

**“REAGIMI I STRUKTURAVE PREJ BETONI TË ARMUAR PA TRARË DHE
STRUKTURAVE ME TRARË ME LARTËSI TË VOGËL, NË RAJONET ME
SIZMICITET TË MESËM DHE TË LARTË”**

Përgatitur nga :

Msc. Altin SERANAJ

**Në përputhje me kërkesat për marrjen e gradës
“Doktor”**

në

UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit
Departamenti i Konstruksioneve të Ndërtimit dhe Infrastrukturës së Transporte

Udhëhequr nga :

Prof. Asoc. Dr. Forcim SOFTA
Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit, Universiteti Politeknik i Tiranës, Tiranë

Tiranë, 2016

Këtë punim ja dedikoj :

Mamit dhe **Babit** tim, për rritjen, edukimin dhe shkollimin,
Bonës, bashkëshortes time, për mbështetjen dhe frymëzimin e vazhdueshëm,
si dhe shokut tim të veçant (kështu e thërras djalin tim) **Bjornit**,
që asnjëherë nuk ishte dakort me kthimin tim vonë në shtëpi.

Të drejtat e autorit © 2016 Altin Seranaj

MIRËNJOHJE

Shpreh mirënjohje për gjithë kolegët, shokët dhe miqtë për optimizmin e nevojshëm dhe të vazhdueshëm që më kane dhënë për përfundimin e këtij studimi.

Mirënjohje të veçantë për udhëheqësin Forcim Softa për udhëzimet, konsultat dhe frymëzimin e vazhdueshëm.

Falënderime të veçanta për udhërrëfyesin tim të gjithëanshëm,
Vëllain tim, Agimin, pa ndihmën e tij, ky studim do të kishte qenë edhe më i vështirë.

PËRMBAJTJE

LISTA E FIGURAVE.....	4
------------------------------	----------

LISTA E TABELAVE	8
-------------------------------	----------

I. PERMBLEDHJE.....	9
----------------------------	----------

II. HYRJE.....	12
-----------------------	-----------

III. QELLIMI.....	15
--------------------------	-----------

IV. OBJEKTIVAT	16
-----------------------------	-----------

KAPITULLI 1

NJOHURI PËR TËRMETET. SIZMICITETI NË SHQIPËRI	17
--	-----------

1.1 Karakteristikat e tërmeteve.....	17
--------------------------------------	----

1.2 Shkaqet dhe përhapja e tërmeteve	18
--	----

1.3 Tipet e tërmeteve	21
-----------------------------	----

1.4 Sizmiciteti.....	21
----------------------	----

1.4.1 Kuptime të përgjithshme	21
-------------------------------------	----

1.4.2 Magnituda dhe energjia e tërmeteve.....	21
---	----

1.5 Tërmetet në Shqipëri.....	22
-------------------------------	----

KAPITULLI 2

SISTEMET STRUKTURALE DHE ANALIZAT E TYRE BAZUAR NE EUROKODE...25	
---	--

2.1 Projektimi sizmik dhe performanca sizmike	26
---	----

2.2 Kriteret bazë të projektimit antisizmik sipas Eurokodit.....	30
--	----

2.3 Karakteristikat kryesore strukturale në projektimin antisizmik	31
--	----

2.4 Të dhënat kryesore të sistemeve strukturore për rezistencën sizmike	34
---	----

2.4.1 Sistemet strukturore për forcat sizmike.....	34
--	----

2.5 Rregullat bazë të konceptimit struktural	35
--	----

2.5.1 Thjeshtësia e strukturës	35
--------------------------------------	----

2.5.2 Uniformiteti simetria dhe rezerva (redundancy)	36
--	----

2.5.3 Rëndësia e sjelljes së ndërkatit si një diafragmë	36
---	----

2.5.4 Rezistenca dhe ngurtësia në përdredhje	36
--	----

2.5.5 Rregullsia në plan dhe në lartësi	38
---	----

2.6 Kriteret për zhvendosjet e lejuara	42
--	----

2.6.1	<i>Analiza e zhvendosjeve</i>	42
2.6.2	<i>Kufizimet e dëmtimeve</i>	42

KAPITULLI 3

ANALIZA SIZMIKE E STRUKTURAVE PREJ BETONI TË ARMUAR PA TRARË44

3.1	Bazat teorike të analizës së soletave pa trarë	44
3.2	Metoda e ramave ekuivalente	44
3.3	Detajimi i soletave pa trarë.....	45
3.4	Metoda e traut efektiv sipas ASCE/SEI 41	46
3.4.1	<i>Modelimi i ngurtësisë</i>	46
3.4.2	<i>Modelimi për analizë jolineare</i>	48

KAPITULLI 4

ANALIZA SIZMIKE E STRUKTURAVE PREJ BETONI TE ARMUAR ME TRARE ME LARTËSI TË VOGËL (TRARË TË SHESHTË NË BRENDESI TË SOLETËS)52

4.1	Përshkrimi i objekteve të marra në studim.....	52
4.2	Ngarkesat vertikale dhe sizmike	54
4.3	Modeli matematik i strukture	54
4.4	Tipi i strukturës dhe përcaktimi i faktorit të sjelljes	55
4.5	Periodat dhe format e lëkundjeve	56
4.6	Verifikimi i gjendjes kufitare të shfrytëzimit	57
4.7	Kriteri i efektit sekondar $P - \Delta$	62
4.8	Konkluzione	65

KAPITULLI 5

INFLUENCA E MUREVE MBUSHËS NË STRUKTURAT ME TRARË TË SHESHTË.66

5.1	Bazat teorike të modelimit të mureve mbushës.....	66
5.2	Përmbledhje e shkurtër e disa autorëve në lidhje me këtë temë.....	68
5.3	Efektet që ka muratura në reagimin sizmik.....	69
5.3.1	<i>Ndikimi negativ</i>	69
5.3.2	<i>Ndikimi pozitiv</i>	73
5.3.3	<i>Shmangia e ndikimit të muraturës</i>	73
5.4	Metodat e analizës	73
5.4.1	<i>Modelimi me diagonale ekuivalente</i>	76

5.4.2	<i>Modelimi me një diagonale</i>	77
5.5	Shembull aplikativ	79
5.5.1	<i>Përshkrimi i objekteve të marra në studim</i>	79
5.5.2	<i>Verifikimi i gjendjes kufitare të shfrytëzimit</i>	80
5.5.3	<i>Kriteri i efektit sekondar $P - \Delta$</i>	84
5.6	Konkluzione	89
 KAPITULLI 6		
ANALIZA DINAMIKE JOLINEARE E STRUKTURAVE PREJ BETONI TË ARMUAR PA TRARË DHE STRUKTURAVE ME TRARË ME LARTËSI TË VOGËL.....		91
6.1	Bazat teorike të analizave jolineare	91
6.1.1	<i>Të përgjithshme</i>	91
6.1.2	<i>Sjellja jolineare e elementëve strukturorë</i>	91
6.2	Analiza jolineare “Static Pushover”	97
6.3	Shembull aplikativ	98
6.3.1	<i>Përshkrim i objektit ekzistues</i>	99
6.3.2	<i>Përforcimi i strukturës duke përdorur metodën e këmishimit</i>	104
6.3.3	<i>Përforcimi i strukturës duke përdorur shtesën e mureve prej betoni të armuar</i>	106
6.4	Konkluzione	108
 KAPITULLI 7		
ANALIZA FINANCIARE E KOSTOS FILLESTARE TË NDËRTIMIT		109
7.1	Krahasimi i kostove të strukturave me lartësi 5 kate	109
7.2	Konkluzione	116
 KAPITULLI 8		
PËRFUNDIME		117
8.1	Përfundimet e nxjerra prej analizës dinamike lineare	117
8.2	Përfundimet e nxjerra prej analizës dinamike jolineare	117
8.3	Përfundimet e nxjerra prej analizës financiare	118
 SHTOJCA NR.1		120
 LITERATURA.....		130

LISTA E FIGURAVE

Figura I: Strukturë tip ramë me trarë të sheshtë	14
Figura II: Strukturë e shkatërruar në Gölçük	15
Figura 1. 1: Hipoqendra dhe epiqendra e një tërmeti	19
Figura 1. 2: Shpërndarja e Epiqendrave të tërmeteve 1963-1998.....	20
Figura 1. 3: Drejtimet e zhvendosjeve të pllakave dhe mikropllakave	20
Figura 1. 4: Pllaka Adria dhe lëvizja rrotulluese e saj (sipas Slejko)	23
Figura 1. 5: Nxitimi maksimal Pga në shkëmb për probabilitet 10% / 50vjet dhe periode përsëritje 475 vjet	24
Figura 2. 1: Rënie një ndërtese si pasojë e tërmetit në Filippine në vitin 1990	28
Figura 2. 2: Dëmtimi i godinës si rezultat i kollonave të shkurtra.....	29
Figura 2. 3: Shkatërrimi i një objekti si rezultat i katit përdhe të dobët	29
Figura 2. 4: Performanca që duhet të shfaqë godina nën veprimin e kategorive të ndryshme të tërmetit	31
Figura 2. 5: Marrëdhënia tipike ngarkesë - zhvendosje për një element betonarme	32
Figura 2. 6: Marrëdhënia e masës dhe ngurtësisë me planet. (Rrjeti i ramave në çdo plan nuk është treguar.).....	37
Figura 2. 7: Zhvendosjet relative të planit	39
Figura 2. 8: Ndryshimi i ngurtësisë së katit në lartësi	41
Figura 3. 1: Ndarja e panelit në soletën beton arme	44
Figura 3. 2: Gjerësia efektive për kollonat e anës dhe të cepit	45
Figura 3. 1: Detaji i armimit shtesë për t'i rezistuar shpimit të soletës	46
Figura 3. 4: Modelimi i soletës me traun efektiv.....	47
Figura 3. 5: Faktorët e ndikimit të ngurtësisë për ramat e brendshme.....	48
Figura 3. 6: Model i nyjes së bashkimit soletë-kollonë.....	48
Figura 3. 7: Parametrat e modelimit për; (a) RC dhe (b) Bashkimin soletë - kollonë të soletave të pasnderura. (1% dhe 1.5% përqindja e zhvendosjes relative në momentin e fillimit të rrjetshëmërisë) ...	50
Figura 4. 1: Planimetria e katit përdhe dhe katit tip për objektin 3 dhe 5 kat.....	52
Figura 4. 2: Seksioni tërthor 3 kat dhe 5 kat (trarë të sheshtë)	53
Figura 4. 3: Seksioni tërthor 3 kat dhe 5 kat (trarë normale).....	53
Figura 4. 4: Modeli 3d i ndërtuar në programin kompiuterik ETABS	55
Figura 4. 5: Periodat vetjake të lëkundjeve modeli 3 kat.....	56
Figura 4. 6: Periodat vetjake të lëkundjeve modeli 5 kat.....	57

Figura 4. 7: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 3 kat	59
Figura 4. 8: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 3 kat	60
Figura 4. 9: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 5 kat	61
Figura 4. 10: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 5 kat	61
Figura 4. 11: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 3 kat	63
Figura 4. 12: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 3 kat	63
Figura 4. 13: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 5 kat	64
Figura 4. 14: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 5 kat	65
Figura 5. 1: Mënyra e sjelljes së ramës me muraturë dhe asaj të lirë	67
Figura 5. 2: Idealizimi nëpërmjet diagonales	67
Figura 5. 3: Modifikimi i qëndrës së ngurtësisë si pasojë e pozicionimit të mureve	69
Figura 5. 4: Mbushje e pjesshme në plan me muraturë	69
Figura 5. 5: Mekanizmi i lavjerrësit	70
Figura 5. 4: a) Objekt në Tiranë me kat përdhe të dobët, b) Objekt në Indi Kat i dobët në mes.....	71
Figura 5. 7: Krijimi i mekanizmit Soft Story në mes të ndërtesës	71
Figura 5. 8: a) Ndërtesë në pjerrësi, b) Kollonë që sillet si kollonë e shkurtër	72
Figura 5. 9: Shkatërrim i kollonës si pasojë e bllokimit nga muratura	72
Figura 5. 10: Disa mënyra për ndarjen me mure mbushës	73
Figura 5. 11: Modelimi me anë të diagonales në shtypje	74
Figura 5. 12: Idealizimi si element i vazhduar.....	74
Figura 5. 13: Modelimi mikro i detajuar	75
Figura 5. 14: Modelimi mikro i thjeshtuar.....	75
Figura 5. 15: Modelimi mikro jolinear me elementë të fundëm	76
Figura 5. 16: Modelimi me një diagonale.....	76
Figura 5. 17: Modelimi me shumë diagonale	77
Figura 5. 18: Modelimi sipas Leuchars dhe Scivener.....	77
Figura 5. 19: Periodat e lëkundjeve vetjake për modelin 3 kat.....	79
Figura 5. 18: Periodat e lëkundjeve vetjake për modelin 5 kat.....	80
Figura 5. 21: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 3 kat (RPM dhe RKM).....	81
Figura 5. 22: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 3 kat (RPM dhe RKM).....	81
Figura 5. 23: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 3 kat	82
Figura 5. 24: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 3 kat	82
Figura 5. 25: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 5 kat (RPM dhe RKM)	83
Figura 5. 26: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 5 kat (RPM dhe RKM).....	83

Figura 5. 27: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 5 kat	84
Figura 5. 28: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 5 kat	84
Figura 5. 29: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin x modeli 3 kat (RKM dhe RPM).....	85
Figura 5. 30: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin y modeli 3 kat (RKM dhe RPM).....	85
Figura 5. 31: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin x modeli 3 kat.....	86
Figura 5. 32: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin y modeli 3 kat.....	86
Figura 5. 33: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin x modeli 5 kat (RKM dhe RPM).....	87
Figura 5. 34: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin y modeli 5 kat (RKM dhe RPM).....	87
Figura 5. 35: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin x modeli 5 kat.....	88
Figura 5. 36: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin y modeli 5 kat.....	88
Figura 6. 1: Diagrama karakteristike nderje-deformacion (σ - ϵ) për çeliquet e ndërtimit.....	92
Figura 6. 2: Sjellja duktile dhe jo-duktilë gjatë ngarkimit të një elementi betonarme.....	93
Figura 6. 3: Marrëdhënia e përgjithshme forcë-deformacion gjatë sjelljes joelastike të elementit strukturor duktil	93
Figura 6. 4: Marrëdhënia e përgjithshme forcë-deformacion gjatë sjelljes joelastike të elementit strukturor jo-duktil	94
Figura 6. 5: Nivelet e performancës	94
Figura 6. 6: Modelet e shpërndarjes së plasticitetit	95
Figura 6. 7: Marrëdhënia moment-rrotullim për çernierat plastike në trarë.....	96
Figura 6. 8: Marrëdhënia moment-rrotullim për çernierat plastike në kollonë.....	96
Figura 6. 9: Kurba karakteristike e kapacitetit.....	97
Figura 6. 10: Kurba reale e kapacitetit dhe kurba e idealizuar bilineare	98
Figura 6. 11: Dimensionet në plan të strukturës së objektit.....	99
Figura 6. 12: Foto e objektit ekzistues.....	100
Figura 6. 13: Seksioni tërthor i soletës	100
Figura 6. 14: Modeli matematik 3D	101
Figura 6. 15: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (pa jolinearitetin e gjeometrisë); formimi i nyjes fillestare	102
Figura 6. 16: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (pa jolinearitetin e gjeometrisë); shpërndarja finale.....	102
Figura 6. 17: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (me jolinearitetin e gjeometrisë); formimi i nyjes fillestare	103
Figura 6. 18: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (me jolinearitetin e gjeometrisë); shpërndarja finale.....	103
Figura 6. 19: Kurba e kapacitetit pa jolinearitetin e gjeometrisë.....	104

Figura 6. 20: Kurba e kapacitetit me jolinearitetin e gjeometrisë	104
Figura 6. 21: Seksioni i kollonës pas këmishimit	105
Figura 6. 22: Shpërndarja e nyjeve plastike në stadin e fundit	105
Figura 6. 23: Kurba e kapacitetit pas këmishimit	105
Figura 6. 24: Planimetria e strukturës së përforcuar me muret e reja beton arme	106
Figura 6. 25: Modeli 3d pas shtesës së mureve beton arme	106
Figura 6. 26: Shpërndarja e nyjeve plastike në stadin e fundit	107
Figura 6. 27: Kurba e kapacitetit pas përforcimit me mure beton arme	107
 Figura 7. 1: Seksionet tërthore të dy modeleve që do të studiohen	 109

LISTA E TABELAVE

Tabela 3. 1: Momenti përkulës në shiritat e konsideruar	45
Tabela 4. 1: Zhvendosjet de dhe mesatarja e zhvendosje horizontale ds për modelin 3 kat.....	58
Tabela 4. 2: Zhvendosjet relative të katit, dr , për modelin 3 kat	59
Tabela 4. 3: Zhvendosjet de dhe mesatarja e zhvendosje horizontale ds për modelin 5 kat.....	60
Tabela 4. 4: Zhvendosjet relative të katit, dr , për modelin 5 kat	61
Tabela 4. 5: Forcat prerëse në kate për modelin 3 kat	62
Tabela 4. 6: Përlllogaritjet e koeficientit të ndjeshmërisë për modelin 3 kat.....	63
Tabela 4. 7: Forcat prerëse në kate për modelin 5 kat	64
Tabela 4. 8: Përlllogaritjet e koeficientit të ndjeshmërisë për modelin 5 kat.....	64
Tabela 6. 1: Marrëdhëniet moment-rrotullim për çernieret plastike që janë përdorur në analizat jolineare	96
Tabela 6. 2: Seksionet e kollonave dhe armimi i tyre.....	100
Tabela 6. 3: Periodat vetjake të lëkundjeve	101
Tabela 7. 1: Preventivi i punimeve objekti tip A	110
Tabela 7. 2: Preventivi i punimeve objekti tip B	113
Tabela 7. 3: Vlerat krahasuese të preventivave.....	115

I. PËRMBLEDHJE

Qëllimi kryesor i këtij punimi është studimi i strukturave pa trarë dhe me trarë me lartësi të ulët në rajonet me sizmicitet të mesëm dhe të lartë. Studimi siç pritej do të tregojë se strukturat me trarë të sheshtë në brendësi të soletës kanë fleksibilitet më të lartë se ato të ramave klasike me trarë normal. Zhvendosjet relative të kateve janë më të vështira për të përmbushur kërkesat e dëmtimeve sipas Eurokodit. Studimi i efektit të mureve mbushëse në strukturat me trarë të sheshtë është kryer gjithashtu. Kur muret mbushëse janë simetrike në plan dhe të shpërndara mirë në lartësi efekti është pozitiv në të dy tipet e strukturave. Kur ato nuk janë të vazhdueshme në katin përdhe sërish ramat me trarë të sheshtë do të kenë kërkesë për t'u deformuar më tepër se ramat klasike. Mundësia e krijimit të katit të butë do të jetë më e lartë në ramat me trarë të sheshtë.

Nisur nga praktika e ndërtimit në vendin tonë, në vendet e Ballkanit dhe të Lindjes së Mesme përsa i përket ramave prej betoni të armuar vërehen këto vitet e fundit përdorimi i trarëve të sheshtë në ramë si një metode e “mençur” përsa i përket fleksibilitetit arkitektonik. Me fleksibilitet arkitektonik nënkuptojmë mundësinë e modifikimeve të zgjidhjeve planimetrike të ambienteve pasi tavanet që janë të rrafshta e mundësojnë një gjë të tillë.

Shpesh në artikuj të ndryshëm këto rama cilësohen dhe përzgjidhen edhe përsa i përket kohës së shpejtë të ndërtimit, kostos së ulët për kallupimin e strukturës, etj. Njëkohësisht në literaturën e huaj e gjen gjithashtu të pozicionuar “mirë” edhe për rezistencën e dobët që ato paraqesin nën veprimin e forcave sizmike. Kontradita të cilat më kanë shtyrë të thelloj njohuritë e mia fillimisht dhe t'i ndaj ato me kolegët e mi gjatë prezantimeve, diskutimeve dhe me anë të këtij studimi që vjen këtu i pëmbledhur në 8 kapituj.

Në *Kapitullin e Parë* jepen shkaktarët e lëkundjeve sizmike, pozicionet e pllakave kryesore në botë dhe në Ballkan. Gjithashtu jepet veprimi sizmik në rajonin tonë dhe në mënyrë më të detajuar sizmiciteti i vendit tonë. Në këtë kapitull jepen edhe parametrat që përfaqësojnë sizmicitetin e një rajoni, rëndësia e rajonizimit sizmik, hartat sizmike, etj. Harta e re e rrezikut sizmik bazuar mbi metoda probabilitare përshkruhet si një punë serioze dhe shumë e rëndësishme që është bërë vitet e fundit në vendin tonë për përafrimin e të gjithë kuadrit tenikologjikor përkatës me vendet e bashkimit Europian.

Në *Kapitullin e Dytë* vazhdohet me aspekte të tjera teorike e shkurtimisht mund të përmendim: Tipologjitë e sistemeve struktural dhe analizat që u bëhen atyre në lidhje me normat europiane. Aty përshkruhen shkurtimisht kriteret bazë të projektimit antisizmik dhe performanca sizmike e strukturave. Gjithashtu jepen rregullat bazë të konceptimit struktural si dhe kriteret që duhet të plotësojnë strukturat prej betoni të armuar përsa i përket zhvendosjeve dhe kufizimeve të dëmtimeve.

Në *Kapitullin e Tretë* është pëmbledhur informacioni bazë për projektimin e strukturave tip “Ramë pa trarë”. Në termin botëror këto njihen si “Flate – plate structures” ose “slab-column frame”. Normat europiane nuk japin në mënyrë të qartë projektimin e këtyre ramave për të përballuar jo vetëm forcat vertikale por edhe ato horizontale prej tërmetejeve. Ndërsa normat

amerikane ASCE/ SEI 41 dhe ACE 318 japin kritere minimale për përmbushjen e projektimit adekuat të tyre. Në mënyrë të detajuar do të prezantohen dhe do të ballafaqohen këto dy praktika në këtë kapitull. Meqënëse edhe normat amerikane e sanksionojnë përdorimin e këtyre strukturave si të vetmet për të përballuar veprimin sizmik atëherë informacionin për strukturat pa trarë e kemi përfunduar në këtë kapitull vetëm me këtë përmbledhje teorike të paraqitur.

Në Kapitullin e Katërt jepet analiza sizmike e dy objekteve të marrë në studim. Struktura e të cilëve është një ramë me trarë me lartësi të ulët (ose trarë të sheshtë në brendësi të soletës, $h=25\text{cm}$). Objektet kanë të njëjtin konfiguracion në plane, ndërsa kanë dy lartësi të ndryshme. Njëri e ka lartësinë 3 kate ndërsa tjetri 5 kate. Pasi shpjegohet në mënyrë të detajuar modelet matematik të ndërtuar me të gjitha ngarkesat vertikale dhe horizontale (sizmike) që veprojnë mbi ta, bazuar në Eurokodet e projektimit, bëhet analiza e reagimit duke i krahasuar paralelisht në të gjithë parametrat kryesorë me strukturat e ngjashme me Rama me trarë normal ($h=60\text{cm}$). Si parametra krahasues janë përzgjedhur të jenë: periodat vetjake të lëkundjeve, kriteret e gjendjes kufitare të shfrytëzimit si dhe verifikimi i kriterëve të efektit sekondar P- Δ .

Në Kapitullin e Pestë jepet analiza për përcaktimin e influencës së mureve mbushës në reagimin e strukturave me trarë të sheshtë. Fillimisht jepet baza teorike e modelimit të mureve mbushës nisur nga literatura të ndryshme bashkëkohore të cilat janë përpiluar si një sërë projektesh teoriko-eksperimentale. Në pjesën e dytë të kapitullit do të përdoren të njëjtat struktura me trarë të sheshtë për t'u studiuar nën efektin e dy mënyrave të shpërndarjes së mureve mbushës. Njëri rast është kur muret mbushës do të jenë në të gjithë lartësinë e objektit dhe në rastin e dyte kur muret mbushës do të mungojnë në katin përdhe, (katet e tjere do të jenë me muret mbushës).

Në Kapitullin e Gjashtë studimi është fokusuar në analizën jolineare të strukturave me trarë të sheshtë. Fillimisht përshkruhen aspektet teorike të analizës jolineare dhe më konkretisht të analizës statike jolineare "Pushover". Pasi kjo e fundit paraqet një koncept praktik dhe gjithashtu ofrohet në programet kompjuterike çka mundëson përdorimin me thjeshtësi të tyre gjatë analizave strukturore që do të bëhen. Vazhdimi në pjesën e dytë të këtij kapitulli do të bëhet me analizën jolineare të një objekti ekzistues me lartësi 5 kate. Struktura e të cilit përfaqësohet nga një ramë 3 dimensionale me trarë të sheshtë. Pasi është konstatuar se sjellja e tij nën veprimin e sizmicitetit të rajonit nuk përmbushte kriteret e projektimit, janë sygjyeruar edhe dy mënyra të përforcimit struktural të tij: me këmishim të trarëve dhe kollonave dhe me shtim të mureve struktural prej betoni të armuar.

Në Kapitullin e Shtatë është bërë analiza e detajuar e preventivit të dy objekteve që kanë të njëjtën planimetri dhe të njëjtën lartësi të shfrytëzueshme të katit. I pari i marrë në studim është objekti që do të karakterizohet nga rama me trarë të sheshtë (e njëjta struktura që është studiuar në kapitullin e katërt dhe të pestë), ndërsa struktura tjetër është e ngjashme me ramën klasike të studiuar në kapitullin e katërt dhe të pestë por me lartësi kati 20 cm më të lartë. Ky modifikim ka qënë i nevojshëm për të siguruar të njëjtin fleksibilitet arkitektonik me strukturën e parë.

Në *Kapitullin e Tetë* jepen të përmbledhur të gjitha konkluzionet e arritura si rezultat i analizave të kryera në të gjithë kapitujt e mëparshëm, dhe me konkretisht:

- Përfundimet e nxjerra prej analizës lineare të modeleve strukturorë 3 dhe 5 kate

Prej analizës lineare që i është bërë strukturave prej betoni të armuar tip ramë me trarë të sheshtë si për lartësinë 3 dhe 5 kate konkluzionet janë pothuajse të njëjta.

Strukturat me trarë të sheshtë janë më fleksible se strukturat tip rame klasike. Vlerat e periodave kryesore janë shumë larg atyre që literatura, kodi ynë dhe Eurokodi, sygjeron.

Ndikimi i mureve mbushës është shumë i madh në reagimin e strukturave me trarë të sheshtë. Nga kontrolli i zhvendosjeve të kateve, nga kontrolli i kufizimeve të dëmtimeve si dhe nga kontrolli i efektit P- Δ është e qartë se rama me trarë të sheshtë kërkon një vëmendje të lartë të kontrollit dhe të projektimit adekuat të elementëve strukturorë.

Për rastin e marrjes në konsideratë të mureve mbushës në të gjithë lartësinë e objektit konstatojmë se reagimi i ramave me trarë të sheshtë plotëson lehtësisht kriteret e zhvendosjeve dhe të dëmtimeve.

Për rastin kur në katin përdhe nuk do të ndërtohen muret mbushës vërehet se deformacionet do të përqëndrohen në katin përdhe pasi veç të tjerave ai është edhe më i lartë. Kjo sjellje paralajmëron reagimin e strukturës me kat të butë në katin përdhe.

Duke analizuar strukturat tip ramë me trarë të sheshtë vumë re se në rastin e modelimit të mureve mbushës edhe ramat klasike janë shumë të ndjeshme nga fakti i marrjes ose jo në konsideratë të mureve mbushës. Bazuar në këtë fakt do të sygjeroja se muret mbushës duhet të quhen detyrimisht struktural. Ata kanë një ndikim të madh në reagimin e ramave falë ngurtësive të mëdha që disponojnë në krahasim me elementët e tjerë vertikalë siç janë kollonat. Kjo do të shmangë konfuzionin jo vetëm midis njerëzve të zakonshëm por edhe ndërmjet inxhinierëve të ndërtimit me qëllim moszhvendosjen e tyre pa kriter pasi në zhargonin e përditshëm quhen jostukturalë. Se cilët mure mund të quhen struktural me efekt të papërfillshëm le të ngelet prej profesionistëve të përcaktohen dhe të cilësohen në bazë të disa parametrave kryesorë të tyre.

Prej këtyre analizave duhet të thellohet puna për zgjidhjen e detajeve të ndarjes së mureve mbushës nga dy elementët vertikalë që ajo është në kontakt dhe trau në kreun e murit. Për këtë institucionet përkatëse që merren me përditësimin e normave dhe standarteve të Projektim–Ndërtimit ta përfshijnë në axhendat e tyre. Ky konkluzion vjen si rrjedhojë se strukturat me trarë të sheshtë janë shumë fleksibël dhe në rastet se një jashtëqendërsi ekziston në vendosjen në planimetri të mureve mbushëse (kjo mund të ndodhë lehtësisht për shkak të formës planimetrike, cilësive jo uniforme të materialeve të muraturës, etj.) do t'i shkaktonte strukturës që të reagojë duke u përdredhur. Ndarja e murit mbushës prej strukturës do duhet të jete e detyrueshme nëse gjat studimit të modelit tre dimensional të rames, muret mbushëse nuk janë konsideruar.

- Përfundimet e nxjerra prej analizës jolineare

Për strukturën me 5 kate me trarë të sheshtë analiza jolineare zbuloi se:

Struktura ekzistuese për shkak të fleksibilitetit të lartë dhe lartësi më të madhe të katit të parë dështon të prodhojë një sistem çernierash plastike në të gjithë strukturën. Çernierat plastike u krijuan fillimisht në katin e parë dhe deri në momentin e arritjes së kolapsit ato vetëm aty u zhvilluan. Në këto kushte ato prodhuan mekanizmin e paqëndrueshmërisë me anë të fenomenit “kat i butë”.

Metoda me këmishim të elementëve ekzistues paraqet një përforsim, i cili ka performancë të mirë të sjelljes ndaj lëkundjeve sizmike.

Përforsimi i strukturës me elementë të tjerë strukturalë siç janë muret prej betoni të armuar është mënyra më efiçiente për të arritur në parametra maksimale të performancës.

- Përfundimet e nxjerra prej analizës financiare

Me anë të analizës financiare për realizimin e objekteve të marrë në studim konkluduar se diferenat për ndërtimin e një strukture me trarë të sheshtë në lidhje me strukturën me trarë klasikë janë të papërfillshme në lidhje me koston totale të objektit. Ky konkluzion vlen për strukturat me lartësi të vogël. Ky konkluzion vlen për më tepër edhe me përmbushjen e të njëjtit fleksibilitet arkitektonik. Mbi bazën e këtij konkluzioni vlen të theksojmë se në aspektin e vlerës së objektit do të ishte më e drejtë marrja në konsideratë jo vetëm vlera fillestare e ndërtimit por edhe ajo e riparimeve për dëmet nga tërmetet që janë më të shpeshtë. Vlera e riparimeve mundet të shpjegohet me anë të përmbushjes së kriterëve të deformimeve. Strukturat me rama me trarë të sheshtë siç pamë edhe në kapitullin e katërt dhe të pestë do të kenë zhvendosjet relative më të mëdha se ato të ramave klasike. Kriteret në deformacione në Eurokode janë vlerat minimale të detyrueshme. Një investitor mund të dojë për hir të kostove të riparimit që mund t’i shkaktohen nga tërmetet e shpeshtë ta kapërcejë këtë limit. Kështu, në një të ardhme të afërt kur investoret të bëjnë pyetjen se cila do të ishte kostoja që do të shoqëronte stukturën përgjatë shfrytëzimit të saj për riparimet e dëmtimeve përshkak të tërmeteve të shpeshtë, inxhinierët konstruktor duhet të jene të përgatitur për t’iu përgjigjur.

II. HYRJE

Strukturat ndodhen nën veprimin e ngarkimeve dinamike që shkaktojnë vibrime. Ndër to mund të përmendim ngarkesat e erës, ngarkesat sizmike që shkaktohen nga tërmetet, ngarkesat e mekanizmave të ndryshëm vibrues, etj.

Tërmetet janë një ndër rreziqet më të mëdha natyrore për jetën në tokë pasi ata kanë shkatërruar qytete dhe fshatra të panumërta, në çdo kontinent. Tërmetet e mëdha janë shkak kryesor i shkatërrimit të strukturave të ndryshme të ndërtuara prej njeriut. Shumë tërmete, fatkeqësisht,

japin shumë pak ose aspak paralajmërim para se të ndodhin dhe kjo është arsyeja kryesore pse dëmet prej tyre janë të mëdha.

Një rëndësi të veçantë po merr përherë e më shumë edhe në Shqipëri, procesi i projektimit antisizmik të strukturave, i cili ka në thelb të tij projektimin e strukturave me reagim sa më të mirë sizmik. Gjatë një tërmeti të fortë, vibrimet mund të shkaktojnë dëmtime në strukturë deri edhe në kolaps të saj.

Kërkesa e vazhdueshme e rritjes së performancës së ndërtimeve është e lidhur ngushtësisht me përmbushjen e qëllimit prej të gjithë elementëve përbërës të tij si: struktura mbajtëse, funksioni, arkitektura, etj. Për realizimin e performancës së strukturës mbajtëse krahas përpjekjeve për njohjen, analizën dhe vlerësimin e fenomenit natyror të tërmeteve, është e nevojshme edhe perfeksionimi i skemave strukturale dhe mënyrave të llogaritjes së tyre. Zvogëlimi i efekteve negative të lëkundjeve të mëdha të tokës është gjithmonë një nga çështjet më kryesore në inxhinierinë strukturore dhe ka tërhequr vëmendjen e shumë studiuesve në gjithë botën. Arritja e performancës strukturale është e lidhur me materialet e përdorura, teknologjinë e ndërtimit, saktësinë e metodave llogaritëse dhe sigurisht me koston e realizimit.

Sipas filozofisë tradicionale sizmike të projektimit, përballimi i efekteve të larta sizmike realizohet me anë të rezistencës së lartë ose të duktilitetit të madh të strukturës. Realizimi i këtij ekuilibri nëpërmjet rritjes së rezistencës nuk është efektiv për rastin e veprimeve të forcave sizmike të shkaktuara nga tërmetet, pasi me rritjen e rezistencës së elementëve strukturore mund të shfaqen edhe fenomene të dëmshme. Kështu, shpesh, ndodh që rritja e ngurtësisë së një strukture të mos jetë e mjaftueshme, ose jo gjithmonë të japë rezultatet e dëshiruara. Nevoja e sjelljes jolineare të strukturave, për rritjen e duktilitetit gjatë tërmetit si një mënyrë e mundshme për të rritur energjinë e brendshme, pranon në të njëjtën kohë, të çara dhe dëmtime në elementët strukturore.

Strukturat prej betoni të armuar pa trarë dhe strukturat me trarë me lartësi të vogël vazhdojnë të ndërtohen me intensitet në vendin tonë. Ato paraqesin disa veçori pozitive në lidhje me fleksibilitetin arkitektonik që ofrojnë. Përsa i përket sjelljes së tyre nën veprimin e lëkundjeve sizmike ato paraqesin veçori negative. Fleksibiliteti i lartë që ato shfaqin shoqërohet me zhvendosje relative të kateve të mëdha duke shfaqur dukshëm dëmtime të konsiderueshme edhe për nivele të mesëm tërmetesh. Normat e projektimit në fuqi në vendin tonë nuk i përmendin në mënyrë të qartë kriteret e projektimit të tyre. Për më tepër edhe në normat e Eurokodeve nuk specifikohet në mënyrë të qartë një gjë e tillë. Ndërkohë disa norma të vendeve të tjera të zhvilluara e sygjerojnë si pjesë të strukturës për të përballuar vetëm forcat vertikale. Për të përballuar forcat horizontale ato duhet të shoqërohen me elementë të tjerë strukturalë, mure prej betoni të armuar, apo me zgjidhje të tjera inteligjente si izolimi në bazë, përdorimi i shuarësve, etj.

Ky studim paraqet një vlerësim analitik për ramat prej betoni të armuar të cilat i kanë trarët të një lartësie të vogël. Tipologjia është e njohur si ramë me trarë të sheshtë të përfshirë në brendësi të soletës me një lartësi 25-30cm. Shumë struktura të ngjashme janë ndërtuar rreth rajonit të Ballkanit dhe Lindjes së Mesme. Siç është e njohur, avantazhet kryesore të këtyre

strukturave janë: fleksibilitet i lartë arkitektonik dhe kosto e ulët ekonomike për ndërtimin e kalepeve.

Dy strukturat e kësaj tipologjie me një lartësi të ndryshme, 3 dhe 5 kate janë analizuar dhe krahasuar me ramat përkatëse të tipit klasik. Kriteret e krahasimeve janë të bazuara kryesisht në Eurokodin 2 dhe Eurokodin 8 [1]. Këto analiza janë kryer në fazën lineare dhe jolineare.

Lëkundjet sizmike në vitet e fundit në Turqi, Itali, Taiwan, Haiti, Indi, Pakistan, Algjeri, Greqi etj. kanë treguar se në një masë të konsiderueshme difekti e këtyre strukturave ka qënë mos vazhdimi i mureve mbushës në katin përdhe duke shfaqur kështu krijimin e katit të butë (soft/weak story). Kode të tjera projektimi kanë kriteret më të spikatura në lidhje me projektimin e kësaj tipologjie strukture. Normat e projektimit të Zelandës së Re e kanë të shprehur qartë se: nëse mbushjet me murature tulle të lehtësuar nuk do të merren në konsideratë në projektim atëherë ato duhet të zbatohen me një teknologji të cilat bëjnë të mundur ndarjen në tërë anët të murit mbushës. Të jenë të ndara në të dy kollonat dhe nga trau sipër tyre. Kjo ndarje të jetë e tillë që të sigurojë mosinflucencë të mbushjes përgjatë deformimit maksimal të ramës në momentin e veprimt të tërmetit të projektimit.

Nisur nga ngjashmëria e teknologjisë që përdoret në ndërtimin e strukturave prej betoni të armuar tip ramë në vendet e Ballkanit dhe vendet e Lindjes ashtu edhe në vendin tonë, janë përzgjedhur për t'u prezantuar reagimi i një sërë strukturash të ngjashme nga goditja e tërmetit "Izmit" (Kocaeli), "Turkey earthquake", Aug. 17, 1999. Intesiteti i tërmetit ishte 7.4 Rihter. Për të përcjellë mangësitë e vërejtura në reagimin e këtyre strukturave, ilustrimi do të jepet me foto [3]. (Fig. I, II)



Figura I: Strukturë tip ramë me trarë të sheshtë



Figura II: Strukturë e shkatërruar në Gölcük

Struktura me rama prej betoni të armuar fleksibël në vendin tonë të mbushura në katet e sipërme dhe të hapura në katin përdhe i gjejmë të ndërtuara dhe të vëna në shfrytëzim në të gjithë territorin.

III. QELLIMI

Në vitet e fundit, në të gjithë botën, janë studiuar dhe aplikuar teknika të shumta praktike për të analizuar dhe studiuar këtë lloj tipologjie strukturore.

Studimi përveç evidentimit të këtij problemi në vendin tonë ka për qëllim analizimin e këtyre strukturave bazuar në literaturën bashkëkohore të vendeve të zhvilluara.

Punimi do të fokusohet në analizën e reagimit sizmik të strukturave. Pasi do të trajtohen bazat teorike të analizave, do të bëhet aplikimi i tyre në struktura betoni të armuar për ndërtesat e përzgjedhura me rama me lartësi 3 dhe 5 kate.

Krahasimi që do t'i bëhet tipologjisë së ramës me trarë të sheshtë në lidhje me ramat me trarë klasikë do të nxjerrë në pah diferencat e reagimeve ndaj efektit sizmik. Meqënëse gjatë veprimit të tërmeteve, strukturat pranojnë të kalojnë në fazën plastike, analizat do të kryhen jo vetëm sipas metodës lineare, por edhe sipas metodës jolineare.

Tërmetet zënë peshën kryesore të dëmtimit të strukturave, me pasojë shkatërrimin. Ky përbën një problem shumë të madh ekonomik dhe social. Për më tepër, shkatërrimi i strukturave, në një pjesë të madhe të rasteve, shoqërohet me humbjen e jetës së njerëzve. Gjatë dekadave të fundit inxhinieria strukturore po i kushton një rëndësi të madhe jo vetëm aspektit të sigurisë së jetës së njerëzve por edhe zhvlerësimit të objektit për shkak të dëmtimeve të strukturave dhe elementëve të tjerë jostrukturalë që i shoqërojnë ato.

Këtë studim jam duke e kryer me dëshirën për të dhënë kontributin tim në njohjen e mëtejshme të reagimit të këtyre strukturave nën veprimin e lëkundjeve sizmike me qëllim përafrimin e

projektimit të tyre sipas kërkesave aktuale të vendeve më të zhvilluara, si një trend drejt të cilit jemi duke dëshiruar prej vitesh të shkojmë.

IV. OBJEKTIVAT

Objektivat e punimit grupohen në tre kategori:

Së pari, të sjellë në formë të përmbledhur eksperiencat e vendeve më të zhvilluara në lidhje me studimin, eksperimentimin dhe projektimin e strukturave prej betoni të armuar pa trarë dhe strukturave me trarë me lartësi të vogël.

Së dyti, të kryejmë analiza sizmike të ndërtesave të kësaj tipologjie duke e krahasuar me strukturat tip ramë klasike për të vërejtur ndryshimet në sjelljen e tyre nën veprimet e lëkundjeve sizmike. Kështu fillimisht do të studiohet një objekt me lartësi 3 kate dhe pas kësaj me të njëjtën metodologji do të studiohet objekti 5 kate. Një rëndësi e veçantë do t'i kushtohet aspektit të përmbushjes së kriterit të dytë të projektimit sipas Eurokodit 8 (përmbushja e kriterit të shfrytëzimit).

Së treti, si objektiv final i studimit do të quhej realizimi i një sërë propozimesh për projektimin e tyre ndoshta me potencialin që të mund të përfshihen si pjesë e normave të projektimit në vendin tonë.

KAPITULLI 1

NJOHURI PËR TËRMETET. SIZMICITETI NË SHQIPËRI

Një strukturë duhet të posedojë ngurtësinë, fortësinë dhe duktilitetin e mjaftueshëm për t'i mbizotëruar një tërmeti të fortë. Minimizimi i dëmtimeve në këto struktura si dhe siguri i qëndrësës ("mbijetesës") së tyre në raste tërmetesh të fortë arrihet duke i projektuar e ndërtuar ato në mënyrë të tillë që të ofrojnë rezistencë edhe në stadin inelastik të reagimit. Shumica e ndërtesave në vendin tonë të projektuara para vendosjes së kritereve të projektimit antizismik nuk posedojnë duktilitetin e mjaftueshëm, ndaj ato mund të pësojnë dëmtime ose të shkojnë drejt kolapsit gjatë një tërmeti të fortë.

Metoda dhe teknika të ndryshme duke rritur fortësinë dhe ngurtësinë e strukturave janë përdorur për riparimin e dëmtimeve strukturore në elementë të ndryshëm por jo gjithmonë kanë rezultuar të suksesshme. Si pasojë e kësaj shtimi në strukturë i mekanizmave të shuarjes apo shpërndarjes së energjisë, me efekte minimale në rritjen e fortësisë apo ngurtësisë së saj, është një zgjidhje e mirë.

Gjithashtu projektimet e objekteve të reja duhet të garantojnë në maksimum sigurin e jetës për tërmetin e projektimit dhe në minimum zhvlerësimin e objektit përshkak të dëmtimeve të shkaktuara nga tërmete e shpeshtë. Për të arritur këtë qëllim është e nevojshme që njohurit për tërmetet të jënë gjithmonë edhe me të sakta dhe të plota.

1.1 Karakteristikat e tërmeteve

Tërmetet janë shkaku kryesor i dëmtimeve apo kolapsit të strukturës, kudo në botë, sepse shkatojnë humbje të mëdha njerëzore dhe ekonomike. Zhvillimi i shpejtë i Inxhinierisë së Tërmeteve ka akumuluar shumë eksperiencë rreth gabimeve dhe dështimeve në projektimin e strukturave me qëllim përmirësimin e reagimit sizmik të strukturave, reduktimin apo shmangien e dëmtimeve dhe katastrofave nga tërmetet.

Eksperiencia mbarëbotërore ka treguar që dëmtimet në strukturë të shkaktuara nga tërmetet varen nga pozicioni i origjinës dhe nga distanca nga epiqendra.

Reduktimi i reagimit sizmik të strukturave pas një tërmeti të fortë është një çështje kryesore për konstruktorët me qëllim parandalimin e dëmeve dhe kolapsit të strukturës.

Mënyra tradicionale konsiston në projektimin e konstruksioneve duktilë dhe në shpërndarjen e energjisë totale sizmike që i vjen strukturës, nëpërmjet sforcimeve të mëdha që lindin në elementët përbërës të saj, por kjo shkakton dëmtime dhe mund të çojë në projekte jopraktike.

Në vitin 1970 u sugjerua përdorimi i mekanizmave të disipimit të energjisë. Këto mekanizma janë dizenuar për të absorbuar energjinë totale sizmike, “inputit” që i vjen strukturës dhe mund të zëvendësohen lehtësisht pas një ngacmimi të fortë nëse është e nevojshme.

1.2 Shkaqet dhe përhapja e tërmeteve

Tërmetet shkaktohen nga një sërë fenomenesh që mund të jenë natyrore ose rezultat i aktiviteteve të ndryshme të njerëzve. Në këto vite të fundit përfshihen shpërthimet bërthamore të nëndheshme, ngritja e rezervuarëve të mëdhenj ujorë etj. Por shumica dërrmuese e tërmeteve të fortë dhe dëmtues janë natyrorë. Origjina e tyre është zakonisht në kufijtë e pllakave apo mikropllakave tektonike, në të cilat është e ndarë shtresa e sipërme e ngurtë (litosfera) e Tokës. Këta janë tërmetet tektonikë. Shkaku i tyre qëndron në lëvizjet e vazhdueshme të pllakave kundrejt njëra-tjetrës. Këto lëvizje kryhen sipas planeve të thyerjeve tektonike. Në brendësi të tokës lëvizjet e masave të saj bëjnë që në materialet shkëmbore që mbushin hapësirat e planeve të thyerjeve (“fugat sizmike”) të ndodhin akumulime të vazhdueshme të deformimeve relative, të shoqëruara këto nga nderje korresponduese shumë të mëdha. Në një moment të dhënë, deformacionet dhe nderjet në shkëmb arrijnë rezistencën ose kapacitetin kufitar rezistues. Ky është momenti i ndodhjes së tërmetit, që shfaqet si një frakturë dhe lëvizje e fortë, e befasishme, rrëshqitëse në kontaktin midis dy blloqeve dhe mikropllakave fqinje.

Pra tërmeti mund të konsiderohet si një proces i aktivizimit të një thyerje tektonike. Pasojat e tërmeteve të fortë shfaqen shpesh dukshëm deri në sipërfaqe të tokës në formën e çarjeve të truallit shëmbjeve horizontale dhe vertikale, të rendit nga disa centimetra deri në disa metra. Pika apo zona e lokalizuar ku fillon procesi i frakturës së masave shkëmbore quhet hipoqenqër, fokus, burim ose vatër e tërmetit. Projektioni i saj në sipërfaqe të Tokës direkt mbi vatër, quhet epiqëndër.

Në momentin e tërmetit, nga vatra e tij çlirohet në mënyrë të menjëhershme energjia e akumuluar e deformimit që transformohet kryesisht në energji kinetike. Ky transformim kryhet në formën e valëve goditëse sizmike, të cilat në brendësi të tokës janë valë vëllimore gjatësore (primare) ose tërthore (sekondare), ndërsa kur arrijnë sipërfaqen e tokës ato gjenerojnë valë sipërfaqësore.

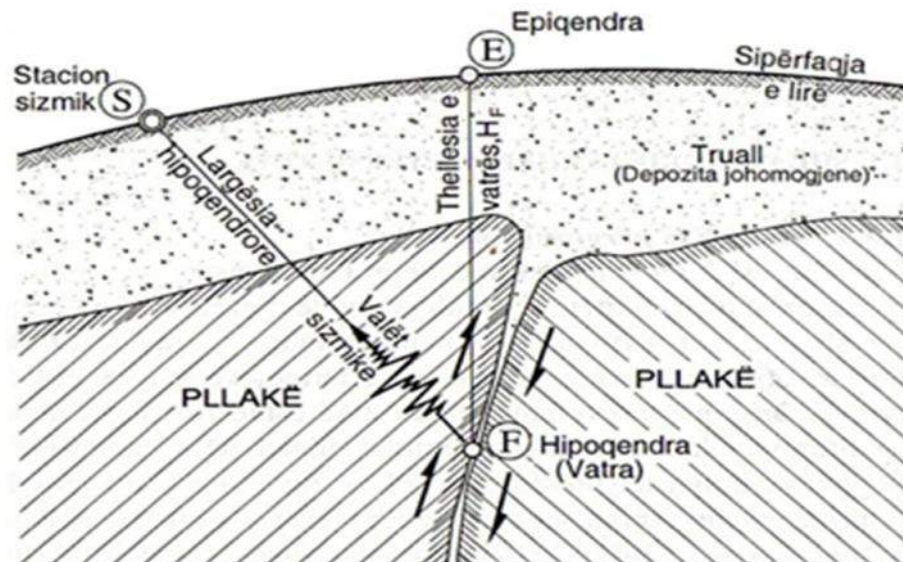


Figura 1. 1: Hipoqendra dhe epiqendra e një tërmeti

Duhet patur parasysh se tërmeti nuk ndodh në një moment të vetëm. Fraktura fillestare pasohet nga përhapja e saj sipas planit të thyerjes tektonike deri sa në strukturat gjeologjike që përfshihen në këtë proces të rivendoset ekuilibri. Por me këtë ekuilibër të ri fillon në fakt “përgatitja” e tërmetit pasardhës. Vërehet se në shumë raste, goditja kryesore e një tërmeti të fortë paraprihet nga të ashtuquajturat paragoditje “forshocks” dhe gati gjithnjë shoqërohet me pasgoditje “aftershocks”.

Shpjegimi shkencor i origjinës së tërmeteve tektonike është paraqitur së pari më 1906 nga amerikani Reid, pjesëtar i Komisionit shtetëror amerikan të ngritur për studimin e pasojave të tërmetit të njohur katastrofik që goditi atë vit San Franciskon (Kaliforni SHBA). Tërmeti u shpjegua me aktivizimin e thyerjes tektonike të San Andreas, duke i lidhur fazat e përgatitjes së tij me mekanizma lëvizjesh të orientuara horizontale të blloqeve shkëmbore, sipas të ashtuquajturës “teori e shtytjes (rikthimit) elastik” (“elastic rebound theory”).

Shpjegimi i tërmeteve me anën e akumulimit të energjisë së deformimit përgjatë thyerjeve tektonike u përfshi në kuadrin e teorisë globale të lëvizjes së pllakave tektonike litosferike apo të “lëvizjes së kontinenteve”.

Evolucioni i gjatë gjeologjik i Tokës u shpjegua plotësisht vetëm relativisht më vonë, në vitet ’60. Teoria e pllakave mbështetet së pari në provat e shumta mbi strukturën e Tokës dhe veçanërisht nga studimi i përhapjes së valëve sismike në brendësi të saj.

Numri i pllakave kryesore litosferike, kontinentale dhe oqeanike vlerësohet në 10 (pllaka Euroaziatike, e Paqësorit, Indo-Australiane, pllakat Amerikane, ajo e Karaibeve, Afrikane, Arabike, e Antarktikës, etj). Pllakat oqeanike kanë një shpejtësi më të madhe lëvizjeje se ato kontinentale. Zonat apo rajonet më aktive nga pikëpamja sismike e Tokës janë :

1. Brezi sismik i Oqeanit Paqësor ,Unaza e Paqësorit me degëzimet e saj të shumta.
2. Zona sismike Alpine ose Brezi Alpin .

3. Zonat e tjera Sizmike që përfshijnë ato të Pamir-Bajkalit në Azinë Qendrore ,brezin e zonës qendrore të Oqeanit Indian ,një zonë qendrore të Oqeanit Paqësor (ishujt Haëai)si dhe zona më pak aktive.

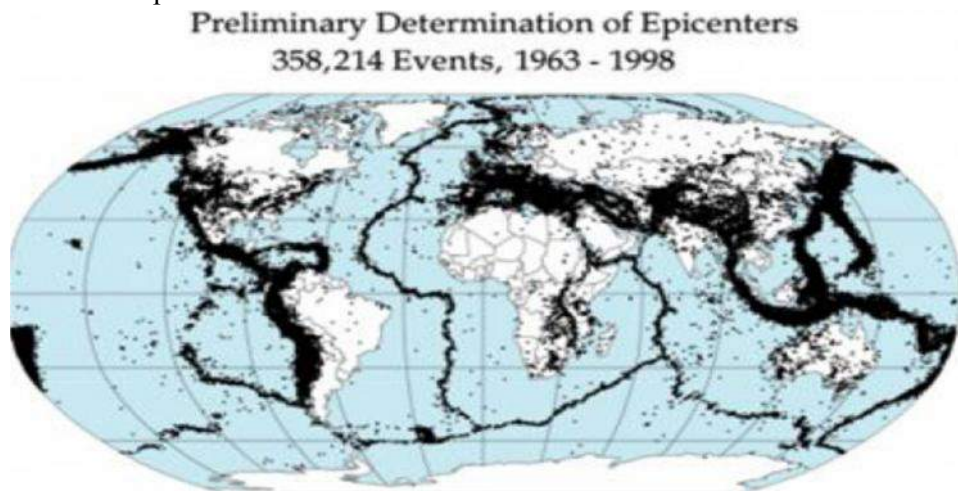


Figura 1. 2: Shpërndarja e Epiqëndrave të tërmetejeve 1963-1998

Siç shihet në figurën e mësipërme shpërndarja e tërmetejeve në botë është pothuajse sipas ndarjes në pllaka të litosferës. Kjo konfirmon vërtetësinë e teorisë së pllakave dhe jep një kuadër të përgjithshëm se pjesa më e madhe e tërmetëve të krijuar dhe më të fuqishëm është e natyrës tektonike (tektonic faults).

Tërmetet e shpërndarë në këto zona përfaqësojnë një pjesë relativisht të vogël (vetëm 5%) të energjisë sizmike që çlirohet çdo vit në Tokë. Në kuadrin e tektonikës globale, krahas pllakave të mëdha tektonike kufijtë e të cilave përcaktojnë zonat sizmike më aktive të Tokës, pranohet edhe ekzistenca e pllakave të vogla apo mikropllakave tektonike që përmendëm më sipër, si dhe të shkëputjeve më pak masive. Mikropllakat janë të vendosura kryesisht në zonat e kufijve të pllakave të mëdha.

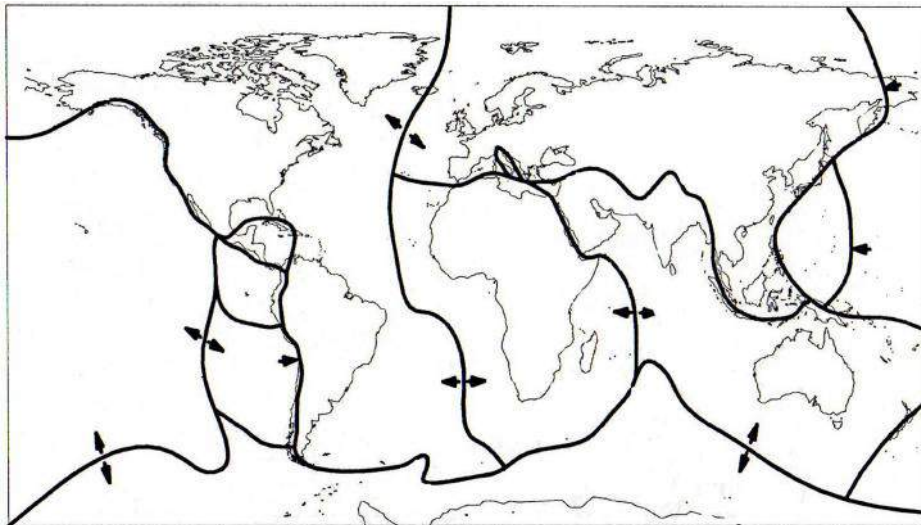


Figura 1. 3: Drejtimet e zhvendosjeve të pllakave dhe mikropllakave

1.3 Tipet e tërmeteëve

Klasifikimi i lëvizjeve sizmike të truallit dhe i tërmeteëve që i shkaktojnë ato bëhet në katër grupe:

I. Goditje e vetme ("single shock")

Lëvizje të tilla karakteristike ndodhin vetëm në largësi të vogla epiqëndrore, vetëm në troje të forta dhe vetëm për tërmete të cekët. Këto lloj tërmetesh kanë patur përgjithësisht magnituda të moderuara, vlera të vogla periodash mbizotëruese (0.2 sek) dhe lëvizje mbizotëruese të një kahu. Tërmete të këtij grupi janë p.sh. tërmeti i Shkupit (1963), tërmeti i Agadirit (1960), etj.

II. Lëvizje tepër e çrregullt dhe e gjatë

Lëvizjet e çrregullta dhe të gjata të truallit lidhen me largësi të moderuara epiqëndrore dhe vetëm me troje të fortë. Diapazoni i periodave është i gjërë nga 0.05 deri në 2.5 sek. Këto lëvizje kanë gati të njëjtin intensitet në të gjitha drejtimet. Tërmeti i këtij lloji është ai i El-Centro (1940).

III. Lëvizje e gjatë trualli, me perioda mbizotëruese vibrimesh relativisht të gjata

Kemi një "filtrim" të tërmeteëve gjatë kalimit në shtresa të buta si dhe reflektime të shumta valore në këto shtresa. Tërmeti më përfaqësues është ai i Meksikos (1985).

IV. Lëvizje që shkaktojnë deformacione të mëdha permanente të truallit

Këto tërmete shkaktojnë rrëshqitje dhe lëvizje trojesh, ku vihet re dhe fenomeni i lëngëzimit. Tërmeti më tipik është ai i Nigatës (1964).

1.4 Sizmiciteti

1.4.1 Kuptime të përgjithshme

Sizmiciteti i një rajoni shprehet me anë të magnitudave të tërmeteëve të ndryshëm që mund të bien. Vlerësimet mbi sizmicitetin mbështeten mbi analiza të hollësishme statistikore. Të dhënat faktike konsistojnë në numrin e tërmeteëve, madhësitë e tyre, si dhe kohën e ngjarjeve dhe vendndodhjen. Përcaktimi i burimeve sizmike mbështetet në të dhënat e tërmeteëve historikë dhe mbi studimet mbi shkëputjet tektonike. Rezultatet dhe konkluzionet pasqyrohen në ato që quhen harta të rajonizimit sizmik.

1.4.2 Magnituda dhe energjia e tërmeteëve

Magnituda është një nocion që përdoret për vlerësimin e tërmeteëve. Ajo është një madhësi pa përmasa dhe jepet duke iu referuar shkallës Rihter, sipas sizmiologut amerikan që e përdori për herë të parë në vitin 1935. Për përkufizimin e kësaj madhësie Rihter u bazua në studimin e varësisë së logaritmit dhjetor të amplitudës maksimale të zhvendosjeve sizmike ($\log A$) kundrejt distancës epiqëndrore (D). Veçoria është që për dy tërmete çfarëdo kurbat përkatëse $\log(A)=f(D)$ qëndronin "paralele" midis tyre. Rihteri arriti në përfundimin që diferenca e logaritmeve

dhjetore të amplitudave të zhvendosjeve sizmike të dy tërmete të çfarëdo është e pavarur nga vendndodhja e stacioneve rregjistruese. Shprehja analitike e dhënë nga Rihteri është:

$$M = \log A + C_1 \cdot \log R + C_2 \quad (2.1)$$

Ku:

A - Amplituda

R - Largësia nga burimi sizmik deri në stacion

C₁ dhe C₂ – koeficientët që marrin parasysh kushtet lokale

Magnituda është në fakt një formë shprehëse e energjisë E të çliruar nga tërmeti në vatrën e tij. Marrëdhënia midis E dhe M sipas [1] jepet nga shprehja :

$$\log E = 11.8 + 1.5 \cdot M \quad \text{ose} \quad \log E = 12.24 + 1.44 \cdot M$$

Shprehjet e mësipërme tregojnë se rritja me një njësi e magnitudës lidhet me një rritje prej 30 herë të energjisë E.

1.5 Tërmetet në Shqipëri

Shqipëria është gjeologjikisht dhe sizmotektonikisht një zonë shumë e komplikuar. Vendi karakterizohet nga një mikrosizmicitet i zhvilluar me tërmete të vegjël, me numër mesatar tërmetesh të masës (M = 5.5 ÷ 5.9) dhe tërmete të mëdhenj të rallë (M > 6.5).

Këto tërmete ndodhin në përgjithësi sipas tre palosjeve:

1. Bregdeti Adriatiko-Jonian
2. Përkulja Peshkopi-Korçë
3. Rripi transversal Elbasan-Dibër-Tetovë

Nga pikëpamja neotektonike shqiptar, që përbën pjesën më jug-perëndimore të pllakës Euro-Aziatike dhe që konvergjon me mikropllakën e Adrias (pllaka Adriatike), ndahet në dy zona në bazë të regjimit të sotëm tektonik:

- 1- Zona e jashtme me regjim shtypës, që përfshin zonën bregdetare (Reniën ParaAdriatik, Sazanin, Zonën tektonike Joniane dhe atë të Krujës) dhe që predominohet nga shkarje dhe palosje tektonike të orientuara në Veri – Veriperëndim.
- 2- Zona e brendshme me regjim ekstensional, që shtrihet në brendësi të vendit (Zonat tektonike në Lindje dhe në Veri-lindje të zonës së Krujës) dhe predominohet nga shkarje normale tektonike me drejtim shtrirje në Veri.

Shqipëria është një vend i cili ndodhet në kufirin midis dy pllakave tektonike, atë Euro-Aziatike dhe Adria.

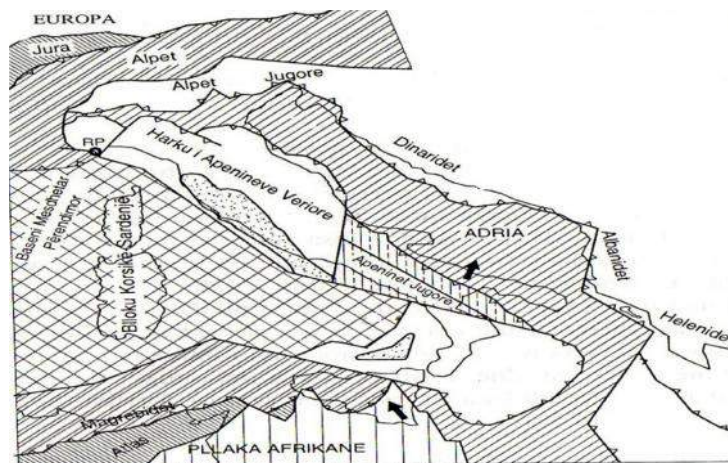


Figura 1. 4: Pllaka Adria dhe lëvizja rrotulluese e saj (sipas Slejko)

Si rezultat i kolizionit të këtyre 2 pllakave është krijuar një brez sizmogjen aktiv i cili shpesh ka gjeneruar tërmete katastrofik si:

Tërmeti i Vlorës 16.04.1601 me $I_0=9$ ballë, tërmeti i Dubrovnikut 06.04.1667 me $I_0=10$ ballë, tërmeti i Saigiada - Konispolit 11.02.1872 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.7$, tërmeti i liqenit të Ohrit 18.02.1911 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.7$, tërmeti i Mokrës 13.02.1912 me $I_0=8$ ballë dhe $M=6$, tërmeti i Leskovikut 23.12.1919 me $I_0=8-9$ ballë dhe $M=6.1$, tërmeti i Tepelenës 26.11.1920 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.4$, tërmeti i Durrësit me 17.12.1926 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.2$, tërmeti i Llogarasë 21.11.1930 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.1$, tërmeti i Peshkopisë 27.08.1942 me $I_0=8-9$ ballë dhe $M=6$, tërmeti i Lushnjës 01.09.1962 me $I_0=8-9$ ballë dhe $M=6.2$, tërmeti i Fierit 18.03.1962 me $I_0=8$ ballë dhe $M=6.2$, tërmeti i 15.04.1979 me epiqendër në brigjet malazeze me $I_0=9-10$ ballë dhe $M=7.2$.

Që nga lashtësia vendi ynë është goditur nga shumë tërmete të fuqishëm të cilët kanë pasur magnitudë mbi 6.5. Sizmicitet më të madh në Shqipëri kanë zonat e Durrësit, Shkodrës, Vlorës, Korçës, Dibrës, etj. Dëmet që kanë shkaktuar këto tërmete në shumicën e rasteve kanë qenë katastrofike. Shkaktimi i dëmeve shumë të mëdha lidhet me faktin se këto tërmete kanë rënë në zona ku dendësia e popullsisë ka qenë e madhe ose ndërtimet e bëra në këto zona nuk kanë marrë parasysh sa duhet rrezikun sizmik si dhe nuk është llogaritur si duhet risku sizmik i zonës.

Dy termat: rreziku sizmik dhe risku sizmik shpesh ngatërrohen me njëri - tjetrin. Rreziku sizmik ka të bëjë me dukurinë që ka potencial për të bërë dëm, ndërsa risku sizmik ka të bëjë me mundësinë e dëmtimit të një objekti në qoftë se ekspozohet ndaj një rreziku. Dy tërmete me magnitudë të njëjtë të cilët mund të bien, p.sh. i pari në një vend të banuar dhe i dyti në një vend të pabanuar, përbëjnë të njëjtin rrezik sizmik, por risku është i ndryshëm, pasi në rastin e parë ai bën dëm me të vërtetë, ndërsa në rastin e dytë dëmi është minimal sidomos në jetë njerëzish.

Për të vlerësuar rrezikun sizmik në vendin tonë janë kryer studime sizmike për të hartuar hartat e rrezikut sizmik. Në vitet 1980 u hartua harta e rajonizimit sizmik të Republikës së Shqipërisë. Po ashtu për disa qytete kryesore si Durrësi, Tirana, Vlora, Shkodra, etj. janë hartuar edhe

mikrozonime duke na dhënë edhe hartat e mikrozonimit të këtyre qyteteve. Kohët e fundit janë ndërmarrë studime të ndryshme për të realizuar hartën e përshejtimeve sizmike të truallit, por ende nuk ka ndonjë hartë zyrtare. Bazuar në rrezikun sizmik në kohë të ndryshme janë hartuar kodet e projektimit antisizmik të cilët kanë për detyrë të minimizojnë riskun sizmik. Kodet e para janë aplikuar që nga viti 1952 në ndërtimet në Shqipëri. Këto kode bazoheshin në metodat statike dhe ishin përpjekjet e para në këtë drejtim. Më vonë, në vitin 1963 ky kod u zëvendësua me një version të bazuar mbi metoda dinamike. Në 1980 u realizua zonimi sizmik i Shqipërisë dhe në vitin 1989 u hartua kushti teknik i projektimit antisizmik KTP-N2-89, i cili është në fuqi edhe në ditët tona. Sipas këtij kushti llogaritja e ndërtimeve bëhet duke vlerësuar rrezikun sizmik mbi bazën e ballëve (shkalla Merkali). Vitet e fundit janë bërë përpjekje për të kryer një sërë studimesh të cilat do të përbëjnë bazën për aplikim të kodeve moderne të projektimit antisizmik (Eurokodi 8). Kështu, p.sh. u hartua harta e re e rrezikut sizmik bazuar mbi metoda probabilitare, u hartua katallogu i tërmeteve, u përcaktuan zonat që janë burim tërmetesh, u studiuan një sërë modelesh mbi shuarjet dhe parametrat e amplifikimit në një sërë zonash meqë nuk kemi matje të drejtpërdrejta, etj. Bazuar në studimet e bëra, është konkluduar se përgjatë “zonës sizmogene” Joniane-Adriatike mund të ndodhin tërmete me magnitudë maksimale të pritshme $M=7-7.5$ në veri të zonës tërthore Shkoder-Pejë, kurse në jug të saj, në pjesën ballore, mund të ndodhin tërmete me $M=6.0-7.0$. Në drejtim të Tiranës, në lindje, mund të ndodhin tërmete me $M=5.5-6$. Sipas studimeve, vetëm në Shqipëri, periudha e përsëritjes së një tërmeti me $M=5.0$ është 3.6 vjet, e një tërmeti me $M=6.0$ është 29.1 vjet, e një tërmeti me $M=6.5$ është 93.9 vjet dhe e një tërmeti me $M=7.0$ është 505.6 vjet.

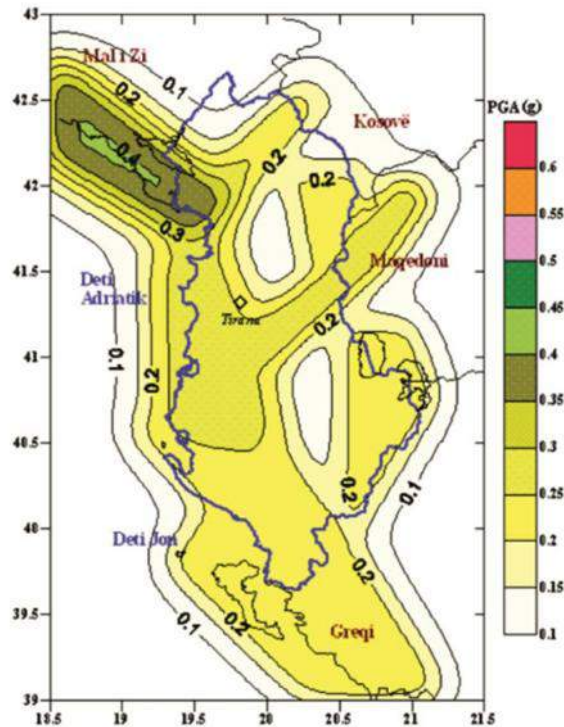


Figura 1. 5: Nxitimi maksimal PGA në shkëmb për probabilitet 10% / 50 vjet dhe periudë përsëritje 475 vjet

KAPITULLI 2

SISTEMET STRUKTURALE DHE ANALIZAT E TYRE BAZUAR NE EUROKODE

Lista e simboleve

- $S_y=S_i$ - rezistenca ideale e kërkuar, që i përgjigjet kufirit të sjelljes elastike të elementit
- K - ngurtësia e elementit
- Δ_y - zhvendosja që i korrespondon fillimit të rrjedhshmërisë
- Δ - zhvendosjet totale
- Δ_u - zhvendosjet maksimale
- Δ_m - zhvendosja maksimale që merr struktura gjatë lëkundjeve sizmike
- μ - duktiliteti
- μ_u - duktiliteti i disponueshëm (i posedueshëm) nga elementi (që shënon pragun e shkatërrimit)
- μ_m - duktiliteti i kërkuar ndaj një tërmeti të mundshëm
- V_j - forcat rezultante sipas drejtimit j
- V_x - forcat rezultante sipas drejtimit x
- V_y - forcat rezultante sipas drejtimit y
- $\Delta_{x'}$ - zhvendosjet sipas drejtimit x
- $\Delta_{y'}$ - zhvendosjet sipas drejtimit y
- M_t - momenti përdredhës
- e_y - jashtëqëndërsia sipas y
- e_x - jashtëqëndërsia sipas x
- η_v - raportet e prerjes
- l_w - gjatësia e murit
- S_E - rezistenca e kërkuar e elementit për absorbim energjie, përcaktuar nga analiza elastike, nga kushti teknik i projektimit
- Φ_0 - koeficienti i rritjes së rezistencës (koeficienti i sigurisë)
- ω - koeficienti i rritjes dinamike që merr parasysh deviacionin në nevojën për rezistencë në elementët që do të mbrohen gjatë reagimit jo elastik sizmik nga nevoja e dalë nga analiza elastike
- $M_{o,col}$ - moment përkulës mbingarkesë në seksionin e kollonës në bazë, me forcë aksiale dhe moment të bashkërenduar me drejtimin e tërmetit
- $M_{E,maje}$ - vlera e M_E për kollonën në vijën e epyrave të nivelit 2
- l_n - lartësia neto e kolonave
- h_b - lartësia e trarëve në nivelin 2
- n - numri i kateve
- P_D dhe P_{Lr} - janë forcat aksiale (dead dhe live)
- h_b - lartësia e traut që pret kolonën
- R_m - faktori i reduktimit të momentit llogaritës

- h_t - lartësia e traut
- b_t - gjerësia e traut
- b_w - gjerësia e mureve
- f_{cd} - rezistenca projektuese e betonit
- f_{ck} - rezistenca karakteristike e betonit
- γ_c - faktor pjesor sigurie i betonit
- g_i - ngarkesat e përhershme
- p_i - ngarkesat e përkohshme
- a_g - shpejtimi maksimal i truallit
- q - faktorit të sjelljes
- T_B, T_C, T_D - periodat karakteristike të spektrit
- S - faktor i truallit
- q_0 - vlera bazë e faktorit të sjelljes, që varet nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia në lartësi
- k_w - faktor që pasqyron mënyrën kryesore mbizotëruese të shkatërrimit në sistemin
- α_I - shumëzues i veprimit sizmik projektues horizontal që i përgjigjet situatës së arritjes realizimit të parë të rezistencës përkulëse në ndonjë zonë (seksion) të strukturës, ndërkohë që veprimet e tjera projektuese mbeten konstante;
- α - shumëzues i veprimit sizmik projektues horizontal – në kushtet kur të gjitha veprimet e tjera projektuese janë konstante – që i përgjigjen situatës të formimit të çernierave plastike në një numër të tillë seksionesh, që është i mjaftueshëm për shfaqjen e paqëndrueshmërisë tërësore strukturore.
- α_0 - është raporti dominues i aspektit (raportit lartësi/gjatësi, h_{wi}/l_{wi}) të mureve të sistemit strukturor
- h_{wi} - lartësia e murit i
- l_{wi} - gjatësia e seksionit e murit i
- β - faktori i kufirit të ulët në spektrin horizontal të projektimit
- $S_d(T)$ - spektri i projektimit
- d_r - është drifti projektues i kateve
- h - është lartësia e katit.
- v - është faktori reduktues që merr periodën më të ulët të përsëritjes së veprimit sizmik, që lidhet me kërkesën e kufizimit të dëmtimeve.

2.1 Projektimi sizmik dhe performanca sizmike

Filozofia e projektimit është një term i madh që ne e përdorim për bazat themelore të projektimit. Ajo përfshin ngarkesat, teknikat analitike, procedurat e projektimit, preferencat për konfigurimin strukturor dhe materialet të cilat synojnë për optimizimin ekonomik. Rëndësia e filozofisë së projektimit bëhet e lartë kur konsiderata sizmike dominon projektimin. Kjo sepse ne zakonisht pranojmë rreziqe më të larta të dëmtimit nën veprimin e forcave sizmike sesa nën veprimin e ngarkesave të tjera të krahasueshme ekstreme, si ngarkesat e përkohshme apo forcat e erës. Për shembull kodet e ndërtesave moderne zakonisht specifikojnë një intensitet të projektimit antisizmik korrespondues me një periudhë të kthimit 100 deri 500 vjet për stuktura të

zakonshme, të tilla si ndërtesat për zyra. Forcat korresponduese të projektimit janë shumë të larta për t'u rezistuar brenda intervalit elastik të materialit.

Pasojë është se rezistenca e plotë e ndërtesës mund të jetë e zhvilluar ndërsa i rezistojnë forcave që rezultojnë nga tërmete shumë të vogla, të cilat ndodhin shumë më shpesh sesa tërmeti i projektimit. Probabiliteti vjetor i zhvilluar, rezistencën e plotë të ndërtesës në reagimin sizmik mund të jetë aq i lartë sa 1 deri në 3%. Kjo krahasohet me probabilitetet e pranuar vjetore për arritjen e kapaciteteve të fundit nën ngarkesa të gravitetit, ndoshta 0.01%. Pasojat që rezultojnë nga mungesa e një filozofie racionale të projektimit sizmik janë të ngjarë të jenë të rënda.

Përfshirja e procedurave të projektimit sizmik në projektimin e ndërtesave u miratua së pari në një kuptim të përgjithshëm në vitet 1920 dhe 1930, kur rëndësia e ngarkesave inerciale të ndërtesave filloi të vlerësohet. Në mungesë të matjeve të besueshme të përshpejtimin të terrenit dhe si pasojë e mungesës së njohurive të hollësishme të reagimit dinamik të strukturës, madhësia e forcave inerciale sizmike nuk mund të vlerësohet me ndonjë besueshmëri. Në mënyrë tipike, projektimi për forcat anësore korresponduese me rreth 10% të peshës së ndërtesës është miratuar. Që kur ndërtesat projekttoheshin nëpërmjet sforcimeve të lejuara në kate, kërkesa për rezistencë e ndërtesave për ngarkesa anësore ishte përgjithësisht diçka më e madhe.

Nga vitet 1960 akselerogramat japin informacion të detajuar mbi përshpejtimin e terrenit nga tërmeti janë bërë të domosdoshëm në projektimin antisismik. Futja e konceptit të filozofisë së projektimit, dhe zhvillimi i procedurave bazë kompjuterike të sofistikuar, lehtësoi një ekzaminim më të gjerë të reagimit sizmik të strukturave me shumë shkalle lire. Shpejt u bë e qartë se në shumë raste, projektimi sizmik në nivelet e forcave anësore ekzistuese të përcaktuara në kodet ishin të pamjaftueshme për të siguruar se rezistenca strukturore e dhënë nuk është tejkaluar nga kërkesat e lëkundjeve të forta të terrenit. Në të njëjtën kohë, vëzhgimet e reagimit të ndërtesës gjatë tërmetit tregojnë se kjo mungesë e rezistencës nuk rezulton gjithmonë me shkatërrim, ose edhe domosdoshmërisht me dëme të rënda. Me kusht që rezistenca strukturore të lejojë deformime të vogla, të pranueshme siç janë ato elastike, struktura do të përballojë tërmetin, por edhe deformime sado të vogla mund të riparohen lehtësisht pa shpenzime të mëdha.

Me vetëdijen se rezistenca e tepërt nuk është thelbësore apo edhe domosdoshmërisht e dëshirueshme, theksi në projektim ka kaluar nga rezistenca e forcave të mëdha sizmike të "evazioni" i këtyre forcave. Reagimi joelastik strukturor ka dalë nga anonimiteti e hipotezave, dhe kjo u bë një realitet thelbësor në vlerësimin e projektimit strukturor për forcat e tërmetit. Realiteti se të gjitha modet inelastike të deformimit nuk janë njësoj të besueshme është bërë e pranueshme. Siç u përmend më lart, disa çojnë në shkatërrim dhe të tjerët ofrojnë duktilitet, i cili mund të konsiderohet si atribut thelbësor i mbajtjes së rezistencës ndërsa struktura është nënshtruar deformimeve joelastike nën reagimin sizmik. Kohët e fundit, ka filluar të pranohet që projektimi sizmik duhet të inkurajojë forma strukturore që kanë më shumë gjasa që të posedojnë duktilitet sesa ato që nuk ofrojnë. Në përgjithësi, kjo lidhet me aspektet e rregullsisë strukturore dhe zgjedhjen e kujdesshme të pozicioneve. Në lidhje me përzgjedhje të kujdesshme të konfigurimit strukturor, rezistencat e kërkuara për modet e padëshiruara të deformimeve inelastike janë të përforcohen qëllimisht në krahasim me ato për modet e dëshiruara inelastike.

Kështu për strukturat prej betoni dhe muraturë, forca prerëse e kërkuar duhet të tejkalojë rezistencën e kërkuar në përkulje për të siguruar që deformimet inelastike nga prerja, të shoqëruara me reduktim të madh të rezistencës dhe të ngurtësisë, të cilat mund të çojnë në shkatërrim, nuk mund të ndodhin.

Këto koncepte të thjeshta, përkatësisht: (1) përzgjedhja e një konfiguracioni të përshtatshëm strukturor për reagimin joelastik, (2) përzgjedhja dhe vendndodhje të përshtatshme dhe të detajuar për deformime joelastike që të jenë të përqëndruara, dhe (3) sigurimin, nëpërmjet diferencave të përshtatshme të rezistencës që deformimet joelastike të mos ndodhin në vende të padëshirueshme ose me mënyra të padëshirueshme strukturore - janë bazat për filozofinë e projektimit sipas kapaciteteve.

Pavarësisht ndërgjegjësimit dhe kuptimit të faktorëve që ndikojnë sjelljen sizmike të strukturës, pabarazi të ndjeshme midis teorisë së inxhinierisë sizmike, egzistojne ende. Dëmtime madje edhe rënia e shumë ndërtesave moderne relativisht në rajonet aktive sizmike ka ndodhur, treguar në Fig. 2.1 - 2.3, (tërmeti në Philipine) nënvizon këtë pabarazi.

Figura 2.3 ilustron një nga shkaqet më të shpeshta të shkatërrimit nga tërmetet, “kat i butë” (soft story). Një nivel, në mënyrë tipike më i ulët, është më i dobët se sa nivelet e sipërme, mekanizmi mund të krijohet me kërkesë të lartë në duktilitet.

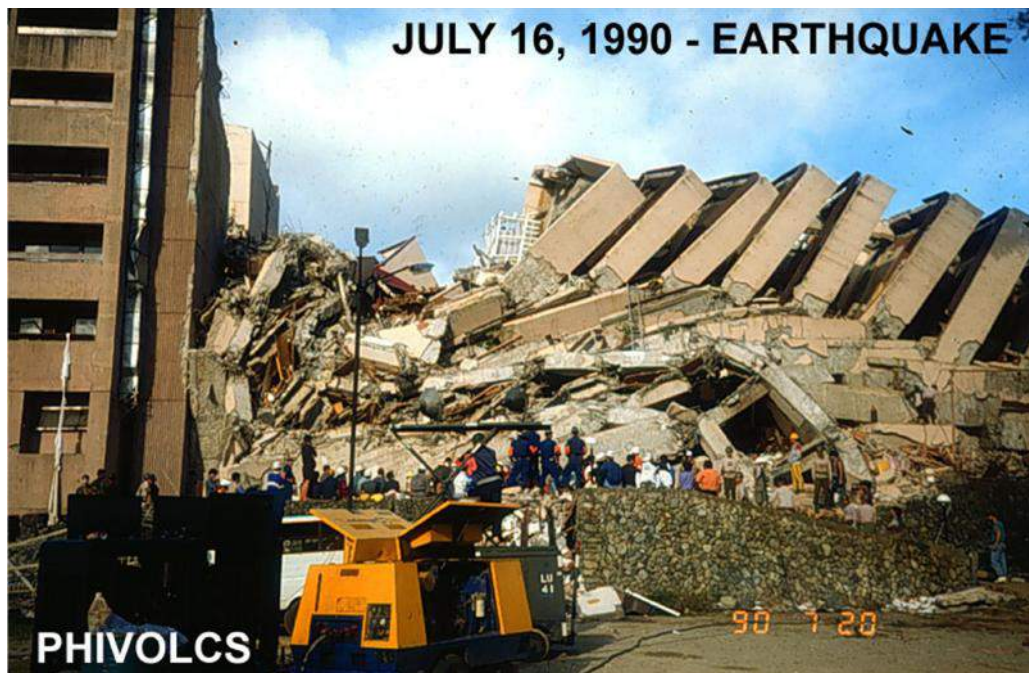


Figura 2. 1: Rënie një ndërtese si pasojë e tërmetit në Filipine në vitin 1990



Figura 2. 2: Dëmtimi i godinës si rezultat i kollonave të shkurtra

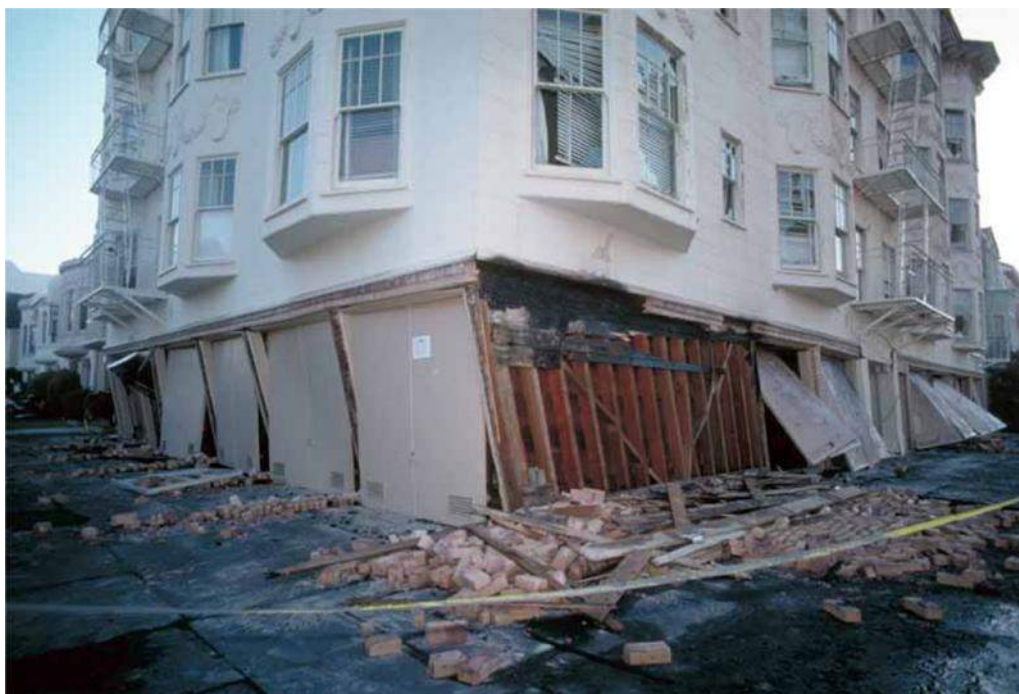


Figura 2. 3: Shkatërrimi i një objekti si rezultat i katit përdhe të dobët

2.2 Kriteret bazë të projektimit antisizmik sipas Eurokodit

Është bërë e zakonshme të merren në konsideratë nivele të ndryshme të mbrojtjes, secila prej të cilave thekson një aspekt të ndryshëm që do të konsiderohet nga projektuesi. Gjerësisht, këto lidhen me ruajtjen e funksionalitetit, shkallë të ndryshme të përpjekjeve për të minimizuar dëmin që mund të shkaktohet nga një ngjarje sizmike e konsiderueshme, dhe parandalimin e humbjes së jetës.

Shkalla në të cilat nivelet e mbrojtjes mund të jenë ofruar do të varet nga vullneti i shoqërisë për të bërë sakrifica në funksion të kapaciteteve të veta ekonomike që shoqëria disponon. Ndërsa rajonet sizmike janë të përcaktuara mjaftueshëm, parashikimi i një ngjarjeje sizmike brenda jetëgjatësisë të projektuar të një ndërtese është e pamundur të përcaktohet me një saktësi. Strukturat në rajonet sizmike sipas Eurokodit 8 duhet të ndërtohen të tilla që të përmbushin kriteret e mëposhtme:

a) Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve (Damage limitation requirement)

Tërmetet të shpeshtë me intensitet relativisht të vogël në lëkundjet e terrenit nuk duhet të ndërpresin shfrytëzimin e objektit pas ndodhisë së tyre. Ky nivel i korrespondon gjendjes kur dëmtimet strukturore janë të kufizuara dhe sistemi kryesor rezistues i forcave vertikale dhe horizontale ka kryesisht po ato karakteristika dhe kapacitete sikundër para tërmetit. Në elementët jostrukturorë, si muret ndarës dhe mbushës, mund të duken plasaritje të shpërndara, por këto dëmtime mund të riparohen me kosto jo të lartë. Spostimet relative të përhershme janë të neglizhueshme. Struktura nuk ka nevojë për ndonjë masë perforcimi. Ajo mund të shfrytëzohet menjëherë. Kështu, për ndërtesat e zakonshme kjo kërkesë duhet të plotësohet për veprimin sizmik me 10% probabilitet të ndodhjes në 10 vjet ose perioda e përsëritjes së tërmetit $RP=95$ vjet.

b) Kërkesa e mosndodhjes së shembjes (no-collapse requirement)

I korrespondon gjendjes kur në ndërtesë ka dëmtime të konsiderueshme, por aty ka akoma rezerva strukturore, krahasuar me gjendjen e një kolapsi total ose pjesor. Struktura është dëmtuar konsiderueshëm, me soliditet dhe ngurtësi të mbetur relativisht të ulët dhe elementët vertikalë janë të aftë të mbajnë ende ngarkesa vertikale. Elementët jostrukturorë kanë pësuar dëmtime, megjithatë muret ndarës dhe mbushës nuk mund të kenë dalë nga funksioni i tyre. Spostimet relative të përhershme mesatare, janë prezente. Këto dëmtime mund të shkaktojnë plagosje në njerëz, por risku i plagosjeve me kërcënim të jetës së njerëzve është i ulët. Struktura duhet të përballojë (durojë) pas-goditjet e tërmetit me intensitet të moderuar. Struktura ka kosto të lartë riparimi apo ka gjasa të jetë joeficiente për t'u riparuar. Kështu, për ndërtesat e zakonshme kjo kërkesë duhet të plotësohet për veprimin sizmik me 10% probabilitet të ndodhjes në 50 vjet ose perioda e përsëritjes së tërmetit $RP=475$ vjet.

c) Qëndresa strukturore (near collapse limit state)

I korrespondon gjendjes kur ka dëmtime të tilla thelbësore strukturore që çojnë sistemin strukturor në prag të kolapsit strukturor pjesor ose total, duke e rritur kështu në mënyrë të

konsiderueshme riskun e plagosjeve të mundëshme. Struktura është dëmtuar rëndë, me soliditet dhe ngurtësi horizontale të mbetur të ulët, ndërkohë që elementët vertikalë janë akoma të aftë për të mbajtur ngarkesa vertikale. Shumica e elementëve jostrukturorë janë shembur. Spostimet relative të përhershme të mëdha janë prezente në të. Struktura është në prag të kolapsit dhe ka gjasa të mos i rezistojë një tërmeti tjetër, madje edhe kundrejt një tërmeti me intensitet të moderuar. Kjo strukturë është e pamundur të riparohet. Kështu, për ndërtesat e zakonshme kjo kërkesë duhet të plotësohet për veprimin sizmik edhe më të lartë se tërmeti i projektimit. Perioda e përsëritjes së tërmetit $RP=2000$ vjet.

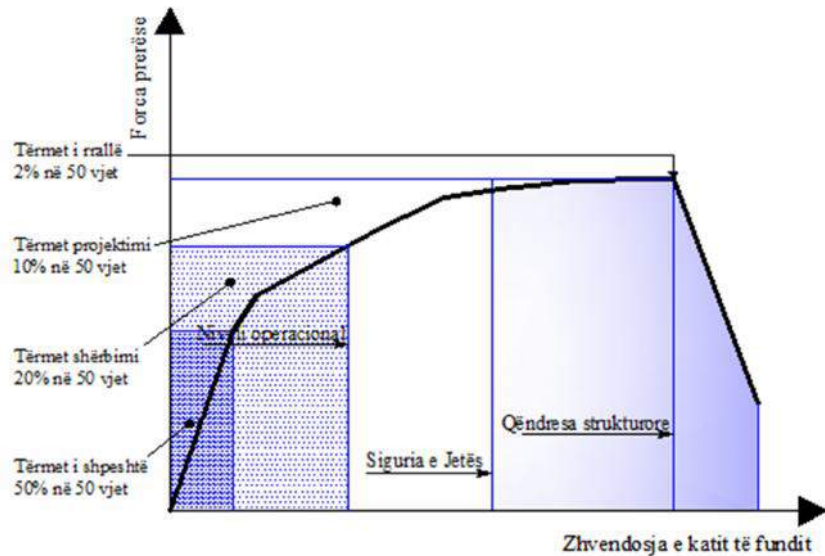


Figura 2. 4: Performanca që duhet të shfaqë godina nën veprimin e kategorive të ndryshme të tërmetit

2.3 Karakteristikat kryesore strukturale në projektimin antisizmik

Të dhënat strukturore specifike që duhen marrë parasysh në lidhje me tre nivelet mbrojtës sizmike të përshkruara më sipër janë paraqitur më poshtë.

a) Ngurtësia

Një vlerë e caktuar e ngurtësisë duhet të ketë sistemi struktural i përballimit të forcave horizontale të shkaktuara prej lëkundjeve sizmike me qëllim që të sigurojë zhvendosjet në stadin elastik të elementeve struktural për tërmete të moderuar, dhe për tërmetin e projektimit të sigurojë deformime të tilla të cilat nuk bëjnë të mundur të ndodhë efekti sekondar. Gjithashtu shpërndarja e ngurtësisë në lartësi duhet të jetë mjaftueshëm uniforme me qëllim shmangien e përqendrimit të sforcimeve në vende të lokalizuara të elementeve strukturalë.

Kjo madhësi lidh ngarkesat ose forcat me deformimet strukturore. Mardhëniet e njohura janë gati të krijuara nga parimet e para të mekanikës strukturore, duke përdorur të dhënat gjeometrike të pjesëve përbërëse dhe modulën e elasticitetit. Nëse deformimet nën veprimin e forcave anësore duhet të jenë në sasi të besueshme dhe të kontrolluara në stadin elastik projektuesit

mund të bëjnë një vlerësim real të saj. Në strukturat e betonit dhe muraturë këto marrëdhënie kurbëzohen por jo aq thjesht sa ç'janë paraqitur në fillim në hyrje.

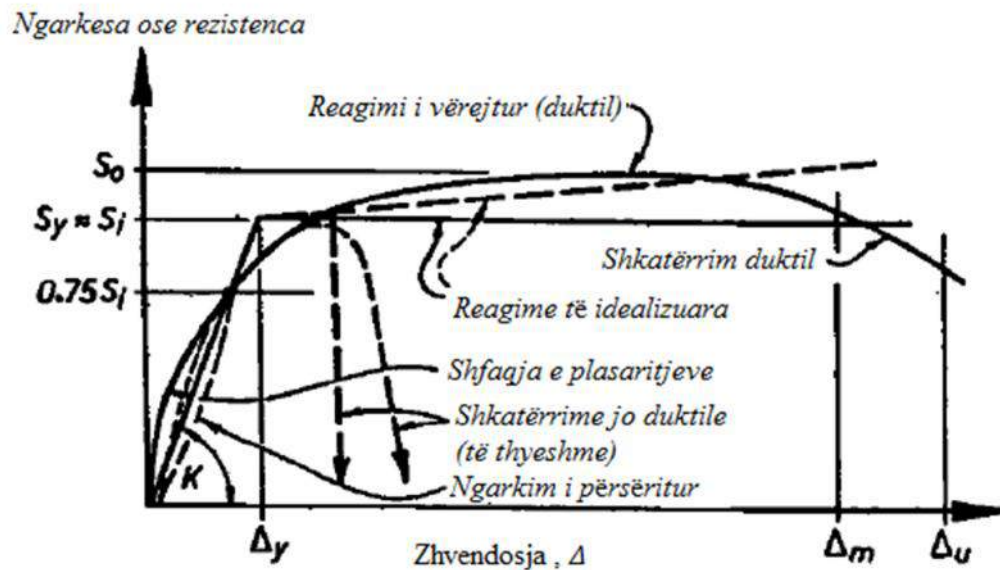


Figura 2. 5: Marrëdhënia tipike ngarkesë - zhvendosje për një element betonarme

Nëse kriteret e shërbimit duhet të kënaqen me një shkallë të arsyeshme besimi, shtrirja dhe ndikimi i plasaritjeve në pjeset përbërëse dhe kontributi i betonit ose muraturës në sforcime duhet të konsiderohen, në lidhje me përmasat e seksionit dhe vetitë e seksionit.

Një marrëdhënie tipike jolineare mes forcave të induktuara dhe zhvendosjeve, duke e përshkruar reagimin e një komponenti të betonit të armuar në lidhje me zhvendosjet me një rritje konstante, si në Figurën 2.5. Për qëllime të llogaritjeve rutinë të projektimit, një nga dy përafrimet bilineare mund të përdoret, ku S_y përcakton forcën ideale në S_i . Pjesa lineare jepet nëpërmjet raportit $K = S_y / \Delta_y$ e cila përdoret për të përcaktuar vlerën e ngurtësisë.

b) Rezistenca

Një vlerë të caktuar të rezistencës duhet të ketë sistemi struktural i përballimit të forcave horizontale të shkaktuara prej lëkundjeve sizmike me qëllim që të sigurojë mosdëmtimin e asnjë elementi struktural për tërmete të moderuar. Gjithashtu shpërndarja e rezistencës të jetë mjaftueshëm uniforme me qëllim shmangien e diferencave të kapaciteteve të kërkuara përgjatë elementeve struktural.

Nëse një strukturë betoni është mbrojtur përkundrajt një ngjarjeje sizmike, reagimi dinamik mund të parashikohet. Kjo do të thotë se struktura duhet të ketë rezistencë të mjaftueshme për t'i rezistuar veprimeve të brendshme të krijuara gjatë reagimit elastik dinamik të strukturës.

c) Duktiliteti

Një vlerë të caktuar të duktilitetit duhet të ketë sistemi struktural i përballimit të forcave horizontale të shkaktuara prej lëkundjeve sizmike me qëllim që të mos ketë reduktim të madh as të ngurtësisë, as të rezistencës e as për zhvendoje të mëdha strukturale të shkaktuara prej termetit të projektimit. Kjo do të shmangte kolapsin e strukturës pas veprimet të termetit të projektimit i cili mund të shoqërohet me goditje të tjera me një intensitet më të vogël se ai i projektimit. Shkatërrimi jo duktil i elementit struktural është i detyrueshëm për të mos patur kolapsin e strukturës. Gjithashtu shpërndarja e duktilitetit në elementët strukturalë duhet të jetë e tillë që të mos lejojë formimin e një mekanizmi kinematik të shkatërrimit.

Të jetë mjaftueshëm uniforme me qëllim shmangien e diferencave të kapaciteteve të kërkuara përgjatë elementeve strukturalë.

Për të minimizuar dëme të mëdha dhe për të siguruar mbijetesën e ndërtesave me rezistencë të moderuar në lidhje me forcat anësore, struktura duhet të jetë e aftë për mbajtjen e një përqindjeje të lartë të rezistencës së tyre fillestare kur një termet i madh shkakton deformime të mëdha. Këto deformime mund të jenë edhe përtej limitit elastik. Kjo aftësi e strukturës ose e komponentëve të saj ose e materialeve të përdorura për të ofruar rezistencë në stadin inelastik është përshkruar me termin e përgjithshëm duktilitet. Kjo përfshin aftësinë për të siguruar deformime të mëdha dhe një kapacitet për të absorbuar energji nga sjellja histeretike. Sjellje histeretike kemi atëherë kur jemi në kushtet e ngarkimeve dhe shkarkimeve të përsëritura. Për këtë arsye ajo është faktori më i rëndësishëm i kërkuar nga projektuesit e objekteve të vendosura në rajonet me sizmicitet të lartë.

Kufiri i duktilitetit, siç tregohet në Figurën 2.5 deri në zhvendosjen Δ_u zakonisht i korrespondon një limit të specifikuar të degradimit të rezistencës. Edhe pse për të arritur këtë limit është ndonjëherë e pamundur, e rëndësishme është se deformimet inelastike mund të jenë të mundura pa pasur kolaps të strukturës. Kështu një shkatërrim duktil dallohet nga një shkatërrimin i tipit të thyeshëm i përfaqësuar Figurën 2.5 nga vija e ndërprerë. Shkatërrimi amorf nënkupton humbjen pothuajse të plotë të rezistencës, zakonisht shpërbërjen e plotë, si dhe mungesa e shenjave paralajmëruese të shkatërrimit. Për arsye të dukshme, shkatërrimi amorf, i cili mund të thuhet se është shkaku kryesor për rrëzimin e ndërtesave nga termetet dhe humbjet e jetëve së njerëzve, duhet të shmanget.

Duktiliteti përcaktohet nga raporti zhvendosjeve totale Δ kundrejt asaj të fillimit të rrjedhshmërisë Δ_y . Duke përdorur idealizimet e Figurën 2.5:

$$\mu = \Delta / \Delta_y > 1 \quad (2.1)$$

Zhvendosjet Δ_y dhe Δ në ekuacioni 2.1 dhe Figurën 2.5 mund të përfaqësojnë sforcime, përkulje, rrotullim apo devijim. Duktiliteti zhvillohet kur dëmtimi është i pashmangshëm $\mu_u = \Delta_u / \Delta_y$. Duktiliteti është nga vetitë strukturore që do të duhet të sigurohet në shumicën e ndërtesave, me qëllim përmbushjen nëqoftëse se sjellja e saj kërkohet të arrihet nën kontrollin e dëmtimit dhe mbijetesës është që arrihet. Një konsiderim i rëndësishëm i përcaktimit të rezistencës së kërkuar sizmike do të jetë vlerësimi maksimal i duktilitetit gjatë lëkundjeve, $\mu_m = \Delta_m / \Delta_y$ (Figurën 2.5),

nuk e kalon potencialin e duktilitetit të disponueshëm μ_u , ku Δ_m është zhvendosja maksimale që merr struktura gjatë lëkundjeve sizmike.

Duktiliteti në pjesët strukturore mund të zhvillohet vetëm nëse materiali i tyre është duktil. Për elementet prej betoni të armuar të strukturës në normat e projektimit jepen kërkesa të veçanta në lidhje me duktilitetin e kërkuar të tyre. Studimet analitike dhe eksperimentale që janë kryer prej vitesh kanë bërë të mundur njohjen sa më të mirë të sjelljes duktile të elementëve dhe faktorëve që influencojnë në këtë parametër kaq të rëndësishëm për projektimin e strukturave që duhet t'u rezistojnë ngarkesave sizmike.

2.4 Të dhënat kryesore të sistemeve strukturore për rezistencën sizmike

Sistemet strukturore nuk reagojnë në mënyrë të njëjtë kur ndodhen nën veprimin e lëkundjeve sizmike. Aspekte të konfigurimit strukturor, të simetrisë, shpërndarja e masave, dhe rregullsia në vertikalisht kanë një rëndësi kryesore në reagimin e tyre. Detyra e parë e projektuesit do të jetë për të zgjedhur sistemin strukturor më të favorshëm, për të patur performancë sizmike të kënaqshme brenda kufizimeve të diktuar nga kërkesat arkitektonike.

Parregullsitë, shpesh të pashmangshme, kontribuojnë në kompleksitetin e sjelljes strukturore. Kur nuk njihen, ato mund të rezultojnë me dëme të paparashikueshme dhe deri në kolaps. Janë shumë burime që sjellin parregullsitë strukturore. Ndryshimet drastike në gjeometri, ndërprerja e rrugës së ngarkesës, pavazhdueshmëria e rezistencës dhe ngurtësisë, ndërprerjet nga hapjet në zonat kritike, përmasat e pazakonta të elementëve, mungesë e rishpërndarjes janë vetëm disa nga faktoret negativë që komplikojnë reagimin e strukturave. Njohja e shumë prej këtyre parregullsive dhe koncepteve për masat përmirësuese për shmangien ose zbutjen e efekteve të tyre të padëshirueshme mbështeten në të kuptuarit e sjelljes strukturore. Ndërgjegjësimi për të kërkuar për karakteristikat strukturore të padëshirueshme dhe përvoja e projektimit janë attribute të paçmueshme. Rëndësia relative e disa parregullsive mund të përcaktohet. Në këtë drejtim disa kode të japin udhëzime të vlefshme për shmangien e këtyre karakteristikave strukturore të padëshirueshme.

2.4.1 Sistemet strukturore për forcat sizmike

Qëllimi parësor i të gjitha strukturave të përdorura në ndërtesa është të përballojë ngarkesën e gravitetit. Megjithatë ndërtesat mund të jenë nënshtruar ndaj forcave anësore për shkak të erës ose tërmeteve. Në një ndërtesë të lartë, më të rëndësishme do të jenë efektet e forcave anësore. Supozohet se kriteret sizmike dhe jo era ose forcat shpërthyes udhëheqin projektimin për rezistencë anësore të ndërtesave. Tre llojet e strukturave, më të përdorura zakonisht për ndërtesat janë:

a) Sisteme me Rama

Quhet ai sistem i cili ngarkesa vertikale dhe ato anësore përballohen kryesisht prej ramave hapësinore. Ramat mund të jenë plane apo hapësinore. Natyrisht që koncepti i ramave plane

është një thjeshtim që ne bëjmë dhe përdoret në rastet kur ne kemi simetri të plotë si në plan ashtu edhe në vertikalisht. Vetëm në këto raste ne mund të bëjmë llogaritjen e strukturës në plan. Në të gjitha rastet e tjera duhet t'i llogaritim rrat në hapësirë. Përballimi i forcave horizontale (duke përfshirë edhe ato vertikale) sigurohet me anë momenteve rezistues të përkuljes në elementët tra dhe kollonë. Projektimi sipas kapaciteteve bazohet në konceptin kollone e fortë dhe tra i butë. Formimi i pikave të shuarjes së energjisë së tërmetit ose siç quhen ndryshe çernierat plastike duhet të formohen fillimisht në trarët e rrat. Vetëm kështu mund të kemi një mobilizim maksimal të elementëve strukturorë për të përballuar forcat e shkaktuara prej lëkundjeve sizmike. Krijimi i tyre më parë në kollona do të sillte humbje të qëndrueshmërisë së strukturës. Këto kushte sigurohen në bazë të analizës së kapaciteteve të tyre duke siguruar që momentet rezistues në kollona të jenë të paktën 1.3 herë më të larta se ato të shumatorës së trarëve. Nisur nga ky kushte bëhen edhe detajimet e elementëve strukturorë.

b) Sisteme me Mure

Ky është një tip i veçantë i sistemeve ku ngarkesa vertikale dhe ato anësore përballohen nga mure vertikale që quhen edhe “diafragma strukturorë”. Këto projektohen sipas skemave me inkastrim në tokë. Në këto sisteme muret mund të punojnë të veçuar, d.m.th të pavarur nga njëri-tjetri, por mund të jenë edhe të lidhur me anë trarësh duktilë që realizojnë bashkëpunimin e tyre, duke reduktuar efektet (momentet) vepruese në to.

Në Eurokodin 8 (EC8-2004) si tip i veçantë i sistemeve me mure dallohet rasti kur muret janë me seksione tërthore të përmasave të mëdha dhe të armuar lehtë. Në dallim nga rastet me mure duktile, në konceptimin dhe llogaritjen e këtij tipi parashikohet një sjellje inelastike mjaft e kufizuar e mureve të këtij sistemi (pra kufizohet duktiliteti).

c) Sistemi Dual ose Mikst

Quajmë atë sistem ku përballimi i ngarkesave vertikale bëhet kryesisht nga rama hapësinore, kurse në rezistencën ndaj ngarkesave anësore kontribuojnë pjesërisht sistemi ramë dhe pjesërisht muret strukturorë, të veçuar ose të lidhur (bashkëpunues) me njëri-tjetrin. Në varësi të kontributeve që jep për përballimin e ngarkesës anësore secili prej sistemeve komponentë, mbi 50% dhe nën 50%, sistemet dualë konsiderohen përkatësisht si me rama-ekuivalente dhe me mure-ekuivalente. Strukturat mikse janë konceptime efikase antisizmike veçanërisht për ndërtesa të larta dhe shumë të larta. Për shkak të ngurtësisë së lartë të mureve arrihet të mbahen nën kontroll zhvendosjet relative të kateve.

2.5 Rregullat bazë të konceptimit struktural

2.5.1 Thjeshtësia e strukturës

Sistemet strukturorë duhet të sigurojnë rrugën sa më të thjeshtë dhe të drejtpërdrejtë të përcjelljes së forcave inerciale në drejtim të themeleve të tyre. Gjithashtu thjeshtësia strukturale karakterizohet nga modelimi, analizimi, detajimi dhe ndërtimi i strukturave të thjeshta duke i

zvogëluar kështu mundësitë e pasaktësive të ndryshme dhe për rrjedhojë duke parashikuar kështu sa më saktë reagimin sizmik të strukturës.

2.5.2 Uniformiteti simetria dhe rezerva (redundancy)

Sistemet strukturore duhet të sigurojnë uniformitet të shpërndarjes së masave dhe të ngurtësisë si në plane ashtu edhe në lartësi. Sistemet duhet të paraqesin rezervë të pranueshme në kuptimin se nëse njëri prej elementëve strukturalë mund të shkatërrohet në rastet ekstreme, atëherë duhet të ketë një sërë elementësh tjetër që mund ta shpërndajë ngarkesën që elementi i shkatërruar ishte duke mbajtur me qëllim që struktura e mbetur të mos shkatërrohet.

2.5.3 Rëndësia e sjelljes së ndërkatit si një diafragmë

Planet e thjeshta dhe mundësisht simetrike të ndërtesave mbajnë premtimin e përgjigjes më efikase dhe të parashikueshme sizmike të secilit komponent struktural. Një parakusht për një ndërveprim të dëshirueshëm brenda ndërtesës për të gjithë komponentët vertikalë të sistemit strukturalë që përballojnë forcat anësore është një ndërlidhje efektive dhe relativisht e ngurtë e këtyre komponenteve në nivele të përshtatshme. Kjo është zakonisht e arritur me përdorimin e soletave të ndërkateve, të cilat pasi sigurojnë mbajtjen e forcave vertikale gjithashtu realizojnë përcjelljen e forcave inerciale të shkaktuara prej lëkundjeve sizmike në elementet strukturalë të përballimit të forcave horizontale. Elementët vertikalë në këtë mënyrë do të kontribuojnë në rezistencën totale kundrejt forcave anësore, në proporcion me ngurtësinë e tyre. Për këtë arsye elementët vertikalë do të ekzistojnë në çdo nivel. Një tjetër funksion i një sistemi kat, duke vepruar si një diafragmë, është për të transmetuar forcat inercinë e krijuara nga përsheptimet e tërmetit të masës së katit.

2.5.4 Rezistenca dhe ngurtësia në përdredhje

Përveç rezistencës për forcat anësore struktura duhet të sigurojë gjithashtu edhe një rezistencë dhe ngurtësi për të përballuar efektin e përdredhjes. Kjo e fundit ka tendencë që t'i ngarkojë elementët strukturalë në një formë të çrregullt. Kjo arrihet duke zvogëluar distancën mes qendrës së masës (CM), ku forcat sizmike horizontale janë aplikuar, dhe qendrës së ngurtësisë (CR) (Figurën 2.6).

Një numër i shembujve për pozicionet e padëshiruara të elementëve rezistues të forcave të jashtme, e përbërë nga mure strukturalë dhe rama, dhe pozicionet e preferuara janë dhënë në Figurën 2.6. Ndërsa rol primar i ramave në këto shembuj do të jetë përballimi i ngarkesës së gravitetit, duhet të përmendim se ramat do të kontribuojnë gjithashtu në rezistencën nga forcat anësore dhe ngurtësisë në përdredhje.

Figurën 2.6 (a) tregon se për shkak të vendndodhjes së një muri në fund, në pjesën perëndimore të një ndërtese, zhvendosje shumë të mëdha, si rezultat zhvendosjeve të dyshemesë dhe rrotullimeve, Figura 2.6, do të ndodhin në fund në lindje. Si pasojë, elementët e ramës të pozicionuara në lindje mund të jenë subject i deformimeve të tepërta joelastike (duktiliteti).

Kërkesat e tepërta të duktilitetit e tillë një vend mund të shkaktojë degradim të konsiderueshëm të ngurtësisë së ramës.

Kjo do të çojë në një ndryshim të mëtejshëm të qendrës së ngurtësisë dhe si pasojë të një përforsimi të efekteve përdredhëse. Një zgjidhje për përmirësim, siç tregohet në Figurën 2.6 (b), ku thelbi i shërbimit është bërë jostrukturor dhe një mur strukturor i shtuar në fund në lindje do të sigurojë që qendra e masës dhe ngurtësisë praktikisht të përkojë. Prandaj vetëm zhvendosjet dominuese të katit, imponojnë kërkesa të njëjta të duktilitetit në të gjitha ramat dhe muret. Analizat mund të tregojnë se në disa ndërtesa efektet përdredhëse, Figura 2.6, mund të jenë të neglizhueshme. Megjithatë, si rezultat i variacioneve normal në të dhënat e materialit dhe seksioneve gjeometrike, dhe gjithashtu për shkak të efekteve të komponentëve përdredhës të lëvizjes së terrenit, rrotullimi mund të lindë edhe në ndërtesat teorikisht të përkryera simetrikisht.

Prandaj kodet kërkojnë që kompensimi të bëhet në të gjitha ndërtesat për të ashtëquajturat efekte 'aksidentale' përdredhëse.

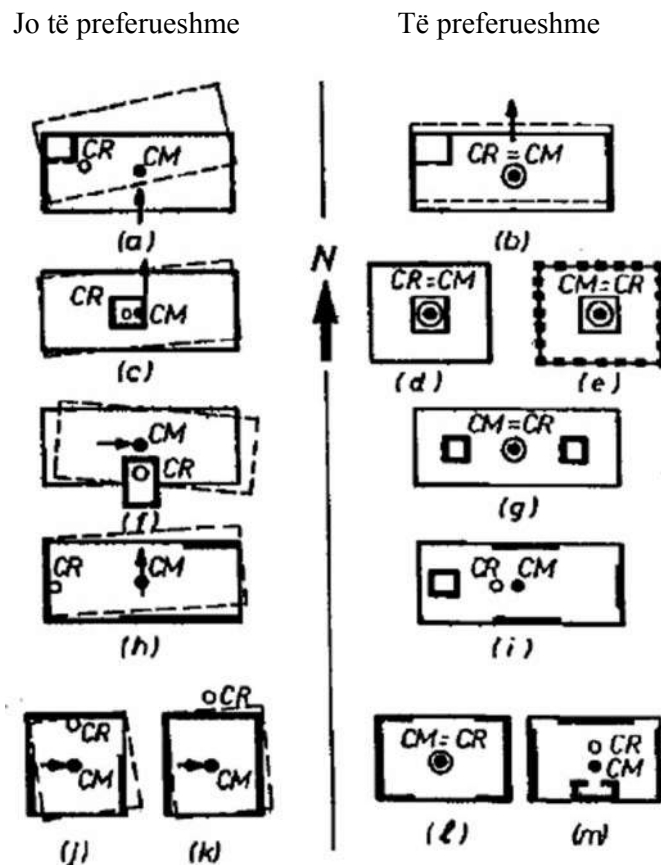


Figura 2. 6: Marrëdhënia e masës dhe ngurtësisë me planet. (Rrjeti i ramave në çdo plan nuk është treguar.)

Edhe pse një element betoni apo murature, siç tregohet në Figurën 2.6 (c), mund të shfaqin një fortësi, ngurtësi të mirë, sidomos pas fillimit të plasaritjeve diagonale, mund të mos mjaftojnë

për të parandaluar deformimet e tepërta në lindje dhe perëndim të ndërtesës. Përdredhjet e ngjashme mund të çojnë në zhvendosje të pranueshme të planeve katrore me bërthama relativisht të mëdha, siç shihet në Figurën 2.6 (d). Kolonat e vendosura afër, të ndërlidhura nga trarët rreth perimetrit të ndërtesave të tilla, Figura 2.6 (d), mund të sigurojnë kontroll të shkëlqyer të reagimit nga përdredhja. Eksentriciteti që krijohet në planimetrinë (f) mund të çojë në efekte të tepërta përdredhëse nën veprimin sizmik në drejtimin lindje-perëndim.

Avantazhet e marrëveshjes, të treguara në Figurën 2.6 (g), në aspektin e reagimit ndaj forcave horizontale janë të dukshme. Ndërsa vendet e mureve në Figurën 2.6 (h), për të rezistuar forcat anësore, jashtëqendërsi e madhe e qendrës së masës në lidhje me qendrën e ngurtësi do të rezultojë me një rrotullim të madh kur forcat anësore janë aplikuar në drejtimin veri-jug. Vendosjen e të paktën një elementi të ngurtë në ose pranë njërës prej katër anëve të ndërtesës, siç tregohet në Figurën 2.6 (i), siguron një rregullim veçanërisht të dëshiruar strukturor.

Shembuj të mëtejshëm janë dhënë në Figurën 2.6 (j) deri në (m). Edhe pse në shembujt e treguar në Figurën 2.6 (j) dhe (k) me jashtëqendërsi të madhe, të dyja ngurtësitë dhe fortësia e këtyre mureve mund të jetë i përshtatshëm për të përshtatur efektet përdredhëse. Shembujt e Figurës 2.6 zbatohen për strukturat ku muret sigurojnë rezistencë ndaj ngarkesave anësore. Parimet zbatohen edhe për sistemet e përshtatura, edhe pse ajo është më pak e përbashkët për efektet e tepërta përdredhëse të zhvilluara në ramë.

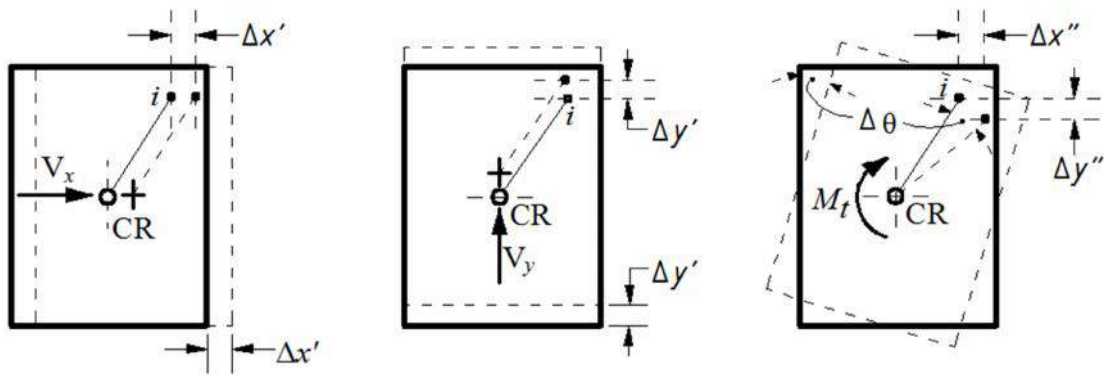
2.5.5 Rregullsia në plan dhe në lartësi

a) Reagimi në plan: Qendra e masës dhe e ngurtësisë

Sistemi strukturor mund të përbëhet nga rama ose mure, ose një kombinim i tyre siç tregohet në Figurën 2.7. Pozicioni i forcave rezultante V_j në planin horizontal do të varet në planin e shpërndarjes të elementëve vertikalë dhe duhet të konsiderohet gjithashtu. Si pasojë, dy koncepte të rëndësishme duhet të përcaktohen. Këto do të mundësojnë vlerësimin sa më të mirë të reagimit të sistemeve strukturare në funksion të konfigurimit të elementëve struktural dhe jostruktural të objektit.

Qendra e masës:

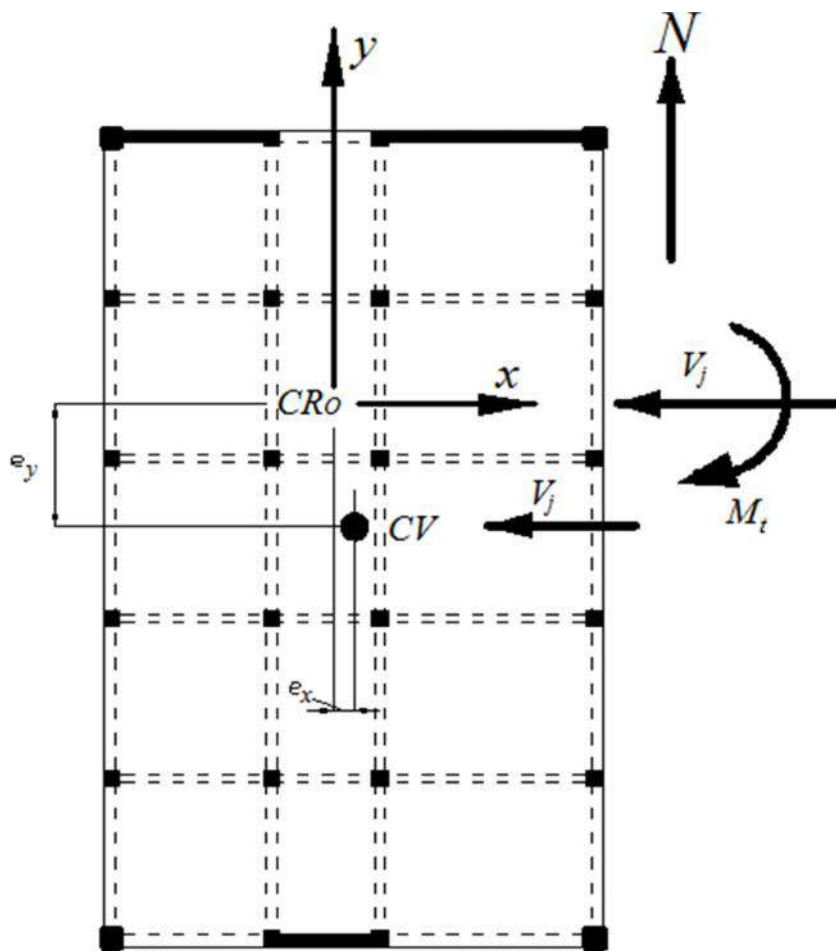
Gjatë një tërmeti, nxitimi i shkaktuar prej forcave inerciale do të gjenerohet në çdo nivel dysHEMEJE, ku masa e një kati mund të supozohet e përqëndruar. Prandaj vendndodhja e një force në një nivel të caktuar do të përcaktohet nga qendra e masës në atë nivel. Në ndërtesat e rregullta, siç tregohet në Figurën 2.7 (d), pozicioni i qendrave të masave në kat do të ndryshojnë shumë pak nga niveli në nivel. Megjithatë, shpërndarja e parregullt e masës në lartësinë e ndërtesës mund të rezultojë në variacionet në qendrat e masave, të cilat do të duhet të vlerësohen. Për shembull, pozicioni i forcës prerëse V_j brenda katit të tretë është përcaktuar nga pika CV në Figurën 2.7 (d), ku kjo forcë prerëse është treguar për të vepruar në drejtim lindje-perëndim. Në varësi nga drejtimi i nxitimit të tërmetit të induktuar në çdo çast, forca V_j që kalon në këtë pikë mund të veprojë në çdo drejtim. Për një ndërtesë të tipit të treguar në Figurën 2.7 (d), ajo është e mjaftueshme, nëse konsiderohet vetëm përgjatë dy akseve kryesore të planit.



(a) Zhvendosje

(b) Zhvendosje

(c) Përdredhje



(d) Eksentriciteti

Figura 2. 7: Zhvendosjet relative të planit

Qendra e ngurtësisë:

Si rezultat i forcave anësore, një kat i ndërtesës zhvendoset horizontalisht si një trup i ngurtë, një konstante zhvendosjesh midis kateve Δ_x , do të imponohet në të gjitha ramat dhe muret në atë kat. Prandaj, forcat e detyruara në këto rama dhe mure në katet përkatëse, do të jetë në proporcion me ngurtësinë përkatëse.

Forcat rezultante, $V_j = V_x$, të induktuara nga zhvendosjet Δ_x , do të kalojnë në qendrën e ngurtësisë (CR) në Figurën 2.8 (d). Në mënyrë të ngjashme, një zhvendosje relative e katit në veri Δ_y në Figurën 2.8 (b), do të nxisë një forcë në secilën prej katër ramave Figura 2.8 (d), rezultatja e të cilave, V_y , do të kalojë përmes qendrës së ngurtësisë CR. Kjo pikë, e përcaktuar si qendra e ngurtësisë, pozicionon forcën prerëse të një kati V_j , e cila do të shkaktojë zhvendosje relative.

Pozicioni i qendrës së ngurtësisë mund të jetë i ndryshëm në çdo kat. Është e rëndësishme që forcat prerëse të aplikuara të jenë në drejtimin me planin horizontal. Një forcë e tillë mund të zgjidhet në komponentë, të tilla si V_x dhe V_y të treguara në Figurat 2.8 (a) dhe (b), të cilat shkaktojnë zhvendosje të katit përkatësisht Δ_x dhe Δ_y .

Meqënëse forca inerciale të katit V_j në Figurën 2.8 (d) vepron përmes pikës CV dhe forcat rezistente të prerjes nga qendra e ngurtësisë CR, ajo do të shkaktojë përdredhje dhe zhvendosje relative të katit. Për lehtësi, V_j mund të zëvendësohet nga një forcë e barabartë e cila vepron nëpërmjet CR, kështu shkaktohet zhvendosje dhe një moment $M_t = e_y V_j$, rreth CR.

Zhvendosjet nga rrotullimi i kateve, kombinuar me zhvendosjet translativë të tyre do të rezultojnë në zhvendosje të mëdha të kateve të ndërmjetme të cilat do të jenë të vështira për tu përballuar. Për këtë arsye, projektuesi duhet të përpiket të minimizojë përmasat e përdredhjes së katit M_t . Kjo mund të arrihet me një ngurtësi të caktuar, duke minimizuar distancën midis qendrës së ngurtësisë (CR) dhe vijës së veprimt në kat të forcës prerëse (CV). Për të arritur këtë në aspektin e forcave në kat, distanca mes qendrës së ngurtësisë dhe qendrës së masës duhet të minimizohet.

b) Konfigurimi në vertikalisht

Shembuj të parregullsive vertikale në ndërtesat duke përdorur muret strukturore si elemente kryesore që i rezistojnë forcave të jashme janë treguar në Figurën 2.8, së bashku me përmirësime të sugjeruara. Kur një hapësirë e hapur e madhe është dhënë në katin e parë, projektuesit janë tunduar shpesh të ndërpresin muret strukturore, të cilat mund të zgjaten deri në lartësinë e plotë të ndërtesës, në nivelin 2, Figura 2.8. Në këtë rast do të zhvillohet fenomeni i ashtëquajtur kat i butë (soft story). Kjo mund të imponojë kërkesën për duktilitet në kolona e cila mund të jetë përtej kapacitetit të tyre në duktilitet.

Një vazhdim i mureve, ndërlidhur me bashkim trarëve në çdo kat, deri në themelet, të treguar në Figurën 2.8 (b), do, nga ana tjetër, rezultati në njërit prej konfigurimeve më dëshiruara strukturore.

Panelet e murit të treguar në Figurën 2.8, mund të sigurojnë një rrugë për ngarkesat anësore të tërmetit. Megjithatë, trasmetimi i këtyre forcave në qoshe do të kërkojë detajimin dhe përforsimin e nevojshëm për duktilitet e kërkuar, jashtëzakonisht të vështirë. Asambleja e të gjitha paneleve në një konsol të vetme, Figura 2.8, me ose pa rama që ndërveprojnë, rezulton në një sistem të shkëlqyer që i reziston forcave anësore. Sistemi struktural i Figurës 2.8 (d) trajtohet më poshtë. Një ndërprerje e mureve mbi një ose më shumë kate të ndërmjetme, Figurën 2.8 (e), do të sigurojë përqëndrime të drifteve në ato kate. Pavazhdueshmëria gjeometrike e tipeve të treguara në Figurën 2.8 (f), janë, nga ana tjetër, të pranueshme, ashtu si shpërndarja e rezistencës dhe ngurtësisë në lartësi është e krahasueshme me forcën e pritshme dhe zhvendosjet.

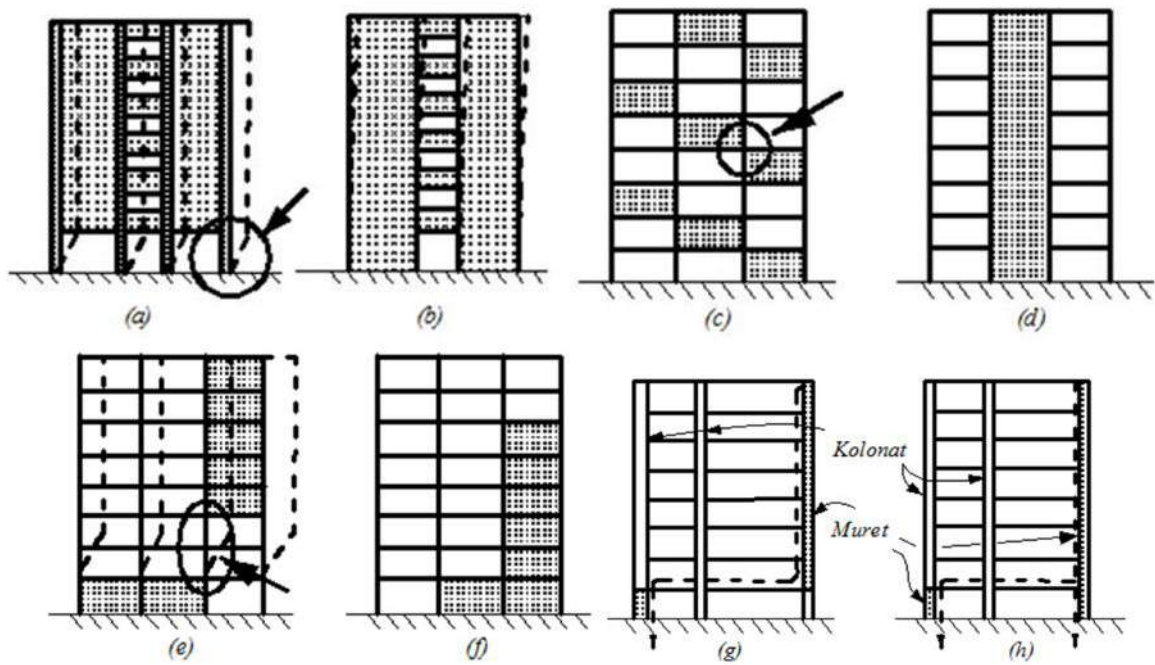


Figura 2.8: Ndryshimi i ngurtësisë së katit në lartësi

Pamja e strukturës e treguar në Figurën 2.8 (a) mund të tregohet si në Figurën 2.8 (g). Kjo tregon se një pjesë e madhe e forcave të tërmetit të akumuluar nga nivelet e sipërme, rezultojnë me vlera të mëdha në murin që ndodhet në katin e dytë, dhe për këtë do të duhet të transferohen në një mur të shkurtër me ngurtësi të madhe në anën e kundërt të objektit. Shigjetat në Figurën 2.8 (g) tregojnë devijimin e rrugës së forcave të brendshme që çojnë në themel, të cilat mund të imponojnë kërkesa të tepërta në të dy rrotullimet në katin e parë dhe veprimet brenda diafragmave dyshe. Të dyja këto efekte të padëshiruara do të lehtësohen nëse muri përfundon në themel, Figura 2.8.

Një tjetër burim i dëmit të madh, veçanërisht në kollonat, vërejtur në mënyrë të përsëritur në tërmete, është ndërhyrja me deformime natyrore të elementëve jo strukturorë, të tilla si muret mbushës.

2.6 Kriteret për zhvendosjet e lejuara

2.6.1 Analiza e zhvendosjeve

Në se kryhet analizë lineare, zhvendosjet që shkakton veprimi sizmik projektues duhet të llogariten mbi bazën e deformimeve elastike të sistemit strukturor nëpërmjet shprehjeve të thjeshtuara vijuese:

$$d_s = q_d * d_e \quad (2.2)$$

ku:

d_s - zhvendosja e një pike të sistemit strukturor, e shkaktuar nga veprimi sizmik projektues;

q_d - faktori i sjelljes i zhvendosjeve, i supozuar si i barabartë me q në se nuk specifikohet ndryshe;

d_e - zhvendosja e të njëjtës pike të sistemit strukturor, e përcaktuar sipas analizës lineare, bazuar në spektrin e reagimit të projektimit

Nuk është e nevojshme që vlerat d_s të jenë më të mëdha se vlerat që kanë rezultuar nga spektri elastik.

Në përgjithësi, madhësia q_d është më e madhe se q nëse perioda e parë (themelore) e strukturës është me pak se T_C .

Gjatë përcaktimit të zhvendosjeve d_e duhet të merren parasysh efektet përdredhëse të veprimit sizmik. Për analizën jo-lineare, statike ose dinamike, vlerat e zhvendosjeve janë ato që përftohen direkt nga analiza përkatëse.

2.6.2 Kufizimet e dëmtimeve

Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve konsiderohet e plotësuar nëse për një veprim sizmik që ka një probabilitet më të madh ndodhjeje se sa veprimi sizmik i përdorur për kontrollin e “kërkesës së mos-shëmbjes”, zhvendosjet ndërmjet kateve (“interstorey drifts”) janë të kufizuara.

Në rastin e ndërtesave të rëndësishme të mbrojtjes civile, ose të atyre që kanë pajisje të ndjeshme, lidhur me kufizimin e dëmtimeve, mund të kryhen kontrole shtesë.

1) Nëse nuk specifikohet ndryshe, atëherë duhet të respektohen kufijtë vijues:

a) për ndërtesat që kanë elemente jo–strukturorë me materiale amorfe (të thyeshëm), dhe të cilat janë të lidhura (të bashkëngjitura) me strukturën:

$$d_{rv} \leq 0,005 h \quad (2.3)$$

b) për ndërtesat që kanë elementë jo–strukture duktile:

$$d_{rv} \leq 0,0075 h \quad (2.4)$$

c) për ndërtesat që kanë elementë jo-strukture të fiksuar në një mënyrë të tillë që nuk ndërhyjnë (ndikojnë) në deformimet strukture:

$$d_r v \leq 0,010 h \quad (2.5)$$

ku:

d_r - zhvendosja projektuese midis kateve,

h - lartësia e katit;

v - faktor reduktues që merr parasysh periodën më të ulët të përsëritjes të veprimit sizmik, që lidhet me kërkesën e kufizimit të dëmtimeve.

Vlera e faktorit reduktues v mund të varet nga klasa e rëndësisë të ndërtesës. Në përdorimin e saj, në mënyrë implicite supozohet se spektri i reagimit elastik i veprimit sizmik për “kërkesën e mos-shëmbjes” ka të njëjtën formë sikurse spektri i veprimit sizmik për “kërkesën e kufizimit të dëmtimeve”

KAPITULLI 3

ANALIZA SIZMIKE E STRUKTURAVE PREJ BETONI TË ARMUAR PA TRARË

3.1 Bazat teorike të analizës së soletave pa trarë

Bazuar në Eurokodet strukturat prej betoni të armuar të formuara nga elementë horizontalë tip soletë pa trarë këtu më poshtë do të paraqesim shkurtimisht metoden e analizimit dhe të projektimit të tyre vetëm nën veprimin e forcave vertikale dhe gjithashtu kur ato projektohen për të përballuar vetëm pjesërisht për të përballuar forcat horizontale të shkaktuara prej tërmetejeve. Analiza e soletave pa trarë mund të bëhet me metodën e elementëve të fundëm ose me metodën e ramave ekuivalente.

3.2 Metoda e ramave ekuivalente

Struktura duhet të modelohet si ramë nëse ajo ndahet horizontalisht dhe vertikalisht në elementë, kollona dhe fragmente të soletave. Ngurtësia e elementëve llogaritet prej seksioneve tërthore të tyre. Ndërkohë që për forcat vertikale ngurtësia e elementëve është ajo e seksioneve të plotë të tyre, për veprimin e forcave horizontale 40% e këtyre vlerave duhet konsideruar duke u nisur nga fleksibiliteti që nyja soletë - kolonë paraqet.

Vlerat e momenteve të llogaritura duhet të shpërndahet përgjatë panelit. Momentet negative tentojnë të përqëndrohen në aksin e kollonave.

Panelet duhet të ndahen në shirita të kollonave dhe shirita të mesit të panelit sipas Figurës 3.1 dhe momenti përkules duhet të ndahet sipas Tabelës 3.1.

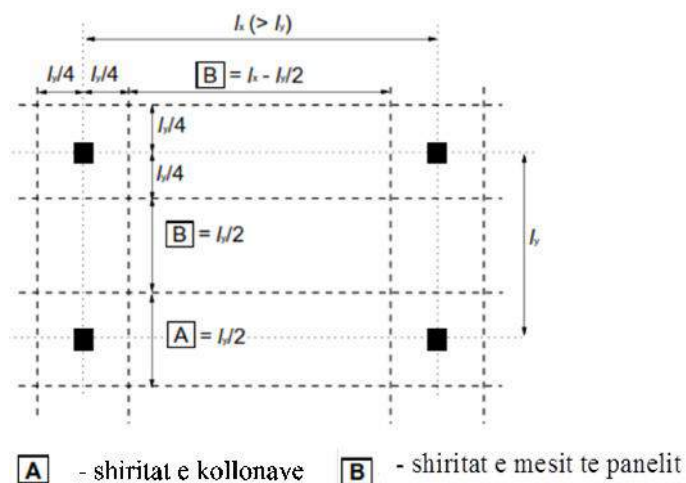


Figura 3. 1: Ndarja e panelit në soletën beton armë

Tabela 3. 1: Momenti përkulës në shiritat e konsideruar

	Momente negative	Momente pozitive
Shiriti i kollonës	60 – 80 %	50 – 70 %
Shiritat e mesit te panelit	40 – 20 %	50 – 30 %
Shënim: Shuma e momentit negativ dhe pozitiv gjithmonë duhet të plotësojë vlerën e plotë 100%		

Në rast se në perimetër të soletës nuk ndodhet një tra perimetral i cili është llogaritur t'i rezistojë momenteve përdredhës atëherë momentet që duhet t'i transferohen anës së soletës ose kollonës së cepit nuk duhet ta kalojnë vlerën $0.17 b_e d^2 f_{ck}$.

Në rastet e modelimit të soletës me metodën e elementëve të fundëm tip pllakë atëherë është e rëndësishme analiza e forcave që do të shkaktohen në elementët tip pllakë duke e ngarkuar soletën në formë shahu ku njëherë do të konsiderohet ngarkesa e përkohshme dhe njëherë jo. Vlerat ekstremale të merren dhe mbi bazën e tyre të bëhet llogaritja e armimit. Kriteri për të ruajtur një minimum të momenteve anësore siç e parashtruar më sipër vlen edhe në këtë rast.

3.3 Detajimi i soletave pa trarë

a) Soleta mbi kollonat e mesit

Në kollonat e mesit duhet të vendosen 50% e armimit në zonën që ndodhet ndërmjet distancës 12.5% në secilën anë të kollonës. Gjithashtu minimum i shufrave të armimit në pjesën e poshtme të soletës që duhet të kalojnë në brendësi të kollonës në të dy drejtimet duhet të jetë 2.

b) Soletat në kollonat në anë dhe në cep

Armimi i nevojshëm që duhet për të përcjellë momentet përkulëse duhet të vendoset në gjerësinë efektive b_e sipas figurës së mëposhtme:

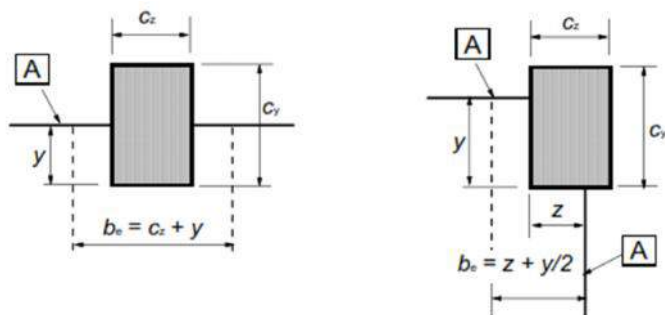
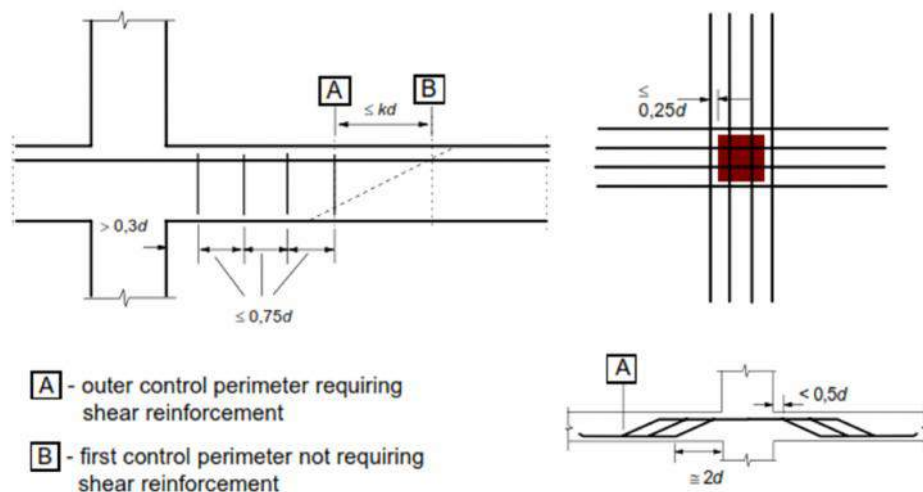


Figura 3. 2: Gjerësia efektive për kollonat e anës dhe të cepit

c) Armimi shtesë për resistencën në shpim

Atëhere kur është i nevojshëm armimi për të rritur rezistencën në shpim ai duhet të vendoset ndërmjet zonës së ngarkuar dhe perimetrit të parë që nuk kërkon armim shtesë:



A- Perimetri i jashtëm që kërkon armim dhe **B**- Perimetri i parë që nuk kërkon armim

Figura 3. 3: Detaji i armimit shtesë për t'i rezistuar shpimit të soletës

Aty ku është e nevojshme armimi shtesë llogaritet sipas formulës:

$$A_{sw,min} * (1.5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (S_r * S_t) \geq 0.08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$$

α është këndi ndërmjet armimit kryesor dhe atij të kunjave shtesë

S_r distanca në drejtimin radial e kunjave

S_t distanca në drejtimin tagencial

f_{ck} në Mpa

Ndërsa në rastin e përdorimit të armimit të përkulur vetëm ata që janë të vendosur në distancën 0.25d dhe në brendësi të zonës së ngarkuar mund të konsiderohen si armim shtesë për përballimin e shpimit.

3.4 Metoda e traut efektiv sipas ASCE/SEI 41

Në bazë të studimeve të realizuara në një sërë studimesh [Hwang and Moehle, 2000] më poshtë po paraqesim shkurtimisht elementët kryesorë të kësaj metodologjie.

3.4.1 Modelimi i ngurtësisë

Përafrime të ndryshme mund të bëhen në modelimin e marrëdhënies forcë - zhvendosje të ramave pa trarë. Në metodën e përdorimit të trarëve efektiv kollona modelohet si frame ndërsa

soleta modelohet si tra me gjerësi e cila është një fraksion i caktuar i soletës. Gjerësia është e reduktuar si pasojë e përkuljes jouniforme që ajo kryen përgjatë drejtimit tërthor l_2 . Ngurtësia e traun efektiv mund të llogaritet:

$$E_c I_{\text{effective}} = E_c \beta (\alpha l_2 h^3 / 12) \quad (3.1)$$

ku E_c është moduli i elasticitetit të betonit, $I_{\text{effective}}$ momenti efektiv i inertësisë, α faktori i traun efektiv sipas Figurës 3.4, l_2 është gjatësia në drejtimin pingul me drejtimin e marrë në konsideratë. (sipas kapitullit 13 të ACI 318-05), dhe h është gjerësia e soletës. Faktori β merr në konsideratë efektin e plasaritjeve në soletë.

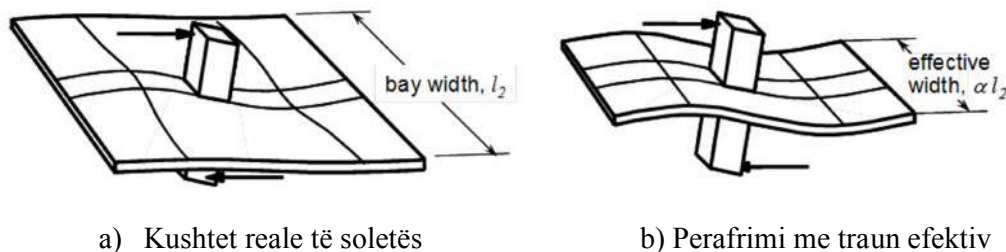


Figura 3. 4: Modelimi i soletës me traun efektiv

$\alpha l_2 = 2c_1 + l_1 / 3$ për ramat në brendësi, duke përfshir edhe lidhjet me pikën anësore (5)

$\alpha l_2 = 2c_1 + l_1 / 6$ për ramat anësore për drejtimin e ngarkimit paralel me anën

c_1 dimensiononi i kollonës paralel me hapësirën, l_1 është distancë aks me aks në drejtimin që është duke u marrë në konsideratë. Këto formula aplikohen në rastin kur pjesa e soletës në brendësi të kollonës është modeluar e ngurtë.

Vlerat tipike të α për rama të brendshme variojnë nga me r/c $1/2 \div 2/3$ për soletat e pasnderura. Për ramat paralel me anën vlerat e këtij koeficienti janë sa gjysma e vlerave të mësipërme.

Ndërsa për reduktimin e ngurtësisë së soletës si pasojë e të plasurave varet nga një numër i shumtë faktoresh. Ndërtimi, shërbimi, tërmetet, pastensionimi etj. Vlera tipike të koeficientit β variojnë nga $1/3$ në $1/2$, 1.2 për r/c dhe 1.3 për soletat e pasnderura (Allen dhe Darvall, 1977; Vanderbilt the Corley, 1983; Grossman, 1997; FEMA 274, 1997; Hwang dhe Moehle, 2000; Kang dhe Wallace, 2005).

Sygjerimet më të fundit lidhur me këtë koeficient jepen sipas funksionit të mëposhtëm Hwang dhe Moehle (2000):

$$\beta = 4c_1 / l_1 \geq 1/3 \quad (3.2)$$

Për soletat e pasnderura një vlerë më e madhe e β është më e përshtatshme për shkak të plasaritjeve shtesë si pasojë e pastensionimit. Sipas Kang dhe Wallace (2005), $\beta = 1/2$ sygjerohet.

Figura 3.5 paraqet ngurtësinë efektive të normalizuar ($E_c I_{\text{effective}}$) nga ekuacioni 3.1 të pjesëtuar me $(E_c l_2 h^3 / 12)$ për nyjet e brendshme për disa raporte të l_2 / l_1 për të dy llojet e betonarmesë normale RC dhe të asaj të pasnderur PT.

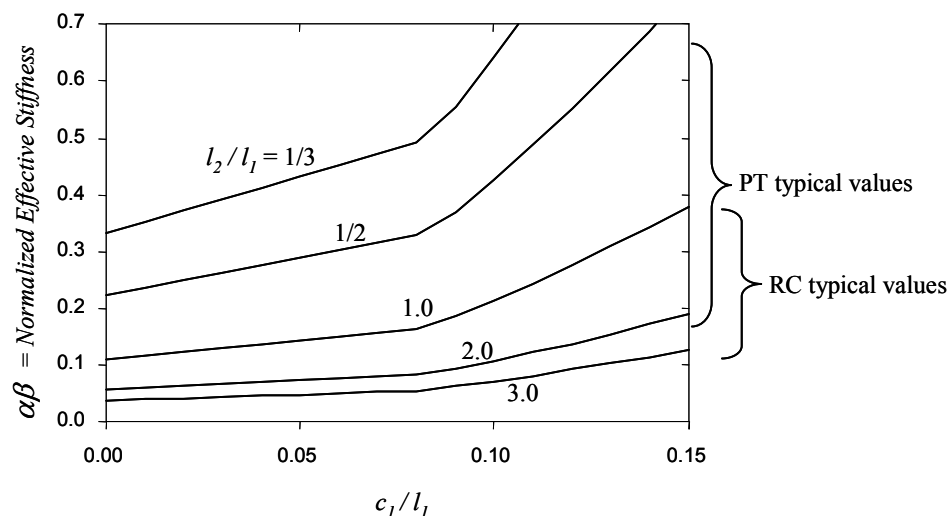


Figura 3. 5: Faktorët e ndikimit të ngurtësisë për ramat e brëndshme

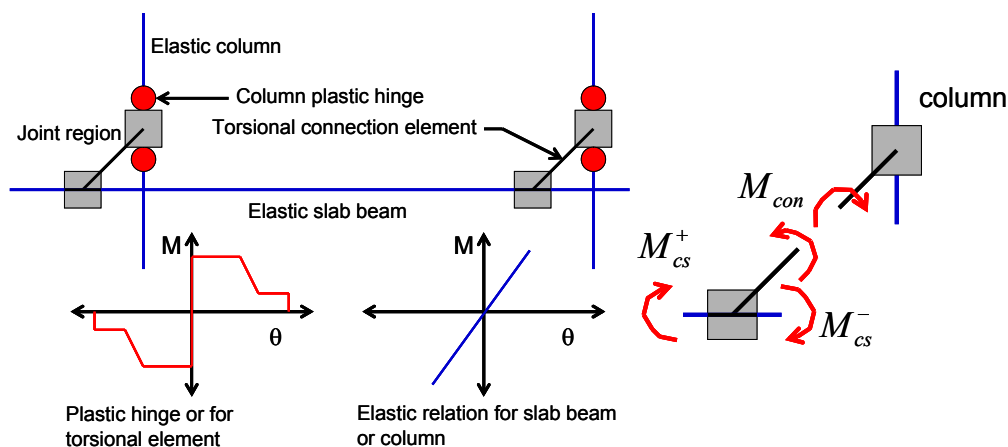


Figura 3. 6: Model i nyjes së bashkimit soletë kullonë

3.4.2 Modelimi për analizë jolineare

Bashkimi i traut me kullonën bëhet në mënyrë direkte ndërsa bashkimi i soletës me kullonën bëhet në mënyrë indirekte, ky bashkim realizohet përreth kullonës. Një mënyrë modelimi i bashkimit është duke shtuar një element përdredhës me gjatësi zero që bashkon kullonën me elementin solete tra si në Figurën 3.6.

Në këtë model kullonat dhe trau soletë modelohet me çerniera plastike në ekstremet e tyre. Elementi përdredhës me gjatësi zero është i ngurtë derisa është arritur kapaciteti mbajtës i tij, pas kësaj përdredhja jolineare paraqitet. Avantazhi i këtij modeli është se ai mundëson me

mënyrë të drejtpërdrejtë përgjatë analizës transferimin e momentit të pabalancuar (M_{con}) që duhet transferuar prej soletës në kollonë.

Per modelim adekuat duhet të monitorohen zhvendosjet e ndërkatit të cilat duhet të jenë brenda vlerave të lejuara sipas grafikut të mëposhtëm në Figurën 3.7. Modeli i propozuar në këtë material ka për synim përmbledhjen e deformimeve plastike në elementin përdredhës dhe kapaciteti i tij jepet:

$$M_{n, con} = \min \{ M_{n,cs}^+ + M_{n,cs}^- ; M_f / \gamma_f ; M_v / \gamma_v \} \quad (3.3)$$

ku $M_{n,cs}^+$ dhe $M_{n,cs}^-$ janë momentet rezistuese pozitive dhe negative të përcaktuara në bazë të armimit që ndodhet në brezin e kollonës, M_f është momenti i transferuar në përkulje, M_v është momenti i transferuar prej ngarkesave ekcentrike prerëse sipas ACI 318-05 Kapitulli 21. Nëse vashdueshmeria e armimit nuk është e garantuar në brendësi të kollonës dhe përqindja e forcave të gravitetit në prerje e kalon vlerën 0.6 atëherë bashkimi konsiderohet i thyeshëm dhe nuk lejohet rrotullim plastik në këtë element.

Në të kundërt bashkimet do të konsiderohen të kontrolluara prej zhvendosjeve (bashkime duktile) dhe parametrat e modelimit do të jenë siç shpjegohet në paragrafet e mëposhtëm.

Parametrat e modelimit jolineare janë përcaktuar në bazë të një sërë eksperimentesh të pasqyruara në Figurën 3.7 b, ku përqindja e zhvendosjes së ndërkatit në momentin e shpimit është projektuar për një sërë përqindjesh të prerjës prej forcave të gravitetit.

Rrotullimi plastik është vërejtur në nivelin e 0.01 për betonarmenë e thjeshtë dhe 0.015 për soletat e pasnderura. Kjo e fundit është pak më e madhe pasi varet prej raportit hapsirë drite dhe trashësi solete.

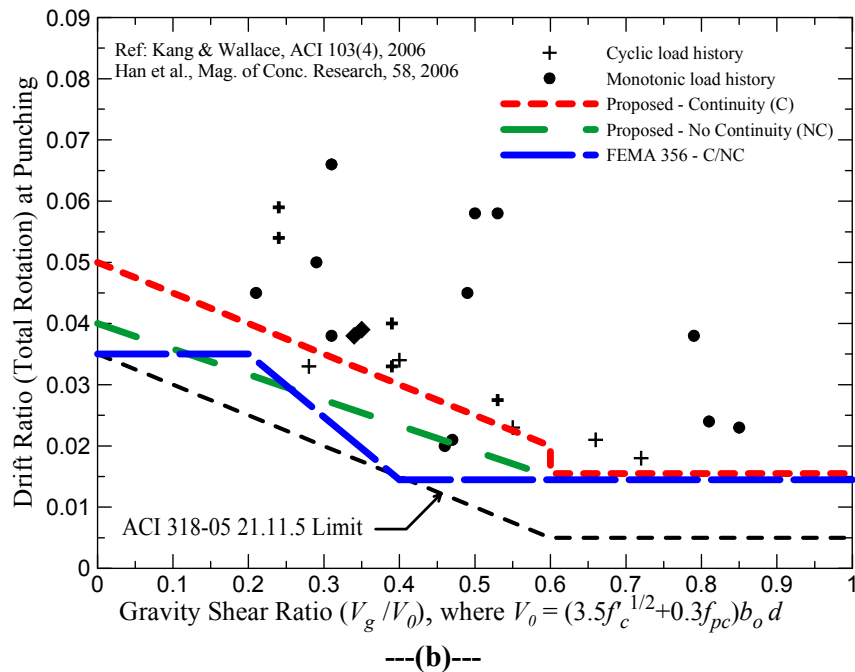
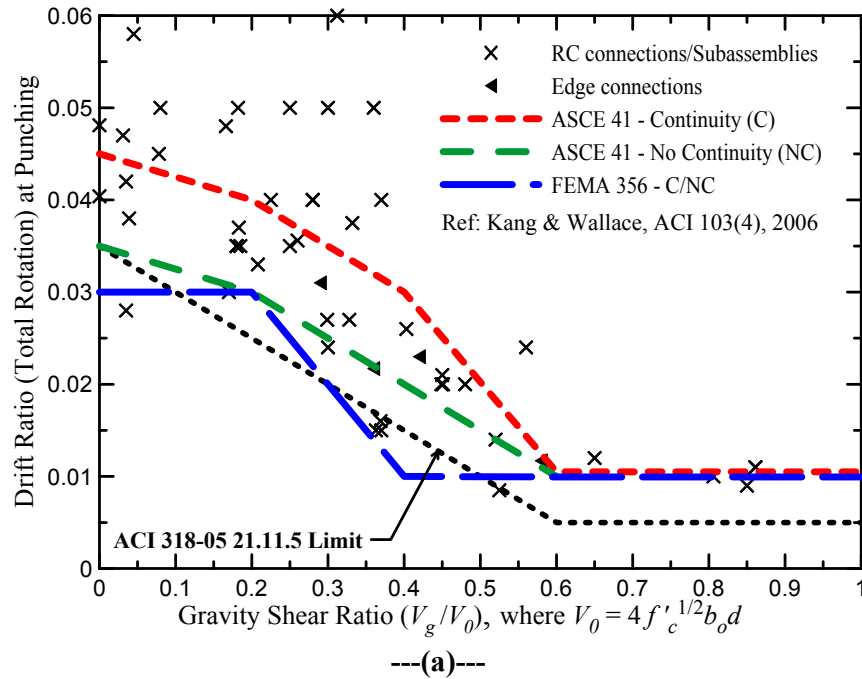


Figura 3. 7: Parametrat e modelimit për; **(a)** RC dhe **(b)** Bashkimin soletë - kollonë të soletave të pasnderura. (1% dhe 1.5% përqindja e zhvendosjes relative në momentin e fillimit të rrjetshëmërisë)

Për bashkimet me armim të vazhduar propozohen vlerat a si vlera mesatare të vlerësuar prej testeve. Për rastin që armimi nuk është i vazhdueshëm janë përzgjedhur vlerat e a - vlerat e devijimit standard për shkak të rrezikut potencial të shkatërrimit të këtyre bashkimeve. Këto vlera përafrohen shumë me vlerat e marra nga standarti ACI 318-05 për soletat që nuk kanë armim shtesë për forcat prerëse.

Rezistenca mbetëse e soletave të pasnderura i referohet eksperimenteve të kryera prej Qaisrani (1993).

Vlerat b të bashkimit soletë-kollonë janë zgjedhur të përfaqësojnë rrotullimet në momentin e humbjes së mbajtjes së forcave të gravitetit.

Për bashkimin soletë-kollonë me armim të pavazhduar mbajtja e forcave gravidacionale humbet kur ndodh fenomeni i shpimit të soletës. Kështu që parametrat b bëhen të barabartë me parametrat a më sipër. Vlera të b për rastin e vazhdueshmërisë së armaturës merren prej FEMA 356.

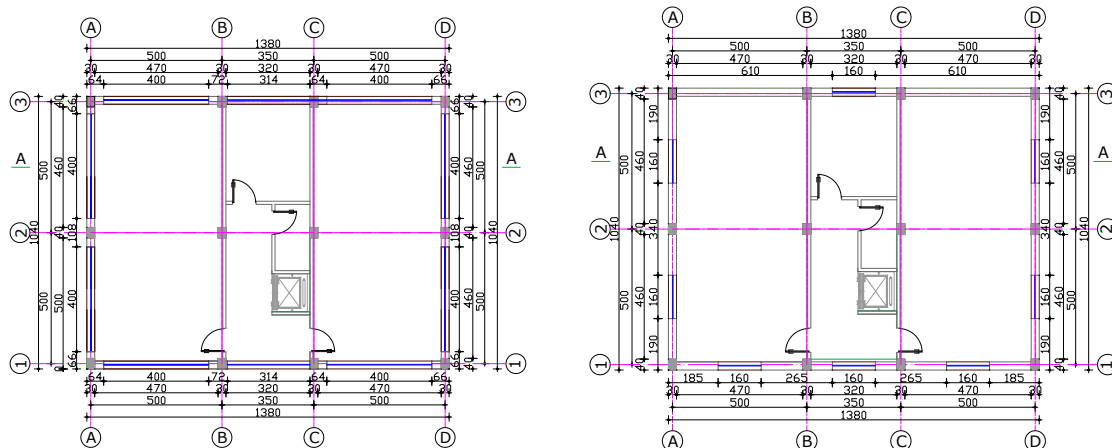
KAPITULLI 4

ANALIZA SIZMIKE E STRUKTURAVE PREJ BETONI TE ARMUAR ME TRARE ME LARTËSI TË VOGËL (TRARË TË SHESHTË NË BRENDËSI TË SOLETËS)

Nisur nga sa më sipër theksojmë se studimi jonë do të thellohet më tej vetëm në studimin dhe analizimin e strukturave tip ramë me trarë me lartësi të vogël (ose trarë të sheshtë) që vendosen në brendësi të soletës. Kjo për faktin se mundet t'i referohemi kritereve të projektimit sipas Euronormave.

4.1 Përshkrimi i objekteve të marra në studim

Objektet që do të studiohen janë me lartësi 3 dhe 5 kate prej betoni të armuar. Seksioni tërthor i objektit dhe planimetria e tij jepen në Figurat 4.1 dhe 4.2. Objektet kanë katin përdhe me lartësi 4.2m dhe katet e tjera me lartësi 3.15m. Kështu në total lartësia e katit shkon në 10.50m dhe 16.68m. Këto lartësi përfaqësojnë në një masë të konsiderueshme të lartësive që faktikisht edhe janë duke u ndërtuar këto vitet e fundit në vendin tonë. Struktura e objektit është tip ramë hapësinore prej betoni të armuar. Ajo që vlen të theksohet është fakti që trarët e strukturës janë të fshehur në trashësinë e soletës me trashësi 25cm. Themeli është me plinta dhe i bashkuar me trarë lidhës në kreun e tyre. Betoni që do të përdoret C25/30 për të gjithë elementet e betonit të armuar. Moduli i elasticitetit sipas (EN1992/Tabela 3.1) $E_{cm} = 31\text{GPa}$. Hekuri S500 klasa C do të përdoret. Strukturat do të projektohen me klasën e duktilitetit mesatar (DCM). Për të kuptuar sjelljen e ramave me trarë të sheshtë kemi ndërtuar njëkohësisht edhe modelin matematik i cili përfaqësohet me trarë normale ($h=60\text{cm}$) të ramës prej betoni të armuar.



a) Planimetria e katit përdhe

b) Planimetria e katit tip

Figura 4. 1: Planimetria e katit përdhe dhe katit tip për objektin 3 dhe 5 kat

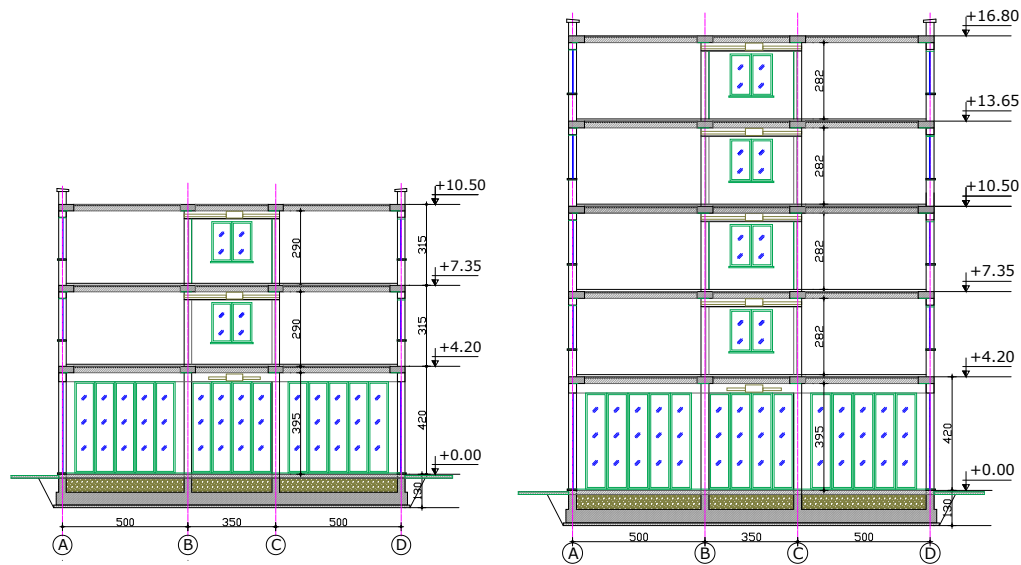


Figura 4. 2: Seksioni tërthor 3 kat dhe 5 kat (trarë të sheshtë)

Rezultatet e reagimit të ramës me trarë të sheshtë do t'i krahasojmë me rezultatet e ramës me trarë normal, si pasojë do të nxjerrim edhe konkluzionet përkatëse. Duke qënë se planimetritë të dy ramat i kanë të ngjashme këtu më poshtë në Figurën 4.3 po paraqesim vetëm seksionet tërthore të ramës me trare normale.

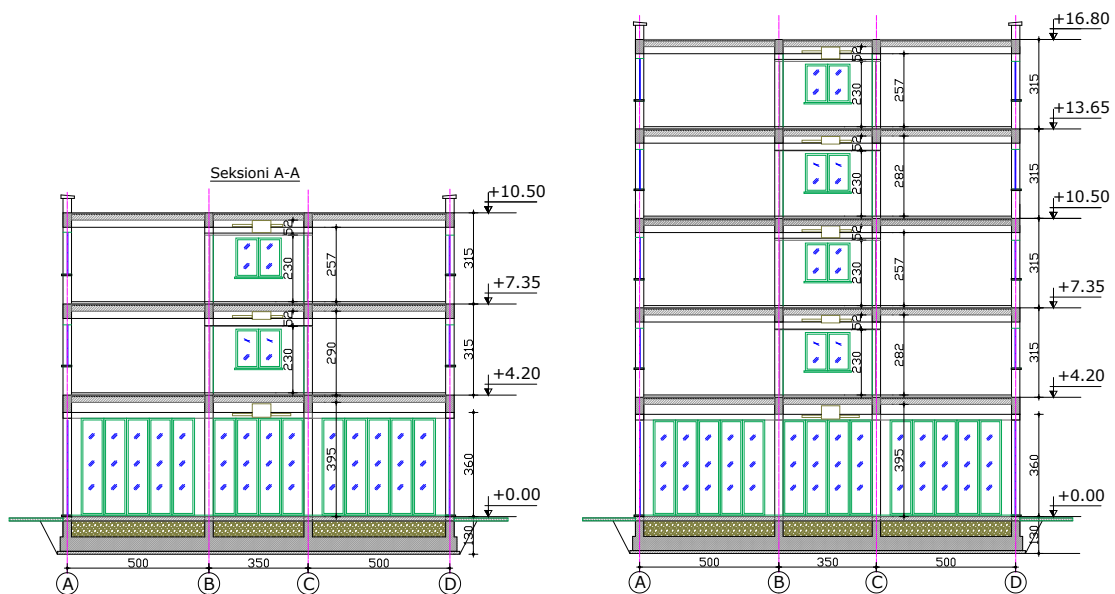


Figura 4. 3: Seksioni tërthor 3 ka tdhe 5 kat (trarë normale)

4.2 Ngarkesat vertikale dhe sizmike

Në projektimin antisizmik ngarkesat vertikale të përhershme “G” dhe të përkohshme “Q” duhen të merren patjetër në konsideratë. Ngarkesat e përkohshme prezantohen si ngarkesa të peshës vetjake të strukturës dhe ngarkesave të tjera shtesë që kanë natyrë të përhershme. Këto të fundit i kemi konsideruar të barabarta 3 kN/m^2 kategoria B (EN 1991/Table 6.1), ngarkesat e përkohshme të shpërndara uniformisht me vlerë 2 kN/m^2 (EN 1991/Table 6.2). Këto të fundit merren në vlerë sa 30% e ngarkesave të lëvizshme në projektimin sizmik. ($\psi_{2i} = 0.3$ (EN 1990/Table A.1.1).) Ngarkesa vetjake e elementeve llogaritet prej programit në mënyre automatike dhe i bashkohet ngarkesës së mësipërme të përhershme.

Veprimi sizmik është konsideruar duke u bazuar në spektrin elastik të reagimit Tipi 1 ($M_s > 5.5$, EN 1998-1/3.2.2.2(2)P) për kategorinë B të tokës (EN 1998-1/Table 3.1). Nxitimi përfaqësues i truallit të fortë përfaqësues është marrë $ag_R = 0.25g$. Vlerat e periodave (TB, TC, TD) dhe të koeficientit të tokës (S), të cilat përshkruajnë në mënyrë të plotë spektrin e reagimit janë TB = 0.15s, TC = 0.5 s, TD = 2.0 s and S = 1.2 (EN 1998-1/Table 3.2). Godina klasifikohet e rëndësisë së klasës II (EN 1998-1/Table 4.3) dhe respektivisht koeficienti i rëndësisë $\gamma_1 = 1.0$ (EN 1998-1/4.2.5(5)P). Si rrjedhojë nxitimi maksimal i truallit $ag = \gamma_1 * ag_R = 0.25g$. Duke përdorur ekuacionet EN 1998-1/3.2.2.2 ndërtojmë spektrin elastik të reagimit për amortizimin 5%.

Masat në kat dhe momentet e inertësisë janë përcaktuar sipas EN 1998-1/3.4.2. Masat totale të përhershme janë përcaktuar nga përmasat e strukture + 3 kN/m^2 ndërsa masat e përkohshme janë reduktuar me koeficientin perkates $\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$. Koeficienti ψ_{2i} është 0.3 në rastin e një objekti zyre (EN 1990/Table A.1.1). Factor φ është konsideruar 0.5 për të gjithë katet (EN 1998-1/4.2.4).

4.3 Modeli matematik i strukture

Modeli matematik i përdorur për studimin e strukturës reale është hapësinor. Origjina e sistemit global të koordinatave ndodhet në brendësi të volumit të modelit. Modeli strukturor përmbush kërkesat sipas EN 1998-1/4.3.1-2. Fillimisht do të analizohen strukturat 3 dhe 5 kate me trarë të sheshtë në lidhje me ato me trarë normalë. Pas kësaj në kapitullin 5 të këtij studimi secila prej strukturave do të analizohet me mbushjen e elementeve muraturë tulle e lehtësuar në të gjithë katet dhe në rastin kur vetëm kati përdhe nuk është i mbushur me muraturë. Karakteristikat kryesore të modelit janë si më poshte:

- të gjithë elementët trarë dhe kollona janë modeluar si “frame element”
- të gjitha kollonat e katit përdhe janë konsideruar të inkastruara në themel.
- ramat janë të lidhura jo vetëm prej trarëve por edhe prej soletave. Ndërkatit i janë dhënë cilësitë e diafragmës rigjide (në planin horizontal) (EN 1998-1/4.3.1(3))
- masat dhe momentet e inertësisë për çdo kat janë grumbulluar në qendrën e masave (EN 1998-1/4.3.1(4)). Ato janë llogaritur nga ngarkesat vertikale dhe që i korrespondojnë situatës së projektimit antisizmik (EN 1998-1/4.3.1(10), shiko seksionin 2.1.2.3).

- efekti i shmangies aksidentale sipas aksit vertikal është marrë në konsideratë sipas EN 1998/4.3.3.3.3 (shiko seksionin 2.5.3)

Më poshtë në Figurën 4.4 po paraqesim vetëm modelin 3d të strukturës 5kat me trarë sheshtë.

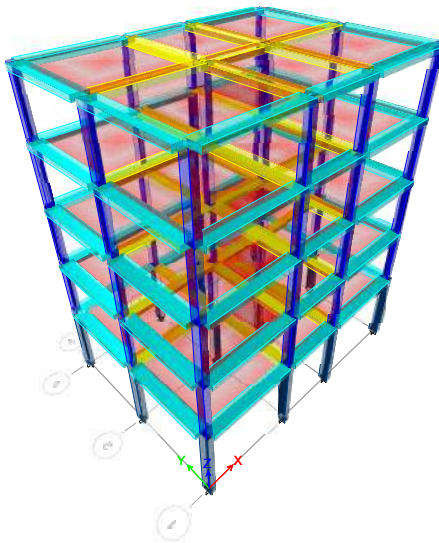


Figura 4. 4: Modeli 3d i ndërtuar në programin kompiuterik ETABS

4.4 Tipi i strukturës dhe përcaktimi i faktorit të sjelljes

Tipi i strukturës është kuptueshëm karakteristikë e objektit. Kur ajo është tip ramë nuk kërkon ndonjë punë paraprake për përcaktimin e saj. Nëse është e kombinuar me mure dhe rama atëherë do të duhet të ndërtohet paraprakisht modeli matematik me qëllim të studiohet kontributi reciprok i ramave dhe mureve në përballimin e ngarkesave inerciale të shkaktuara prej tërmetit. Mbi bazën e këtij kontributi bëhet edhe ndarja e tipologjisë së strukturës. Struktura jonë është e tipit rame. Faktori i sjelljes (q) për secilin drejtim horizontal bëhet me anën e ekuacionit (EN 1998-1/5.1)

$$q = q_0 * k_w$$

ku q_0 është vlera bazë e faktorit të sjelljes sipas (EN 1998-1/Tabela 5.1) dhe k_w është një faktor që ka lidhje me mënyrën e shkatërrimit të strukturave me mure. Vlera korresponduese bazë e q_0 është $q_0 = 3 * \alpha_u / \alpha_1 = 3 * 1.3 = 3.9$ (klasa e duktilitetit mesatar DCM). Faktori q_0 varet gjithashtu nga rregullsia në lartësi dhe për këtë qëllim veprohet sipas (EN 1998-1/5.2.2.2(3)). Në rastin kur strukturat nuk janë të rregullta në lartësi ky faktor korrigjohet duke u shumëzuar me koeficientin 0.8. Faktori k_w është i barabartë me 1.0 (EN 1998-1, 5.2.2.2(11))

4.5 Periodat dhe format e lëkundjeve

Në analizën modale sipas spektrit të reagimit bazuar në kërkesat sipas EN 1998-1/4.3.3.3(3) (shuma e masave efektive mjafton të jetë e barabartë ose më e madhe se 90% e masës totale). Në studimin tonë ne kemi përzgjedhur të konsiderojmë kontributin e 9 modeve duke e siguruar këtë kriter. Në Figurën 4.5 më poshtë me anë të grafikut kemi prezantuar vlerat e periodave të modelit 3 kat për të dy tipet e ramave:

RK- rama b/a me trarë normal ($h=60\text{cm}$)

RP- rama b/a me trarë të sheshtë ($h=25\text{cm}$)

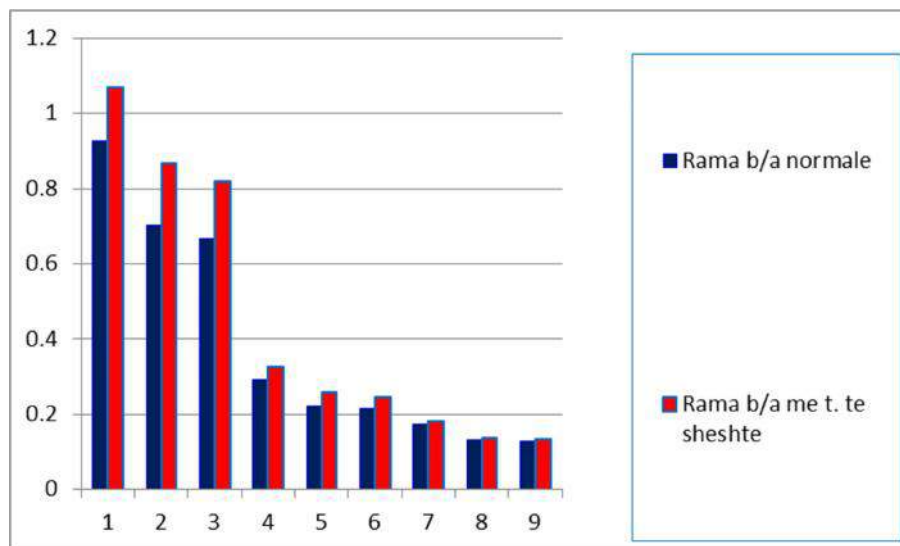


Figura 4. 5: Periodat vetjake të lëkundjeve modeli 3 kat

Ndërsa në Figurën 4.6 të mëposhtme me anë të grafikut kemi prezantuar vlerat e periodave të modelit 5 kat për të dy tipet e ramave.

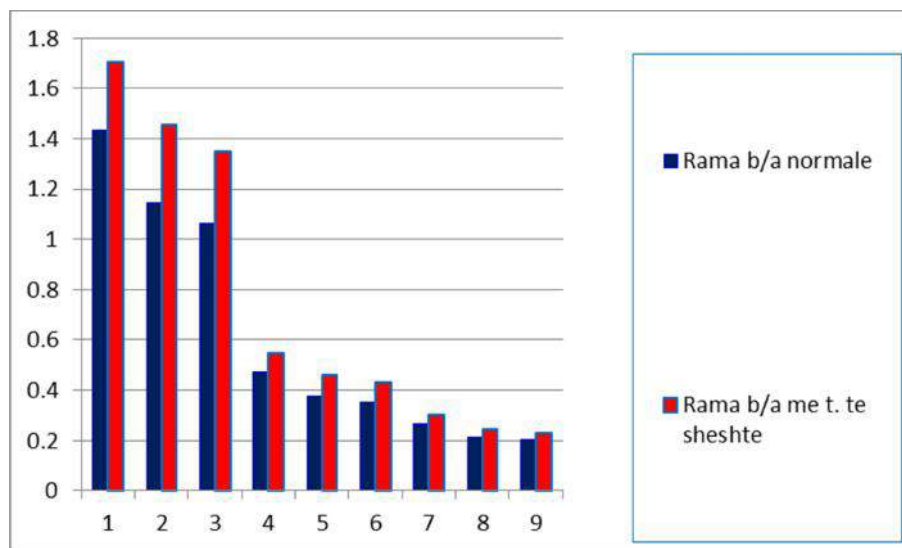


Figura 4. 6: Periodat vetjake të lëkundjeve modeli 5 kat

Nga grafiku i mësipërm mund të gjykojmë lehtësisht efektin e zëvendësimit të trarëve normalë të ramës me trarët të sheshtë në brendësi të soletës. Për shkak të zvogelimit të lartësisë së traut në rame ashtu siç edhe pritej do të kemi një rritje të periodave të lëkundjeve. Veçojmë faktin se në total të gjitha strukturat paraqesin fleksibilitet të lartë, pasi vlerat e përafërta të periodave të stukturave duhet të jenë të përafërta me vlerat që sygjerohen në standartet e projektimit dhe që llogariten prej formulave të mëposhtme:

$$T_1 = \frac{0.09h}{\sqrt{b}}$$

sipas KTP N.2 – 98 ku h është lartësia e katit dhe b dimensionin në drejtimin që po konsiderohet. Kështu për objektin 3 kat do të kishim $T_1=0.29$ sek; dhe për objektin 5kat $T_1=0.47$ sek sipas kushtit tonë të projektimit. Që është shumë e përafërt me formulën e thjeshtë të njohur:

$$T_1=0.1N$$

ku N është numri i kateve.

Nga krahasimi i vlerave të periodave vetjake edhe për strukturën 5kat vërejmë të njëjtat komente.

4.6 Verifikimi i gjendjes kufitare të shfrytëzimit

Kërkesat për dëmtimet duhet të verifikohen në korrespondencë me zhvendosjet relative dysheme-tavan të secilit kat (dr). Është vërtetuar që ky parametër përcakton më së miri gjendjen e sforcuar dhe për rrjedhojë dëmtimet në elementet e tjerë të objektit që ndodhen lidhur me strukturën mbajtëse. Duke iu referuar (EN 1998-1/4.4.3.2) sipas të cilit:

$$d_r * v \leq \alpha * h$$

Zhvendosjet relative d_r janë llogaritur si diferenca e mesatares së zhvendosjes horizontale ds në qendrën e masës CM sipër dhe poshtë katit (EN 1998-1/4.4.2.2(2)).

Zhvendosjet relative duhet të përcaktohen sipas çdo forme lëkundjeje dhe të kombinuara sipas rregullit të kombinimit CQC. Ku h është lartësia e katit, v është faktori i reduktimit i cili merr në konsideratë zvogëlimin e periodës së veprimit të forcës sizmike në plotësimin e kriterit të deformimeve. Ky faktor varet nga klasifikimi i kategorisë së strukturës. Qëllimi i plotësimit të këtij kriteri ka të bëjë me nevojshmërinë e të qëndruarit/ kontrolluarit/ menaxhimit të deformimeve në elementë të veçantë ose në tërësi të objektit në lidhje me një forcë sizmike më të vogël nga ajo e projektimit sizmik për gjendjen e parë kufitare, duke siguruar kështu kushte normale pune dhe operacioni.

Objekti jone klasifikohet e rëndësisë sipas klasit II dhe vlera e v është 0.5 (EN 1998-1/4.4.3.2(2)). α është faktori që merr në konsideratë tipin e elementit jostrukturor dhe mënyra e tij e angazhimit në objekt. Ajo është 0.005, 0.0075 dhe 0.01 sipas sqarimeve që jepen në (EN 1998-1, ekuacionet 4.31, 4.32 dhe 4.33).

Sipas Ekuacionit 2.2 të dhënë në Kapitullin 2 llogaritjet për përcaktimin e vlerave ds po i paraqesim me ndihmën e Tabelës 4.1 të mëposhtme:

Tabela 4. 1: Zhvendosjet de dhe mesatarja e zhvendosje horizontale ds për modelin 3 kat

Zhvendosjet e katit								
Kati	de				$ds = de * q \text{ (m)}$			
	RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte		RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	cm	cm			cm	cm		
Kati 3	2.810	2.403	4.887	4.734	10.957	9.371	13.488	13.067
Kati 2	2.371	1.903	3.981	3.589	9.248	7.420	10.988	9.905
Kati 1	1.546	1.025	2.372	1.793	6.028	3.998	6.547	4.947
BaZa	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Ndërsa përlllogaritjet për zhvendosjet relative po i paraqesim në tabelën e mëposhtme nr 4.2.

Tabela 4. 2: Zhvendosjet relative të katit, dr , për modelin 3 kat

Zhvendosjet relative të katit													
Kati	dr(cm)				h	ν	dr * ν /h					α	
	RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte				RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte				
	X-Dir	Y-Dir			cm		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	(a)	(b)	(c)
Kati 2	1.709	1.951	2.500	3.162	315	0.5	0.003	0.003	0.004	0.005	0.005	0.0075	0.001
Kati 1	3.220	3.423	4.441	4.958	315	0.5	0.005	0.005	0.007	0.008			
K.Përdhe	6.028	3.998	6.547	4.947	420	0.5	0.007	0.005	0.008	0.006			

Zhvendosjet relative i kemi llogaritur dhe krahasuar me kërkesat sipas Eurokodit.

Më poshtë po i paraqesim rezultatet me anë të grafikëve në Figurat 4.7 dhe 4.8. Në boshtin e abshisave paraqitet përqindja e zhvendosjes relative ndërsa në atë të ordinatave paraqiten katet e strukturës. Kemi theksuar qartë të tre kriteret e Eurokodit me vija vertikale të drejta për t'i dhënë një ndjeshmëri më të lartë vizuale krahasimit.

Fillimisht në grafikun e parë kemi paraqitur krahasimin e dy modeleve atij të ramës me trarë klasik RK, në lidhje me modelin me trarë të sheshtë RP për strukturën me lartësi 3 kate.

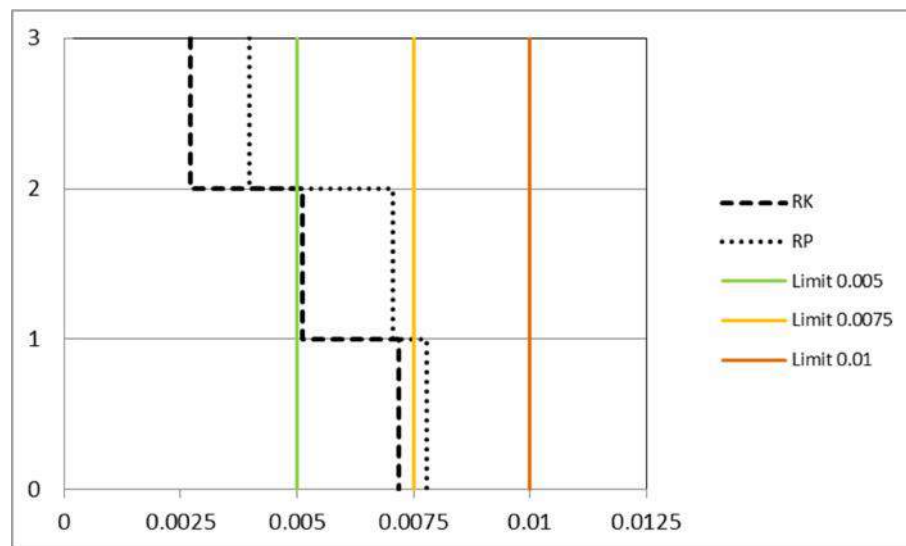


Figura 4. 7: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 3 kat

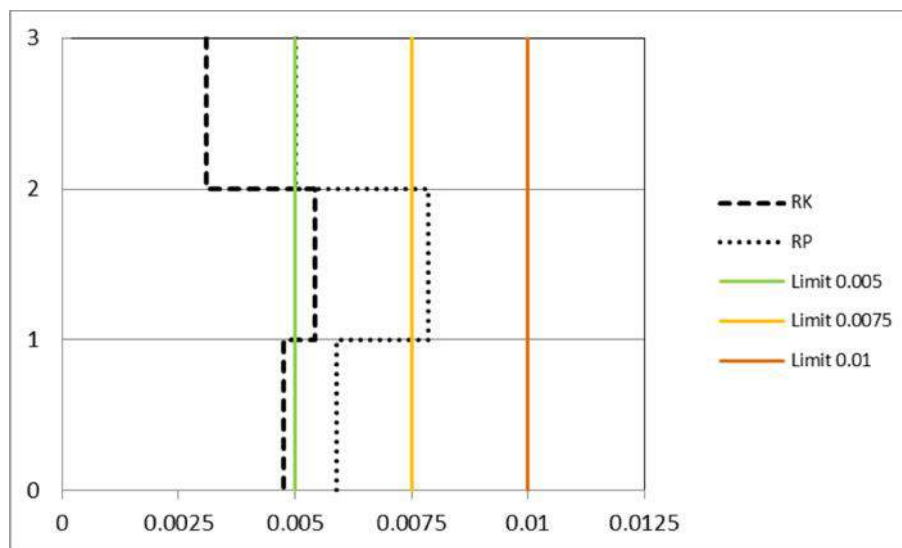


Figura 4. 8: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 3 kat

Diferenca që shikohet prej krahasimit në figurat e mësipërme është e qartë: në drejtimin x, për strukturën RK kriteri i gjendjes kufitare të shfrytëzimit plotësohet nëse mbushja në katin përdhe realizohet me elementë jostrukturale me duktilitet dhe jo si rasti i mbushjes me muraturë tulle të lehtësuar që njihet si element jostrukturale i thyeshëm. Ndërsa për strukturën RP kjo kërkesë bëhet e detyrueshme edhe për katin e parë. Në drejtimin y situata është e ngjashme kriteret e zhvendosjeve gjithashtu janë më të kërcënuara prej strukturës me trarë të sheshtë (RP).

Në të njëjtën mënyrë po paraqesim edhe studimin për modelin 5 kat. Fillimisht në Tabelën 4.3 po paraqesim vlerat e zhvendosjeve dhe me pas në Tabelën 4.4 vlerat e llogaritura të zhvendosjeve relative të ndërkatëve.

Tabela 4. 3: Zhvendosjet d_e dhe mesatarja e zhvendosje horizontale d_s për modelin 5 kat

Zhvendosjet e katit (modeli 5 kat)								
Story	d_e				$d_s = d_e * q$ (m)			
	RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte		RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte	
	X-Dir	Y-Dir			X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	cm	cm			cm	cm	cm	cm
Kati 5	4.513	3.986	5.445	5.109	17.601	15.547	21.234	19.925
Kati 4	4.186	3.624	5.001	4.584	16.326	14.135	19.502	17.878
Kati 3	3.506	2.916	4.131	3.637	13.671	11.373	16.110	14.182
Kati 2	2.697	2.076	3.078	2.502	10.520	8.095	12.006	9.758
Kati 1	1.674	1.057	1.757	1.183	6.530	4.124	6.851	4.613
Baza	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabela 4. 4: Zhvendosjet relative të katit, dr , për modelin 5 kat

Zhvendosjet relative të katit (modeli 5 kat)														
Story	dr(cm)				h	ν	dr * ν /h					α		
	RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte				RK - rama klasike		RP - rama t. sheshte					
	X-Dir	Y-Dir			cm		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	(a)	(b)	(c)	
Kati 4	1.275	1.412	1.732	2.046	315	0.5	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.0075	0.001	
Kati 3	2.655	2.762	3.392	3.696	315	0.5	0.004	0.004	0.005	0.006				
Kati 2	3.152	3.278	4.104	4.425	315	0.5	0.005	0.005	0.007	0.007				
Kati 1	3.990	3.971	5.155	5.144	315	0.5	0.006	0.006	0.008	0.008				
K.Përdhe	6.530	4.124	6.851	4.613	420	0.5	0.008	0.005	0.008	0.005				

Në të njëjtën mënyrë po paraqesim edhe në formë grafiku krahasimet për modelin 5 kat.

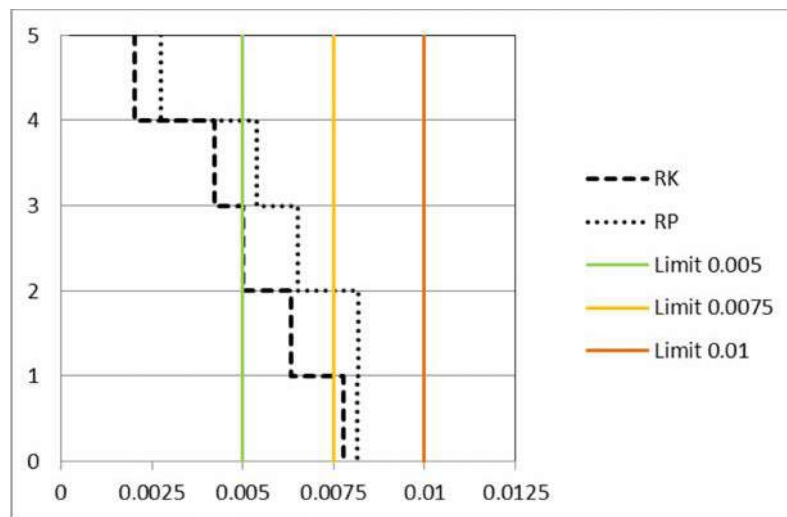


Figura 4. 9: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 5 kat

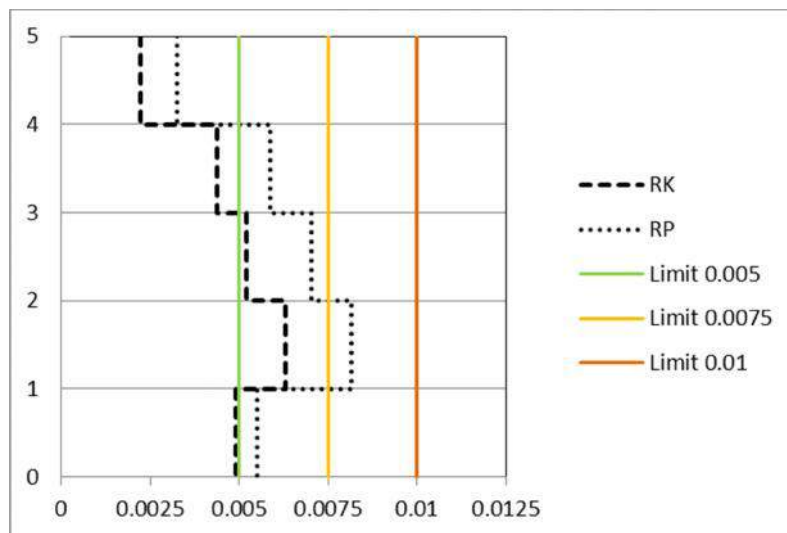


Figura 4. 10: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 5 kat

Të njëjtat komente në lidhje me kriterin e zhvendosjeve siç i shprehëm për modelin 3 kat vlejnë edhe për modelin 5 kat. Kjo është e qartë në mënyrë të dukshme nga krahasimi i vlerave në grafikët përkatës të drejtimit x dhe të drejtimit y.

4.7 Kriteri i efektit sekondar P – Δ

Për të verifikuar ndikimin e efektit sekondar analizohet koeficienti i ndjeshmerisë θ , (the interstorey drift sensitivity coefficient θ), i cili përcaktohet sipas shprehjes në ekuacionin (EN 1998-1/4.4.2.2(2))

$$\theta = P_{tot} * d_r / V_{tot} * h$$

ku d_r është zhvendosja relative, h është lartësia e katit, V_{tot} është forca prerëse totale e katit e llogaritur prej analizës modale të spektrit të reagimit të forcës sizmike. P_{tot} është ngarkesa totale gravitacionale në kat dhe sipër tij të konsideruar sipas shprehjes $(G + 0.3Q_s)$

Sipas këtij kriteri nëse ky koeficient është me i vogël se 0.1 atëherë ndikimi i efektit P-Δ mund të neglizhohet. Nëse ai do të jetë ndërmjet vlerave $0.1 < \theta \leq 0.2$ atëherë ndikimi i efektit mund të merret duke i shumëzuar efektet e forcave sizmike në strukturë me koeficientin $1/(1-\theta)$. Në mënyrë të qartë në Eurokod kërkohet që vlera e θ të mos e kalojë 0.3. Po ndërmjet vlerave 0.2 dhe 0.3 në këtë dokument nuk shprehet fare.

Të marra nga modeli forcat prerëse për modelin me lartësi 3 kat po i paraqesim me Tabelën 4.5.

Tabela 4. 5: Forcat prerëse në kate për modelin 3 kat

Forcat prerëse në kate				
	RK- Rama klasike		RP- Rama me t. sheshte	
Kati	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	kN	kN	kN	kN
Kati 2	353.22	480.77	722.57	736.23
Kati 1	633.80	837.71	1387.67	1393.41
Kati perdhe	835.59	1053.08	1832.89	1813.44

Përlllogaritjet e koeficientit të ndjeshmërisë po i paraqesim në Tabelën 4.6.

Tabela 4. 6: Përlogaritjet e koeficientit të ndjeshmërisë për modelin 3 kat

ienti i ndjeshmërisë			RK- Rama klasike		RP- Rama me t. sheshte		RK- Rama klasike		RP- Rama me t. sheshte		Kriteri Θ
Kati	Ptot(kN)	h(m)	dr (m)				Θ				
			X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	
											Θ =0.1
Kati 2	2645.04	3.15	0.017	0.020	0.0012	0.0028	0.040627	0.0341	0.001	0.003	
Kati 1	5405.69	3.15	0.032	0.034	0.0031	0.0071	0.087182	0.0701	0.004	0.009	
Kati perdhe	8204.87	4.2	0.060	0.040	0.0835	0.0607	0.140936	0.0742	0.089	0.065	

Më poshtë, po në formë të ngjashme me grafikët e mësipërm do të prezantojmë këtë koeficient. Fillimisht në Figurat 4.11 dhe 4.12 paraqiten vlerat për modelin me lartësi 3 kat.

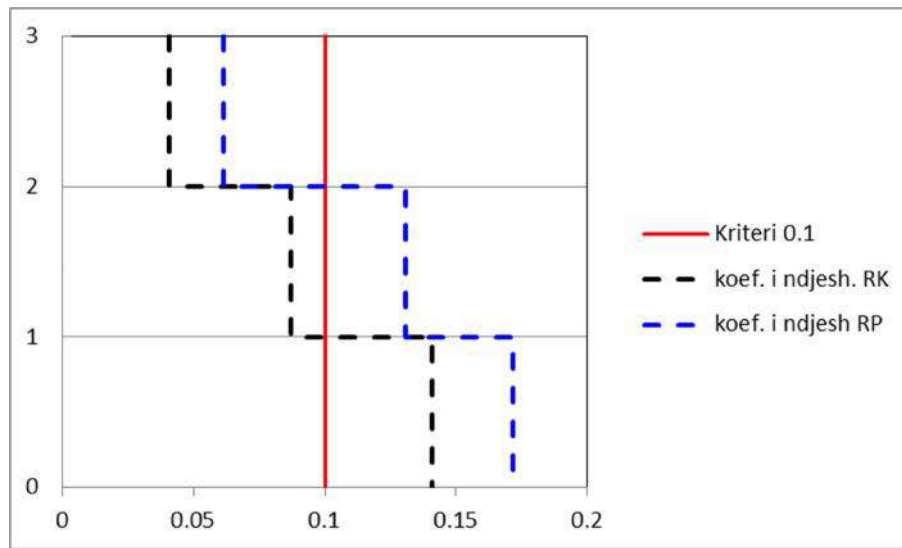


Figura 4. 11: Koeficienti i ndjeshmërisë Θ modeli 3kat drejtimi x

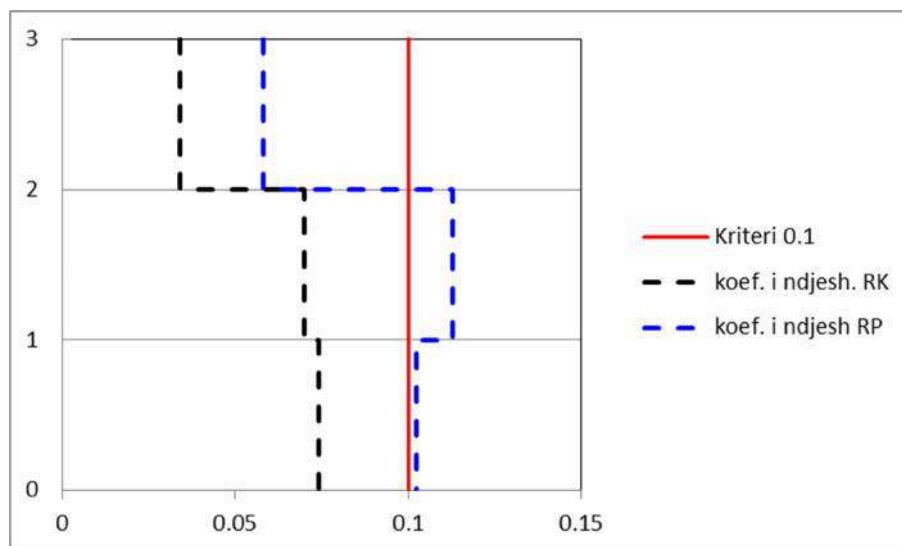


Figura 4. 12: Koeficienti i ndjeshmërisë Θ modeli 3kat drejtimi y

Në objektin 3 kat shikohet qartë se edhe pse një lartësi e vogël e objektit në rastet e strukturave fleksibël bëhet e nevojshme verifikimi i koeficientit të ndjeshmerisë θ dhe marrja në konsideratë e fenomenit P- Δ sipas kërkesave dhe udhëzimeve përkatëse.

Në të njëjtën mënyrë po paraqesim vlerat për modelin me lartësi 5 kate. Fillimisht Tabelat 4.7 dhe 4.8, dhe pastaj Figurat 4.13 dhe 4.14.

Tabela 4. 7: Forcat prerëse në kate për modelin 5 kat

Forcat prerëse në kate				
Kati	RK- Rama klasike		RP- Rama me t.	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	kN	kN	kN	kN
Kati 4	284.1974	354.8397	265.2653	319.6508
Kati 3	503.7856	616.0588	445.8303	512.4851
Kati 2	650.4661	796.1387	558.04	631.84
Kati 1	778.2069	947.1424	661.70	747.77
Kati perdhe	895.2159	1060.1767	763.13	848.70

Tabela 4. 8: Përlllogaritjet e koeficientit të ndjeshmërisë për modelin 5 kat

Koeficienti i ndjeshmërise			RK- Rama klasike		RP- Rama me t. sheshte		RK- Rama klasike		RP- Rama me t. sheshte		Kriteri Θ
Kati	Ptot(kN)	h(m)	dr (m)				Θ				
			X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	
Kati 4	3068.01	3.15	0.0128	0.0141	0.0173	0.0205	0.043706	0.0388	0.064	0.062	$\Theta = 0.1$
Kati 3	6690.47	3.15	0.0265	0.0276	0.0339	0.0370	0.111923	0.0952	0.162	0.153	
Kati 2	10312.93	3.15	0.0315	0.0328	0.0410	0.0442	0.158627	0.1348	0.241	0.229	
Kati 1	13919.52	3.15	0.0399	0.0397	0.0515	0.0514	0.226569	0.1853	0.344	0.304	
Kati perdhe	17180.30	4.2	0.0653	0.0412	0.0685	0.0461	0.298367	0.1591	0.367	0.222	

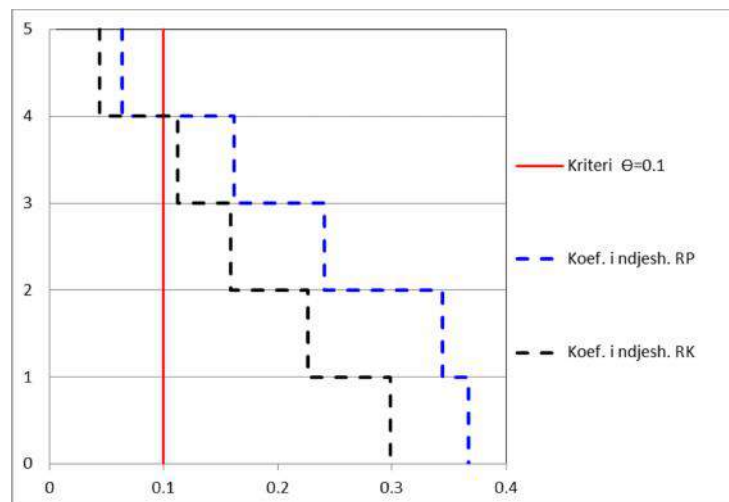


Figura 4. 13: Koeficienti i ndjeshmërisë θ modeli 5kat drejtimi x

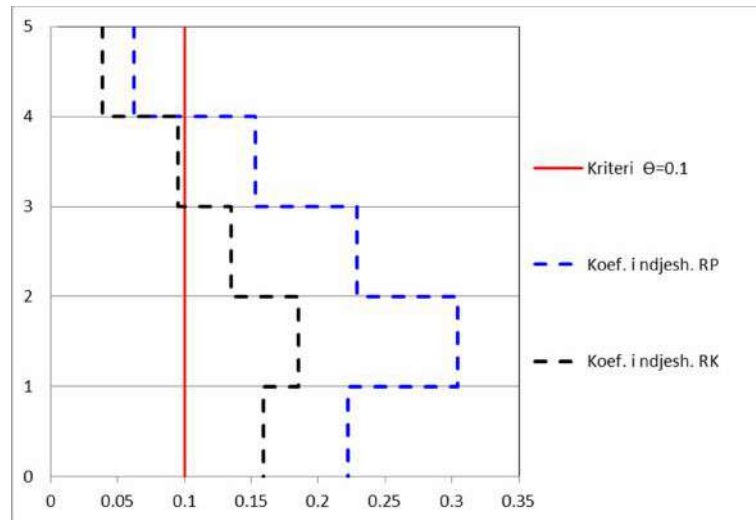


Figura 4. 14: Koefficienti i ndjeshmërisë θ modeli 5kat drejtimi y

Në objektin 5 kat shikohet qartë se vlerat e këtij koefficienti për të dy tipet e strukturave janë të larta. Ato arrijnë të kapërcejnë edhe vlerat e lejuara në rastin e strukturës me tra të sheshtë. Kjo do të thotë që për këtë strukturë duhet t'i rritim ngurtësinë me qëllim plotësimin e këtij kriteri. Nëse nuk mund të modifikohen trarë ajo mund të arrihet me rritjen e dimensioneve të kollonave nëse nuk do të kishim ndryshim të tipologjisë së strukturës. Në rastin e strukturës 5 kat vërehet se koefficienti i ndjeshmërisë ka vlera të konsiderueshme. Kërkesat për të rritur ngarkesat sizmike të projektimit në elementet vertikale (te katet e poshtme kryesisht) bëhet më e lartë në rastin e strukturave me trarë të sheshtë.

4.8 Konkluzione

Bazuar në analizën lineare të modeleve struktural të tipeve të ngjashme të ramave prej betoni të armuar: *a)* ramë klasike prej betoni të armuar, dhe *b)* ramë me trarë të sheshtë për dy lartësi të ndryshme të kateve 3 dhe 5 katë konkludojmë:

Strukturat prej rame prej betoni të armuar me trarë të sheshtë kanë fleksibilitet më të lartë se ato me trarë të thellë. Gjithsesi veçojmë faktin se modeli 3 dimensional jo vetëm për strukturat me trarë të sheshtë por edhe për ato ramë betonarme me trarë normale jep rezultate më të larta për periodat e lëkundjeve vetjake se sa formulat empirike të përlogaritjes së tyre.

Zhvendosjet relative të kateve të modelit me trarë të sheshtë janë më të mëdha se ato të ramës klasike. Kërkesat për akomodimin e zhvendosjeve relative paraqesin problem në përmbushjen e kriterit të dytë të shfrytëzimit. Kujtojmë se ky kriter ka lidhje jo vetëm funksional të shfrytëzimit por edhe aspektin financiar (kostot për riparimin e elementëve jostruktural).

E njëjta situatë paraqitet edhe përsa i përket kontrollit të efektit sekondar P- Δ . Strukturat me trarë të sheshtë kanë nevojë për një koefficient më të lartë të aplikimit mbi forcat e marra prej analizës lineare.

KAPITULLI 5

INFLUENCA E MUREVE MBUSHËS NË STRUKTURAT ME TRARË TË SHESHTË

5.1 Bazat teorike të modelimit të mureve mbushës

Ndërtesat me skelet beton arme, me mbushje muraturë, janë gjerësisht të përhapura në ndërtimin e objekteve komerciale, industriale si dhe ato rezidenciale. Mbushje me muraturë konsiston në mure tulle ose mure blloku ndërtuar brenda ramës beton arme. Këto panele përgjithësisht janë konsideruar si elementë jo strukturorë dhe nuk janë marrë në konsideratë gjatë procesit të projektimit. Në vendet me ekonomi jo të zhvilluar siç është edhe Shqipëria, panelet me mbushje muraturë tulle, janë përdoruar gjerësisht si mure të jashtëm ashtu edhe mure të brendshëm (ndarës) për nevoja estetike dhe funksionale. Megjithëse mbushja me muraturë tulle është konsideruar si element jo strukturor, ajo ka një rezistencë dhe ngurtësi të saj. Prandaj nëqoftëse do të konsiderojmë efektet e kësaj mbushje gjatë procesit të projektimit, do të vërejmë një rritje të konsiderueshme të rezistencës dhe ngurtësisë së ndërtesës kundrejt forcave horizontale. Rritja e ngurtësisë si pasojë e prezencës së këtyre mureve zvogëlon mundësinë e strukturës për t'u deformuar, duke bërë që rama mos të reagojë siç ishte projektuar. Gjithashtu në ndërtesat rezidenciale, në Shqipëri, kati përdhe përdoret si dyqan (në vendet të tjera përdoret dhe si hapësirë parkimi), dhe mbushet me muraturë vetëm në katet e sipërm. Këto ndërtesa quhen dhe si ndërtesa me kat përdhe të hapur (open ground storey OGS building). Këto lloj ndërtesash kanë një avantazh përse i përket funksionalitetit por kanë një disavantazh kundrejt reagimit sizmik. Ky disavantazh i atribuohet lëvizjes së kateve të sipërm si një bllok rigjid dhe zhvendosjes vetëm të katit përdhe duke sjellë një mbi sforcim të kollonave të këtij kati. Në versionin e fundit të Eurocode 2 në seksionin kushtuar modelimit, në analizën e strukturave (UNI EN 1998-1:2004) citohet: mbushjet e muraturës të cilat kanë një kontrubut të rëndësishëm në ngurtësinë anësore dhe në rezistencën e ndërtesës duhet të merren në llogaritje. Pastaj në seksionin lidhur me parregullsitë në plan thuhet se: mbushjet duhet të përfshihen në modelin llogaritës, gjithashtu duhet të kryhet një analizë e ndjeshmërisë së mbushjes, lidhur me pozicionin dhe parametrat e saj. Pastaj duke iu referuar shpërndarjes jo uniforme të mbushjes në lartësi thuhet: nqs nuk është përdorur një model i saktë, mund të llogaritet efekti i veprimit sizmik në strukturë duke rritur atë me një faktor amplifikimi. Gjithsesi në Eurokodin 8 nuk ka një mënyrë modeli që mund të përdoret nga projektuesit, duke i lënë këta të fundit të lirë në modelimin e mbushjes. Ndërsa FEMA 365 (Federal Emergency Management Agency) në ndryshim nga Eurokodi 8 shpjegon mjaft qartë se si të merret parasysh mbushja. Efekti i mbushjes duhet të merret parasysh nga një analizë FEMA ose, duke e modeluar atë si një diagonale ekuivalente me lidhje çenierë-çenierë. Për metodën e parë nuk është dhënë asnjë shpjegim ndërsa për të dytën, e cila rrjedh nga studimet eksperimentale, jep një metode praktike se si modelohet. Sipas FEMA 365 diagonalja ekuivalente duhet të ketë të njëjtën trashësi dhe modul elasticiteti si paneli mbushës (por nuk

është e qartë se në cilin drejtim duhet të llogaritet) dhe një gjerësi “w” e cila është funksion i modulit të elasticitetit të muraturës, betonit, lartësisë dhe gjatësisë së panelit.

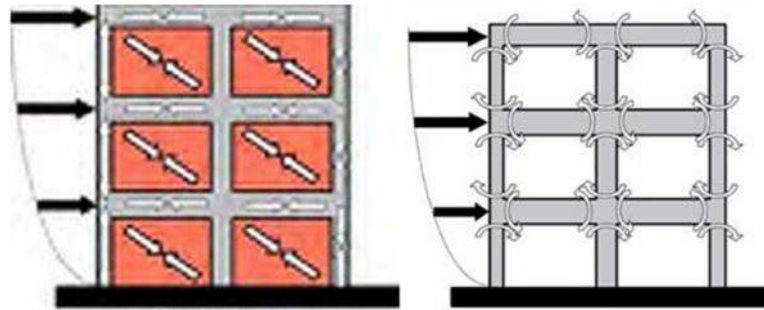


Figura 5. 1: Mënyra e sjelljes së ramës me muraturë dhe asaj të lirë

Është e kuptueshme që nëqoftëse efektet e kësaj murature do të merren parasysh struktura rezultuese mund të jetë e ndryshme. Kërkime eksperimentale dhe analitike të shumta janë bërë. Këto kërkime janë përpjekur të shpjegojnë sjelljen e ramës me mbushje muraturë. Për më tepër nëqoftëse muratura është prezente në të gjithë katet, jep një kontribut të veçantë pozitiv në kapacitetin e shpërndarjes së energjisë duke sjellë një rënie të konsiderueshme të zhvendosjeve maksimale. Prandaj kontributi i muraturës ka një rëndësi të veçantë.

Kur një ndryshim i menjëhershëm ndodh në ngurtësi, përgjatë lartësisë së ndërtesës, kati në të cilin ky ndryshim i menjëhershëm ndodh quhet kat i butë (Soft story).

Një tjetër çështje e rëndësishme është modeli i ramës me mbushje muraturë. Teknika të ndryshme për idealizimin e këtij modeli strukturor mund të ndahen në: pjesor ose mikro-model dhe modeli i thjeshtëzuar ose makro-model. Grupi i parë e ndan strukturën në element të shumtë dhe merr në konsideratë efektet lokale në detaje ndërsa grupi dytë paraqet një model të thjeshtëzuar bazuar në kuptimin fizik të sjelljes së panelit (muraturës).

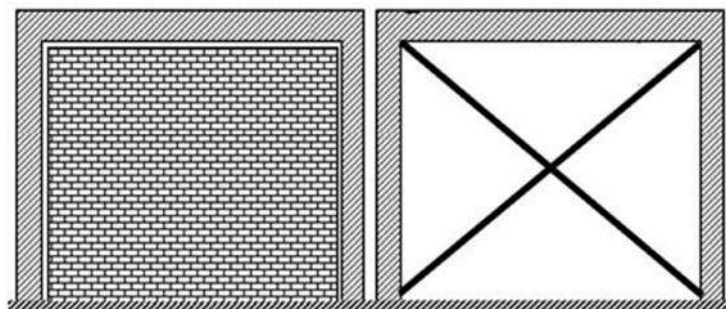


Figura 5. 2: Idealizimi nëpërmjet diagonales

Gjatë modelimit të objektit shumëkatësh është konsideruar ngurtësia e panelit dhe ky panel është modeluar nëpërmjet DIAGONALEVE, si në Figurën 5.2. Kjo diagonale është modeluar duke përdorur programin ETABS. Analiza është kryer nëpërmjet “ANALIZËS SPEKTRALE” dhe analizës PUSHOVER. Analiza dinamike jolineare është konsideruar si më e sakta por në të njëjtën kohë dhe si më rigorozja nga të gjitha metodat.

5.2 Përmbledhje e shkurtër e disa autorëve në lidhje me këtë temë

Polyakov në vitin (1956) prezantoi konceptin e diagonales ekuivalente të cilin Holmes (1961) e përmirësoi atë. Më pas metoda e llogaritjes u rishikua nga Stafford-Smith (1962, 1966, 1967a, 1967b), Stafford-Smith & Carter (1969), Mainstone (1971), dhe Liauw & Lee (1977). Në këtë metodë paneli i muraturës u modelua me diagonalen ekuivalente e cila punon në shtypje. Stafford-Smith përdori një teori elastike për të propozuar gjerësinë efektive të diagonales së shtypur ekuivalente. Dhe doli në përfundim se gjerësia duhet të jetë funksion i ngurtësisë së panelit me ngurtësinë e ramës. Ai gjithashtu formuloi një ekuacion empirik për llogaritjen e parametrave të diagonales si gjatësia e kontaktit, dhe gjerësinë efektive të kësaj diagonale. Në këtë metode paneli i muraturës u modelua me diagonalen ekuivalente e cila punonte në shtypje. Holmes (1961) ishte i pari që zëvendësoi muraturën me diagonale të lidhur me ramën me çerniera në të dy skajet e saj. Ai propozoi që trashësia e diagonales dhe moduli i elasticitetit duhet të merret i barabartë me atë të panelit dhe gjerësia e diagonales e barabartë me $1/3$ e gjatësisë së diagonales së panelit.

Smith (1962) argumentoi se gjerësia e diagonales është funksion i disa parametrave dhe jo vetëm i parametrave të panelit (muraturës). Bazuar në studime analitike dhe eksperimentale të Kadir (1974) Hendry (1981) u propozua në një ekuacion gjysëm empirik për gjerësinë e diagonales, e cila i korrespondon gjysmës së diagonales propozuar nga Smith (1962). Modeli që propozoi Hendry u adoptua nga standarti Kanadez.

Das dhe C.V.R Murty (2004) kreu analizë jolineare PUSHOVER për 5 ndërtesa me skelet beton arme me mbushje muraturë. U pa se paneli rrit rezistencën dhe ngurtësinë e strukturës, dhe zvogëlon zhvendosjet dhe dëmtimet strukturale. Paneli zvogëlon duktilitetin e strukturës, por se rrit rezistencën e përgjithshme. Ndërtesat e projektuara me ramën me diagonale në përgjithësi shfaqen një performancë më të mirë. V.K.R. Kodur (1998) analizoi ndërtesë 3 katëshe. Rama beton arme u analizua në këto tre raste 1) Vetëm Rama B/A, 2) Rama B/A me mbushje muraturë, dhe 3) Rama B/A me mbushje muraturë me hapje në muraturë. Bazuar në rezultatet ai pa se forca prerëse në bazë për rastin 2) (rasti pa hapje) ishte më e madhë se forca prerëse për rastin 3) (rasti me hapje).

Davis dhe Menon (2004) arritën në përfundim se prezenca e panelit mbushës modifikon mjaftueshëm shpërndarjen e forcave në objektet me kat përdhe të hapur. Forca prerëse totale në kat rritet kur rritet ngurtësia në katet e sipërm të ndërtesës. Gjithashtu u rrit dhe momenti në katin përdhe. Gjithashtu u rrit më shumë se dy herë momenti përkulës në kollonat e katit përdhe, dhe mënyra e shkatërrimit ishte ajo e mekanizmit të katit të butë (formimi i çenierave plastike në kollonat e katit përdhe. Dass dhe Murthy (2004) dolën në përfundim se muret mbushës, kur janë prezent në strukturë, përgjithësisht zvogëlojnë dëmtimet e elementëve të ramës, (për mbushje të plotë në lartësi) gjatë lëkundjes sizmike. Kollonat, trarët dhe muret mbushës të katit përdhe janë më të cënueshme se katet e sipërm.

5.3 Efektet që ka muratura në reagimin sizmik

Duke pasur parasysh sjelljen e muraturës brënda ramës beton arme, mbushja e plotë ose e pjesshme në planimetri, lartësi të ndërtesës dhe lartësi të ramës mund të ndikojë negativisht në reagimin sizmik të strukturës. Më poshtë do të shikojmë disa efekte të muraturës.

5.3.1 Ndikimi negativ

a. Mbushja e pjesshme në planimetri

Mbushja me muraturë të shpërndarë jo njëtrajtësisht në planimetri sjell ndryshimin e qendrës së ngurtësisë (o) së strukturës.

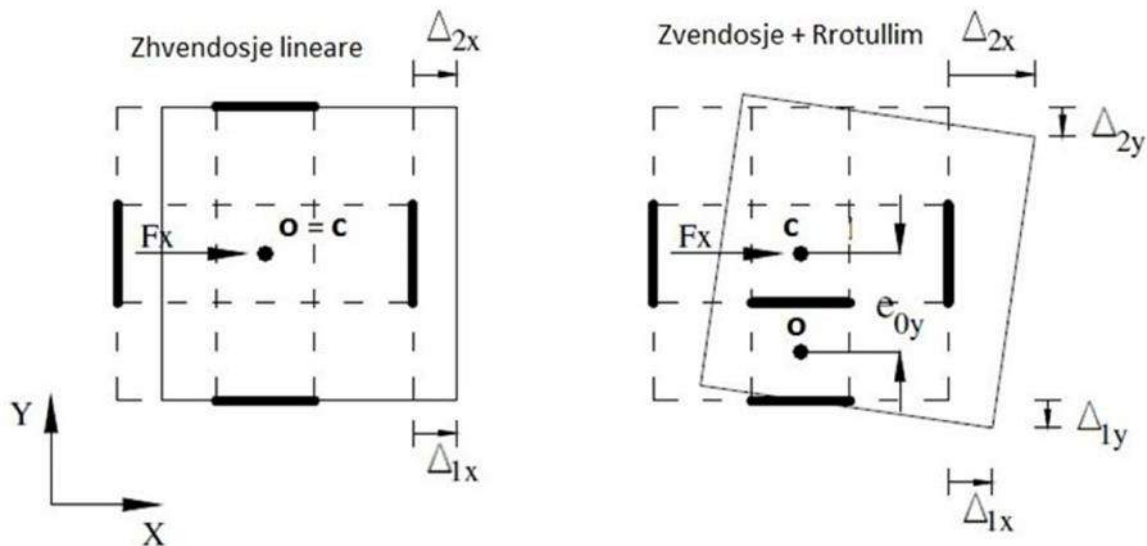


Figura 5. 3: Modifikimi i qendrës së ngurtësisë si pasojë e pozicionimit të mureve

Qendra e re e ngurtësisë nuk përputhet më me qendrën e masës (c), kështu në strukturë do të lind efekti përdredhjes. Në Figurën 5.3 majtas tregohet skematikisht një planimetri në të cilën përputhet qendra e masës (c) me qendrën e ngurtësisë (o).



Figura 5. 4: Mbushje e pjesshme në plan me muraturë

Në këtë rast, nën veprimin e forcës sizmike, zhvendosja e strukturës do të jetë vetëm zhvendosje lineare. Në Figurën 5.3 djathtas tregohet një planimetri me mospërputhje të qëndrës së masës (c) me qëndrën e ngurtësisë (o). Ky ndryshim i ngurtësisë ka ardhur si pasojë e ndryshimit të vendodhjes së murit. Struktura nën reagimin sizmik, përveç zhvendosjes lineare do të ketë dhe zhvendosje rrotulluese kundrejt qëndrës së re të ngurtësisë e cila nuk përputhet me qëndrën e masës. Si pasojë e kësaj kollonat më larg qëndrës së ngurtësisë do të rrezikojnë të të ngarkohen më tepër dhe mund të shëmbeshin. Të njëjtin efekt jep dhe mbushja e pjesshme me muraturë e ilustruar në Figurën 5.4.

b. Mbushja e pjesshme në lartësi të ndërtesës (kate të dobët)

Për arsye të shfrytëzimit të kateve përdhe për dyqane, këto kate nuk mbushen me muraturë duke krijuar kështu atë që quhet si kat i dobët. Kat i dobët mund të ndodhë dhe në rastet kur lartësia e katit ndryshon në mënyrë të menjëhershme.

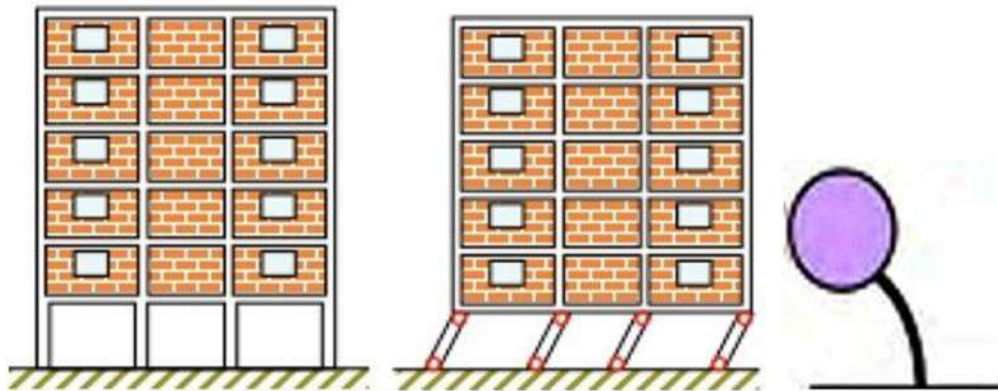


Figura 5. 5: Mekanizmi i lavjerrësit

Sipas “International Building Code (IBC)” “kat i dobët” përkufizohet kur kemi një ndryshim të ngurtësisë më shumë se 30% dhe “kat ekstremisht i dobët” kur kemi një ndryshim të ngurtësisë më shumë se 40%. Një kat përdhe i hapur dhe mbushje me muraturë në katet e sipërme gjithmonë ka shfaqur performancë të dobët të ndërtesës kundrejt tërmeteve.



a)

b)

Figura 5. 6: a) Objekt në Tiranë me kat përdhe të dobët, b) Objekt në Indi Kat i dobët në mes

Në këtë rast katet e sipërme lëvizin si një bllok rigjid. Kjo bën që ndërtësa të sillet si lavjerrës ku kollonat e katit përdhe sillen si shufër dhe katet e sipërme si masë, Figura 5.5.

Si pasojë e kësaj sjelljeje, vetëm kollonat e katit përdhe kanë një spostim të madh. Katet e dobët, si pasojë e mos mbushjes me muraturë, hasen dhe ndërmjet kateve të ndërtësës të cilët shkaktjnë kolaps të ndërtësës në atë kat. Ky efekt tregohet më së miri në Figurën 5.7 ku shikohet kolapsi i ndërtësës në katin e mesit.

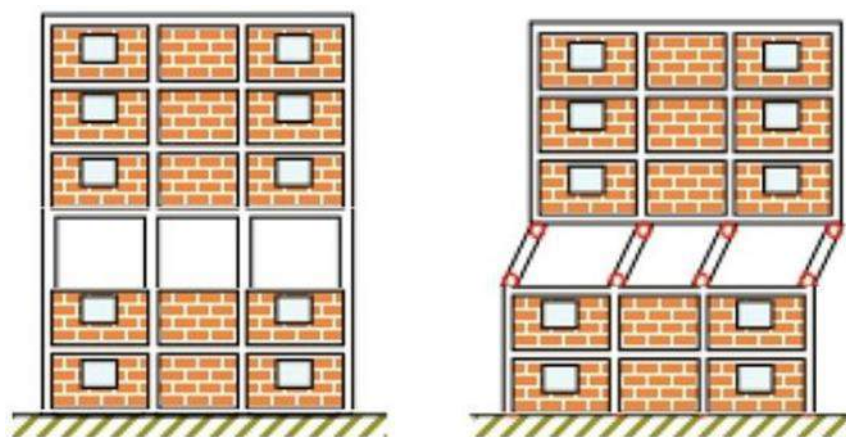
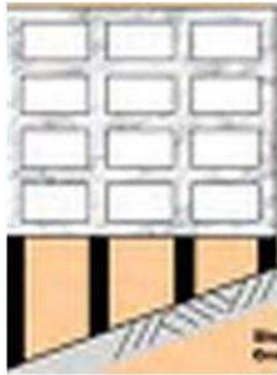


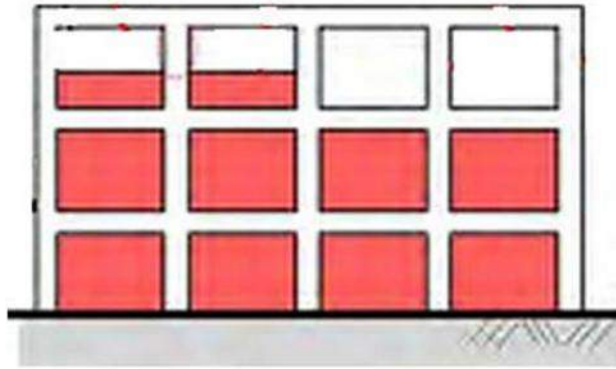
Figura 5. 7: Krijimi i mekanizmit “Soft Story” në mes të ndërtësës

c. Mbushja e pjesshme në lartësi të ramës.

Në disa struktura, kollona të të njëjtit kat konsiderohen të shkurtëra. Kollonat e shkurtra i gjejmë në ndërtësat në pjerrësi.



a)



b)

Figura 5. 8: a) Ndërtesë në pjerrësi, b) Kullonë që sillet si kullonë e shkurtër

Ndërtesat që kanë kullona me lartësi të ndryshme në të njëjtin kat, shpërndarja e sforcimeve në këto kullona është e ndryshme. Kullonat e shkurtëra vuajnë më shumë se kullonat e gjatë të të njëjtit kat. Kullonat e shkurtëra janë më pak fleksible dhe për pasojë sforcohen më shumë. Në ndërtesat në pjerrësi, të cilat kanë kullona me lartësi të ndryshme, ndodh shkatërrimi i kullonave më të shkurtra. Nqs kemi një ramë me dy kullona në pjerrësi dhe kullona e shkurtër është sa gjysma e tjetrës, atëherë kullona e shkurtër mban rreth 8/9 e forcës prerëse. Të njëjtin reagim sizmik kanë dhe kullonat që sillen si të shkurtra. Këto kullona i hasim në rastet kur ramat mbushen pjesërisht me muraturë, duke bllokuar pjesërisht zhvendosjen horizontale të ramës. Në Figurën 5.9 tregohet një rast shkatërrimi kullonë e cila sillet si kullonë e shkurtër si pasojë e muraturës.



Figura 5. 9: Shkatërrim i kullonës si pasojë e bllokimit nga muratura

5.3.2 Ndikimi pozitiv

Përveç anëve negative të përmendura më sipër, mbushja e muraturës ka dhe anë pozitive. Në qoftë se mbushjen e muraturës e shpëndajmë uniformisht në plan (mos të shfaqet efekti i përdhredhjes) gjithashtu bëjmë dhe një shpërndarje uniforme në lartësi (mos të krijojmë artificialisht mekanizmin Soft Story), atëherë këto mure kryejnë funksionin e mureve beton arme që punojnë në prerje. Këtë anë pozitive të mbushjes mund ta shfrytëzojmë, duke pasur parasysh që kostoja e materialit është më e vogël se kostoja e mureve beton arme.

5.3.3 Shmangia e ndikimit të muraturës

Izolimi i zonës së kontaktit të mbushjes me ramën beton arme, është një mënyrë shumë efektive në shmangien e ndikimit të saj. Dy mënyra të izolimit të zonës së kontaktit janë:

- 1- Mënyra e parë e izolimit realizohet duke vendosur profil në të dy anët e muraturës, duke lejuar që kollona deformohet por edhe mbushja mos të shembet.
- 2- Vendosja e kapëseve metalike. Këto kapëse për shkak të formës së tyre janë të deformueshme.

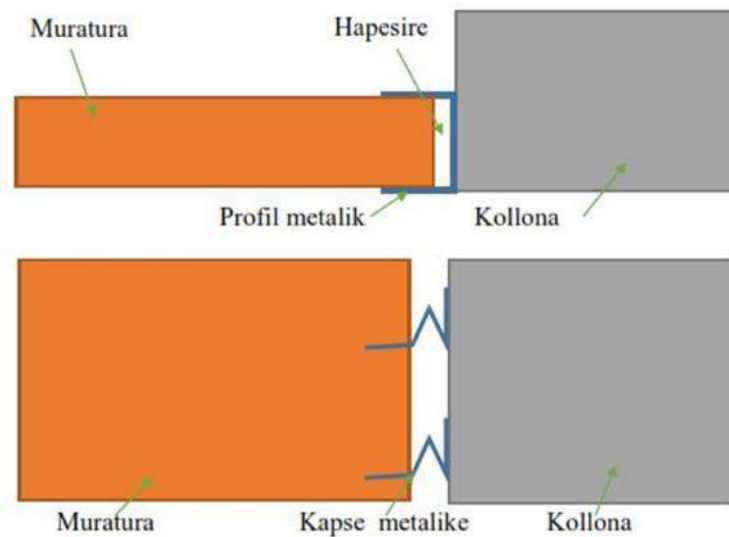


Figura 5. 10: Disa mënyra për ndarjen me mure mbushës

5.4 Metodat e analizës

Gjatë dekadave të fundit janë propozuar disa metoda për analizën e ramave me mbushje murature. Këto metoda mund të ndahen në dy grupe, në varësi të shkallës së trajtimit të përdorur për të përfaqësuar strukturën. Grupi i parë përbëhet nga modellet makro të cilat i përkasin modele vetë thjeshtëzuar, dhe janë të bazuara në kuptimin fizik të strukturës. Grupi i dytë përfshin modele mikro duke përfshirë edhe formulimet me element të fundëm, të cilat marrin në konsideratë efektet lokale në detaje.

a. Metodat Makro

Karakteristikë themelore e modeleve makro është se ato marrin në konsideratë vetëm ngurtësinë e përgjithshme dhe ngarkesën e shkatërrimit të ramës me mbushje muraturë, pa marrë parasysh të gjitha mënyrat e mundshme të dështimeve lokale. Ky grup mund të ndahet në kategoritë e mëposhtme.

- Konceptit të diagonales ekuivalente. Sipas këtij koncepti, mbushja e muraturës, modelohet nëpërmjet elementëve që punojnë në shtypje. Muratura shkëputet nga rama me përjashtim të këndeve që punojnë në shtypje.

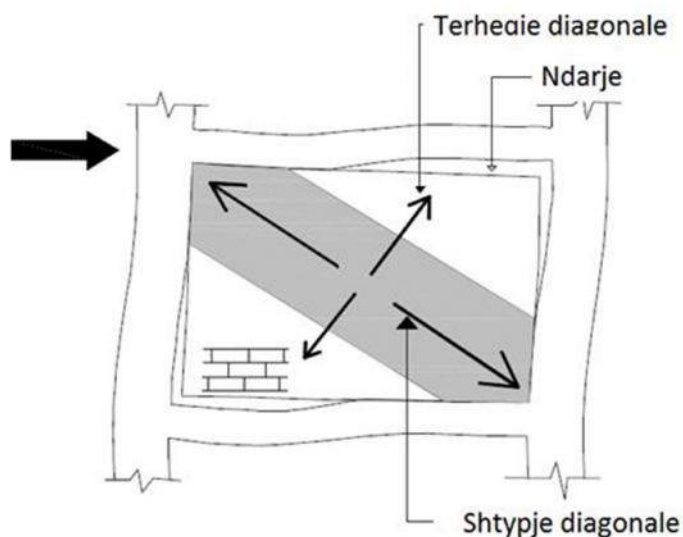


Figura 5.11: Modelimi me anë të diagonales në shtypje

Muratura është subjekt i sforcimeve shtypëse përgjatë diagonales së ngarkuar. Cepat e ngarkuar janë subjekt i shtypjes dyaksiale. Diagonalja e tërhequr krijon një ndarje me ramën.

- Konceptit të ramës ekuivalente. Sipas kësaj metode, efekti i tullës, llaçit, dhe sipërfaqes së kontaktit tullë-llaçë modelohet si një element i vazhduar, siç tregohet në Figurën 5.12

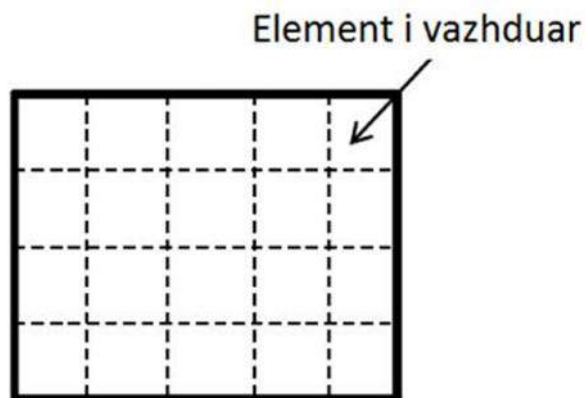


Figura 5.12: Idealizimi si element i vazhduar

b. Metodat Mikro

Modelimi mikro është një metodë modelimi e cila modelon bashkimet me llaç si element të veçantë në model. Duke konsideruar faktin se llaçi është elementi më i dobët, modelimi mikro mund të konsiderohet si metoda më e saktë për modelimin e muraturës. Modelimi mikro mund të ndahet në dy lloje.

- Modelimi mikro i detajuar: Në këtë metodë tullat dhe bashkimet e llaçit modelohen si element të vazhduar dhe sipërfaqja e kontaktit midis tullës dhe llaçit është modeluar nga një element interface, Figura 5.13. Si elementi i vazhduar ashtu dhe Interface model mund të përcaktohen nga një marrëdhënie jolineare sforcim-deformim. Elementët e modeluar janë 1) tulla, 2) llaçi, 3) sipërfaqja e kontaktit midis llaçit dhe tullës.

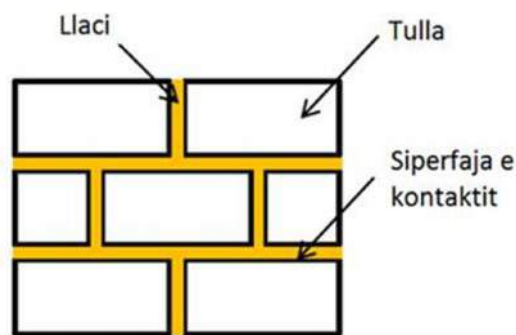


Figura 5. 13: Modelimi mikro i detajuar

- Modelimi mikro i thjeshtuar: Në këtë metodë tulla është modeluar nga element i vazhduar, ndërsa llaçi dhe bashkëveprimi me tullën, modelohen së bashku si një Interface element, siç tregohet në Figurën 5.14.

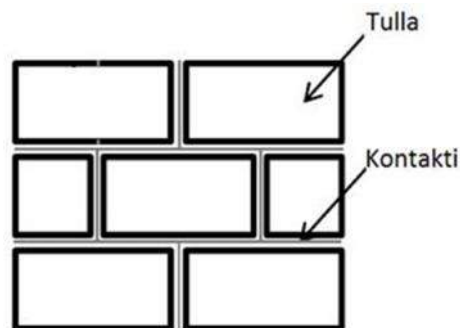


Figura 5. 14: Modelimi mikro i thjeshtuar

Zhvillimi i metodave me element të fundëm ofron një ndihmë për të metat e metodave të mëparshme. Zgjidhja e parë për analizimin e ramave me mbushje murature nëpërmjet analizës lineare me elementë të fundëm u sugjerua nga Mellik dhe Severn (1967). Në Figurën 5.15 sqarohet modeli mikro me element të fundëm.

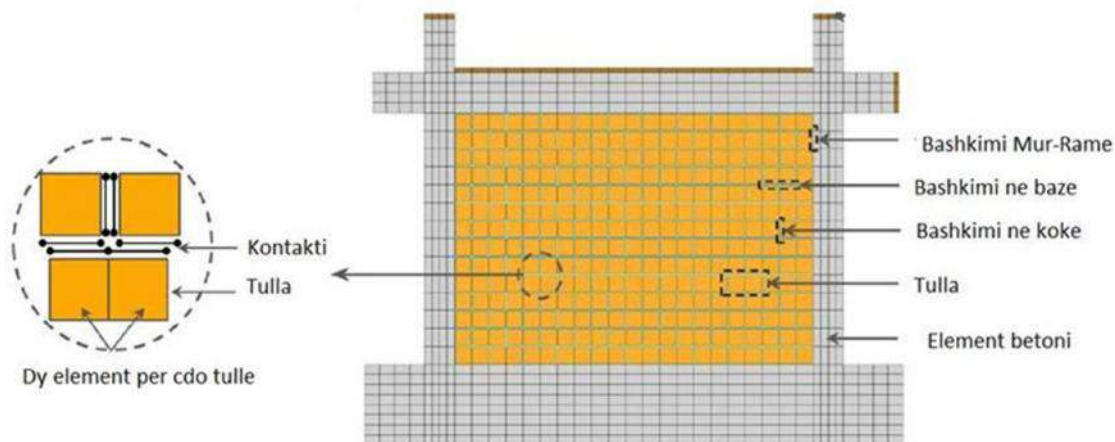


Figura 5. 15: Modelimi mikro jolinear me elementë të fundëm

5.4.1 Modelimi me diagonale ekuivalente

Modeli me diagonale është mënyra më e përhapur për të përfaqësuar bashkëveprimin midis mbushjes së muraturës dhe ramës beton arme, për shkak të besueshmërisë dhe thjeshtësisë.

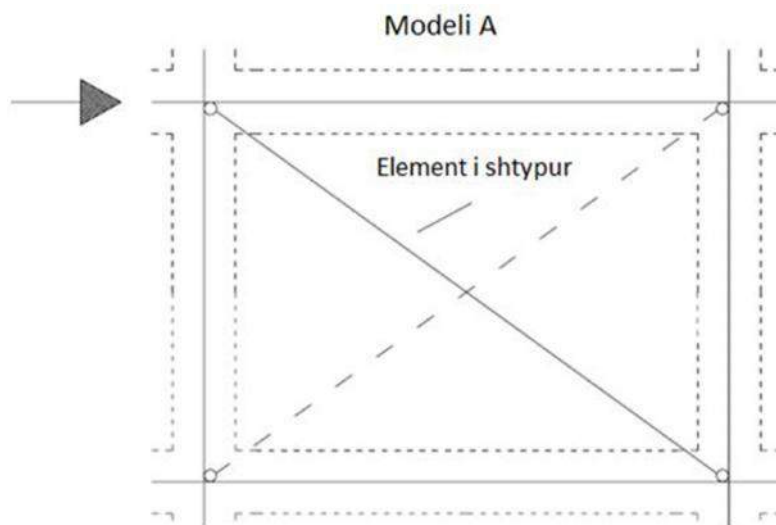


Figura 5. 16: Modelimi me një diagonale

Mënyra më e thjeshtë për modelim është përdorimi i diagonaleve që punojnë në shtypje, Figura 5.16.

Limiti i kësaj metode është se nuk merr parasysh efektin lokal të bashkëveprimit muraturë-ramë. Për këtë arsye janë propozuar disa ndryshime ndaj modelit klasik, siç tregohen në Figurën 5.17. Dy modelet alternative të propozuar (B dhe C) provojnë të modelojnë sforcimin përgjatë gjatësisë së kontaktit kur struktura deformohet. Sikurse shikohet nga Crisafulli (1997), i cili

duke karhasuar rezultatet e marra nga analiza me element të fundëm me rezultatet e mësipërme doli në përfundim se modeli C jep përshkrimin më të mirë të shpërndarjes efektive të momentit dhe forcës prerëse në elementët e strukturës.

Modelet e përshkruara deri tani nuk janë në gjendje të modelojnë reagimin e ramës me mbushje muraturë si pasojë e shkatërrimit nga forca prerëse. Për këtë qëllim Leuchars dhe Scivener (1973) propozoi një model i cili përbëhet nga dy diagonale, i cili transferon momentin përkulës në mes të lartësisë së kollonës, dhe nga një sustë e lidhur në diagonale, kjo lejon marrjen parasysh të fërkimit i cili lind përgjatë sipërfaqes së plasaritjes, Figura 5.18.

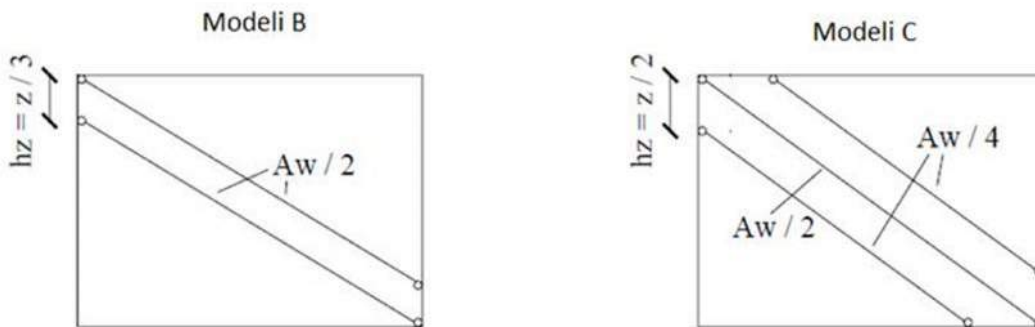


Figura 5. 17: Modelimi me shumë diagonale

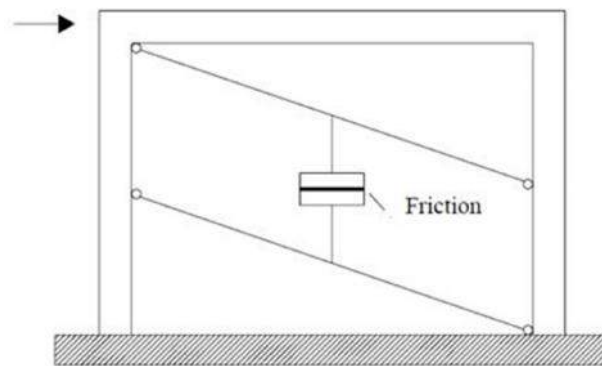


Figura 5. 18: Modelimi sipas Leuchars dhe Scivener

Modeli me një diagonale është mirë të përdoret gjatë analizimit të sjelljes së përgjithshme të ramës me mbushje muraturë, ndërsa modeli me dy dhe tre diagonale janë modele të përshtatshme për përcaktimin e efektit lokal në bashkveprim mbushje ramë.

5.4.2 Modelimi me një diagonale

Muratura. Rezistenca në shtypje e muraturës është funksion i disa parametrave si: rezistenca e llaçit, trashësia e llaçit, pesha e tullës, mosha e llaçit. Në përgjithësi rezistenca e muraturës është

marrë 25% deri në 50% e rezistencës së tullës, kështu që rezistenca e muraturës varion nga 1Mpa në 50Mpa.

Sipas FEMA-as rezistenca në shypje, për muraturë në kushte të mira, deri në 6.3MPa, dhe në kushte jo të mira deri në 4.13Mpa. për muraturë në kushte të këqija mund të merret 2.07Mpa.

Sipas Eurokodit 6, rezistenca karakteristike në shypje e muraturës e bërë me llaç normal, dhe duke konsideruar të gjitha bashkimet të mbushura, mund të llogaritet me formulën:

$$f_k = k * f_b^{0.65} * f_m^{0.25} \quad (\text{MPa})$$

ku f_b - është rezistenca në shypje e tullës (Mpa), f_m – është rezistenca në shypje e llaçit (Mpa), k – konstante ku $k=0.60$ për tullë solide, $k=0.55$ për tullë me vrima vertikale katrore, $k=0.50$ për tullë me vrima vertikale rrethore.

Për këtë studim f_k është marrë 10 Mpa.

Moduli i elasticitetit. Moduli elasticitetit të diagonales është marrë sa i muraturës (edhe pse moduli elasticiteti mund të modifikohet duke marrë në konsideratë dhe inklinimin e diagonales). Moduli elasticitetit të muraturës sipas Eurokodit 6 llogaritet me formulën 2.3.4

$$E = K * f_k, \quad K_E = 1000 \quad (5.1)$$

Gjatësia. Përgjithësisht diagonalja ekuivalente është lidhur në pikën e ndërprerjes së akseve gjeometrik të elementëve strukturorë të ramës (traut dhe kollonës). Kjo do të thotë se gjatësia e diagonales është pak më e gjatë se gjatësia efektive e diagonales së panelit mbushës. Gjithsesi kjo është gjerësisht e pranuar dhe nuk ndikon në besueshmërinë e vleresimit të reagimit sizmik.

Trashësia. Zakonisht trashësia e diagonales është marrë sa trashësia e muraturës kështu që parametri që duhet të llogaritet është gjerësia (w) e diagonales.

Gjerësia. Holmes (1961) propozoi se gjerësia (w) duhet të jetë sa $1/3$ e gjatësisë së diagonales së muraturës. Stafford Smith (1961, 1996), duke u bazuar në prova eksperimentale sygjeroi vlerat nga 0.1 deri në 0.25 të raportit w/dz ku: dz – është gjatësia e diagonales së muraturës.

Pauly dhe Priestly (1992) vuri re se një mbivlerësim në vlerësimin e gjerësisë çon në vlera të larta të ngurtësisë së përgjithshme të sistemit e cila sjell forca sizmike të larta joreale. Për këtë arsye ai propozoi një gjerësi të diagonales w të barabartë me 25% të gjatësisë dz . Kur muratura është pa plasaritje gjerësia e diagonales është e besueshme porse ajo reduktohet në një vlerë shumë të vogël kur muratura është afër shkatërrimit.

5.5 Shembull aplikativ

5.5.1 Përshkrimi i objekteve të marra në studim

Strukturat e marra në shqyrtim janë të njëjtat që u studiuan në kapitullin e katërt dhe të paraqitura në Figurat 4.1 ,4.2 dhe 4.3.

Modeli analitik që do të përdoret nuk është i njëjti si në rastin e mëparshëm. Në modelin e tanishëm do të modelohen edhe muret mbushës. Do të jenë dy raste të tilla. Njëri është kur muret do të konsiderohen në të gjithë lartësinë e strukturës të shpërndara dhe rasti kur këto mure nuk do të shpërndahen në katin përdhe. Simbolet e shkurtra që do të përdorim do të jenë si më poshtë.

RKM - rama klasike me mure

RP – rama me trarë të sheshtë

RPM - rama me trarë të sheshtë me mure (përveç katit përdhe)

RPTM - rama me trarë të sheshtë total me mure

Muret mbushës do të merren në konsideratë si bjella që punojnë në shtypje me gjerësin sa 1/4 e gjatësisë së diagonales dhe trashësinë sa trashësia e vet murit mbushës. Muratura me modulin e elasticitetit $E_{cm} = 1.6\text{GPa}$, koeficienti i $\nu = 0.15$.

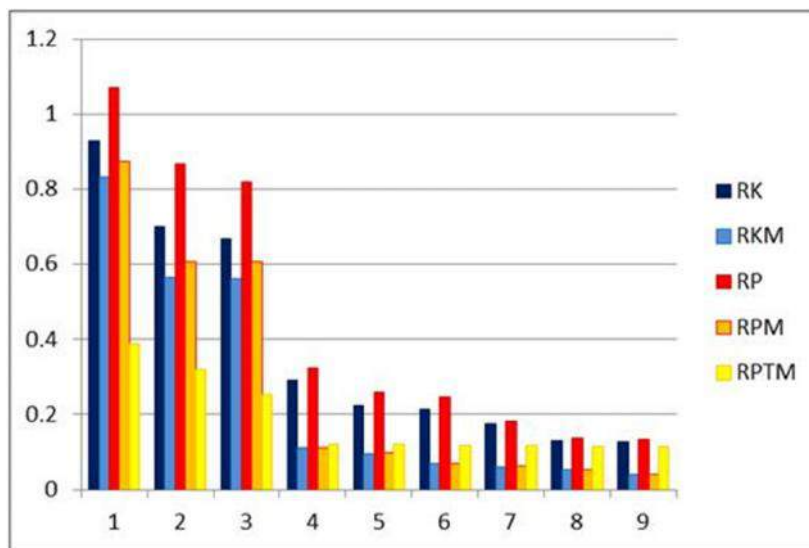


Figura 5. 19: Periodat e lëkundjeve vetjake për modelin 3 kat

Siç shpjegoam në kapitullin e katërt, edhe këtu të gjithë modelet kanë vlerat e periodave më të mëdha nga ato të sygjera nga kodet e projektimit përveç rastit kur modeli është i ndërtuar me konsideratën e mureve mbushës (modeli RPTM) në të gjithë lartësinë e objektit. Kjo vlen si për modelin 3 kate ashtu edhe për modelin 5 kate, vlerat e të cilit jepen në Figurën 5.19.

Gjithashtu vlen për t'u theksuar fakti që periodat e dyta dhe të treta janë pothuajse të barabarta për strukturat RKM dhe RPM. Perioda e tretë është ajo e përdredhjes dhe ajo rekomandohet që

të jetë më e vogël se perioda e dytë për shkak të efekteve negative që përdredhja i shkakton strukturave.

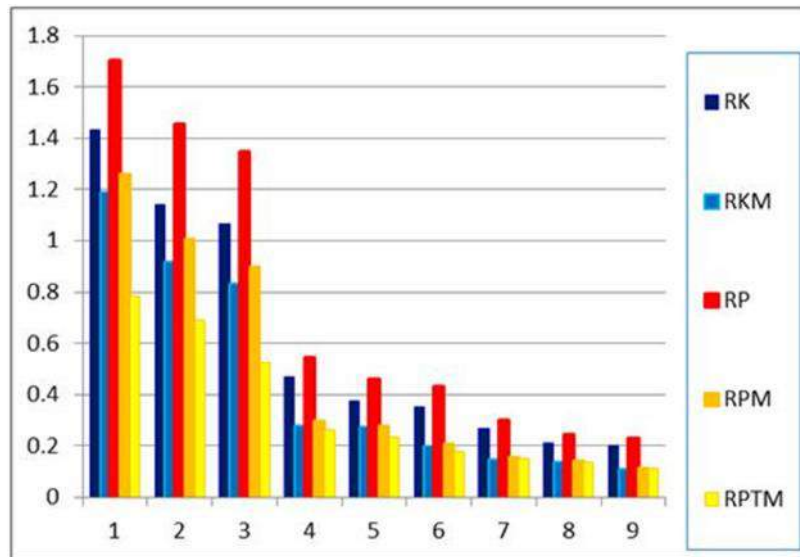


Figura 5. 20: Periodat e lëkundjeve vetjake për modelin 5 kat

5.5.2 Verifikimi i gjendjes kufitare të shfrytëzimit

Duke konsideruar të ezauruar përshkrimin teorik në kapitullin e katërt po paraqesim me figurat e mëposhtme vlerat e llogaritura si për modelin 3 kat ashtu edhe për modelin 5 kat.

Në figurën 5.21 janë paraqitur krahasimi i modeleve RPM dhe RKM. Nga rezultatet vërejmë që nëse katet e sipërme janë të mbushur me muraturë tulle zhvendosjet relative pothuajse janë të barabarta për të dy strukturat. Pra ndryshimi i trarëve nga klasike në trarë të sheshtë nuk paraqet ndryshim thelbësor në këto lloj kushtesh modelimi të strukturës. Siç mund të shpjegohet kjo vjen si rezultat i ngurtësisë së shkaktuar prej mureve mbushëse të përfaqësuar nga shufrat shtypëse. Përqëndrimi i kërkesës për të akomoduar në katin përdhe zhvendosje relative të konsiderueshme duket se është një problem edhe për strukturat jo të larta. Struktura jonë me lartësi 3 kate që të përmbushë kriterin e zhvendosjes do të duhet të ketë në katin përdhe elementë mbushës të tillë që të mos ndikojnë në reagimin e ramës nën veprimin e forcave sizmike. A është një praktik që aplikohet në vendin tonë?

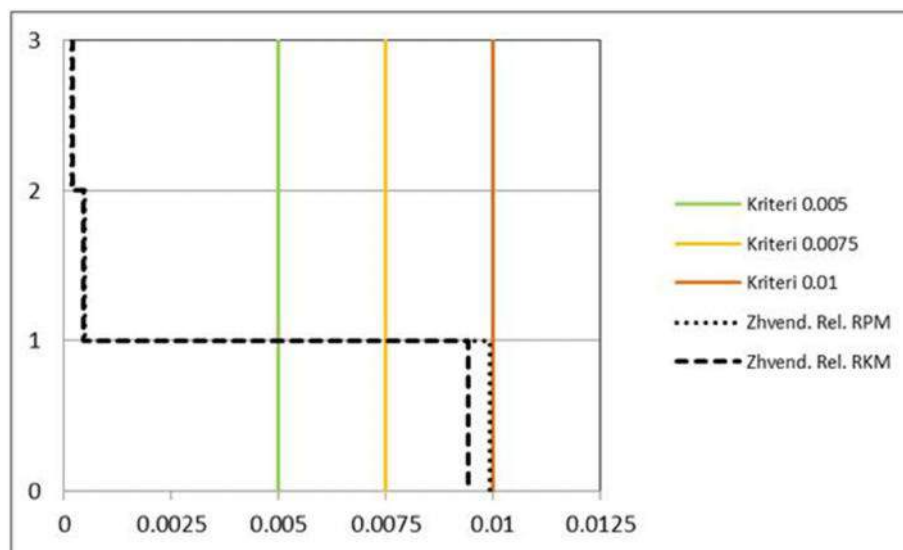


Figura 5. 21: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 3 kat (RPM dhe RKM)

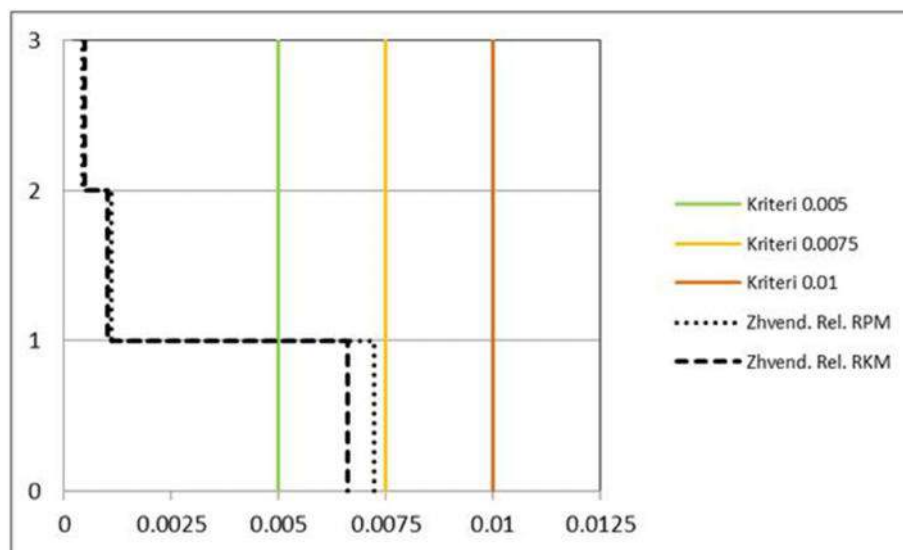


Figura 5. 22: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 3 kat (RPM dhe RKM)

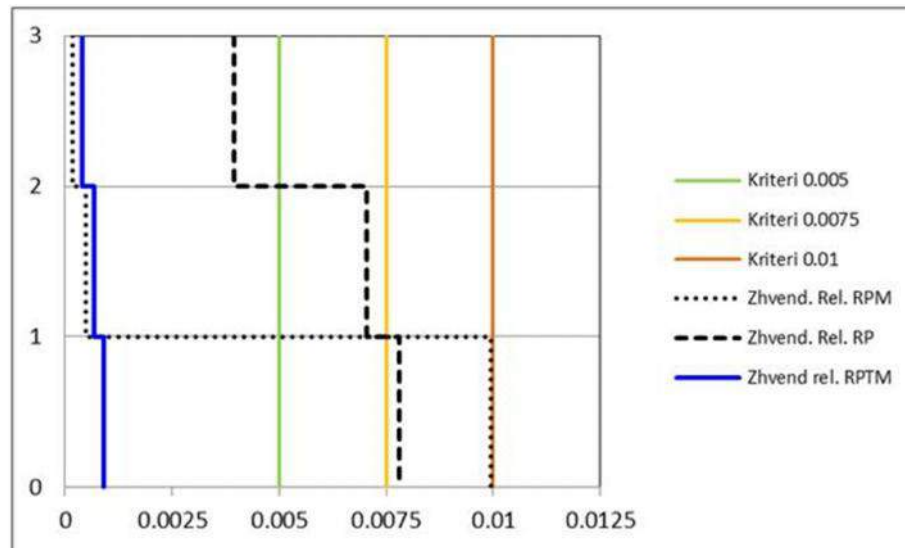


Figura 5. 23: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 3 kat

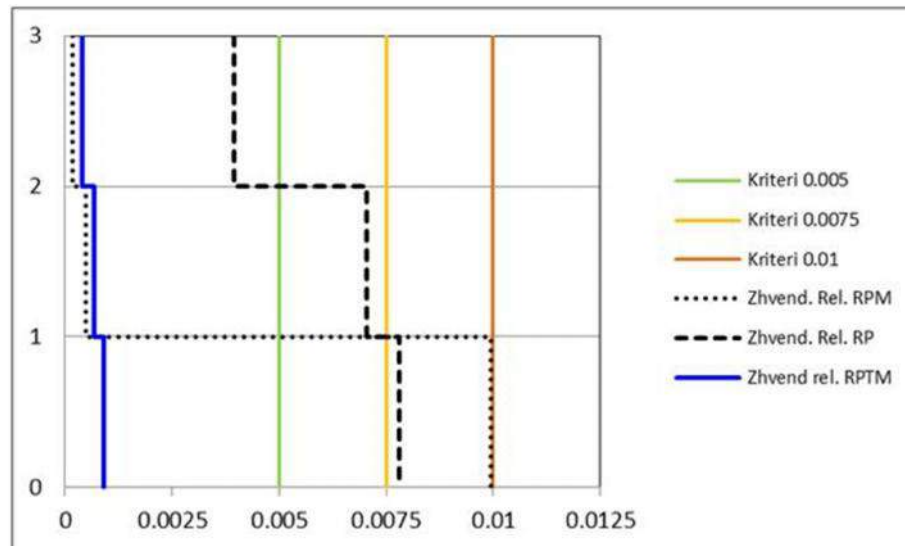


Figura 5. 24: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 3 kat

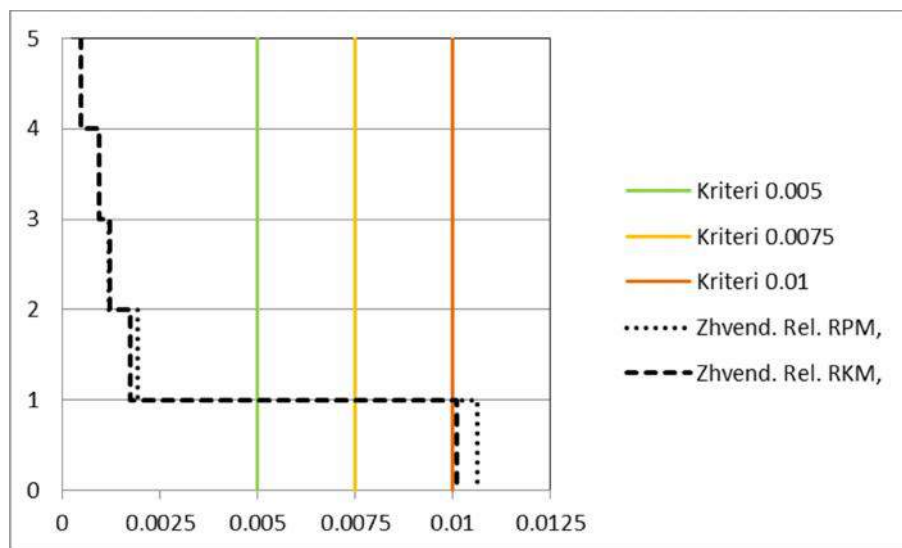


Figura 5. 25: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 5 kat (RPM dhe RKM) .

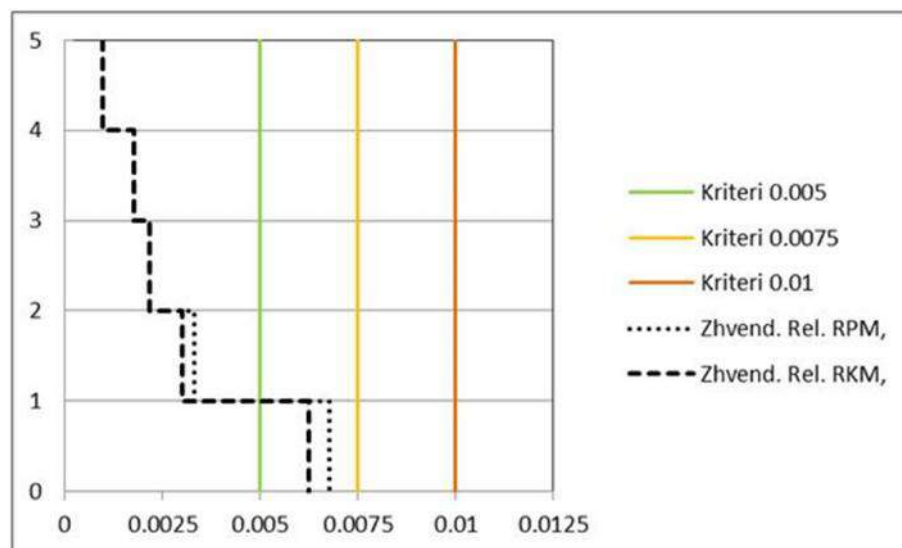


Figura 5. 26: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 5 kat (RPM dhe RKM)

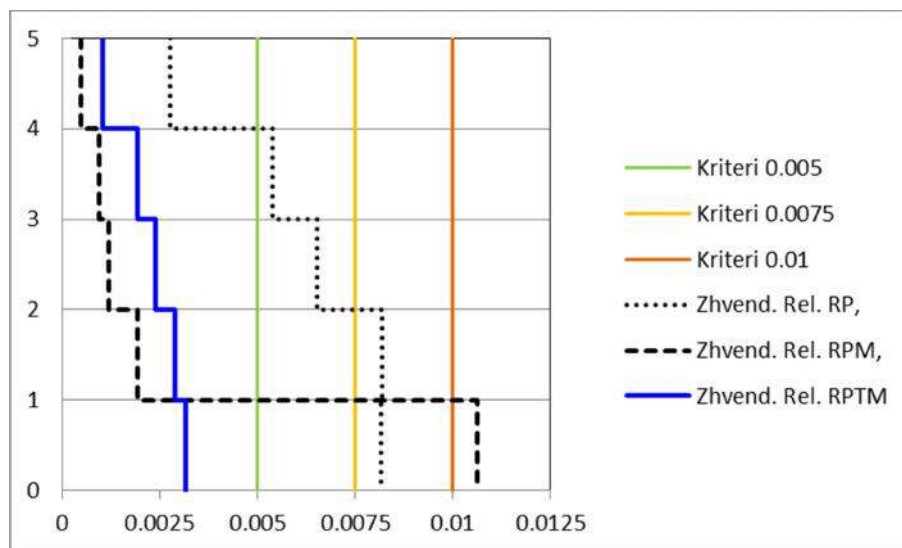


Figura 5. 27: Zhvendosjet relative drejtimi x modeli 5 kat

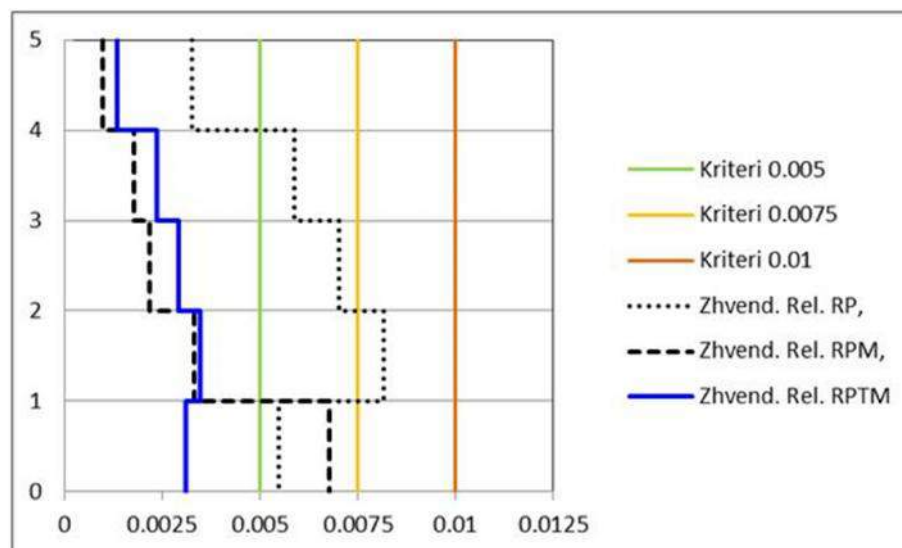


Figura 5. 28: Zhvendosjet relative drejtimi y modeli 5 kat

Si në rastin e strukturës me 3 kate edhe këtu vërejmë se mbushja me muraturë ka një rol pozitiv nëse ajo është e vendosur në të gjithë lartësinë e objektit. Në rastin kur ajo nuk është e vazhdueshme në katin përdhe atëherë vërehet se kërkesat për deformim do të përqendrohen kryesisht në katin e parë. Kjo është e qartë nga krahasimi i sjelljes së modeleve RPM me modelin RPTM.

5.5.3 Kriteri i efektit sekondar $P - \Delta$

Verifikimi i këtij kriteri do të bëhet fillimisht për modelin me 3 kate dhe pas kësaj për modelin me lartësi 5 kate siç kemi vepruar deri tani.

Tabelat nuk po i paraqesim, pasi kemi zgjedhur t'i prezantojmë rezultatet vetëm me anë të grafikëve. Në Figurat 5.29 deri në 5.32 prezantohen vlerat e krahasimit të modeleve RKM dhe RKP për modelin 3 kate kurse në Figurat 5.33 deri në 5.36 prezantohen vlerat e krahasimit të modeleve RKM dhe RKP për modelin 5 kate.

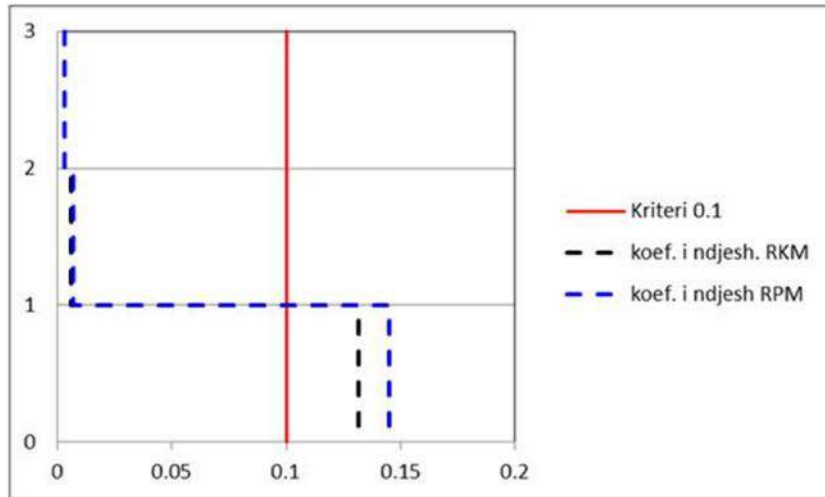


Figura 5. 29: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin x modeli 3 kat (RKM dhe RPM)

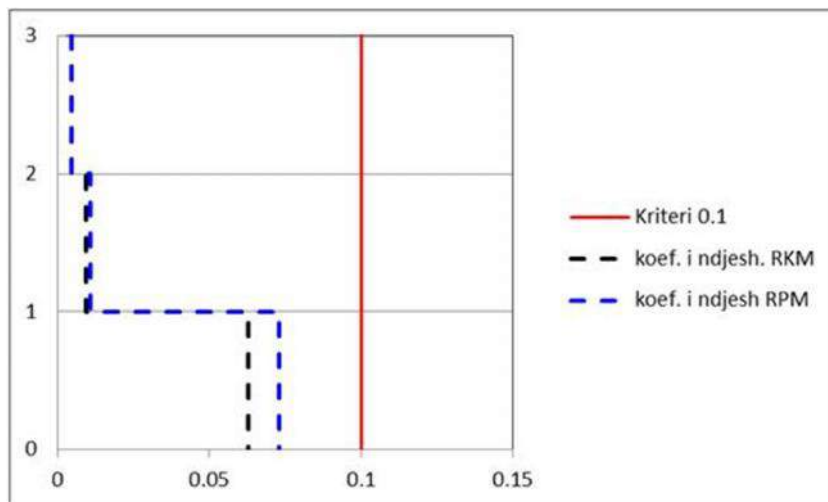


Figura 5. 30: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin y modeli 3 kat (RKM dhe RPM)

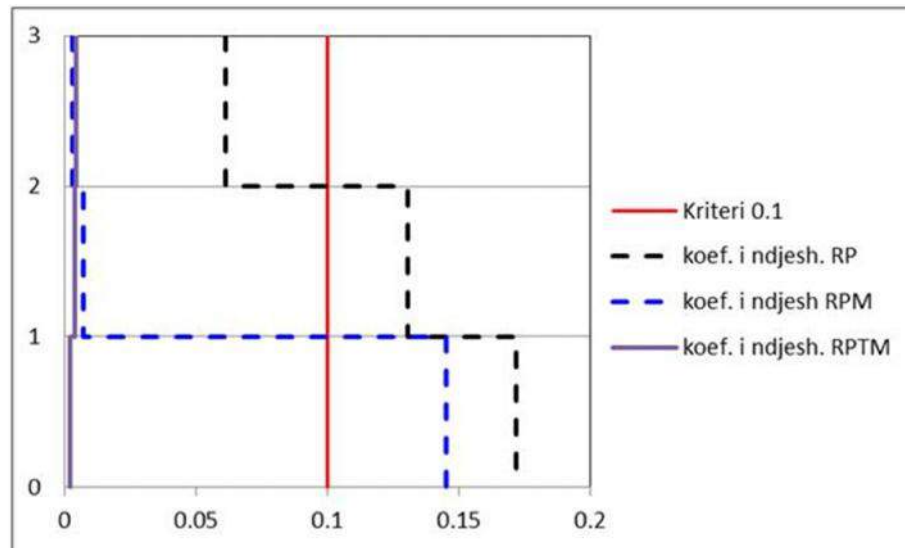


Figura 5. 31: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin x modeli 3 kat

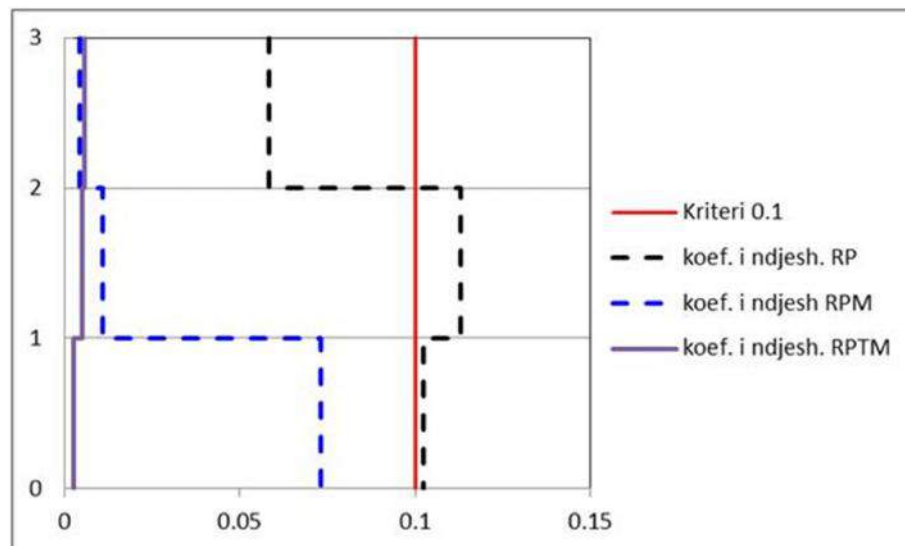


Figura 5. 32: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin y modeli 3 kat

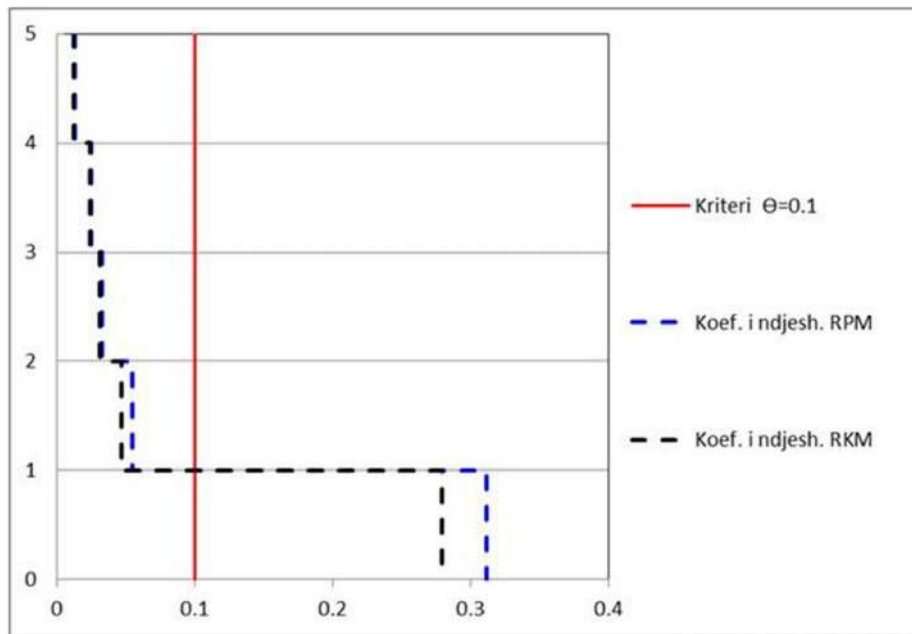


Figura 5.33: Koeficienti i ndjeshëmërise θ në drejtimin x modeli 5 kat (RKM dhe RPM)

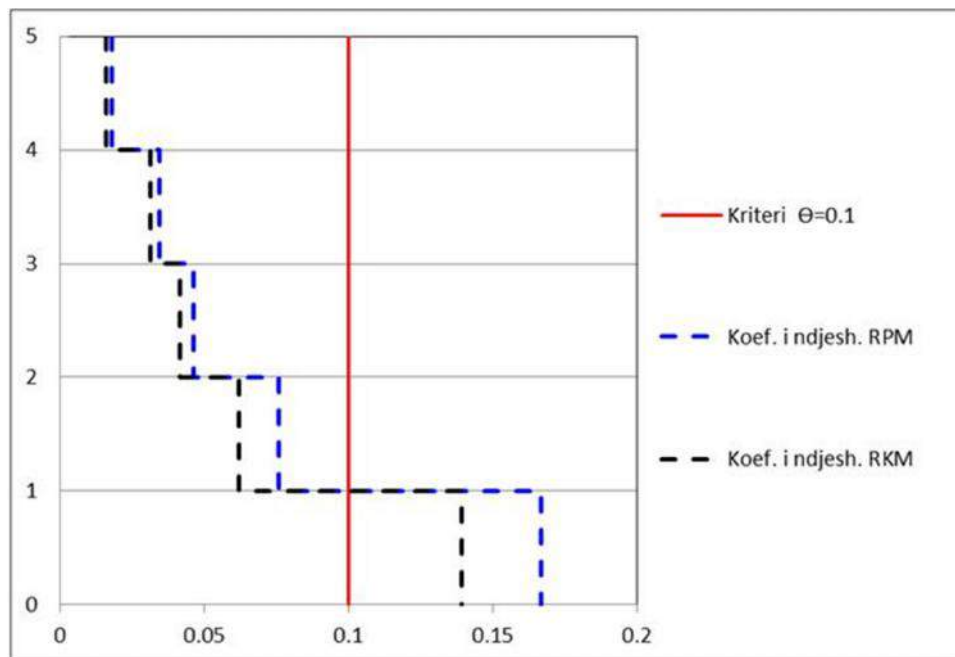


Figura 5.34: Koeficienti i ndjeshëmërise θ në drejtimin y modeli 5 kat (RKM dhe RPM)

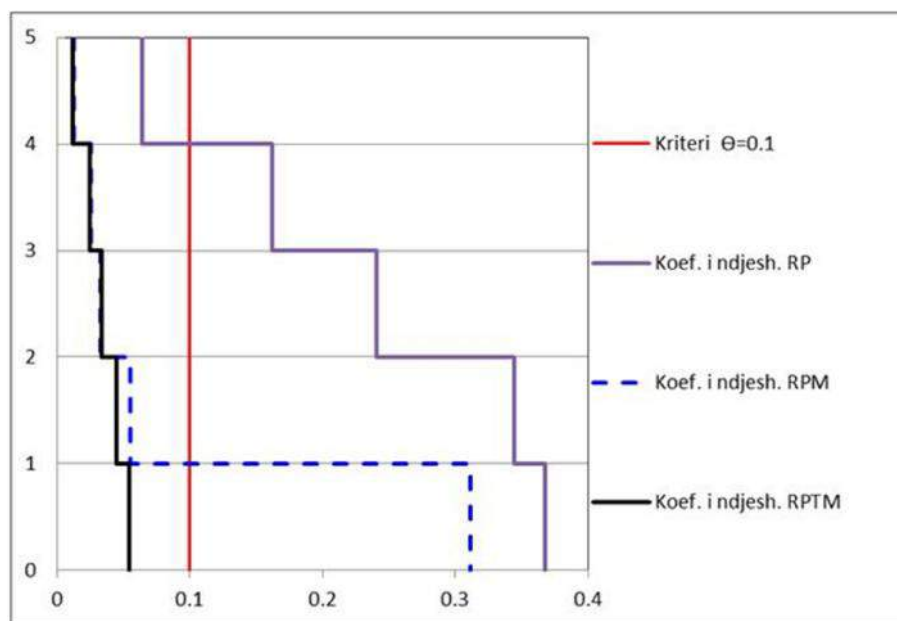


Figura 5. 35: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin x modeli 5 kat

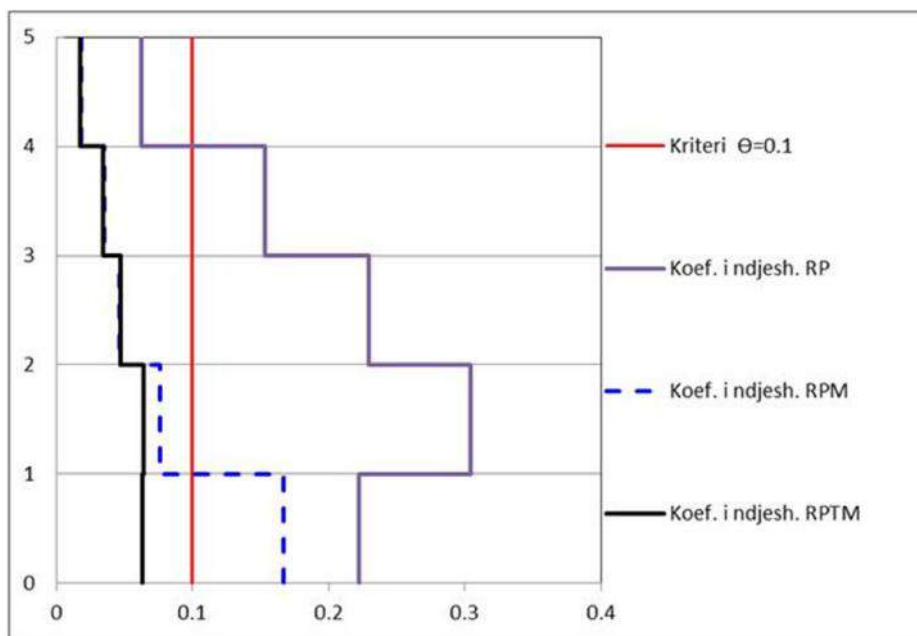


Figura 5. 36: Koeficienti i ndjeshëmërisë θ në drejtimin y modeli 5 kat

Përsa i përket zhvendosjes relative të kateve edhe struktura 5 kat paraqet të njëjtën sjellje krahasuese si të struktura 3 katë me ndryshimin se vlerat janë pak më të mëdha në katin përdhe. Kjo është e pritshme përderisa forcat prerëse në kat do të jenë më të mëdha si pasojë e rritjes së masës. Gjithashtu këto rezultate shpjegohen si rezultat i pozicioneve që zënë deformimet dhe forcat prerëse në fomulën për llogaritjen e koeficientit të ndjeshmërisë θ . Mungesa e mureve mbushës në katin përdhe shoqërohet me rritje të kërkesës për verifikimin e ndikimit të efektit sekondar P- Δ .

Sipas EN 1998-1/4.3.6.3.2(2) në rastin e parregullsive të tilla, elementët vertikalë të katit më të dobët në lidhje me atë më sipër duhet të projektohet me forcat sizmike me të larta se ato të dala nga analiza sizmike e ramës së thjeshtë. Faktori që shumëzon vlerat e forcave sizmike η llogaritet:

$$\eta = 1 + \Delta VR_w / \Sigma VS_d \leq q$$

ku ΔVR_w është reduktimi i rezistencës së mureve mbushëse në katin e konsideruar dhe ΣVS_d është shuma e forcave prerëse që veprojnë në të gjithë elementët strukturalë të katit që konsiderohet. Nga zbatimi i kësaj formule vërejmë se rritja e forcave llogaritëse do të jetë në diapazonin 1.1 deri në 3.9 herë duke u varur nga disa faktorë.

Nëse do të krahasojmë strukturat me trarë të sheshtë në lidhje me strukturat tip ramë klasike sërish vërejmë se edhe në këtë faktor ka një diferencë. Nisur nga forca sizmike më të vogla që shfaqen në analizën lineare të strukturave me trarë të sheshtë për shkak të fleksibilitetit të tyre atëherë faktori η në formulën e mësipërme është më i lartë.

5.6 Konkluzione

Nga krahasimi i rezultateve vërejmë se ramat me trarë të sheshtë kanë ndjeshmëri më të lartë në lidhje me marrjen ose jo në konsideratë të mureve mbushës. Në rastin kur muret mbushës janë të vendosur në të gjithë lartësinë e objektit ata paraqesin një rol pozitiv në reagimin e strukturës. Shpërndarja e zhvendosjeve relative në të gjithë katet pothuajse është njëllor duke bërë kështu që të gjithë katet të marrin pjesë për përballimin e forcave sizmike. Ngurtësia që marrin ramat prej mbushjes e bën të padallueshme diferencat e dy tipologjive të ramave në studim. Gjithsesi ne besojmë se kjo është e vërtetë vetëm sipas analizës lineare. Në fakt për sjelljen reale të saj do të duhet të bëhen studime eksperimentale siç shumë të tillë janë raportuar nga shumë studiues nëpër botë. Një vlerësim më objektiv do të paraqisnin edhe analizat jolineare. Temë mbi të cilën në botë prej vitesh dhe ende është duke u punuar për të krijuar një model të besueshëm jolinear që mundet të përdoret për të tilla analiza.

Nga marrja në konsideratë e mureve mbushës në modelimin e strukturës, vërehet se ato kanë aftësi të modifikojnë në mënyrë thelbësore reagimin e strukturës ndaj veprimit sizmik. Në rastin e mungesës së mureve në katin përdhe periodat e lekundjeve ulen disi nga vlera e tyre fillestare. Ato ende qëndrojnë të jenë mjaftueshëm fleksibile për shkak të katit përdhe pa mure mbushës. Ndërsa përse i përket shpërndarjes së deformacioneve del shumë e qartë se ato përqëndrohen në katin përdhe duke nxjerr në pah mundësinë e krijimit të katit të butë. Fenomen i cili në të shumtën e strukturave ka qënë edhe shkaktari kryesor i kolapsit të objekteve prej tërmetejeve më të fundit në vende të ndryshme të botës.

Gjithsesi për të dy tipet e ramave vërehet se e kanë të nevojshme modelimin duke i konsideruar muret mbushëse në modelet 3 dimensionale.

Bazuar nga sa më sipër dhe nga një volum i madh i materialeve të studiuara në lidhje me këtë temë, si dhe teknologjinë e zbatimit dhe eksperiencën në vendin tonë do të sygjeronim që elementët mbushës prej murature tulle të lehtësuar të mos konsideroheshin me termin “jostuktural” duke të krijuar përshtypjen jo vetëm në popullsinë e gjerë por edhe ndërmjet kolegësh inxhinierë se: zhvendosja e këtij apo atij muri mundet të bëhet me lehtësi pasi ata janë “thjesht jostruktural”.

KAPITULLI 6

ANALIZA STATIKE JOLINEARE E STRUKTURAVE PREJ BETONI TË ARMUAR ME TRARË ME LARTËSI TË VOGËL

6.1 Bazat teorike të analizave jolineare

6.1.1 Të përgjithshme

Në mënyrë që të analizojmë dhe të studiojmë sjelljen e strukturave në mënyrë matematike sa më të përafërt është e nevojshme të realizohen analizat dinamike dhe statike jolineare. Metoda më e njohur dhe më e përdorshme si për nga thjeshtësia e saj, sensi praktik i procedurës ashtu edhe nga mundësia e programeve të ndryshëm kompjuterik që disponohen në treg është: analiza statike jolineare “Static Pushover”. Në këtë kapitull do të shpjegohet sjellja jolineare e elementeve strukturore dhe disa principe të përgjithshme të aplikimit të metodës jolineare “Static Pushover”.

6.1.2 Sjellja jolineare e elementëve strukturore

Formimi i kateve të butë në një ndërtesë vjen pas ndodhjes së një tërmeti.

Në pamundësi (kryesish financiare) që objektet në pëgjithësi të projektohen për t’i rezistuar lëkundjeve sizmike në fazën lineare është përcaktuar dhe janë hartuar të pranohet që strukturat të kenë një sjellje jolineare gjatë veprimeve sizmike. Në funksion të tipologjisë strukturale, rëndësisë, materialeve të përdorura dhe shumë elementëve të tjerë të rëndësishëm përcaktohet edhe shkalla e duktilitetit të kërkuar. Duktiliteti është një marrëdhënie midis zhvendosjeve që përballon struktura dhe aftësisë së saj për t’i përballuar ngarkesat që i shkaktohen asaj edhe pas veprimit të tërmetit të projektimit.

Tërmetet janë fenomene natyrore që, kur janë të fortë shkaktajnë në strukturë forca apo ngarkesa të tilla që shoqerohen me deformacione të mëdha. Fillimisht për një nivel të ulët ngarkimi, statik apo dinamik, në çdo strukturë përfundon shumë shpejt faza e sjelljes apo reagimit elastik dhe me tej në strukturë shfaqen deformacione dhe zhvendosje të karakterit plastik, dmth deformacione të pakthyeshme. Këto deformacione plastike fillojnë në një zonë të vogël të një elementi struktural pastaj rriten në këtë seksion dhe fillojnë të lindin githashtu në një seksion tjetër të një elementi tjetër e kështu me radhë deri sa në strukturë do të krijohet një sistem me nyje plastike të cilat do të vënë në pikëpyetje qëndrueshmërinë e strukturës.

Filozofia e të projektuarit drejt është ajo e krijimit të një strukture me aftësi rezistente, ngurtësie dhe me kapacitete për të shpërndarë sa më shumë në brendësi të sistemit struktural energjinë që tërmeti do të injektojë në strukturë. Për t’ia arritur këtij qëllimi është e nevojshme që nyjet

plastike të jenë në vendet të tilla që mundet të mobilizohen sa më tepër dhe që plasticiteti në pikën që ndodh të mos shkaktojë paqëndrueshmëri të larta strukturale (ato duhet të formohen në trarë). Ka raste kur për shkak të shpërndarjes sipas një kriteri të gabuar të ngurtësisë forcat sizmike detyrojnë strukturën të deformohet duke bërë që formimi i çernierave të formohet në kollona dhe njëkohësisht në një kat pa patur mundësinë e shpërndarjes së çernierave plastike në katë të tjerë. Një mekanizëm i tillë dhe i padëshirueshëm njihet si “kati i butë” ose në anglisht “SOFT STORY”. Pra përpara se të analizojmë sjelljen globale të strukturës në të cilën si pasojë e deformacioneve të mëdha plastike është formuar kati i butë më parë po analizojmë sjelljen jolineare në rang elementi. Sjellja jolineare e strukturës nën veprimin e ngarkesave sizmike varet nga reagimi jolinear i elementëve që janë përdorur në sistemin rezistues kundrejt forcave anësore. Kështu përpara se të aplikohet ndonjë analizë jolineare në strukturë për të analizuar sjelljen e saj më parë duhet studiuar dhe vlerësuar sjellja jolineare e elementeve strukturorë. Sjellja jolineare e elementeve strukturorë varet nga sjellja jolineare e materialeve prej të cilët është i përbërë një element. Karakteri jolinear i materialeve ndërtimore vihet re në marrëdhëniet sforcim-deformim (σ - ϵ). Këto sjellje po i pasqyrojmë më poshtë me anë të diagramës karakteristike sforcim-deformim (σ - ϵ) për materialin kryesor të ndërtimit që është çeliku.

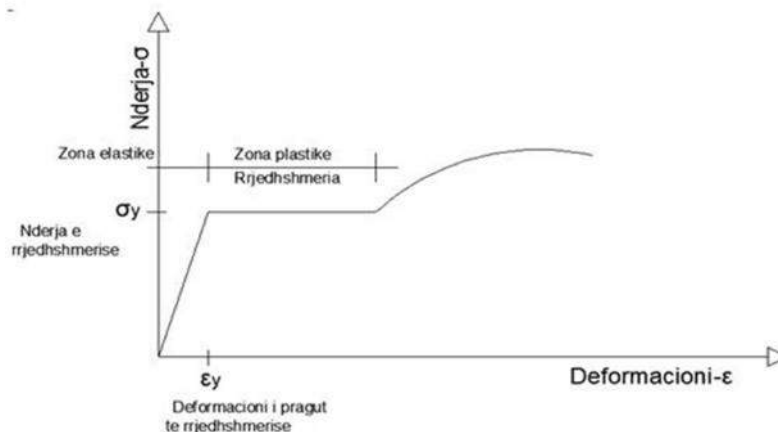


Figura 6. 1: Diagrama karakteristike nderje-deformacion (σ - ϵ) për çelikut e ndërtimit

Karakteristikat jolineare të çelikut apo si themi ndryshe karakteristikat duktile të tij shprehen në zonën e rrjedhshmërisë apo zonën plastike të kurbës sforcim-deformim (σ - ϵ). Në praktikën e ndërtimit marrëdhëniet jolineare (σ - ϵ) vihen re edhe tek betoni i armuar. Por duhet patur parasysh që sjellja jolineare e një elementi strukturor prej betoni të armuar do të varet në rradhë të parë nga karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve respektive përbërëse (betonit dhe çelikut), përqindjes së armimit, etj. Për një element të tillë sjellja mund të jetë pa zonë rrjedhshmerie, pra jo-duktil, amorf ose duktil.

Në rastin e sjelljes duktile shkatërimi i elementit ndodh pasi realizohet një zonë e caktuar rrjedhshmërie, ku deformimet dhe zhvendosjet në element vazhdojnë pa rritje ngarkese. Në rastin e sjelljes jo-duktil shkatërimi i elementit është i tipit amorf dhe ky shkatërim vjen menjëherë pa paralajmërim. Shkatërime të kësaj natyre duhen shmangur me patjetër në strukturë.

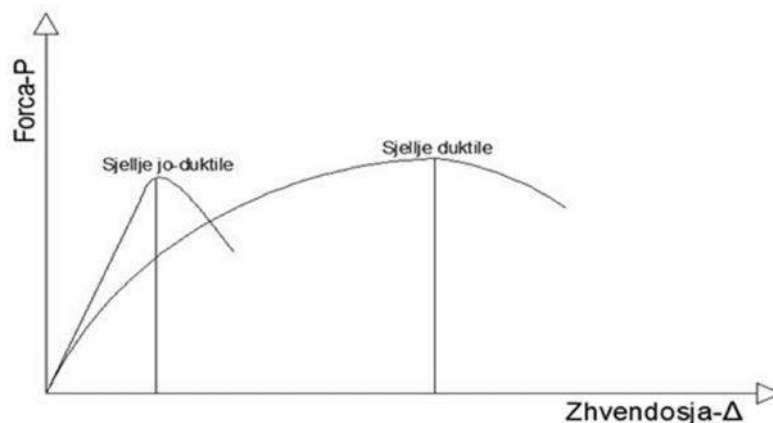


Figura 6. 2: Sjellja duktile dhe jo-duktilë gjatë ngarkimit të një elementi betonarme

Për qëllime projektimi në vend të kësaj kurbe reale mund të përdoret një kurbë e idealizuar bilineare. Sipas FEMA-356 marrëdhënia e përgjithshme forcë-deformacion për një element strukturor me karakteristika duktile gjatë kohës që ai shfaq një sjellje jolineare, pra elementi e ka kaluar fazën e reagimit elastik, tregohet në grafikun më poshtë. Në fakt kjo paraqitje grafike është një formë e idealizuar për qëllime praktike projektimi pasi siç dihet veprimi i tërmetit i ngarkon elementët strukturorë në mënyrë ciklike.

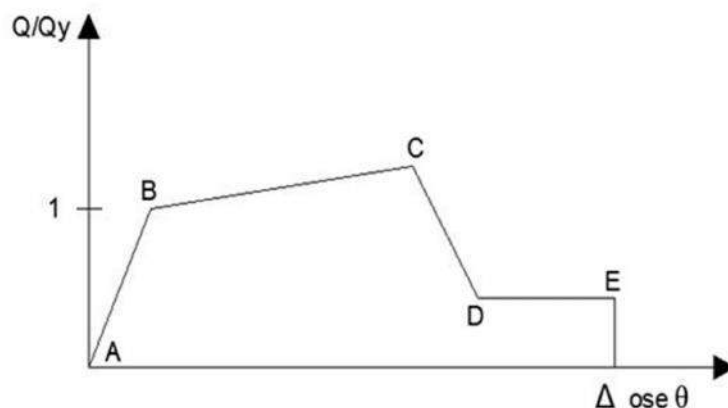


Figura 6. 3: Marrëdhënia e përgjithshme forcë-deformacion gjatë sjelljes joelastike të elementit strukturor duktil

Në këtë kurbë vihen re katër pika karakteristike: Pika B-tregon pikën e fillimit të rrjedhshmërisë të elementit strukturor, pika C-tregon rezistencën kufitare, pika D-tregon rezistencën e mbetur dhe pika E-tregon deformacionin kufitar.

Në momentin që ngarkesa e jashtme barazohet me ngarkesën e kufirit të rrjedhshmërisë së elementit atëherë elementi kalon në rrjedhshmëri. Pra rrjedhshmëria në element shfaqet kur $Q/Q_y=1$. Përpara se elementi të kalojë në rrjedhshmëri sjellja është lineare dhe në grafik përfaqësohet me pjesën nga A-B. Në pikën B elementi kalon në rrjedhshmëri dhe përsëri sjellja është lineare por me një reduktim të ngurtësisë ndërmjet pikave B-C. Kjo vihet re nga rënia e pjerrësisë së pjesës B-C në krahasim me pjesën A-B. Në pikën C vihet re një reduktim i

menjëhershëm i rezistencës dhe grafiku bie në pikën D. Rezistenca e mbetur e elementit vazhdon deri në pikën E ku edhe ndodh humbja përfundimtare e rezistencë apo shkatërrimi i elementit. Pjerrësia fillestare e diagramës ndërmjet pikave A-B shpreh apo përcakton ngurtësinë elastike. Pika C në grafik përfaqëson pikën ku në element kemi një rënie të menjëhershme të ngurtësisë. Një sjellje e tillë e elementit strukturor është një sjellje e kontrolluar nga deformacionet.

Më poshtë paraqitet e njëjta marrëdhënie, por tani për sjelljen jolineare të një elementi me karakteristika jo-duktilë, pra amorfe.

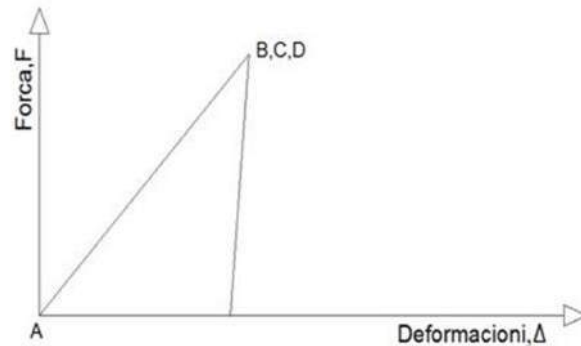


Figura 6. 4: Marrëdhënia e përgjithshme forcë-deformacion gjatë sjelljes joelastike të elementit strukturor jo-duktil

Kodet ATC-40 dhe FEMA-356 e përshkruajnë sjelljen e mësipërme jolineare të elementit duke marrë në konsideratë këndet e rrotullimit plastik në zonat e formimit të çernierave plastike. Këndet e rrotullimit në çernierat plastike të formuara pas kalimit në rrjedhshmëri të materialit analizohen duke marrë në konsideratë tre nivele performance: “immediate occupancy”- shfrytëzim i menjëhershëm, “life safety”- siguria e jetës, “collapse prevention”- shkatërrim i strukturës.

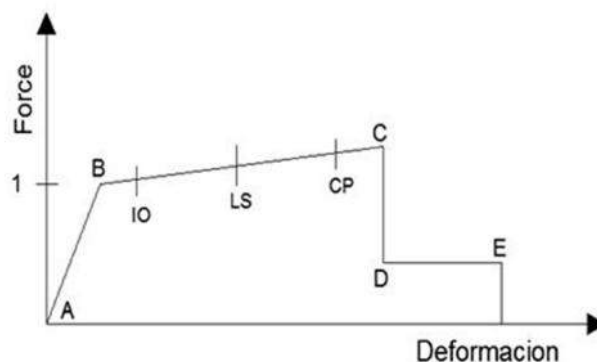


Figura 6. 5: Nivelet e performancës

Karakteristikat e çernierave plastike janë përcaktuar sipas kodeve ATC-40 dhe FEMA-356. Pra marrëdhënia moment-rrotullim për zonat e bashkimit të trarëve dhe kollonave për modelat që janë marrë në studim jepen në Tabelën 6.1 të mëposhtme. Zonat e çernierimit plastik apo përqëndrimin të deformacioneve plastike mund të jenë të ndryshme.

Modelet e elementeve strukturore që shfaqin sjellje inelastike mund të diferencohen nga njëri-tjetri nga mënyra e shpërndarjes së plasticitetit përgjatë seksionit tërthor dhe në gjatësi të tij. Më poshtë jepen pesë modele të idealizuara për stimulimin e sjelljes inelastike të lidhjes kollonë -tra.

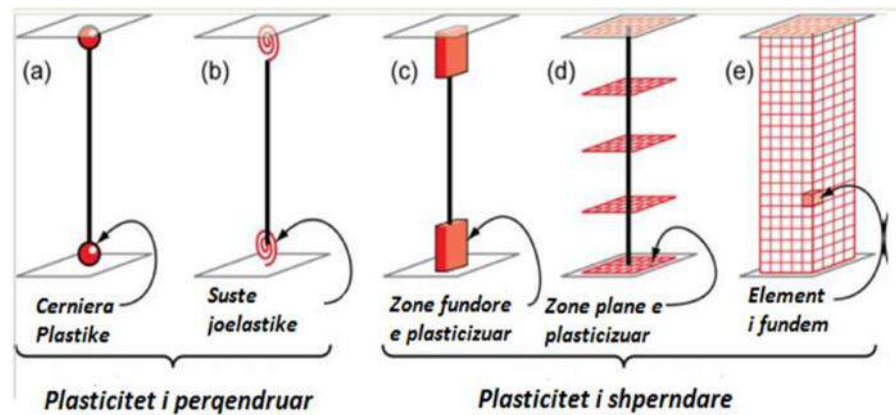


Figura 6. 6: Modelet e shpërndarjes së plasticitetit

Dy modelet e parë Figura 6.6a dhe Figura 6.6b janë modele që i përqëndrojnë deformimet plastike në fundet e elementeve, pra në një largësi pambarimisht afër nyjes së elementit. Duke e konsideruar plasticitetin e përqendruar në këto zonat të elementit (zero-length hinges) këta elementë i kanë më të thjeshta formulimet numerike të marrëdhënieve moment–rrotullim.

Modeli me përqëndrim të deformacioneve plastike në një gjatësi të fundme në afërsi të nyjes të elementit, Figura 6.6c, është një formulim dhe një përshtatje tepër efiçente për aplikimin e shpërndarjes së plasticitetit në element kur aplikohet analizave jolineare. Seksionet tërthore në zonat e çernierave plastike karakterizohen ose nëpërmjet marrëdhënieve jolineare moment kurbature ose nëpërmjet seksioneve në të cilat me anë të integritimeve numerike plotësohet kërkesa që seksionet plane të qëndrojnë plane edhe në këto zona. Gjatësia e çernierës plastike mund të jetë fikse ose e ndryshueshme siç përcaktohet nga karakteristikat moment-kurbaturë të seksionit. Integrimi numerik i deformacioneve përgjatë gjatësisë së çernierës plastike e përfaqëson më mirë plasticizimin e elementit sesa në rastin e çernierave plastike të përqendruara. Në këtë tip modeli informacioni që merret për shpërndarjen e sforcimeve dhe të deformimeve përgjatë seksionit tërthor dhe në gjatësi të elementit është më i saktë por për disa karakteristika dhe fenomene lokale siç është psh. rënia e rezistencës të çelikut gjatë përkuljes ose rënia e ngurtësisë në element. Disavantazhi është fakti i kërkesavë të ngarkuara në formulimin e aparatit matematikor pasi kërkojnë një sërë veprimesh të shumta dhe programe kompjuterike voluminozë dhe të fuqishëm.

Ndërkohë në modelin më përqëndrim të plasticitetit në zonat (zero-length hinges) këto fenomene mund të analizohen më thjeshtë me anë të testeve të ndryshme prej të cilave nxirren kurbat moment–rrotullim ose kurbaturë dhe kurbat histeresis.

Tabela 6. 1: Marrëdhëniet moment-rrotullim për çernieret plastike që janë përdorur në analizat jolineare

		Tra	Kollonë
Pika	M/My	R/Ry	R/Ry
-E	-0.2	-0.035	-0.025
-D	-0.2	-0.02	-0.015
-C	-1.1	-0.02	-0.015
-B	-1	0	0
A	0	0	0
B	1	0	0
C	1.1	0.02	0.015
D	0.2	0.02	0.015
E	0.2	0.035	0.025

Paraqitja grafike e rezultateve të mësipërme jepet si më poshtë:

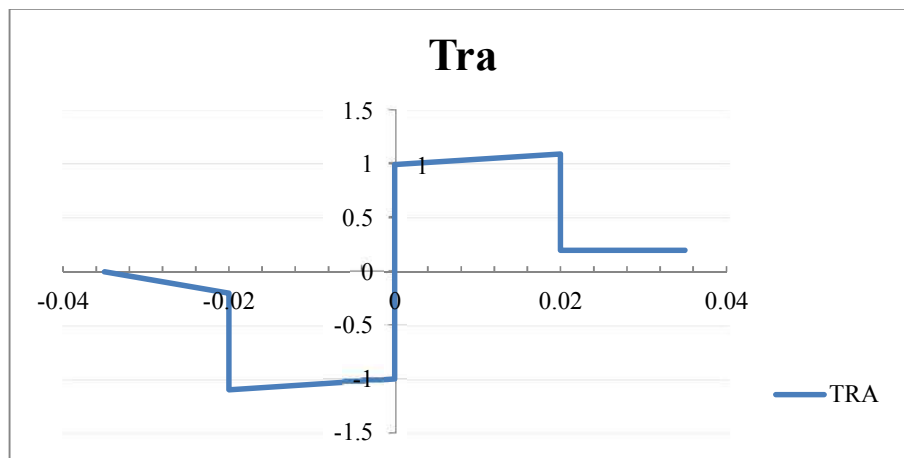


Figura 6. 7: Marrëdhënia moment-rrotullim për çernierat plastike në trarë

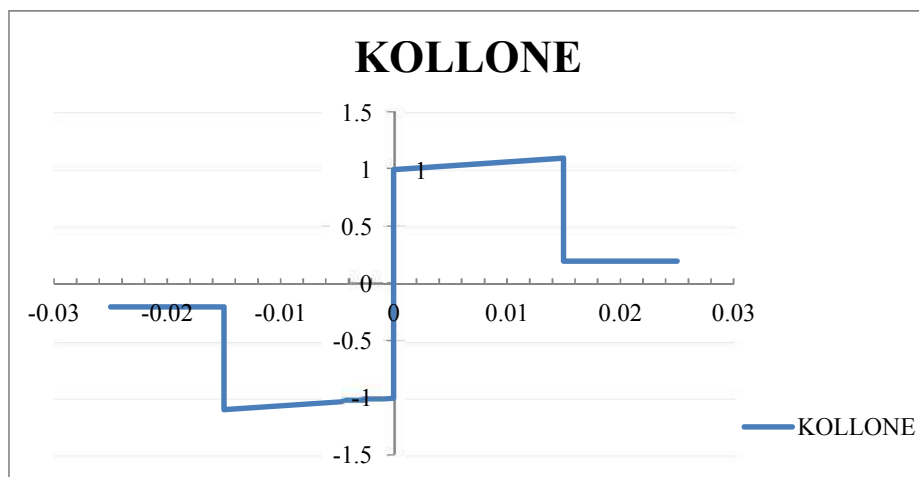


Figura 6. 8: Marrëdhënia moment-rrotullim për çernierat plastike në kollonë

6.2 Analiza jolineare “Static Pushover”

a. Analiza jolineare e “Mbingarkimit gradual”

Analiza jolineare “Static Pushover” është bërë metoda më e përdorur këto vitet e fundit për përcaktimin e sjelljes jolineare të strukturës. Për të realizuar këtë analizë që ndryshe mund të quhet edhe analiza e mbingarkimit gradual, struktura krahas ngarkesave të përhershme (DEAD LOAD) dhe të përkoheshme (LIVE LOAD) i nënshtrohet edhe ngarkimit anësor. Shpërndarja e këtyre forcave në lartësi të strukturës bëhet në mënyrë të tillë që ato të modelojnë si formë forcat sizmike (në literaturën e huaj njihen edhe forma të tjera të shpërndarjes së forcave horizontale). Pas aplikimit të kësaj analize përftohet një kurbë që njihet si “kurba e kapacitetit”. Kjo kurbë na jep marrëdhënien e forcës prerëse në bazë me zhvendosjet e pikës së kontrollit. Si pikë kontrolli mund të shërbejë qendra e gravitetit e çatisë në ndërtesat me çati. Kjo kurbë na jep informacion për këto dy parametra (zhvendosjet dhe forcën prerëse të bazës) për nivele të ndryshme të ngarkimit anësor.

Me rritjen e ngarkesave anësore përtej pragut të rrjedhshmërisë të elementëve rezistues kundrejt këtyre forcave pjerrësia e kurbës fillon të bjerë gradualisht dhe vërehet shfaqja e sjelljes jolineare të strukturës, pra evidentohet formimi i një numri çernierash plastike. Nëpërmjet kësaj analize përcaktohet kapaciteti real duktil i strukturës. Gjatë aplikimit të kësaj analize ngarkesat anësore rriten në mënyrë graduale dhe për çdo stad ngarkimi monitorohen forcat dhe ngurtësitë e elementëve. Ky proces i rritjes graduale të ngarkesave anësore vazhdon deri në momentin që struktura bëhet e paqëndrueshme, pra në strukturë janë formuar një numër i tillë i çernierave plastike sa që struktura kalon në shkatërrim total. Kjo analizë mund të përdoret edhe për të evidentuar zonat potencialisht të dobëta të strukturës dhe me tej për të verifikuar nivele të ndryshme reagimi. Një kurbë karakteristike kapaciteti jepet në Figurën 6.9 më poshtë.

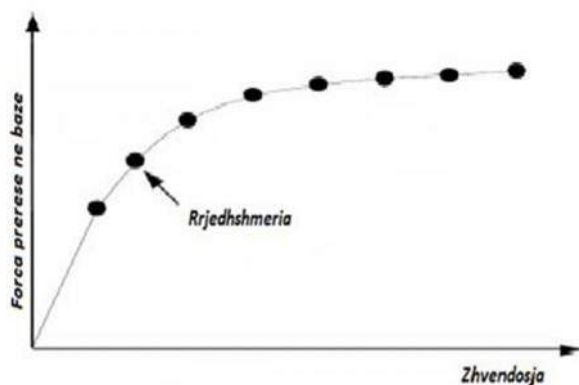


Figura 6. 9: Kurba karakteristike e kapacitetit

Siç theksuam edhe më sipër analiza jolineare “Static Pushover” mund të aplikohet për të vlerësuar kapacitetin duktil të strukturës. Për këtë mund të aplikohet një ligjshmëri e thjeshtuar

trekëndore për forcat sizmike në çdo kat. Duke përafruar kurbën reale të kapacitetit të strukturës me një kurbë bilineare kapaciteti duktil i strukturës jepet nga marrëdhënia e mëposhtme:

$$\mu_b = U_u / U_y$$

ku U_u - është zhvendosja kufitare maksimale dhe U_y - është zhvendosja në pragun e rrjedhshmërisë.

$F_b = \sum_1^n F_j$ - forca prerëse në bazë dhe F_j - forca anësore në katin “j”.

Në grafikun më poshtë është paraqitur kurba reale e kapacitetit të strukturës pas aplikimit të analizës “Static Pushover” dhe përafrimi me anë të një kurbe bilineare.

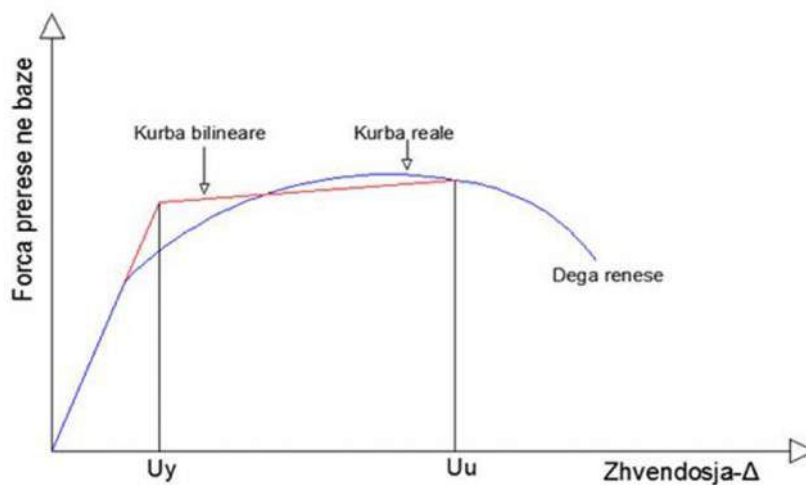


Figura 6. 10: Kurba reale e kapacitetit dhe kurba e idealizuar bilineare

Analiza jolineare “Static Pushover” mund të aplikohet duke marrë në konsideratë kontrollin mbi forcën ose kontrollin mbi zhvendosjet. Opsioni me kontroll mbi forcën është i përdorshëm kur magnituda apo madhësia e forcës është e njohur qartësisht dhe pritet që struktura ta përballojë këtë forcë. Opsioni me kontroll të zhvendosjeve është i përdorshëm kur madhësia e forcës nuk njihet dhe zhvendosjet kërkohen.

6.3 Shembull aplikativ

Përdorimi i analizës “Mbingarkimit gradual” ose Pushover, është zgjedhur të bëhet për studiuar një objekt ekzistues.

Objekti karakterizohet nga elementët trarë të sheshtë që përbëjnë ramën prej betoni të armuar. Ajo ka një ngjashmëri të qartë me strukturën e analizuar në kapitujt e mëparshëm. Qëllimi i thellimit të studimit me këtë metodik në lidhje me një strukturë reale që paraqet fleksibilitet të lartë është jo vetëm të nxjerrë në pah problematikën që shoqëron këto struktura por edhe të

sygjerojë dy metoda për përforcimin e tyre. Dy metoda janë përdorur për përforcimin e objektit ekzistues. Metoda e këmishimit dhe ajo e shtimit të mureve prej betoni të armuar në strukturë.

Zakonisht ka dy grupe kryesore të përforcimit sizmik struktural, e para është ajo kovencionale e cila arrin të rrisë rezistencën dhe ngurtësinë e strukturës ndërsa e dytë është metoda jo kovencionale e cila përfshin përdorimin e metodës së izolimit në bazë dhe të përdorimit të shuarësive të ndryshëm.

Në metodën e parë përfshihen shtimin e elementeve të rinj struktural ose përforcimin e elementeve me të dobët me anë të këmishimi me beton arme, rrjeta metalike apo shtresa të ndryshme me bazë polimeresh.

Spektri i përdorur për analizën është ai i projektimit sipas Eurkod 8 (2004).

6.3.1 Përshkrim i objektit ekzistues

Në këtë studim jepet investigimi analitik i një strukture ekzistuese prej betoni të armuar. Sistemi konstruktiv i saj përbëhet nga rama betonarme që krijohet prej kollonave dhe trarëve të cekët që ndodhen në brendësi të soletës me trashësi 25cm. Struktura të tjera të ngjashme janë ndërtuar në të gjithë vendin tonë. Objekti origjinal që do të analizohet ka 5 kate. Ai ka 2 hapësira në një drejtim dhe 3 në drejtimin tjetër. Dimensionet në plan janë 13.0m x 10.0m ndërsa lartësia totale është 16.6m. Në Figurën 6.11 jepen dimensionet në plan të strukturës.

Programi që do të përdoret për këtë analizë është ETABS.

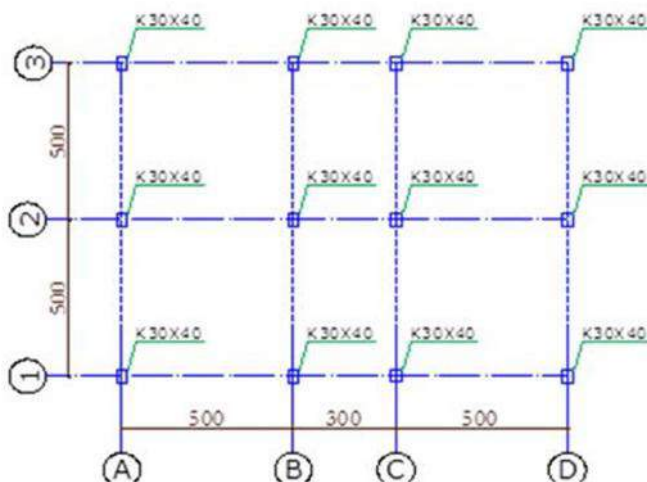


Figura 6. 11: Dimensionet në plan të strukturës së objektit



Figura 6. 12: Foto e objektit ekzistues

Karakteristikat mekanike të objektit ekzistues janë marrë prej dosjes së zbatimit të saj. Vlerat mesatare të cilësive të betonit merren dhe jo vlerat karakteristike sipas eurokodit. Për shkak të programit i cili e ka të trupëzuar filozofinë dhe kriteret sipas FEMA 440, atëherë kjo e fundit është përdor edhe për vlerësimin e performancës sizmike. Në Figurën 6.13 jepet një detaj se si është e ndërtuar soleta në brëndësinë e secilës janë gjithashtu edhe trarët e ramës prej betoni të armuar.

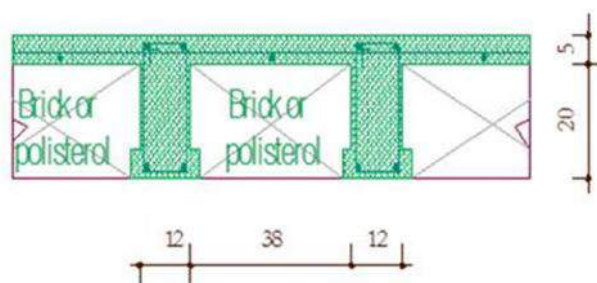


Figura 6. 13: Seksioni tërthor i soletës

Më poshtë në Tabelën 6.2 jepen disa të dhëna për dimensionet e kollonave dhe armimi i tyre.

Tabela 6. 2: Seksionet e kollonave dhe armimi i tyre

Floor/ Column	0&1		2,3& 44&4 4&44	
	Dim.	Armimi	Dim.	Armimi
C1	0.40x0.30	12 Ø20	0.40x0.30	10 Ø16
C1	0.40x0.30	12 Ø20	0.40x0.30	10 Ø16
C1	0.40x0.30	12Ø20	0.40x0.30	10Ø16

Modeli i ndërtuar analitik 3d është paraqitur në Figurën 6.14.

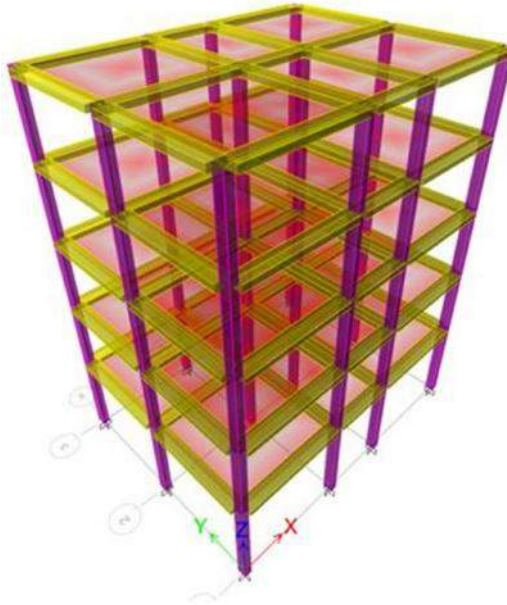


Figura 6. 14: Modeli matematik 3D

Pas analizës që i kemi bërë modelit analitik do të gjejmë vlerat e periodave vetjake të cilat i kemi pasqyruar në Tabelën 6.3.

Tabela 6. 3: Periodat vetjake të lëkundjeve

Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	1.18	0.848
Modal	2	1.045	0.957
Modal	3	0.894	1.118
Modal	4	0.375	2.664
Modal	5	0.327	3.054
Modal	6	0.283	3.537
Modal	7	0.214	4.676
Modal	8	0.18	5.558
Modal	9	0.158	6.341

Programi Etabs i jep mundësinë përdoruesve të tij që gjatë analizave strukturale të zgjedhin përdorimin e jolinearitetit gjeometrik. Për të kontrolluar nëse marrja në konsideratë ose jo e jolinearitetit gjeometrik në kemi kryer këtë analizë në të dy rastet për modelin e strukturës ekzistuese. Në Figurën 6.15 jepet stadi fillestar i formimit të çernierave dhe në Figurën 6.16 jepet stadi final i formimit të tyre.

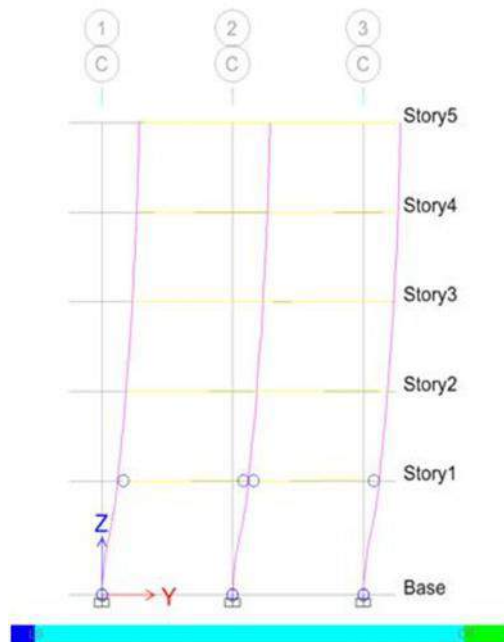


Figura 6. 15: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (pa jolinearitetin e gjeometrisë); formimi i nyjes fillestare

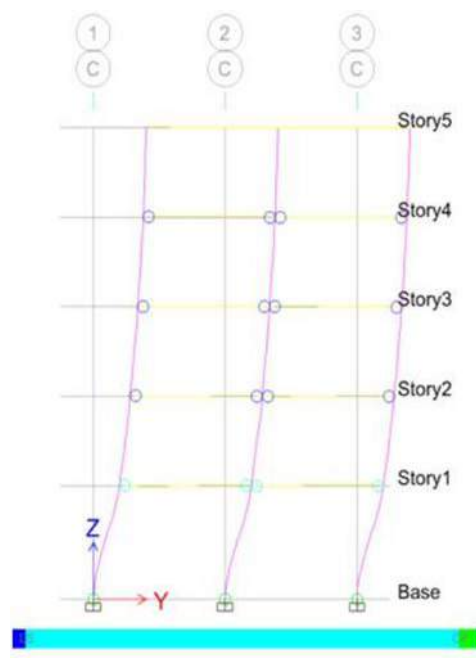


Figura 6. 16: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (pa jolinearitetin e gjeometrisë); shpërndarja finale

Në rastin e marrjes në konsideratë të jolinearitetit gjeometrik nuk do të kemi ndryshim të stadiit fillestar të ndodhjes së çernierave plastike siç duket edhe nga Figura 6.17. Ndërsa situatë është krejt ndryshe në rastin e stadiit final kur merret në konsideratë jolineariteti i gjeometrisë. Në Figurën 6 .18 struktura nuk do të arrijë t'i shpërndajë çernierat plastike në të gjithë lartësinë e

saj. Kjo do të thotë që struktura nuk zotëron një shpërndarje të mirë në të gjithë elementët strukturorë të saj me qëllim përballimin e forcave sizmike. Në fakt kjo pritej pasi lartësia e katit të parë është me e madhe dhe për rrjedhojë rrezikshmëria për ndodhjen e fenomenit të katit të butë është e madhe.

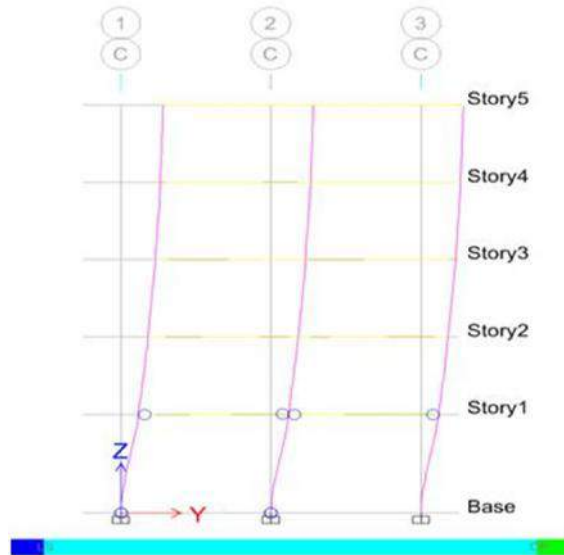


Figura 6. 17: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (me jolinearitetin e gjeometrisë); formimi i nyjes fillestare

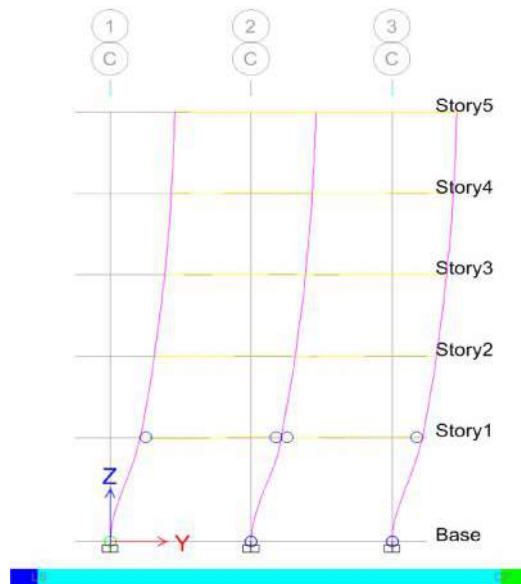


Figura 6. 18: Shpërndarja e nyjeve plastike në ramën e strukturës origjinale (me jolinearitetin e gjeometrisë); shpërndarja finale

Duke shfytëzuar mundësinë që program jep për printimin e rezultateve të analizës po paraqesim gjithashtu këtu më poshtë, ndërmjet Figurës 6.19 dhe 6.20 kurbat e kapacitetit për të dy rastet e marrjes në konsideratë dhe jo te jolineariteti gjeometrik.

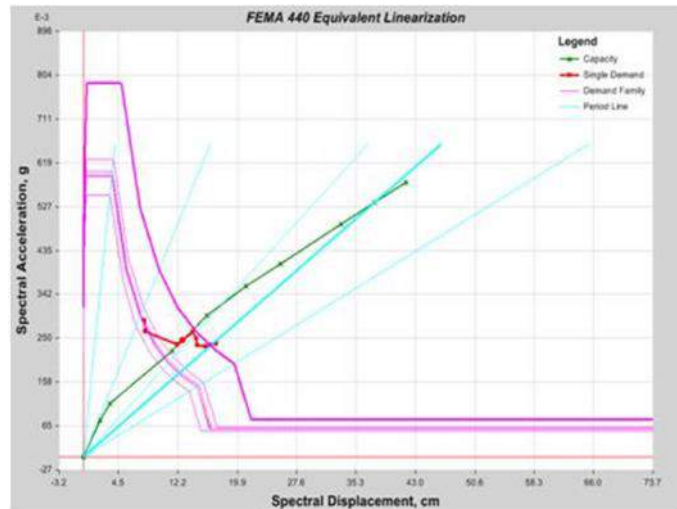


Figura 6.19: Kurba e kapacitetit pa jolinearitetin e gjeometrisë

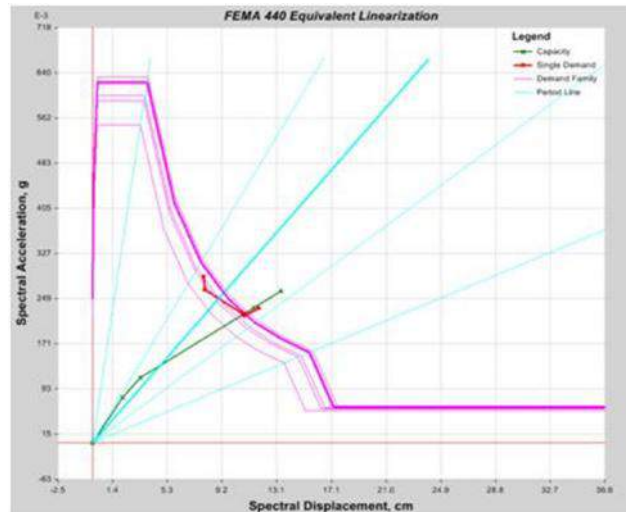


Figura 6.20: Kurba e kapacitetit me jolinearitetin e gjeometrisë

Këto rezultate na e theksojnë faktin që efekti $P-\Delta$ është një faktor që duhet marrë detyrimisht në konsideratë. Ky është një fakt që ne e pasqyruam edhe në kapitullin 4 dhe 5. Sa më fleksible të jenë stukturat aq më e rëndësishëm bëhet kontrolli i efektit $P-\Delta$. Është ky fenomen cili për shkak se gjatë ndikimit të tij nën veprimin e forcave maksimale horizontale bën të mundur që elementet vertikale në katin përdhe të kalojnë në stadin e tyre të kolapsit para se të kenë mundësinë e elementeve struktural në katet e mësipërme të marrin pjesë në përballimin e forcave sizmike. Më poshtë po vazhdojmë me analizën e objektit të përforcuar me metodën e këmishimit.

6.3.2 Përforcimi i strukturës duke përdorur metodën e këmishimit

Metoda të këmishimit konsiston në vendosjen e një shtrese betoni të amuar në të gjithë perimetrin e elementëve struktural. Kjo metodë konsiston të rrisë ngurtësinë e elementëve

struktural dhe të strukturës në përgjithësi. Ajo rrit aftësinë rezistuese të elementeve më të dobët ose të gjithë elementëve siç jemi në rastin tonë. Këmishimin e kemi përdorur në katin përdhe dhe në katin e parë. Seksioni tip i këmishimit jepet në Figurën 6.21.

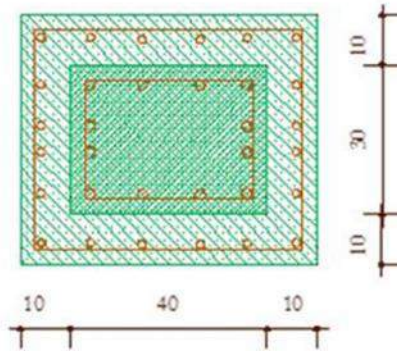


Figura 6. 21: Seksioni i kollonës pas këmishimit

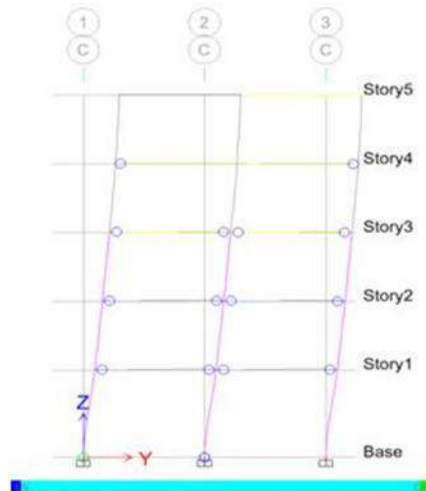


Figura 6. 22: Shpërndarja e nyjeve plastike në stadin e fundit

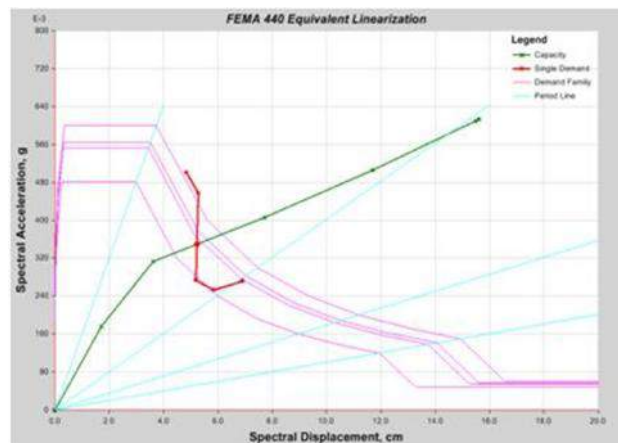


Figura 6. 23: Kurba e kapacitetit pas këmishimit

Nga krahasimi i të dy grafikëve që prezantohen në figurat e mësipërme me ato të sjelljes së objektit ekzistues vërejmë se këmishimi i kollonave ka rritur aftësinë mbajtëse dhe kapacitetet e tyre në nivelin që u jep mundësi elementëve të tjerë të strukturës që të krijojnë çernierat e tyre plastike. Pika e performancës ndodhet në pozicion më të sigurtë në kurbën e kapacitetit, siç edhe pritej metoda konfirmon një zgjidhje të mundshme për struktura të ngjashme.

6.3.3 Përforcimi i strukturës duke përdorur shtesën e mureve prej betoni të armuar

Kjo metodë është ndër më të preferuara në përmirësimin e aftësive rezistuese ndaj tërmeteve të objekteve që kanë fleksibilitet të lartë (siç është edhe struktura jonë në fakt). Në sygjërimet që jepen në lidhje me këtë strategji përforcimi theksohet fakti që përdorimi i tyre në perimetër është rasti më i mirë i mundshëm pasi rritet ndjeshëm veç të tjerave edhe ngurtësinë në përdredhje. Siç jepet në figurën e mëposhtme kemi përzgjedhur vendosjen e dy mureve të rinj prej betoni të armuar në çdo drejtim të akseve të saj.

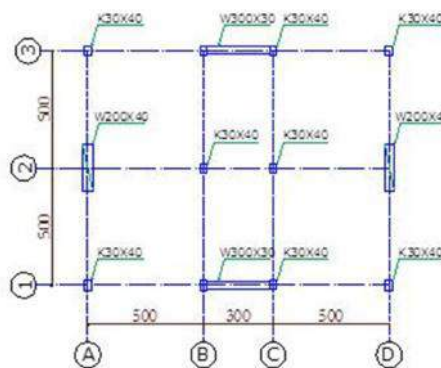


Figura 6. 24: Planimetria e strukturës së përforcuar me muret e reja beton arme

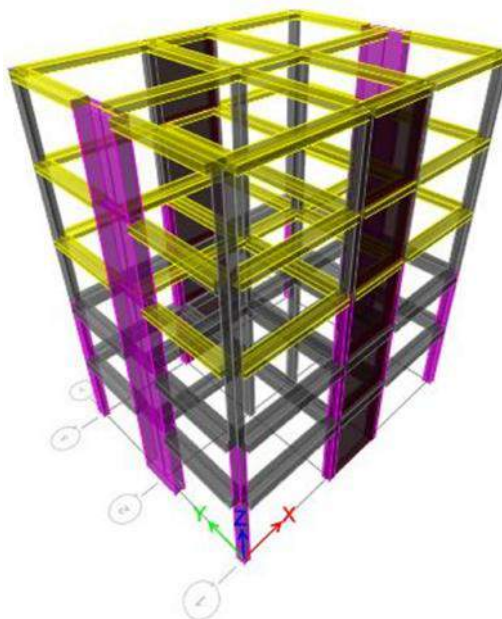


Figura 6. 25: Modeli 3d pas shtesës së mureve beton arme

The diagram illustrates a 5-story building frame with three vertical columns. The columns are labeled 1, 2, and 3 at the top, each with a 'C' below the number. The horizontal axis is labeled 'Y' with a red arrow pointing right, and the vertical axis is labeled 'Z' with a blue arrow pointing up. The vertical levels are labeled 'Story5', 'Story4', 'Story3', 'Story2', 'Story1', and 'Base' from top to bottom. The frame consists of horizontal beam members and vertical column members. Blue circles represent member end moments at the joints. Green circles represent lateral displacements at each story level. Yellow lines connect the displacement points at each story level, showing the overall lateral drift of the building. Purple lines connect the moment points at each story level for each column, showing the distribution of moments. The moments are highest at the base and decrease towards the top of the building.

107

6.4 Konkluzione

Struktura ekzistuese nuk i përmbush kriteret e kërkuara. Ajo paraqet në tërësi të saj një fleksibilitet të lartë. Për shkak të këtij fleksibiliteti dhe lartësisë së madhe të katit të parë ajo nuk mund të sigurojë duktilitetin e kërkuar në katin e parë. Shpërndarja e nyjeve plastike ishte e pamundur të sigurohej në të gjithë elementet e strukturës.

Sygjerimet e propozuara për përforcimin e strukturës konsistuan në rritjen si në ngurtësi ashtu dhe në fortësinë e saj për t'i rezistuar forcave horizontale që tërmetet mund t'i shkaktojnë.

Rritja e parametrave rezistues të strukturës janë vërejtur më të larta në rastin e ndërtimit të elementeve të rinj struktural të mureve b/a, në krahasim me teknikën e këmishimit.

Krahasimi i shpërndarjes së nyjeve plastike në strukturë krijon një ide shumë të rëndësishme për të përfyturuar në mënyrë thelbësorë organizimin e elementeve pjesmarrës për t'i rezistuar energjisë shkatërruese të tërmetit.

KAPITULLI 7

ANALIZA FINANCIARE E KOSTOS FILLESTARE TË NDËRTIMIT

7.1 Krahassimi i kostove të strukturave me lartësi 5 kate

Për të analizuar koston financiare të ndërtimit të këtyre strukturave kemi analizuar koston e objektit me tipologji strukturë me ramë dhe trarë të sheshtë që kemi analizuar në kapitullin e 4 dhe të 5. Rastin e muraturës mbushëse e kemi konsideruar të ndarë nga reagimi i ramës ndaj forcave të tërmetit. Për ta dalluar nga emërtimet e mësipërme e kemi titulluar tip A. pasi qëllimi i këtij kapitulli është të bëjmë krahasimin e ramave me trarë të sheshtë në lidhje me ato me trarë normale duke e ruajtur kriterin: “të kenë të njëjtin fleksibilitet arkitektonik” (të njëjtat lartësi kati e shfrytëzueshme). Kështu që struktura me trarë normale do të duhet të jetë 20cm më e lartë për secilin kat. Dimensionet në plane janë të njëjta. Objekti ka funksion biznesi (zyra).

Më poshtë në Figurën 7.1 jepet një prerje tërthore e objektit me trarë të sheshtë (Tipi A dhe me trarë normal (Tipi B). Pas analizës strukturale është llogaritur sasia e hekurit të nevojshëm sipas normave të Eurokodeve 2, 8 (2004).

Gjithashtu janë hartuar librezat e masave për të gjithë zërat e punës së objektit si dhe janë llogaritur kostot totale të ndërtimit. Këto librezat janë të paraqitura në Shtojcën Nr. 1.

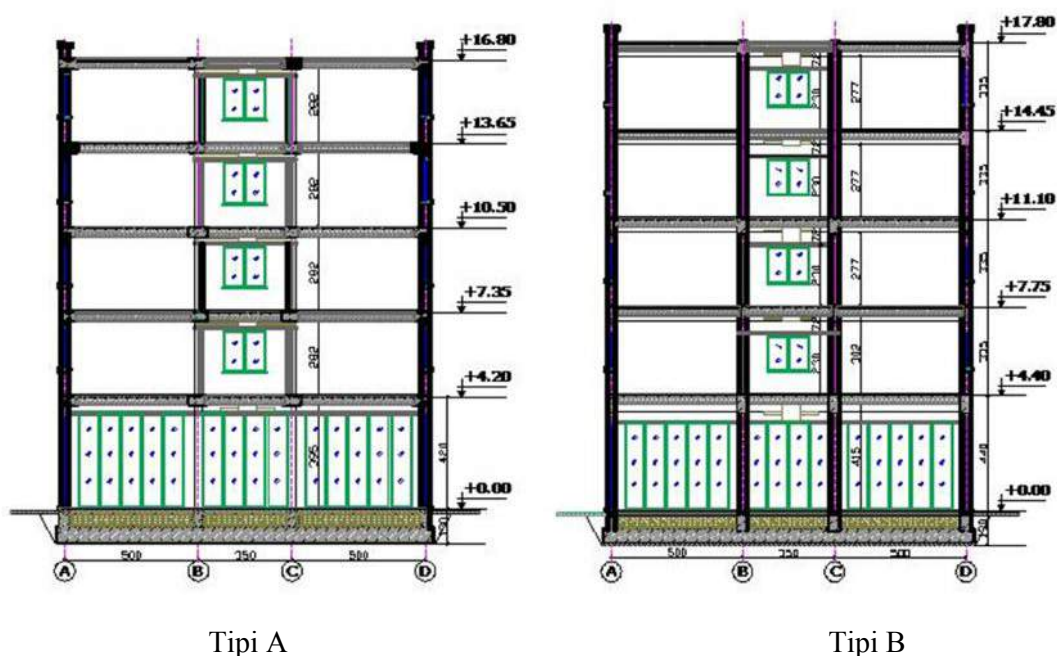


Figura 7. 1: Seksionet tërthore të dy modeleve që do të studiohen

Në Tabelën 7.1 po paraqesim preventivin e punimeve të shkurtuar për objektin tip A. Për vlerat e punimeve elektrike dhe mekanike i jemi referuar çmimeve të tregut për një nivel të lartë komoditeti dhe me të gjitha elementët e nevojshme për vënien në shfrytëzim komod të ambienteve të qëndrës së biznesit.

Tabela 7. 1: Preventivi i punimeve objekti tip A

PREVENTIV OBJEKTI: QENDËR BIZNESI (ZYRA) Varianti me trare të sheshte, Tipi A, objekti 5 kat						
N R.	NR.					
	ANALIZ ES	EMERTIMI	NJE SIA	SASI	ÇMIMI	VLERE
					LEKE	LEKE
		PUNIME DHEU				
1	2.28	Germim themele e plinta b>2m, ekskavator me zinxhir 0.25m3,shkarkimi ne auto	m3	229.67	232	53,308.02
2	2.37/5b	Transport materiale ndertimi, dheu me auto deri 10.0 km	m3	229.67	467	107,320.66
						-
		PUNIME MURATURE TULLE				-
3	2.70/2	Mur me tulle te lehtesuara dopio deri 3m me llaç perzier M25	m3	114.56	12617	1,445,442.54
4	2.108/a	Ndetim muri me knauf t=10cm me dy shtresa	m2	400.50	2688	1,076,665.43
						-
		PUNIME BETONI DHE B / A				-
5	2.262/1	Shtrese betoni C 7/10	m3	14.62	5492	80,317.03
6	2.262/4a	Pllake themeli, trare e bazamente b/a C 20/25	m3	71.76	8049	577,602.19
7	2.130/1a	Mure b/a t = 21-30cm, h ~ 4m C 20/25	m3	13.10	12049	157,849.20
8	2.117/1b	Kollona b/a monolite C 25/30 h ~ 4m	m3	16.70	17930	299,504.82
9	2.119/1a	Trare e arkitrare b/a C20/25 h ~ 4m	m3	58.10	11500	668,150.00
10	2.125/1a	Soleta b/a me polisterol dhe rrjete teli C 20/25 t=30cm, h~6m	m2	356.20	2328	829,104.41
		PUNIME HEKURI BETONI				-
11	2.166	F V hekur betoni periodik Ø 6 - 10 mm	ton	8.33	113157	942,977.33
12	2.167	F V hekur betoni periodik Ø > 10 mm	ton	31.13	103498	3,222,365.46

		PUNIME H / IZOLIMI DHE CATIE				-
13	2.197	Hidroizolim me emulsion bitumi dhe 2 shtrese k katrama	m2	169.57	1232	208,855.50
14	2.209	Ulluk shkarkimi vertikal me llamarine xingat Ø 100 mm	ml	61.80	693	42,814.89
15	2.239/a	Shtrese termoizoluese me polisterol t=10 cm	m2	129.36	2658	343,852.45
16	2.407	Pllake b/a granili mbi parapet tarace	m2	27.28	4012	109,456.16
						-
		PUNIME SHITRESASH				-
17	2.258	Nenshtrese zhavori	m3	65.64	1355	88,962.33
18	2.200	Shtrese lluster cemento 1:2, t = 50 mm	m2	510.92	598	305,735.13
19	2.268/a	Shkalle montazhi mermeri	m2	35.79	5037	180,284.91
20	2.267/1	Shtrese me pllaka porcelanat importi	m2	638.65	2753	1,757,916.44
21	2.324/b	Plintuse grez importi, h = 10 cm	ml	304.80	325	99,164.13
						-
		PUNIME TAVANI E SUVATIMI				-
22	2.310	Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25	m2	595.15	674	400,985.54
23	2.300	Suva solete h ~ 4 m me drejtues, me krah	m2	383.00	1038	397,463.49
24	2.334	Suva e zakonshme fasade mur tulle lartesi mbi 8 m	m2	645.00	1056	680,834.60
25	An	Veshje fasade me pllake terakote	m2	645.00	4178	2,694,921.13
26	2.297/b	Tavan i varur me pllaka gipsi 60x60cm	m2	266.56	2132	568,430.44
						-
		PUNIME DYER DHE DRITARE				-
27	2.375/1	F V dritare d/alumini me dopio xham	m2	81.92	14993	1,228,192.68
28	2.375/a	Dritare d/alumini dyfish xham.	m2	137.88	10951	1,509,910.95
29	2.394/a	Grila d/alumini me kanate per dritare.	m2	81.92	14979	1,227,094.78
30	2.388/1	V F dyer te brendeshme tamburate te rimesuara	m2	38.70	14279	552,590.11
						-
		PUNIME BOJATISJE				-
31	2.328	Patinim muri allçi (stuko)	m2	1115.63	248	276,701.36
32	2.330	Patinim tavani allçi (stuko)	m2	766.00	387	296,330.73
33	2.404/1	Boje hidroplastike importi cilesi e I-re	m2	4878.90	431	2,103,483.30

	I	PUNIME TOTALE CIVILE				24,534,588.17
	II	PUNIME TOTALE ELEKTRIKE	M2	717.6	4900	3,516,240.00
	III	PUNIME TOTALE HVAC	M2	717.6	7700	5,525,520.00
		Shuma A (I+II+III)				33,576,348.17
		Fondi I nevojshem per sigurimin teknik 3%				1,007,290.45
		Shuma B (A +3%)				34,583,638.61
		TVSH 20%				6,916,727.72
		VLERA E NDERTIMIT				41,500,366.34

Në Tabelën 7.2 po paraqesim preventivin e punimeve të shkurtuar për objektin tip B. Për vlerat e punimeve elektrike dhe mekanike i jemi referuar çmimeve të tregut për një nivel të lartë komoditeti dhe me të gjitha elementët e nevojshme për vënien në shfrytëzim komod të ambienteve të qëndrës së biznesit.

Tabela 7. 2: Preventivi i punimeve objekti tip B

PREVENTIV OBJEKTI: QENDER BIZNESI (ZYRA) Varianti me trare te sheshte, Tipi B, objekti 5 kat						
N R.	NR. ANALIZES	EMERTIMI	NJESIA	SASI	ÇMIMI	VLERE
					LEKE	LEKE
		PUNIME DHEU				
1	2.28	Germim themele e plinta b>2m, ekskavator me zinxhir 0.25m ³ ,shkarkimi ne auto	m ³	229.67	232	53,308.02
2	2.37/5b	Transport materiale ndertimi, dheu me auto deri 10.0 km	m ³	229.67	467	107,320.66
						-
		PUNIME MURATURE TULLE				-
3	2.70/2	Mur me tulles te lehtesuara dopio deri 3m me llaç perzier M25	m ³	110.75	12617	1,397,308.64
4	2.108/a	Ndetim muri me knauf t=10cm me dy shtresa	m ²	391.05	2688	1,051,260.97
						-
		PUNIME BETONI DHE B / A				-
5	2.262/1	Shtrese betoni C 7/10	m ³	14.62	5492	80,317.03
6	2.262/4a	Pllake themeli, trare e bazamente b/a C 20/25	m ³	71.76	8049	577,602.19
7	2.130/1a	Mure b/a t = 21-30cm, h ~ 4m C 20/25	m ³	13.10	12049	157,849.20
8	2.117/1b	Kollona b/a monolite C 25/30 h ~ 4m	m ³	15.84	17930	284,013.19
9	2.119/1a	Trare e arkitrare b/a C20/25 h ~ 4m	m ³	49.80	14964	745,186.11
10	2.125/1a	Soleta b/a me polisterol dhe rrjete teli C 20/25 t=30cm, h~6m	m ²	485.08	2328	1,129,090.31
		PUNIME HEKUR BETONI				-
11	2.166	F V hekur betoni periodik Ø 6 - 10 mm	ton	8.33	113157	942,977.33
12	2.167	F V hekur betoni periodik Ø > 10 mm	ton	28.37	103498	2,936,426.24
						-

		PUNIME H / IZOLIMI DHE CATIE				-
13	2.197	Hidroizolim me emulsion bitumi dhe 2 shtrese k katrama	m2	169.57	1232	208,855.50
14	2.209	Ulluk shkarkimi vertikal me llamarine xingat Ø 100 mm	ml	36.60	693	25,356.39
15	2.239/a	Shtrese termoizoluese me polisterol t=10 cm	m2	129.36	2658	343,852.45
16	2.407	Pllake b/a granili mbi parapet tarace	m2	27.28	4012	109,456.16
						-
		PUNIME SHITESASH				-
17	2.258	Nenshtrese zhavori	m3	65.64	1355	88,962.33
18	2.200	Shtrese lluster cemento 1:2, t = 50 mm	m2	638.65	598	382,168.91
19	2.268/a	Shkalle montazhi mermeri	m2	35.79	5037	180,284.91
20	2.267/1	Shtrese me pllaka porcelanat importi	m2	638.65	2753	1,757,916.44
21	2.324/b	Plintuse grez importi, h = 10 cm	ml	304.80	325	99,164.13
						-
		PUNIME TAVANI E SUVATIMI				-
22	2.310	Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25	m2	628.06	674	423,160.10
23	2.300	Suva solete h ~ 4 m me drejtues, me krah	m2	383.00	1038	397,463.49
24	2.334	Suva e zakonshme fasade mur tulle lartesi mbi 8 m	m2	693.40	1056	731,923.43
25	An	Veshje fasade me pllake terakote	m2	693.40	4178	2,897,144.04
26	2.297/b	Tavan i varur me pllaka gipsi 60x60cm	m2	266.56	2132	568,430.44
						-
		PUNIME DYER DHE DRITARE				-
27	2.375/1	F V dritare d/alumini me dopio xham	m2	81.92	14993	1,228,192.68
28	2.375/a	Dritare d/alumini dyfish xham.	m2	137.88	10951	1,509,910.95
29	2.394/a	Grila d/alumini me kanate per dritare.	m2	81.92	14979	1,227,094.78
30	2.388/1	V F dyer te brendeshme tamburate te rimesuara	m2	38.70	14279	552,590.11
		PUNIME BOJATISJE				-
31	2.328	Patinim muri allçi (stuko)	m2	1171.78	248	290,626.32
32	2.330	Patinim tavani allçi (stuko)	m2	766.00	387	296,330.73
33	2.404/1	Boje hidroplastike importi cilesi e I-re	m2	5047.33	431	2,176,100.94

I	PUNIME TOTALE CIVILE				24,957,645.14
II	PUNIME TOTALE ELEKTRIKE	M2	716.6	4900	3,511,340.00
III	PUNIME TOTALE HVAC	M2	716.6	7700	5,517,820.00
	Shuma A (I+II+III)				33,986,805.14
	Fondi I nevojshem per sigurimin teknik 3%				1,019,604.1
	Shuma B (A +3%)				35,006,409.2
	TVSH 20%				7,001,281.8
	VLERA E NDERTIMIT				42,007,691.1

Në Tabelën 7.3 paraqiten vlerat krahasuese të preventivave të objektit tip A dhe B.

Tabela 7. 3: Vlerat krahasuese të preventivave

EMERTIMI	NJESIA	VLERE (leke)		Ndryshimi ne %
		Tipi A ,me trare te sheshte	Tipi B, me trare normale	(A-B)/A

PUNIME BETONI DHE B / A	leke	2,612,527.66	2,974,058.03	-13.84%
PUNIME HEKURI BETONI	leke	4,165,342.80	3,879,403.57	6.86%
TOTAL PUNIMET E BETONIT TE ARMUAR	leke	6,777,870.45	6,853,461.61	-1.12%

Shuma A Shpenzime te drejtperdrejta dhe plotesuese	leke	33,576,348.17	33,986,805.14	
Fondi I nevojshem per sigurimin teknik 3%	leke	1,007,290.45	1,019,604.15	
Shuma B (A +3%)	leke	34,583,638.61	35,006,409.29	
TVSH 20%	leke	6,916,727.72	7,001,281.86	
VLERA E NDERTIMIT	leke	41,500,366.34	42,007,691.15	-1.22%

SIPERFAQE TOTALE E OBJEKTIT	M2	717.60	717.60	
KOSTO PER NJESI	LEK/M2	57,551.95	58,539.15	

7.2 Konkluzione

Nisur nga vlerat e kostos që të dy preventivat na paraqesin vërejmë se një diferencë e vogël, e papërfillshme ekziston ndërmjet të dy strukturave, e asaj me trarë të sheshtë në lidhje me atë me trarë normale. Kjo vjen si rezultat i kompensimit që ndodh ndërmjet harxhimit shtesë të hekurit tek stuktura me trarë të sheshtë në lidhje me rritjen e volumeve për shkak të rritjes së lartësisë më të madhe që i kemi dhënë strukturës me trarë normal $t=60\text{cm}$ me qëllimin e arritjes së të njëjti fleksibilitet arkitektonik.

Projektimi i strukturave bazohet duke plotësuar kriteret minimale të normave dhe standarteve përkatëse të projektimit. Invesitorët privat, organet qendrore dhe lokale të administimit janë të interesuara gjithashtu edhe për anën financiare të çdo investimit. Nga ana tjetër investimi mund ta konsiderojmë të ndarë në dy faza: atë të investimit fillestar për koston e ndërtimit dhe gjithashtu investimin e vazhdueshëm përgjatë shfrytëzimit të objektit. Meqënëse kostoja e investimit fillestar në strukturë nuk ndryshon shumë në lidhje me koston totale të investimit atëherë do të ishte me interes të krahasoheshin edhe kostot e shfrytëzimit me njëra tjetrën. Në fakt për kostot e shfrytëzimit do të duhen analiza të detajuara probabilitare, përpilimi i modeleve të sakta të niveleve të dëmtimeve dhe me tej përpilimi i kostos rehabilituese për secilin nivel probabiliteti. Me studimin që kemi kryer në kapitujt 4 dhe 5 duke u bazuar në analizën lineare, në kapitullin 6 ku është kryer analiza jolineare si dhe kapitullin 7 ku janë kryer analiza financiare vërejmë se pritshmëria e demtimeve më të mëdha ose thënë ndryshe e shpenzimeve më të mëdha gjatë shfrytëzimit të objektit do të jetë për stuktura që janë me fleksibël, pra stuktura me trarë të sheshtë.

KAPITULLI 8

PËRFUNDIME DHE REKOMANDIME

8.1 Përfundimet e nxjerra prej analizës dinamike lineare

Prej analizës lineare që u është bërë strukturave prej betoni të armuar tip ramë me trarë të sheshtë si për lartësinë 3 dhe 5 kate konkludohet janë pothuajse të njëjta.

Strukturat me trarë të sheshtë janë më fleksible se strukturat tip rame klasike. Vlera të periodave kryesore janë shumë larg atyre që literatura, kodi jonë dhe Eurokodet sygjeron.

Ndikimi i mureve mbushës është shumë i madh në reagimin e strukturave me trarë të sheshtë. Nga kontrolli i zhvendosjeve të kateve, nga kontrolli i kufizimeve të dëmtimeve si dhe nga kontrolli i efektit $P-\Delta$ është e qartë se rama me trarë të sheshtë kërkon një vemendje të lartë të kontrollit dhe të projektimit adekuat të elementëve strukturorë.

Për rastin e marrjes në konsiderat të mureve mbushës në të gjithë lartësinë e objektit konstatojmë se reagimi i ramave me trarë të sheshtë plotëson lehtësisht kriteret e zhvendosjeve dhe të dëmtimeve.

Për rastin kur në katin përdhe nuk do të ndërtohen muret mbushës vërehet se deformacionet do të përqëndrohen në katin përdhe pasi veç të tjerave ai është edhe më i lartë. Kjo sjellje paralajmëron reagimin e strukturës me kate të butë në katin përdhe.

Duke analizuar strukturat tip ramë me trarë të sheshtë vumë re se në rastin e modelimit të mureve mbushës edhe ramat klasike janë shumë të ndjeshme nga fakti i marrjes ose jo në konsiderat të mureve mbushëse. Bazuar në këtë fakt do të sygjeroja se muret mbushës duhet të quhen detyrimisht struktural. Ata kanë një ndikim të madh në reagimin e ramave falë ngurtësive të mëdha që disponojnë në krahasim me elementët e tjerë vertikal siç janë kollonat. Kjo do të shmanjë konfuzionin jo vetëm midis njerëzve të zakonshëm por edhe ndërmjet inxhinierëve të ndërtimit me qëllim moszhvendosjen e tyre pa kriter pasi në zhargonin e përditshëm quhen jostruktural. Se cilët mure mund të quhen struktural me efekt të papërfillshëm le të ngelet prej profesionistëve të përcaktohen dhe të cilësohen në bazë të disa parametrave kryesorë të tyre.

8.2 Përfundimet e nxjerra prej analizës dinamike jolineare

Për strukturën me 5 kate me trarë të sheshtë analiza jolineare zbuloi se:

Struktura ekzistuese për shkak të fleksibilitetit të lartë dhe lartësi më të lartë të katit të parë dështon të prodhojë një sistem çernierash plastike në të gjithë strukturën. Çernierat plastike u krijuan fillimisht në katin e parë dhe deri në momentin e arritjes së zhvendosjes target të saj ato

vetëm aty u zhvilluan deri sa prodhuan mekanizëm e paqëndrueshmërisë me anë të fenomenit “kat i butë”.

Metoda me këmishim të elementëve ekzistues paraqet një përforsim, i cili ka performancë të mirë të sjelljes ndaj ngacmimit të lëkundjeve sizmike.

Përforsimi i strukturës me elemente të tjerë strukturalë siç janë muret prej betoni të armuar është mënyra më efiçiente për të arritur në parametra maksimal të performancës.

8.3 Përfundimet e nxjerra prej analizës financiare

Me anë të analizës financiare për realizimin e objektivave të marra në studim konkluduar se diferencat për ndërtimin e një strukture me trarë të sheshtë në lidhje me strukturën me trarë klasik janë të papërfillshme në lidhje me koston totale të objektit. Ky konkluzion vlen për strukturat me lartësi të vogël. Ky konkluzion vlen për më tepër edhe me përmbushjen e të njëjtit fleksibilitet arkitektonik. Mbi bazën e këtij konkluzioni vlen të theksojmë se në aspektin e vlerës së objektit do të ishte më e drejtë marrja në konsideratë jo vetëm vlera fillestare e ndërtimit por edhe ajo e riparimeve për tërmetet që janë më të shpeshtë. Vlera e riparimeve mund të shpjegohet me anë të përmbushjes së kriterëve të deformimeve. Strukturat me rama me trarë të sheshtë siç pamë edhe në kapitullin e 4 dhe të 5 do të kenë zhvendosjet relative më të mëdha se ato të ramave klasike.

8.4 REKOMANDIME

Për shkak se mbushja me murature tulle ka një efekt të rëndësishëm në reagimin e stukturave ndaj forcave sizmike atëhere do të ishte më e drejt që këta element të quheshin stuktural.

Meqëse shpërndarja si në lartësi dhe në plan e mureve mbushës është e pashmangshme atëhere është e detyrueshme që ata të merren në konsiderat në modelimin e stukturave. Në rastet se do të duam ta shangim ndikimin e tyre atëhere duhet të thellohet puna për zgjidhjen e detajeve të ndarjes së mureve mbushës nga dy elementët vertikal që ajo është në kontakt dhe trau në kreun e murit. Për këtë institucionet përkatëse qeverisëse dhe ligjvënse të hartojne programe dhe projekte duke i mbështetur edhe me financimet e nevojshme me qëllim plotësimin dhe përditësimin e normave dhe standarteve të Projektim –Zbatimit të këtyre elementëve stukturore.

Duke qënë se financat janë shumë të rëndësishme jo vetëm për investitorët privatë por edhe për autoritetet qendrore dhe vendore të qeverisjes atëhere do të sygjeroja që puna kërkimore në lidhje me kriteret e deformacioneve të zhvillohej dhe të forcohej më tej. Në një të ardhme të afërt palët e interesuara do të kërkojnë prej projektuesëve se cila është kostoja që do ta shoqëronte këtë apo atë stukturë në lidhje me tërmetet që do të veprojnë gjatë kohës së shfrytëzimit (sizmiciteti që përdoret për kriteret e deformimeve). Projektuesit duhet të jenë atëhere të përgatitur për tu dhënë një përgjigje mjaftueshmërisht të saktë.

SHTOJCA NR.1

Tabela Sh. 1: Libreza e masave për objektin 5 kate me trarë të sheshtë (tipi A)

LIBREZE MASASH											
OBJEKTI: QENDER BIZNESI (ZYRA) Varianti me trarë të sheshte, Tipi A, objekti 5 kat											
NR.sipas prev.	Nr Analizës	LLOJI I PUNIMIT	NJËSIA	COPE	FAKTORËT				PRODHIMI		VOLUMI TOTAL
					Gjat.(L)m	Gjat.(L)m	Gjer.(L)m	Thell.(H)m	+	-	
		PUNIME GERMIMI									
1	2.28	Gërmim Dheu Themel H=1.5m ,shkarkim në mjet	m3			15.1	11.7	1.3	229.671		229.67
								Totali			229.67
2	2.37/5b	Transport materiale ndërtimi, dheu me auto deri 10.0 km	m3			15.1	11.7	1.3	229.671		229.67
								Totali			229.67
		PUNIME TULLE E MURATURE									
		Kati përdhes									
3	2.70/2	Mur me tulle te lehtesuara dopio deri 3m me llaç perzier M25	m3			48.4	3.95	0.25	47.795		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m3			4.8	3.95	0.25		4.74	
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m3			38.28	3.6	0.25		34.452	
									47.795	39.192	8.60
		Katet tip									
		Mur me tulle te lehtesuara dopio deri 3m me llaç perzier M25	m3			48.4	2.9	0.25	35.09		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m3			4.8	2.9	0.25		3.48	
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m3			12.8	1.6	0.25		5.12	
		Totali per sasin e kateve tip		4					35.09	8.6	105.96
								Totali			114.56
		Kati perdhesh									
4	2.108/a	Ndetim muri me knauf t=10cm me dy shtresa	m2			27.8	3.95		109.81		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m2			0.8	3.95			3.16	
		Zbritten mbivendosjet dyer	m2			4.3	0.9			3.87	
									109.81	7.03	102.78
		Katet tip									
		Ndetim muri me knauf t=10cm me dy shtresa	m2			27.8	2.9		80.62		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m2			0.8	2.9			2.32	
		Zbritten mbivendosjet dyer	m2			4.3	0.9			3.87	
		Totali per sasin e kateve tip		4					80.62	6.19	297.72
								Totali			400.50

		PUNIME BETONI									
5	2.262/1	Shtrese betoni C 7/10	m3			14	10.6	0.1	14.84		
			m3			13.8	10.4	0.15			
		Zbritten mbivendosjet kollonat	m3	1 2		0.4	0.3	0.15		0.216	
									14.84	0.216	14.62
								Totali			14.62
6	2.262/4a	Pllake themeli, trare e bazamente b/a C 20/25	m3			13.8	10.4	0.5	71.76		71.76
								Totali			71.76
7	2.130/1a	Mure b/a t = 21-30cm, h ~ 4m C 20/25	m3			83	0.3	0.55	13.70		
		Zbritten mbivendosjet	m3	1 2		0.3	0.3	0.55		0.594	
									13.70	0.59	13.10
								Totali			13.10
8	2.117/1b	Kollona b/a monolite C 25/30 h ~ 4m									
		Kati perdhesh	m3	1 2		0.3	0.4	3.95	5.688		5.69
								Totali			5.69
		Katet tip	m3	1 2		0.3	0.4	2.9	4.176		
		Totali per sasin e kateve tip		4					4.176	0	16.70
								Totali			16.70
		PUNIME BETONI (TRARET B/A)									
9	2.119/1a	Trare e arkitrare b/a C20/25 h ~ 4m	m3	3		13.8	0.7	0.25	7.245		
		Kati perdhesh	m3	4		10.4	0.7	0.25	7.28		
									14.525	0	14.53
								Totali			14.53
		Katet tip									
		Trare e arkitrare b/a C20/25 h ~ 4m	m3	3		13.8	0.7	0.25	7.245		
			m3	4		10.4	0.7	0.25	7.28		
		Totali per sasin e kateve tip		4					14.525	0	58.10
								Totali			58.10
		PUNIME BETONI (SOLETA B/A)									
10	2.125/1a	Soleta b/a me polisterol dhe rrjete teli C 20/25 t=30cm, h~6m									
		Kati perdhesh	m2			11	8.3		91.3		
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5			2.25	
									91.3	2.25	89.05
								Totali			89.05
		Katet tip									
		Soleta b/a me polisterol dhe rrjete teli C 20/25 t=30cm, h~6m	m2			11	8.3		91.3		
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5			2.25	
		Totali per sasin e kateve tip		4					91.3	2.25	356.20
								Totali			356.20

		PUNIME HEKUR BETONI				-		-			
11	2.166	F V hekur betoni periodik Ø 6 - 10 mm (marre nga lista e detjuar e armimit)	t								5.00
12	2.167	F V hekur betoni periodik Ø > 10 mm (marre nga lista e detjuar e armimit)	t								18.68
		PUNIME H / IZOLIMI DHE CATIE									
13	2.197	Hidroizolim me emulsion bitumi dhe 2 shtrese k katrama	m2			14.6	11.2		163.52		163.52
		Tualeti				3.1	1.95		6.045		6.045
								Totali			169.57
14	2.209	Ulluk shkarkimi vertikal me llamarine xingat Ø 100 mm	ml								
		Kati perdhes		2		5.7			11.4		11.4
		Katet tip		4		3.15			12.6		
		Totali per sasin e kateve tip		4					50.4		50.4
								Totali			61.80
15	2.239/a	Shtrese termoizoluese me polisterol t=10 cm	m2			13.2	9.8		129.36		129.36
								Totali			129.36
16	2.407	Pllake b/a granili mbi parapet tarace	m2			49.6	0.55		27.28		27.28
								Totali			27.28
		PUNIME SHTRESASH									
17	2.258	Nenshtrese zhavori	m3			13.8	10.4	0.55	78.936		
		Zbritten mbivendosjet	m3	1 2		0.1	0.3	0.55		0.198	
										13.10	
									78.94	13.30	65.64
										Totali	65.64
18	2.2	Shtrese lluster cemento 1:2, t = 50 mm	m2			13.8	10.4		143.52		
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5			2.25	
		Zbritten mbivendosjet kollonat	m2	1 2		0.3	0.4			1.44	
		Zbritten mbivendosjet Muret				48.4	0.25			12.1	
		Totali per sasin e kateve tip		4					143.52	15.79	510.92
								Totali			510.92
19	2.268/a	Shkalle montazhi mermeri	m2								
		Kati perdhes				38.28	0.4		15.312		15.312
		Katet tip				12.8	0.4		5.12		
		Totali per sasin e kateve tip		4					20.48		20.48
								Totali			35.79
20	2.267/1	Shtrese me pllaka porcelanat importi	m2			13.8	10.4		143.52		
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5			2.25	
		Zbritten mbivendosjet kollonat	m2	1 2		0.3	0.4			1.44	
		Zbritten mbivendosjet Muret				48.4	0.25			12.1	
		Totali per sasin e kateve tip		5					143.52	15.79	638.65
								Totali			638.65

21	2.324/b	Plintuse grez importi, h = 10 cm									
		Kati perdhës	ml			45.6					45.60
		Katet tip	ml	4		64.8					259.20
								Totali			304.80
		PUNIME TAVANI E SUVATIMI									
22	2.31	Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25									
		Kati perdhës									
		Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25	m2			48.4	3.95		191.18		
		Shtohen shpatullat	m2			71	0.3		21.3		
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m3			38.28	3.6			137.808	
									212.48	137.808	74.67
		Katet tip									
		Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25	m2			48.4	2.9		140.36		
		Zbritten mbivendosjet 50% dritareve	m2			12.8	1.6			10.24	
		Totali per sasin e kateve tip		4					140.36	10.24	520.48
								Totali			595.15
23	2.3	Suva solete h ~ 4 m me drejtues, me krah	m2			10	9.8		98		
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5			2.25	
		Totali per sasin e kateve tip		4					392	9	383.00
								Totali			383.00
24	2.334	Suva e zakonshme fasade mur tulle lartesi mbi 8 m									
		Kati perdhës									
		Perimetri	m2			48.4	4.2		203.28		
		Shtohen shpatullat	m2			71	0.15		10.65		
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m2			38.28	3.6			137.808	
									213.93	137.808	76.12
		Katet tip									
		Perimetri	m2			48.4	3.15		152.46		
		Zbritten mbivendosjet 50% dritareve	m2			12.8	1.6			10.24	
		Totali per sasin e kateve tip		4					609.84	40.96	568.88
								Totali			645.00
25	An	Veshje fasade me pllake terakote	m2								
		Kati perdhës									
									76.12		76.12
		Katet tip							284.44		
		Totali per sasin e kateve tip		4					568.88		568.88
								Totali			645.00
26	2.297/b	Tavan i varur me pllaka gipsi 60x60cm									
		Kati perdhës	m2			13.2	9.8		129.36		129.36
		Katet tip	m2			3.5	9.8		34.3		
		Totali per sasin e kateve tip		4					137.2		137.2
								Totali			266.56
		PUNIME DYER DHE									

		DRITARE									
27	2.375/1	F V dritare d/alumini me dopio xham									
		Katet tip	m2	8		1.6	1.6		20.48		
		Totali per sasin e kateve tip		4					81.92		81.92
								Totali			81.92
28	2.394/a	Grila d/alumini me kanate per dritare.	m2								
		Katet tip		8		1.6	1.6		20.48		
		Totali per sasin e kateve tip		4					81.92		81.92
								Totali			81.92
29	2.375/a	Dritare d/alumini dyfish xham.									
		Kati perdhesh	m2			38.3	3.6		137.88		137.88
								Totali			137.88
30	2.388/1	V F dyer te brendeshme tamburate te rimesuara	m2								
		Kati perdhesh									
		Katet tip		4		0.9	2.15		7.74		
		Totali per sasin e kateve tip		5					38.7		38.7
								Totali			38.70
		PUNIME BOJATISJE									
31	2.328	Patinim muri allçi (stuko)									
		Kati perdhesh	m2						74.67		74.67
		Katet tip	m2			3.5	0		260.24		
		Totali per sasin e kateve tip		4					1040.96		1040.96
								Totali			1115.63
32	2.33	Patinim tavani allçi (stuko)									
		Katet tip	m2						191.5		
		Totali per sasin e kateve tip		4							766
								Totali			766.00
33	2.404/1	Boje hidroplastike importi cilesi e I-re	m2								
		Kati perdhesh	m2						74.67		74.67
		Katet tip	m2						260.24		
		Totali per sasin e kateve tip		4					1040.96		1040.96

Tabela Sh. 2: Libreza e masave për objektin 5 kate me trarë normal (tipi B)

LIBREZE MASASH											
OBJEKTI: QENDER BIZNESI (ZYRA) Varianti me trare te sheshte, Tipi B, objekti 5 kat											
NR.sipas prev.	Nr Analizës	LLOJI I PUNITIT	NJËSIA	COPE	FAKTORËT				PRODHI MI		VOLUMI TOTAL
					Gjat.(L)m	Gjat.(L)m	Gjer.(L)m	Thell.(H)m	+	-	
		PUNIME GERMIMI									
1	2.28	Germim Dheu Themel H=1.5m ,shkarkim ne mjet	m3			15.1	11.7	1.3	229.671		229.67
								Totali			229.67
2	2.37/5b	Transport materiale ndertimi, dheu me auto deri 10.0 km	m3			15.1	11.7	1.3	229.671		229.67
								Totali			229.67
		PUNIME MURATUR E TULLE									
		Kati perdhesh									
3	2.70/2	Mur me tulle te lehtesuara dopio deri 3m me llaç perzier M25	m3			48.4	3.8	0.25	45.98		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m3			4.8	3.8	0.25		4.56	
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m3			38.28	3.6	0.25		34.452	
									45.98	39.012	6.97
		Katet tip									
		Mur me tulle te lehtesuara dopio deri 3m me llaç perzier M25	m3			48.4	2.85	0.25	34.485		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m3			4.8	2.85	0.25		3.42	
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m3			12.8	1.6	0.25		5.12	
		Totali per sasin e kateve tip		4					34.485	8.54	103.78
								Totali			110.75
		Kati perdhesh									
4	2.108/a	Ndetim muri me knauf t=10cm me dy shtresa	m2			27.8	3.8		105.64		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m2			0.8	3.8			3.04	
		Zbritten mbivendosjet dyer	m2			4.3	0.9			3.87	
									105.64	6.91	98.73
		Katet tip									
		Ndetim muri me knauf t=10cm me dy shtresa	m2			27.8	2.85		79.23		
		Zbritten mbivendosjet kollona	m2			0.8	2.85			2.28	
		Zbritten mbivendosjet dyer	m2			4.3	0.9			3.87	
		Totali per sasin e kateve tip		4					79.23	6.15	292.32
								Totali			391.05
		PUNIME BETONI									
5	2.262/1	Shtrese betoni C 7/10	m3			14	10.6	0.1	14.84		

			m3			13.8	10.4	0.15			
		Zbritten mbivendosjet kollonat	m3	1 2		0.4	0.3	0.15		0.216	
									14.84	0.216	14.62
								Totali			14.62
6	2.262/4a	Pllake themeli, trare e bazamente b/a C 20/25	m3			13.8	10.4	0.5	71.76		71.76
								Totali			71.76
7	2.130/1a	Mure b/a t = 21-30cm, h ~ 4m C 20/25	m3			83	0.3	0.55	13.70		
		Zbritten mbivendosjet	m3	1 2		0.3	0.3	0.55		0.594	
									13.70	0.59	13.10
								Totali			13.10
8	2.117/1b	Kollona b/a monolite C 25/30 h ~ 4m									
		Kati perdhesh	m3	1 2		0.3	0.4	3.8	5.472		5.47
								Totali			5.47
		Katet tip	m3	1 2		0.3	0.4	2.75	3.96		
		Totali per sasin e kateve tip		4					3.96	0	15.84
								Totali			15.84
		PUNIME BETONI (TRARET B/A)									
9	2.119/1a	Trare e arkitrare b/a C20/25 h ~ 4m	m3	3		13.8	0.25	0.6	6.21		
		Kati perdhesh	m3	4		10.4	0.25	0.6	6.24		
									12.45	0	12.45
								Totali			12.45
		Katet tip									
		Trare e arkitrare b/a C20/25 h ~ 4m	m3	3		13.8	0.25	0.6	6.21		
			m3	4		10.4	0.25	0.6	6.24		
		Totali per sasin e kateve tip		4					12.45	0	49.80
								Totali			49.80
		PUNIME BETONI (SOLETA B/A)									
10	2.125/1a	Soleta b/a me polisterol dhe rrjete teli C 20/25 t=30cm, h~6m									
		Kati perdhesh	m2			12.8	9.65		123.52		
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5			2.25	
									123.52	2.25	121.27
								Totali			121.27
		Katet tip									
		Soleta b/a me polisterol dhe rrjete teli C 20/25 t=30cm, h~6m	m2			12.8	9.65		123.52		
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5			2.25	
		Totali per sasin e kateve tip		4					123.52	2.25	485.08
								Totali			485.08
		PUNIME HEKUR BETONI									
11	2.166	F V hekur betoni periodik Ø 6 - 10 mm	ton								5.00

12	2.167	F V hekur betoni periodik Ø > 10 mm	ton								17.02
		PUNIME H / IZOLIMI DHE ÇATIE									
13	2.197	Hidroizolim me emulsion bitumi dhe 2 shtrese k katrama	m2			14.6	11.2			163.52	163.52
		Tualeti				3.1	1.95			6.045	6.045
								Totali			169.57
14	2.209	Ulluk shkarkimi vertikal me llamarine xingat Ø 100 mm	ml								
		Kati perdhesh		2		5.7				11.4	11.4
		Katet tip		2		3.15				6.3	
		Totali per sasin e kateve tip		4						25.2	25.2
								Totali			36.60
15	2.239/a	Shtrese termoizoluese me polisterol t=10 cm	m2			13.2	9.8			129.36	129.36
								Totali			129.36
16	2.407	Pllake b/a granili mbi parapet tarace	m2			49.6	0.55			27.28	27.28
								Totali			27.28
		PUNIME SHTRESASH									
17	2.258	Nenshtrese zhavori	m3			13.8	10.4	0.55		78.936	
		Zbritten mbivendosjet	m3	1 2		0.1	0.3	0.55			0.198
											13.10
										78.94	13.30
											65.64
									Totali		65.64
18	2.2	Shtrese lluster cemento 1:2, t = 50 mm	m2			13.8	10.4			143.52	
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5				2.25
		Zbritten mbivendosjet kollonat	m2	1 2		0.3	0.4				1.44
		Zbritten mbivendosjet Muret				48.4	0.25				12.1
		Totali per sasin e kateve tip		5						143.52	15.79
								Totali			638.65
19	2.268/a	Shkalle montazhi mermeri	m2								
		Kati perdhesh				38.28	0.4			15.312	15.312
		Katet tip				12.8	0.4			5.12	
		Totali per sasin e kateve tip		4						20.48	20.48
								Totali			35.79
20	2.267/1	Shtrese me pllaka porcelanat importi	m2			13.8	10.4			143.52	
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2			1.5	1.5				2.25
		Zbritten mbivendosjet kollonat	m2	1 2		0.3	0.4				1.44
		Zbritten mbivendosjet Muret				48.4	0.25				12.1
		Totali per sasin e kateve tip		5						143.52	15.79
											638.65
								Totali			638.65
21	2.324/b	Plintuse grez importi, h = 10 cm									
		Kati perdhesh	ml			45.6					45.60
		Katet tip	ml	4		64.8					259.20
								Totali			304.80

		PUNIME TAVANI E SUVATIMI									
22	2.31	Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25									
		Kati perdhës									
		Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25	m2		48.4	4.15		200.86			
		Shtohen shpatullat	m2		71	0.3		21.3			
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m3		38.28	3.6			137.808		
								222.16	137.808	84.35	
		Katet tip									
		Suva brenda mur tulle h~4m me krah, llaç perzier M 25	m2		48.4	3.02		146.168			
		Zbritten mbivendosjet 50% dritareve	m2		12.8	1.6			10.24		
		Totali per sasin e kateve tip		4				146.168	10.24	543.71	
							Totali			628.06	
23	2.3	Suva solete h ~ 4 m me drejtues, me krah	m2		10	9.8		98			
		Zbritten mbivendosjet ashensori	m2		1.5	1.5			2.25		
		Totali per sasin e kateve tip		4				392	9	383.00	
							Totali			383.00	
24	2.334	Suva e zakonshme fasade mur tulle lartesi mbi 8 m									
		Kati perdhës									
		Perimetri	m2		48.4	4.4		212.96			
		Shtohen shpatullat	m2		71	0.15		10.65			
		Zbritten mbivendosjet vetrata	m2		38.28	3.6			137.808		
								223.61	137.808	85.80	
		Katet tip									
		Perimetri	m2		48.4	3.35		162.14			
		Zbritten mbivendosjet 50% dritareve	m2		12.8	1.6			10.24		
		Totali per sasin e kateve tip		4				648.56	40.96	607.60	
							Totali			693.40	
25	An	Veshje fasade me pllake terakote	m2								
		Kati perdhës									
								85.80		85.80	
		Katet tip						303.80			
		Totali per sasin e kateve tip		4				607.6		607.60	
							Totali			693.40	
26	2.297/b	Tavan i varur me pllaka gipsi 60x60cm									
		Kati perdhës	m2		13.2	9.8		129.36		129.36	
		Katet tip	m2		3.5	9.8		34.3			
		Totali per sasin e kateve tip		4				137.2		137.2	
							Totali			266.56	
		PUNIME DYER DHE DRITARE									
27	2.375/1	F V dritare d/alumini me dopio xham									

		Katet tip	m2	8	1.6	1.6		20.48		
		Totali per sasin e kateve tip		4				81.92		81.92
							Totali			81.92
28	2.375/a	Dritare d/alumini dyfish xham.								
		Kati perdhesh	m2		38.3	3.6		137.88		137.88
							Totali			137.88
29	2.394/a	Grila d/alumini me kanate per dritare.								
		Katet tip	m2	8	1.6	1.6		20.48		
		Totali per sasin e kateve tip		4				81.92		81.92
							Totali			81.92
30	2.388/1	V F dyer te brendeshme tamburate te rimesuara	m2							
		Kati perdhesh								
		Katet tip		4	0.9	2.15		7.74		
		Totali per sasin e kateve tip		5				38.7		38.7
							Totali			38.70
		PUNIME BOJATISJE								
31	2.328	Patinim muri allçi (stuko)								
		Kati perdhesh	m2					84.35		84.35
		Katet tip	m2		3.5	0		271.86		
		Totali per sasin e kateve tip		4				1087.424		1087.424
							Totali			1171.78
32	2.33	Patinim tavani allçi (stuko)								
		Katet tip	m2					191.5		
		Totali per sasin e kateve tip		4						766
							Totali			766.00
33	2.404/1	Boje hidroplastike importi cilesi e I-re	m2							
		Kati perdhesh	m2					84.35		84.35
		Katet tip	m2					271.86		
		Totali per sasin e kateve tip		4				1087.424		1087.424
							Totali			5047.33

LITERATURA

1. Eurocode, EN 1998, "Design of Structures for earthquake Resistance", 2004
2. Chopra, A. K., "Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering", Prentice-Hall, New Jersey, 1995.
3. Chopra, A. K., "Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering", 2nd Ed, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2007
4. Clough, R.W., Penzien, J. "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York, 1993
5. Elnashai, A. S.(2001), "Advanced Inelastic Static (Pushover) Analysis for Earthquake Applications", Vol. 12(1), pp. 51-69, .
6. Pauly, T. and Priestley, M.J.N. (1992), Seismic design of reinforced concrete and masonry building, J.wiley&Sons, New York
7. Park, Y.J and Ang, A.H.S.(1985), Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of structural Engineering, 111(4), 727-730.
8. Smith, B.(1962) Lateral stiffness of infilled frames. Journal of Structural Division, Vol. 88, No. 6: 183-199.]
9. Fajfar, P., Dolsek, M.(2001) Soft story effects in uniformly infilled reinforced concrete frames" Journal of Earthquake Engineering; Vol. 5: 1-12.
10. ETABS (2013), Nonlinear version 13, Extended 3-D analysis of building systems Computers and Structures, Inc. Berkeley, U.S.A
11. KTP-N2-89, "Kushtet Teknike te Projektimit antisizmik". Albania,
12. Applied Technology Council, ATC-40 (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". Redwood City, California,
13. Federal Emergency Management Agency, FEMA-356(2000), "Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, DC, .
14. Garevski M., Ansal A., "Earthquake Engineering in Europe", Springer Science + Business Media B.V. 2010
15. Garevski M., Kelly, M., Bojadziev, "Experimental Dynamic Testing of the First structure in the World Isolated by Rubber Bearings", Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake engineering, Paris, 1998.
16. Kawamura S., Sugisaki R., Ogura K., Maezawa S., Tanaka S., Yajima A, "Seismic Isolation Retrofit in Japan", Proceedings of the 12 WCEE, Oakland, New Zealand, 2000.

17. Khashae P., Mohraz B., Sadek F., Lew H. S., Gross J.L., "Distribution of Earthquake Input Energy in Structures", NISTIR 6303, National Institute of Technology and Standards, USA 2003
18. Marnetto R., Massa L., Vailati M." Progetto Sismico di Strutture Nuove in Cemento Armato", Edizioni Kappa, Roma, Italy, 2004
19. Naeim, F., Kelly, J.M., "Design of Seismic Isolated Structures", John Wiley & Sons, New York, 1999.
20. Seranaj A., Kokona E., Balilaj M., □ Reagimi I ramave fleksibel prej betoni te armua nen veprimin e forcave sizmike " / Buletini i shkencave teknike, Universiteti Politeknik i Tiranës. Albania. Shkurt 2016
21. AASHTO "Guide Specification for Seismic Isolation Design", USA, 1999
22. AASHTO M251-97, Standard Specifications for Plane and Laminated Elastomeric Bridge Bearings, 1997.
23. SAP2000®, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, analysis Reference, Vol. 1&2, Computer and Structures, Inc, Berkeley, California, USA, 2000
24. Seranaj, A., Softa F., Garevski M., Analysis of Base isolated Bridge Structures", 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia, 2010.
25. Wilson J. R. , Sierakowski R. L., "The Behaviour of Structures Composed of Composite Materials, Martinous Nijhoff Publishers, Dordrecht, Netherlands, 1986.
26. Zienkiewicz, "The Finite Element Method", McGraw-Hill Publishing Company, 1970.
27. Naska N. Metoda të teknologjisë të punimeve në proçese dhe operacione ndërtimore. Pj. 1&Pj.2 / Tirane 2005.
28. Naska,N., Kasharaj, J. Seranaj A.,Teknikë dhe legjislacion kantieri në punimet e ndërtimit /, Botim " KRISTALINA – KH" Tirane 2010
29. Seranaj A. Gjini A. Filaj E.Studimi teorik dhe eksperimental i rinovimit te normave teknike te punimeve te ndertimit. / Buletini i shkencave teknike, Universiteti Politeknik i Tiranës. Albania. Shkurt 2016

Burimet e imazheve, tabelave dhe grafikëve,

Përveç çdo imazhi, tabelle dhe grafiku që i është bërë citimi në material, të gjitha të tjerat janë origjinale prej autorit.