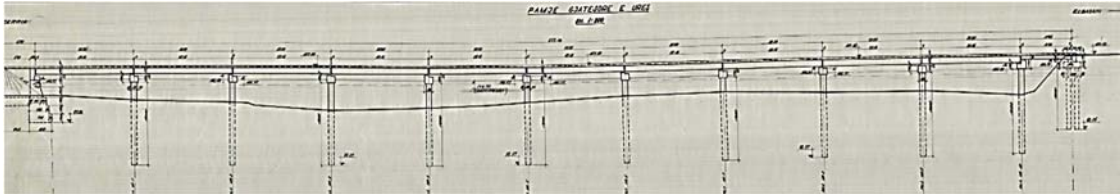


Figura 2.6: *Pamje gjatësore e nënstrukturës për urën mbi lumin Shkumbin në Elbasan* ([6])

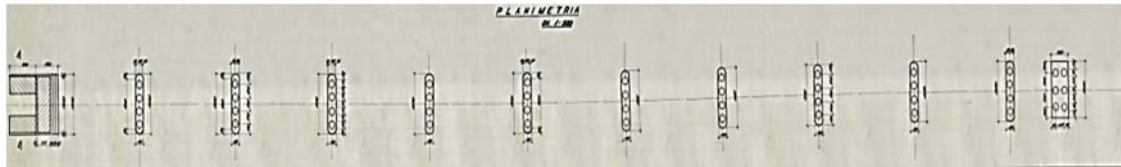


Figura 2.7: *Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave* ([6])

4. *Ura Mbrostarit në lumin Seman* – e projektuar në vitin 1978. Eshtë llogaritur për ngarkesë të lëvizshme N-18 T-80, me teorinë e gjëndjes kufitare. Mbistruktura është realizuar me trarë "T" të parafabrikuar HD -30m. Themelet janë realizuar me shtylla b/arme tip U.K.S që vendosen në formacionin bazë (argjile aluviale). Pilat realizohen me dy kollona b/arme me diametër $\Phi =1.3$ m.

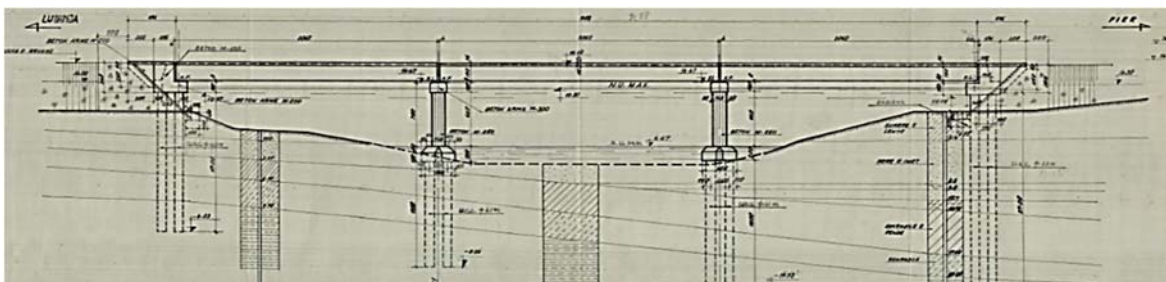


Figura 2.8: *Pamje gjatësore e urës në lumin Seman* ([6])

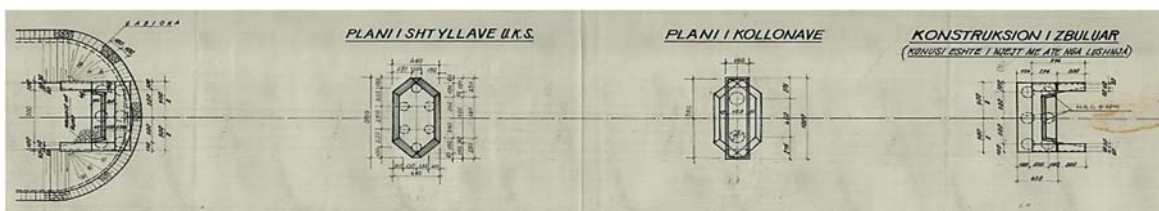


Figura 2.9: Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave ([6])

5. Ura në hekurudhën Elbasan –Prenjas, (Ura e Bushtricës) - e projektuar në vitin 1970. Është llogaritur për ngarkesë hekurudhore N8. Përbëhet nga 9 hapësira drite me h.d = 30 m. Konstruksioni i themeleve është realizuar me plinta, tabani i të cilave është vendosur në shtresën gjeologjike sipas kuotës së projektit.

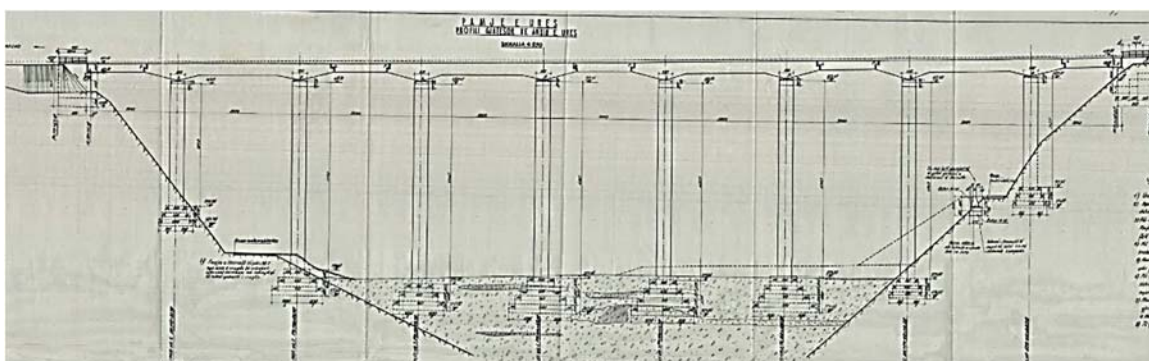


Figura 2.10: Pamje gjatësore e urës së Bushtricës ([6])

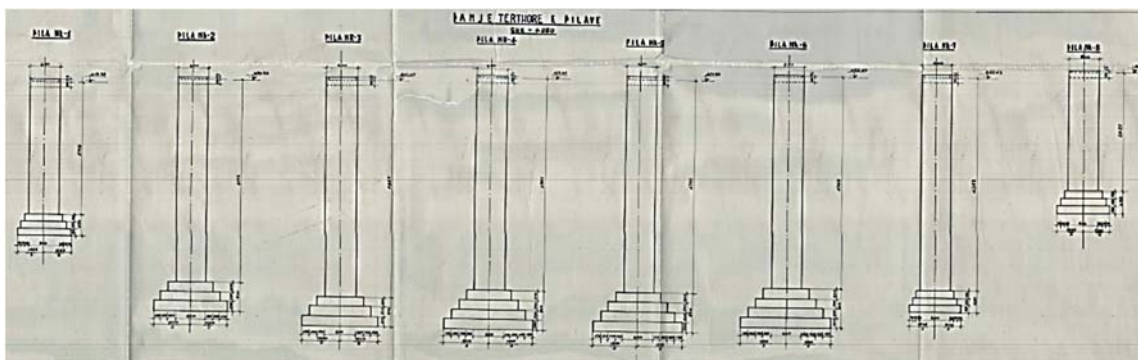


Figura 2.11: Pamje tërthore të pilave ([6])

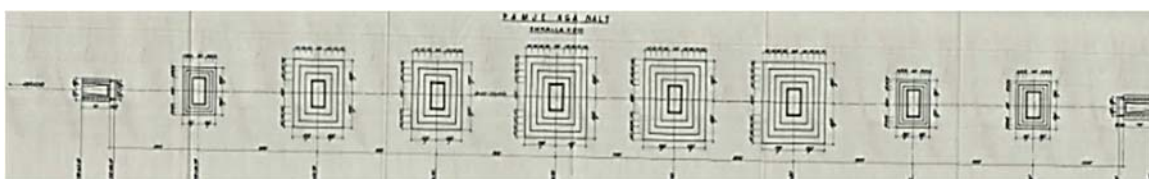


Figura 2.12: Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave ([6])

6. Ura e Kuksit mbi Drinin e Zi, - e projektuar në vitin 1974. Pilat nr.1 dhe nr.2 janë realizuar me katër kollona me diametër $\Phi=2.4\text{m}$. Mbistruktura është realizuar monolite b/arme me konsola mbi pila ($L=50.28\text{ m}$) dhe me trarë të parafabrikuar ($L=30.6\text{m}$).

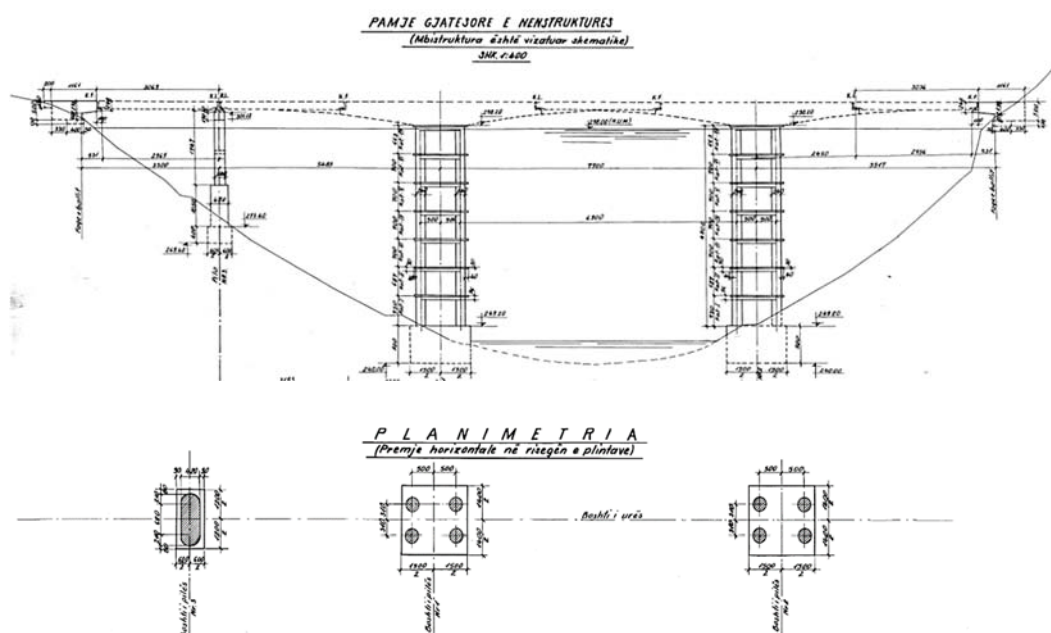


Figura 2.13: Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave ([6])

7. Ura e Kuksit mbi Drinin e Bardhë, - e projektuar në vitin 1974. Pilat janë realizuar me katër kollona me diametër $\Phi=2.4\text{m}$. Mbistruktura është realizuar monolite b/arme me konsola mbi pila dhe me trarë të parafabrikuar.

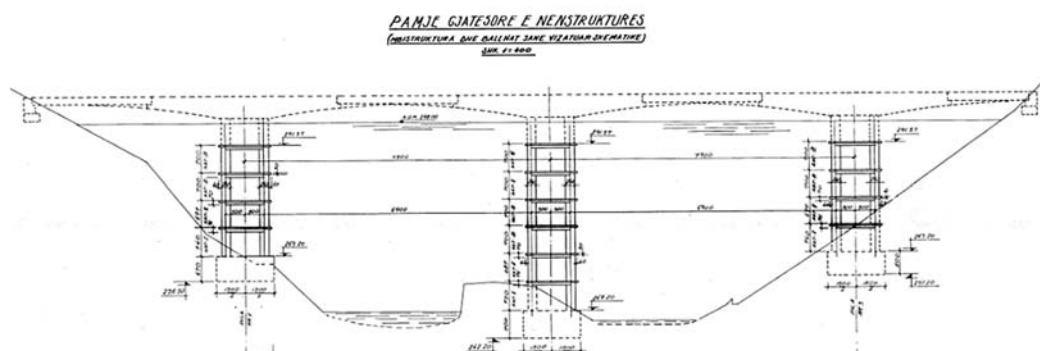


Figura 2.14: Pamje gjatësore e nënstrukturës ([6])

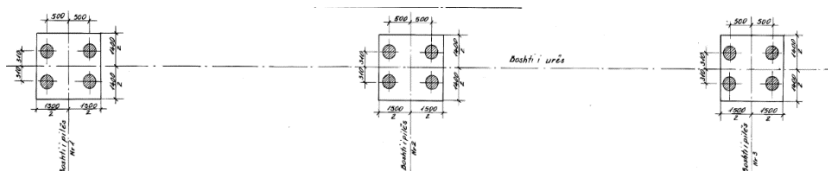


Figura 2.15: Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave ([6])

8. Urat në rrugën e Velipojës, - të projektuara në vitet 1970 -1980. Mbistruktura është realizuar me trarë "T" të parafabrikuara, me 12 dhe 6 hapësira drite përkatësisht. Pilat realizohen me kollona b/arme $\Phi=1$ m.

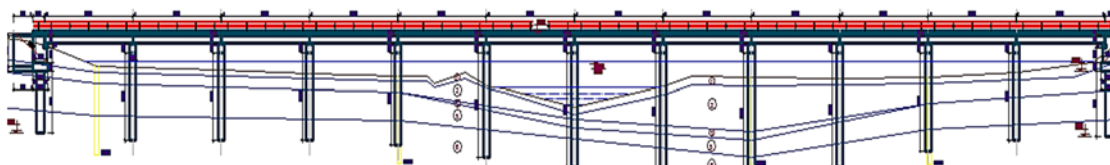


Figura 2.16: Pamje gjatësore e nënstrukturës

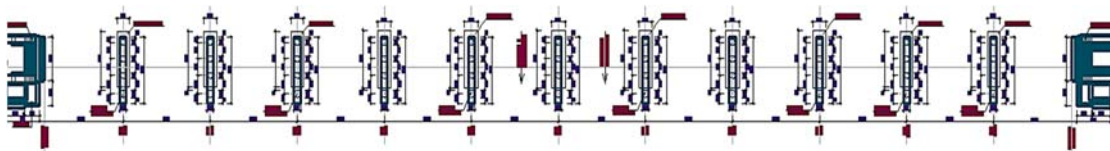


Figura 2.17: Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave

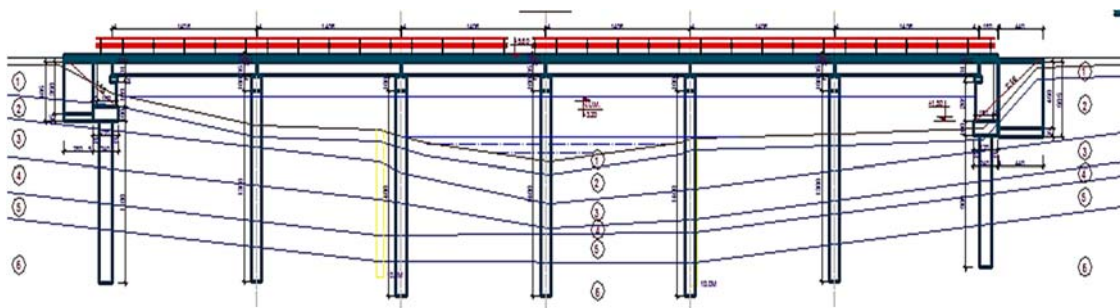


Figura 2.18: Pamje gjatësore e nënstrukturës

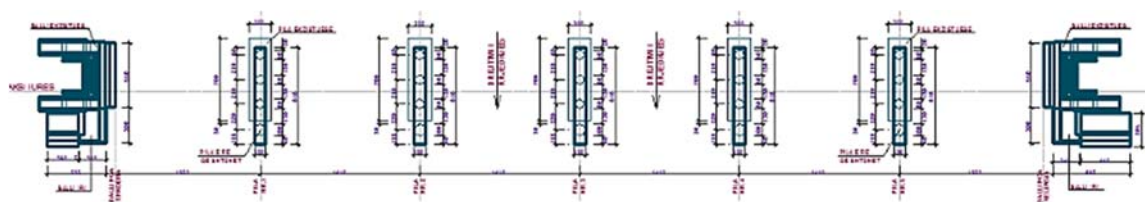


Figura 2.19: *Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave*

Tabela 2.1 paraqet kategorizimin e urave b/a me kollona sipas numrit të kollonave në pila, mënyrës së mbështetjes së trarëve dhe mënyrës së realizimit të mbistrukturës.

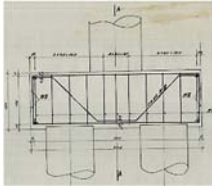
Materiali	Numri i kollonave në pila	Mënyra e mbështetjes	Tipi i mbistrukturës
Ura b/arme Beton për Kollonat në pila M-300 ose M-250 Çelik Ç-3	Pila të përbëra nga një kollonë	Mbistrukturë me trarë të thjeshtë	Mbistrukturë monolite
		Mbistrukturë me trarë të vazhduar	Mbistrukturë parapregatitur
		Mbistrukturë me trarë të thjeshtë	Mbistrukturë monolite
		Mbistrukturë me trarë të vazhduar	Mbistrukturë parapregatitur

Tabela 2.1: *Në tabelën e mësipërme paraqiten tipologjitë e urave b/arme që hasim më shpesh në Shqipëri.*

3- PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM I NDËRTIMIT TË KURBAVE TË FRAGILITETIT PËR URAT

3.1 VLERËSIMI I RISKUT SIZMIK

Risku sizmik përshkruan potencialin për dëmtim ose humbje në një rajon që është i prirur për ngjarje sizmike, ndërsa rreziku sizmik përcakton shkallën e përsëritjes për shpejtime të ndryshme të truallit.

Në figurën e mëposhtme (Bazos dhe Kiremidijian 1996) prezantohet një ngjarje sizmike e cila ilustron ngjarjet para dhe pas veprimit sizmik.

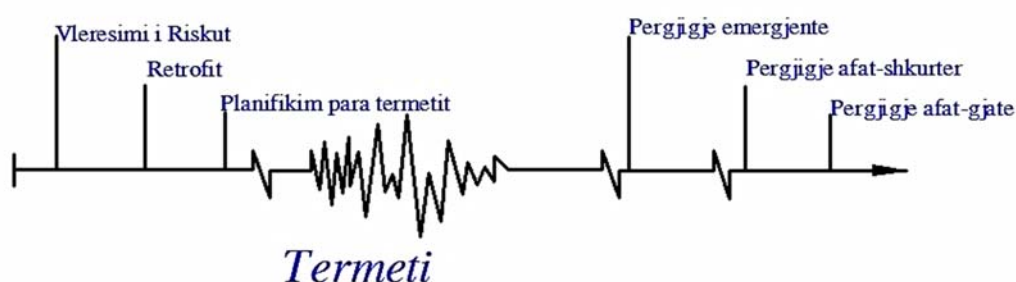


Figura 3.1.1: Ngjarje sizmike e paraqitur në kohë

3.2 FUNKSIONI I "FRAGILITETIT"

Një nga pikat kyçe në metodologjinë e vlerësimit është vlerësimi i dëmtimit në komponentët e jetëgjatësisë. Kjo realizohet nëpërmjet vlerësimit të performancës të urave të ndryshme si funksion i parametrave të intensitetit të truallit. Performanca e urave në përgjithësi paraqitet si një matricë e dëmtimit apo funksioni "fragile".

Funksioni i kurbave "fragile" është një kusht probabilitar që paraqet mundësinë ku struktura prek apo tejkalon një nivel specifik të dëmtimit për një intensitet të dhënë trualli të matur.

Shprehja probabilitare jepet si më poshtë:

$$Fragiliteti = P[LS | IM = y]$$

Ku,

LS është gjendja kufitare apo niveli i dëmtimit të komponentëve të urës,

IM është shpejtimi i matur i truallit,

y është realizimi i intensitetit të zgjedhur.

Siç shihet nga formulimi, për një tërmet të dhënë me një intesitet specifik, mund të realizohet një parashikim i nivelit të dëmtimit për çdo urë për të cilën funksioni i "fragilitetit" është përcaktuar. Në figurën 3.2.2 jepet paraqitja e një kurbe "fragile". Në boshtin horizontal shprehet intesiteti i matur, ndërsa në atë vertikal jepet probabiliteti i ndodhjes për një gjëndje të caktuar dëmtimi.

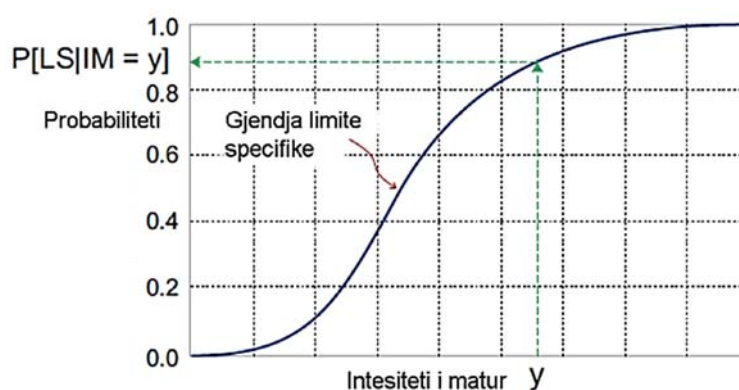


Figura 3.2.2 : Shembull i një kurbe "fragile" ([7])

3.3 FUNKSIONI ANALITIK I KURBAVE "FRAGILE"

Kur dëmtimi i urës dhe të dhënat e shpejtimit të truallit mungojnë, ndërtimi analitik i kurbave "fragile" duhet të përdoren për vlerësimin e performancës së urave. Gjëndjet e dëmtimit i referohen kapacitetit të strukturës (C) dhe parametri i intesitetit të truallit i referohet kërkesës strukturore (D), "fragiliteti" apo probabiliteti i mospjekjes (p_f), mund të përshkruhet si në ekuacionin e mëposhtëm:

$$p_f = P\left[\frac{D}{C} \geq 1\right]$$

Ky probabilitet është përgjithësisht i modeluar si një shpërndarje probabilitare lognormale dhe përdor teorinë konvencionale të probabilitetit (Wen et al., 2003). Kur kapaciteti i strukturës dhe kërkesa plotësojnë me përafërsi shpërndarjen normale dhe lognormale, mund të themi se performanca kompozite do të ketë shpërndarje lognormale (Kottogoda and Rosso, 1997). Në këtë mënyrë kurbat "fragile" mund të

paraqiten si një funksion kumulativ lognormal shpërndarës si në ekuacionin e mëposhtëm:

$$P_f = \Phi \left(\frac{\ln S_d / S_c}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right)$$

Ku,

S_c - është vlera mesatare e kapacitetit strukturor e përcaktuar për gjëndjen e dëmtimit,

β_c - është devijimi standart lognormal i kapacitetit të strukturës,

S_d - është kërkesa sizmike në termat e shpejtimit të zgjedhur të truallit,

β_d - është devijimi standart logaritmik për kërkesën,

$\Phi [\cdot]$ - është funksioni normal standart i shpërndarjes.

Në qoftëse i referohemi ekuacionit të mësipërm vëmë re se kapaciteti dhe kërkesa duhet të modelohen në mënyrë që të arrijmë të gjenerojmë kurbat "fragile" në mënyrë analitike. Disa nga metodat e përdorura për realizimin e tyre janë dhënë më poshtë.

- 1) *Reagimi spektral elastik*
- 2) *Analiza statike jo lineare*
- 3) *Analiza jo lineare në varësi të kohës (NLTH – non linear time history analysis)*

1. Reagimi spektral elastik

Yu et al. (1991) e ka përdorur këtë metodë për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të urës në Kentucky. Ata modeluan çdo kollonë të urës si një strukturë me një shkallë lirie dhe më pas vlerësuan reagimin e tyre duke përdorur spektrin elastik të reagimit. Kjo metodë është zhvilluar dhe aplikuar nga Jernigan and Hwang (2002) me qëllimin e dhënies së një metode më praktike për vlerësimin e kurbave.

Në këtë metodë raporti kapacitet / kërkesë ndërtohet për komponentët e ndryshëm të urës.

Kërkesa tek urat përcaktohet duke performuar analizën spektrale elastike me ndihmën e programeve kompjuterikë.

Pasaktësitë që përfshijnë kërkesën jepen nëpërmjet faktorit të forcës sizmike SFF. Ky koeficient ndjek shpërndarje lognormale me një vlerë mesatare dhe koeficient variacioni

0.5. Llogaritjet e koeficientit të reagimit sizmik (C_s), siç jepen në AASHTO (1998), të dhëna në ekuacionin e mëposhtëm,

$$C_s = (SFF) \frac{1.2AS}{T^{2/3}}$$

Ku,

A-shpejtimi i truallit,

T-perioda kryesore e urës,

S-është faktori i kushteve të tokës.

2. Analiza statike jolineare

Kjo është një metodë jolineare e quajtur shpesh si metoda Kapacitet /Spektër. Metoda ka në bazë të saj kurbën e konvertuar statike jolineare pushover me spektrin e reduktuar të reagimit.

Spektri i kapacitetit zhvillohet pasi ndërtohet fillimisht kurba jolineare statike pushover për urën. Në figurën 3.3.1 jepet grafiku i marrëdhënies zhvendosje spektrale me shpejtimin spektral.

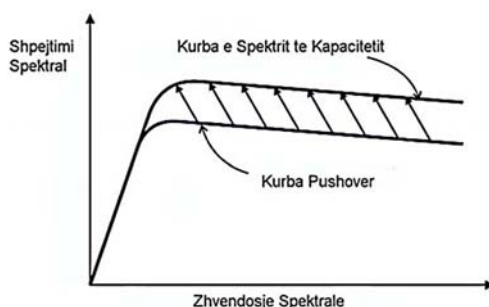


Figura 3.3.1: *Grafik i marrëdhënies zhvendosje spektrale – shpejtim spektral ([7])*

Lidhja ndërmjet S_a dhe S_d mund të jepet si në shprehjen e mëposhtme:

$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Ky spektër reagimi mund të përdoret si spektër linear i reagimit në spektrin joelastik të reagimit për sjelljen jolineare të strukturës. Kjo në përgjithësi trajtohet duke gjeneruar spektrin e reagimit me një tregues të lartë të shuarjes (Dutta, 1999).

Spektri i kapacitetit dhe kërkesës mund të vendosen në të njëjtën grafikë për përcaktimin e reagimit maksimal të urës. Reagimi maksimal do të përcaktohet nga ndërprerja e dy kurbave. Megjithatë kur merren në konsideratë pasaktësitë në kërkesë dhe kapacitet, çdo kurbë paraqitet si shpërndarje probabilitare si në fig. 3.3.3 më poshtë. Kurbat sizmike "fragile" mund të ndërtohen nga këto spektra pas vlerësimit të tyre në gjëndjet kufitare të paracaktuara. Kjo realizohet për nivele të ndryshme të intesitetit të matur (psh PGA, S). Figura 3.3.2 paraqet spektrin e reagimit shpejtim – zhvendosje, ndërsa figura 3.3.3 është dhënë ndërpreja e kurbës së kapacitetit me kurbën e kërkesës.

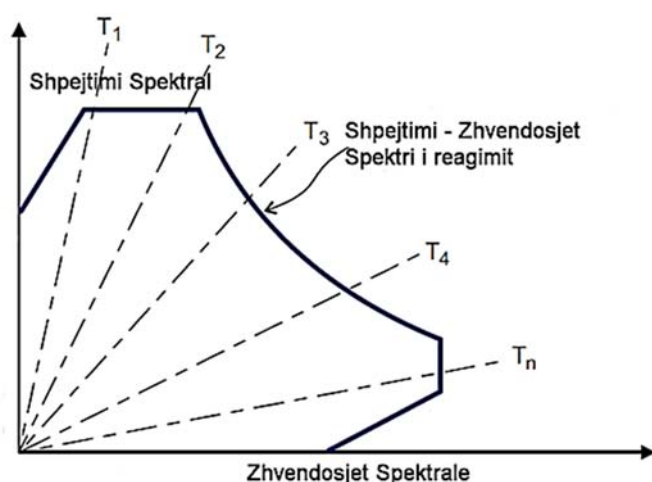


Figura 3.3.2: Spektri i reagimit shpejtim – zhvendosje ([7])

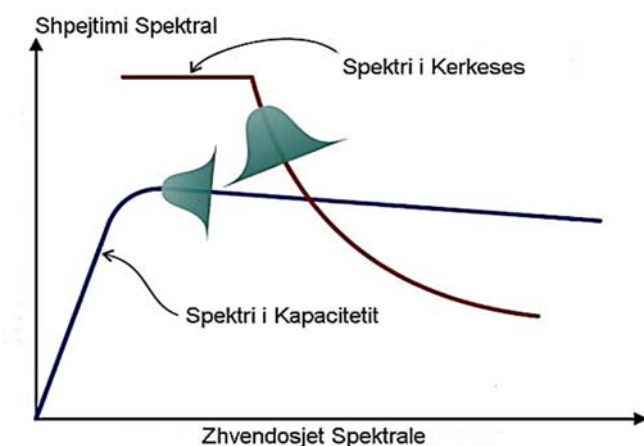


Figura 3.3.3: Paraqitja probabilitare e spektrit kapacitet – kërkesë (Mander dhe Bazos ,1999) ([7])

3. Analiza jo lineare në varësi të kohës (NLTH – non linear time history analysis)

Analiza analitike e modeleve 3D të urave automobilistike

Konstruksioni i urave automobilistike përbëhet nga 3 komponentë kryesore. Komponenti i parë është mbistruktura e cila përbëhet nga trarët, soleta dhe parapeti. Komponenti i dytë është nënstruktura e cila përbëhet nga mbështetjet anësore, mbështetjet ndërmjetëse dhe themelet. Komponenti i tretë janë çernierat, të cilat shërbejnë për shpërndarjen e ngarkesave nga mbistruktura te nënstruktura.

Qëllimi i kësaj çështje është ilustrimi i një reagimi sizmik tipik për tipologjinë karakteristike. Sjellja e komponentëve të urës është konsideruar si jolineare. Shuarja është marrë parasysh në vlerën 5%. Reagimi sizmik ilustrohet nëpërmjet shpejtimit të truallit me magnitudën përkatëse. Shpejtimi i truallit gjithashtu karakterizohet nga shpejtimi maksimal i tij (PGA) dhe spektri i reagimit me 5 % shuarje.

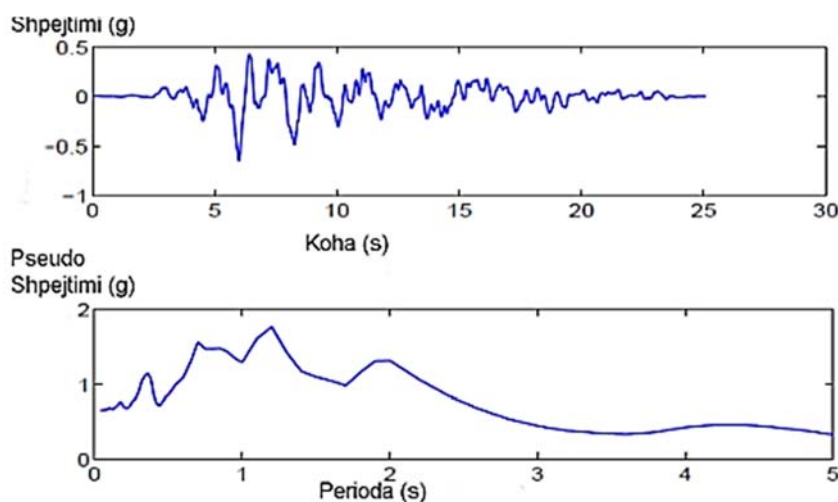


Figura 3.3.4: Shembull i shpejtimit të truallit a) Shpejtim – kohë b) Spektri i reagimit 5 % shuarje ([7])

Kurbat "fragile" mund të ndërtohen edhe duke përdorur metodën jo lineare në varësi të kohës (NLTH), që është një nga metodat më të besueshme (Shinozuka et al., 2000). Për këtë arsye ka shumë studiues që kanë përdorur këtë metodologji (NLTH) për ndërtimin e kurbave "fragile".

Hapi i parë është të përcaktojmë një shpejtim truall të përshtatshëm për sipërfaqen gjeografike të marrë në konsideratë. Më pas, vetitë e materialeve janë modele probabilitare nga modeli analitik i urës. Kjo procedurë përsëritet N herë duke gjeneruar kështu N modele që janë të ndryshëm nga pikëpamja statistikore. Në fund shpejtimi i truallit kombinohet me simulimet e urës dhe analizën në funksion të kohës. Figura 3.3.5 paraqet modelin e thjeshtuar të kollonës që përdoret për analizën jolineare.

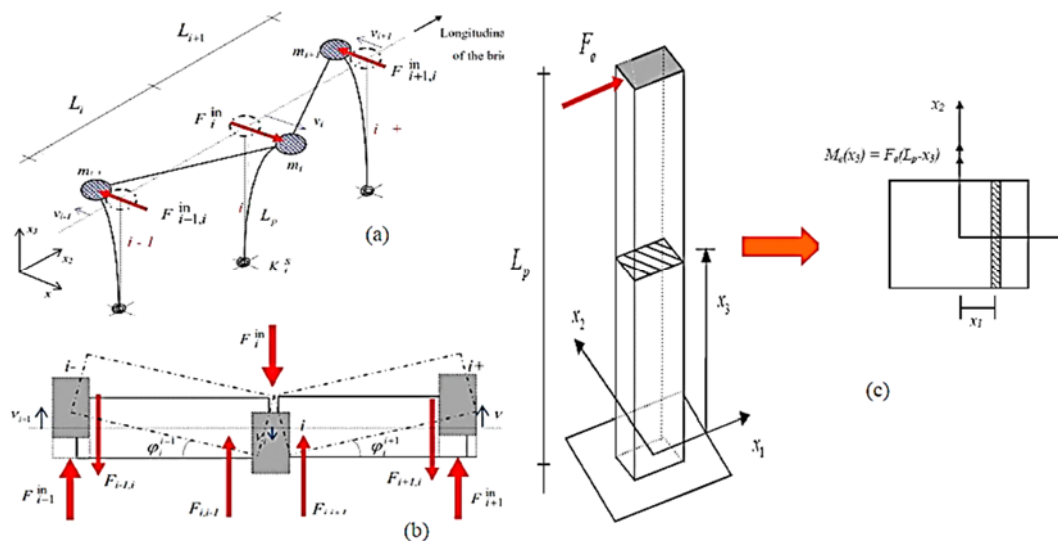


Figura 3.3.5: ([10])

- a) Skema bazë për analizën e urave
- b) Rrotullimi i trarëve , shkaktuar nga zhvendosja e kollonave në majë të tyre
- c) Modeli i thjeshtuar i kollonës i përdorur në analizën jolineare

3.3.1 Vulnerabiliteti sizmik

Përcaktimi i gjëndjes së dëmtimit është i rëndësishëm për vlerësimin e rrezikut sizmik. Për një urë të caktuar, është e mundur të parashikohet, niveli i shpejtimit të truallit që i përgjigjet një niveli target të reagimit apo gjëndje dëmtimi. Funkcioni i probabilitetit kumulativ jepet me formulën e mëposhtme.

$$P(D > d_{PL} | IM) = P(S_d > S_C | IM) = \Phi \left[\frac{\ln(S_d / S_C)}{\beta} \right]$$

ku,

S_d - është kërkesa strukturore e cila ndryshon në varësi të intesitetit

S_C - kapaciteti strukturor i lidhur me nivelin e performances

Në figurën 3.3.6 pasqyrohet kurba "fragile" për katër gjëndje dëmtimi që janë si më poshtë:

- PL1 – Gjëndja e dëmtimeve të lehta
- PL2 – Gjëndja e dëmtimeve mesatare
- PL3 – Gjëndja e dëmtimeve rënda
- PL4 – Gjëndja e shkatërrimit të strukturës

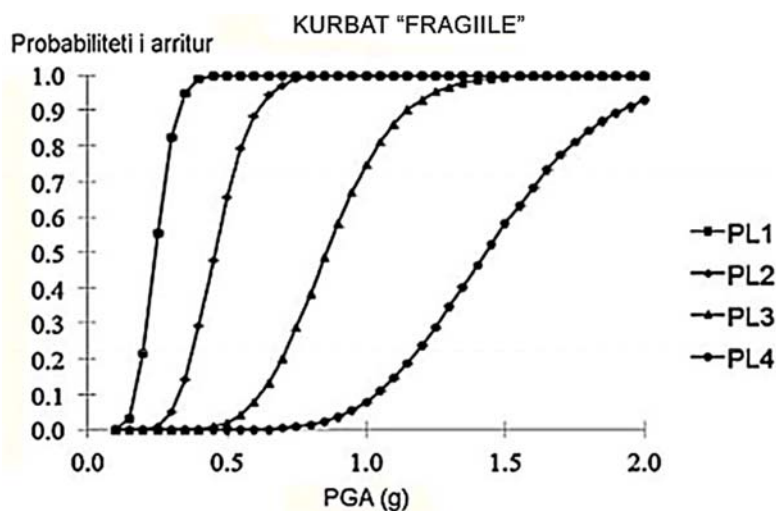


Figura 3.3.6: Shembull i kurbës së fragilitetit për urat ekzistuese duke konsideruar katër gjëndjet e dëmtimit

3.3.2 Analiza e kërkesës probabilitare sizmike

Në strukturën e riskut dhe vlerësimit të humbjeve në sistemin e transportit, përcaktimi i kërkesës sizmike në ura është një komponent thelbësor. Vlerësimi i humbjeve shprehet qartë në ekuacionin e mëposhtëm:

$$P[\text{humbjeve}] = \sum_s \sum_{LS} \sum_d P[\text{humbjeve} | D = d] \cdot P[D = d | LS] \cdot P[LS | IM = s] \cdot P[IM = s]$$

Ku,

IM - është vlera e intensitetit të matur i cili shpreh rrezikun sizmik (shpejtimi pikë i truallit, shpejtimi spektral),

s – është realizimi i këtij intensiteti,

LS - është specifikimi i gjëndjes kufitare e quajtur shpesh si parametri i kërkesës inxhinierike, i cili shpreh reagimin strukturor (deformacion, duktilitet),

D, d - janë gjëndjet e dëmtimit dhe realizimi i gjëndjes së dëmtimit respektiv (si psh e lehtë, mesatare, e rëndë, shkatërrim).

Humbja shpreh impaktin e përgjithshëm të rrezikut sizmik (psh humbje jete, humbje monetare).

Ndërtimi analitik i kurbave mund të realizohet në 2 mënyra: Një mënyrë shfrytëzon analizën në varësi të kohës (time-history) ndërsa tjetra përdor metodën e spektrit të kapacitetit.

3.3.3 Ndërtimi i kurbave nëpërmjet analizës Pushover

Kjo analizë përdor ndërprerjen e kurbës së kapacitetit me reagimin spektral për vlerësimin e zhvendosjes maksimale.

Është një metodë e përdorur për ndërtimin e kurbave "fragile". Spektri i kapacitetit zhvillohet pasi ndërtojmë fillimisht kurbën statike jo-lineare pushover. Kurba pushover është ndërtimi i marrëdhënies forcë – zhvendosje i cili mund të konvertohet në spektrin e kapacitetit zhvendosje spektrale – kapacitet spektral.

$$S_d = S_a g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

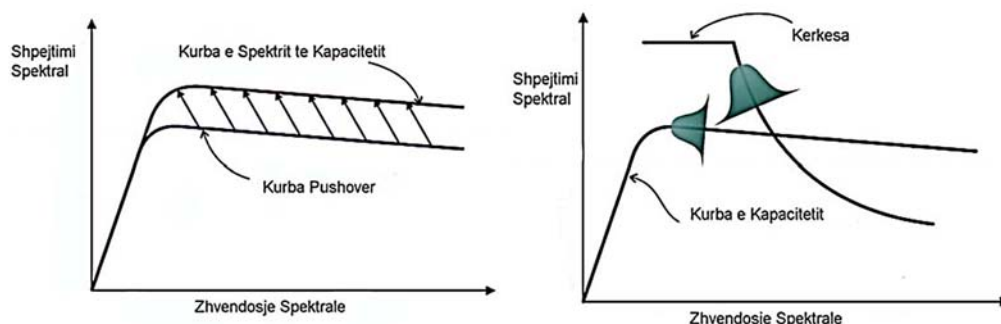


Figura 3.3.7: Kurba e kapacitetit dhe kurba e kërkesës

Në fuksionin analitik të ndërtimit të kurbës "fragile" i referohemi kapacitetit (C), dhe kërkesës së shpejtimit të trullit (D). Sipas modelit Hazus probabiliteti për një gjëndje dëmtimi jepet sipas shprehjes:

$$P_f(S_a) = \Phi \left[\frac{1}{\beta} \ln \left(\frac{S_a}{A_i} \right) \right] \quad (1)$$

Ku,

$\Phi[...]$ - është funksioni lognormal kumulativ i shpërndarjes,

S_a - është amplituda e shpejtimit spektral (për periodën $T=1s$),

A_i - shpejtimi spektral mesatar që shkakton gjëndjen e i- të dëmtimit,

β – është devijimi standart lognormal i normalizuar që merr parasysh pasaktesitë në llogaritjen e kapacitetit dhe kërkesës, që rekomandohet 0.6 (nga Bazoz dhe Mander).

Në ekuacionin (1) i vetmi parametër i panjohur është A_i i cili llogaritet duke marrë parasysh vlerësimin e spektrit të kapacitetit.

Bazuar ne Eurokodin 8 kërkesa sizmike jepet:

$$(C_d)_S = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad \text{kërkesa sizmike për periodë të shkurtër}$$

$$(C_d)_L = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad \text{kërkesa sizmike për periodë të gjatë}$$

a_g - shpejtimi i projektimit për truallin

S - tipi i truallit

η – koeficienti i shuarjes, pranohet 1 për shuarje 5%

F_o – faktori i amplifikimit spektral

T_C –perioda më e lartë

T - perioda kryesore e dhënë me relacionin si më poshtë:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta}{C_C \cdot g}}$$

Ku,

C_C – është kapaciteti,

Δ - zhvendosja maksimale e dhënë me formulën $\Delta=\theta \cdot H$,

θ – është zhvendosja anësore (drifti),

H – lartësia e kollonës.

Gjatë vlerësimit të spektrit të kapacitetit ku kërkesa barazohet me kapacitetin $C_C= C_D$, shpejtimet spektrale mund të pranohen si më poshtë:

$$(A_i)_S = \frac{C_c}{S \cdot \eta \cdot F_o} \quad (2^*)$$

$$(A_i)_L = \frac{2\pi}{S \cdot \eta \cdot F_o} \sqrt{\frac{C_c \cdot \Delta}{g}} \cdot \frac{K_{3D}}{T_c} \quad (3^*)$$

Në ekuacionin (2*) dhe (3*) i vetmi parametër që duhet të llogaritet është kapaciteti C_c :

$$(A_i)_S = \lambda_Q \cdot k_p \cdot \frac{D}{H}$$

λ_Q – faktori reduktues gjatë ngarkimit ciklik,

k_p – faktori që i referohet rezistencës së kollonës,

D- diametri i kollonës,

H- Lartësia e kollonës.

Probabiliteti kumulativ për një gjëndje specifike:

$$\Pr ob(D = DS_1 | S_a) = 1 - [P_f(S_a)]_1$$

3.3.4 Ndërtimi i kurbave duke u mbështetur në metodën sipas analizës në varësi të kohës (time –history)

Kur kërkesa (D) dhe kapaciteti (C) ndjekin një shpërndarje lognormale atëherë kurbat "fragile" mund të ndërtohen duke përdorur ekuacionin e mëposhtëm:

$$P[D > C | IM] = \Phi \left[\frac{\ln(S_d / S_c)}{\sqrt{\beta_{d|IM}^2 + \beta_c^2}} \right]$$

Ku,

S_d – është vlera mesatare e kërkesës si funksion i intesitetit,

S_c – vlera mesatare e kapacitetit,

$\beta_{d|IM}$ - devijimi standart logaritmik i kërkesës i kushtëzuar nga intesiteti,

β_c - është shpërndarja e kapacitetit.

Kërkesa probabilitare sizmike

Parametrat S_d dhe $\beta_{d|IM}$ mund të përcaktohen duke u mbështetur tek studimi i Cornell.al

(2002) në të cilin kërkesa mesatare sizmike jepet si funksion i intesitetit në analizën e regresit me formulën e mëposhtme:

$$S_d = aIM^b,$$

ku,

a dhe b- janë parametrat e regresit,

N- numri i shpejtimeve të truallit më të përshtatshme që aplikohen në modelin analitik të urës për të cilën në interesohemi.

Nëpërmjet kësaj analize ndërtohet ekuacioni i regresit, në bazë të cilit përcaktohen dy parametrat e tij, të cilët janë devijimi standart lognormal dhe vlera mesatare e PGA. Kjo analizë bazohet në ndërtimin e modelit probabilitar sizmik duke simuluar gjëndjet e dëmtimit.

Ekuacioni matematikor i regresit që përdoret për ndërtimin e modelit probabilitar sizmik jepet:

$$\ln(S_d) = a \ln(X) + b$$

Ku,

a dhe b janë koeficientet e regresit,

X është PGA.

3.3.5 Përshkrimi i funksioneve matematikore për ndërtimin e kurbave

Kurbat "fragile" për çdo gjëndje dëmtimi janë ndërtuar me shpërndarje log – normale e cila është një funksion me densitet të probabilitetit si më poshtë:

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{\ln(x)-\mu}{2\sigma^2}\right)^2}$$

Ndërsa funksioni kumulativ i shpërndarjes pranohet nga integrimi i sipërfaqes së densitetit të mësipërm.

$$F(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{e^{-\left(\frac{\ln(t)-\mu}{2\sigma^2}\right)^2}}{t} dt$$

Ku x është vlera për të cilën funksioni vlerësohet, μ është vlera mesatare e PGA dhe σ devijimi standart lognormal.

4- PROCEDURA PËR VLERËSIMIN SIZMIK TË URAVE EKZISTUESE

Qëllimi i analizës së vlerësimit sizmik për urat ekzistuese është përcaktimi i nivelit të riskut të akumuluar. Pas përcaktimit të riskut merren vendime racionale nëse ura do të riaftësohet apo zëvendësohet, apo ta pranojmë riskut dhe ta lëmë strukturën në gjëndjen ekzistuese.

Vlerësimi sizmik i urave ekzistuese përfshin dy faza:

Faza e parë përfshin një vështrim të përgjithshëm nga ku përcaktohet se cilat ura janë më të prirura dhe mbartin një risk me të madhë, duke u bazuar në kritere të përgjithshme si psh viti i ndërtimit, kushtet e truallit, tipi i strukturës, sizmiciteti i zonës, densiteti i trafikut etj.

Faza e dytë përfshin një analizë të detajuar të strukturës së urës duke marrë në shqyrtim dhe sizmicitetin e zonës dhe kushtet e truallit.

Elementët kryesore që kontribuojnë në vlerësimin e riskut sizmik dhe që do të përdoren për përcaktimin e tij mund të ndahen në 3 kategori kryesore:

1.Sizmiciteti 2.Vulnerabiliteti 3. Rëndësia

Sizmiciteti – Përfshin informacionin e nevojshëm për shpejtimin e truallit të pritshëm dhe përbëhet nga spektri i reagimit, akseleracioni i truallit maksimal referuar probabilitetit vjetor të ekspozimit në përshtatje me kushtet e truallit.

Vulnerabiliteti – Paraqet dëmtimin apo shkatërrimin dhe lidhet në mënyrë primare me aspektet strukturore. Vulnerabiliteti varet nga forma e strukturës: me një hapësirë apo disa hapësira, mbështetje të thjeshta apo të vazhduara, mënyra e lidhjes së mbistrukturës me kollonën (monolite apo çerniera), kollona të larta apo të ulta, me një kollonë apo disa kollona. Vulnerabiliteti varet gjithashtu nga viti i ndërtimit të urës; detajet.

Rëndësia- I referohet pasojave të dëmtimit apo shkatërrimit dhe veçanërisht merr në konsideratë volumin e trafikut, tipin e kryqëzimit (një urë në autostradë ka një rëndësi më të madhe se një urë që shërben për kapërcimin e një lumi), rëndësisë së urës për sa i përket funksioneve të jetëgjatësisë; psh një kalim si rrugë emergjence për spitalet.

Ka shumë skema të ndërtuara për sa i përket rankimit të 3 elementëve të sipërpërmendur dhe rëndësisë së tyre.

Sizmiciteti (S), Vulnerabiliteti (V) dhe Rëndësia (I) : $R = w_s S + w_v V + w_i I$

4.1 Struktura probabilitare e vlerësimit sizmik për një urë të dëmtuar nga goditja sizmike

Në më të shumtën e rasteve, elementët e strukturës së urës janë më vulnerabël gjatë një goditje sizmike në rrjetin e infrastrukturës së transportit. Për këtë është e nevojshme planifikimi përgjatë rasteve emergjente (menjëherë pas goditjes sizmike), në fazën post emergjente dhe përcaktimi i ndërhyrjeve më të përshtatshme për ta përfortuar.

Në këtë mënyrë synohet të jepet një strukturë e re për vlerësimin sizmik të urave ekzistuese pas veprimit të një ngjarje sizmike duke nënkuptuar edhe inspektimet vizuale të nevojshme për strukturën.

Skema e mëposhtme në figurën 4.1.1 ilustron hapat që ndjekim për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik në urat ekzistuese b/arme.

Hapi I: konsiston në mbledhjen e të dhënave dhe gjithë informacionin e nevojshëm për urën që ne kemi zgjedhur të vlerësojmë.

Hapi II: përcaktohet gjendja e dëmtimit duke u nisur nga spektri i projektimit më të përshtatshëm nisur nga pozicioni gjeografik dhe kushtet sizmotektonike.

Hapi III: realizohet ndërtimi analitik i kurbave "fragile" me ndihmën e funksioneve matematikore përkatëse.

Hapi IV: jepet projektimi sipas kapaciteve dhe metodat e përfortimit për elementin kollonë të strukturës së urës.

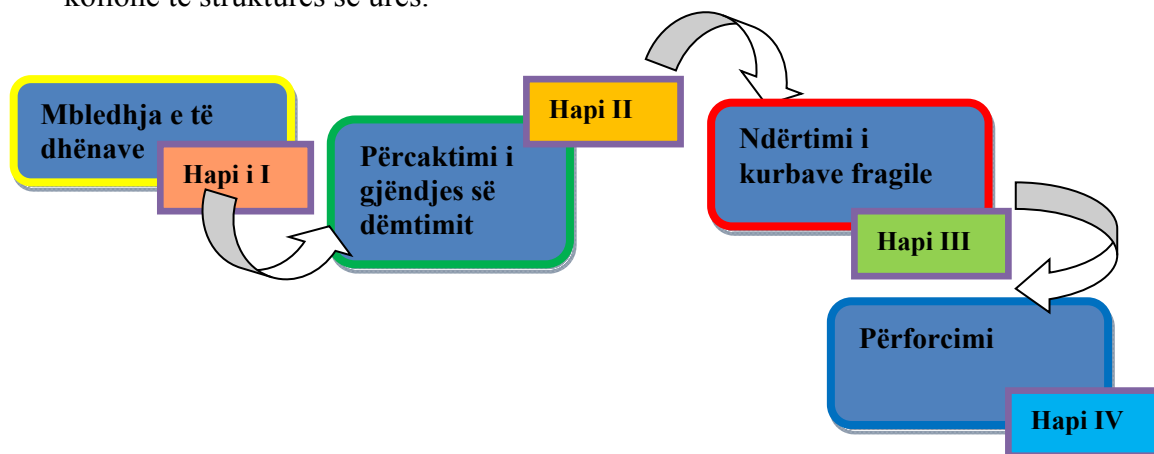


Figura 4.1.1: Struktura e propozuar në studim për vlerësimin sizmik të urave ekzistuese b/arme gjatë veprimit të një ngjarje sizmike.

4.2 Gjëndjet e Dëmtimit

Ndërtimi i kurbave "fragile" kërkon përcaktimin e gjëndjes së dëmtimit. Në literaturat shkencore jepen metoda të shumta dhe të ndryshme për përcaktimin e gjëndjes së dëmtimit. Parametrat më të përdorur për përcaktimin e shkallës së dëmtimit strukturor janë duktiliteti (rrotullimi, kurbatura apo zhvendosja) dhe shuarja e energjisë plastike. Duke konsideruar duktilitetin si matës të dëmtimit do të thotë që shkatërrimi i strukturës do të vijë nga zhvendosjet maksimale duktile. Nëse energjia përdoret si matës i shkallës së dëmtimit, struktura mendohet se ka një sasi të caktuar energjie, e cila shuhet në mënyrë duktile. Shkatërrimi vjen kur kjo sasi energjie arrihet gjatë ngarkimeve ciklike.

Për përcaktimin e indeksit të dëmtimit në duktilitet mund të përdoret formula e mëposhtme:

$$d_{PL} = \frac{x_{\max}}{x_y}$$

Ku,

$x_{\max}$ - është zhvendosja maksimale horizontale e pikës target (psh pika në majë të kollonave) gjatë analizës në varësi të kohës (time – history),

x_y - është zhvendosja horizontale e po të njëjtës pikë kur çeliku ka arritur në rrjedhshmëri.

Gjëndjet e dëmtimit	Të lehta (PL1)	Të kontrollura ose mesatare (PL2)	Të rënda (PL3)	Shkatërrim (PL4)
Kollonat d_{PL}	$1 \leq d_{PL} < 2$	$2 \leq d_{PL} < 4$	$4 \leq d_{PL} < 7$	$d_{PL} \geq 7$

Tabela 4.2.1: Paraqitja e gjëndjeve të dëmtimit

Përshkrimi i gjëndjes	
S'ka dëmtim	
Dëmtime të lehta	Plasaritje të lehta dhe shkëputje të vogla të shtresës mbrojtëse të betonit në kollona apo soletë. Kjo gjëndje kërkon më tepër një riparim estetik të strukturës.

Dëmtime të kontrolluara apo mesatare	Plasaritje mesatare dhe shpëputje të shtresës mbrojtëse, lëvizje mesatare të mbështetjeve ($< 5 \text{ cm}$), dëmtim të armaturës punuese, dëmtim të aparateve të mbështetjeve dhe vlerësim të uljeve mesatare.
Dëmtime të rënda	Degradim të kollonave – shkatërrim nga prerja. Kollonat janë të rrezikuara nga ana konstruktive. Vlerësime të mëdha të uljeve, ulje të diferencuara. Ka rrezik shkatërrimi për shkak të forcës prerëse në mbështetje.
Shkatërrim	Shkatërrim të kollonave apo humbja e lidhjeve nga aparatet e mbështetjes e cila sjell shkatërrimin e mbistrukturës.

Tabela 4.2.2: Përshkrim i gjëndjeve të dëmtimit. Pasojat e mundshme të tërmetit në strukturën e urave (HAZUS'99 dhe RISK-UE)

Përcaktimi	Shkalla e dëmtimit	Indeksi i dëmtimit
S'ka dëmtim	D	$0.00 < DI \leq 0.14$
Dëmtim të lehta	C	$0.14 < DI \leq 0.40$
Dëmtim mesatar	B	$0.40 < DI \leq 0.60$
Dëmtim të rënda	A	$0.60 < DI \leq 1.00$
Shkatërrim	As	$1.00 \leq DI$

Tabela 4.2.3: Relacioni midis indeksit të dëmtimit (DI), dhe shkallës së dëmtimit (DR), [8].

Karakteristikat e urës
Hapësira, (m)
Forma e seksionit tërthor
Përqindja e armimit
Lartësia e kollonës, (m)
Sipërfaqja e seksionit tërthor, (m ²)

Tabela 4.2.4: Gjeometria dhe karakteristikat dinamike të seksionit tërthor për kollonat e urës

Analiza e Vlerësimit

Analiza e raportit Kapacitet / Kërkesë

- Vlerësimi i raportit kërkesë/kapacitet për veprimin duktil është treguesi i momentit kërkesë / kapacitet në seksion i cili mund të barazohet me kërkesën për duktilitet, kështu që vlerësimi i kapacitetit për duktilitet të elementëve mund të krahasohet me këtë tregues. Kërkesa lokale në duktilitet shumë herë nuk është tregues i kërkesës për duktilitet në tërësi të strukturës. Pra, vlerësimi i këtij treguesi vetëm për një seksion nuk përbën një vlerësim të saktë për tërë elementin.
- Jo të gjithë seksionet me raport $D/C > 1$ janë vulnerabël. Në këtë rast gjatë llogaritjeve duhet pasur parasysh koeficienti reduktues dhe rritës i kapacitetit.
- Forca aksiale është një komponent i rëndësishëm në vlerësimin e kapacitetit dhe duktilitetit.

5- RREZIKU SIZMIK DHE PARAQITJA E SHPEJTIMIT TË TRUALLIT NË ZONAT SIZMOGJENE TË SHQIPËRISË

Sizmiciteti

Për vlerësimin e riskut sizmik në një vendodhje të caktuar është e nevojshme të dimë shpejtimin spektral të reagimit dhe probabilitetin e ndodhjes së tërmeteve me një magnitudë të caktuar.

$$\lambda(M) = \alpha V e^{-\beta M}$$

$\lambda(M)$ - probabiliteti i tërmetit me magnitudë M

V-volumi i kreshtës

α, β - janë konstate karakteristike në funksion të truallit

Marrëdhëniet magnitudë – shpeshtësi

Për studimin e shpërndarjes në kohë të sizmicitetit është përdorur ligji i njohur i shpërndarjes së shpeshtësisë së tërmeteve $\log N = a - bM$,

Ku,

N- numri i tërmeteve mbi një magnitudë të caktuar,

a dhe b janë dy koeficientë që kanë të bëjnë me sizmicitetin e një rajoni të caktuar.

Koeficienti b është përfaqësuesi sizmotektonik i një zone.

Duke përdorur të dhënat për vitet 1901-1985, është gjetur se për magnitudë $4.6 \leq M_s < 7.5$ relacioni i mësipërm ka formën (Sulstarova, 1986, 1993a):

$$\log N = 5.74 - 1.10M_s$$

Sizmiciteti³ rajonal është ndarë në 9 zona të burimeve sizmike për Shqipërinë (Sulstarova atj ... 2005 b) dhe janë si vijon:

1. Zona Lezhë – Ulqin (LU) me $M_{\max} = 7.2$
2. Zona e Ultësirës Pranadriatike (PL) me $M_{\max} = 7.0$
3. Zona e Bregdetit Jonian (IC) me $M_{\max} = 7.0$
4. Zona Korçë – Ohër (KO) me $M_{\max} = 6.9$
5. Zona Elbasan – Dibër – Tetovë (EDT) $M_{\max} = 6.9$

³ Referenca[5] Sh.Aliaj, S.Kociu, B.Muco, E. Sulstarova: Seismic, Seismotectonic, and assessment of seismic risk of Albania, Tirane 2010.

6. Zona Kukës – Peshkopi (KP) $M_{\max} = 6.5$
7. Zona Shkodër – Tropojë (ST) $M_{\max} = 6.5$
8. Zona Pejë – Prizren (PP) $M_{\max} = 6.8$
9. Zona e Shkupit (SK) me $M_{\max} = 6.5$

Rezultatet	Kontributi nga vlerat ekstremale	Kontributi nga tërmetet complete
Beta=2.01±0.17 (b=0.87±0.16) Lambda =0.76 ±0.16 për $M_{\min}=4.5$ $M_{\max}=7.25±0.25$	76.41 % 29.6 %	23.6 % 70.4%

Tabela 5.1: Parametrat e sizmicitetit për Shqipërinë ([5])

Emërtimi/ Kodi	Sipërf. (Km ²)	Numri i termeteve me $M \geq 4.5$	Thellësia (km)		Magn. Maks.	Shpeshtësia e aktivitetit	Beta
			Min	Max			
Lezhë – Ulqin LU	5140	74	5	15	7.2	0.32	1.4
Ultësira Pranadriatike PL	7460	108	5	20	7.0	0.2	1.26
Bregdeti Jonian IC	16600	211	5	15	6.9	0.24	1.29
Korçë – Ohër KO	5900	59	5	20	6.9	0.2	1.56
Elbasan- Dibër- Tetovë EDT	2660	53	5	15	6.5	0.22	1.22
Kukës – Peshkopi KP	2352	27	5	20	6.5	0.12	1.98
Shkodër – Tropoje ST	1570	5	5	20	6.5	0.075	0.78
Pejë- Prizren PP	1740	7	5	10	6.8	0.014	0.8
Shkup SK	3300	8	5	10	6.5	0.005	0.53

Tabela 5.2: Parametrat e zonave të burimeve sizmike në Shqipëri të përdorur për llogaritjen e rrezikut sizmik ([5])

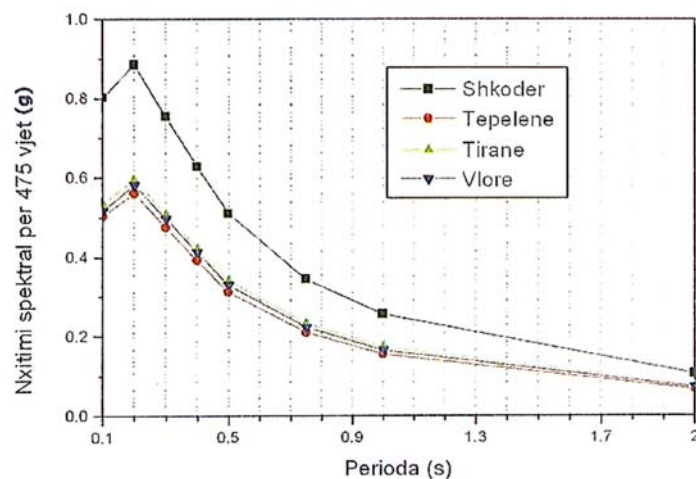


Figura 5.1: *Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Shkodër, Tepelenë, Tiranë, Vlorë, për probabilitet 10%/50 vjet ose 475 vjet periudhë përsëritjeje. ([5])*

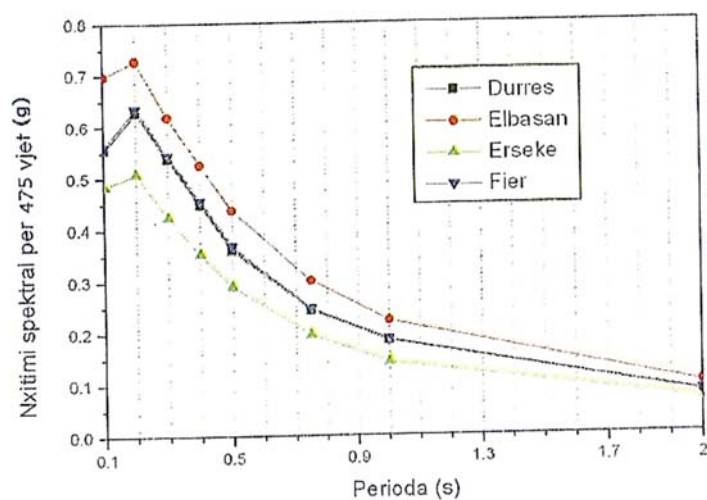


Figura 5.2: *Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Durrës, Elbasan, Ersekë, Fier për probabilitet 10%/50vjet ose 475 vjet periudhë përsëritjeje. ([5])*

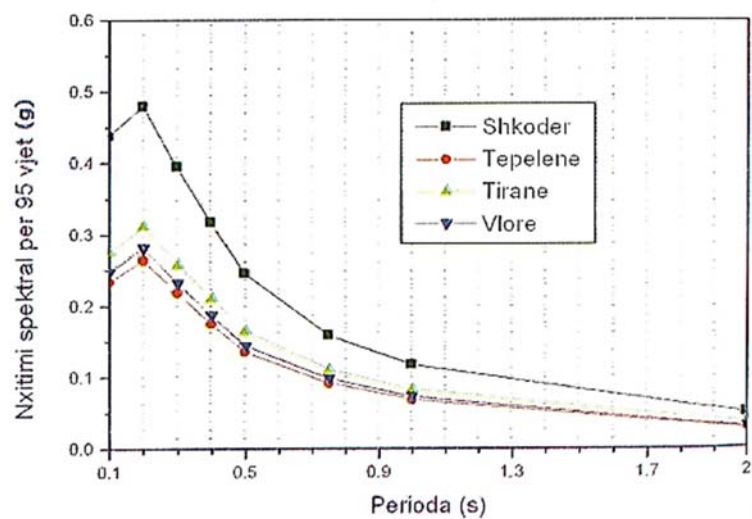


Figura 5.3: Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Shkodër, Tepelenë, Tiranë, Vlorë, për probabilitet 10%/10vjet ose 95 vjet periudhë përsëritjeje. ([5])

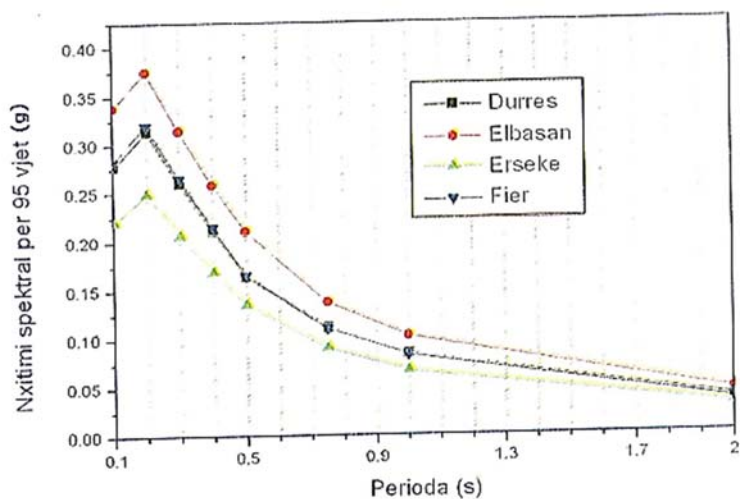


Figura 5.4: Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Durrës, Elbasan, Ersekë, Fier për probabilitet 10%/10vjet ose 95 vjet periudhë përsëritjeje. ([5])

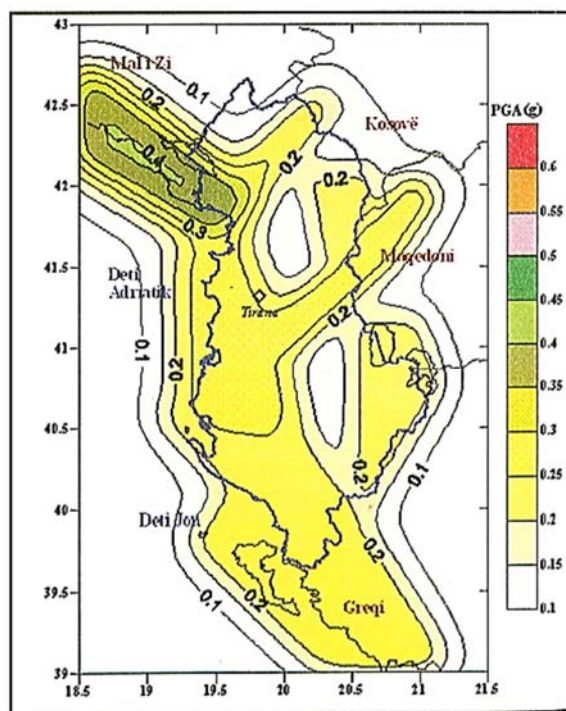


Figura 5.5: Harta e shpejtimit maksimal për Shqipërinë, në trull shkëmbor dhe për probabilitet 10%/50 vjet ose 475 vjet periudhë përsëritje. ([5])

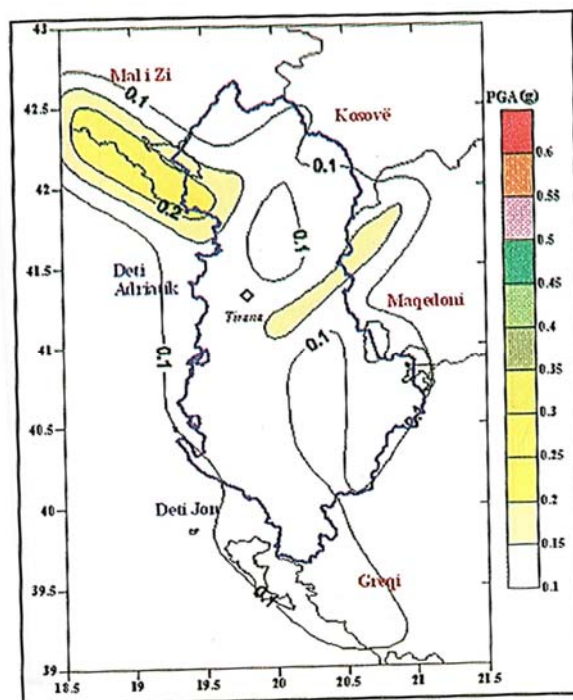


Figura 5.6: Harta e shpejtimit maksimal për Shqipërinë, në trull shkëmbor dhe për probabilitet 10%/10 vjet ose 95 vjet periudhë përsëritje. ([5])

6- ANALIZA E MARRËDHËNIES MOMENT - KURBATURË

Në këtë çështje është paraqitur marrëdhënia moment – kurbaturë e përshtatur nga Priestley (1996) dhe modeli Mander (J.Mander, A.Dutta, P.Goel, 1998). Seksioni i dhënë për kollonën e urës ndahet në mënyre diskrete dhe në të aplikohet forca e dhënë aksiale e transmetuar nga mbistruktura. Seksioni përbëhet nga betoni i bërthamës (betoni i shtrënguar), shtresa mbrojtëse (betoni i pashtërnguar) dhe armatura gjatësore. Marrëdhënia moment – kurbaturë mund të ndërtohet duke rritur deformimet në fibrat e sipërme në mënyrë të tillë që të realizohet ekuilibri i forcave. Llogaritja e marrëdhënies moment – kurbaturë ($M - \Phi$) mund të përcaktohet duke ndërtuar ekuacionet e ekuilibrit për forcën aksiale dhe momentit.

Bazuar në figurën e mëposhtme, diagrama moment – kurbaturë për një kollonë rrethore ndërtohet për vlera specifike të deformimeve në shtypje ϵ_c për fibrat më ekstreme duke marrë në konsideratë ekuacionet e ekuilibrit të forcës aksiale dhe momentit.

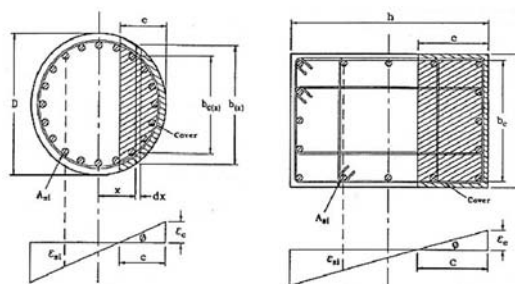


Figura 6.1: Seksioni tërthor rrethor dhe katërkendror i kollonave b/a për urat ([2])

Ekuacioni i ekuilibrit të forcës aksiale:

$$P = \int_{x=(D/2-c)}^{D/2} [b_{c(x)} f_c(\epsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu}(\epsilon_x)] dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si}(\epsilon_{xi}) \quad (1)$$

$$\text{Ku } \epsilon_x = \frac{\epsilon_c}{c} (x - 0.5D + c) \quad (2)$$

Ekuacioni i ekuilibrit të momentit:

$$M = \int_{x=(D/2-c)}^{D/2} [b_{c(x)} f_c(\epsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu}(\epsilon_x)] x dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si}(\epsilon_{xi}) x_i \quad (3)$$

Dhe kurbatura jepet nga formula e mëposhtme:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c} \quad (4)$$

Në ekuacionin (1) $f_c(\varepsilon)$, $f_{cu}(\varepsilon)$ dhe $f_s(\varepsilon)$ janë sforcimet korresponduese për deformacionet ε të paraqitur në betonin e shtrënguar, shtresën mbrojtëse dhe armaturën. A_{st} është sipërfaqia e armaturës me distancë x_i nga aksi. Ekuacioni (1) zgjidhet për të gjetur vlerën e c duke kryer disa tentativa, me vlerën e njohur P të forcës aksiale dhe vlerën specifike të deformimeve për fibrat ekstreme në shtypje. Kjo bën të mundur llogaritjen në mënyre direkte të vlerës së momentit dhe kurbaturës sipas ekuacioneve (3) dhe (4).

Modeli i Manderit (1988) i bazuar në rezultate eksperimentale, dhe i aplikueshëm për kollonat dhe në veçanti për kollonat e urave si më poshtë.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x'}; x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}; r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} MPa; E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (5)$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{cc}}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$$

$$f'_l = f_l k_e$$

Deformimet kufitare të betonit në shtypje mund të llogariten nga formula e mëposhtme:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (6)$$

Për seksionin drejtkëndor zëvendësojmë $b(x) = b$ dhe $b_c(x) = b_c$ në formulat e mësipërme.

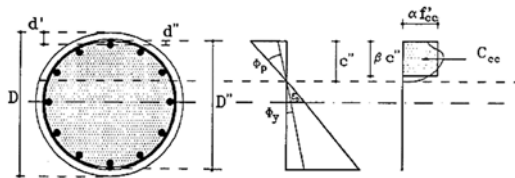


Figura 6.2: Paraqitja e ekuilibrit sipas bllokut të sforcimeve Whitney([2])

$$\text{Nga ekuilibri : } C_c + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} = P_u \quad (7)$$

$$\frac{C_c}{f'_c A_g} = \frac{P_u}{f'_c A_g} - \sum_{i=1}^n \frac{A_{si} f_{si}}{f'_c A_g} \quad (8)$$

Duke integruar llogarisim momentin M

$$M = \iint f_c y dx dy + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \quad (9)$$

6.1 ANALIZA E MARRËDHËNIES MOMENT - KURBATURË DUKE PËRDORUR METODËN E GAUSSIT

Kapaciteti në moment mund të shkruhet me shprehjen e mëposhtme:

$$M_u = M_s + M_c + M_{cc} \quad (10)$$

Duke ndjekur skemën e integritetit kontributi i forces aksiale mund të jepet:

$$C_c = c \sum_{k=1}^6 w_k (b_o f_{co} + b_c f_{cc})_k \quad (11)$$

Ku,

w_k – faktori i peshës,

b_o, b_c - janë gjerësia e betonit të shtrënguar dhe pashtërënguar ,

f_o dhe f_{cc} janë sforcimet e betonit në pikën k të Gaussit.

Kapaciteti i momentit në kurbaturë:

$$M_s = \sum_i A_{si} f_{si} y_i , \quad (12)$$

A_{si} – sipërfaqia e armaturës në shtresën e i – të

y_i – distanca nga aksi qendror në qendrën e armaturës së i-të

Ndërsa kontributi i betonit të momenti jepet :

$$M_c + M_{cc} = c \sum_{k=1}^6 w_k y_k (b_o f_{co} + b_c f_{cc})_k \quad (13)$$

Momenti nominal i bllokut të sforcimeve në shtypje

$$\frac{M_{cn}}{f'_c A_g D} = 0.5 \cdot \alpha \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{c}{D} \right) \left[1 - \beta_1 \frac{c}{D} \right] \quad (14)$$

Ku,

α, β - janë parametrat e bllokut të sforcimeve sipas kodeve përkatëse ASHTO/ACI

D- diametri i kollonës

c- lartësia e aksit neutral

$$\frac{c}{D} = \frac{C_c}{\alpha \beta_1 f'_c A_g} \quad (15)$$

7- ASPEKTE TË DUKTILITETIT DHE ENERGJISË SHUARËSË

Nëse struktura ka rezistencë më të vogël se kërkesa për një intensitet të dhënë është e pamundur që të mos shfaqen plasaritje. Kjo për arsyen se struktura ka vetinë që të deformohet në mënyrë joelastike nëpërmjet një numri ciklik të reagimit të zhvendosjeve. Nëse niveli i deformimeve joelastike është i vogël, në zonat kritike të strukturës (çernierat plastike) shfaqen dëmtime të lehta dhe sjellja strukturore është e ngjashme me atë elastike.

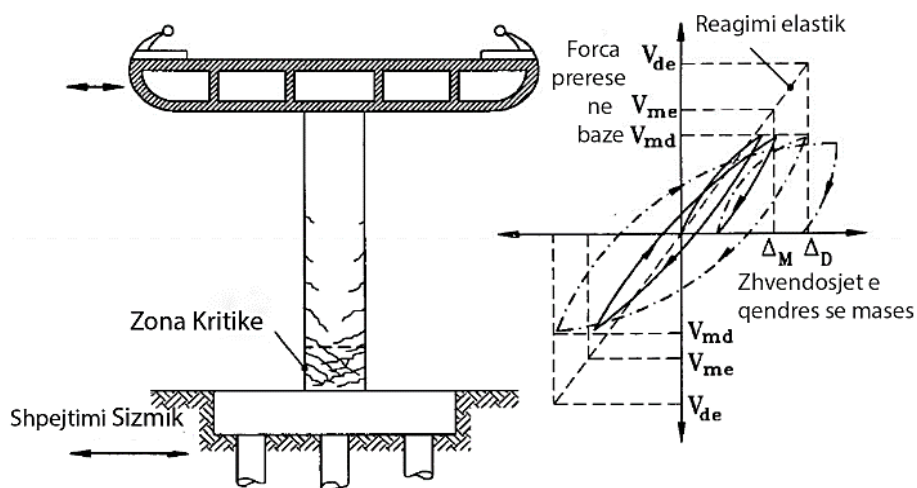


Figura 7.1: Kollona b/arme e urës dhe zona kritike. Përcaktimi i zhvendosjeve duktile⁴
Nëse zhvendosjet maksimale i kemi Δ_m , faktori i duktilitetit të zhvendosjeve do të jetë:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$$

Ekuacioni i mësipërm i referohet faktorit të duktilitetit për zhvendosjet, dhe faktorit të duktilitetit për kurbaturën që është gjithashtu shpeshherë një parameter i rëndësishëm për tu përcaktuar.

⁴ (Seismic design and retrofit of bridges/ M. J. N. Priestley, F.Seible, G.M Calvi)

Gjëndjet kufitare të dëmtimit

- 1- *Dëmtime të lehta* - Kjo gjëndje i referohet asaj pike ku shënohet një ndryshim i rëndësishëm në shtangësinë e strukturës. Intesiteti sizmik është i vogël dhe sjellja e strukturës mbetet elastike gjatë veprimit sizmik. Vlera mesatare e koeficientit për këtë gjëndje është $\mu_{\Delta}=2$, por mund të jetë edhe më e vogël. Kjo gjëndje kufitare quhet ndryshe gjëndja funksionale.
- 2- *(Dëmtime të Kontrolluara) Gjëndja e rrjedhshmërisë* – Në këtë gjëndje kemi shpërbërje të shtresës mbrojtëse, plasaritje. Lind nevoja e riparimit të tyre. Përsëri kemi një ndryshim të rëndësishëm në shtangësinë e strukturës. Faktori i duktilitetit merr vlera $3 < \mu_{\Delta} < 6$, ndërsa në Evropë vlera mesatare $\mu_{\Delta}=4$.
- 3- *Dëmtime të rënda* – Kjo është një gjëndje kritike për strukturën. Në këtë fazë struktura e urës nuk mund të përballojë sforcimet që lindin nga pesha vetjake, dhe për rrjedhojë shkon drejt shkatërrimit.
- 4- *Shkatërrim* - Në këtë gjëndje kapaciteti i strukturës për ngarkesa vertikale është me i ulët se niveli ekzistues i ngarkesave të gravitetit. Për kollonat, shkatërrimi mund të ndodh si rezultat i humbjes së rezistencës në prerje apo në përkulje.

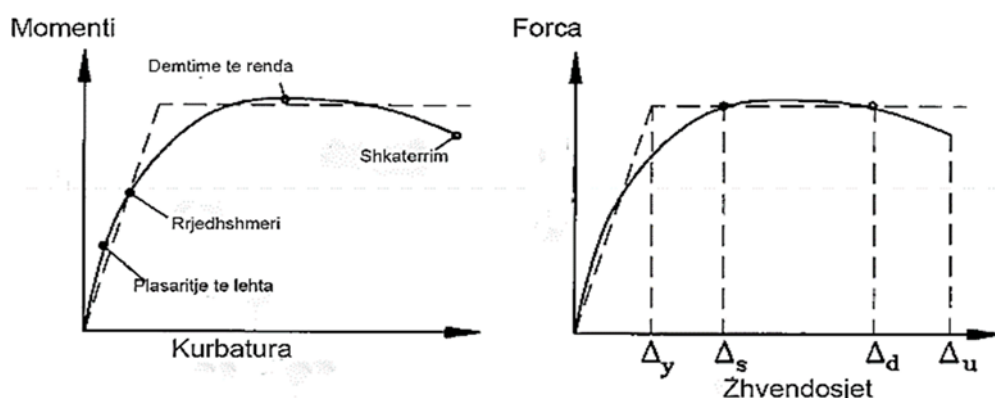


Figura 7.2: *Grafiku i momentit dhe kurbaturës i ekuivalentuar me grafikun e forcës në varësi të zhvendosjeve*

7.1 Sjellja dinamike e urave: Ekuacioni i lëvizjes

Sjellja dinamike dhe reagimi i urave ndaj lëvizjeve të tokës, të dhëna në formën e shpejtimit të truallit $\ddot{u}_g(t)$ mund të shpjegohen duke analizuar modelet e thjeshtuara zëvendësuese. Nëse viadukti përbëhet nga hapësira të barabarta dhe kollona me lartësi të njëjte, të ekspozuara nga i njëjti shpejtim trualli i cili vepron në mënyrë perpendikulare me aksin e urës dhe mbistruktura e cila lëviz si një trup rigid, atëherë zhvendosjet totale përbëhen nga zhvendosjet e strukturës dhe ato të truallit.

$$u_t = u_s + u_g$$

Ekuilibri i forcave që vepron në sistem do të përbëhej:

- 1) Forca inerciale $f_i(t) = m\ddot{u}_t(t)$, e cila i reziston shpejtimit total të masës sizmike
- 2) Forca viskoze e shuarjes $f_d(t) = m\ddot{u}_s(t)$ ekuivalente me shuarjen viskoze
- 3) Forca e akumuluar $f_s(t) = ku_s(t)$, e cila i reziston deformimeve strukturore

$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}_s) + c\ddot{u}_s + ku_s = 0$$

Figura 7.3 paraqet në mënyrë skematike modelin e thjeshtuar që përdoret për të kuptuar sjelljen dinamike dhe reagimin e urave që ndodhen nën veprimin e mundshëm sizmik. Ky model karakterizohet nga masa sizmike e përqëndruar dhe shtangësia e pilës.

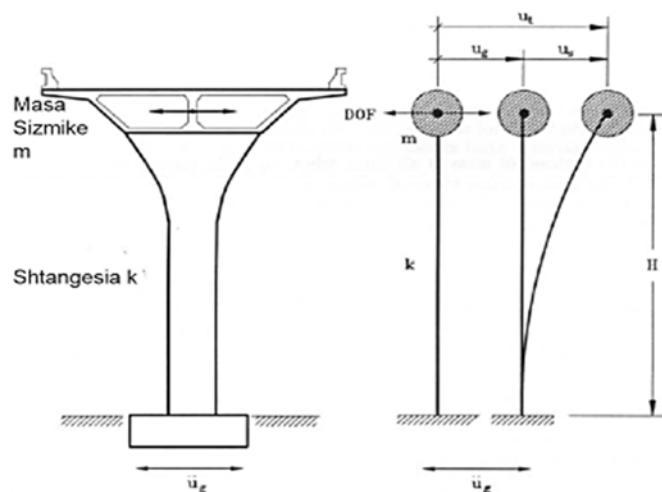


Figura 7.3: Modeli i thjeshtuar i kollonës së urës⁵

⁵ (Seismic design and retrofit of bridges/ M. J. N. Priestley, F. Seible, G.M Calvi)

Masa sizmike në modelin zëvendësues të thjeshtuar

Masa e sistemit të urës e cila kontribon në reagimin sizmik të saj në formën e forcës inerciale jepet si më poshtë:

$$m = \frac{W_s}{g},$$

Dy tipet e forcës inerciale që kontribojnë në reagimin dinamik të urës, janë forca inerciale translative dhe rrotulluese të shprehura si më poshtë:

$$f_i^T(t) = m\ddot{u}(t)$$

$$f_i^R(t) = j\ddot{\theta}(t)$$

Ku,

m – shpreh masën translativë

j – masën rrotulluese të momentit të inercisë.

$$m = \bar{m} L, \text{ ku}$$

$\bar{m}$ - është masa e shpërndarë në gjatësinë e urës

$$j = m \frac{L^2 + B^2}{12}$$

Figura 7.4 paraqet modelin e thjeshtuar zëvendësues që përdoret për të kuptuar sjelljen dinamike të urës, kur lidhja e kollonës me mbistrukturën është monolite.

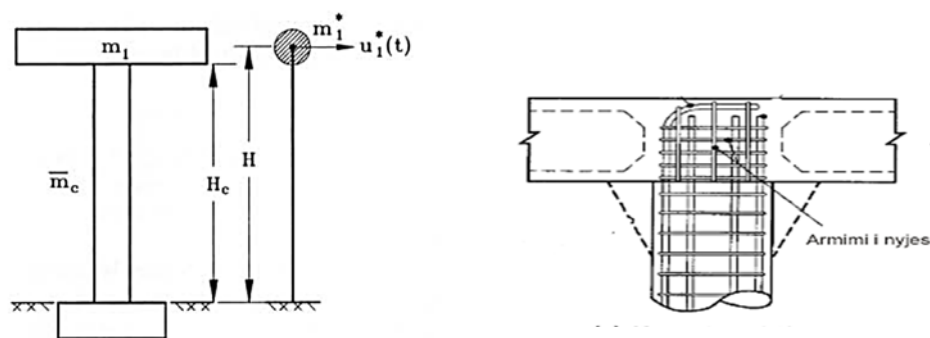


Figura 7.4: Pila e përbëre nga një kollonë me lidhje monolite me mbistrukturën ([1])

Figura 7.5 paraqet modelin e thjeshtuar zëvendësues që përdoret për të kuptuar sjelljen dinamike të urës, kur lidhja e kollonës me mbistrukturën realizohet nëpërmjet aparateve të mbështetjeve.

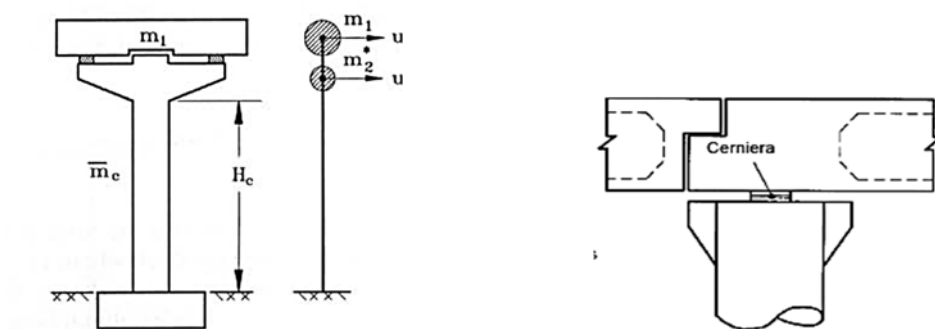


Figura 7.5: Pila e përbërë nga një kollonë ku mbistruktura mbështetet me çernierë ([1])

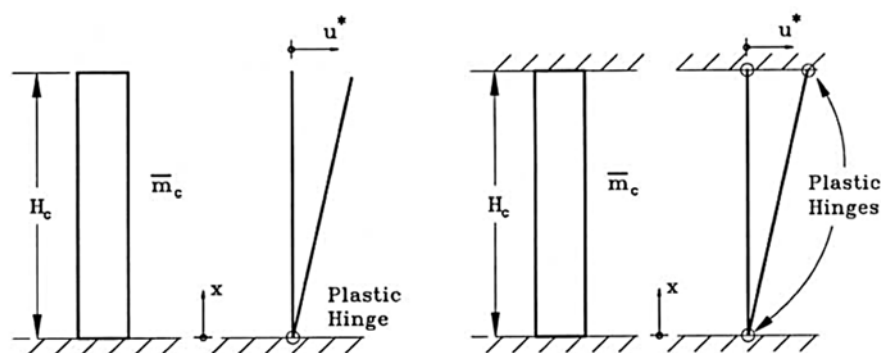


Figura 7.6: Pila e përbërë nga një kollonë ([1])

Shtangësia në modelin zëvendësues të thjeshtuar

Shtangësia e kollonave mund të shprehet :

$$k = \alpha \frac{EI_e}{H_e^3}$$

Ku,

E- moduli i elasticitetit,

Ie – momenti efektiv i inercisë për seksionin tërthor,

He – lartësia efektive e kollonës,

α – koeficienti që paraqet kushtet kufitare.

Figura 7.7 paraqet mënyrën e llogaritjes së shtangësisë efektive së pilës për rastet e ndryshme të skemave të modelit.

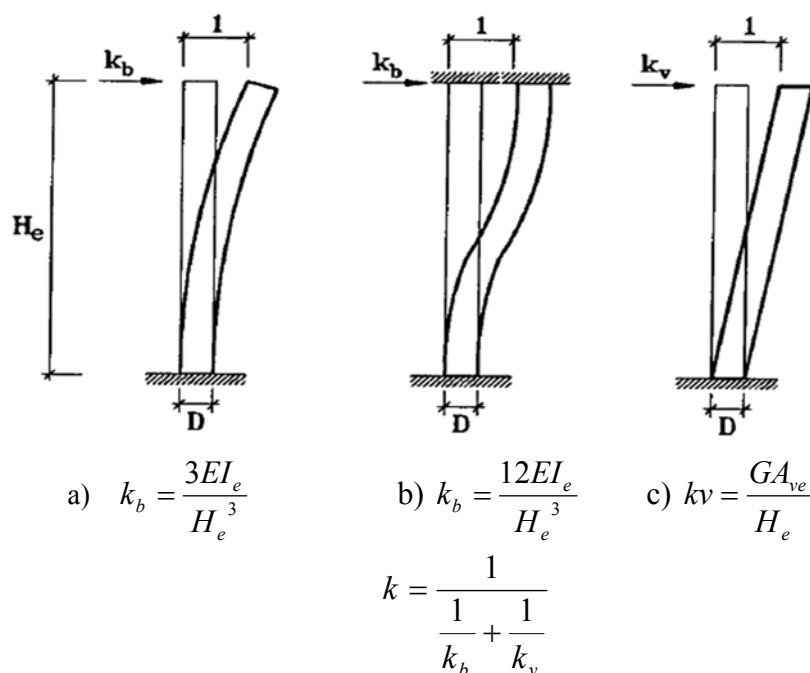


Figura 7.7: Shtangësia efektive e kollonës për zhvendosjet anësore ([1])

Në rastin kur lartësia e kollonës nuk është shumë e madhe krahasuar me thellësinë e saj, deformimet nga forca prerëse mund të jenë më të rëndësishme krahasuar me deformimet nga përkulja. Fleksibiliteti në prerje ose deformimet prerëse për njësi ngarkimi jepen me shprehjen e mëposhtme :

$$f_v = \frac{H_e}{A_{ve}G},$$

A_{ve} – sipërfaqia efektive prerëse

G – moduli në prerje i seksionit të kollonës.

Kur plotësohet kushti që raporti i momentit me forcën prerëse është më i vogël se trefishi i diametrit $M/V \leq 3D$ atëherë deformimet prerëse luajnë rol të rëndësishëm.

$$f_b = \frac{1}{k_b} = \frac{H_e^3}{\alpha EI_e}$$

$$k = \frac{1}{f_b + f_v} = \frac{1}{H_e^3 / \alpha EI_e + H_e / A_{ve}G}$$

Lartësia e penetrimit të çernierës plastike mund të llogaritet me formulën si më poshtë:

$$L_{pj} = 0.022 f_y d_{bl}$$

Figura 7.8 shpreh në mënyrë skematike llogaritjen e lartësisë efektive.

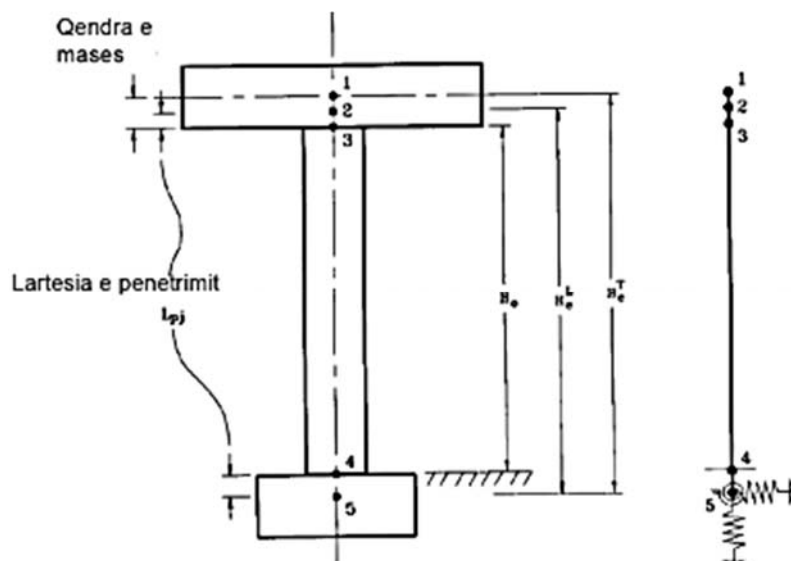


Figura 7.8: Lartësia efektive e kollonës ([1])

Shuarja në modelin zëvendësues të thjeshtuar

Koeficienti ekuivalent viskoz i shuarjes shprehet nëpërmjet raportit ekuivalent të shuarjes dhe koeficientit kritik të shuarjes.

$$c_{eq} = \xi_{eq} c_{cr}$$

ξ_{eq} - raportit ekuivalent të shuarjes

c_{cr} - koeficienti kritik të shuarjes

Shuarja hysterike apo energjia që humbet për cikël A_h jepet me formulën si më poshtë dhe e ilustruar ne figurën 7.9:

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m}, k_{ef} = \frac{V_m}{\Delta_m}$$

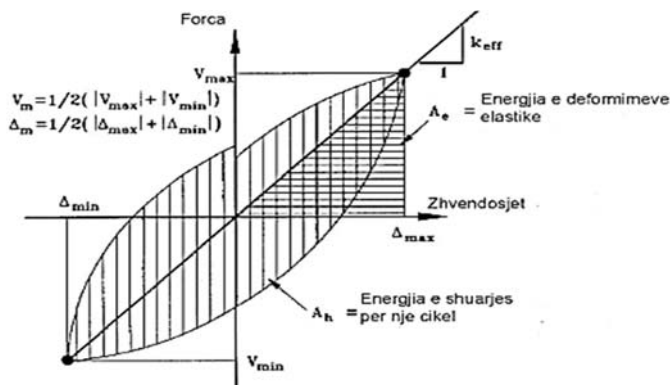


Figura 7.9: Shuarja e energjisë hysterike dhe shtangësia efektive për reagimin ciklik ([1])

Tipi i themeleve më i përdorur për urat janë:

- 1) Themele të cekëta 2) Themele të thella

Figura 7.10 e mëposhtme tregon në menyrë skematike modelimin e themeleve nëpërmjet sustave vertikale, horizontale dhe rrotulluese.

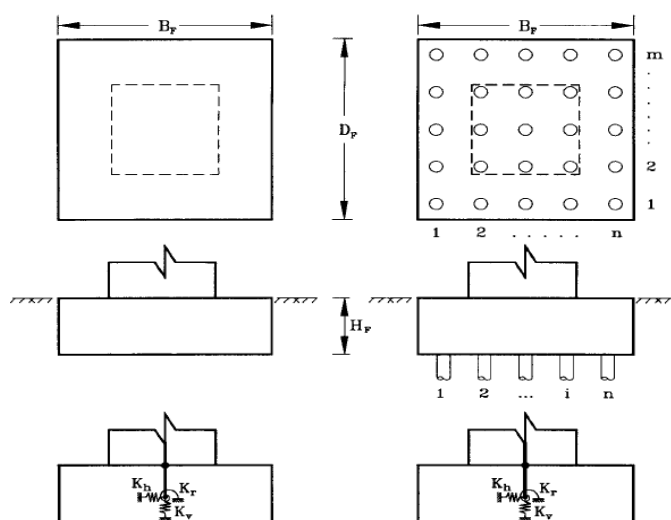


Figura 7.10: *Pilat dhe modeli i themeleve të thjeshtë ([1])*

$$K_v = B_F D_F k_s$$

Ku,

k_s – koeficienti i reaksionit të truallit (forcë/gjatësi³)

$$K_r = \frac{1}{12} B_F^3 D_F k_s$$

Për rastin e themeleve me pilota llogaritja e shtangësisë totale vertikale dhe rrotulluese jepet:

$$K_v = mnk_p$$

$$K_r = m \sum_{i=1}^n k_p x_i^2, \quad k_p - \text{shtangësia aksiale për çdo pilotë}$$

7.2 Vlerësimi i rrotullimeve joelastike dhe kapacitetit në duktilitet

Kapaciteti plastik në kurbaturë Φ_p llogaritet me diferencën e kurbaturës kufitare Φ_u dhe asaj në rrjedhshmëri Φ_y sipas formulës më poshtë:

$$\Phi_p = \Phi_u - \Phi_y$$

Nëpërmjet vlerësimeve të analizës dhe testeve është shprehur lartësia e çernierave plastike si më poshtë:

$$L_p = 0.08L + 0.22f_{ye}d_{bl} \geq 0.44f_{ye}d_{bl}$$

Rrotullimi plastik mund të llogaritet me shprehjen: $\theta_p = L_p \Phi_p = L_p (\Phi_u - \Phi_y)$

Kurbatura në rrjedhshmëri mund të llogaritet me shprehjen: $\Phi_y = \frac{M_n}{E_c I_e}$

Nga analiza e seksionit kritik në fibrat kufitare ekstreme të deformimeve në shtypje kurbatura kufitare shprehet:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_u}$$

Ku,

c_u - është lartësia e aksit neutral

Duktiliteti në kurbaturë: $\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y}$

Duke iu referuar figures 7.11 mund të llogarisim me përafërsi zhvendosjet në rrjedhshmëri sipas shprehjes më poshtë:

$$\Delta_y = \frac{\Phi_y L^2}{3}$$

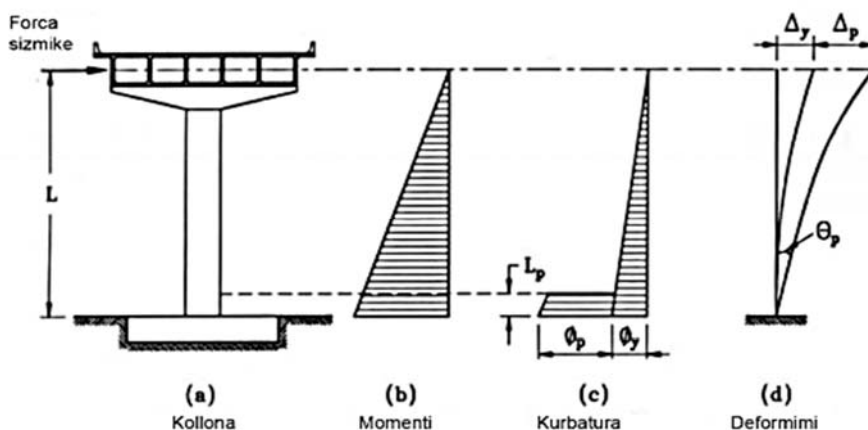


Figura 7.11: Modeli i thjeshtuar . Paraqitja e zhvendosjeve në rrjedhshmëri dhe zhvendosjeve plastike ([1])

Zhvendosja plastike Δ_p do të jetë funksion i rrotullimit plastik, zhvendosjes elastike shtesë dhe rritjes së momentit nga M_n në M_u .

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\Phi_u - \Phi_y) (L - 0.5L_p) ,$$

kështu faktori i duktilitetit pas disa zëvendësimeve mund të shprehet me formulën më poshtë;

$$\begin{aligned} \mu_\Delta &= \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \\ &= \frac{M_u}{M_n} + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} (1 - 0.5 \frac{L_p}{L}) \end{aligned}$$

Projektimi sipas kapaciteteve

Kapaciteti i momentit në zonën e çernieres plastike jepet me shprehjen:

$$M_p = \Phi^\circ M_{ACI}$$

ϕ_f - koeficienti reduktues i cili sipas AASHTO jepet me shprehjen e mëposhtme :

$$0.9 \geq (\phi_f = 0.9 - \frac{2P}{f'_c A_g}) \geq 0.5$$

Treguesi i armaturës :

$$0.005 \leq \rho_l \leq 0.04 \text{ për kollona rrethore}$$

$$0.008 \leq \rho_l \leq 0.04 \text{ për kollona katërkëndore}$$

Kapaciteti në perkulje

Kriteret që duhet të plotësohen për llogaritjen sipas kapaciteteve në perkulje janë:

1. Përcaktimi i rezistencës së kërkuar sipas shprehjes:

$$U_1 = E^\circ + (1 - 0.5PGA)D$$

$$U_2 = E^\circ + (1 - 0.5PGA)D + rL$$

2. Rezistenca nominale duhet të mbështetet në rezistencën e specifikuar të materialeve

f'_c dhe f_y me një deformim në shtypje në gjëndjen kufitare $\epsilon_{cu}=0.004$.

3. Faktori reduktues duhet të përdoret për përcaktimin e rezistences në perkulje.

4. Forca aksiale duhet të përfshihet në projektim.

5. Armatura gjatësore duhet të shpërndahet në gjithë seksionin.

Kapaciteti në prerje

Ekuacioni bazë për vlerësimin e forcës prerëse:

$$V_d = \phi_s(V_c + V_c)$$

V_c, V_c - janë përkatësisht vlerat nominale të forcës prerëse për betonin dhe armaturën

$\phi_s = 0.85$ - koeficienti zvogëlues i kapacitetit në prerje (referuar ACI).

Një vlerësim i fundit parashikon se kapaciteti ideal në prerje do të ishte:

$$V_d = V_c + V_s + V_p$$

Ku,

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e,$$

$$A_e = 0.8 A_g$$

Ku,

k - është funksion i faktorit të duktilitetit

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D'}{2 s} \cot \theta \quad \text{për kolonat rrethore}$$

Forca prerëse shkaktuar nga forca aksiale

$$V_p = P \tan \alpha$$

8- VLERËSIMI I GJËNDJES SË DËMTIMIT PËR KOLLONAT E URAVE B/ARME BAZUAR NË TREGUESIN ZHVENDOSJES ANËSORE (DRIFTI)

Vlerësimi i mbështetur në treguesin e zhvendosjes anësore (driftit) është një metodë e cila mund të përdoret në situata më praktike sepse nuk kërkon llogaritje të detajuara. Berry dhe Eberhard (2005) kanë zhvilluar ekuacione empirike për përcaktimin e deformimeve në rastin kur kemi dëmtime të shtresës mbrojtëse dhe deformime të armaturës gjatësore.

Mbështetur te Berry dhe Eberhard përcaktojmë zhvendosjen anësore (driftin) për dy gjëndje dëmtimi si më poshtë:

- 1) Gjëndja e dëmtimit të shtresës mbrojtëse
- 2) Gjëndja e deformimit të armaturës gjatësore

Ekuacioni për llogaritjen e vlerës mesatare të kapacitetit të driftit kur kemi gjëndjen e dëmtimit (shkëputje të shtresës mbrojtëse):

$$\frac{\Delta_{spall}}{L}(\%) = 1.6 \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c} \right) \left(1 + \frac{L}{10D} \right)^6$$

Ekuacioni për llogaritjen e vlerës mesatare të kapacitetit të driftit kur kemi gjëndjen e dëmtimit (deformim të armaturës gjatësore):

$$\frac{\Delta_{buck}}{L}(\%) = 3.5 \left(1 + 150 \rho_{eff} \frac{d_b}{D} \right) \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c} \right) \left(1 + \frac{L}{10D} \right)$$

$$\rho_{eff} = \rho_s \frac{f_{ys}}{f'_c}$$

ρ_s - treguesi volumetrik i armaturës tërthore,

P- forca aksiale,

A_g – sipërfaqia e prerjes tërthore të kollonës,

f'_c – rezistenca e betonit,

L-lartësia e kollonës deri në zonën kritike,

D-diametri i kollonës.

Lartësia e kollonës (m)	Dëmtim i shtresës mbrojtëse	Deformim i armaturës gjatësore
	Drifti mesatar (%)	Drifti mesatar (%)
9	2.55	7.79
8.6	2.50	7.64
6.8	2.28	6.97

Tabela 8.1: Parametrat e vlerësimit të kapacitetit nëpërmjet treguesit të zhvendosjes anesore "Driftit" (Ura Vorë)

Lartësia e kollonës (m)	Dëmtim i shtresës mbrojtëse	Deformim i armaturës gjatësore
	Drifti mesatar (%)	Drifti mesatar (%)
6.2	2.41	6.75

⁶ M.Perry & M. Eberhard : Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns , April 2008.

Tabela 8.2: Parametrat e vlerësimit të kapacitetit nëpërmjet treguesit të zhvendosjes anësore "Driftit" (Ura Mifolit)

9-TEKNIKAT E PËRDORURA PËR PËRFORCIMIN E KOLLONAVE TË URAVE

Kurbat "fragile" ndihmojnë të kuptojmë performancën e elementit dhe jetëgjatësinë e tij gjatë një veprimi të mundshëm sizmik. Këto kurba shërbejnë si në fazën e projektimit, por edhe në fazën pas projektimit dhe zbatimin e tij në vepër. Nisur nga pozicioni gjeografik në hartën sizmotektonike të strukturës, karakteristikat gjeometrike, kushtet gjeologjike, ndërtimi i tyre është i mundur dhe përbën një hap të rëndësishëm.

Dëmtimi i elementit kollonë në strukturën e urës mund të jetë rezultat i disa faktorëve, ku disa prej tyre janë dhënë më poshtë:

- 1) Pamjaftueshmëria e rezistencës në përkulje dhe duktilitet
- 2) Dëmtimi për shkak të forcës prerëse

Nëse për gjëndjen e dëmtimeve të lehta apo dëmtimeve të kontrolluara do të bëjmë përforcimin e elementit kollonë, dy kontrolle të rëndësishme që do duhet të kryejmë janë si vijon.

Mbështjellja e kërkuar e betonit – Sipas projektimit bazuar në zhvendosje treguesi volumetrik i armaturës tërthore i nevojshëm për strukturën, dhe që do të siguronte deformimet e përshtatshme kufitare në shtypje mund të përcaktohet nga:

- 1) Rrotullimet plastike të kërkuara θ_p ,
- 2) Marrëdhënia midis rrotullimeve plastike dhe kurbaturës në gjëndjen e fundme kufitare,
- 3) Marrëdhënia midis deformimeve kufitare në shtypje dhe treguesit volumetrik të armaturës tërthore.

Nëse aplikohet projektimi sizmik i bazuar në forcë duke përdorur faktorët reduktues të forcës të përcaktuar, atëherë mund të përdorim kërkesat standarte për mbështjelljen.

Ekuacioni i mëposhtëm që siguron duktilitetin e nevojshëm i formuluar nga Caltrans dhe i përshtatur nga Priesley është si më poshtë:

Për kollonat rrethore

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \geq 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f'_{ce} A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01)$$

Ku,

ρ_l - treguesi i armaturës gjatësore

Kërkesa për mosdeformim të armaturës gjatësore – Armatura tërthore në zonat kritike duhet të jetë e aftë që ti rezistojë shtypjes së shkaktuar nga armatura gjatësore në mënyrë që të mos kemi deformim. Format e mundshme të deformimit të armaturës gjatësore i hasim në dy forma: deformim midis shtresave të armaturës tërthore dhe deformim në një gjatësi më të madhe duke përfshirë edhe frakturat në një apo disa shtresa të armaturës tërthore.

Shumë nga teknikat e përdorura për riparimin dhe përforcimin e strukturave b/arme janë të aplikueshme më së miri edhe për strukturat e urave b/arme. Disa nga metodat për përforcimin e kollonave të urave janë si më poshtë:

Procedura e riparimeve për dëmtime të lehta

Procedura e riparimit në rastin e dëmtimeve të lehta të sipërfaqes së betonit ilustrohet në figurën 9.1.a

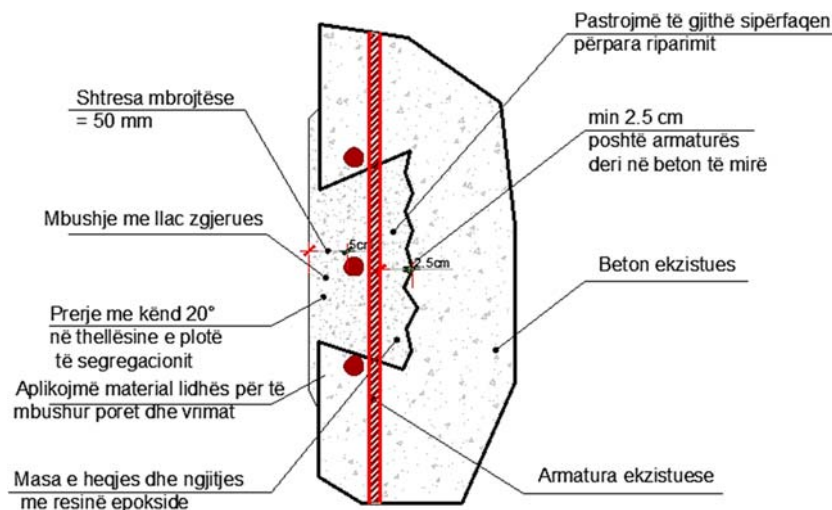


Figura 9.1a: *Procedura e riparimit në rastin e dëmtimeve të lehta*

Përforcimi i kollonave (Këllëfet prej metali)

Kjo procedurë është mjaft efektive për rritjen e rezistencës në prerje. Dy gjysëm pllaka metali me rreze 12.5 apo 25 mm më të madhe se rrezja e kollonës pozicionohen në

sipërfaqen e seksionit tërthor të kollonës dhe saldohej vertikalisht duke sjellë në këtë mënyrë një tub vertikal që rrethon kollonën ekzistuese. Trashësia minimale e rekomanduar është 9.5 mm dhe ajo maksimale nuk duhet të kalojë 25 mm. Boshllëku mbushet me çimento të pastër, pasi e kemi pastruar paraprakisht gjithë sipërfaqen me ujë. Për kollonat me seksion katërkëndor nuk rekomandohet përforcimi me këllëf metali. Kjo metodë mund të realizohet duke përdorur fletë prej fibrash karboni apo fletë me fibra aramidi, të cilat kanë peshë të lehtë dhe me kushte relativisht të lehta për realizimin e konstruksionit, pa patur nevojën e përdorimit të makinave për konstruksion për të përmisuar rezistencën në prerje apo përkulje.

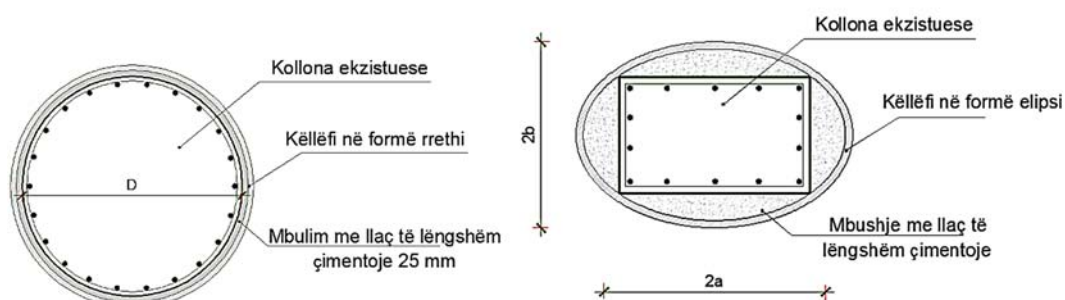


Figura 9.1: Këllëfet prej metali në kollonat rrethore dhe katërkëndore ([1]), ([15])

Përforcimi i kollonave (Këllëfet prej b/arme)

Realizohen duke shtuar një shtresë të lehtë b/arme rreth seksionit ekzistues të kollonës në formën e një këllëfi b/arme, i cili bën të mundur rritjen e rezistencës në përkulje, duktilitetit dhe rezistencës në prerje të kollonave.

Kjo mënyrë mund të realizohet duke përdorur metodat e mëposhtme:

1. Metoda tradicionale realizohet duke vendosur betonin e pastër rreth elementit dhe rritur sasinë e armaturës në seksionin ekzistues b/arme të kollonës.
2. Metoda e dytë është hedhja në mënyrë pneumatike e betonit në sipërfaqen e armuar dhe të pregatitur të elementit.
3. Metoda e tretë është nëpërmjet pompimit të çimentos së pastër, të parapregatitur me agregatet mbushës në sipërfaqen e pastruar; ku është ancoruar dhe paraprakisht armatura shtesë.

Rritja e aftësisë mbajtëse të kollonave mund të realizohet me lehtësi nëse përdorim metodën e këllëfeve b/arme, duke përdorur spirale. Kjo metodë rezulton në rritjen e dimensioneve dhe si rezultat edhe të peshës vetjake të elementit që do përforcohet.

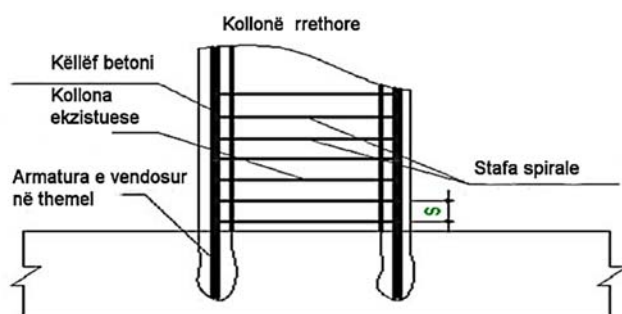


Figura 9.2: Përforcimi me metodën e këllëfeve b/arme ([1])

10- Raste studimore të vlerësimit sizmik për urat ekzistuese

10.1 Rast studimor për vlerësimin sizmik të mbikalesës hekurudhore të Vorës

Përshkrim "Ura Vorë"

Ura në studim përbëhet nga 18 hapësira dritë. Çdo hapësirë është 16.76 m. Mbistruktura përbëhet nga 6 trarë "T" të parapregatitur. Gjerësia totale e mbistrukturës $B = 9$ m. Pilat përbëhen nga një kollonë rrethore me diametër 1200 mm me rezistencë betoni 30 Mpa. Armatura gjatësore 22 $\Phi 28$ me rezistencë në rrjedhshmëri të çelikut 430 Mpa.

Në figurat 10.1; 10.2; 10.3; 10.4 jepen përkatësisht: pamje tërthore e pilës nr.7; prerje e seksionit tërthor të kolonave të pilave; armimi i kolonave të pilave; prerje tërthore e traut të mbistrukturës.

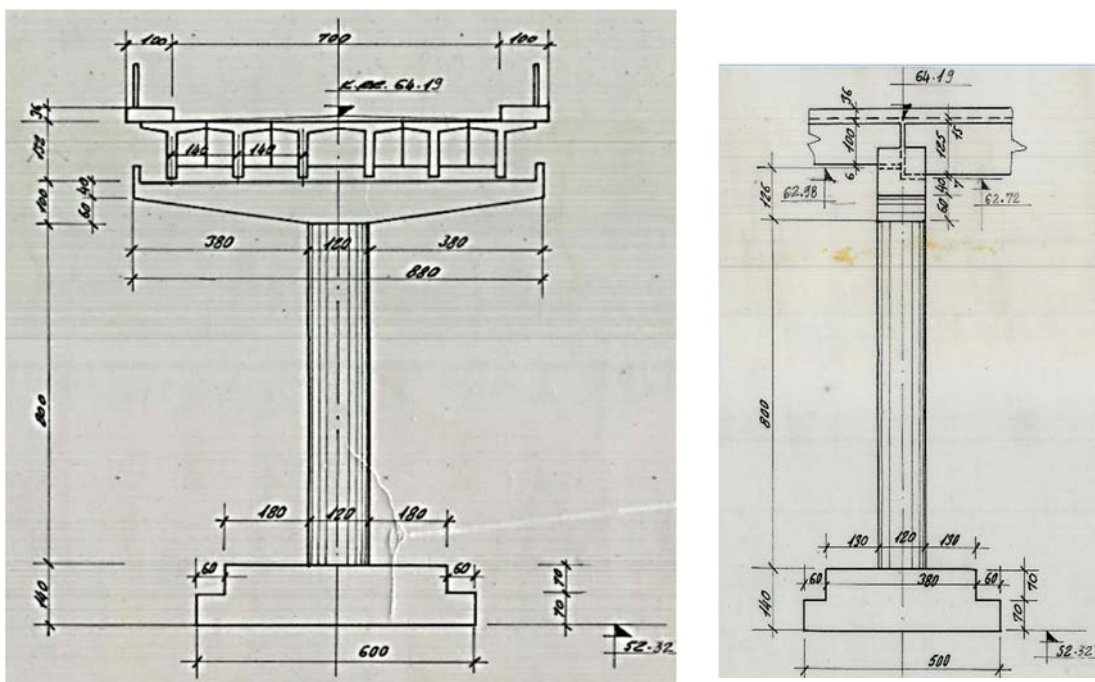


Figura 10.1: Paraqitja gjeometrike e pamjes tërthore të pilës së urës ([6])

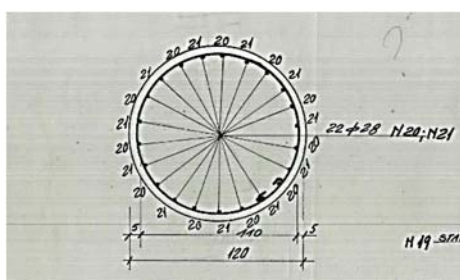


Figura 10.2: Prerje tërthore e seksionit rrethor të kollonës ([6])

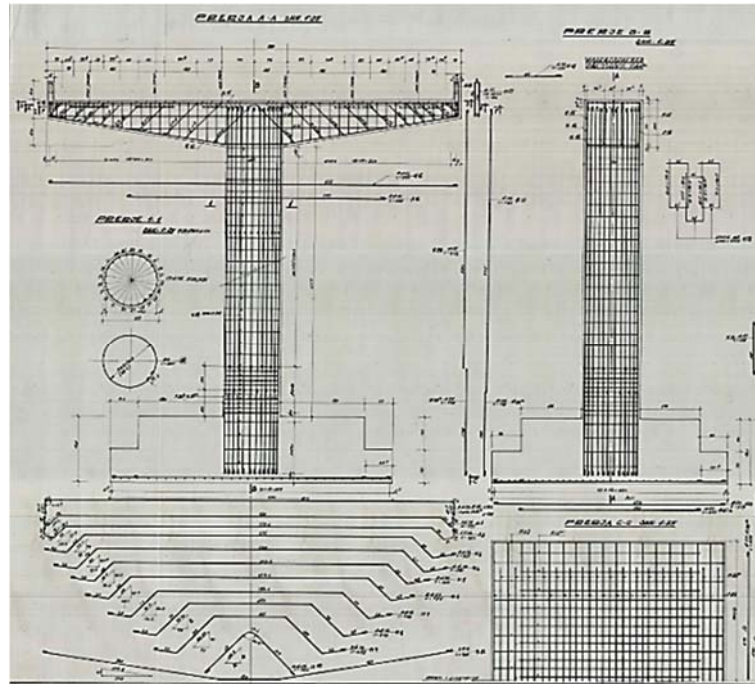


Figura 10.3: Paraqitja e prerjes tërthore dhe armimi i kollonës së urës ([6])

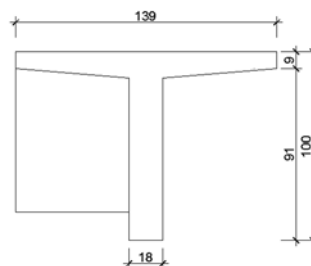


Figura 10.4: Paraqitja e prerjes tërthore të traut për mbistrukturën

Llogaritja e peshave të përhershme të mbistrukturës jepet për secilin element në mënyrë të detajuar më poshtë:

$$\text{Sipërfaqia } (0.18 * 1) + 2 * \frac{0.14 + 0.09}{2} * 0.605 = 0.319m^2$$

$$\text{Trarët kryesor } 6 * (16.76 * 0.319) * 2.5 = 80ton$$

$$\text{Trarët tërthor } 7 * (0.13 * 0.85 * 7.18) * 2.5 = 13.4ton$$

$$\text{Soletë 20cm } (0.2 * 7 * 16.76) * 2.5 = 59ton$$

$$\text{Trotuar } 2 * (1 * 16.76 * 0.35) * 2.5 = 29ton$$

$$\text{Beton rrafshues } (0.06 * 7 * 16.76) * 2.3 = 16ton$$

$$H/\text{izolim} (0.01 * 7 * 16.76) * 1.8 = 2 \text{ ton}$$

$$\text{Beton mbrojtës} (0.01 * 7 * 16.76) * 2.3 = 3 \text{ ton}$$

$$\text{Asfaltobeton} (0.06 * 7 * 16.76) * 2.1 = 24 \text{ ton}$$

$$\sum G = 226 \text{ ton}$$

Pesha vetjake e jastëkut

$$\frac{(1 + 0.4) * 4.4}{2} * 2 * 1.2 * 2.5 = 18.48 \text{ ton}$$

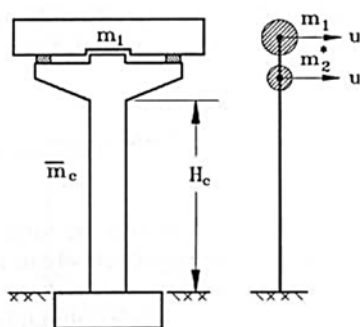
Për Pilën nr.7

Lartësia e pastër e kollonës së pilës si në figurën 10.5 është $H_c = 8 \text{ m}$.

$$\text{Lartësia e zonës kritike: } L_{pj} = 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.022 * 430 * 0.028 = 0.3 \text{ m}$$

Figura 10.5 paraqet modelin e thjeshtuar zëvendësues të urës, ndërsa në tabelën 10.1 jepen të dhënat për seksionin tërthor.

Modeli i thjeshtuar zëvendësues



Të dhënat për seksionin tërthor të urës
$P_{aksiale} = 3000 \text{ KN}$
$D = 1200 \text{ mm}$
$\rho(\%) = 1.19$
$f_c = 30 \text{ Mpa}$

Tabela 10.1: Të dhënat për seksionin tërthor të urës

Figura 10.5: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës

Figura 10.6 paraqet shtresëzimin e seksionit tërthor të kolonës së pilës për përcaktimin e marrëdhënies moment-kurbaturë me metodën e thjeshtuar. Tabela 10.2 jep rezultatet e përfutuara nga analiza. Në llogaritje është marrë parasysh forca aksiale që transmetohet nga mbistruktura.

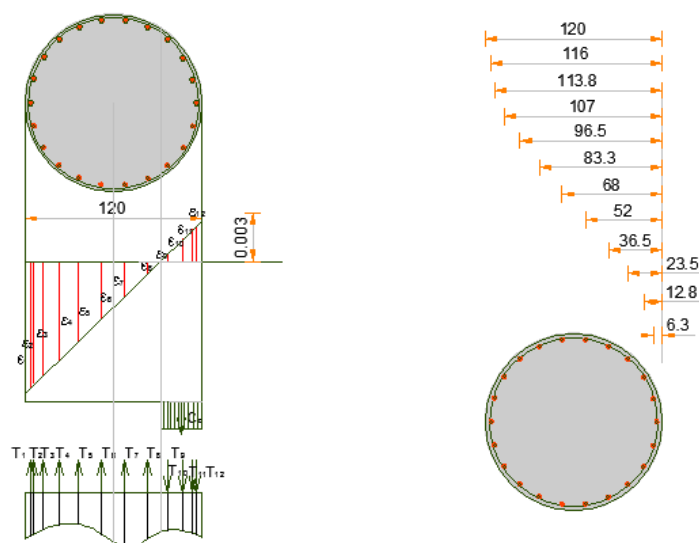


Figura 10.6: Analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë për seksionin rrethor të kollonës së urës

Shtresa	i	xi(mm)	εi	σi(Mpa)	Ai(mm ²)	Fi(KN)	D/2-xi	Mi (KN·m)
Armaturë	1	1160	-0.0093	-1864.5	615	-1146.67	-560	642.13
Armaturë	2	1138	-0.0091	-1817.8	1230	-2235.85	-538	1202.89
Armaturë	3	1070	-0.0084	-1673.3	1230	-2058.15	-470	973.50
Armaturë	4	965	-0.0073	-1450.2	1230	-1783.76	-365	656.42
Armaturë	5	833	-0.0058	-1169.8	1230	-1438.81	-233	338.12
Armaturë	6	680	-0.0042	-844.71	1230	-1038.99	-80	86.24
Armaturë	7	520	-0.0025	-504.78	1230	-620.88	80	-49.67
Armaturë	8	365	-0.0009	-175.47	1230	-215.83	235	-50.29
Armaturë	9	235	0.0005	100.726	1230	123.89	365	45.22
Armaturë	10	128	0.00164	328.055	1230	403.51	472	189.65
Armaturë	11	63	0.00233	466.152	1230	573.37	537	308.47
Armaturë	12	40	0.00258	515.017	615	316.74	560	177.37
Beton	13	213.009		41.7665		6121.24	386.991	2754.56
					P	-3000.19		7274.62

Tabela 10.2: Parametrat e kërkuar bazuar në ekuilibrin e forcave duke përdorur metodën e thjeshtuar sipas bllokut të sforcimeve Whitney

Në figurën 10.7 paraqitet grafiku i idealizuar për marrëdhënien moment – kurbaturë, i përfutur nga analiza me metodën e thjeshtuar duke marrë në konsideratë efektin e forcës aksiale.

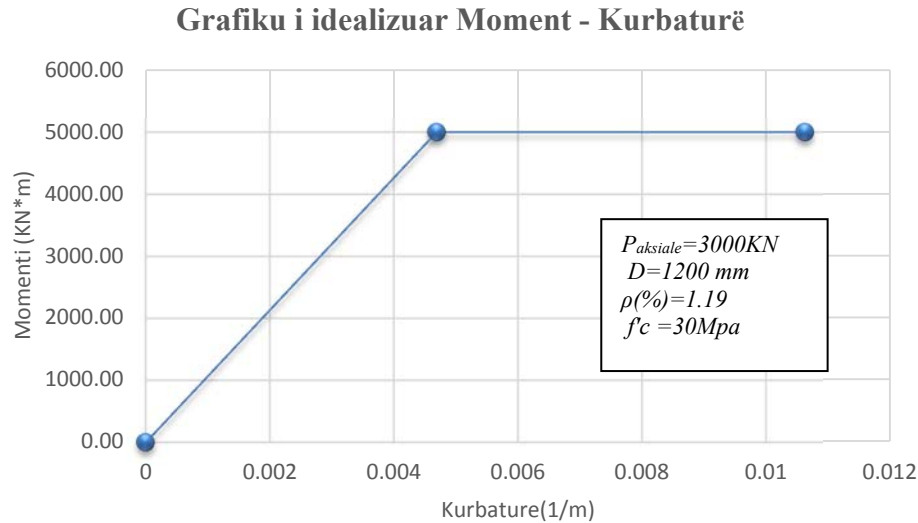


Figura 10.7: Diagrama e idealizuar për marrëdhënien moment - kurbaturë

$$P_{aksiale}=3000KN$$

φ_f - koeficienti reduktues i cili sipas AASHTO jepet me shprehjen e mëposhtme :

$$0.9 \geq (\varphi_f = 0.9 - \frac{2P}{f'_c A_g}) \geq 0.5$$

$$\varphi_f = 0.688$$

Vlerat e momenteve dhe kurbaturës në gjëndjen e fundme kufitare dhe në rrjedhshmëri të përfuara nga analiza e momentit – kurbaturës me metodën e thjeshtuar jepen si më poshtë:

$$Mu = 7274 \text{ KN} \cdot m, \phi_u = 0.01 \text{ rad} / m$$

$$My = 7274 \text{ KN} \cdot m, \phi_y = 0.00468 \text{ rad} / m$$

Figura 10.8 jep marrëdhënien moment – kurbaturë të përfuqar nga programi (nga programi section moment curvature SE-MΦ).

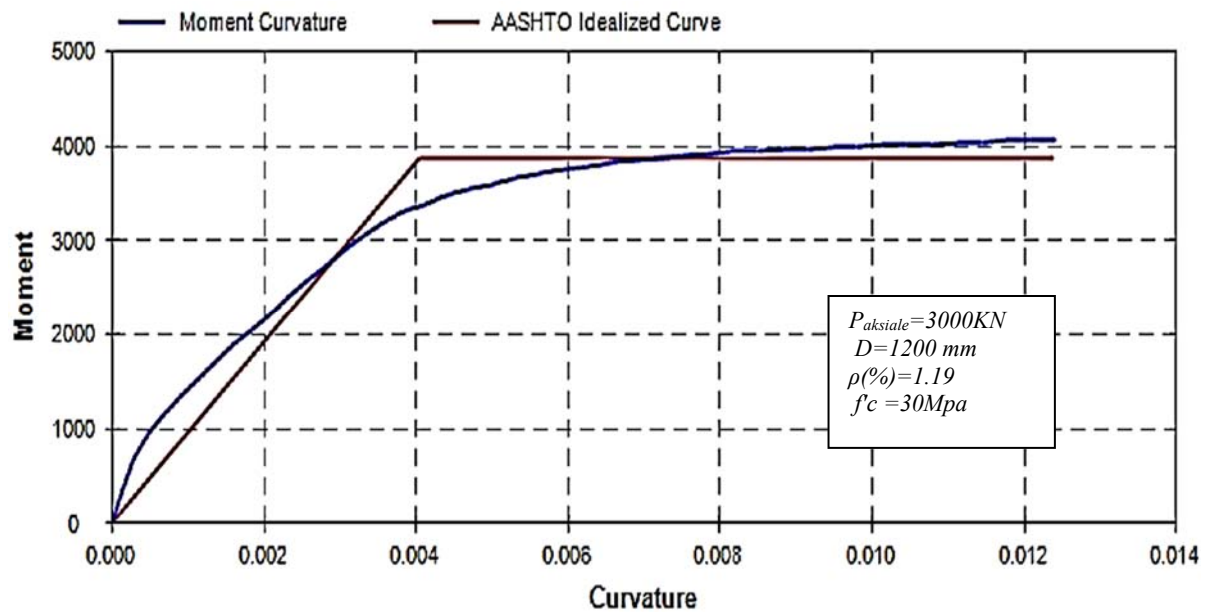


Figura 10.8: Diagrama e marrëdhënies moment – kurbaturë (nga programi section moment curvature SE-MΦ)

Rezultatet nga programi për kurbën e idealizuar janë si më poshtë:

$$Mu = 3856 \text{ KN} \cdot m, \phi_u = 0.01241 \text{ rad} / m$$

$$My = 3856 \text{ KN} \cdot m, \phi_y = 0.00405 \text{ rad} / m$$

Rezultatet nga programi për kurbën e joidealizuar janë si më poshtë:

$$Mu = 4056 \text{ KN} \cdot m, \phi_u = 0.01241 \text{ rad} / m$$

$$My = 2806.8 \text{ KN} \cdot m, \phi_y = 0.002948 \text{ rad} / m$$

Vlerësimi i rrotullimeve joelastike dhe kapacitetit në duktilitet

Lartësia e çernierave plastike jepet me formulën si më poshtë:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.44f_{ye}d_{bl}$$

$$L_p = 0.08 \cdot 9.66 + 0.22 \cdot 400 \cdot 0.028 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Rrotullimi plastik } \theta_p = L_p \Phi_p = L_p (\Phi_u - \Phi_y)$$

$$\theta_p = 1 \cdot (0.01241 - 0.0029) = 0.0091$$

$$\text{Zhvendosja në rrjedhshmëri : } \Delta_y = \frac{\Phi_y L^2}{3}$$

$$\Delta_y = \frac{0.00299 \cdot 66^2}{3} = 0.0902 \text{ m} = 902 \text{ mm}$$

Zhvendosja plastike:

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\Phi_u - \Phi_y) (L - 0.5 L_p)$$

$$\Delta_p = \left(\frac{4056}{2807} - 1 \right) \cdot 0.1278 + 1.0 \cdot (0.01241 - 0.0029) \cdot (9.66 - 0.5 \cdot 0.9576) = 0.1403m$$

Zhvendosje maksimale:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 90.2 + 140.3 = 230.5mm$$

Kapaciteti në duktilitetit për zhvendosjet i përcaktuar si raport i zhvendosjes totale me zhvendosjen në rrjedhshmëri:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{230.5}{90.2} = 2.55$$

Kapaciteti në duktilitetit për kurbaturën i përcaktuar si raport i kurbaturës në gjëndjen e fundme kufitare me kurbaturën në rrjedhshmëri:

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01241}{0.0029} = 4.279$$

Figura 10.9 paraqet në mënyrë skematike projektimin sipas kapaciteteve nëpërmjet konceptit të mbisforcimit (J. Mander etj 1998). Momentet sipas projektimit sizmik kërkojnë sforcime shtesë që lindin nga mbistruktura e urës.

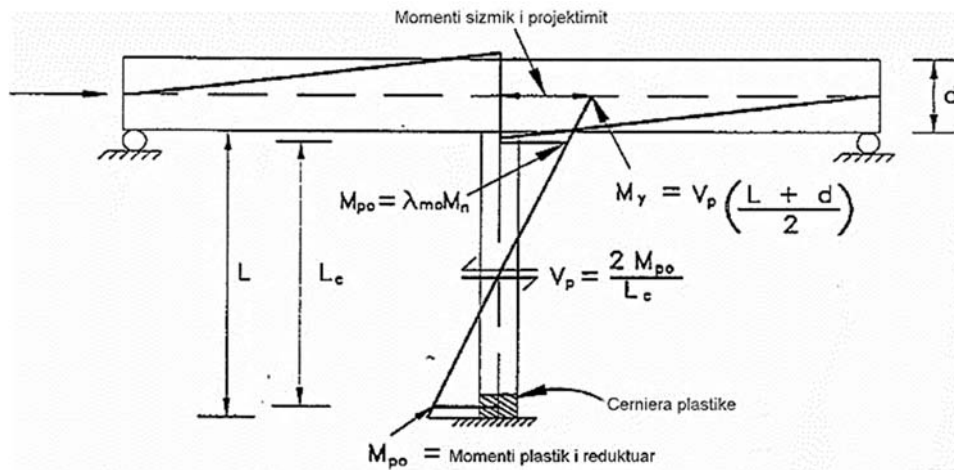


Figura 10.9: Projektimi sipas kapaciteteve të urave duke përdorur konceptin e mbisforcimit (ref.[2])

Vlerësimi i zhvendosjeve bazuar në spektrin e projektimit:

- Masa sizmike e vlerësuar si raport i peshës vetjake që transmetohet nga mbistruktura

$$\text{dhe jastëku i kollonave me nxitimin e rënies së lirë: } m^* = \frac{W_s}{g} = \frac{3000kn}{9.81} = 306 \text{ ton}$$

- Shtangësia efektive në kollona

Raporti ndërmjet momentit efektiv të inercisë dhe momentit të inercisë për seksionin varet nga treguesi i forcës aksiale dhe përqindja e armimit (mbështetur te punimi "*Seismic design and retrofit of bridges/ M. J. N. Priestley, F.Seible, G.M Calvi*") në këtë rast rezulton $I_{eff} = 0.5I_g$: (në rastin tonë seksioni është rrethor me diametër 1200 mm).

$$I_{eff} = 0.5 \frac{\pi D^4}{64} = 0.0508 m^4 = 5.08 \cdot 10^{10} mm^4$$

-Moduli i elasticitetit për betonin duke u mbështetur në modelin Mander.

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 2.57 \cdot 10^4 MPa$$

$$K_{eff,0} = \frac{6 \cdot E_c \cdot I_{eff}}{(H)^3} = \frac{6 \cdot 2.57 \cdot 10^7 \cdot 0.0508}{(8.96)^3} = 10889 KN / m$$

$$\Delta_{yi} = \frac{E_i}{K_{eff,o}} = \frac{M_y}{H \cdot K_{eff,o}} = \frac{2806}{8.96 \cdot 10889} = 0.0288 m = 28.8 mm$$

-Perioda kryesore e strukturës

$$T_o = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} = 1.05 s$$

Në tabelën 10.3 jepen vlerat e shpejtimit spektral dhe shpejtimit maksimal të truallit për probabilitet të ekspozimit 10%/10 vjet dhe 10%/50 vjet.

Rrethi/	Koordinatat		Probab	PGA	Sa				
Tirane	V	L		0.01s	0.2s	0.5s	1.0s	2.0s	
Vorë	41.39	19.63	10%10	0.136	0.323	0.171	0.086	0.037	
			10%50	0.271	0.635	0.366	0.187	0.08	

Tabela 10.3: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë. Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Vorën me probabilitet 10% / 10 vjet për 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truall shkëmbor, fq 230.

- Nga spektri i projektimit për $S_a(0.2\text{ s}) = 0.635\text{ g}$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.635 \cdot 3000 = 1905\text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{1905}{10889} = 0.1749\text{ m} = 174.9\text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet Δ_1 .

$$K_{eff,1} = \frac{E_1}{\Delta_1} = \frac{1905}{0.1749} = 10891.9\text{ KN / m}$$

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{174.9}{28.8} = 6.07$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të rënda të strukturës.

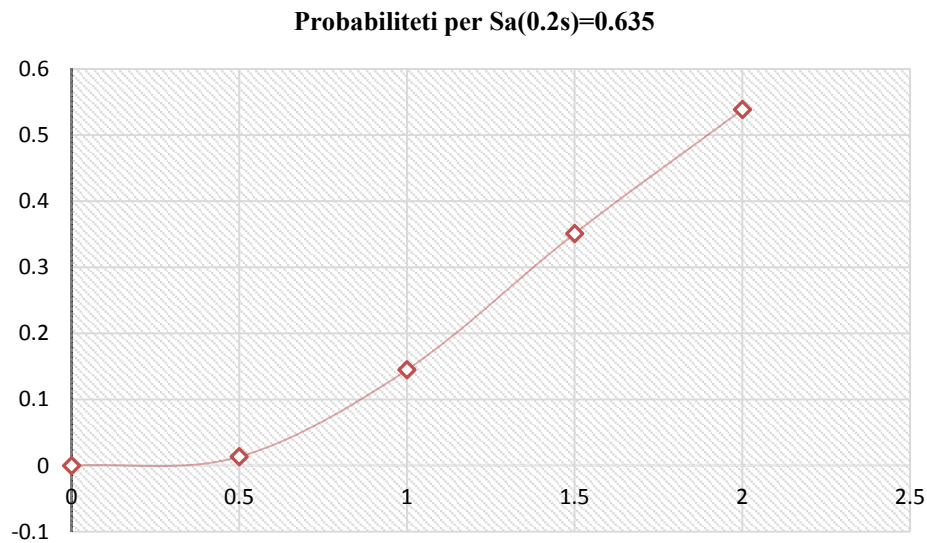


Figura 10.10: Kurba "fragile" për gjëndjen e shkatërrimit

- Nga spektri i projektimit për $S_a(0.5\text{ s}) = 0.366\text{ g}$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet :

$$E_1 = 0.366 \cdot 3000 = 1098\text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{1098}{10889} = 0.1008\text{ m} = 100.8\text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{100.8}{28.8} = 3.5$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të kontrolluara të strukturës.

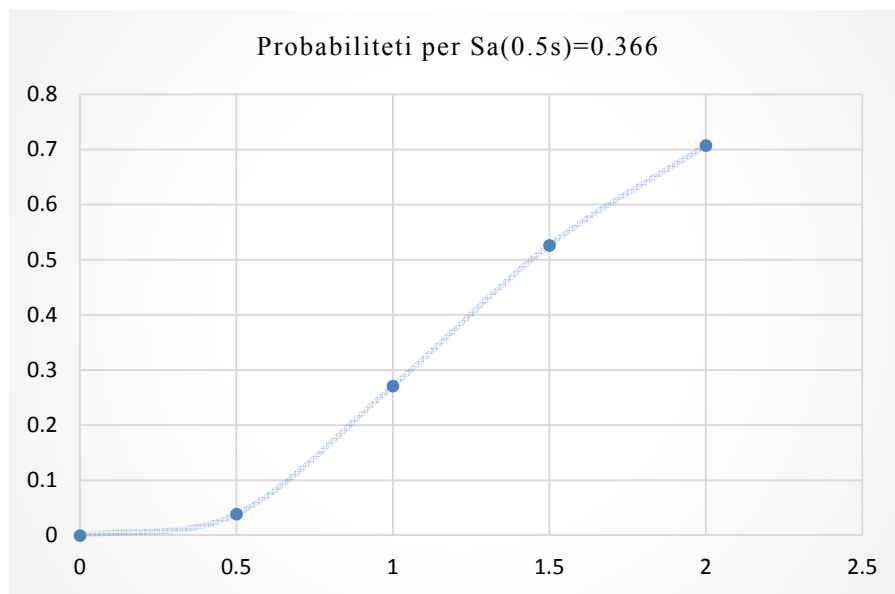


Figura 10.11: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të kontrolluara

- Nga spektri i projektimit për $S_a(1\text{ s}) = 0.187\text{ g}$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.187 \cdot 3000 = 561\text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{561}{10889} = 0.0515\text{ m} = 51.5\text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta l}{\Delta_y} = \frac{51.5}{28.8} = 1.78$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të lehta të strukturës.

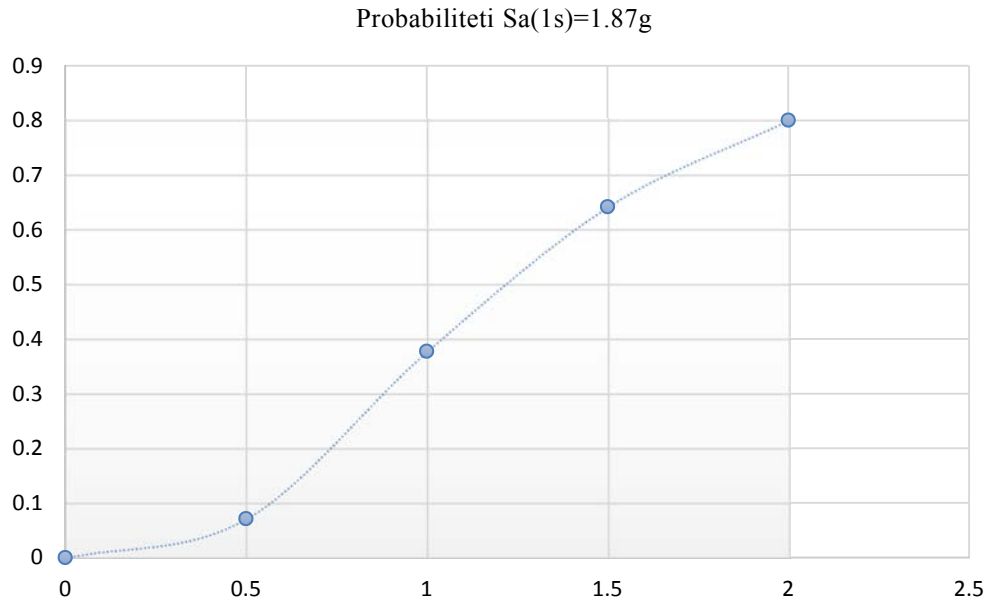


Figura 10.12: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta

- Nga spektri i projektimit për $Sa(2s) = 0.08g$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet :

$$E_1 = 0.08 \cdot 3000 = 240 KN$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{240}{10889} = 0.0220m = 22mm$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta l}{\Delta_y} = \frac{22}{28.8} = 0.76$$

Në këtë nivel duktiliteti nuk kemi dëmtime të strukturës.

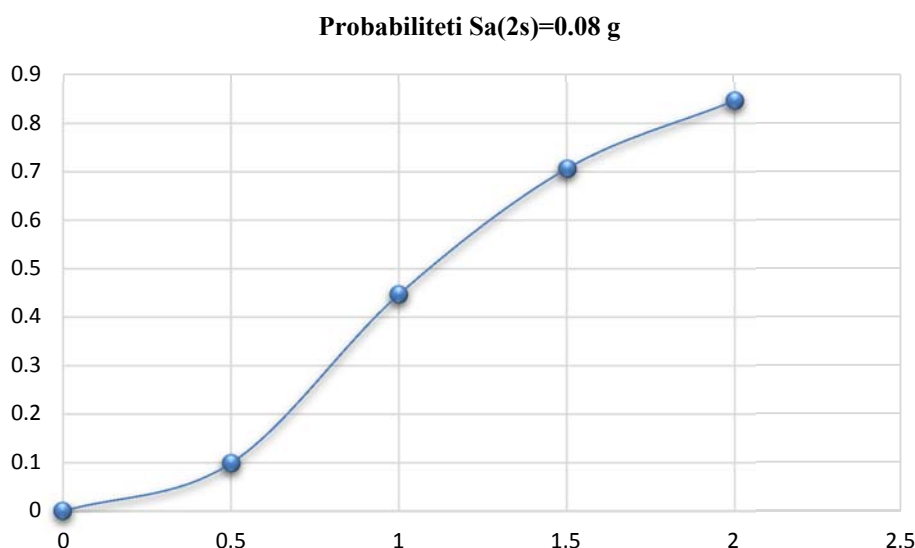


Figura 10.13: Kurba "fragile" pa dëmtime

Në tabelën 10.4 paraqitet një përmbledhje e rezultateve për forcat sizmike, shtangësinë, zhvendosjet e përfuara dhe duktilitetin për vlera të ndryshme të shpejtimit spektral.

	Sa	Ei(KN)	Keff(KN/m)	$\Delta(m)$	$\Delta(mm)$	μ
2s	0.08	240	10889	0.022041	22.04059	0.765298
1s	0.187	617.1	10889	0.056672	56.67187	1.967773
0.5s	0.366	1207.8	10889	0.110919	110.9193	3.851364
0.2s	0.635	1905	10889	0.174947	174.9472	6.074555

Tabela 10.4 Tabela përmbledhëse e rezultateve

Në figurat 10.10; 10.11; 10.12; 10.13 paraqiten kurbat "fragile" për gjëndjet e dëmtimeve të shkatërrimit, dëmtime të kontrolluara, dëmtime të lehta dhe pa dëmtime.

Kurbat fragile për çdo gjëndje dëmtimi janë ndërtuar me shpërndarja log – normale e cila është një funksion me densitet të probabilitetit si më poshtë:

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$$

Ndërsa funksioni kumulativ i shpërndarjes pranohet nga integrimi i sipërfaqes së densitetit të mësipërm.

$$F(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{e^{-\left(\frac{(\ln(t)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}}{t} dt$$

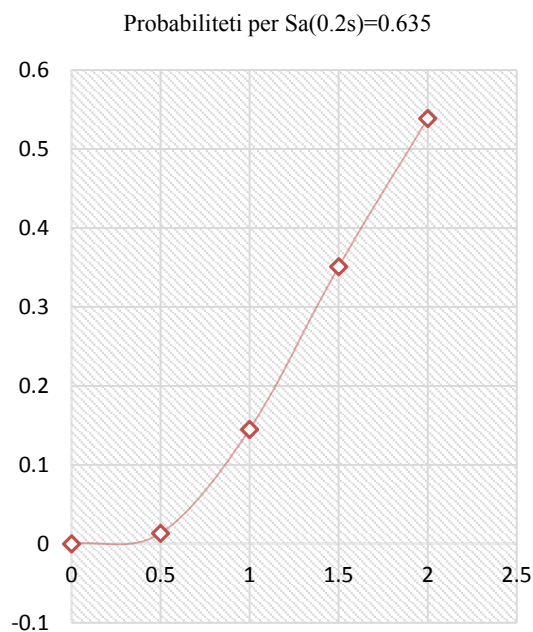


Fig10.10. Kurba "fragile" për gjëndjen e shkatërrimit kontrolluara

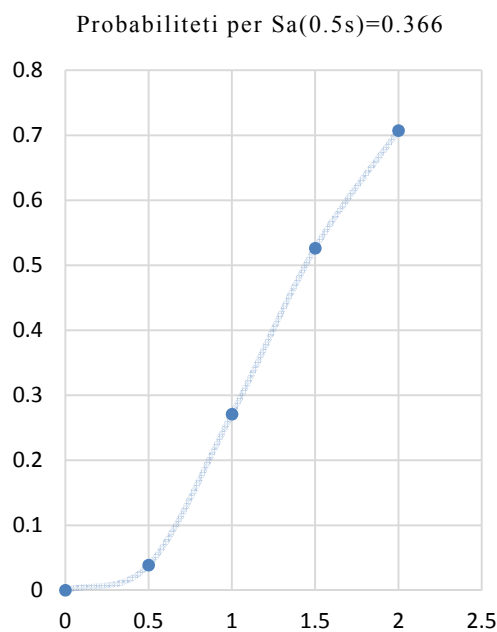


Fig 10.11. Kurba "fragile" dëmtime të kontrolluara

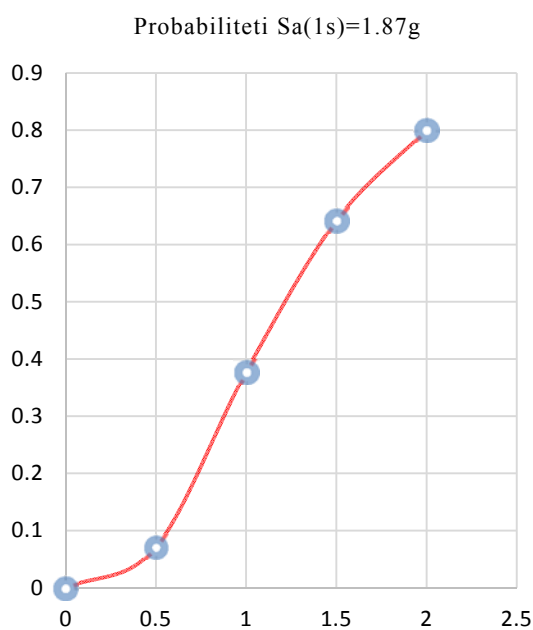


Fig 10.12. Kurba "fragile" për dëmtimeve të lehta

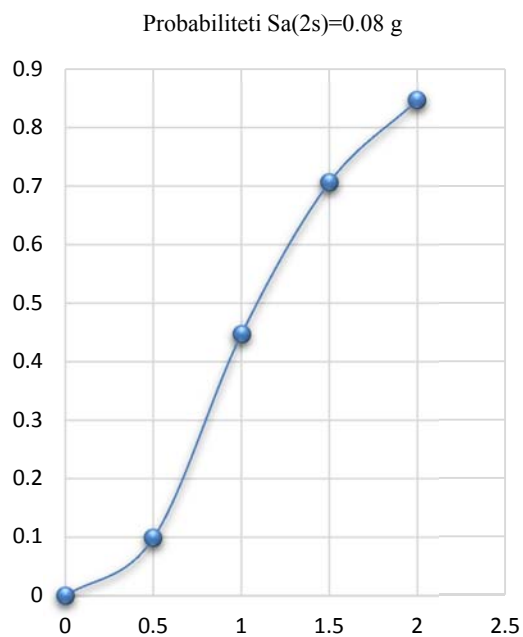


Fig 10.13. Kurba "fragile" pa dëmtime

Në figurat 10.14; 10.15; 10.16; 10.17 paraqiten kurbat "fragile" të densitetit të probabilitetit për gjëndjet e dëmtimeve të shkatërrimit, dëmtime të kontrolluara, dëmtime të lehta dhe pa dëmtime.

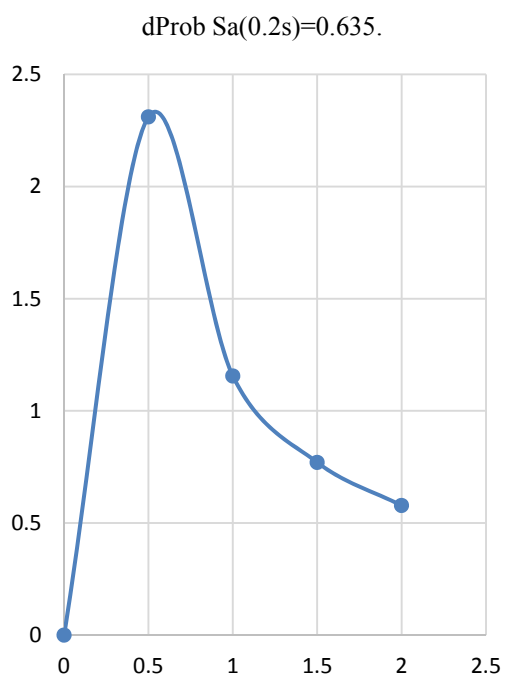


Fig 10.14 Densiteti për gjëndjen e shkatërrimit

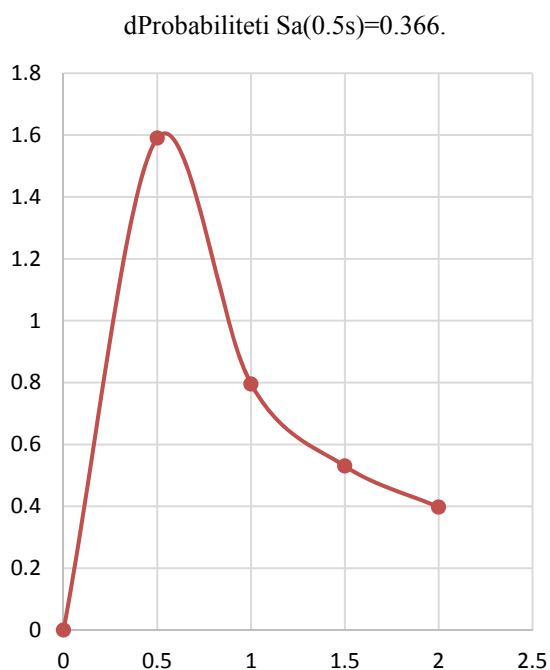


Fig 10.15 Densiteti për dëmtimeve të kontrolluara

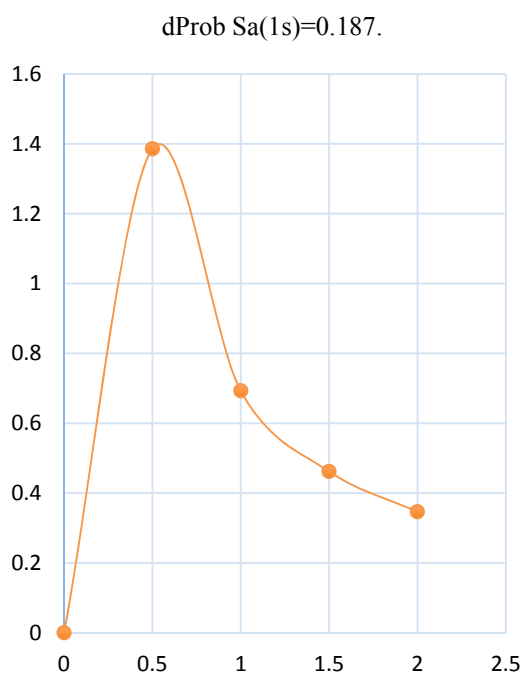


Fig10.16 Densiteti për dëmtimeve të lehta

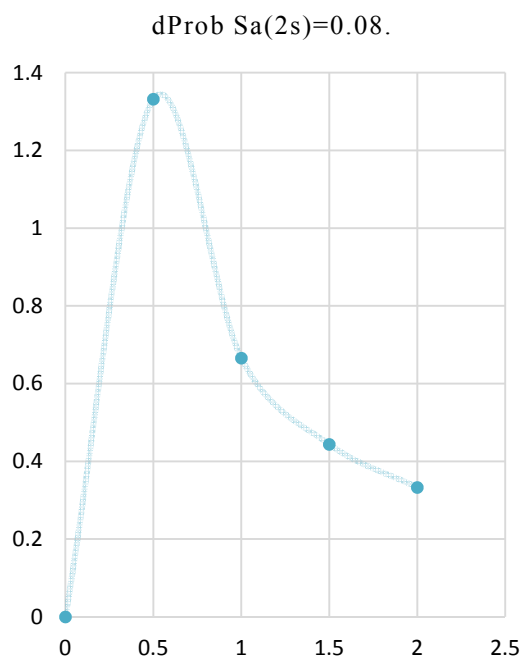


Fig 10.17 Densiteti pa dëmtime

Projektimi i kollonave në përkulje:

Llogaritja e armaturës tërthore sipas projektimit në zhvendosje duke përdorur rrotullimin plastik maksimal $\theta_p = 0.035$, me lartësinë e çernieres plastike $L_p = 1000$ mm.

Materialet

$$f'_{ce} = 1.3 \cdot f'_c = 1.3 \cdot 30 = 39 \text{ MPa}$$

$$f'_y = 1.1 \cdot f_y = 1.1 \cdot 400 = 440 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = 0.004$$

Projektimi i ngarkesës aksiale duke marrë në konsideratë efektet e shpejtimit vertikal është si më poshtë:

$$P = (1 \pm 0.5 PGA) w_g$$

w_g - përfshin peshën vetjake të kollonës dhe ngarkesën që transmetohet nga mbistruktura

Duke marrë vlerën e rrezikut sizmik PGA (0.01s) me probabilitet 10%/50 vjet 0.271g për Vorën vlerat maksimale dhe minimale të forces aksiale janë:

$$P_{\max} = 3410 \text{ Kn}$$

$$P_{\min} = 2594 \text{ Kn}$$

Figura 10.18 paraqet projektimi i seksionit me programin SE-M Φ dhe marrëdhënia moment-kurbaturë.

Figura 10.19 paraqet rezultatet e përfuara nga analiza e seksionit.

Për $P_{\max} = 3410$ Kn

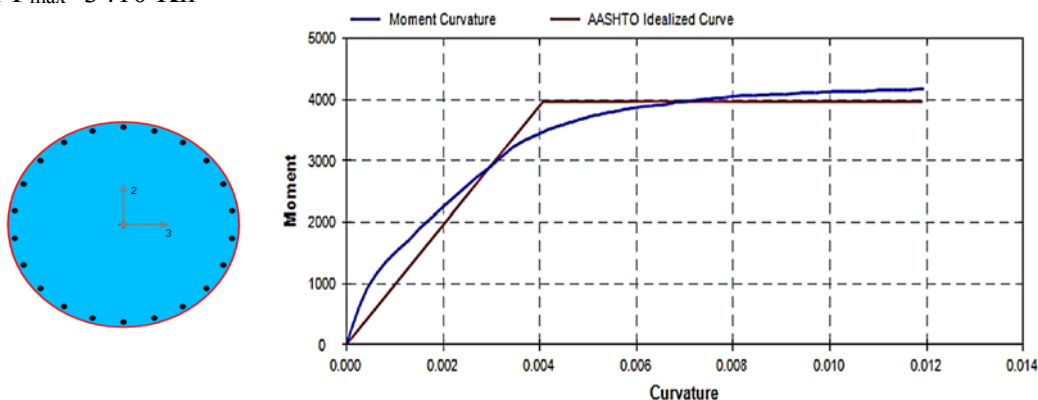


Figura 10.18: Marrëdhënia moment-kurbaturë e përfuar nga analiza e seksionit me programin SE-M Φ

General		Interactive	Idealization
Curvature		Moment	
0		0	
0.003012		2924.5	
0.004084		3964.9	
0.01193		3964.9	

Figura 10.19: Rezultatet e përfuara nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ

$$M_u = 3964 \text{ Kn} \cdot \text{m} ; \phi_u = 0.01193$$

$$M_y = 2924 \text{ Kn} \cdot \text{m} ; \phi_y = 0.00301$$

Për $P_{\min} = 2594 \text{ KN}$

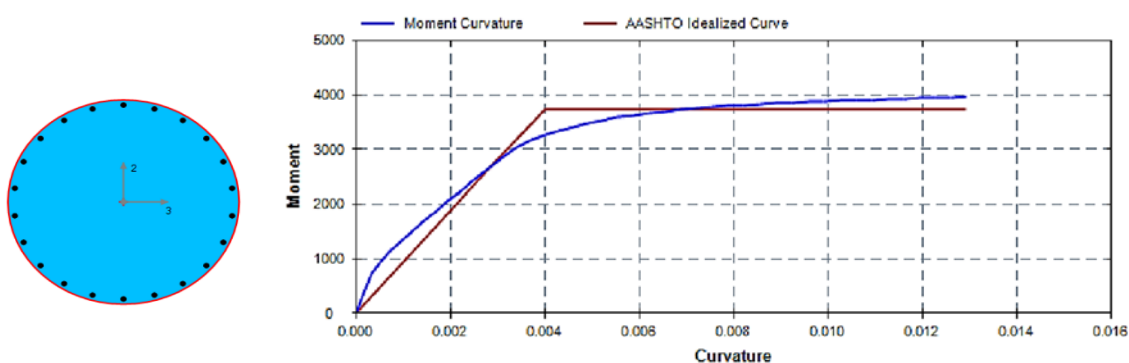


Figura 10.20: Marrëdhënia moment-kurbaturë e përfuar nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ

General		Interactive	Idealization
Curvature		Moment	
0		0	
0.002883		2687.1	
0.004007		3733.8	
0.01292		3733.8	

Figura 10.21: Rezultatet e përfuara nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ

$$M_u = 3733 \text{ Kn} \cdot \text{m} ; \phi_u = 0.01292$$

$$M_y = 2687 \text{ Kn} \cdot \text{m} ; \phi_y = 0.00288$$

Projektimi i mbështjelljes së kollonës:

Treguesi i ngarkesës aksiale

$$\frac{P}{f_{ce}' A_g} = \frac{3000}{39000 \cdot 1.13} = 0.068$$

Sasia e armaturës tërthore e nevojshme për mbështjelljen e betonit (sipas Priestley):

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \geq 0.16 \frac{f_{ce}'}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_{ce}' A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01)$$

$$\rho_s \geq 0.16 \frac{39000}{440000} \left(0.5 + \frac{1.25 \cdot 3000}{39000 \cdot 1.13} \right) + 0.13(0.0119 - 0.01)$$

$$\rho_s \geq 0.0085$$

Për të mos pasur deformim të shufrave gjatësore nevojitet:

$$\rho_s \geq 0.0002 \cdot n = 0.0002 \cdot 22 = 0.0056$$

$$\text{Hapi i stafave maksimal } s \leq 6 \cdot d_{bl} = 6 \cdot 28 = 168 \text{ mm}$$

Sipërfaqia e shufrave të armaturës tërthore:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \geq 0.16 \frac{f_{ce}'}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_{ce}' A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01)$$

$$A_{sp} = 0.0056 \cdot 1100 \cdot 168 / 4 = 258.7 \text{ mm}^2$$

Pranojmë diametrin e armaturës tërthore $\Phi 20$ me $A_{sp} = 314 \text{ mm}^2$

$$\text{Hapi i stafave } s = 4 \cdot 314 / 0.0085 \cdot 1100 = 134 \text{ mm}$$

Deformimet kufitare të betonit

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cc}'}$$

Rezistenca e betonit të shtrënguar me armaturë (betoni i berthamës).

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$$

$$f'_l = \frac{2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp}}{D' \cdot s} = \frac{2 \cdot 440 \cdot 314}{1200 \cdot 124} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$f'_{cc} = 39 \cdot \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot 1.86}{39}} - 2 \frac{1.86}{39} \right) = 50.8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot 0.0119 \cdot 440 \cdot 0.12}{50.8} = 0.0213$$

Projektimi i kollonës në prerje:

Forca prerëse sipas ASCE-ACI vlerësohet dhe jepet nga ekuacioni: $V_d = \phi_s (V_c + V_s)$

Ku,

$\phi_s = 0.85$ koeficienti reduktues

V_c - komponentja e betonit jepet me shprehjen $V_c = v_c A_e$

$$A_e = 0.8 \cdot D^2 = 1.152$$

$$v_c = (0.066 + 10 \rho_t) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

$$\rho_t = 0.5 \cdot \rho_l = 0.5 \cdot 0.0119 = 0.00595$$

$$v_b = (0.066 + 10 \rho_t) \cdot \sqrt{f'_c} = (0.066 + 10 \cdot 0.00595) \cdot \sqrt{30} = 0.6873$$

$$v_b = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} = 1.09$$

$$v_c = v_b \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_{g=}} \right) = 1.09 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 3}{30 \cdot 1.13} \right) = 1.37 \text{ MPa}$$

$$V_c = 1.152 \cdot 1370 = 1578 \text{ Kn}$$

Vlerat maksimale dhe minimale të forces prerëse jepen më poshtë:

V_s - Forca prerëse për stafat

$$1) P_{\max} = 3410 \text{ Kn} ; V^0 = (3964 + 34317) / 9 = 4253 \text{ Kn}$$

$$2) P_{\min} = 2594 \text{ Kn} ; V^0 = (3733 + 19683) / 9 = 2601 \text{ Kn}$$

$$1) V_s = \frac{V^0}{\phi_s} - V_c = \frac{4253}{0.85} - 1578 = 3425 \text{ KN}$$

$$2) V_s = \frac{V^0}{\phi_s} - V_c = \frac{2601}{0.85} - 2594 = 466 \text{ KN}$$

10.2 Rast studimorë për vlerësimin sizmik të urës mbi lumin Vjosë (Ura e Mifolit)

10.2.1 Përshkrim "Ura automobilistike e Mifolit"

Ura në studim përbëhet nga 11 hapësira drite. Cdo hapësire është 25 m. Mbistruktura përbëhet nga 6 trarë të parapregatitur. Gjerësia totale e mbistrukturës $B = 9$ m. Pilat përbëhen nga katër kollona rrethore me diameter 1000 mm me rezistencë betoni 25 Mpa. Armatura gjatesore $20 \Phi 16$ me rezistencë në rrjedhshmëri të çelikut 430 Mpa. Në figurat 10.2.1; 10.2.2; 10.2.3; 10.2.4; 10.2.5 jepen përkatësisht: planimetria e themeleve; pamje tërthore e pilës; prerje e seksionit tërthor të kolonave të pilave; armimi i kolonave të pilave.

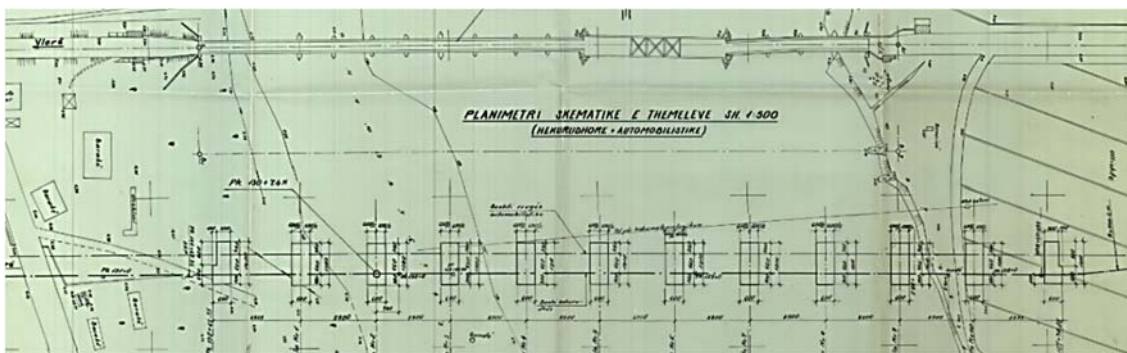


Figura 10.2.1: Planimetria skematike e themeleve ([6])

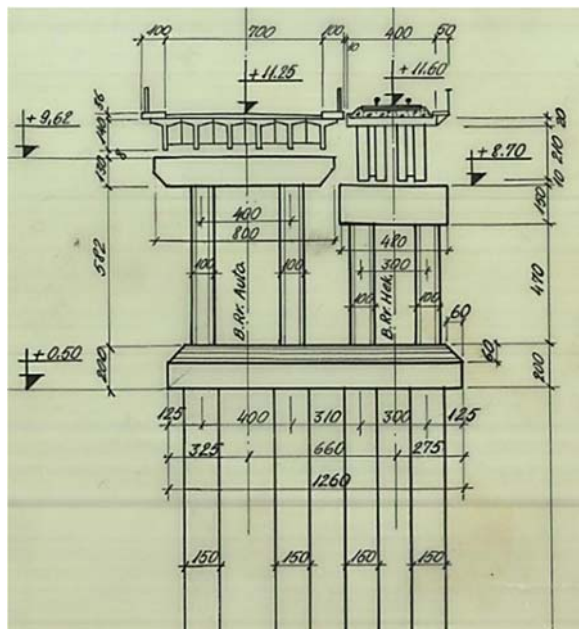


Figura 10.2.2: Prerje tërthore e pilave ([6])

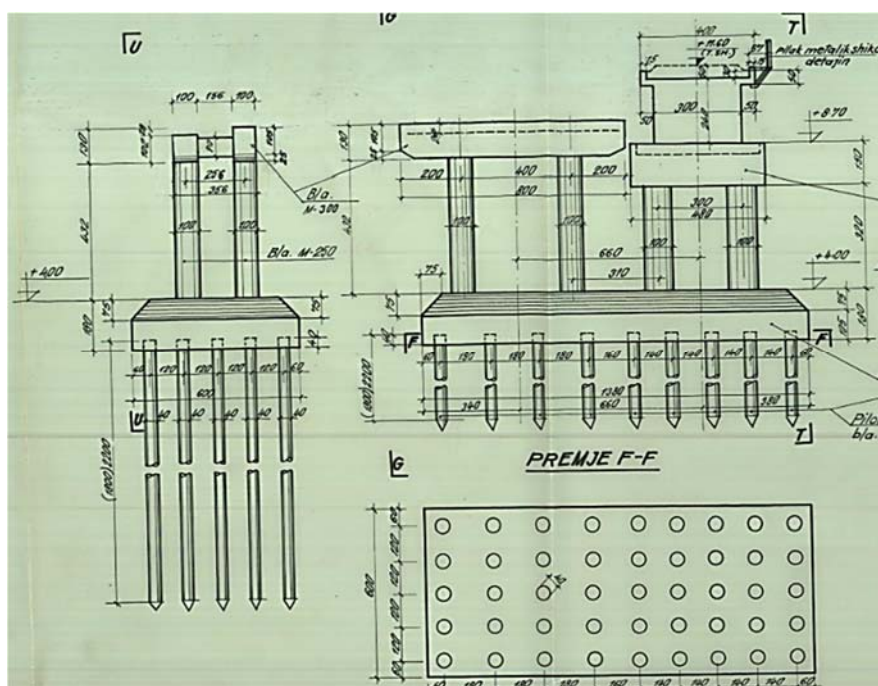


Fig 10.2.3: *Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës ([6])*

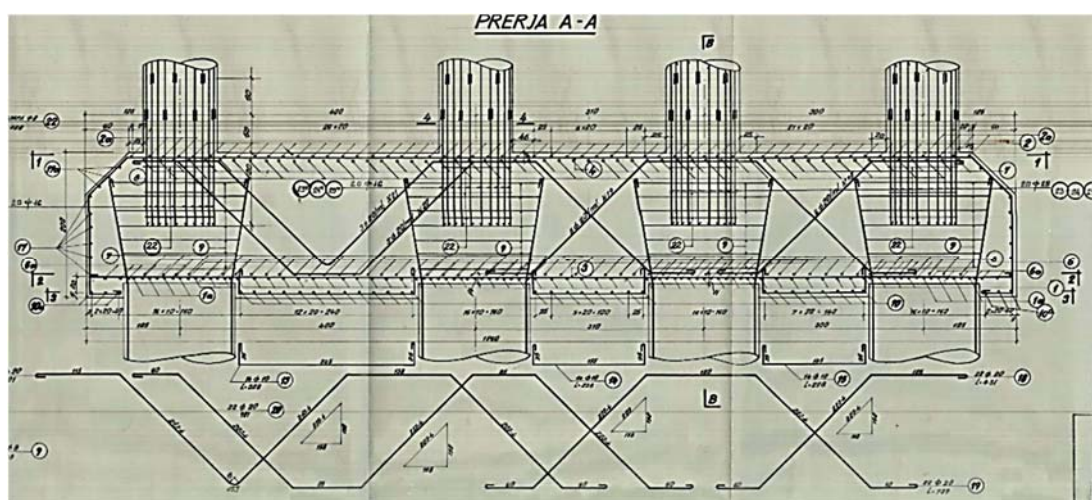


Figura 10.2.4: *Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës ([6])*

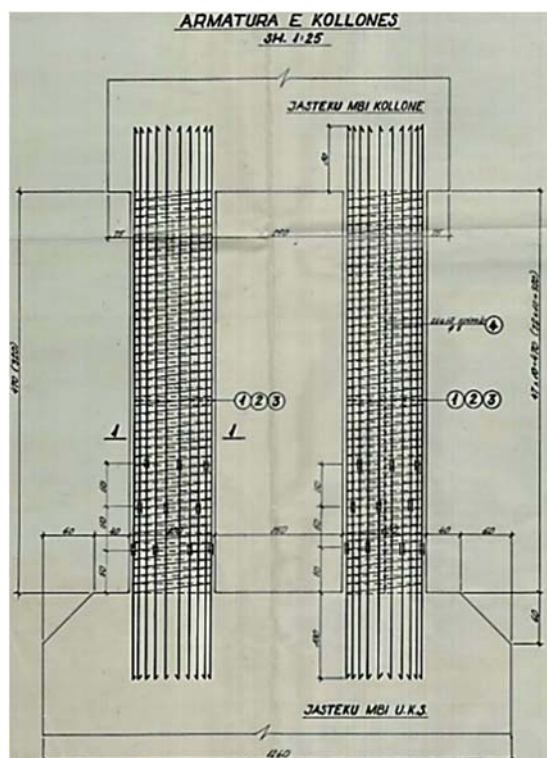


Figura 10.2.5: Paraqitja e prerjes tërthore të kollonës ([6])

- Më poshtë paraqitet llogaritja e peshave të përhershme të mbistrukturës
- Sipërfaqia e prerjes tërthore të traut kryesor

$$(0.18 * 1.4) + 2 * \frac{0.14 + 0.09}{2} * 0.605 = 0.39m^2$$

$$\text{Trarët kryesor } 6 * (22.20 * 0.39) * 2.5 = 130ton$$

$$\text{Trarët terthor } 9 * (0.13 * 1.0 * 7.18) * 2.5 = 21ton$$

$$\text{Soletë 20cm } (0.2 * 7 * 22.20) * 2.5 = 78ton$$

$$\text{Trotuar } 2 * (1.00 * 22.20 * 0.35) * 2.5 = 39ton$$

$$\text{Beton rrafshues } (0.06 * 7 * 22.20) * 2.3 = 22ton$$

$$\text{H/izolim } (0.01 * 7 * 22.20) * 1.8 = 3ton$$

$$\text{Beton mbrojtës } (0.01 * 7 * 22.20) * 2.3 = 4ton$$

$$\text{Asfaltobeton } (0.06 * 7 * 22.2) * 2.1 = 20ton$$

$$\sum G = 317ton$$

Pesha vetjake e jastëkut

$$1.3 \cdot 5.5 \cdot 12.6 \cdot 2.5 = 225ton$$

Figura 10.2.6 paraqet shtresëzimin e seksionit tërthor të kolonës së pilës për përcaktimin e marrëdhënies moment-kurbaturë me metodën e thjeshtuar. Tabela 10.2.2 jep rezultatet e përftuara nga analiza. Në llogaritje është marrë parasysh forca aksiale që transmetohet nga mbistruktura.

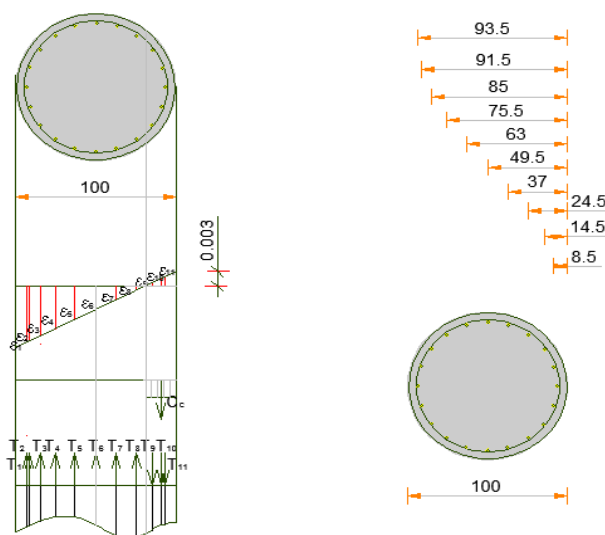


Figura 10.2.6: Analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë për seksionin rrethor të urës së Mifolit

Të dhënat për seksionin tërthor të urës	
$P_{aksiale}=1355KN$	
$D=1000\text{ mm}$	
$\rho(\%)=0.512$	
$f_c=25Mpa$	

Tabela 10.2.1: Të dhënat e seksionit tërthor

Shtresa	i	xi(mm)	ϵ_i	$\sigma_i(Mpa)$	$A_i(mm^2)$	$F_i(KN)$	D/2-xi	Mi (KN·m)
Armaturë	1	935	-0.0108	-2158.4	200.9	-433.62	-435	188.62
Armaturë	2	915	-0.0105	-2099.4	401.8	-843.53	-415	350.07
Armaturë	3	850	-0.0095	-1907.6	401.8	-766.48	-350	268.27
Armaturë	4	755	-0.0081	-1627.4	401.8	-653.87	-255	166.74
Armaturë	5	630	-0.0063	-1258.6	401.8	-505.70	-130	68.27
Armaturë	6	495	-0.0043	-860.32	401.8	-345.68	5	0.00
Armaturë	7	370	-0.0025	-491.55	401.8	-197.51	130	-24.69
Armaturë	8	245	-0.0006	-122.78	401.8	-49.33	255	-12.58
Armaturë	9	145	0.00086	172.229	401.8	69.20	355	24.22
Armaturë	10	85	0.00175	349.238	401.8	140.32	415	57.53
Armaturë	11	65	0.00204	408.241	200.9	82.02	435	35.59
Beton	12	101.69		19.9392		2149.03	498.31	644.71
					P	-1355.1		1766.75

Tabela 10.2.2: Parametrat e kërkuar bazuar në ekuilibrin e forcave duke përdorur metodën e thjeshtuar sipas bllokut të sforcimeve "Whitney"⁷

Në figurën 10.2.7 paraqitet grafiku i idealizuar për marrëdhënien moment – kurbaturë, i përfutur nga analiza me metodën e thjeshtuar.

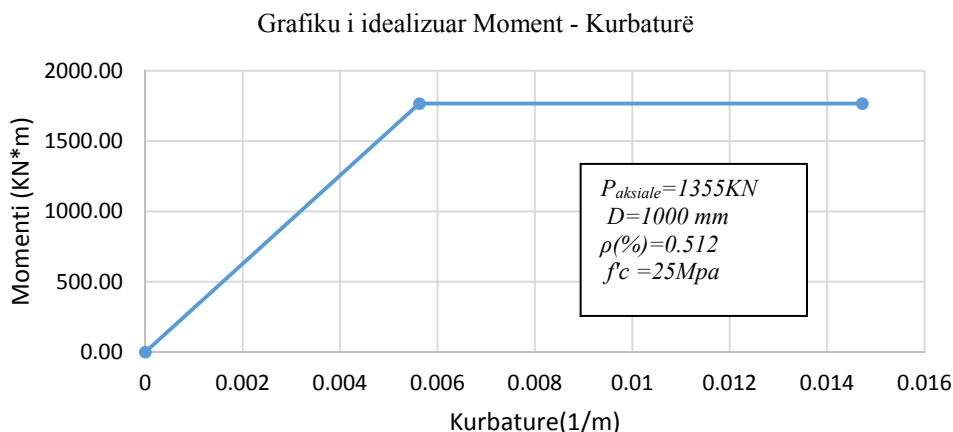


Figura 10.2.7: Diagrama e idealizuar për marrëdhënien moment - kurbaturë

ϕ_f - koeficienti reduktues i cili sipas AASHTO jepet me shprehjen e mëposhtme

$$0.9 \geq (\phi_f = 0.9 - \frac{2P}{f'_c A_g}) \geq 0.5$$

$$\phi_f = 0.762$$

Vlerat e momenteve në gjëndjen e fundme kufitare dhe në rrjedhshmëri të përcaktuara nga analiza momentit – kurbaturës me metodën e thjeshtuar:

$$M_u = 1766 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.01472 \text{ rad} / \text{m}$$

$$M_y = 1766 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.00565 \text{ rad} / \text{m}$$

Figura 10.2.8 jep marrëdhënien moment – kurbaturë sipas programit (nga programi *section moment curvature SE-MΦ*).

⁷ Referenca [17] Artikull shkencor në revistën kombëtare " Buletini i Shkencave Teknike " "Projektimi sipas kapaciteteve të kullonave të urave në zonat sizmike " me autorë Iralda Xhaferaj, Prof.Asoc. Neritan Shkodrani.

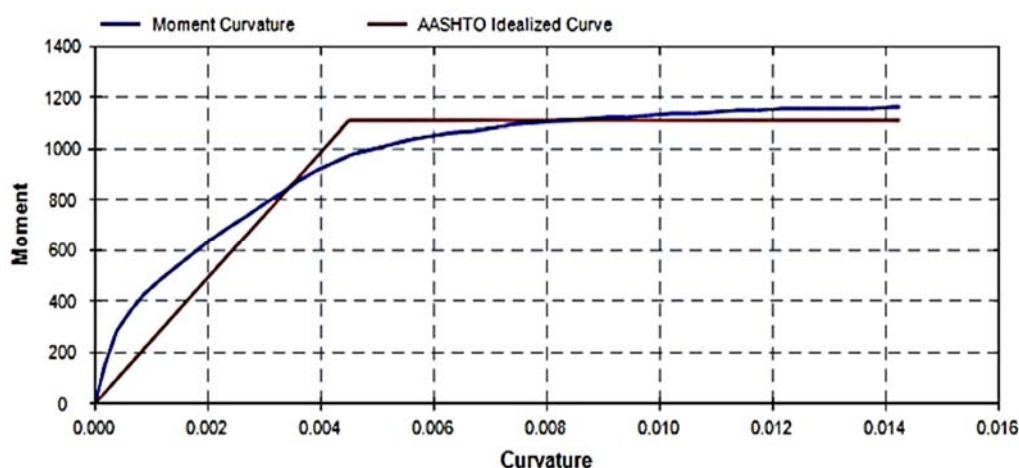


Figura 10.2.8: Diagrama e marrëdhënies moment – kurbaturë (nga programi section moment curvature SE-M Φ)

Nga programi (SE-M Φ) vlerat për grafikun e joidealizuar :

$$M_u = 1159 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.01425 \text{ rad} / \text{m}$$

$$M_y = 848.5 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.003453 \text{ rad} / \text{m}$$

Nga programi (SE-M Φ) vlerat për grafikun e idealizuar :

$$M_u = 1105.8 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.01425 \text{ rad} / \text{m}$$

$$M_y = 1105.8 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.0045 \text{ rad} / \text{m}$$

Vlerësimi i rrotullimeve joelastike dhe kapacitetit në duktilitet

Lartësia e çernierave plastike si më poshtë (mbështetur tek formula e Priestley):

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.44f_{ye}d_{bl}$$

$$L_p = 0.08 \cdot 7.85 + 0.022 \cdot 400 \cdot 0.016 = 0.768 \text{ m}$$

$$\text{Rrotullimi plastik } \theta_p = L_p \Phi_p = L_p (\Phi_u - \Phi_y)$$

$$\theta_p = 0.768 \cdot (0.01245 - 0.003453) = 0.0083$$

Zhvendosja në rrjedhshmëri (mbështetur tek formula e Priestley):

$$\Delta_y = \frac{\Phi_y L^2}{3}$$

$$\Delta_y = \frac{0.0034 \cdot 7.85^2}{3} = 0.0698 \quad m = 69.8 \text{ mm}$$

$$\text{Zhvendosja plastike : } \Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\Phi_u - \Phi_y) (L - 0.5 L_p)$$

$$\Delta_p = \left(\frac{1159}{848.5} - 1 \right) \cdot 0.0698 + 0.768 \cdot (0.01425 - 0.003453) \cdot (7.85 - 0.5 \cdot 0.768) = 0.0865m$$

$$\text{Zhvendosje maksimale: } \Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 69.8 + 86.5 = 156.3mm$$

Kapaciteti në duktilitetit për zhvendosjet

(shprehur si raport i zhvendosjeve në gjëndjen e fundme kufitare me zhvendosjen në

$$\text{rrjedhshmëri): } \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{156.3}{69.8} = 2.2$$

Kapaciteti në duktilitetit për kurbaturën (shprehur si raport i kurbaturës në gjëndjen e

$$\text{fundme kufitare me kurbaturën në rrjedhshmëri): } \mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01245}{0.003453} = 3.6$$

Vlerësimi i zhvendosjeve bazuar në spektrin e projektimit:

-Masa sizmike (e përcaktuar si raport i peshës vetjake të mbistrukturës me nxitimin e

$$\text{rënies së lirë) } m^* = \frac{W_s}{g} = \frac{1355kn}{9.81} = 138 \text{ ton}$$

-Shtangësia efektive në kollona

$$I_{eff} = 0.5 I_g$$

$$I_{eff} = 0.5 \frac{\pi D^4}{64} = 0.0245m^4 = 2.45 \cdot 10^{10} mm^4$$

-Moduli i elasticitetit për betonin (sipas formulës së Mander)

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 2.35 \cdot 10^4 MPa$$

$$K_{eff,0} = \frac{12 \cdot E_c \cdot I_{eff}}{(H)^3} = \frac{12 \cdot 2.35 \cdot 10^7 \cdot 0.0245}{(6.588)^3} = 24163 KN / m$$

$$\Delta_{yi} = \frac{E_i}{K_{eff,o}} = \frac{2 \cdot M_y}{H \cdot K_{eff,o}} = \frac{2 \cdot 848.5}{6.56 \cdot 24163} = 0.0107m = 10.7mm$$

-Perioda kryesore e strukturës

$$T_o = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} = 0.45s$$

Rrethi/	Koordinatat		Probab	PGA	Sa			
Vlorë	V	L		0.01s	0.2s	0.5s	1.0s	2.0s
Vlorë	40.46	19.48	10%10	0.121	0.281	0.144	0.073	0.03
			10%50	0.249	0.581	0.33	0.166	0.072

Tabela 10.2.3: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë. Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Vlorën me probabilitet 10% / 10 vjet për 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truall shkëmbor, fq 230.

- Nga spektri i projektimit për Sa (0.2 s) = 0.581 g dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.635 \cdot 1355 = 787 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{787}{24163} = 0.0325 \text{ m} = 32.5 \text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

$$K_{eff,1} = \frac{E_1}{\Delta_1} = \frac{1905}{0.1749} = 10891.9 \text{ KN / m}$$

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{32.5}{10.7} = 3.04$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të kontrolluara të strukturës.

- Nga spektri i projektimit për Sa (0.5 s) = 0.33 g dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.5 \cdot 1355 = 447 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{447}{24163} = 0.0185 \text{ m} = 18.5 \text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{18.5}{10.7} = 1.72$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të lehta të strukturës.

- *Nga spektri i projektimit për $S_a(1\text{ s}) = 0.166\text{ g}$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:*

$$E_1 = 0.166 \cdot 1355 = 224.93\text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{224.93}{24163} = 0.00093\text{ m} = 9.3\text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{9.3}{10.7} = 0.86$$

Në këtë nivel duktiliteti nuk ka dëmtime në strukturë.

- *Nga spektri i projektimit për $S_a(2\text{ s}) = 0.072\text{ g}$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:*

$$E_1 = 0.072 \cdot 1355 = 97.56\text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{97.56}{24163} = 0.0040\text{ m} = 4.0\text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{4}{10.7} = 0.37$$

Në këtë nivel duktiliteti nuk kemi dëmtime në strukturë.

Tabela 10.2.4 paraqet rezultat e forcave sizmike, zhvendosjet dhe duktilitetin nga analiza mbështetur në spektrin e projektimit.

	Sa	Ei(KN)	Keff(KN/m)	Δ(m)	Δ(mm)	μ
2s	0.072	97.56	24163	0.004038	4.037578	0.377344
1s	0.166	224.93	24163	0.009309	9.308861	0.869987
0.5s	0.33	447.15	24163	0.018506	18.50557	1.729492
0.2s	0.581	787.255	24163	0.032581	32.58101	3.044954

Tabelë 10.2.4 *Përmbledhëse e rezultateve të analizës*

Në figurat 10.2.9; 10.2.10; 10.2.11; 10.2.12 paraqiten kurbat "fragile" për gjëndjet e dëmtimeve të kontrolluara, dëmtime të lehta dhe pa dëmtime.

Kurbat fragile për çdo gjëndje dëmtimi janë ndërtuar me shpërndarja log – normale e cila është një funksion me densitet të probabilitetit si më poshtë:

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$$

Ndërsa funksioni kumulativ i shpërndarjes pranohet nga integrimi i sipërfaqes së densitetit të mësipërm.

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{e^{-\left(\frac{(\ln(t)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}}{t} dt$$

Në figurat 10.2.13; 10.2.14; 10.2.15; 10.2.16 paraqiten kurbat "fragile" të densitetit të probabilitetit për gjëndjet e dëmtimeve të kontrolluara, dëmtime të lehta dhe pa dëmtime.

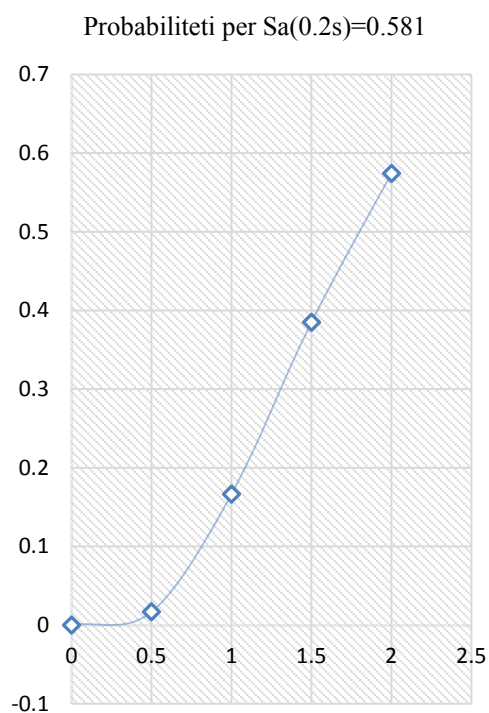


Fig10.2.9. Kurba "fragile" për dëmtime të kontrolluara

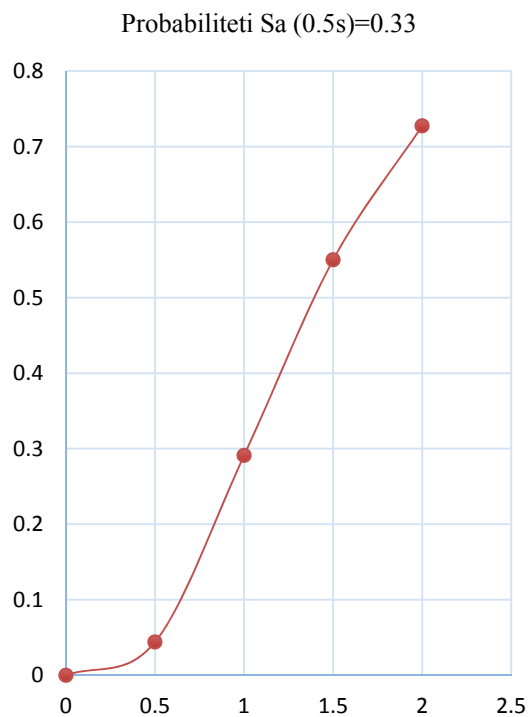


Fig. 10.2.10 Dëmtime të lehta

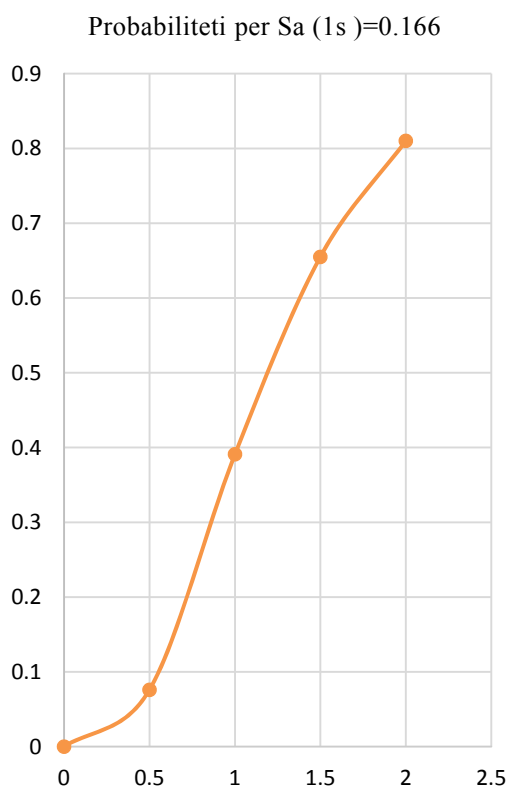


Fig. 10.2.11 Kurba "fragile" kur 'Nuk ka dëmtime'

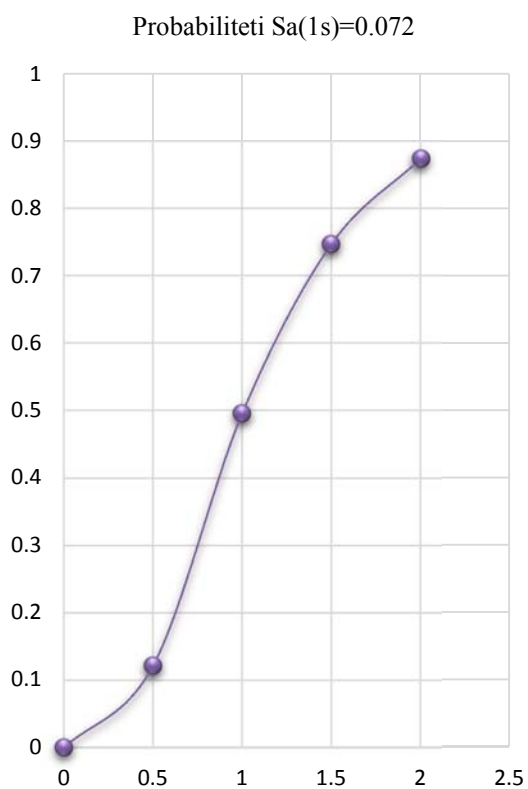


Fig 10.2.12. Kurba "fragile" kur 'Nuk ka dëmtime'

Densiteti i probabilitetit sipas gjëndjeve përkatëse të dëmtimit

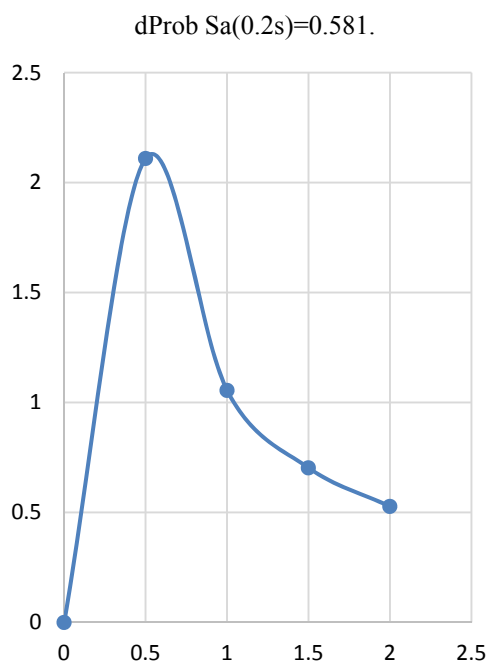


Fig 10.2.13 Densiteti për dëmtime të kontrolluara

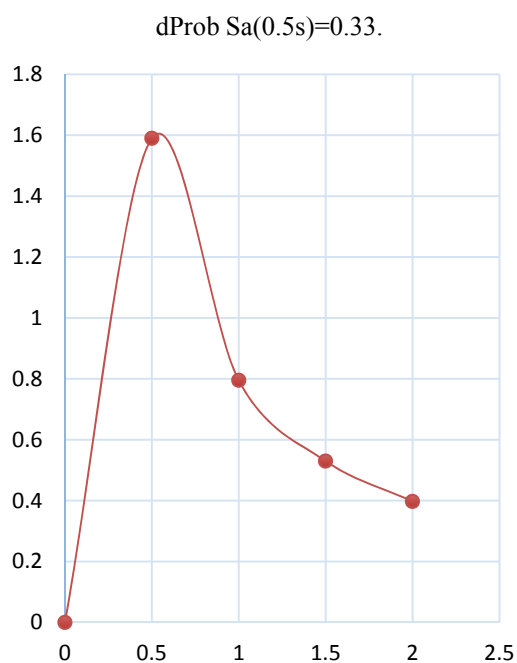


Fig 10.2.14 Densiteti për dëmtime të lehta

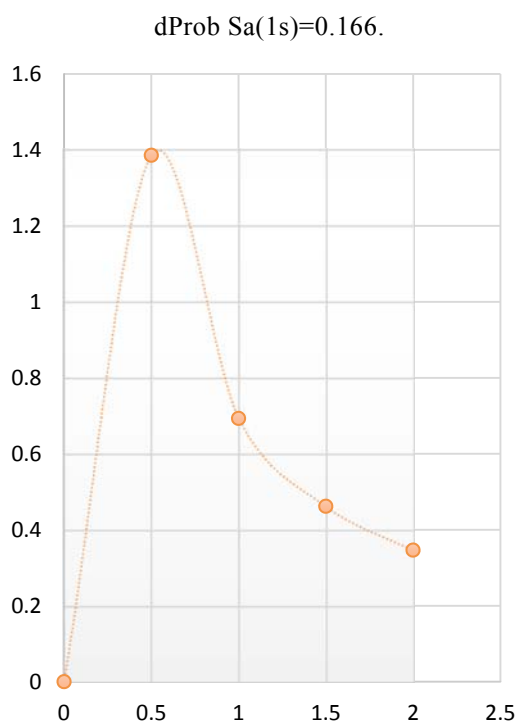


Fig 10.2.15 Densiteti pa dëmtime

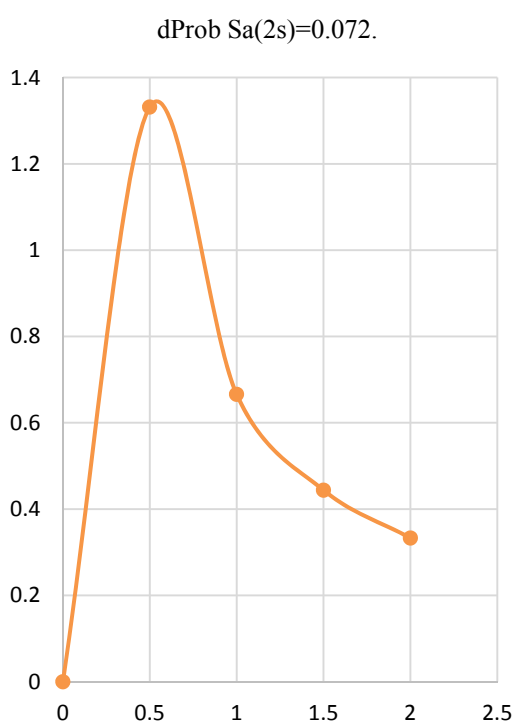


Fig 10.2.16 Densiteti pa dëmtime

Në rast se në elementin kollonë të urës do të kemi gjëndjen e dëmtimeve të kontrolluara, do të duhej që strukturën ta përforconim. Projektimin e strukturës do ta kryejmë duke u mbështetur në projektimin sipas kapaciteteve. Në këtë fazë do të mbështetemi në normativën europiane dhe amerikane të parametrave sizmik.

Projektimi i kollonave në përkulje:

Llogaritja e armaturës tërthore sipas projektimit në zhvendosje duke përdorur rrotullimin plastik maksimal $\theta_p = 0.035$, me lartësinë e çernierës plastike $L_p = 768$ mm.

Materialet

$$f'_{ce} = 1.3 \cdot f'_c = 1.3 \cdot 25 = 32.5 \text{ MPa}$$

$$f'_y = 1.1 \cdot f_y = 1.1 \cdot 400 = 440 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = 0.004$$

Projektimi i ngarkesës aksiale duke marrë në konsideratë efektet e shpejtimit vertikal është si më poshtë:

$$P = (1 \pm 0.5 PGA) w_g$$

w_g - përfshin peshën vetjake të kollonës dhe ngarkesën që transmetohet nga mbistruktura

Duke marrë vlerën e rrezikut sizmik $PGA(0.01s)$ me probabilitet 10%/50 vjet 0.249g për Vlorën.

$$P_{\max} = 1525 \text{ Kn}$$

$$P_{\min} = 1186 \text{ Kn}$$

Në figurën 10.2.17 jepet projektimi i seksionit me programin SE-M Φ dhe marrëdhënia moment-kurbaturë për vlerën maksimale të forcës aksiale. Ndërsa në figurën 10.2.18 jepen rezultatet e përfutuara nga analiza.

Në figurën 10.2.19 jepet projektimi i seksionit me programin SE-M Φ dhe marrëdhënia moment-kurbaturë për vlerën maksimale të forcës aksiale. Ndërsa në figurën 10.2.20 jepen rezultatet e përfutuara nga analiza.

Për $P_{max}=1525 \text{ Kn}$

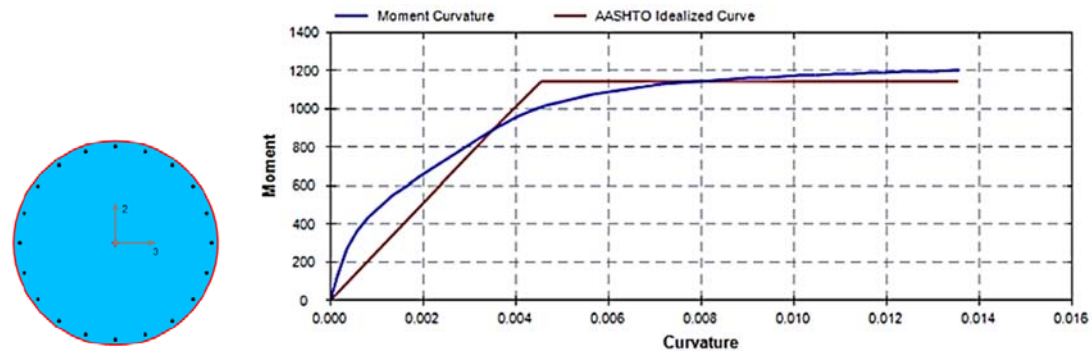


Figura 10.2.17: Marrëdhënia moment-kurbaturë e përfuar nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ.

General	Interactive	Idealization
Curvature		Moment
0		0
0.003533		888.6
0.00451		1142
0.01356		1142

Figura 10.2.18: Rezultatet e përfuara nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ

$M_u = 1142 \text{ Kn}\cdot\text{m}$; $\phi_u = 0.01356$

$M_y = 888.6 \text{ Kn}\cdot\text{m}$; $\phi_y = 0.003533$

Për $P_{min}=1186 \text{ Kn}$

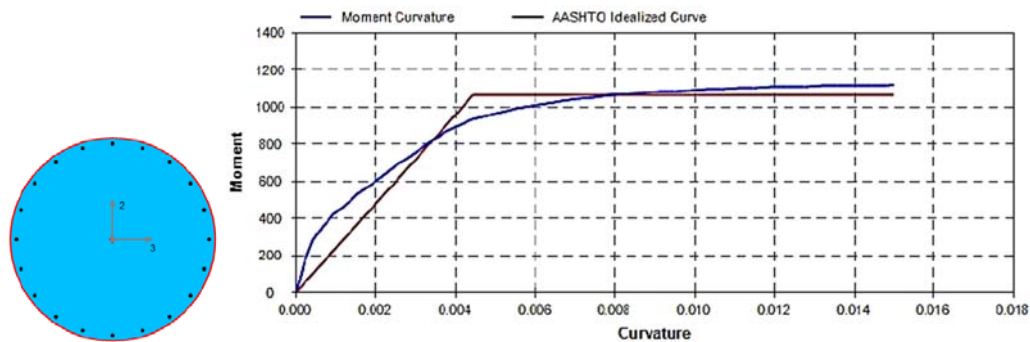


Figura 10.2.19: Marrëdhënia moment-kurbaturë e përfuar nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ.

General	Interactive	Idealization
Curvature		Moment
0		0
0.003372		807.1
0.004451		1065.3
0.01501		1065.3

Figura 10.2.20: Rezultatet e përfuara nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ

$$M_u = 1065.3 \text{ Kn}\cdot\text{m} ; \phi_u = 0.01501$$

$$M_y = 807.1 \text{ Kn}\cdot\text{m} ; \phi_y = 0.003372$$

Projektimi i mbështjelljes së kollonës:

Treguesi i ngarkesës aksiale

$$\frac{P}{f_{ce}' A_g} = \frac{1355}{32500 \cdot 1.13} = 0.036$$

Sasia e armaturës tërthore e nevojshme për mbështjelljen e betonit (sipas Priestlley):

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \geq 0.16 \frac{f_{ce}'}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_{ce}' A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01)$$

$$\rho_s \geq 0.16 \frac{32500}{440000} \left(0.5 + \frac{1.25 \cdot 1355}{32500 \cdot 0.785} \right) + 0.13(0.00512 - 0.01)$$

$$\rho_s \geq 0.006$$

Për të mos pasur deformim të shufrave gjatësore nevojitet:

$$\rho_s \geq 0.0002 \cdot n = 0.0002 \cdot 20 = 0.004$$

$$\text{Hapi i stafave maksimal } s \leq 6 \cdot d_{bl} = 6 \cdot 16 = 96 \text{ mm}$$

Sipërfaqia e shufrave të armaturës tërthore:

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \geq 0.16 \frac{f_{ce}'}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_{ce}' A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01)$$

$$A_{sp} = 0.004 \cdot 900 \cdot 96 / 4 = 86.4 \text{ mm}^2$$

Pranojme diametrin e armaturës tërthore $\Phi 12$ me $A_{sp} = 113 \text{ mm}^2$

$$\text{Hapi i stafave } s = 4 \cdot 113 / 0.004 \cdot 900 = 125 \text{ mm}$$

Deformimet kufitare të betonit

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cc}'}$$

Rezistenca e betonit të shtrënguar me armaturë (betoni i berthamës)

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$$

$$f'_l = \frac{2 \cdot f_{yh} \cdot A_{sp}}{D' \cdot s} = \frac{2 \cdot 440 \cdot 113}{1000 \cdot 125} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$f'_{cc} = 32.5 \cdot \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot 0.79}{32.5}} - 2 \frac{0.79}{32.5} \right) = 37.6 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot 0.00512 \cdot 440 \cdot 0.12}{37.6} = 0.014$$

Projektimi i kollonës në prerje:

Forca prerëse sipas ASCE-ACI vlerësohet dhe jepet nga ekuacioni: $V_d = \phi_s (V_c + V_s)$

Ku,

$\phi_s = 0.85$ koeficienti reduktues

V_c - komponentja e betonit jepet me shprehjen $V_c = v_c A_e$

$$A_e = 0.8 \cdot D^2 = 1.152$$

$$v_c = (0.066 + 10 \rho_t) \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

$$\rho_t = 0.5 \cdot \rho_l = 0.5 \cdot 0.0119 = 0.00595$$

$$v_b = (0.066 + 10 \rho_t) \cdot \sqrt{f'_c} = (0.066 + 10 \cdot 0.00595) \cdot \sqrt{30} = 0.6873$$

$$v_b = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} = 1.09$$

$$v_c = v_b \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right) = 1.09 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 3}{30 \cdot 1.13} \right) = 1.37 \text{ MPa}$$

$$V_c = 1.152 \cdot 1370 = 1578 \text{ Kn}$$

Vlerat maksimale dhe minimale të forces prerëse jepen më poshtë:

V_s - Forca prerëse për stafat

$$1) P_{\max} = 1525 \text{ Kn} ; V^0 = (1142 + 11895) / 7.8 = 1671 \text{ Kn}$$

$$2) P_{\min} = 1186 \text{ Kn} ; V^0 = (1065.3 + 9250) / 7.8 = 1322 \text{ Kn}$$

10.3 Rast studimor për vlerësimin sizmik për "Urën e Shkumbinit në Elbasan"

Përshkrim "Ura e Shkumbinit në Elbasan"

Ura në studim përbëhet nga 10 hapësira drite. Çdo hapësirë është 20 m. Mbistruktura përbëhet nga 6 trarë "T" të parapregatitur. Gjerësia totale e mbistrukturës $B=9$ m. Pilat përbëhen nga katër kollona rrethore me diametër 1200 mm me rezistencë betoni M-250. Armatura gjatësore 20 $\Phi 20$ me armaturë të hekurit φ -3. Në figurat 10.3.1; 10.3.2; jepen përkatësisht: pamje tërthore e pilës nr.10; prerje e seksionit tërthor të kolonave të pilave.

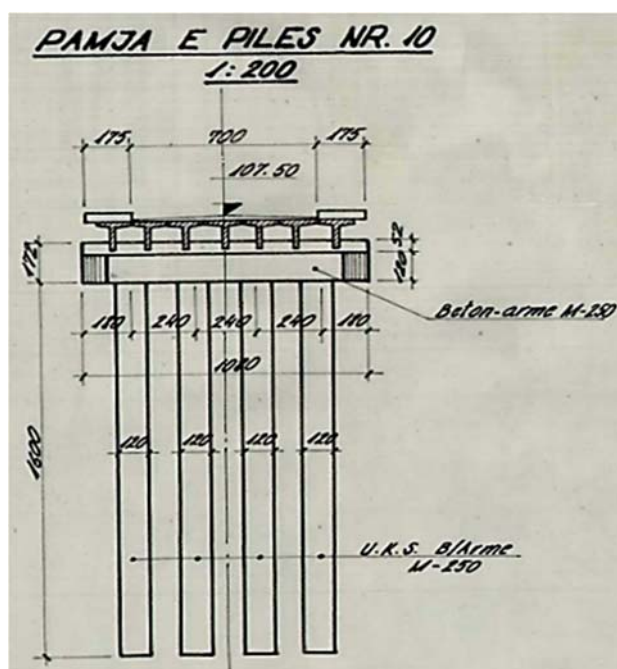


Figura 10.3.1: Pamje e pilës ([6])

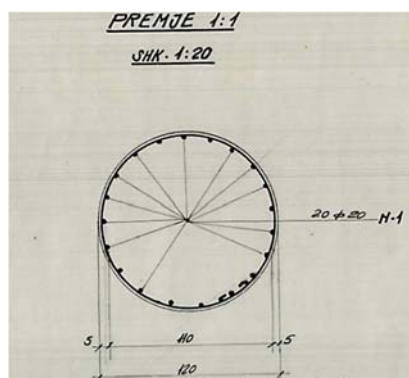


Figura 10.3.2: Paraqitja e prerjes tërthore të kollonës dhe pamje e pilës ([6])

- Llogaritja e peshës nga ngarkesat e përhershme të mbistrukturës

Sipërfaqja e prerjes tërthore për traun kryesor

$$(0.18 * 1.25) + 2 * \frac{0.14 + 0.09}{2} * 0.605 = 0.36m^2$$

$$\text{Trarët kryesor } 6 * (22.20 * 0.36) * 2.5 = 120ton$$

$$\text{Trarët terthor } 9 * (0.13 * 0.85 * 7.18) * 2.5 = 18ton$$

$$\text{Soletë 20cm } (0.2 * 7 * 22.20) * 2.5 = 78ton$$

$$\text{Trotuar } 2 * (1.75 * 22.20 * 0.35) * 2.5 = 68ton$$

$$\text{Beton rrafshues } (0.06 * 7 * 22.20) * 2.3 = 22ton$$

$$\text{H/izolim } (0.01 * 7 * 22.20) * 1.8 = 3ton$$

$$\text{Beton mbrojtës } (0.01 * 7 * 22.20) * 2.3 = 4ton$$

$$\text{Asfaltobeton } (0.06 * 7 * 22.2) * 2.1 = 20ton$$

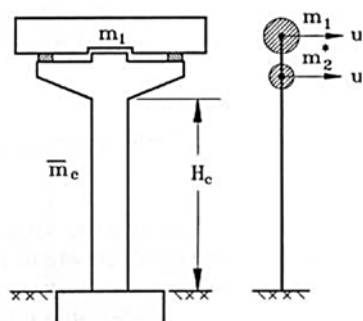
$$\sum G = 333ton$$

Pesha vetjake e jastëkut

$$1.8 * 1.45 * 10.8 * 1.2 * 2.5 = 84.5ton$$

Rrethi/	Koordinatat		Probab	PGA	Sa				
Elbasan	V	L		0.01s	0.2s	0.5s	1.0s	2.0s	
Elbasan	41.12	20.05	10%10	0.162	0.375	0.21	0.102	0.044	
			10%50	0.296	0.727	0.435	0.222	0.098	

Tabela 10.3.1: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë .Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Elbasanin me probabilitet 10% / 10 vjet per 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truall shkembor . fq 219 (Aliaj ... etj)



Të dhënat për seksionin tërthor të urës
$P_{aksiale} = 1245KN$
$D = 1200 mm$
$\rho(\%) = 0.5554$
$f_c = 25Mpa$

Tabela 10.3.2: Të dhënat për seksionin tërthor të urës

Figura 10.3.3: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës

Figura 10.3.4 paraqet shtresëzimin e seksionit tërthor të kolonës së pilës për përcaktimin e marrëdhënies moment-kurbaturë me metodën e thjeshtuar. Në llogaritje është marrë parasysh forca aksiale që transmetohet nga mbistruktura.

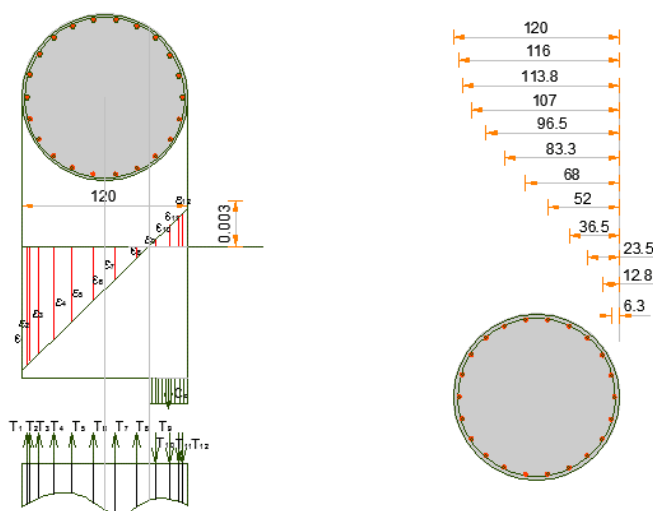


Figura 10.3.4: Analiza e moment – kurbaturës për seksionin

$$P_{aksiale}=1245KN$$

φ_f - koeficienti reduktues i cili sipas AASHTO jepet me shprehjen e mëposhtme

$$0.9 \geq (\varphi_f = 0.9 - \frac{2P}{f'_c A_g}) \geq 0.5$$

$$\varphi_f = 0.81$$

Figura 10.3.5 jep marrëdhënien moment – kurbaturë sipas programit (nga programi section moment curvature SE-M Φ).

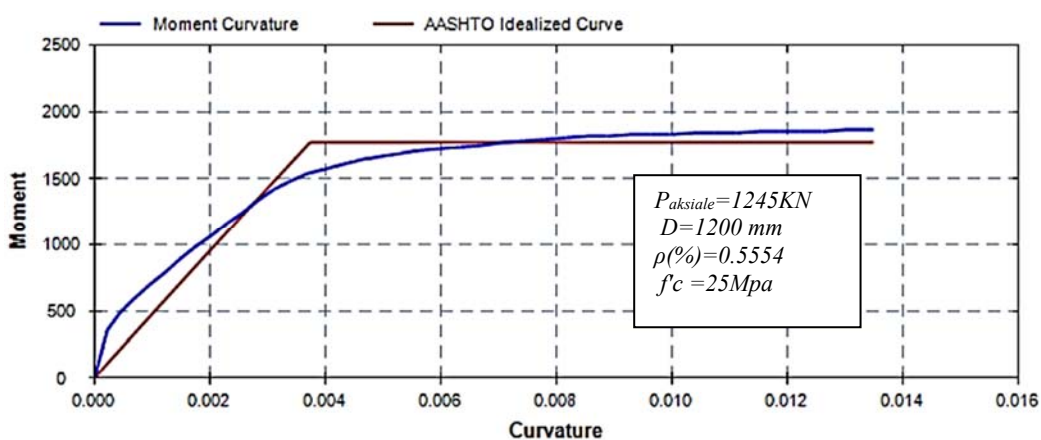


Figura 10.3.5: Marrëdhënia moment – kurbaturë nga programi SE-M Φ

Figura 10.3.6 jep rezultatet e përfuara nga analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë sipas programit (nga programi *section moment curvature SE-MΦ*).

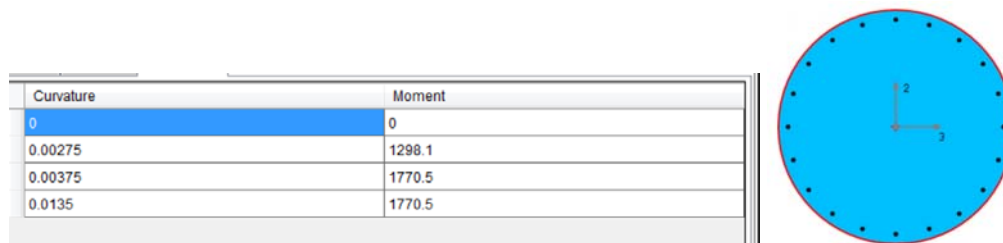


Figura 10.3.6: Rezultatet e përfuara nga programi *SE-MΦ*

Nga programi (*section moment curvature SE-MΦ*) kemi për kurbën e idealizuar:

$$M_u = 1770.5 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.0135 \text{ rad / m}$$

$$M_y = 1770.5 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.00375 \text{ rad / m}$$

Nga programi (*section moment curvature SE-MΦ*) kemi për kurbën e joidealizuar:

$$M_u = 1861 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.01351 \text{ rad / m}$$

$$M_y = 1298 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.00275 \text{ rad / m}$$

Projektimi i ngarkesës aksiale duke marrë në konsideratë efektet e shpejtimit vertikal është si me poshtë:

$$P = (1 \pm 0.5 PGA) w_g$$

w_g - përfshin peshën vetjake të kollonës dhe ngarkesën që transmetohet nga mbistruktura

Duke marrë vlerën e rrezikut sizmik $PGA(0.01s)$ me probabilitet 10%/50 vjet 0.271g për Elbasanin.

$$P_{\max} = 1429 \text{ Kn}$$

$$P_{\min} = 1060 \text{ Kn}$$

Në figurën 10.3.7 jepet projektimi i seksionit me programin *SE-MΦ* dhe marrëdhënia moment-kurbaturë për vlerën maksimale të forcës aksiale. Ndërsa në figurën 10.3.8 jepen rezultatet e përfuara nga analiza.

Në figurën 10.3.9 jepet projektimi i seksionit me programin SE-M Φ dhe marrëdhënia moment-kurbaturë për vlerën maksimale të forcës aksiale. Ndërsa në figurën 10.3.10 jepen rezultatet e përfuara nga analiza.

Për $P_{max}=1429$ Kn rezultatet janë si më poshtë:

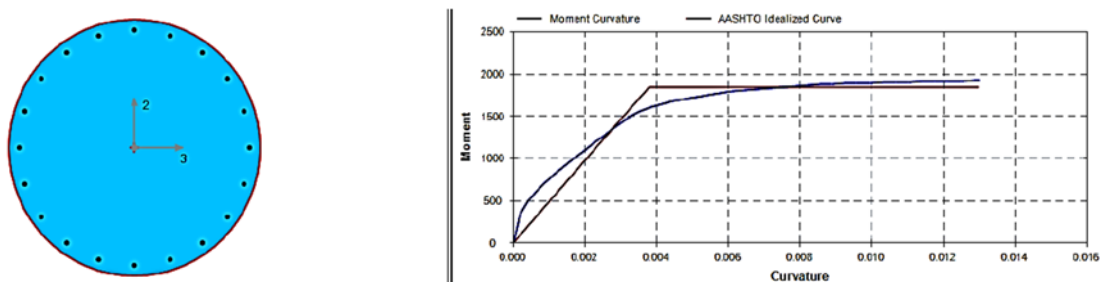


Figura 10.3.7 Marrëdhënia moment – kurbaturë nga programi SE-M Φ

Curvature	Moment
0	0
0.0028	1355.1
0.003788	1832.8
0.01299	1832.8

Figura 10.3.8: Rezultatet e përfuara nga programi SE-M Φ

$$M_u = 1917 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.013 \text{ rad / m}$$

$$M_y = 1355.1 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.0028 \text{ rad / m}$$

Për $P_{min}=1060$ Kn rezultatet janë si më poshtë:

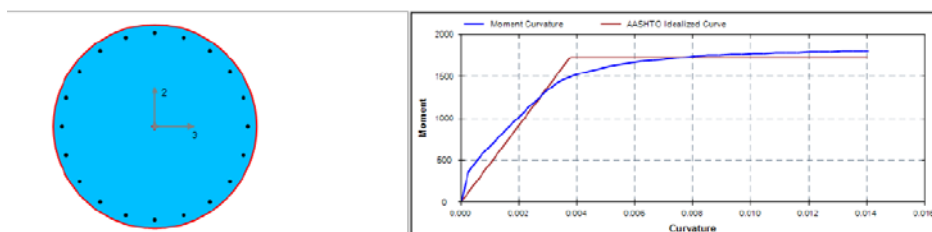


Figura 10.3.9 Marrëdhënia moment – kurbaturë nga programi SE-M Φ

Curvature	Moment
0	0
0.002697	1239
0.003752	1723.6
0.01404	1723.6

Figura 10.3.10 Rezultatet e përfuara nga programi SE-M Φ

$$Mu = 1802 \text{ KN} \cdot m, \phi_u = 0.01405 \text{ rad} / m$$

$$My = 1239 \text{ KN} \cdot m, \phi_y = 0.002697 \text{ rad} / m$$

Vlerësimi i rrotullimeve joelastike dhe kapacitetit në duktilitet

Lartësia e çernierave plastike si më poshtë:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.44f_{ye}d_{bl}$$

$$L_p = 0.08 \cdot 6.00 + 0.022 \cdot 400 \cdot 0.020 = 0.656 \text{ m}$$

$$\text{Rrotullimi plastik } \theta_p = L_p \Phi_p = L_p (\Phi_u - \Phi_y)$$

$$\theta_p = 0.656 \cdot (0.01351 - 0.00275) = 0.0071$$

$$\text{Zhvendosja në rrjedhshmëri : } \Delta_y = \frac{\Phi_y L^2}{3}$$

$$\Delta_y = \frac{0.0027 \cdot 6.0^2}{3} = 0.0324 \text{ m} = 32.4 \text{ mm}$$

$$\text{Zhvendosja plastike : } \Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\Phi_u - \Phi_y) (L - 0.5L_p)$$

$$\Delta_p = \left(\frac{1861}{1298} - 1 \right) \cdot 0.0324 + 0.656 \cdot (0.01351 - 0.00275) \cdot (6.0 - 0.5 \cdot 0.656) = 0.054 \text{ m}$$

$$\text{Zhvendosje maksimale : } \Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 32.4 + 54 = 86.4 \text{ mm}$$

$$\text{Kapaciteti në duktilitetit për zhvendosjet: } \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{86.4}{32.4} = 2.66$$

$$\text{Kapaciteti në duktilitetit për kurbaturën: } \mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01351}{0.00275} = 4.91$$

Vlerësimi i zhvendosjeve bazuar në spektrin e projektimit:

$$\text{-Masa sizmike } m^* = \frac{W_s}{g} = \frac{1245 \text{ kn}}{9.81} = 126.9$$

-Shtangësia efektive në kollona

$$I_{eff} = 0.5 I_g$$

$$I_{eff} = 0.5 \frac{\pi D^4}{64} = 0.0353 m^4 = 3.53 \cdot 10^{10} mm^4$$

-Moduli i elasticitetit për betonin

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 2.35 \cdot 10^4 MPa$$

$$K_{eff,0} = \frac{6 \cdot E_c \cdot I_{eff}}{(H)^3} = \frac{6 \cdot 2.57 \cdot 10^7 \cdot 0.0353}{(8.96)^3} = 23043 KN / m$$

$$\Delta_{yi} = \frac{E_i}{K_{eff,o}} = \frac{M_y}{H \cdot K_{eff,o}} = \frac{1770.05}{6.00 \cdot 23043} = 0.0128 m = 12.8 mm$$

-Perioda kryesore e strukturës

$$T_o = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} = 0.466 s$$

Hapi i Dytë:

Rrethi/	Koordinatat		Probab	PGA	Sa			
Elbasan	V	L		0.01s	0.2s	0.5s	1.0s	2.0s
Elbasan	41.12	20.05	10%10	0.162	0.375	0.21	0.102	0.044
			10%50	0.296	0.727	0.435	0.222	0.098

Tabelë 10.3.3: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë .Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Elbasanin me probabilitet 10% / 10 vjet per 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truall shkembor . fq 219 (Aliaj ... etj)

- Nga spektri i projektimit për Sa (0.2 s) = 0.727 g dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.727 \cdot 1245 = 905 KN$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{905}{23043} = 0.0392 m = 39.2 mm$$

Duktiliteti per sistemin e ri :

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{39.2}{12.8} = 3.06$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime mesatare të strukturës.

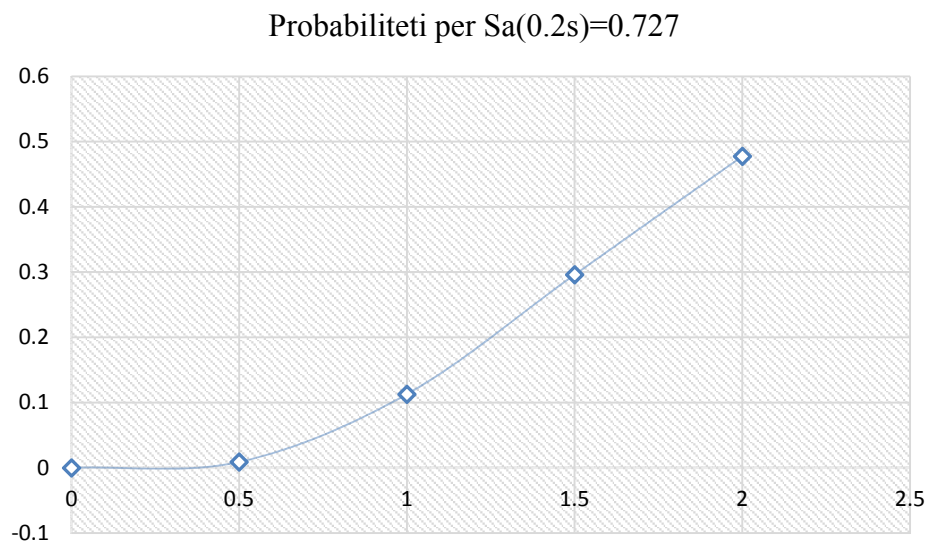


Figura 10.3.11: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta

- Nga spektri i projektimit për $S_a(0.5s) = 0.435g$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet :

$$E_1 = 0.435 \cdot 1245 = 541.5 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{541.5}{23043} = 0.0235 \text{ m} = 23.5 \text{ mm}$$

Shtangesia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{23.5}{12.8} = 1.83$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të lehta.

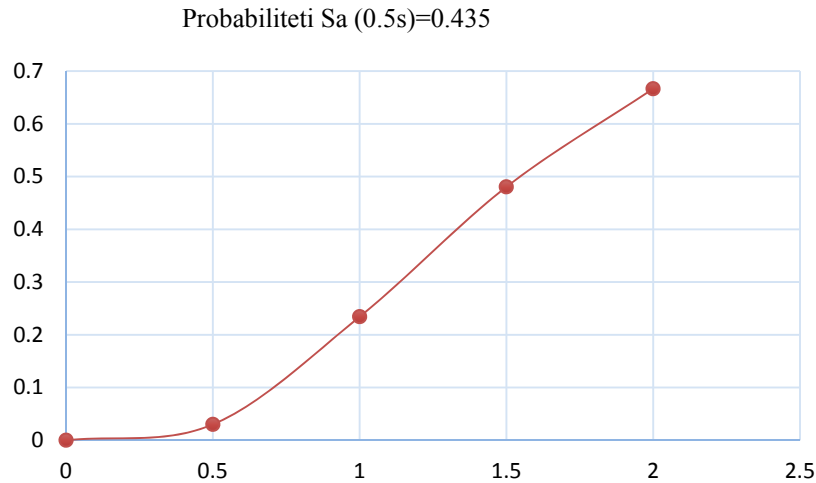


Figura 10.3.12: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta

- Nga spektri i projektimit për $S_a(1s) = 0.222g$ dhe për forcen ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet :

$$E_1 = 0.222 \cdot 1245 = 276.39 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{276.39}{23073} = 0.0119 \text{ m} = 11.9 \text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet Δ_1 .

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{11.9}{12.8} = 0.9375$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të lehta të strukturës.

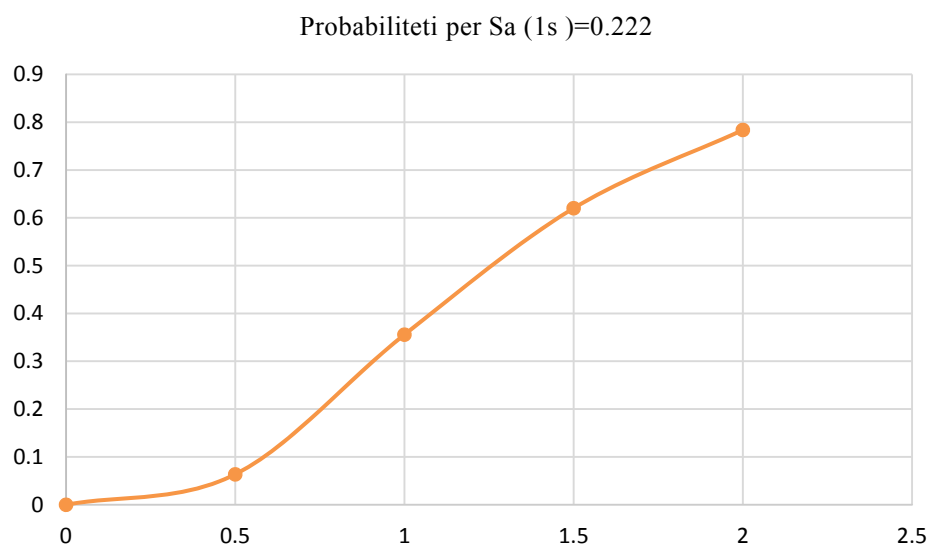


Figura 10.3.13: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta

- Nga spektri i projektimit për Sa (2 s) = 0.098 g dhe për forcën ekuivalente sismike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.098 \cdot 1245 = 122.01 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{122.01}{23043} = 0.0052 \text{ m} = 5.2 \text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{5.2}{12.8} = 0.41$$

Në këtë nivel duktiliteti nuk kemi dëmtime të strukturës.

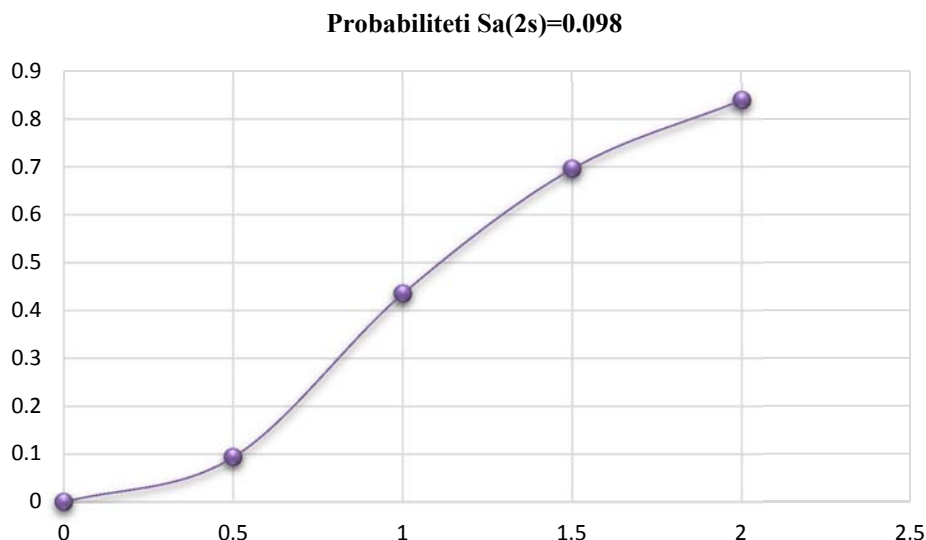


Figura 10.3.14: Kurba "fragile" kur nuk kemi dëmtime

	Sa	Ei(KN)	Keff(KN/m)	D(m)	D(mm)	μ
2s	0.098	122.01	23043	0.005295	5.294883	0.413663
1s	0.222	276.39	23043	0.011995	11.99453	0.937073
0.5s	0.435	541.575	23043	0.023503	23.5028	1.836156
0.2s	0.727	905.115	23043	0.039279	39.27939	3.068702

Tabela 10.3.4: Përmbledhëse e rezultateve të përfuara nga analiza

Kurbat fragile për çdo gjendje dëmtimi janë ndërtuar me shpërndarje log – normale e cila është një funksion me densitet të probabilitetit si më poshtë:

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$$

Ndërsa funksioni kumulativ i shpërndarjes pranohet nga integrimi i sipërfaqes së densitetit të mësipërm.

$$F(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{e^{-\left(\frac{(\ln(t)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}}{t} dt$$

Ku x është vlera për të cilën funksioni vlerësohet, μ është vlera mesatare e PGA dhe σ devijimi standart lognormal.

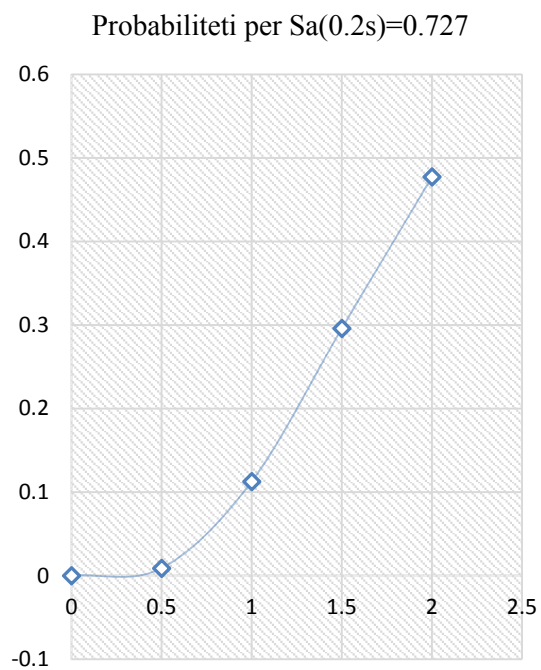


Fig 10.3.11: Kurba "fragile" për dëmtime të lehta

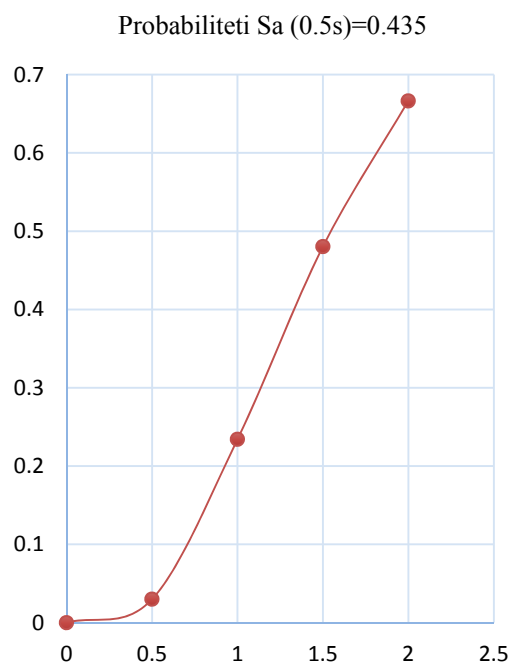


Fig 10.3.12: Kurba "fragile" për dëmtime të lehta

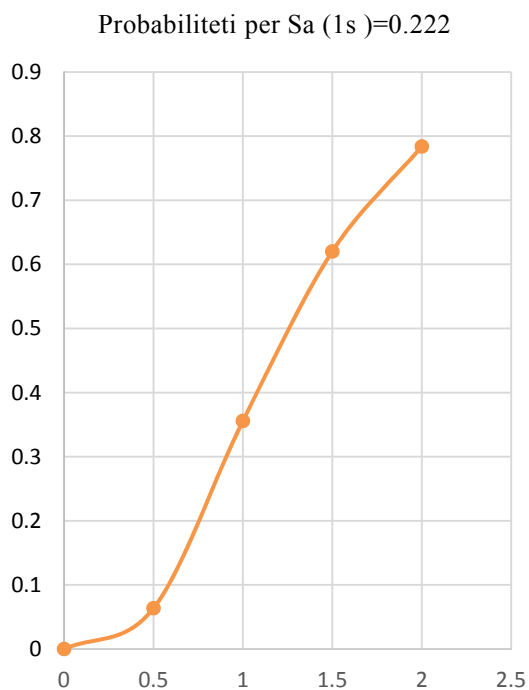


Fig 10.3.13: Kurba "fragile" për dëmtime të lehta

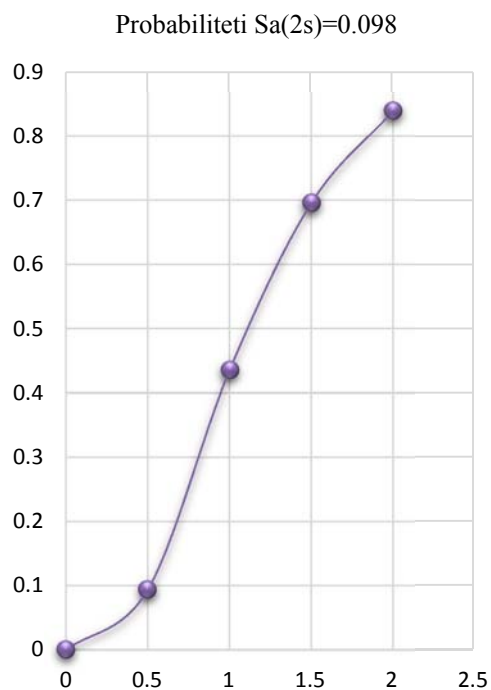


Fig 10.3.14: Kurba "fragile" kur nuk ka dëmtime

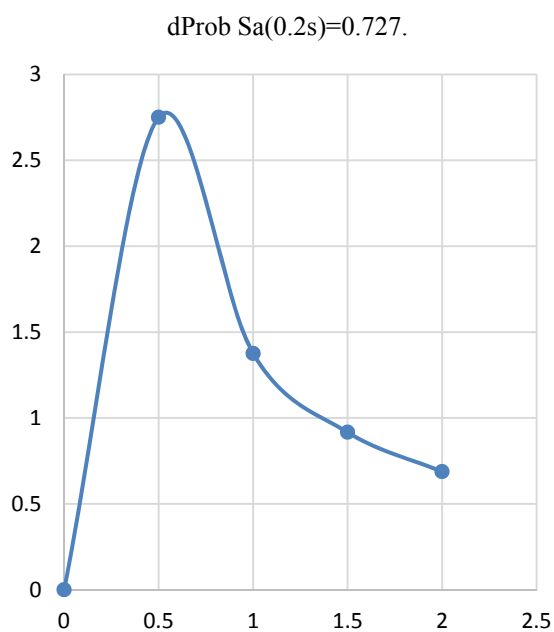


Fig 10.3.15: Densiteti i probabilitetit për Sa(0.2s)

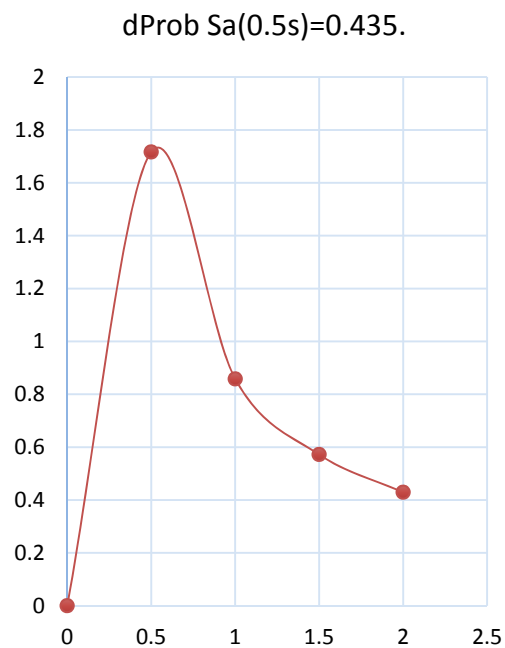


Fig 10.3.16: Densiteti i probabilitetit për Sa(0.5s)

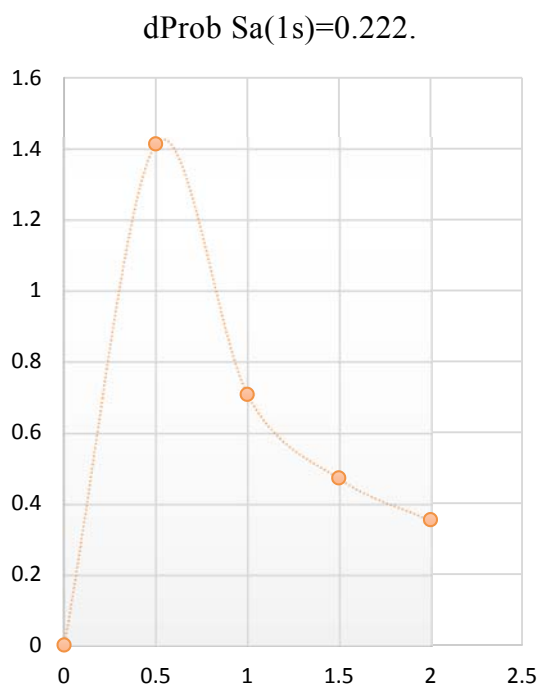


Fig 10.3.17: Densiteti i probabilitetit për Sa(1s)

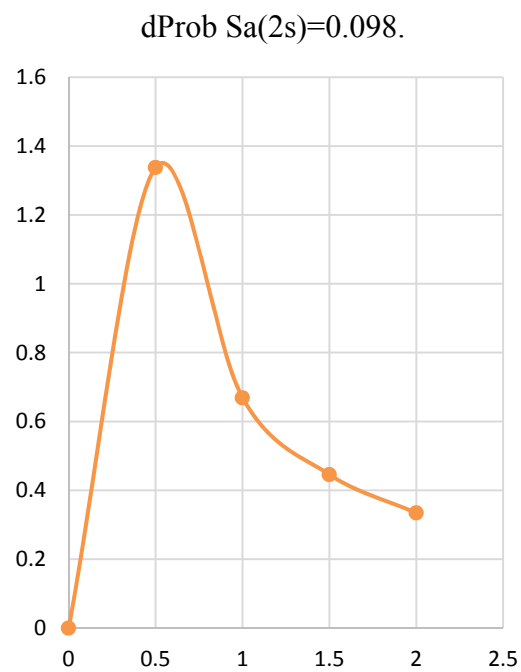


Fig 10.3.18: Densiteti i probabilitetit për Sa(2s)

10.4 Përshkrim i urës mbi Drinin e Zi

Pilat përbëhen nga katër kollona rrethore me diametër 2400 mm me rezistencë betoni 25 Mpa. Armatura gjatësore (44 $\Phi 36$ +22 $\Phi 36$) me rezistencë në rrjedhshmëri të çelikut 430 Mpa.

- Llogaritja e peshave të përhershme të mbistrukturës

$$\text{Sipërfaqia } 4 \cdot (0.6 \cdot 5) = 28.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Trarët kryesor Prerja 2-2 } 4 \cdot (49 \cdot 3) \cdot 2.5 = 1470 \text{ ton}$$

$$\text{Trarët Kryesor Prerja 1-1 } 6 \cdot (0.472 \cdot 30) \cdot 2.5 = 212 \text{ ton}$$

$$\text{Soletë 20cm } (0.2 \cdot 7 \cdot 79) \cdot 2.5 = 277 \text{ ton}$$

$$\text{Trotuar } 2 \cdot (1.5 \cdot 79 \cdot 0.35) \cdot 2.5 = 207 \text{ ton}$$

$$\text{Beton rrafshues } (0.06 \cdot 7 \cdot 79) \cdot 2.3 = 76 \text{ ton}$$

$$\text{H/izolim } (0.01 \cdot 7 \cdot 79) \cdot 1.8 = 10 \text{ ton}$$

$$\text{Beton mbrojtës } (0.01 \cdot 7 \cdot 79) \cdot 2.3 = 13 \text{ ton}$$

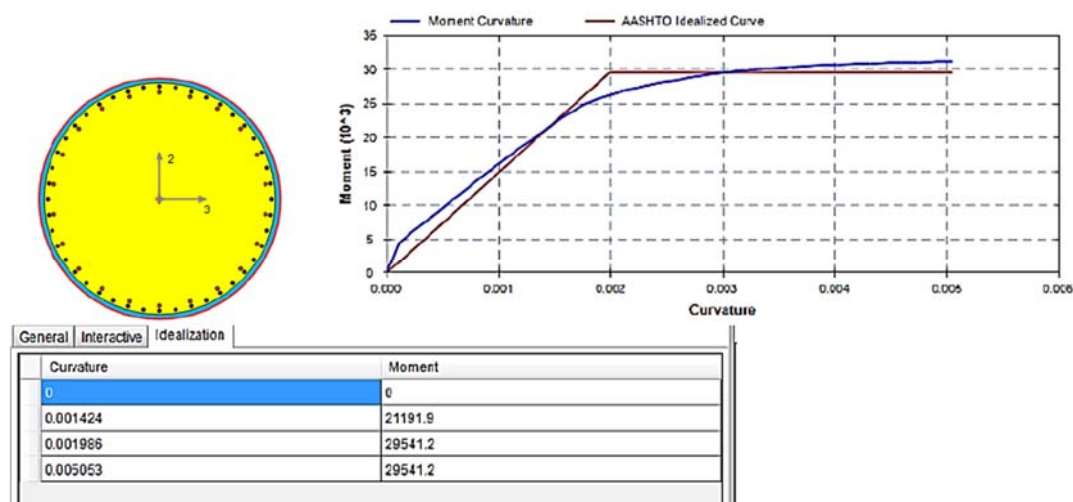
$$\text{Asfaltobeton } (0.06 \cdot 7 \cdot 79) \cdot 2.1 = 67 \text{ ton}$$

$$\sum G = 2353 \text{ ton}$$

$$H_C = 49 \text{ m}$$

$$m^* = \frac{W_s}{g} = \frac{23530 \text{ kn}}{9.81} = 2401 \text{ ton}$$

$$\text{Për një kollonë } P = 5900 \text{ Kn}$$



Për kurbën jo të idealizuar vlerat e momenteve dhe kurbaturës nga programi SE-MΦ

$$Mu = 29541 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.005053 / \text{m}$$

$$M_y = 29191.9 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.0014241 / \text{m}$$

Për kurbën e idealizuar vlerat e momenteve dhe kurbaturës nga programi SE-MΦ

$$Mu = 29541 \text{ KN} \cdot m, \phi_u = 0.005053 \text{ 1/m}$$

$$My = 295411 \text{ KN} \cdot m, \phi_v = 0.001986 \text{ 1/m}$$

10.5 Rast studimor për vlerësimin sizmik për "Urën e Mbrostarit në lumin Seman"

Përshkrim "Ura e Mbrostarit Seman"

Ura në studim përbëhet nga 3 hapësira drite. Çdo hapësirë është 30 m. Mbistruktura përbëhet nga 6 trarë "T" të parapregatitur. Gjerësia totale e mbistrukturës B= 9 m. Pilat përbëhen nga dy kollona rrethore me diametër 1400 mm me rezistencë betoni 30 Mpa dhe hekur Ç-3. Armatura gjatësore 25 Φ 20 me rezistencë në rrjedhshmëri të çelikut 400 Mpa. Në figurën 10.5.1; 10.5.2; 10.5.3 jepen pamje e pilës, prerje dhe armatura e kolonës së pilës.

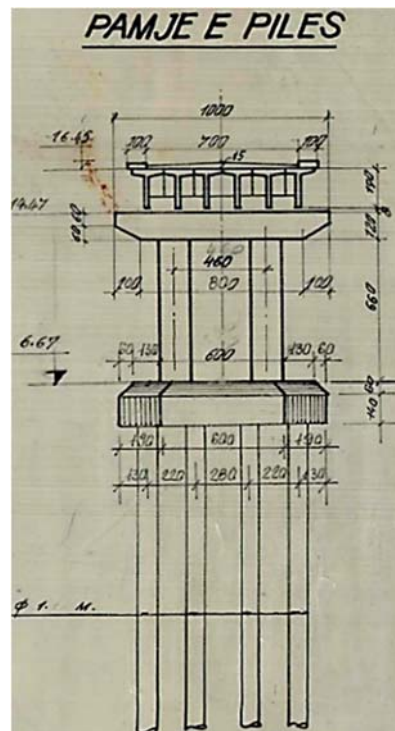


Figura 10.5.1: *Pamje e pilës* ([6])

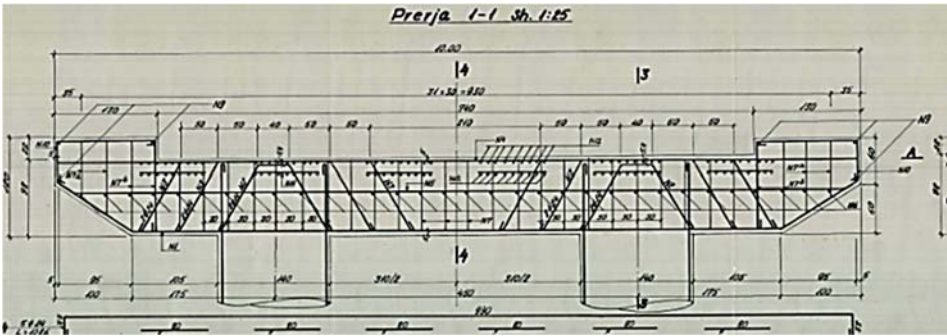


Figura 10.5.2: Pamje e pilës ([6])

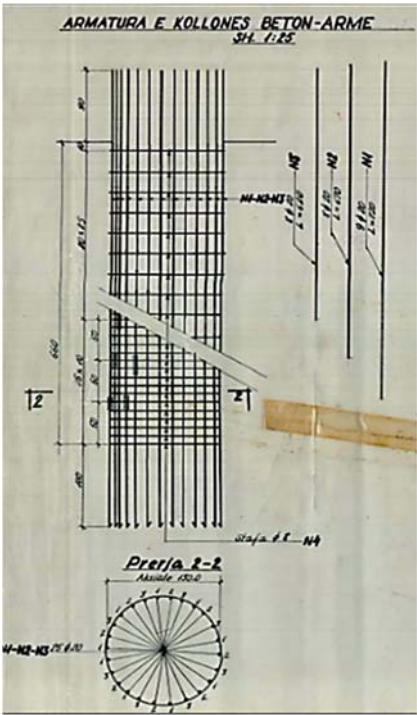
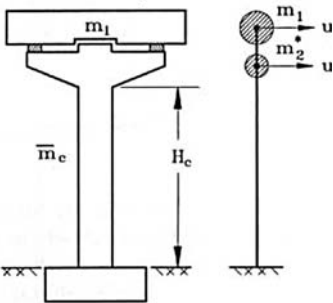


Figura10.5.3: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës ([6])

Modeli i thjeshtuar



Të dhënat për seksionin tërthor të urës
$P_{aksiale}=2459KN$
$D=1400\text{ mm}$
$\rho(\%)=1.19$
$f_c=30Mpa$

Tabela10.5.1: Të dhënat e seksionit tërthor të urës

Figura 10.5.4: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës

$$P_{aksiale}=2459KN$$

ϕ_f - koeficienti reduktues i cili sipas AASHTO jepet me shprehjen e mëposhtme:

$$0.9 \geq (\phi_f = 0.9 - \frac{2P}{f'_c A_g}) \geq 0.5$$

$$\phi_f=0.688$$

Figura 10.5.5 jep marrëdhënien moment – kurbaturë sipas programit (nga programi *section moment curvature SE-MΦ*).

Figura 10.5.6 jep rezultatet nga analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë sipas programit (nga programi *section moment curvature SE-MΦ*).

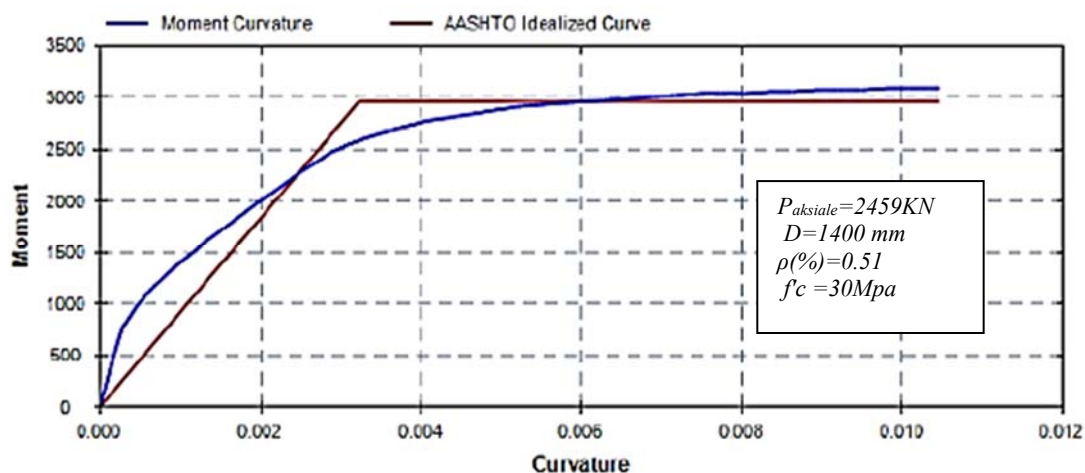
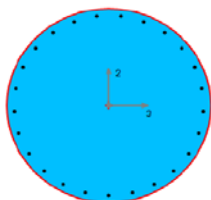


Figura 10.5.5: Marrëdhënia moment – kurbaturë me programin SE-MΦ (*section moment curvature*)



General Interactive Idealization		
Curvature	Moment	
0	0	
0.002457	2247.5	
0.003229	2953.4	
0.01046	2953.4	

Figura 10.5.6: Rezultatet e perftuara nga analiza e programit SE-MΦ (*section moment curvature*)

Nga program (*section moment curvature SE-M Φ*) rezultatet nga analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë sipas programit kemi për kurbën e idealizuar:

$$Mu = 2953.4 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.01046 \text{ rad/m}$$

$$My = 2953.4 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.003229 \text{ rad/m}$$

Nga programi (*section moment curvature SE-M Φ*) rezultatet nga analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë për kurbën e joidealizuar:

$$Mu = 2953 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_u = 0.01046 \text{ rad/m}$$

$$My = 2247.5 \text{ KN} \cdot \text{m}, \phi_y = 0.002457 \text{ rad/m}$$

Vlerësimi i rrotullimeve joelastike dhe kapacitetit në duktilitet

Lartësia e çernierave plastike si më poshtë: $L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.44f_{ye}d_{bl}$

$$L_p = 0.08 \cdot 7.8 + 0.022 \cdot 400 \cdot 0.020 = 0.8 \text{ m}$$

Rrotullimi plastik $\theta_p = L_p \Phi_p = L_p (\Phi_u - \Phi_y)$

$$\theta_p = 0.8 \cdot (0.01046 - 0.002457) = 0.0064$$

Zhvendosja në rrjedhshmëri: $\Delta_y = \frac{\Phi_y L^2}{3}$

$$\Delta_y = \frac{0.002457 \cdot 8.6^2}{3} = 0.0605 \text{ m} = 60.5 \text{ mm}$$

Zhvendosja plastike: $\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\Phi_u - \Phi_y) (L - 0.5L_p)$

$$\Delta_p = \left(\frac{2953}{2247.5} - 1 \right) \cdot 0.0605 + 0.8 \cdot (0.01046 - 0.002457) \cdot (8.6 - 0.5 \cdot 0.8) = 0.07 \text{ m}$$

Zhvendosje maksimale: $\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 60.5 + 70 = 1305 \text{ mm}$

Kapaciteti në duktilitetit për zhvendosjet i përcaktuar si raport i zhvendosjes totale me

$$\text{zhvendosjen në rrjedhshmëri: } \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{130.5}{60.5} = 2.15$$

Kapaciteti në duktilitetit për kurbaturën i përcaktuar si raport i kurbaturës në gjëndjen e

$$\text{fundme kufitare me kurbaturën në rrjedhshmëri: } \mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01046}{0.002457} = 4.257$$

Vlerësimi i zhvendosjeve bazuar në spektrin e projektimit:

$$\text{-Masa sizmike } m^* = \frac{W_s}{g} = \frac{2459 \text{ kn}}{9.81} = 251 \text{ ton}$$

-Shtangesia efektive në kollona

$$I_{eff} = 0.5 I_g$$

$$I_{eff} = 0.5 \frac{\pi D^4}{64} = 0.0942 m^4 = 9.42 \cdot 10^{10} mm^4$$

-Moduli i elasticitetit për betonin duke u mbështetur në modelin Mander

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 2.57 \cdot 10^4 MPa$$

$$K_{eff,0} = \frac{6 \cdot E_c \cdot I_{eff}}{(H)^3} = \frac{6 \cdot 2.57 \cdot 10^7 \cdot 0.0942}{(8.75)^3} = 21682 KN / m$$

-Perioda kryesore e strukturës

$$T_o = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} = 0.67s$$

Hapi i Dytë:

Rrethi/	Koordinatat		Probab	PGA	Sa			
Fier	V	L		0.01s	0.2s	0.5s	1.0s	2.0s
Mbrostar	40.75	19.58	10%10	0.138	0.327	0.17	0.085	0.035
			10%50	0.273	0.639	0.371	0.19	0.08

Tabela 10.5.2: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë. Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Fierin me probabilitet 10% / 10 vjet për 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet)) truell shkëmbor. fq 230

- Nga spektri i projektimit per Sa (0.2 s) = 0.639 g dhe per forcen ekuivalente sizmike mund te percaktojme zhvendosjet:

$$E_1 = 0.639 \cdot 2459 = 1571 KN$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{1571}{21682} = 0.0724 m = 72.4 mm$$

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_l}{\Delta_y} = \frac{72.4}{60.5} = 1.19$$

Në këtë nivel duktiliteti nuk kemi dëmtime strukturës.

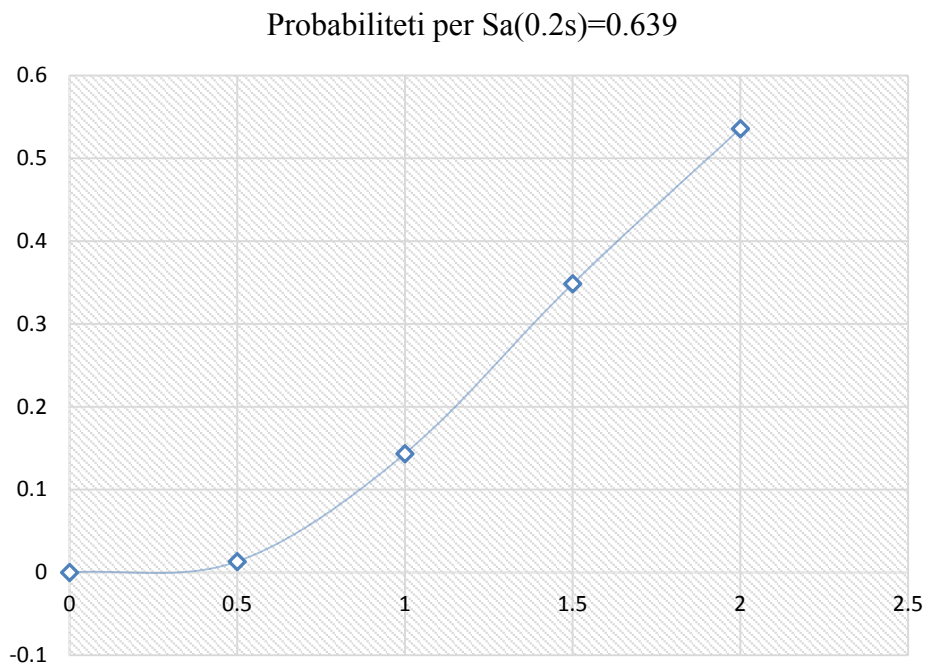


Figura 10.5.7: Kurba "fragile" për $S_a(0.2s)=0.639$

- *Nga spektri i projektimit për $S_a(0.5s) = 0.371 g$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:*

$$E_1 = 0.366 \cdot 2459 = 912.28 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{912.28}{21682} = 0.042 \text{ m} = 42 \text{ mm}$$

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta l}{\Delta_y} = \frac{42}{60.5} = 0.69$$

Në këtë nivel duktiliteti nuk kemi dëmtime të strukturës.

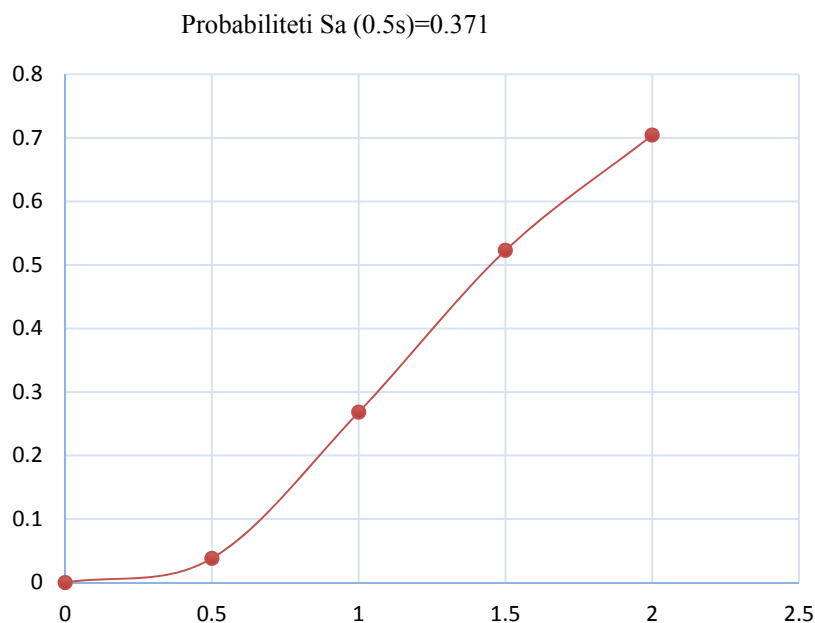


Figura 10.5.8: Kurba fragile për $S_a(0.5s)=0.371$

- Nga spektri i projektimit për $S_a(1s) = 0.19g$ dhe për forcën ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.19 \cdot 2459 = 467 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{467}{21682} = 0.021 \text{ m} = 21 \text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d_1 .

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta l}{\Delta_y} = \frac{21}{60.5} = 0.35$$

Në këtë nivel duktiliteti kemi dëmtime të lehta të strukturës.

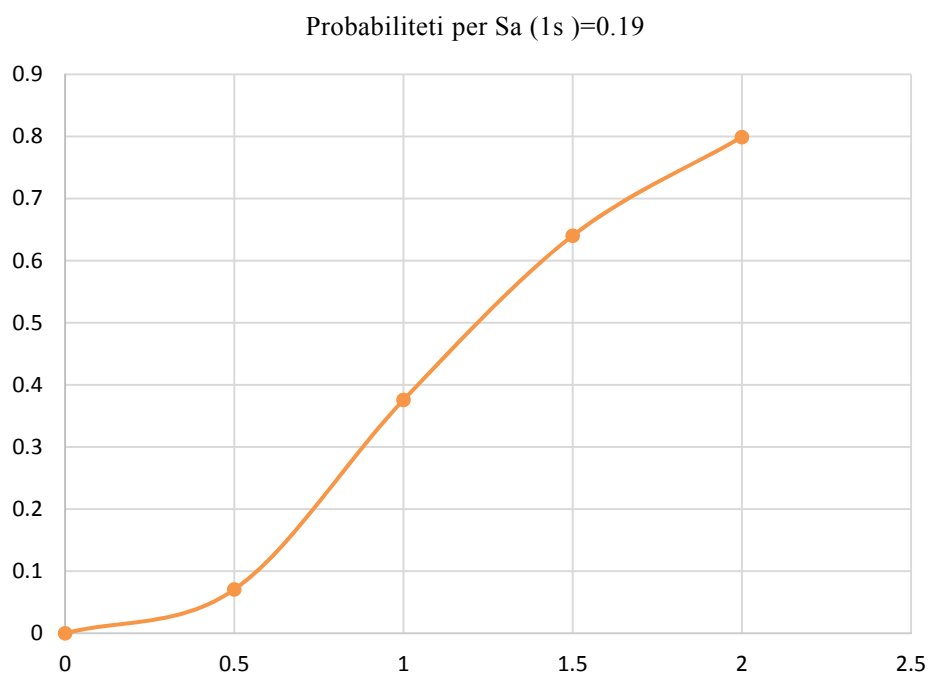


Figura 10.5.9: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta

- Nga spektri i projektimit për $S_a(2s) = 0.08g$ dhe për forcen ekuivalente sizmike mund të përcaktojmë zhvendosjet:

$$E_1 = 0.08 \cdot 2459 = 196.72 \text{ KN}$$

$$\Delta_1 = \frac{E_1}{K_{eff,o}} = \frac{196.72}{21682} = 0.009 \text{ m} = 9 \text{ mm}$$

Shtangësia e re efektive për strukturën mund të përcaktohet nga kapaciteti i ri për sistemin dhe zhvendosjet d1.

Duktiliteti për sistemin e ri:

$$\mu = \frac{\Delta_1}{\Delta_y} = \frac{9}{60.5} = 0.15$$

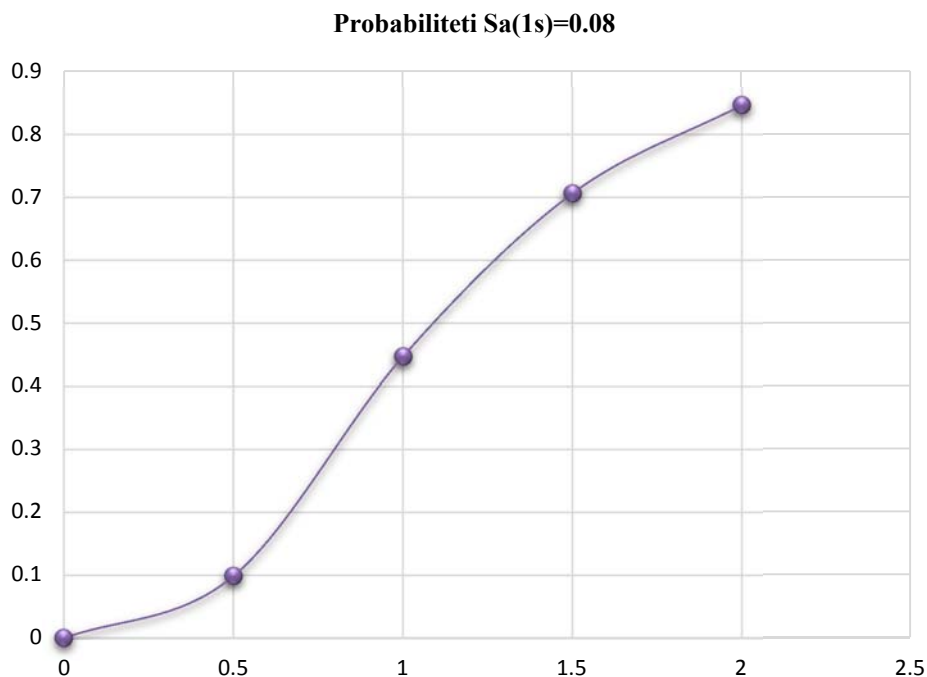


Fig 10.5.10: Kurba "fragile" për $Sa(1s) = 0.08$

Në këtë nivel duktiliteti nuk kemi dëmtime të strukturës.

	Sa	Ei(KN)	Keff(KN/m)	D(m)	D(mm)	μ
2s	0.08	196.72	21682	0.009073	9.072964	0.150215
1s	0.19	467.21	21682	0.021548	21.54829	0.35676
0.5s	0.371	912.289	21682	0.042076	42.07587	0.69662
0.2s	0.639	1571.301	21682	0.07247	72.4703	1.199839

Tabela 10.5.3: përmbledhje e rezultateve

Kurbat fragile për çdo gjendje demtimi janë ndërtuar me shpërndarje log – normale e cila është një funksion me densitet të probabilitetit si më poshtë:

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$$

Ndërsa funksioni kumulativ i shpërndarjes pranohet nga integrali i sipërfaqes së densitetit të mësipërm.

$$F(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{e^{-\left(\frac{(\ln(t)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}}{t} dt$$

Ku x është vlera për të cilën funksioni vlerësohet, μ është vlera mesatare e PGA dhe σ devijimi standart lognormal.

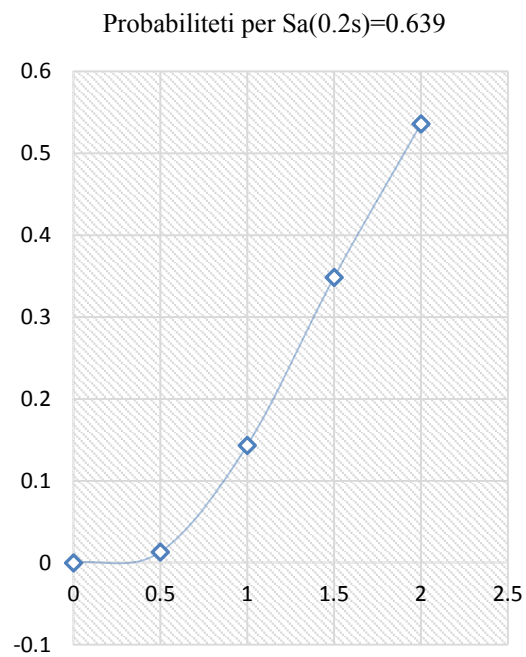


Fig 10.5.7: Kurba "fragile" për $S_a=0.639$

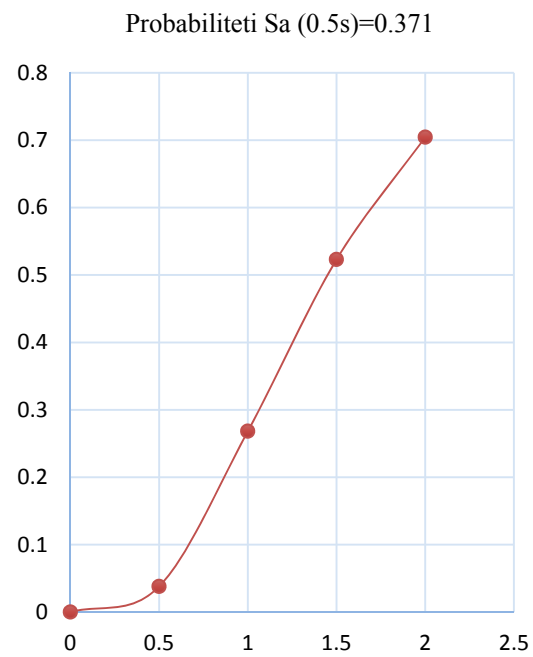


Fig 10.5.8. Kurba "fragile" për $S_a=0.371$

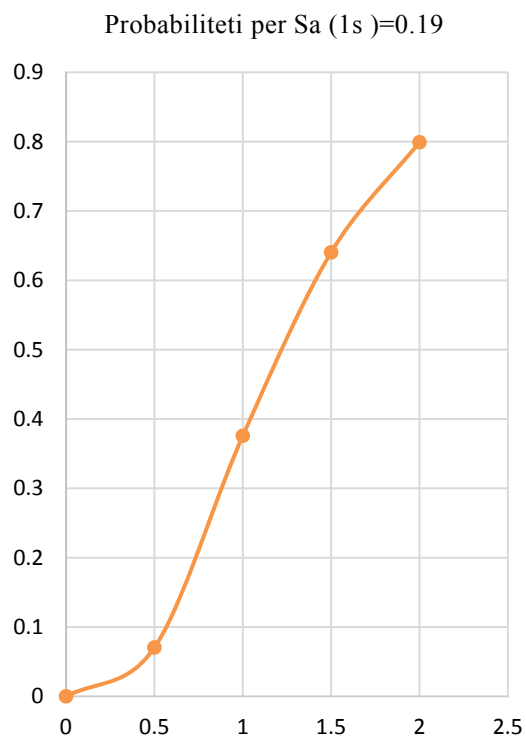


Fig 10.5.9: Kurba "fragile" për $S_a=0.19$

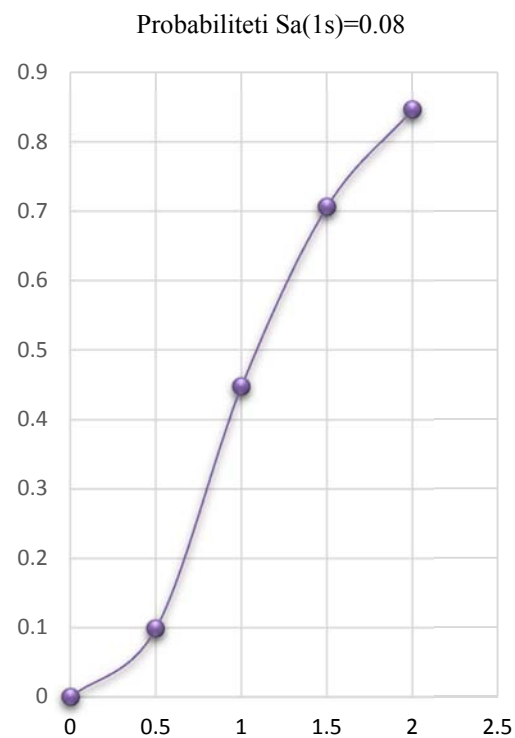


Fig 10.5.10: Kurba "fragile" për $S_a=0.08$

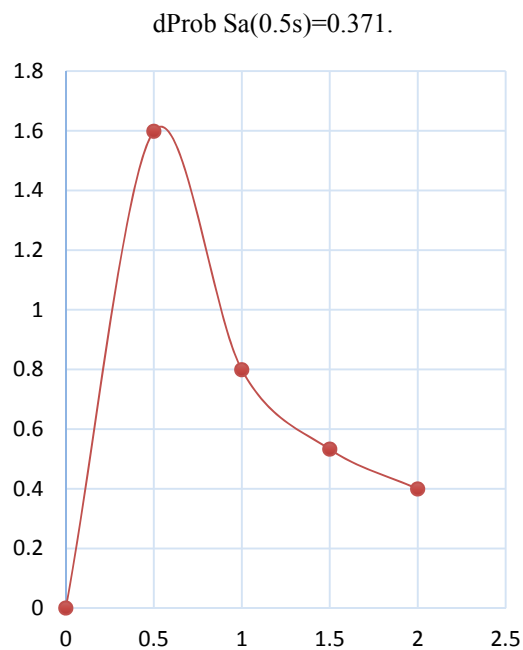
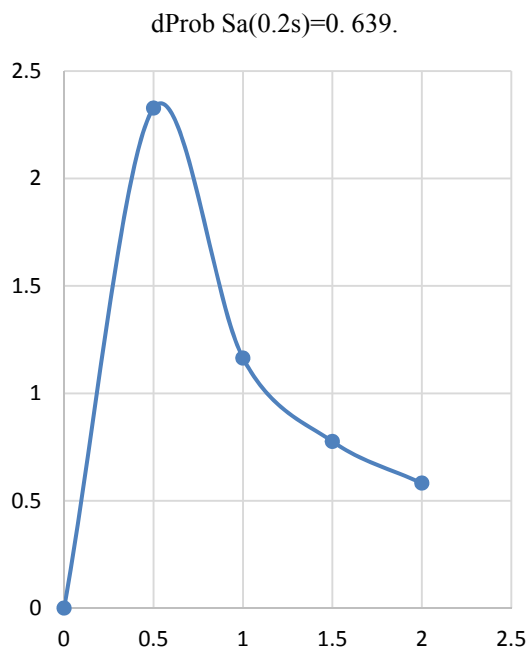


Fig 10.5.11: Densiteti i probabilitetit për Sa=0.639

Fig 10.5.12: Densiteti i probabilitetit për Sa=0.371

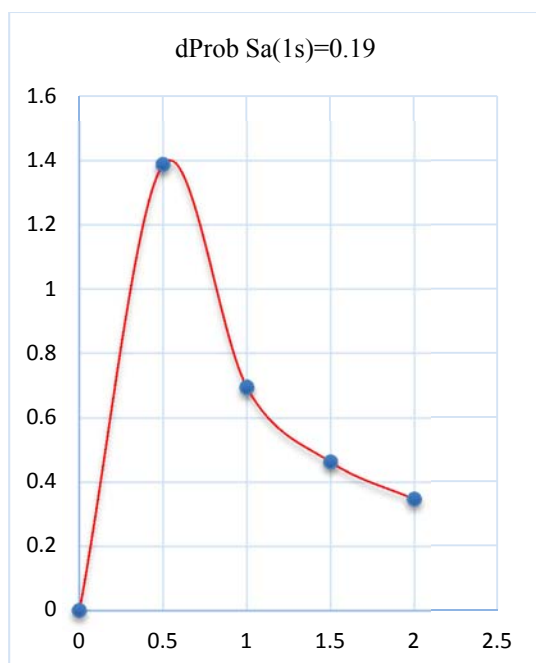


Fig 10.5.13 Densiteti i probabilitetit për Sa=0.19

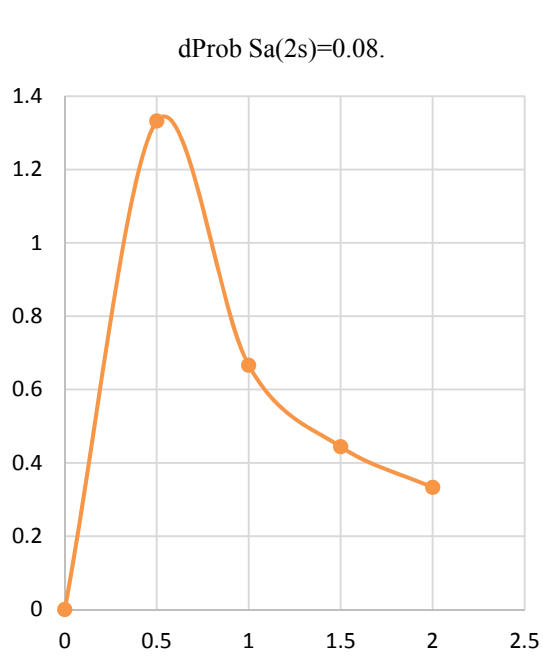


Fig 10.5.14 Densiteti i probabilitetit për Sa=0.08

Konkluzione

Ky studim paraqet një metodologji për vlerësimin sizmik të urave ekzistuese b/a të ndërtuara para viteve 90' dhe në ditët e sotme për tipologjinë që hasim më shpesh në Shqipëri. Kjo është një metodologji probabilitare për vlerësimin e dëmit të urave shkaktuar nga forca sizmike dhe synon të jap informacionin e nevojshëm për të vendosur nëse do të lejohet apo jo trafiku në këto ura pas një ngjarje sizmike dhe përforsimit e menjëhershëm të dëmtimeve.

Është një procedurë e cila bazohet në ndërtimin analitik të kurbave "fragile" dhe inspektimin vizual sipas këndvështrimit probabilitar.

Vlerësimi është kryer për disa ura ekzistuese b/arme me kollona, me trarë dhe disa hapësira dritë. Dhe në përfundim është arritur në konkluzionet e mëposhtme:

- Në studim është paraqitur mënyra e ndërtimit të kurbave, në veçanti për urat me shumë hapësira me trarë të thjeshtë, duke përdorur modele të thjeshtuara. Kjo është tipologjia e urave më e përhapur në Shqipëri. Këtë përfundim e nxjerrim pasi mbledhjes së informacionit të nevojshëm për inventarin e urave.
- Kurbat "fragile" ndihmojnë të kuptojmë performacën e elementit dhe jetëgjatësinë e tij gjatë një veprimi të mundshëm sizmik. Këto kurba shërbejnë si në fazën e projektimit, por edhe në fazën pas projektimit dhe zbatimin e tij në vepër. Nisur nga pozicioni gjeografik në hartën sizmoteknike të strukturës, karakteristikat gjeometrike, kushtet gjeologjike, ndërtimi i tyre është i mundur dhe përbën një hap të rëndësishëm.
- Dimensionet e seksionit tërthor të kollonës dhe përqindja e armimit janë parametra të cilat ndikojnë në përcaktimin e kapacitetit në duktilitet, e vlerësimin e rrotullimeve joelastike.
- Lartësia e kollonës është një parameter i rëndësishëm gjeometrik për një vlerësim të duhur të kurbave të "fragilitetit".
Lartësia e kollonës ndikon në shtangësinë e strukturës dhe si rezultat perioda e urës ndryshon.

Perioda mund të llogaritet me formulën e mëposhtme:

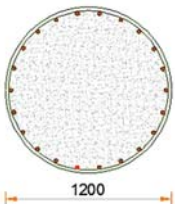
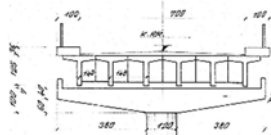
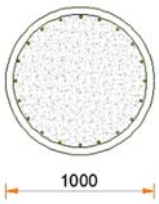
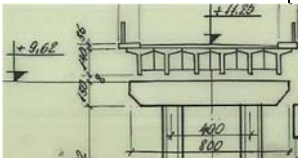
$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}, \text{ ku } M \text{ është masa e mbështetjes së bashku me atë të soletës dhe}$$

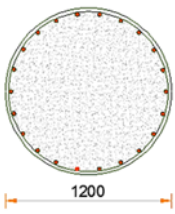
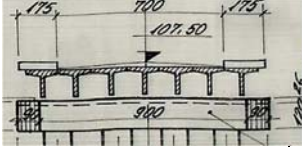
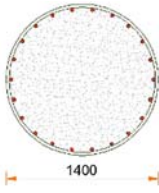
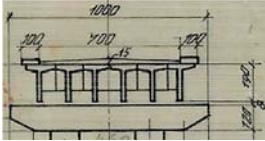
ngarkesën e përkohshme, dhe K është shtangësia e kollonës.

Në qoftëse rritet lartësia e kollonës, shtangësia e saj zvogelohet dhe perioda rritet duke kaluar në shpejtime spektrale më të ulta. Ndërsa momenti në pjesën fundore të kollonës rritet, duke sjellë përkuljen si faktor të shkatërrimit të kollonës.

- Gjate vlerësimit të kapacitetit të momentit me metodën e thjeshtuar (duke përdorur bllokun e sforcimeve "Whitney") është e rëndësishme që të merret parasysh koeficienti reduktues Φ , i rekomanduar nga AASHTO. Nëse marrim parasysh këtë koeficient rezultatet e arritura me metodën kompjuterike janë përafërsisht të barabarta me rezultatet e metodës analitike.

Tabelë përmblledhëse për urat dhe karakteristikat e tyre, si dhe gjëndjet e dëmtimit në bazë të spektrit të projektimit

Emërtimit i Urës	Numri i kollonave në pila	Tipi i mbistrukturës	Gjëndjet e dëmtimit
Mbikalimi hekurudhor Vorë - Laç	Një kollonë 22Φ28 Diameter D=1200mm P_k=3000 KN 	Parapregatitur Më trarë të thjeshtë HD=15 m 	Sa(0.2s)=0.635g Shkatërrim
			Sa(0.5s)=0.366g Dëmtime të kontrolluara
			Sa(1s)=0.187g Dëmtime të lehta
			Sa(2s)=0.08g S'ka dëmtime
Ura e Mifolit (urë hekurudhore – automobilistike Fier -Vlorë	Katër kollona 20Φ16 Diameter D=1000mm P_{1k}=1355 KN 	Parapregatitur Më trarë të thjeshtë HD = 25 m 	Sa(0.2s)=0.581g Dëmtime të mesatare
			Sa(0.5s)=0.33g Dëmtime të lehta
			Sa(1s)=0.166g S'ka dëmtime
			Sa(2s)=0.072g S'ka dëmtime
Ura e Shkumbinit Elbasan	Katër kollona 20Φ20 Diameter D=1200mm P=1245 KN	Parapregatitur Më trarë të thjeshtë HD = 20 m	Sa(0.2s)=0.727g Dëmtime mesatare
			Sa(0.5s)=0.435g Dëmtime të lehta

			Sa(1s)=0.222g Dëmtime të lehta
			Sa(2s)=0.098g S'ka dëmtime
Ura e Mbrostarit Fier	Dy kollona 25Φ20 Diameter D=1400mm P_{1k}=2459 KN	Parapregatitur Më trarë të thjeshtë HD = 30 m	Sa(0.2s)=0.639g Dëmtime të lehta
			Sa(0.5s)=0.371g S'ka dëmtime
			Sa(1s)=0.19g S'ka dëmtime
			Sa(2s)=0.08g S'ka dëmtime

Tabelë përmblledhëse e kapaciteteve në duktilitet dhe kurbaturë për urat e marra në studim

Emërtimi i Urës	Kapaciteti në duktilitet për zhvendosjet	Kapaciteti në duktilitet për kurbaturën
Mbikalimi hekurudhor Vorë - Laç	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{230.5}{90.2} = 2.55$	$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01241}{0.0029} = 4.279$
Ura e Mifolit (urë hekurudhore – automobilistike Fier -Vlorë	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{497.7}{69.8} = 2.2$	$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01245}{0.003453} = 3.6$
Ura e Shkumbinit Elbasan	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{86.4}{32.4} = 2.66$	$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01351}{0.00275} = 4.91$

Ura e Mbrostarit Fier	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{130.5}{60.5} = 2.15$	$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \frac{0.01046}{0.002457} = 4.257$
----------------------------------	--	---

- Për vlera të ndryshme të shpejtimit spektral përcaktojmë gjëndjen e dëmtimit të kollonës nëpërmjet raportit kërkesë / kapacitet dhe probabilitetin që kjo gjëndje dëmtimi të ndodh për një intesitet të dhënë.
- Forca aksiale është një parametër që ndikon në mënyrë të drejtperdrejtë në përcaktimin e kapacitetit dhe në probabilitetin e ndodhjes së një gjëndje dëmtimi.
- Kurbat e ndërtuara në këtë studim mund të përdoren për vlerësimin sizmik të urave të tjera b/a nëse përmasat e seksioneve tërthore të kollonave nuk ndryshojnë dhe për vlera të përafërta të ngarkesave që transmetohen nga mbistruktura.

Bibliografia

- [1] " Seismic Design and Retrofit of Bridges. Wiley, New York, NY."1986 - PRIESTLEY MJN, SEIBLE F, and CALVI GM.
- [2] " Capacity design of bridge piers and the analysis of overstrength. " 1998 JOHN B .MANDER ANINDYA DUTTA and PANKISH GOEL
- [3] " Eurocode 8 –Part2. Seismic design of bridges"
- [3] " Cross – section Strength of Columns " February2000 Part 1 : AS 3600 Design – Prof. RUSSELL BRIDGE, Dr .ANDREW WHEELER
- [4] M.Perry & M. Eberhard : Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns, April 2008.
- [5] Sh.Aliaj, S.Kociu, B.Muco, E. Sulstarova: Seismic, Seismotectonic, and assessment of seismic risk of Albania,Tiranë 2010.
- [6] Projektet e përgjithshme të urave kryer nga “ Instituti i studimeve dhe projekteve “ , marrë prej “’Arkivës qendrore teknike”’.
- [7] Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones : Bryant G. Nielson, In partial fulfilment of the requirements for the degree Doctor of Philosophy, December 2005.
- [8] Strategies for seismic assessment of common existing reinforced concrete bridges typologies : Ricardo Morbin (ph.d Student), Prof Carlo Pellegrino (tutor), 2013/02.

[9] Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges. By John B. Mander. University at Buffalo, State University of New York.

[10] "Analytical methodology of seismic fragility curve for reinforcement concrete pier bridges in Egypt" paper. International Journal of Engineering and Advanced Technology (IJEAT).Islam M.Ezz EI-Arab.

[11] "Seismic fragility of multispan simply supported highway bridges in New York state. II Fragility analysis, Fragility curves, and Fragility surfaces." Y. Pan ; A.K.Agrawal; M.ASCE; M.Ghosn; and S.Alampalli, F.ASCE.

[12] "Developing of fragility curve for two-span simply supported concrete bridge in Near- fault Area", World Academy of Science, Engineering and Technology. S. Shirazian, M.R Ghayamghamian, G.R. Nouri

[13] "Ura dhe Tunele" B.Ceku; P.Çerepi; E.Gjadri

[14] Artikull shkencor botuar në Revistën Shkencore Ndërkombëtare " International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT), Vol. 3 Issue 10, October-2014 ISSN: 2278 – 0181. Titulli i artikullit "Retrofit Study of Existing Bridge with Girders in Vore Railway Overpass ".

[15] Artikull shkencor botuar në " ATINER 's Conference paper series CIV2014-1182" me ISSN: 2241 – 2891. 1/09/2014. " Assessment and Proposal Structural Repair Strategies for Damaged Bridges in Velipoja ".
Botuar dhe në " Urban Planning and Civil Engineering " Edited by Virginia Sisiopiku and Osama E. Ramadan me ISBN: 97 8- 960 -5 98 - 009 – 2.

[16] Artikull shkencor në Revistën shkencore ndërkombetare "European Academic Research" Vol. III, Issue 6/ September 2015. Impact factor : 3.4546 (UIF) ; DRJI Value : 5.9 (B+) ISSN: 2286 - 4822. " Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of bridges in Albania ".

[17] Artikull shkencor në revistën kombëtare " Buletini i Shkencave Teknike "

"Projektimi sipas kapaciteteve të kollonave të urave në zonat sizmike ".

Lista e Figurave

2.1	<i>Pamje fotografike të disa urave b/a me kollona në Shqipëri</i>	8
2.2:	<i>Pamje gjatësore dhe planimetria e mbikalesës së Vorës</i>	9
2.3:	<i>Foto e mbikalesës së Vorës</i>	9
2.4:	<i>Pamje e urës hekurudhore së Mifolit</i>	10
2.5:	<i>Planimetria e urës hekurudhore të Mifolit</i>	10
2.6:	<i>Pamje gjatësore e nënstrukturës për urën mbi lumin Shkumbin në Elbasan</i> 11	
2.7:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	11
2.7:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	11
2.8:	<i>Pamje gjatësore e urës në lumin Seman</i>	11
2.9:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	11
2.10:	<i>Pamje gjatësore e urës së Bushtricës</i>	12
2.11:	<i>Pamje tërthore të pilave</i>	12
2.12:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	12
2.13:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	13
2.14:	<i>Pamje gjatësore e nënstrukturës</i>	13
2.15:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	13
2.16:	<i>Pamje gjatësore e nënstrukturës</i>	14
2.17:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	14
2.18:	<i>Pamje gjatësore e nënstrukturës</i>	14
2.19:	<i>Planimetria. Prerje horizontale në risegën e plintave</i>	14

3.1.1: Ngjarje sizmike e paraqitur në kohë	16
3.2.2 : Shembull i një kurbe fragiliteti	
3.3.1: Grafiku i marrëdhënies zhvendosje spektrale – shpejtim spektral ..	17
3.3.2: Spektri i reagimit shpejtim – zhvendosje	19
3.3.3: Paraqitja probabilitare e spektrit kapacitet – kërkesë (Mander dhe Bazos ,1999)	20
3.3.4: Shembull i shpejtimit të truallit a) Shpejtim – kohë b) Spektri i reagimit 5 % shuarje	20
3.3.5:	20
d)Skema bazë për analizën e urave	
e)Rrotullimi i trarëve, shkaktuar nga zhvendosja e kollonave në majë të tyre	
f)Modeli i thjeshtuar i kollonës i përdorur në analizën jolineare	
3.3.6: Shembull i kurbës së fragilitetit për urat ekzistuese duke konsideruar katër gjëndjet e dëmtimit	21
3.3.7: Kurba e kapacitetit dhe kurba e kërkesës	22
4.1.1: Struktura e propozuar në studim për vlerësimin sizmik të urave ekzistuese b/arme gjatë veprimi të një ngjarje sizmike.	29
5.1: Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Shkodër, Tepelenë, Tiranë, Vlorë, për probabilitet 10%/50 vjet ose 475 vjet periudhë përsëritjeje.	35
5.2: Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Durrës, Elbasan, Ersekë, Fier për probabilitet 10%/50vjet ose 475 vjet periudhë përsëritjeje.	35
5.3: Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Shkoder, Tepelenë, Tiranë, Vlorë, për probabilitet 10%/10vjet ose 95 vjet periudhë përsëritjeje.	36
5.4: Spektrat e rrezikut uniform për qytetet Durrës, Elbasan, Ersekë, Fier për probabilitet 10%/10vjet ose 95 vjet periudhë përsëritjeje.	36
5.5: Harta e shpejtimit maksimal për Shqiperinë, në truall shkëmbor dhe për probabilitet 10%/50 vjet ose 475 vjet periudhë përsëritjeje.	37
5.6: Harta e shpejtimit maksimal për Shqipërinë, në truall shkëmbor dhe për probabilitet 10%/10 vjet ose 95 vjet periudhë përsëritjeje	37
6.1: Seksioni tërthor rrethor dhe katërkëndor i kollonave b/a për urat.	38
6.2: Paraqitja e ekuilibrit sipas bllokut të sforcimeve Whitney.	38
7.1: Kollona b/arme e urës dhe zona kritike. Përcaktimi i zhvendosjeve duktile	43

7.2: Grafiku i momentit dhe kurbaturës i ekuivalentuar me grafikun e forcës në varësi të zhvendosjeve	43
7.3: Modeli i thjeshtuar i kollonës së urës	44
7.4: Pila e përbërë nga një kollonë me lidhje monolite me mbistrukturën . . .	45
7.5: Pila e përbërë nga një kollonë ku mbistruktura mbështetet me çernierë.	46
7.6: Pila e përbërë nga një kollonë	46
7.7: Shtangësia efektive e kollonës për zhvendosjet anësore	47
7.8: Lartësia efektive e kollonës	48
7.9: Shuarja e energjisë hysteretike dhe shtangësia efektive për reagimin ciklik.	48
7.10: Pilat dhe modeli i themeleve të thjeshtë	49
7.11: Modeli i thjeshtuar . Paraqitja e zhvendosjeve në rrjedhshmëri dhe zhvendosjeve plastike.	50
9.1: Këllëfet prej metali në kollonat rrethore	56
9.2: Përforcimi me metodën e këllëfeve b/arme	57
10.5: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës	60
10.6: Analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë për seksionin rrethor të kollonës së urës	61
10.7: Diagrama e idealizuar për marrëdhënien moment - kurbaturë.	62
10.8: Diagrama e marrëdhënies moment – kurbaturë (nga programi section moment curvature SE-MΦ)	63
10.9: Projektimi sipas kapaciteteve të urave duke përdorur konceptin e mbisforcimit	
10.10: Kurba fragile për gjëndjen e shkatërrimit	66
10.11: Kurba fragile për gjëndjen e dëmtimeve të kontrolluara.	67
10.12: Kurba fragile për gjëndjen e dëmtimeve të lehta	68
10.14 Densiteti për gjëndjen e shkatërrimit	71
10.15 Densiteti për dëmtimeve të kontrolluara	71
10.16 Densiteti për dëmtimeve të lehta	71
10.17 Densiteti pa dëmtime	71
10.18: Marrëdhënia moment-kurbaturë e përfuar nga analiza e seksionit me programin SE-MΦ	

10.19: Rezultatet e përftuara nga analiza e seksionit me programin SE-M Φ	
10.20: Marrëdhënia moment-kurbaturë e përftuar nga analiza e seksionit me programin SE-M Φ	
10.21: Rezultatet e përftuara nga analiza e seksionit me programin SE-M Φ	
10.2.1: Planimetria skematike e themeleve	76
10.2.2: Prerje tërthore e pilave	76
10.2.3: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës	77
10.2.4: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës	77
10.2.5: Paraqitja e prerjes tërthore të kollonës	78
10.2.6: Analiza e marrëdhënies moment – kurbaturë për seksionin rrethor të urës së Mifolit	78
10.2.7: Diagrama e idealizuar për marrëdhënien moment - kurbaturë	80
10.2.8: Diagrama e marrëdhënies moment – kurbaturë (nga programi section moment curvature SE-M Φ)	81
10.2.9. Kurba "fragile" për dëmtime të kontrolluara	86
10.2.10 Dëmtime të lehta	86
10.2.11 Kurba "fragile" kur 'Nuk ka dëmtime'	86
10.2.12. Kurba "fragile" kur 'Nuk ka dëmtime'	86
10.2.13 Densiteti për dëmtime të kontrolluara	87
10.2.14 Densiteti për dëmtime të lehta	87
10.2.15 Densiteti pa dëmtime	87
10.2.16 Densiteti pa dëmtime	87
10.3.1: Pamje e pilës	92
10.3.2: Paraqitja e prerjes tërthore të kollonës dhe pamje e pilës.	92
10.3.3: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës	93
10.3.4: Analiza e moment – kurbaturës për seksionin	94
10.3.5: Marrëdhënia moment – kurbaturë nga programi SE-M Φ .	94
10.3.6: Rezultatet e përftuara nga programi SE-M Φ	95
10.3.7 Marrëdhënia moment – kurbaturë nga programi SE-M Φ .	96
10.3.8: Rezultatet e përftuara nga programi SE-M Φ	96
10.3.9 Marrëdhënia moment – kurbaturë nga programi SE-M Φ ..	96
10.3.10 Rezultatet e përftuara nga programi SE-M Φ	96

10.3.11: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta.	99
10.3.12: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta.	99
10.3.13: Kurba "fragile" për gjëndjen e dëmtimeve të lehta	101
10.3.14: Kurba "fragile" kur nuk kemi dëmtime	102
10.3.15: Densiteti i probabilitetit për $Sa(0.2s)$	104
10.3.16: Densiteti i probabilitetit për $Sa(0.5s)$	104
10.3.17: Densiteti i probabilitetit për $Sa(1s)$	104
10.3.18: Densiteti i probabilitetit për $Sa(2s)$	104
10.5.1: Pamje e pilës	106
10.5.2: Pamje e pilës	107
10.5.3: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës.	107
10.5.4: Paraqitja gjeometrike e prerjes tërthore të urës.	107
10.5.5: Marrëdhënia moment – kurbaturë me programin $SE-M\Phi$ (section moment curvature)	108
10.5.6: Rezultatet e perftuara nga analiza e programit $SE-M\Phi$ (section moment curvature)	108
10.5.7: Kurba "fragile" për $Sa(0.2s)=0.639$	111
10.5.8: Kurba fragile për $Sa(0.5s)=0.371$	112
10.5.9: Kurba fragile për gjëndjen e dëmtimeve të lehta.	113
10.5.10: Kurba "fragile" për $Sa(1s) = 0.08$	114
10.5.11: Densiteti i probabilitetit për $Sa=0.639$	116
10.5.12: Densiteti i probabilitetit për $Sa=0.371$	116
10.5.13: Densiteti i probabilitetit për $Sa=0.19$	117
10.5.14: Densiteti i probabilitetit për $Sa=0.08$	117

Lista e Tabelave

2.1: Në tabelën e mësipërme paraqiten tipologjitë e urave b/arme që hasim më shpesh në Shqipëri.	15
4.2.1: Paraqitja e gjëndjeve të dëmtimit	30
4.2.2: Përshkrim i gjëndjeve të dëmtimit. Pasojat e mundshme të tërmetit në strukturën e urave (HAZUS'99 dhe RISK-UE)	30

4.2.3: Relacioni midis indeksit të dëmtimit (DI), dhe shkallës së dëmtimit	31
4.2.4: Gjeometria dhe karakteristikat dinamike të seksionit tërthor për kollonat e urës.	31
5.1: Parametrat e sizmicitetit për Shqipërinë	34
5.2: Parametrat e zonave të burimeve sizmike në Shqipëri të përdorur për llogaritjen e rrezikut sizmik	34
8.1: Parametrat e vlerësimit të kapacitetit nëpërmjet treguesit të zhvendosjes anësore "Driftit" (Ura Vorë)	54
8.2: Parametrat e vlerësimit të kapacitetit nëpërmjet treguesit të zhvendosjes anësore "Driftit" (Ura Mifolit)	54
10.1: Të dhënat për seksionin tërthor të urës	60
10.2: Parametrat e kërkuar bazuar në ekuilibrin e forcave duke përdorur metodën e thjeshtuar sipas bllokut të sforcimeve Whitney	61
10.3: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë. Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Vorën me probabilitet 10% / 10 vjet për 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truell shkëmbor, fq 230	65
10.4 Tabela përmbledhëse e rezultateve	69
10.2.1: Të dhënat e seksionit tërthor	79
10.2.2: Parametrat e kërkuar bazuar në ekuilibrin e forcave duke përdorur metodën e thjeshtuar sipas bllokut të sforcimeve Whitney	79
10.2.3: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë. Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Vlorën me probabilitet 10% / 10 vjet për 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truell shkëmbor, fq 230	83
10.2.4 Përmbledhëse e rezultateve të analizës	85
10.3.1: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë. Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Elbasanin me probabilitet 10% / 10 vjet për 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truell shkëmbor . fq 219 (Aliaj ... etj)	93
10.3.2: Të dhënat për seksionin tërthor të urës	93

10.3.3: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë .Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Elbasanin me probabilitet 10% / 10 vjet per 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truall shkembor . fq 219 (Aliaj ... etj)	 98
10.3.4: Përmbledhëse e rezultateve të përfuara nga analiza. ...	102
10.5.1: Të dhënat e seksionit tërthor të urës	 107
10.5.2: Tabela e rrezikut sizmik për Shqipërinë.Vlerat e rrezikut sizmik (PGA e SA(g)) për Fierin me probabilitet 10% / 10 vjet për 95 vjet dhe 10%/50vjet (475 vjet) truall shkëmbor. fq 230	 110
10.5.3: Përmbledhje e rezultateve	 114