



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e "Fakulteteve Teknike", 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. 2653/1

Prishtinë 10/12/2024

Formulari F3

RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS MASTER

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT			
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.		Date
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	Prof.Asst.Dr. Hajdar Sadiku	Kryetar
	2.	Prof.Asst.Dr. Zijadin Guri	Mentor
	3.	Prof.Asoc.Dr. Cenë Krasniqi	Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	KRAHASIMI I REAGIMIT DINAMIK TË STRUKTURAVE DUALE BETON-ARME DHE STRUKTURAVE ME SHTYLLA KOMPOZITE BETON-ÇELIK		
Vlerësimi i dorëshkrimit	Arbenit Muriqi		
<p>Në materialin e dorëzuar nga kandidatit në kuadër të përgatitjeve të punimit të diplomës Master, me titull: "KRAHASIMI I REAGIMIT DINAMIK TË STRUKTURAVE DUALE BETON-ARME DHE STRUKTURAVE ME SHTYLLA KOMPOZITE BETON-ÇELIK", prezantohet një përmbajtje e ecurisë së punimit e zbërthyer në disa pika:</p> <p>Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në katër kapituj duke përfshirë edhe hyrjen dhe pjesët e veçanta të punimit. Si pjesë të veçanta janë të përfshira edhe konkluzionet dhe literatura.</p> <p>Ne Kapitullin I – Në hyrje trajtohet koncepti i projektimit ndaj ngarkesave dinamike, duke përfshirë aspektet e natyrës së veprimit të ngarkesave dinamike, ngarkesat e tërmetit si një rast i veçantë i ngarkesave dinamike, tipet e sistemeve strukturore dhe disa nga aspektet kryesore të reagimit të tyre dinamik, me fokus të veçantë të strukturat duale të betonit të armuar dhe ato me shtylla kompozite beton-çelik. Gjithashtu, krahasohen karakteristikat e reagimit dinamik të këtyre dy llojeve të strukturave. Në mënyrë të përmbledhur, janë paraqitur tipologjitë e konstruksionit të meskatit dhe aplikimi i tyre në struktura, si dhe ndikimi i konstruksionit të meskatit në reagimin dinamik të strukturave. Një tjetër aspekt i trajtuar është krahasimi mes shtyllave monolite dhe shtyllave kompozite. Po ashtu, janë shqyrtuar aspekte të avancuara të modelimit të strukturave për sjellje jolineare, si modelet me fibra (fiber section models).</p>			

Në Kapitullin II - Në këtë kapitull janë trajtuar aspektet kryesore të reagimit dinamik të strukturave, duke përfshirë llojet e ngarkesave dinamike, idealizimin e strukturave dhe shkallët dinamike të lirisë. Janë shqyrtuar komponentët kryesorë të reagimit dinamik, siç janë shtangësia, masa dhe shuarja, si dhe është formuluar ekuacioni i lëvizjes për sisteme me një dhe me shumë shkallë lirie. Po ashtu, janë analizuar lëkundjet e lira dhe të detyruara për këto sisteme, ortogonaliteti dhe normalizimi i formave të lëkundjeve, analiza modale e reagimit dinamik dhe spektrat e reagimit dinamik.

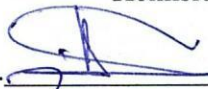
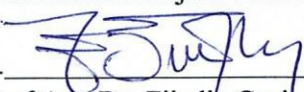
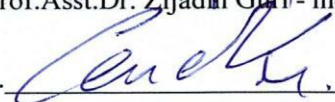
Në Kapitullin III - Në këtë kapitull është analizuar një shembull numerik që përfshin një objekt me 15 kate, duke u shqyrtuar për të dy llojet e sistemeve strukturore: strukturë betoni të armuar duale dhe strukturë me shtylla kompozite beton-çelik. Janë krahasuar aspekte të reagimit dinamik të këtyre dy strukturave, përfshirë periodat e lëkundjeve, forcat prerëse në bazë dhe zhvendosjet e strukturës.

Ne fund të punimit janë dhënë Konkluzionet dhe Literatura e konsultuar.

Komisioni për vlerësimin e punimit master me titull “KRAHASIMI I REAGIMIT DINAMIK TË STRUKTURAVE DUALE BETON-ARME DHE STRUKTURAVE ME SHTYLLA KOMPOZITE BETON-ÇELIK” të kandidatit Arbenit Muriqi, konstaton se punimi i dorëzuar i plotëson kushtet të cilat kërkohen me Ligjin për Arsimin e Lartë dhe Rregulloren për Studime Master të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit, prandaj edhe i propozon Këshillit të Fakultetit të Ndërtimit në Prishtinë që këtë raport ta aprovojë dhe të vazhdojë procedurën për mbrojtje publike të tij.

Data e hartimit/nënshkrimit të raportit 9.12.2024

Komisioni Vlerësues:

1. 
Prof. Asst. Dr. Hajdar Sadiku – kryetar/
2. 
Prof. Asst. Dr. Zijadin Guri – mentor/
3. 
Prof. Asoc. Dr. Cenë Krasniqi – anëtar/

ABSTRACT

In our country and beyond, low-rise buildings made of reinforced concrete are quite widespread due to the lower cost of concrete as a construction material and easier and faster access to the market, where all the mentioned reasons justify it in terms of investment cost and give it an advantage over the application of other materials. In case of medium to high rise buildings, reinforced concrete buildings are less feasible due to increased dead load, span restrictions, lower ductility and poorer performance/behavior against the lateral loads compared to composite/hybrid structures made of reinforced concrete and steel. The concept of hybrid/composite structures made from concrete and steel is quite new compared to reinforced concrete and steel structures themselves, which is based on the idea of utilizing the good properties of concrete in compression and steel in tension into a single composite material. Although a new concept and quite complex to analyze and compute, composite concrete and steel structures find a large use all over the world, which resist lateral forces quite well, providing more ductile structures and reducing the dead load affecting lower foundation requirements. As a case study for comparing the behavior of reinforced concrete structures and composite concrete and steel structures, a 3B+P+14 object was taken as an example where the external loads acting on the structure are the same for both types of structures and their analysis for interpretation and comparison of results was conducted by using ETABS software.

UNIVERSITETI I PRISHTINËS "HASAN PRISHTINA"
FAKULTETI I INZHINIERISË SË NDËRTIMIT
PRISHTINË

Pranuar me: 05.12.2024			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	2613/1	-	-

ABSTRAKT

Në vendin tonë dhe në regjion strukturat me etazhitet jo të lartë nga betoni i armuar janë mjaft të përhapura për arsye të kostos më të ulët të betonit si material i ndërtimit dhe qasjes më të lehtë dhe më të shpejtë në treg, ku të gjitha këto arsye të cekura e arsyetojnë në aspektin ekonomik dhe i japin avantazh ndaj aplikimit të materialeve të tjera. Te strukturat me etazhitet të mesëm dhe të lartë, strukturat nga betoni i armuar humbin arsyeshmërinë ekonomike për shkak të rritjes së peshës vetijake, kufizimit të hapësirave të lira (hapësirë drite), duktilitetit më të vogël dhe performancës/sjelljes më të dobët ndaj veprimit të ngarkesave horizontale krahasuar me strukturat kompozite/hibride nga betoni i armuar dhe çeliku. Koncepti i strukturave hibride/kompozite nga betoni dhe çeliku është mjaft i ri krahasuar me strukturat nga betoni i armuar dhe me strukturat nga çeliku i cili është i krijuar mbi idenë e shfrytëzimit të vetive të mira të betonit në shtypje dhe çelikut në tërheqje në një material të vetëm kompozit. Edhe pse një koncept i ri dhe mjaft kompleks për tu llogaritur, strukturat kompozite nga betoni dhe çeliku gjejnë një përdorim mjaft të madh nëpër vende të ndryshme të botës të cilat iu rezistojnë mjaftë mirë veprimeve horizontale duke ofruar struktura më duktile dhe duke reduktuar peshën vetijake të strukturës e cila ndërlihet edhe me kërkesa më të vogla për fondim. Si rast studimi për krahasimin e sjelljes së strukturave beton-areme dhe strukturave kompozite nga betoni dhe çeliku është marrë një objekt 3B+P+14 ku ngarkesat e jashtme që veprojnë në strukturë janë të njëjta për të dy llojet e strukturave dhe analiza e tyre për interpretim dhe krahasim të rezultateve është bërë me anë të software-it ETABS.

UNIVERSITETI I PRISHTINËS "HASAN PRISHTINA"
FAKULTETI I INZHINIERISË SË NDËRTIMIT
PRISHTINË

Pranuar me: 05.12.2019			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	2613/1	—	—

UNIVERSITETI I PRISHTINËS “HASAN PRISHTINA”

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

PROGRAMI I STUDIMIT - MASTER I SHKENCËS

DREJTIMI - KONSTRUKTIV



PUNIM DIPLOME - MASTER

TEMA:

**KRAHASIMI I REAGIMIT DINAMIK TË STRUKTURAVE DUALE
BETON-ARME DHE STRUKTURAVE ME SHTYLLA KOMPOZITE
BETON-ÇELIK**

Mentori:

Prof.Dr.sc. Zijadin GURI

Kandidati:

BSc. Arbenit MURIQI

PRISHTINË

2024

KOMISIONI VLERËSUES:

Mentor:

Prof.Asst.Dr. Zijadin GURI
Fakulteti I Inxhinierisë Së Ndërtimit
Departamenti Konstruktiv
Universiteti i Prishtinës "Hasan Prishtina"

Kryetar:

Prof.Asst.Dr. Hajdar SADIKU
Fakulteti I Inxhinierisë Së Ndërtimit
Departamenti Konstruktiv
Universiteti i Prishtinës "Hasan Prishtina"

Anëtar:

Prof.Asoc.Dr. Cenë KRASNIQI
Fakulteti I Inxhinierisë Së Ndërtimit
Departamenti Konstruktiv
Universiteti i Prishtinës "Hasan Prishtina"

FALËNDERIME

Falënderoj stafin e Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit për ngritjen dhe arritjet e mia profesionale dhe akademike. Falënderoj mentorin tim, profesorin Zijadin Guri për ndihmën, sugjerimet dhe udhëzimet profesionale në realizimin e punimit të diplomës.

*Për shtytësit dhe mbështetësit e mi më të mëdhenjë gjatë këtij rrugëtimi, Prindërit e mi, ku përkrahja dhe mbështetja e tyre e pa kusht dhe e pa kursyer nuk mungoi edhe atëherë kur unë harrova ti falënderoj, ju them
FALEMINDERIT.*

Falënderoj familjen e ngushtë dhe të gjerë, shoqërinë, kolegët dhe të gjithë ata që kontribuan në cilëndo mënyrë gjatë këtij rrugëtimi.

ABSTRAKT

Në vendin tonë dhe në regjion strukturat me etazhitet jo të lartë nga betoni i armuar janë mjaft të përhapura për arsye të kostos më të ulët të betonit si material i ndërtimit dhe qasjes më të lehtë dhe më të shpejtë në treg, ku të gjitha këto arsye të cekura e arsyetojnë në aspektin ekonomik dhe i japin avantazh ndaj aplikimit të materialeve të tjera. Te strukturat me etazhitet të mesëm dhe të lartë, strukturat nga betoni i armuar humbin arsyeshmërinë ekonomike për shkak të rritjes së peshës vetijake, kufizimit të hapësirave të lira (hapësirë drite), duktilitetit më të vogël dhe performancës/sjelljes më të dobët ndaj veprimit të ngarkesave horizontale krahasuar me strukturat kompozite/hibride nga betoni i armuar dhe çeliku. Koncepti i strukturave hibride/kompozite nga betoni dhe çeliku është mjaft i ri krahasuar me strukturat nga betoni i armuar dhe me strukturat nga çeliku i cili është i krijuar mbi idenë e shfrytëzimit të vetive të mira të betonit në shtypje dhe çelikut në tërheqje në një material të vetëm kompozit. Edhe pse një koncept i ri dhe mjaft kompleks për tu llogaritur, strukturat kompozite nga betoni dhe çeliku gjejnë një përdorim mjaft të madh nëpër vende të ndryshme të botës të cilat iu rezistojnë mjaftë mirë veprimeve horizontale duke ofruar struktura më duktile dhe duke reduktuar peshën vetijake të strukturës e cila ndërlidhet edhe me kërkesa më të vogla për fondim. Si rast studimi për krahasimin e sjelljes së strukturave beton-areme dhe strukturave kompozite nga betoni dhe çeliku është marrë një objekt 3B+P+14 ku ngarkesat e jashtme që veprojnë në strukturë janë të njejta për të dy llojet e strukturave dhe analiza e tyre për interpretim dhe krahasim të rezultateve është bërë me anë të software-it ETABS.

ABSTRACT

In our country and beyond, low-rise buildings made of reinforced concrete are quite widespread due to the lower cost of concrete as a construction material and easier and faster access to the market, where all the mentioned reasons justify it in terms of investment cost and give it an advantage over the application of other materials. In case of medium to high rise buildings, reinforced concrete buildings are less feasible due to increased dead load, span restrictions, lower ductility and poorer performance/behavior against the lateral loads compared to composite/hybrid structures made of reinforced concrete and steel. The concept of hybrid/composite structures made from concrete and steel is quite new compared to reinforced concrete and steel structures themselves, which is based on the idea of utilizing the good properties of concrete in compression and steel in tension into a single composite material. Although a new concept and quite complex to analyze and compute, composite concrete and steel structures find a large use all over the world, which resist lateral forces quite well, providing more ductile structures and reducing the dead load affecting lower foundation requirements. As a case study for comparing the behavior of reinforced concrete structures and composite concrete and steel structures, a 3B+P+14 object was taken as an example where the external loads acting on the structure are the same for both types of structures and their analysis for interpretation and comparison of results was conducted by using ETABS software.

PËRMBAJTJA

1. HYRJE.....	1
1.1. Koncepti i projektimit ndaj ngarkesave dinamike	1
1.1.1. Të përgjithshme.....	1
1.2. Koncepti mbi projektimin asizmik.....	1
1.3. Tipet e sistemeve për mbrojtjejn e strukturave nga veprimet sizmike	2
1.3.1. Strukturat rezistente ndaj veprimeve sizmike	4
1.4. Projektimi sipas kapacitetit dhe projektimi sipas performancës	12
1.4.1. Konceptet e projektimit sipas kapaciteteve	14
1.5. Metodatat e analizës së strukturave	17
1.5.1. Analiza lineare.....	18
2. TEORIA DINAMIKE E STRUKTURAVE.....	24
2.1. Koncepti i përgjithshëm	24
2.1.1. Idealizimi i strukturës.....	25
2.2. Shkallët e liris	26
2.3. Shtangësia	27
2.4. Masa	29
2.5. Shuarja.....	30
2.6. Ekuacioni i lëvizjes.....	31
2.6.1. Relacioni forcë-zhvendojse.....	31
2.6.2. Sistemet elastike lineare.....	31
2.6.3. Sistemet jo-elastike.....	33
2.7. Forca e shuarjes	33
2.8. Formulimi i ekuacionit të lëvizjes.....	34
2.9. Lëkundjet e lira	36
2.9.1. Sistemet elastike pa shuarje	36
2.9.2. Sistemet elastike me shuarje viskoze	38
2.10. Lëkundjet e detyruara	41
2.10.1. Lëkundjet harmonike – sistemet pa shuarje	41
2.10.2. Lëkundjet harmonike – sistemet me shuarje.....	42
2.11. Sistemet me shumë shkallë lirie – ekuacioni i lëvizjes	45
2.11.1. Ekuilibri dinamik.....	47
2.11.2. Komponentet e masës, shtangësis dhe shuarjes.....	47
2.11.3. Lëkundjet e lira te sistemet me shumë shkallë lirie pa shuarje	50
2.11.4. Lëkundjet e lira te sistemet me shumë shkallë lirie me shuarje	52
2.11.5. Ortogonaliteti i formave të lëkundjeve	53

2.11.6. Normalizimi i formave të lëkundjeve	54
2.12. Analiza modale	54
2.13. Reagimi dianmik i strukturave ndaj veprime sizmike	57
2.14. Spektri elastik dhe analiza spektrale.....	58
2.14.1. Sistemet me një shkallë lirie	58
2.14.2. Sistemet me shumë shkallë lirie	62
2.14.3. Sistemet me shumë shkallë lirie	65
3. PJESA NUMERIKE.....	69
3.1. Struktura Beton- Arme	69
3.1.1. Përshkrimi i strukturës	69
3.1.2. Rregullsia e strukturës.....	75
3.1.3. Rregullsia e strukturës dhe përcaktimi i faktorit të sjelljes	75
3.1.4. Analiza modale sipas spektrit të reagimit	75
3.2. Struktura kompozite Beton- Celik	94
3.2.1. Përshkrimi i strukturës	94
3.3. Krahasimi i rezultateve	109
4. PËRFUNDIMET DHE REKOMANDIMET	121

LISTA E FIGURAVE:

Figura 1: a) Strukturat rezistente ndaj veprimeve sizmike	2
Figura 2: b) Strukturat me shuarje sizmike	2
Figura 3: c) Strukturat me izolim sizmik	3
Figura 4: Llojet e sistemeve strukturore	5
Figura 5: Pllaka kompozite (mikse)	7
Figura 6: Shkalla e lidhjes me kunjja	8
Figura 7: Bashkëveprimi mes pllakës dhe trajeve të çelikut	8
Figura 8: Ndikimi i ndërveprimit të lidhjes në uljen e traut	9
Figura 9: Trajet kompozite dhe elementet lidhëse (kunjat)	10
Figura 10: Trajet kompozite	10
Figura 11: Llojet e shtyllave kompozite Beton-çelik	11
Figura 12: Duktiliteti i zinxhirit me unaza duktile dhe të brishta	12
Figura 13: Duktiliteti i ramit a) Kapacitet i lartë ndaj zhvendosjeve b) Kapacitet i ulët ndaj zhvendosjeve	14
Figura 14: Kapaciteti i disipimit të ramav - a) Disipim i lartë b) disipim i ulët	15
Figura 15: Dimensionimi sipas kapaciteteve	17
Figura 16: Metodrat e analizës së strukturave ndaj veprimeve sizmike	17
Figura 17: Jolineariteti gjeometrik dhe material	19
Figura 18: Paraqitja e çërnierave plastike	20
Figura 19: Modelimi i fibrave	21
Figura 20: Format e shpërndarjes së ngarkesës horizontale	22
Figura 21: Përcaktimi i kurbës së kapacitetit të strukturës	22
Figura 22: Ngarkesat dinamike	24
Figura 23: Idealizimi i ramit	25
Figura 24: Idealizimi i rezervuarit në një sistem me një shkallë lirie	25
Figura 25: Shkallët e lirisë së trupit në hapësirë	26
Figura 26: Rami i idealizuar për analizë sizmike	26
Figura 27: a) Forma e deformuar e ramit SDOF b) Ekuilibri statiki forcave	27
Figura 28: Relacioni forcë-zhvendosje	28
Figura 29: SDOF - Rami me rigel të shtangët	28
Figura 30: SDOF- Rami me rigel të shtangët dhe me masë të koncentruar	29
Figura 31: Lupa e Histerezës	30
Figura 32: Lidhshmëria forcë-zhvendosje	31
Figura 33: Deformimi i ramit me a) rigel të shtangët b) rigel jo i shtangët	32
Figura 34: Raporti forcë-deformim në veprimin e ngarkesave ciklike	33
Figura 35: Shuarja lineare viskoze	34
Figura 36: Principi i Neëton-it dhe D'Alembert-it për sistemin mekanik	34
Figura 37: Forcat që kontribuojnë në ekuilibrin dinamik	35
Figura 38: Komponenta e zhvendosjes si rezultat i veprimit sizmik	35
Figura 39: Idealizimi në sistem me një shkallë lirie	36
Figura 40: Sistemet me një shkallë lirie pa shuarje	36
Figura 41: Lëkundjet e lira të sistemit pa shuarje	37
Figura 42: Sistemet elastike me shuarje viskoze	38
Figura 43: Sistemi me një shkallë lirie- Lëkundjet e lira me shuarje nënkritike	39
Figura 44: Sistemet me një shkallë lirie me shuarje kritike	40
Figura 45: Lëkundjet e lira me shuarje kritike, mbikritike dhe nënkritike	40
Figura 46: Lëkundjet harmonike pa shuarje	41
Figura 47: Lëkundjet harmonike me shuarje	42

Figura 48: Faktori i magnifikimit dinamik	44
Figura 49: Dukuria e rezonancës	44
Figura 50: a) Rami me dy kate b) Veprimi i forcave në kate	45
Figura 51: a) Sistemi me dy shkallë lirie b) Diagrami i trupit të lirë.....	47
Figura 52: Komponentet e masës, shtangësisë dhe shuarjes.....	48
Figura 53: Komponentat e shtangësisë	48
Figura 54: Komponentët e shuarjes	49
Figura 55: Komponentët e masave	49
Figura 56: Lëkundjet e lira te sistemet me shumë shkallë lirie pa shuarje	51
Figura 57: Vlera e frekuencave maksimale dhe minimale.....	52
Figura 58: Format e lëkundjeve të një sistemi me 3 shkallë lirie	54
Figura 59: Reagimi dinamik sizmik e një sistemi me një shkallë lirie	57
Figura 60: Perioda natyrore e lëkundjeve të lira te sistemet me një shkallë lirie	58
Figura 61: Rasti kur me rritjen e masës rritet edhe perioda.....	58
Figura 62: Rasti kur me rritjen e shtangësisë zvogëlohet perioda dhe anasjelltas.....	59
Figura 63: Zhvendosja e strukturës kur masa është e vogël (pa përfillshme).....	59
Figura 64: Reagimi i strukturës me një shkallë lirie ndaj veprimeve sizmike.....	60
Figura 65: Sistemi me një shkallë lirie - Perioda të ndryshme	60
Figura 66: Vlera të ndryshme të nxitimit për perioda të ndryshme	61
Figura 67: Lakorja e nxitimit maksimal të sistemit me një shkallë lirie.....	61
Figura 68: Anvelopa e reagimit maksimal.....	62
Figura 69: Rami me 3 shkallë lirie.....	62
Figura 70: Format e lëkundjes te rami me 3 shkallë lirie	63
Figura 71: Skema e paraqitjes së analizës modale.....	63
Figura 72: Reagimi maksimal te sistemet me shumë shkallë lirie.....	64
Figura 73: Forma e spektrit të reagimit.....	66
Figura 74: Spektri i reagimit elastik i rekomanduar, Tipi 1 dhe 2 për kategori të truallit A-E me 5% shuarje.....	67
Figura 75: Modeli 3D i strukturës Beton-Arme.....	71
Figura 76: Baza e themelit	72
Figura 77: Preerja e strukturës në aksin 3-3	73
Figura 78: Spektri i Projektimit	75
Figura 79 Shtangësia në kate drejtimi X-X.....	80
Figura 80 Shtangësia në kate drejtimi X-X.....	81
Figura 81: Forcat prerëse në drejtimin X-X.....	83
Figura 82: Forcat prerëse në drejtimin Y-Y.....	84
Figura 83: Zhvendosjet në drejtimin X dhe Y	86
Figura 84: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C21, Niveli (-2)	91
Figura 85: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C27, Niveli (1).....	91
Figura 86: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C36, Niveli (5).....	92
Figura 87: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C66, Niveli (15).....	92
Figura 88: Sistemi meskator i strukturës kompozite beton-çelik.....	95
Figura 89: htangësia në drejtimin X për strukturën kompozite	100
Figura 90: Shtanësia në drejtimin Y për strukturën kompozite	101
Figura 91: Forca prerëse në drejtimin X për strukturën kompozite.....	103
Figura 92: Forca prerëse në drejtimin Y për strukturën kompozite.....	104
Figura 93: Zhvendosjet në drejtimin X dhe Y për strukturën kompozite	106
Figura 94: Krahasimi i periodave të lëkundjeve	110
Figura 95: Krahasimi i shtangësive në drejtimin X për dy llojet e strukturave	112
Figura 96: Krahasimi i shtangësive në drejtimin Y për dy llojet e strukturave	113

Figura 97: Krahasimi i forcave prerëse në kate në drejtimin X.....	115
Figura 98: Krahasimi i forcave prerëse në drejtimin Y	116
Figura 99: Krahasimi i zhvendosjeve për dy llojet e strukturave në dy drejtimet ortogonale X dhe Y.....	118
Figura 100: Krahasimi i drifteve në mes kateve për dy llojet e strukturave në dy drejtimet X dhe Y.....	119

LISTA E TABELAVE

Tabela 1: Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin elastik të reagimit të tipit 1.....	66
Tabela 2: Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin elastik të reagimit të tipit 2.....	66
Tabela 3: Vlerat e rekomanduara të parametrave të cilët përshkruajnë spektrin elastik të reagimit vertikal.....	67
Tabela 4: Dimensionet e Strukturës.....	69
Tabela 5: Dimensionet e elementeve strukturore.....	69
Tabela 6: Kualiteti/Klasa e materialeve të përdorura	70
Tabela 7: Të dhënat tjera rreth strukturës	70
Tabela 8: Ngarkesat në Strukturë.....	70
Tabela 9 Paradimensionimi i Shtyllave	74
Tabela 10 Masa në nivele (kate).....	76
Tabela 11: Perioda dhe frekuenca e strukturës	77
Tabela 12: Raporti i pjesëmarrjes së masave në analizën modale	77
Tabela 13: Qendra e masës dhe shtangësisë	78
Tabela 14: Shtangësia në kate.....	79
Tabela 15: Forcat prerëse në kate në dy drejtimet ortogonale X dhe Y	82
Tabela 16: Zhvendosjet elastike.....	85
Tabela 17: Driftet në kate	87
Tabela 18: Efektet e rendit të dytë	88
Tabela 19: Kombinimi ngarkesave	89
Tabela 20: Shtyllat më të ngarkuara sipas grupeve (prejës tërthore)	90
Tabela 21: Përvetësimi i prejës tërthore të shtyllave kompozite në funksion të kapacitetit të prejës tërthore të shtyllave beton-arme.....	93
Tabela 22: Dimensionet e strukturës.....	94
Tabela 23: Elementet strukturore të përvetësuara në strukturën kompozite beton-çelik.....	96
Tabela 24: materialet e përdorura (aplikuara).....	96
Tabela 25: Masa në nivele (kate) për strukturën kompozite.....	97
Tabela 26: Perioda dhe frekuenca e strukturës kompozite	97
Tabela 27: Participimi i masave në analizën modale.....	98
Tabela 28: Qendra e masës dhe shtangësisë	99
Tabela 29: Shtangësia në kate.....	99
Tabela 30: Forcat prerëse në kate në dy drejtimet ortogonale X dhe Y	102
Tabela 31: Zhvendosjet elastike.....	105
Tabela 32: Driftet në kate	107
Tabela 33: Efekti P- Δ	108
Tabela 34: Krahasimi i masave në kate për dy llojet e strukturave	109
Tabela 35: Krahasimi i periodave të lëkundjeve.....	110
Tabela 36: Krahasimi i shtangësisë në kate	111
Tabela 37: Krahasimi i zhvendosjeve për dy llojet e strukturave	117

LISTA E SIMBOLEVE:

m – Masa	\dot{u} – Shpejtësia
θ – Faza e këndit	\ddot{u} – Nxitimi
k_{in} – Koeficienti ndikues i ngurtësisë	$p(t)$ – Funkzioni i ngarkesës
c_{in} – Koeficienti ndikues i shuarjes	\bar{m} – Masa e shpërndarë
m_{in} – Koeficienti ndikues i masës	F – Forca e Coulombit
M – Martrica e ngurtësisë	
C – Martrica e shuarjes	
K – Martrica e masës	
Φ_N – Vektori i formës	μ – Koeficienti statik dhe kinematik
Y – Koordinata kryesore	N – Forca normale
M_n – Masa e gjeneralizuar	u_a – Zhvendosja absolute
K_n – Shtangësia e gjeneralizuar	u_r – Zhvendosja relative
C_n – Shuarja e gjeneralizuar	u_g – Zhvendosja e tokës
p_n – Forca e gjeneralizuar	T – Perioda
Γ_i – Faktori i pjesëmarrjes	ω – Frekuenca rrethore
S_d – Spektri i reagimit për zhvendosjen	ρ – Amplituda
S_v – Spektri i reagimit për shpejtësinë	f – Perioda natyrale
S_a – Spektri i reagimit për nxitimin	R – Forca e rezistuese
S_{pv} – Spektri i pesudoshpejtësive	c_c – Shuarja kritike
S_{pa} – Spektri i i pseudonxitimeve	t – Koha
$E_{p,max}$ – Energjia potenciale maksimale	ξ – Koeficienti relativ i shuarjes
$ f_E _{max}$ – Forca maksimale	A – Konstant
E_E – Efektin i reagimit dinamik	B – Konstant
k – Shtangësia	δ – Dektrementi logaritmik
c – Shuarja	u_c – Zgjedhja homogjene
u – Zhvendosja	u_p – Zgjedhja partikulare
f_D – Forca e shuarjes	β – Raporti i frekuencave
f_S – Forca elastike	u_{st} – Zhvendosja statike
f_I – Forca inerciale	R – Koeficienti reagimit dinamik

D

1. HYRJE

1.1. Koncepti i projektimit ndaj ngarkesave dinamike

1.1.1. Të përgjithshme

Analiza dinamike e strukturave luan një rol shumë të rëndësishëm në të kuptuarit e sjelljes së strukturave që i nënshtrohen ngarkesave dinamike. Me ngarkesa dinamike kuptojmë ngarkesat të cilat ndryshojnë në varësi të kohës. Kjo analizë ofron njohuri të rëndësishme për reagimin strukturor, duke ofruar sigurinë, efikasitetin dhe besueshmërinë e sistemeve të ndryshme inxhinierike. Një ngarkesë dinamike në inxhinierinë e strukturave nënkupton një ngarkesë që ndryshon me kalimin e kohës për dallim nga ngarkesa statike e cila mbetet konstante. Ngarkesat dinamike mund të shkaktohen apo gjenerohen nga faktorë të tillë si era, tërmetet, automjetet në lëvizje, makineritë, apo edhe aktiviteti njerëzor. Këto ngarkesa krijojnë forca inerciale dhe amortizuese (shuarjes) brenda strukturës që duhet të merren parasysh në procesin e projektimit. Analizimi dhe projektimi i duhur i ngarkesave dinamike është thelbësor për të siguruar integritetin strukturor dhe sigurinë e ndërtesave, urave, infrastrukturës etj. Analiza e ngarkesave dinamike shpesh përfshin modele komplekse matematikore dhe metoda llogaritëse për të parashikuar reagimin e strukturës dhe për të siguruar që ajo strukturë mund të përballojë ngarkesa apo kushte të tilla të ngarkimit gjatë ciklit jetësor të saj. Duke pasqyruar parasysh llojet e ndryshme të ngarkesave dinamike që mund të veprojnë në një strukturë, fokusi i kësaj teme do të jetë në ngarkesat sizmike sidhe reagimi i strukturave ndaj këtyre ngarkesave.

1.2. Koncepti mbi projektimin asizmik

❖ *Njohuri të përgjithshme rreth tërmeteve*

Inxhinieria sizmike është degë e inxhinierisë që ka për qëllim zvogëlimin e rreziqeve të shkaktuara nga tërmetet duke synuar dy objektiva:

- a) Parashikimi i tërmeteve të forta në zonat e banuara dhe në infrastrukturën civile dhe,
- b) Projektimi, ndërtimi dhe mirëmbajtja e strukturave të tilla që të iu rezistojnë tërmeteve në përputhje me kodet e ndërtimit.

Pavarësisht nga funksioni i strukturës/ndërtesës, projektimi ndaj veprimeve sizmike duhet të jetë i tillë ashtu që të sigurohet jeta e njerëzve që është prioritare (struktura mos të kollopsojë) nga të gjithë faktorët tjerë të cilët merren në konsideratë gjatë projektimit të strukturave dhe varësisht funksionit të tyre dëmtimet të jenë të kufizuara.

Me tërmet nënkuptojmë një lëkundje apo dridhje që vë në rezultim një çlirim të papritur të energjisë nga korja e tokës që krijon valë sizmike. Valët sizmike janë dridhje në tokë që transmetojnë energji dhe ndodhin gjatë aktivitetit sizmik si tërmetet, shpërthimet vullkanike dhe madje edhe shpërthimet e shkaktuara nga njeriu. Ekzistojnë dy lloje të valëve sizmike, valët primare dhe valët dytësore. Valët primare, të njohura gjithashtu si valët P ose valët e presionit, janë valë kompresuese gjatësore. Valët dytësore, ose valët S, janë më të ngadalta se valët P. Lëvizja e valëve dytësore është pingul me drejtimin e lëvizjes së valës.

Për matjen e tërmeteve shfrytëzohen pajisjet të cilat quhen seizmometra të cilat bëjnë vëzhgimin e tyre.

1.3. Tipet e sistemeve për mbrojtjejn e strukturave nga veprimet sizmike

Për mbrojtjen e strukturave/ndërtesave nga tërmetet ekzistojnë tre lloje strukturash si vijon më poshtë:

- a. Strukturat rezistente ndaj veprimeve sizmike

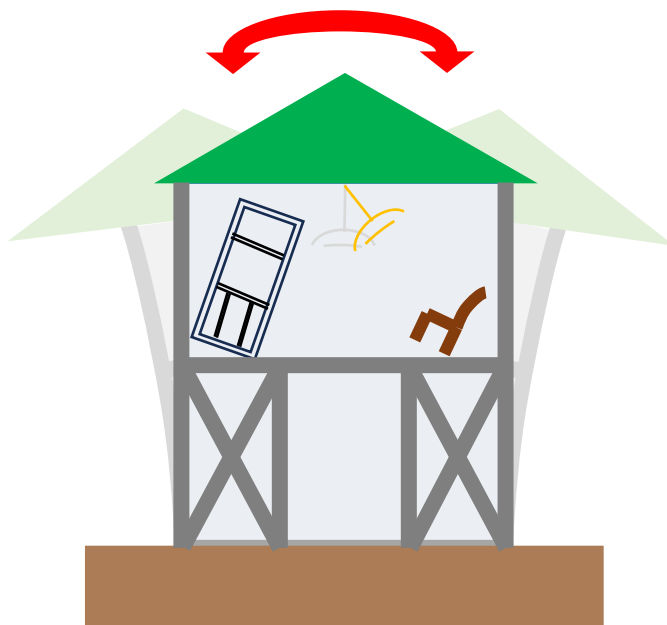


Figura 1: a) Strukturat rezistente ndaj veprimeve sizmike

- b. Strukturat me shuarje (damper) të veprimeve sizmike dhe

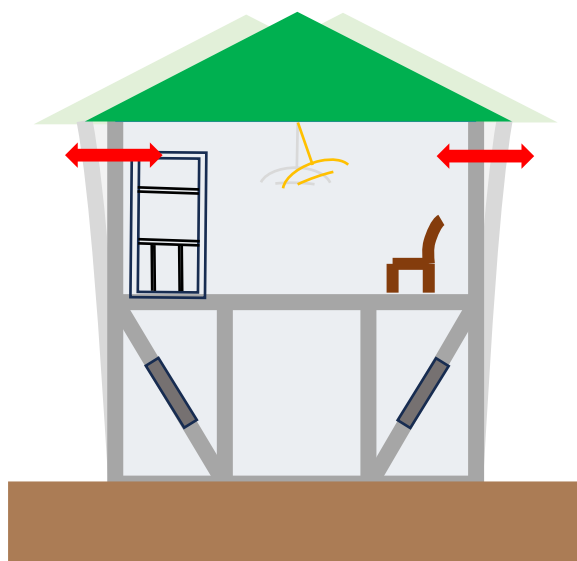


Figura 2: b) Strukturat me shuarje sizmike

c. Strukturat me izolim sizmik në bazë

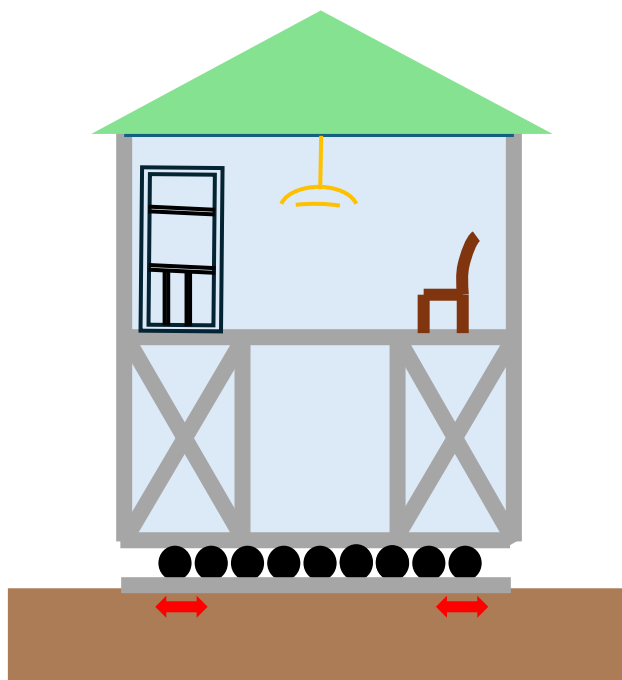


Figura 3: c) Strukturat me izolim sizmik

❖ Strukturat rezistente ndaj veprimeve sismike

Një strukturë i reziston tërmeteve me anë të fortësisë dhe ngurtësisë së elementeve strukturore si: shtyllave, trarëve dhe mureve. Për arsye se energjia e liruuar nga tërmetet apo forca sismike e gjeneruar nga tërmetet pranohet nga struktura respektivisht komponentët përbërëse të asaj strukture, struktura i nënshtrohet deformimeve po aq të mëdha sa tërmeti. Gjatë zhvillimit të kësaj teme fokusi ynë do të jetë reagimi dinamik i strukturave rezistente ndaj veprimeve sismike sidhe krahasimi i parametrave të cilët përshkruajnë këtë sjellje ndërmjet të tipeve të ndryshme të këtyre sistemeve strukturore.

❖ Strukturat për shuarje të veprimeve sismike

Një strukturë amortizuese ndaj veprimeve sismike amortizon/shuan energjinë e tërmetit me komponentë amortizues (damperët) të instaluar në ndërtesa. Si rrjedhojë, shumë më pak energji nga tërmeti godet strukturën dhe dëmtimet në strukturë janë më të vogla në krahasim me strukturat rezistente ndaj veprimeve sismike.

❖ Strukturat me izolim sizmik

Izoluesit përdoren për të ndarë ndërtesën/strukturën nga toka në mënyrë që ajo të notojë ndërsa amortizuesit absorbojnë energjinë e liruuar nga tërmeti. Ndërsa energjia e tërmetit absorbohet nga amortizuesit në shtresën e izolimit sizmik përpara se të hyjë në strukturë, dëmtimi i vetë ndërtesës/strukturës zvogëlohet në mënyrë më efektive.

1.3.1. Strukturat rezistente ndaj veprimeve sizmike

Tërmetet janë ndër fatkeqësitë natyrore më të mëdha të cilat shkaktojnë dëme të konsiderueshme në infrastrukturë si dhe humbje të jetës së njerëzve. Për shkak të rritjes së urbanizimit dhe densitetit të popullsisë në rajonet me aktivitet sizmik, paraqitet një nevojë e menjëhershme për zhvillimin e teknikave efikase të ndërtimit të strukturave që janë rezistente ndaj tërmeteve. Ekzistojnë disa karakteristika kryesore që përcaktojnë strukturat kundër veprimeve sizmike. Së pari duhet ndërtuar mbi një themel të fortë që është i projektuar për të absorbuar dhe shpërndarë goditjen e një tërmeti të cilët zakonisht realizohen nga betoni i armuar. Pas fondimit të duhur të këtyre strukturave një veti tjetër e strukturave kundër tërmeteve është dizajni i tyre fleksibil. Për dallim nga strukturat tradicionale që janë të ngurta/shtangëta dhe jo fleksibile, ndërtesat kundër tërmeteve projektohen për të lëvizur dhe përkulur nga veprimet e ngarkesave me karakter dinamik. Ky fleksibilitet ndihmon në absorbimin e energjisë së tërmetit dhe zvogëlimin/zbutjen e efektit të veprimeve sizmike.

Një veti dhe hap shumë i rëndësishëm i cili duhet konsideruar gjatë projektimit të strukturave rezistente ndaj veprimeve sizmike është aplikimi apo përdorimi i materialeve rezistente apo thënë ndryshe materialeve me duktilitet të lartë. Në varësi të materialeve të cilat kryesisht përdoren për realizimin e strukturave për t'iu rezistuar veprimeve sizmike dallojmë:

- a) Strukturat nga betoni i armuar
- b) Strukturat metalike
- c) Strukturat kompozite/hibride beton-celik

Strukturat nga betoni i armuar

Betoni i armuar është materiali ndërtimor më i përdorur në inxhinierinë e ndërtimit për arsye të disponueshmërisë së bollshme në treg dhe kostos së lirë si material i ndërtimit respektivisht komponentëve përbërëse të tij si material kompozit. Duke pasë parasyshë përdorimin e tij në masë të madhe për realizimin e veprave të ndryshme inxhinierike së bashku me të shoqërohen edhe sfida të ndryshme sikur gjatë fazës së dizajnit poashtu edhe gjatë fazës së implementimit/ekzekutimit duke ditur vetitë e tij si material i përbërë dhe heterogjen. Duke shkuar një hap më tej kuptojmë që situata vështirësohet akoma më shumë qoftë faza e projektimit ashtu edhe implementimit ku kërkesat janë më rigorozë kur këto struktura i nënshtrohen veprimeve me karakter dinamik e në veçanti veprimeve sizmike. Pa dashur të futem në lëminë e materialeve të ndërtimit ku fokusi i këtij punimi është sjellja dinamike e strukturave do të përmendim disa veti shkurtimisht dhe në mënyrë të përgjithësuar të cilat duhet konsideruar.

- a) **Fortësia/Soliditeti:** Struktura respektivisht elementet përbërëse të strukturës duhet të kenë fortësinë adekuate për pranimin dhe përcjelljen e ngarkesave nga elementi në element e deri te themeli i strukturës. Vlenë të theksohet se projektuesi gjatë fazës së projektimit duhet të shmangë dështimin apo thyerjen e brishtë dhe duhet të marrë në konsideratë dimensionimin sipas kapacitetit.
- b) **Duktiliteti:** Gjatë projektimit të strukturave të ndryshme, strukturat duhet të projektohen ashtu që të jenë të qëndrueshme dhe të sigurt ndaj veprimeve të ndryshme mirëpo, strukturat e projektuara duhet të jenë fizibile(ekonomike) gjithashtu dhe projektimi i strukturave apo elementeve strukturore në fazën elastike të deformimeve nuk është fare ekonomik. Nga përvoja dhe analiza të ndryshme është vërtetuar se strukturat mund të përballojnë ngarkesat horizontale vetëm nëse ato struktura kanë aftësi apo kapacitet që të shuajnë apo absorbojnë një sasi të konsiderueshme të energjisë.

Disipimi i energjisë ofrohet kryesisht nga rrotullimet dhe çërnierat plastike. Pra, disipimi i energjisë nga deformimet joelastike kërkon elemente strukturore dhe lidhje/nyje duktile. Duktiliteti paraqet aftësinë e materialit të pësojë deformime por pa e humbur aftësinë mbajtëse.

- c) **Shtangësia:** Gjatë projektimit të një strukture nën veprimin e forcave gravitacionale projektuesi duhet të marrë parasyshë kërkesat e projektimit sipas gjendjes kufitare mbajtëse (ULS) dhe kërkesat e projektimit sipas gjendjes kufitare të përdorimit (SLS). Ndërsa gjatë projektimit sizmik rëndësi duhet ti kushtohet zhvendosjes së kateve (*interstory drift*), ku zhvendosja e kateve paraqet raportin në mes të lartësisë së katit dhe zhvendosjes së katit. Zhvendosjet e mëdha të kateve na shpjen te efekti P-Δ.

Sa i përket sistemit strukturor për përballimin e forcave sizmike dallojmë disa tipe/lloje si më poshtë:

- Sistemet me rame
- Sistemet me mure sizmike
- Sistemet Duale
- Sistemet lavjerrës i përmbysur etj

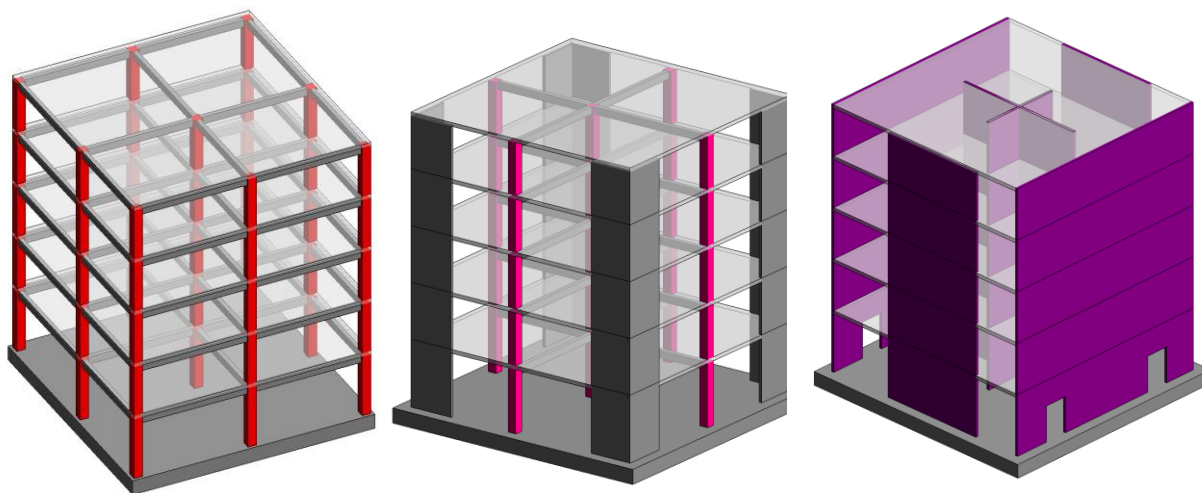


Figura 4: Llojet e sistemeve strukturore

Betoni si material ka rezistencë të lartë në shtypje ndërsa në tërheqje ka rezistencë dukshëm më të vogël dhe për këtë arsye kalojmë te koncepti i betonit të armuar si material kompozit i përbërë nga betoni që ka rezistencë të lartë në shtypje dhe armatura që ka rezistencë të lartë në tërheqje ashtu që shfrytëzohen vetitë e mira të të dy materialeve në veçanti në një material të vetëm kompozit me veti të larta të rezistencës në shtypje dhe në tërheqje. Strukturat apo elementet strukturore të realizuara nga betoni i armuar kanë shtangësi mjaftë të madhe për pranimin dhe përcjelljen e ngarkesave horizontale gjithashtu mund të projektohen struktura mjaftë daktile nga betoni i armuar duke bërë armimin adekuat të elementeve strukturore, gjatë veprimit të forcave horizontale me karakter dinamik strukturat nga betoni i armuar kanë aftësi mjaftë të madhe për absorbimin apo disipimin e energjisë i cili gjenerohet gjatë veprimit të këtyre ngarkesave. Mirëpo, duke u nisur nga ligji i dytë i njutonit $F=m*a$ ku gjatë goditjeve të strukturave nga tërmeti krijohen forca inerciale të cilat në kombinim me masën gjenerojnë forca sizmike të cilat janë proporcionale me masën, pra sa më e madhe masa aq më e madhe forca sizmike dhe anasjelltas. Nga ky këndvështrim kuptojmë që strukturat me etazhitet të lartë nga betoni i armuar janë më pak të preferueshme në zonat me aktivitet sizmik përshkak të peshës vetijake të tyre. Ndërsa te strukturat me etazhitet të ulët dhe të mesëm mund të realizohen

struktura nga betoni i armuar duke përvetësuar sisteme të ndryshme strukturore për ti përballuar mjaftë mirë ngarkesat horizontale me theks të veçantë ngarkesave sizmike.

Strukturat kompozite/hibride beton-çelik

Gjatë projektimit të strukturave inxhinierike qëllimi kryesor është pranimi i ngarkesave qoftë ato statike apo dinamike dhe përcjellja e tyre në mënyrë efektive deri në themele dhe shkarkimi tyre përmes themelit në tokë. Përveç ngarkesave vertikale të cilat veprojnë në strukturë veprojnë edhe ngarkesat horizontale dhe strukturat duhet të projektohen të tilla që tu rezistojnë të gjitha llojeve të mundshme të ngarkesave të cilat mund të veprojnë në strukturë. Përderisa kërkesa për ndërtesa të larta dhe me forma të ndryshme arkitektonike çdo herë e më shumë rritet krahas këtyre kërkesave është zhvilluar edhe industria e ndërtimit duke sjellë koncepte të reja të strukturave kompozite/hibride të cilat na mundësojnë realizimin e këtyre kërkesave dhe në të njëjtën kohë ofrojnë struktura më rezistente e sidomos me sjellje/reagim më të mirë ndaj veprimit të ngarkesave dinamike. Strukturat kompozite/hibride vijnë si rezultat i vetisë së bashkëpunimit të mirë të materialeve beton-çelik në një njësi e përbashkët për të pranuar ngarkesat e ndryshme. Të dy materialet në veçanti betoni dhe çeliku kanë veti të ndryshme mirëpo janë materiale kompatible të cilat plotësojnë në mënyrë shumë të mirë mangësitë e njëri-tjetrit si një njësi e përbashkët, kanë pothuajse koeficient të njëjtë të bymimit termik, ofrojnë kombinim të vetive të mira të betonit në shtypje dhe të çelikut në tërheqje, betoni gjithashtu ofron mbrojtje të profilit metalik nga koroziioni dhe temperaturat e larta (zjarri) dhe gjithashtu betoni kufizon epjen e profileve të holla metalike. Elementet strukturore me prerje tërthore kompozite respektivisht betoni dhe çeliku sëbashku iu rezistojnë ngarkesave të jashtme duke kufizuar zhvendosjet e strukturës. Te strukturat kompozite/hibride dallojmë këto elemente strukturore:

- Pllakat kompozite
- Trajet kompozite
- Shtyllat kompozite

❖ *Pllakat kompozite*

Duke u nisur nga termi elemente kompozite që nënkuptojmë ato elemente të cilat përbëhen nga dy elemente me veti të ndryshme për të formuar një element kompozit të unifikuar duke shfrytëzuar anët pozitive apo vetitë e mira të dy elementeve respektivisht materialeve në veçanti edhe te pllakat dallojmë këto lloje si:

- Pllakat monolite
- Pllakat pjesërisht të parafabrikuara dhe
- Pllakat plotësisht të parafabrikuara

Pllakat monolite mund të punohen në vend-punishtë duke përdorur pahi dhe skeleri për formësimin dhe mbështetjen e tyre gjatë fazës së ndërtimit dhe gjithashtu për bashkëveprimin e tyre me traje si elemente kompozite përdoren elementet (kunjat) të cilët sigurojnë një bashkëveprim mes pllakës së betonit dhe trajeve të çelikut të cilët ofrojnë mbështetje për pllakat dhe njëkohësisht transferojnë ngarkesat e përcjellura nga pllaka në elemente tjera (traje, shtylla etj).

Pllakat mikse përbëhen nga fleta metalike e cila vendoset në pjesën e poshtme masa e betonit, sasia e armaturës që vendost në zonën e sipërmë të pllakës dhe kunjat për bashkëveprimin në mes të pllakës dhe trajeve të cilët punojnë në prerje të gjithë këta komponentë sëbashku na shpjen drjet një elementi apo njësie të unifikuar që njihet si pllakë kompozite. Pllakat kompozite bëjnë diferencimin nga pllakat konvencionale beton-arme përmes një veçorie mirë të menduar dhe projektuar që është formësimi i fletës metalike gjegjësisht krijimi i kanaleve në të cilat zë vend betoni dhe vrazhdësia e sipërfaqes së fletës metalike duke krijuar një

lidhshmëri apo bashkëpunim në mes të dy materialeve për ti përballu dhe përcjellë ngarkesat e ndryshme. Kompozimi i këtyre materialeve rritë ndjeshëm rezistencën në përkulje të sistemit meskatorë. Pllakat kompozite-mikse mund të vendosen në distanca më të mëdha (hapësira më të mëdha drite) krahasuar me pllakat beton-arme, Shtresa e përbërë dhe stolisja jo e përbërë, të dyja shërbejnë si kallop efektive, e përhershme për betonin dhe ofrojnë një platformë të qëndrueshme pune gjatë procesit të instalimit. Ky sistem ka përdorim të gjerë për shkak të aftësisë së madhe mbajtës, efikasitetit në përdorimin e materialit, shpejtësisë së ndërtimit dhe aftësisë së tij për të përmbushur kërkesa të ndryshme strukturore.

Pllakat kompozite shërbejnë gjithashtu si një diafragmë horizontale që përcjellin ngarkesat horizontale në sistemet vertikale rezistente të strukturës siç janë shtyllat dhe muret. Këto diafragma horizontale janë shumë të rëndësishme në zonat sizmike, pasi që ndihmojnë në shpërndarjen e forcave sizmike në të gjithë strukturën, duke reduktuar potencialin për dështim strukturor.

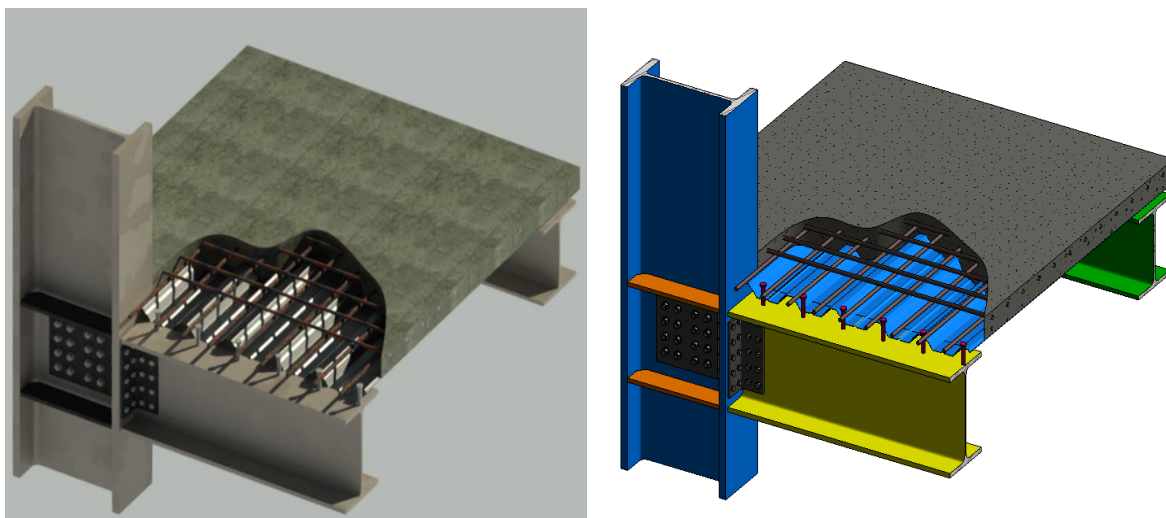


Figura 5: Pllaka kompozite (mikse)

Pllakat e paranderur të lehtësuara (me hoje) përdoren shpesh për hapësira të mëdha në mes të trajeve të çelikut të cilat fillimisht ishin menduar të përdoren në mbështetësa të ngurtë/shtangët si për shembull muret e betonit e tani aplikimi i tyre është rritur mirëpo gjatë dimensionimit dhe aplikimit të tyre duhet kushtuar vëmendje kufizimeve apo anës së ndjeshme të këtyre elementeve.

❖ **Trajat Kompozite**

Trajat kompozite përbëhen nga një prerje tërthore çeliku, zakonisht prerje tërthore e formës I ose në formë kutie, që lidhet me një pllakë betoni ose mikse me anë të lidhësve/kunjave që punojnë në prerje. Këta lidhës/kunja transferojnë forcat prerëse horizontale mes çelikut dhe betonit, duke siguruar që ato të veprojnë së bashku si një njësi e vetme. Prerja kompozite rrit rezistencën në përkulje dhe ngurtësinë e traut, si dhe duktilitetin dhe qëndrueshmërinë e tij. Betoni gjithashtu siguron mbrojtje të çelikut nga korrozioni dhe zjarri, duke reduktuar nevojën për mveshje ose izolim shtesë.

❖ **Kunjat**

Elementet lidhësë/kunjat përdoren për të pasur rezistencë the ngurtësi të mjaftueshme në mes të antarëve të një strukture kompozite/mikse. Kunjat paraqesin një komponentë thelbësore të cilët mundësojnë bashkëpunimin në mes të pllakës dhe trajeve duke i shndërruar në një njësi të unifikuar duke pranuar forcat prerëse dhe duke i transferuar ato në sistemet rezistente vertikale (shtyllat, muret).

Shkalla e lidhjes në prejre paraqet raportin ndërmjet aftësisë mbajtëse të lidhjes në prerje dhe asaj të vetë seksionit të përbërë-kompozit, i cili dominohet nga pjesa më e dobët (qoftë çeliku

ose betoni). Duke supozuar sjellje ideale plastike në varësi të raportit midis rezistencës së çelikut dhe betonit, shkalla e lidhjes në prerje mund të shprehet me formulën e dhënë

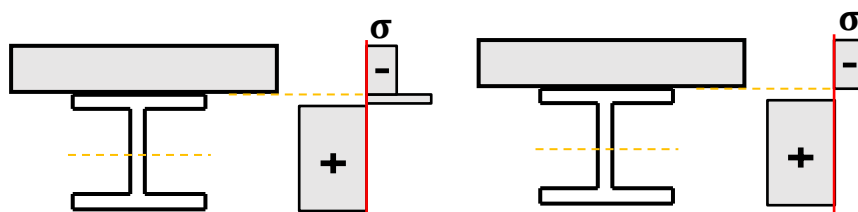


Figura 6: Shkalla e lidhjes me kunjja

$$\eta = \frac{N_{i,Rd}}{N_{Rd,Beton}}$$

$$\eta = \frac{N_{i,Rd}}{N_{Rd,\text{çelik}}}$$

$$N_{i,Rd} = \sum_{Nr, \text{kunjave}} T_{Rd,i}$$

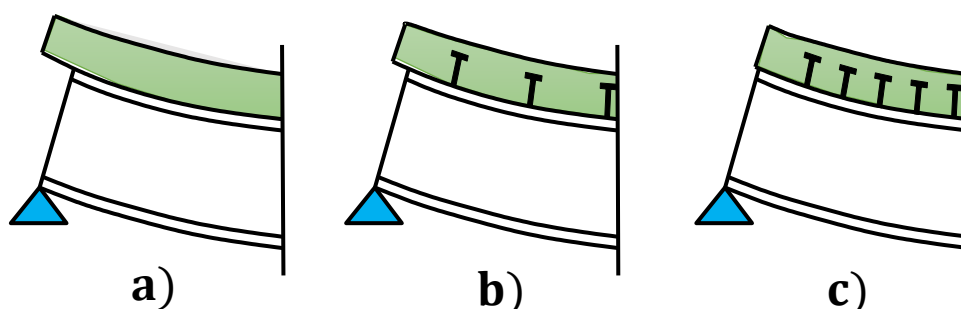


Figura 7: Bashkëveprimi mes pllakës dhe trajeve të çelikut

Në figurën më lartë janë paraqitur 3 rastet e lidhjes apo bashkëpunimit mes trarëve të çelikut dhe pllakës së betonit. Rastet a, b, c, shihen rastet e bashkëveprimit nga 0% deri në 100% në mes trarëve dhe pllakës, në rastin a) bashkëpunimi mes pllakës dhe traut është 0% ndërsa te rasti në c) bashkëveprimi mes traut dhe pllakës është 100% pra i mjaftueshëm që të vi deri te dështimi i vetë prerjes tërthore kompozite, për lidhje të pjesshme mes traut dhe pllakës rasti në b) aftësia mbajtëse e traut kufizohet nga dështimi i lidhjes.

Është e rëndësishme të përmendet se deri tani lidhja e pjesshme sipas EC4 është e licencuar vetëm duke respektuar kushtet e mëposhtme:

- Lidhëse prerëse duktile,
- ngarkim statik,
- momente në përkulje,
- hapësirë statike e kufizuar

Duhet të theksohet se lidhja me prerje të plotë nuk do të thotë se nuk ka rrëshqitje në sipërfaqe mes traut dhe pllakës. Pra, rrëshqitja mund të pengohet vetëm me një shkallë shumë të lartë lidhjeje prerëse dhe në varësi të ngurtësisë së vetë elementëve të lidhjes. Prandaj, rritja e shkallës së lidhjes me prerje mbi 100% duke shtuar më shumë elemente lidhëse nuk rrit më rezistencën e traut në gjendjen kufitare mbajtëse, por sjell një reduktim të rrëshqitjes dhe të deformimit (uljes) në gjendjen kufitare të përdorimit. Megjithatë duhet kushtuar vëmendje që të mos tejkalohet kapaciteti i prerjes në flanaxhës/brezit të betonit, gjë që do të çonte në thyerje të brishtë. Një lidhje në prerje qoftë e plotë ose gjysëm e plotë varet nga kunjat të cilët aplikohen në lidhje numri i tyre në raport me shtangësinë e elementeve kompozite (trarët, pllaka). Ndërveprimi ideal i ngurtë do të thotë që nuk ka zhvendosje relative (rrëshqitje) ndërmjet pjesëve të përbëra brenda ndërfaqes prerëse. Duke qenë se lidhësit e prerjes veprojnë si susta paralele, një rritje e shkallës së lidhjes në prerje shkon paralelisht me një rritje të ndërveprimit në prerje (zvogëlimi i rrëshqitjes). Një lidhje plotësisht e ngurtë do të ishte e mundur në rast të elementeve lidhëse shumë të shtangëta ose nga një numër shumë i madh i kunjave (elementeve lidhëse), gjë që në praktikë është e pa mundur. Me termin bashkëveprim të plotë nënkuptojmë zhvendosje mjaftë të vogla efektet e të cilave mund të neglizhohen. Për lidhje gjysëm të shtangëta rrëshqitja shoqërohet me ulje më të mëdha në fushë në krahasim me trajet te lidhjet e shtangëta. Sipas EC-4 ky efekt merret parasysh në mënyrë të përafërt nga një interpolim linear në varësi të shkallës së lidhjes.

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + v(1 - \eta) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right)$$

δ_a – Paraqet deformimin (uljen) e traut të çelikut

δ_c – Paraqet deformimin (uljen) e traut kompozit duke supozuar lidhje të plotë në prerje

η – Paraqet shkallën e lidhjes

v – Varet nga lloji i lidhësve (kunjave) dhe merr vlerat (0.3 ose 0.5)

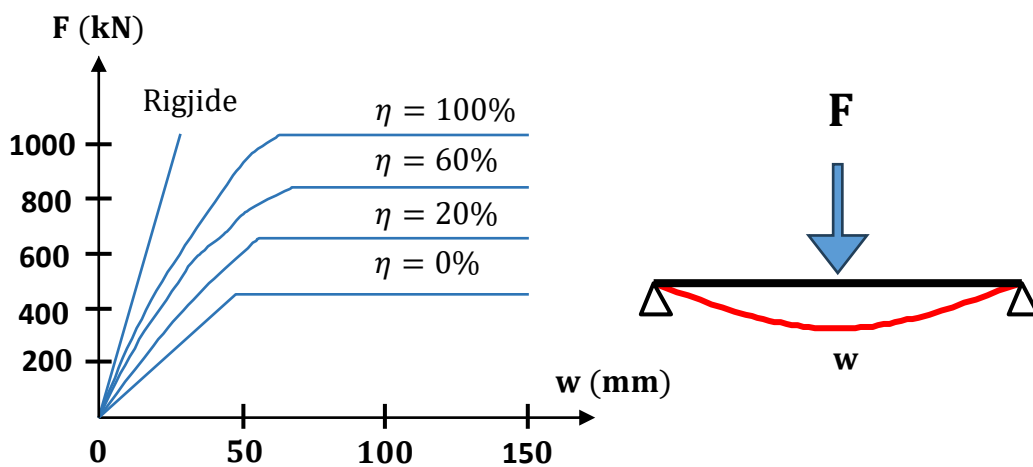


Figura 8: Ndikimi i ndërveprimit të lidhjes në uljen e traut

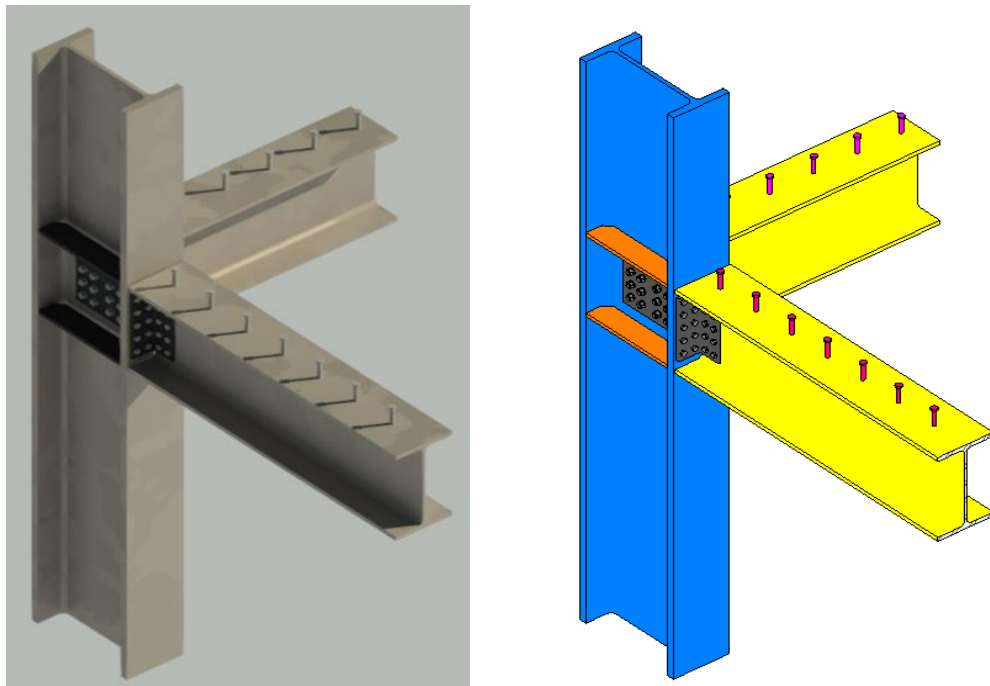


Figura 9: Trajet kompozite dhe elementet lidhëse (kunjat)

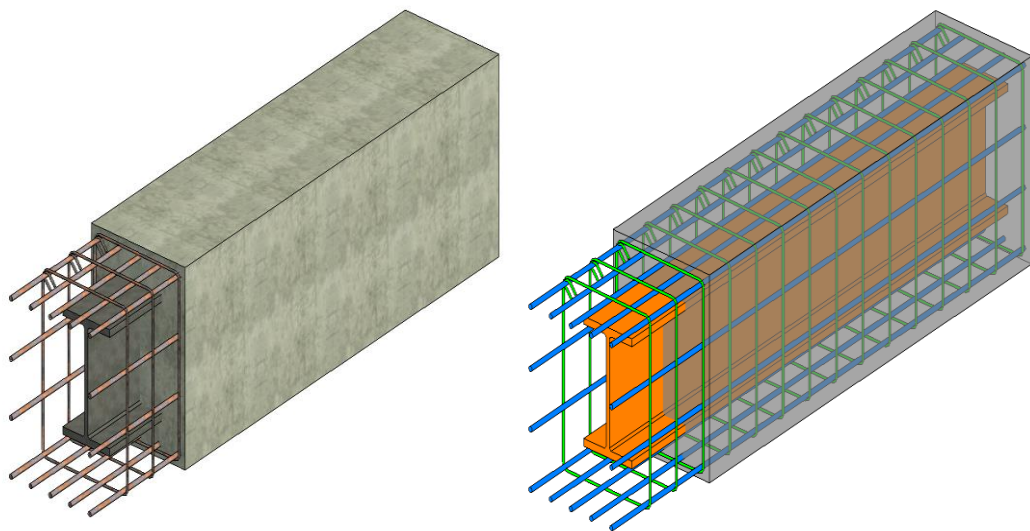


Figura 10: Trajet kompozite

❖ *Shtyllat kompozite*

Shtyllat kompozite sikur edhe elementet tjera strukturore kompozite përbëhen nga profili i çelikut dhe masa e betonit. Shtyllat kompozite mund ti kategorizojmë në dy grupe kryesore:

- Shtyllat kompozite me profil të çelikut të futur në masën e betonit
- Shtyllat kompozite ku profili i çelikut është i mbushur me masë të betonit

Parametrat nën të cilët çeliku dhe betoni punojnë së bashku si një njësi e vetme te shtyllat kompozite janë fërkimi dhe lidhja. Pos efektit të mbrojtjes së profilit metalik nga korrozioni dhe temperaturat e larta që i ofron masa e betonit shtyllave kompozite, gjithashtu ka një rol shumë të rëndësishëm duke reduktuar epjen e profilit metalik. Shtyllat kompozite beton-çelik krahasuar me shtyllat konvencionale beton-arme për raste të njëjta të ngarkesave mundësojnë elemente strukturore me seksione tërthore më të vogël dhe si rrjedhojë me peshë më të lehtë.

Aftësia mbajtëse e shtyllave kompozite beton-çelik kryesisht dominohet nga pjesa apo profili metalik i shtyllës kompozite dhe arsyeshmëria e përdorimit të këtyre elementeve hibride/kompozite qëndron në rastin e forcave të mëdha aksiale dhe përvetësimi i seksioneve tërthore më të vogla të elementeve kompozite krahasuar me shtyllat beton-arme ndërsa avantazhi i shtyllave kompozite ndaj shtyllave nga çeliku qëndron në rezistencë më të madhe ndaj zjarrit si dhe zvogëlim i epjes. Për të siguruar një sjellje kompozite të mjaftueshme te shtyllat kompozite duhet të vendosen elemente lidhëse që mundësojnë një bashkëpunim më të mirë të dy materialeve (betonit dhe profilit metalik) në një element të unifikuar kompozit. Këto elemente duhet të vendosn në apo koncentrohen në pjesën/zonën ku bëhet transferimi i ngarkesave si p.sh në zonën e meskatit ose pak nën nivelin e dyshemesë

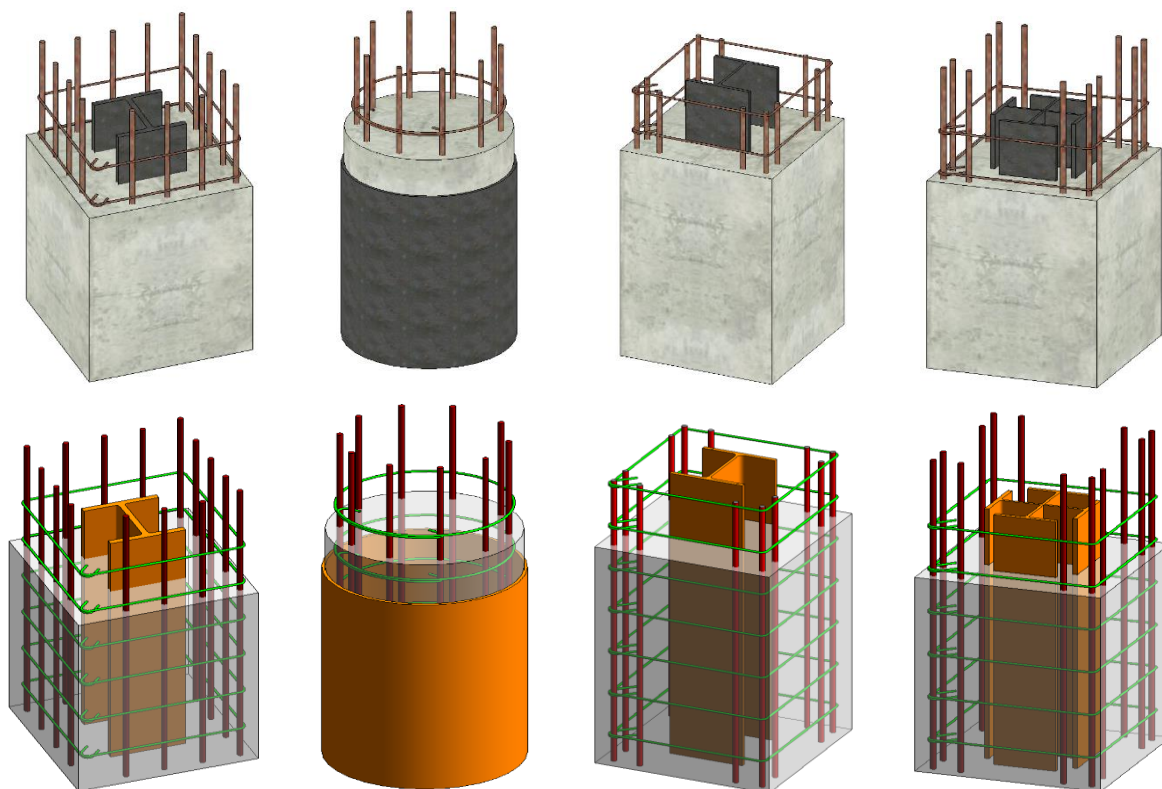


Figura 11: Llojet e shtyllave kompozite Beton-çelik

1.4. Projektimi sipas kapacitetit dhe projektimi sipas performancës

Siguria apo qëndrueshmëria e strukturave është në funksion të duktilitetit që sistemi strukturor mund të sigurojë ndaj ngarkesave të projektuara. Duktiliteti paraqet aftësinë e një sistemi mekanik (p.sh. një tra, një strukturë, etj.) për tu deformuar në zonën plastike të deformimeve por pa u reduktuar ndjeshëm kapaciteti mbajtës i elementeve strukturore apo strukturave në tërësi. Në fushën e projektimit sizmik të strukturave nuk është ekonomike ose e mundur që të sigurohet që të gjithë elementët e strukturës të sillen në një mënyrë duktile.

Në parim një strukturë duktile përbëhet nga elementë strukturorë duktil dhe elemente strukturore jo-duktil. Që të arrihet një projektim duktil i strukturës duhet të marrim parasyshë dhe të parandalojmë thyerjen apo dështimin e brishtë. Kjo mund të arrihet duke i dhënë përparësi fortësisë së elementeve strukturorë që shpjen në rrjedhjen paraprake të elementeve strukturore duktile duke parandaluar dështimin/thyerjen e elementeve strukturore të brishtë dhe ky koncept njihet ndryshe si "dimensionim sipas kapacitetit".

Koncepti i projektimit sipas kapacitetit më së miri mund të spjegohet sipas modelit të zinxhirit të prezantuar nga Paulay dhe Priestley (1992) që është paraqitur në **figura 12** më poshtë, ku zinxhiri përfaqëson një sistem strukturor të përbërë nga elementë duktil (p.sh. unaza "1") dhe zona të brishta (p.sh. unaza "i"). Sipas procedurave të projektimit asizmik për ngarkesat kuazi-statike forca e projektimit është e njëjtë për të gjithë elementët që i përkasin zinxhirit të paraqitur mëposhtë sepse forca e aplikuar është e barabartë për të gjitha unazat, duke e pasë parasyshë një sistem në seri. Prandaj, rezistenca e projektimit $F_{y,i}$ është e njëjtë për të gjithë elementët. Duke u bazuar mbi këtë supozim dhe filozofi të projektimit, rezistenca e zinxhirit duktil në rrjedhje $F_{y,1}$ është e barabartë ose edhe pak më e madhe se $F_{y,i}$.

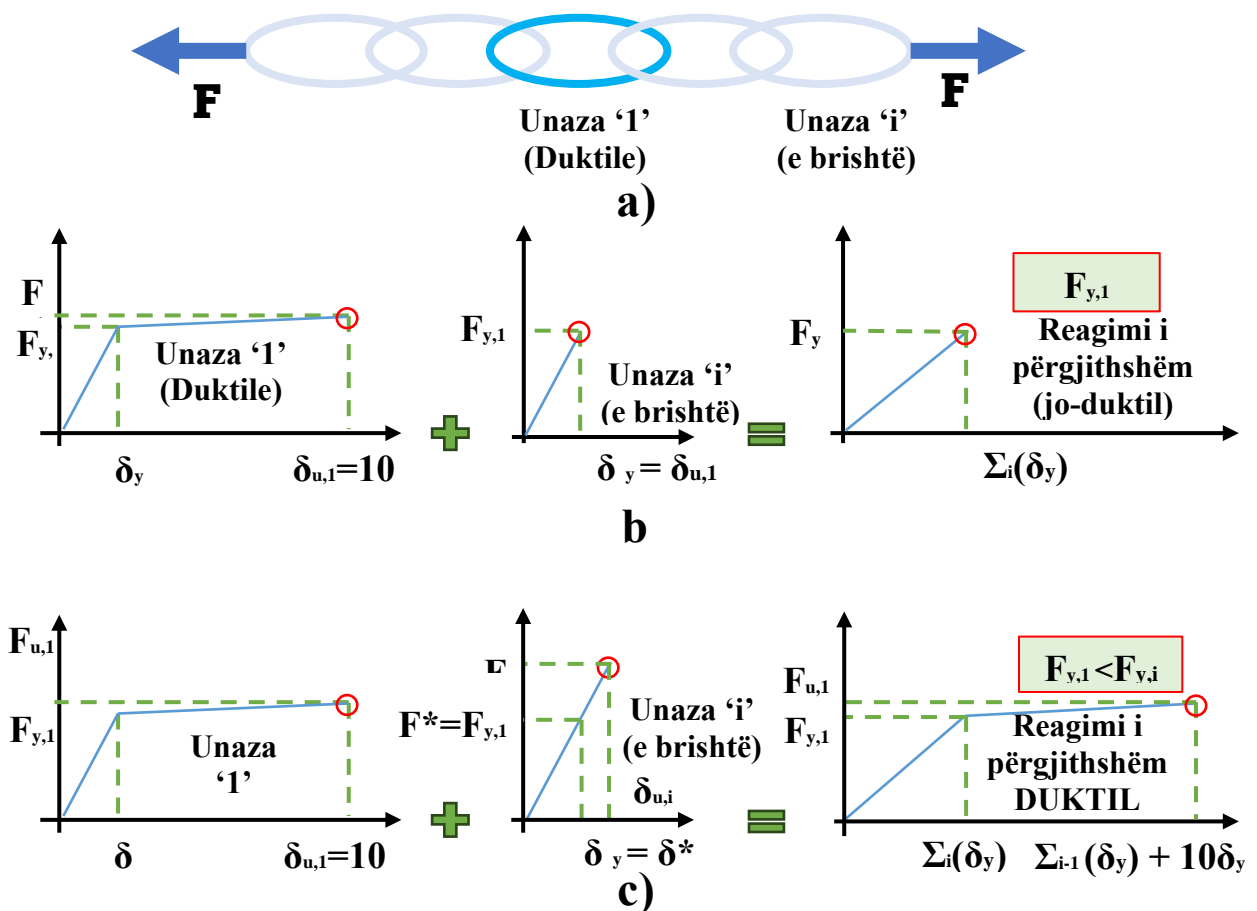


Figura 12: Duktiliteti i zinxhirit me unaza duktile dhe të brishta

Sipas figurës 5-b të treguar më lartë, me çasjen e projektimit të drejtpërdrejtë sistemi nuk mund të zhvillojë forcë më të madhe se F_y dhe zgjatja kufitare/përfundimtare e zinxhirit jepet me shprehjen si më poshtë:

$$\delta_u = \Sigma_i \delta_y = 5\delta_y$$

Duke u bazuar në konceptin e projektimit sipas kapacitetit, për të përmirësuar duktilitetin e zinxhirit disa unaza duhet të projektohen me sjellje duktile dhe rezistencë më të ulët, siç është rasti i unazës "1" në figurën 12-c ndërsa unazat e mbetura "i" që janë të brishta duhet të projektohen për të siguruar një rezistencë $F_{y,i}$ më të madhe se rezistenca maksimale $F_{u,1}$ e shfaqur nga unaza "1" përtej kufirit të rrjedhjes. Unaza duktile "1" sillet si një element mund të themi më sakrifikues ose thënë ndryshe një siguresë daktilë e cila filtron veprimet e jashtme dhe kufizon transferimin e forcave në elementët e brishtë. Prandaj, forca maksimale që mund të mbajë zinxhiri është e barabartë me rezistencën maksimale $F_{u,1}$ të unazës duktile "1". Efekti i konceptit të projektimit sipas kapacitetit është rritja e kapacitetit të zhvendosjes e dhënë si më poshtë:

$$\delta_u = \Sigma_{i-1} \delta_y + 10\delta_y = 4\delta_y + 10\delta_y = 14\delta_y$$

Duke krahasuar ekuacionet e mësipërme mund të vërehet qartë se zhvendosja e kolapsimit të zinxhirit është dukshëm më e madhe se ajo që përfitohet nga qasja e me metodë direkte.

Si rrjedhojë nga ilustrimi i këtij shembulli kuptojmë se elementet strukturore të brishta duhet të projektohen ashtu që të iu rezistojnë forcave të mëdha në krahasim me elementet strukturore më daktilë. Kjo filozofi e projektimit i shtyen projektuesit/inxhinierët të punojnë/analizojnë në dy skema të ndryshme për të njejtën strukturë:

- a) Sjellja elastike, llogaritja e forcave të brendshme F_{Ed} për projektimin e elementeve strukturore duktile. Prandaj, pas një analize elastike, elementët strukturore duktile duhet të plotësojnë kontrollin e mëposhtëm:

$$F_{ductile,Rd} \geq F_{Ed}$$

Sjellja joelastike dhe projektimi i elementeve strukturore jo-duktilë (të brishtë) në bazë të rezistencës në zonën plastike të elementeve strukturore daktilë të lidhura për të parandaluar dështimin e elementeve të brishta këtyre elementeve duhet tu jepen dimensione të tilla apo të përmasohen ashtu që të paraqesin një rezistencë më të madhe në aspektin e kapacitetit në lidhje/nyje në raport me elementet duktile:

$$F_{brittle,Rd} \geq \Omega F_{ductile,Rd}$$

Ω - paraqet një koeficient (> 1.0) që merr parasysh aspekte të ndryshme që mund të çojnë në forca të elementeve duktile më të mëdha se ato të projektuara (si: dukuria e përforcimit, fortësia e materialit më e madhe se vlerat nominale, etj.)

1.4.1. Konceptet e projektimit sipas kapaciteteve

Për projektimin e strukturave të cilat ndodhen apo realizohen në zonat me aktivitet sizmik mund të përdoren dy koncepte të ndryshme të cilat iu përgjigjen sjelljeve të ndryshme të strukturave si rezultat i veprimeve sizmike:

- *Koncepti (I): Struktura me duktilitet të ulët ose struktura jo-duktilë (sjellje jo-duktilë)*
- *Koncepti (II): Struktura daktilë (sjellje daktilë)*

Dallimi në mes të sjelljes daktilë dhe jo-duktilë të elementeve strukturore apo strukturave diktohet nga duktiliteti dhe kapaciteti i shuarjes (disipimit) të energjisë që ato elemente strukturore apo struktura mund të sigurojnë. Siç është cekur më lartë duktiliteti paraqet aftësinë e elementeve strukturore ose strukturave për tu deformuar në zonën plastike të deformimeve por pa humbur aftësinë mbajtëse e tyre, pra struktura do të deformohet dhe do të kemi deformime të mbetura (të pakthyeshme) mirëpo reduktimi i aftësisë mbajtëse është i vogël. Pos duktilitetit ka edhe veti tjera të cilat ndikojnë në masë mjaft të madhe në sjelljen e strukturave ndaj veprimeve sizmike si p.sh kapaciteti i disipimit dhe i zhvendosjeve të cilat ndikojnë në reagimin e strukturave ndaj goditjeve nga veprimet sizmike.

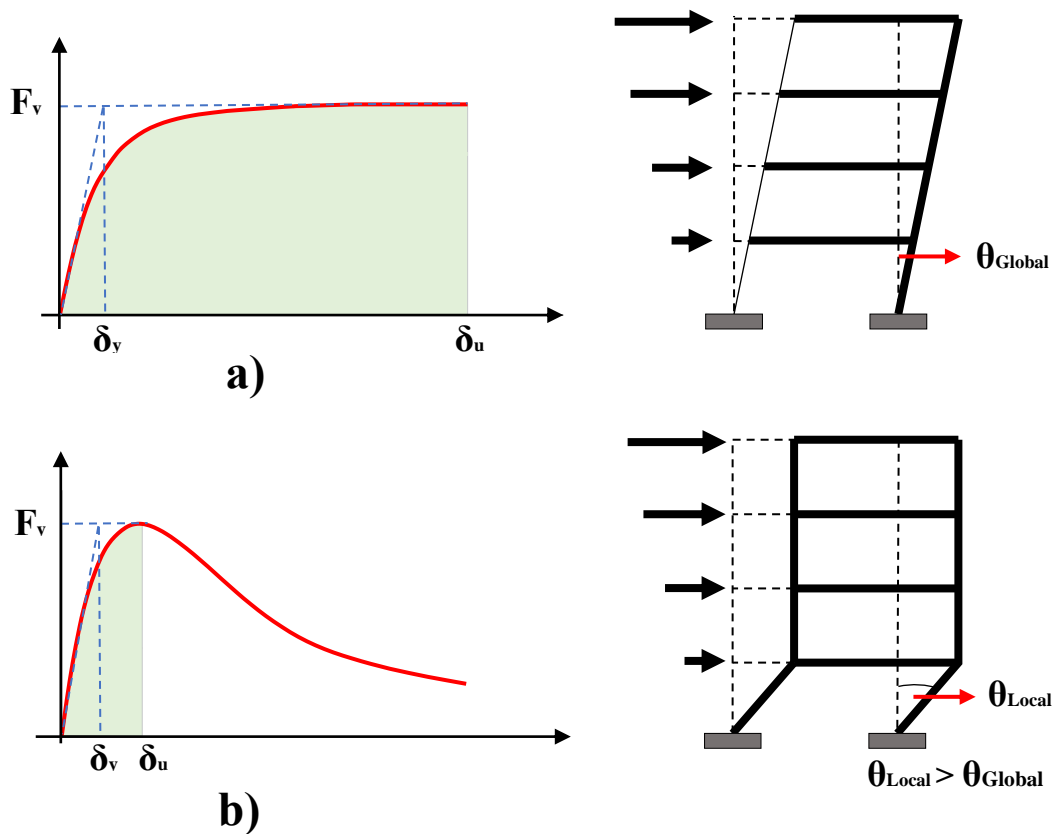


Figura 13: Duktiliteti i ramit a) Kapaciteti i lartë ndaj zhvendosjeve b) Kapaciteti i ulët ndaj zhvendosjeve

Figura 13: a) dhe b) tregon kurbën e reagimit forcë-zhvendosje të dy rameve të ndryshme që i nënshtrohen ngarkesave horizontale në rritje graduale/monotonike. Rezistenca maksimale F_y e ramit korrespondon me rezistencën në rrjedhje dhe rezistencën kufitare të qëndrueshmërisë, dhe kapaciteti i deformimit δ_u korrespondon me uljen e papritur të rezistencës që mund të shkaktohet nga këputja e materialit të çelikut, epja globale ose lokale e elementeve strukturore nga çeliku ose thërrmimi/shkatërrimi i betonit. Edhe pse rezistenca e të dy ramave është identikerashti i pare në **a)** tregon një sjellje duktile, ndërsa rasti nën **b)** tregon një sjellje të brishtë. Nga ky ilustrim kuptojmë që struktura në rastin e parë ka duktilitet më të lartë $\mu = \delta_u/\delta_y$ dhe kapacitet më të madh ndaj zhvendosjeve δ_u që. Gjithashtu, sasia e energjisë së absorbuar nga rami i paraqitur në figurën 6: **a)** para se të arrijë deformimin kufitar δ_u është më e madhe se ajo e ramit të paraqitur në figurën **b)**.

Reagimi dinamik i strukturave është gjithashtu në funksion të sjelljes së strukturave dhe zonave disipuese nën veprimin ngarkesave ciklike (që përsëriten). Figura më poshtë tregon dukurinë e histerezës (lupës së histerezës) së ramave nga veprimi i ngarkesave horizontale ciklike (të përsëritshme). Forma e lupës së histerezës së paraqitur më poshtë varet edhe nga numri i cikleve të ngarkim-shkarkimit.

Figurat e paraqitura tregojnë kapacitetin e disipimit të ramave ku vërejmë se në rastin e paraqitur nën a) rami ka kapacitet më të lartë disipues sesa rasti i paraqitur nën b), si rrjedhojë kuptojmë që strukturat më duktile dhe me kapacitet më të lartë disipues janë më të favorshme sepse shmangun fenomenin e thyerjes apo dështimit të brishtë dhe na shpiejnë drejtë një ndërtimi më fizibil.

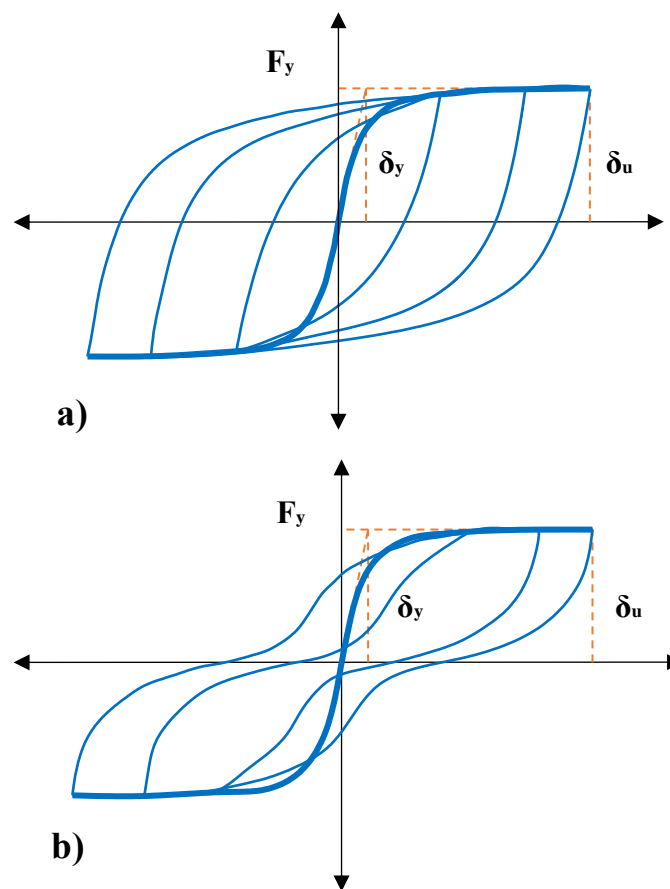
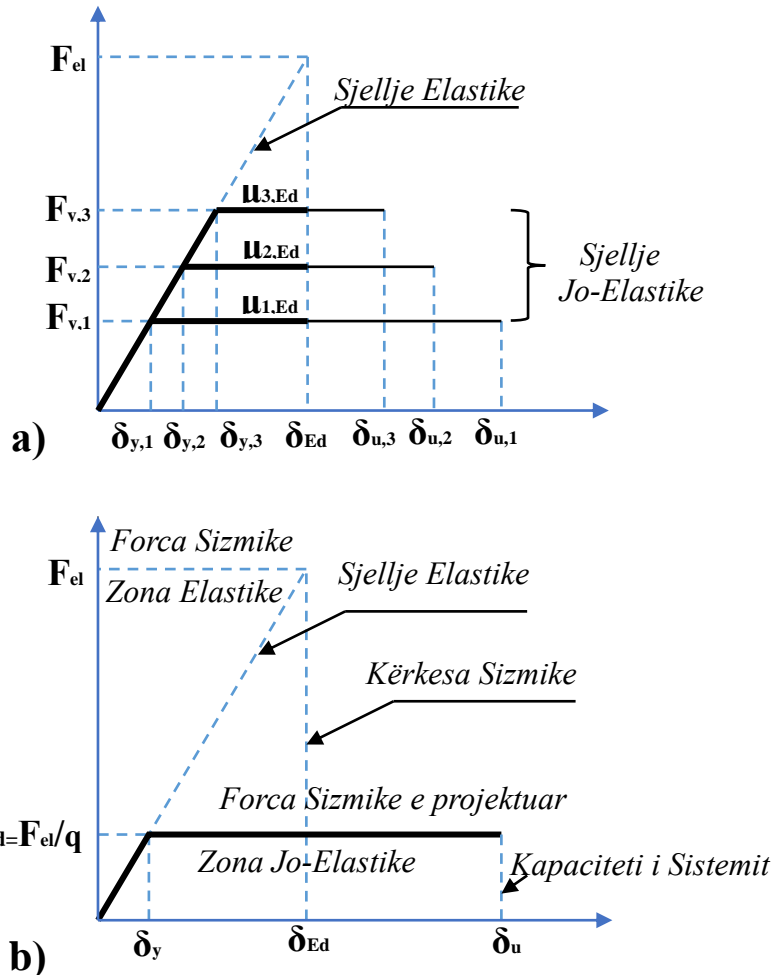


Figura 14: Kapaciteti i disipimit të ramave - a) Disipim i lartë b) disipim i ulët

Lidhshmëria ndërmjet rezistencës së strukturës ndaj forcave anësore (F_y) dhe kërkesës për zhvendosje (δ_{Ed}) të shkaktuar nga veprimi i forcave horizontale në strukturë është paraqitur më poshtë. Për kapacitet të njëjtë të zhvendosjeve, sa më e ulët të jetë rezistenca e strukturës ndaj forcave anësore (F_y) aq më e lartë është kërkesa për duktilitet ($\mu_{Ed,i} = \delta_{Ed} / \delta_{y,i}$). Kështu, strukturat më duktile dhe disipuese mund të projektohen për të ulur/zvogëluar forcat anësore që mund të përcaktohen duke reduktuar forcat elastike përmes faktorit të sjelljes q i cili kryekëput është në funksion të sistemit strukturor.



Dimensionimi i strukturave sipas kapacitetit ka për qëllim që të sigurojë elemente strukturore vertikale më të forta krahasuar me elementet strukturore horizontale. Një strukturë e projektuar sipas konceptit të projektimit të strukturave sipas kapacitetit nuk zhvillon asnjë mekanizëm të dështimit ose deformime joelastik që shkaktojnë dështimin e strukturave. Në një nyje trashë nëse trari është projektuar të jetë më i dobët, atëherë dështimi i nyjeve gjithashtu mund të shmanget. Kjo është spjeguar me analogjinë e zinxhirit duktil në figurën 5 ku zingjiri duktil shkatërrohet në hallkën me rezistencë më të dobët, pra thënë më fjalë tjera me anë të kësaj filozofie të projektimit përcaktohet hierarkia e paraqitjes së qernierave plastik. Te strukturat ram beton-arme në katin e poshtëm qernierat formohen në shtylla ndërsa në katet tjera projektimi bëhet i tillë që qernierat e para të formësohen në traje ashtu që elementet vertikale (shtyllat) të mos shkatërrohen. Ky lloj mekanizmi lejon më shumë rrotullim dhe kërkesa uniforme për duktilitet në komponentët strukturorë të strukturës.

$$\Sigma M_{RC} \geq \mu \Sigma M_{Rb}$$

Sipas Ec8:

$$\Sigma M_{RC} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$$

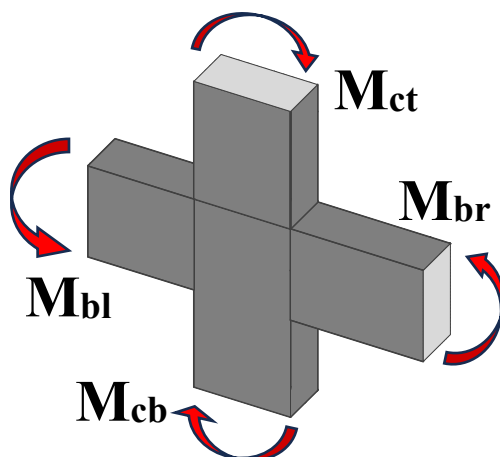


Figura 15: Dimensionimi sipas kapaciteteve

1.5. Metodatat e analizës së strukturave

Vlerësimi i reagimit apo sjelljes dinamike të ndërtesave duhet të sigurojnë shpërndarjen e ngarkesave dhe zhvendosjet të cilat gjenerohen si rezultat i veprimeve sismike. Këto analiza duhet të vlerësojnë kërkesat sismike në aspektin e fortësisë/rezistencës dhe duktilitetit për secilin element strukturor që kontribuon në shuarjen e forcës sismike. Sipas rregullave dhe standardeve të projektimit të strukturave ndaj veprimeve sismike në vendet europiane shfrytëzojmë rregullat të përcaktuara në eurokod respektivisht Eurokodin 8 efektet e veprimeve sismike mund të përcaktohen duke përdorur si analizën lineare-elastike ashtu edhe metodat jolineare siç janë paraqitur në grafikun më poshtë:

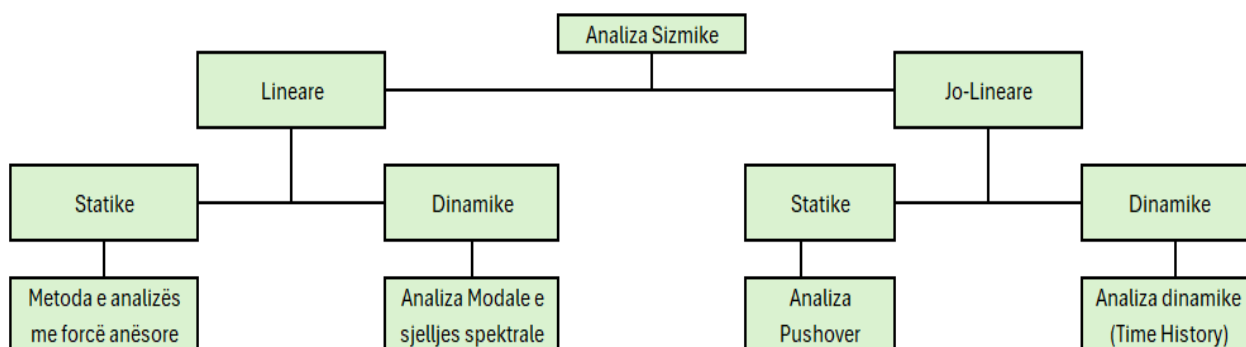


Figura 16: Metodatat e analizës së strukturave ndaj veprimeve sismike

Secila nga metodatat e paraqitura në grafikun e mësipërm mund të përvetësohet për analizën e strukturave ndaj veprimeve sismike varësisht se cila nga metodatat e përshkruan më sakt sjelljen e strukturës.

1.5.1. Analiza lineare

Gjatë aplikimit të analizës lineare forcat sizmike llogaritëse reduktohen nga faktori i sjelljes strukturore në përputhje me sjelljet plastike lokale dhe globale të ndërtesës. Për të këto metoda të analizave ndaj veprimeve sizmike në struktura, struktura duhet ti plotësojë disa kriteret e projektimit si: rregullsisë strukturore, cilësisë së materialeve të përdorura dhe rregullave të detajimit, ashtu që sjellja plastike e strukturës të mund të analizohet me metodë lineare-elastike. Në varësi të karakteristikave të strukturës dallojmë dy metoda të analizës elastike lineare:

- Analiza me metodën e forcës anësore
- Analiza modale e spektrit të reagimit

Analiza me metodën e forcës anësore

Te kjo metodë e analizës së strukturave struktura supozohet si një sistem linear elastik dhe veprimi sizmik sigurohet nga forcat statike horizontale. Në të dy drejtimet ortogonale mirret vetëm perioda e parë. Pasi të kemi të njohur periodën e parë (themelore) llogaritim forcën prerëse në bazë duke e ditur masën totale të strukturës dhe ordinatat e spektrit të projektimit. Kjo analizë ofron të dhëna të kërkesës sizmike për t'u krahasuar me kapacitetin e strukturës. Këtë metodë të analizës mund të aplikojmë në ato raste kur sjellja e strukturës nuk afektohet në masë të madhe nga format tjera të lëkundjeve pos asaj themelore. Zakonisht kjo metodë aplikohet te strukturat e ulëta dhe me numër të etazhitetit jo të lartë dhe te strukturat të cilat janë pothuajse të rregullta në bazë dhe lartësi.

Analiza modale e spektrit të reagimit

Analiza e spektrit të reagimit modal merr parasyshë të gjitha format e lëkundjeve që kontribuojnë në sjelljen/reagimin global të strukturës. Me anë të kësaj metode llogariten ndërjet dhe zhvendosjet maksimale në funksion të çdo forme të lëkundjeve të strukturës duke përdorur spektrin elastik të reagimit të të nxitimit të truallit, strukturat supozohet të jenë elastike lineare. Sjellja e të gjitha formave të lëkundjeve të marra parasyshë konsiderohet se është analizuar siç duhet nëse shuma e masave efektive modale për format e lëkundjeve e marra parasyshë arrinë të paktën 90% të masës totale të strukturës dhe të gjitha format e lëkundjeve me masë efektive modale më të mëdhe se 5% e masës totale mirren parasyshë. "Kombinimi i plotë kuadratik" (CQC) duhet të aplikohet për kombinimin e reagimeve modale. Për sa i përket efektit të torsionit/përdredhjes një moment rrotullues duhet të aplikohet në secilin kat varësisht ekscentricitetit aksidental të masës së katit.

1.5.2. Analiza jo-lineare

Analizat jo-lineare marrin parasysh dukuritë që ndikojnë në sjelljen jo-lineare të strukturës siç janë:

- ❖ Jo-lineariteti gjeometrik: (zhvendosjet e mëdha, efektet e rendit të dytë $P-\Delta$) paraqitet kur zhvendosjet si rezultat i veprimeve sizmike në strukturë janë të mëdha dhe jo-proporcionale me ngarkesat që veprojnë, pra gjendja e elementeve strukturore para veprimit të ngarkesave dhe pas veprimit të tyre nuk është e njëjtë si rezultat i deformimeve të mbetura të seksioneve tërthore nga veprimi i ngarkesave të mëdha.
- ❖ Jo-lineariteti material: (humbja e shtanësisë dhe soliditetit/fortësisë) paraqitet kur gjatë veprimit të ngarkesave të mëdha, materialet kalojnë kufirin e sjelljes elastike pra kalojnë në zonën e sjelljes plastike dhe kemi deformime të mbetura.

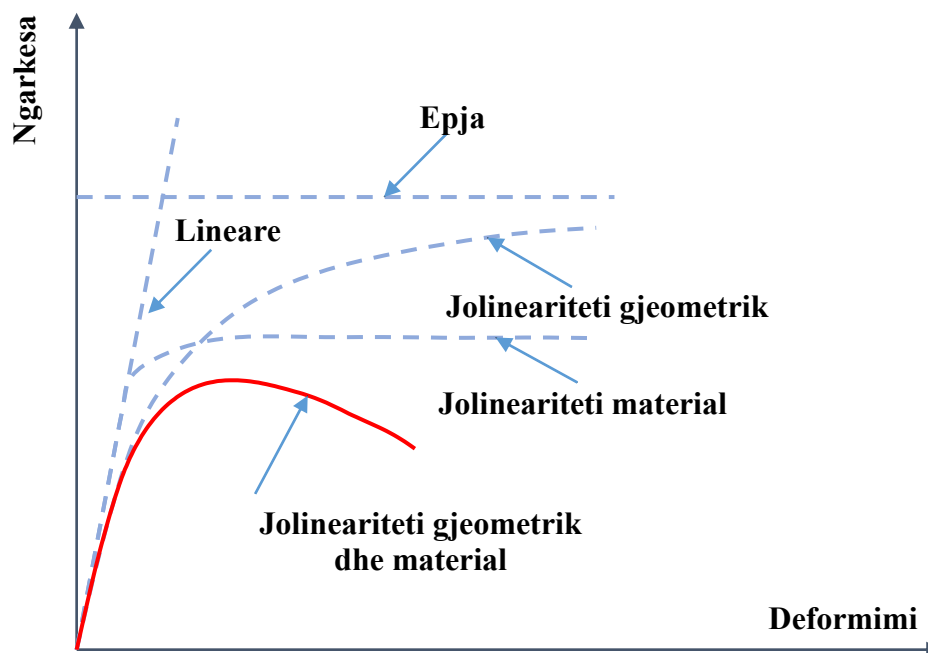


Figura 17: Jolineariteti gjeometrik dhe material

Për sa i përket jolinearitetit gjeometrik marrja në llogari e konfiguracionit apo gjendjes së deformuar të deformuar kërkon një llogari shumë të madhe sepse matrica e ngurtësisë së strukturës duhet të përditësohet në çdo hap gjatë llogaritjes. Konsiderimi i jolinearitetit gjeometrik arsyetohet vetëm për strukturat fleksibile në të cilat efektet e rendit të dytë nuk mund të neglizhohen. Ndërsa, sa i përket jolinearitetit të materialit dallojmë dy qasje të sistemit me rame: modelimi me çerniera plastike dhe modelimi me fibra:

- ❖ Modelimi i qërnierave plastike: Të gjitha elementet strukturore modelohen me sjellje lineare dhe vetëm disa pjesë modelohen me sjellje jo-lineare pra qërnierat plastike.

Kjo metodë ka anët pozitive dhe anët negative të saj:

Ana pozitive është se modeli apo struktura funksionon me elemente strukturore me sjellje elastike ndërsa sjellja jolineare është e përqëndruar vetëm në disa zona zakonisht në skaje të elementeve strukturore (traje). Ndërsa sa i përket aspektit negativ të kësaj metode mund të konsiderojmë vështirësinë në të kuptuarit e sjelljes jolineare të strukturës pra ku dhe si të caktohen qërnierat plastike.

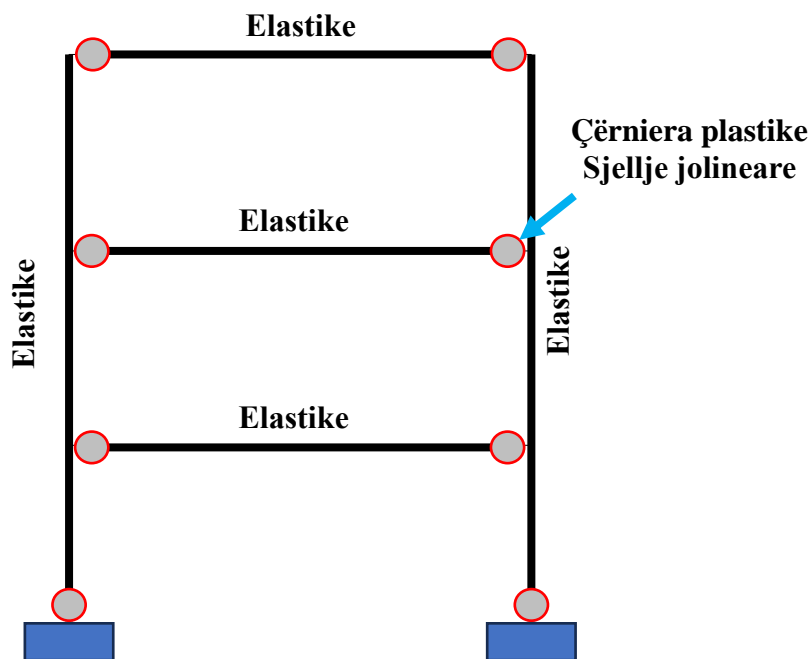


Figura 18: Paraqitja e qërnierave plastike

Vështirësia e përcaktimit të qërnierave plastike qëndron në:

- vlerësimi i saktë i raportit ngarkesë-deformim e marrë nga testimet, literatura ose nga llogaria softverike.
- vlerësimi i saktë i gjatësisë ekuivalente të qërnierës plastike në mënyrë që deformimi të jetë i ngjashëm me atë të pritshëm (real)

- ❖ Modelimi me fibra

Te kjo metodë e modelimit të elementeve strukturore të gjitha elementet strukturore modelohen me sjellje jolineare me anë të fijeve të quajtura fibra. Nderjet dhe deformimet e prerjes tërthore përfitohen duke integruar nderjet dhe deformimet e secilës fije/fibër me anë të së cilave është ndarë prerja tërthore. Ky lloj modelimi kërkon llogaritje më të mëdha por është më e lehtë për inxhinierin pasi që kërkohet të përcaktohen vetëm karakteristikat gjeometrike dhe sjellja ciklike joelastike e materialit ndërsa vështirësia gjatë aplikimit të kësaj metode është përcaktimi i lakores nderje-deformim.

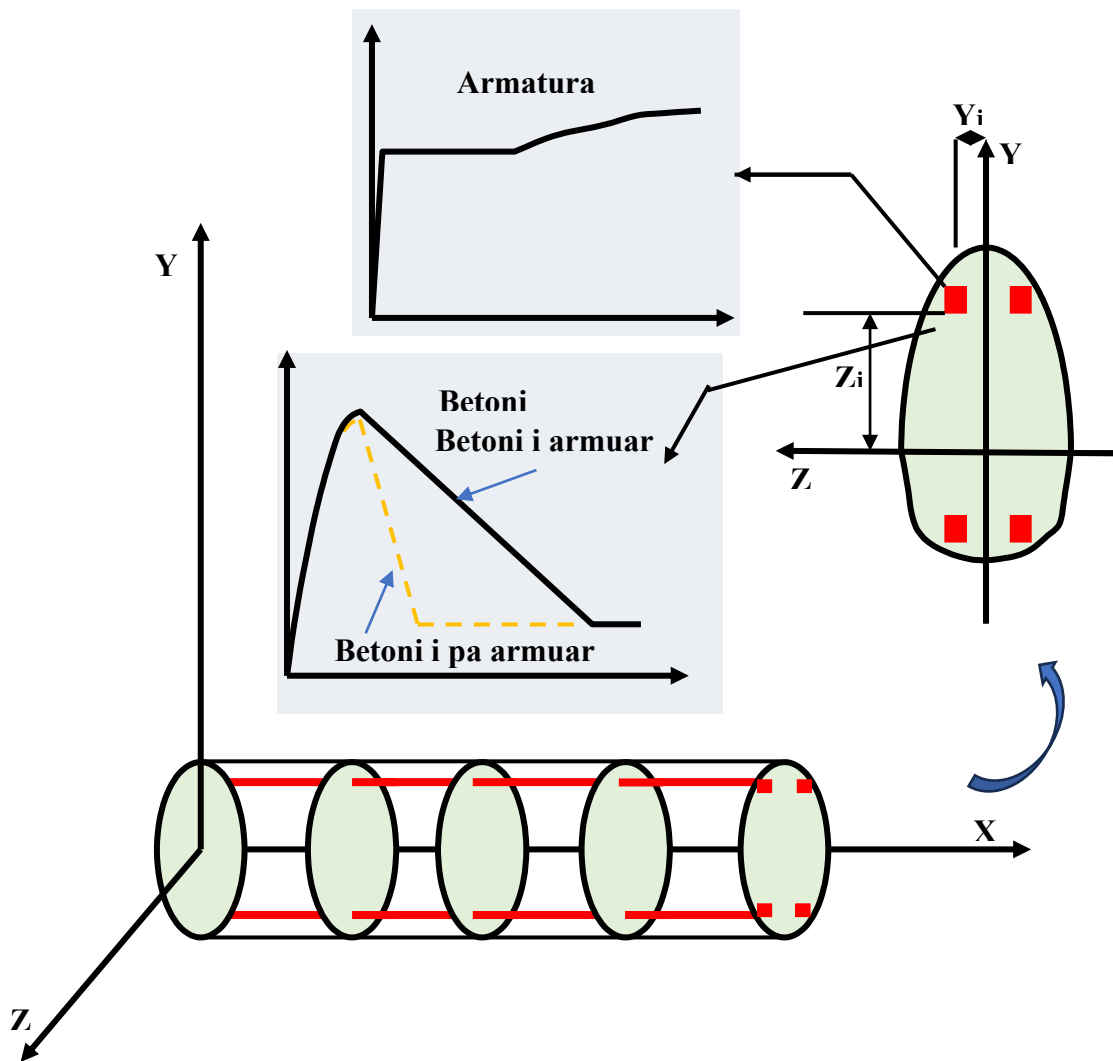


Figura 19: Modelimi i fibrave

Analiza jo-lineare statike (Analiza Pushover)

Analiza pushover është analizë statike jo-lineare e kryer në kushte të ngarkesave konstante gravitacionale dhe ngarkesave horizontale me rritje graduale/monotonike. Kjo metodë e analizës së strukturave aplikohet për të kuptuar apo vlerësuar performancën e strukturave respektivisht rezistencën dhe duktilitetin e strukturës, për të vlerësuar çernierat plastike të pritshme (që do të ndodhin) si dhe shpërndarjen e dëmtimeve si rezultat i paraqitjes së çernierave plastike. Procedura është një zgjidhje inkrementale-iterative e ekuacioneve të ekuilibrit statik. Analiza pushover paraqet një grup zhvendosjesh ose forcash që mbahen konstante gjatë procedurës së analizës. Gjatë çdo rritjeje të forcave të aplikuar rezistenca e strukturës vlerësohet nga kushtet e ekuilibrit të brendshëm dhe matrica e ngurtësisë përditësohet në kushte të caktuara në varësi të skemës së aprovuar të procesit të ngarkimit të strukturës.

Për sa i përket formës së shpërndarje së ngarkesave anësore dsallojmë disa forma siç janë paraqitur në figurën më poshtë ku secila nga këto forma të ngarkimit mund të aplikohet më e preferueshme mund të themi se është rasti nën c i ngarkimit i cili i përafrohet formës së parë të lëkundjeve

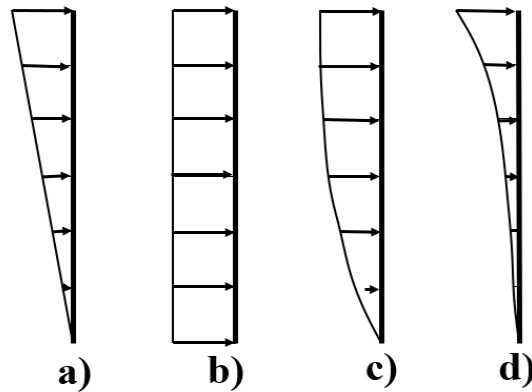


Figura 20: Format e shpërndarjes së ngarkesës horizontale

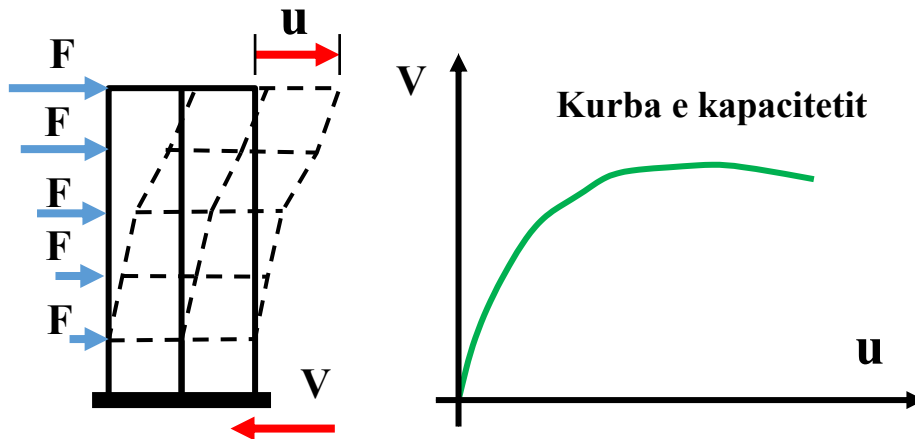


Figura 21: Përcaktimi i kurbës së kapacitetit të strukturës

Kurba e kapacitetit e paraqitur më lartë tregon kapacitetin e strukturës dhe duhet të krahasohet me kërkesën sismike. Nëse kapaciteti i strukturës plotëson kërkesën sismike brenda kufijve të pranueshëm të deformimeve struktura është e projektuar në mënyrë adekuate përndryshe ose duhet të rritet (ngurtësia, fortësia/rezistenca dhe/ose duktiliteti), ose kërkesa për projektim sismik duhet të ulet. Kërkesa sismike që rrjedh nga spektri elastik i reagimit përta i përket zhvendosjes duhet të përcaktohet në një sistem ekuivalent me një shkallë lirie (SDOF). Kalimi nga një strukturë reale me shumë shkallë lirie (MDOF) në sistemin me një shkallë lirie (SDOF) mundëson shfrytëzimin e informacioneve nga spektri i reagimit elastik ashtu që të llogariten forcat të cilave duhet të iu rezistojë struktura. Ekzistojnë metoda të ndryshme për të krahasuar kapacitetin e strukturës dhe kërkesën sismike për të cilën do të projektohet struktura, një ndër to është edhe metoda N2.

Analiza jo-lineare dinamike

Analiza dinamike jolineare njihet ndryshe edhe si analiza në fushën kohore (time history analysis) e cila mirret me vlerësimin e sjelljes dinamike të strukturave nën veprimin e ngarkesave me karakter kohorë (që ndryshojnë në funksion të kohës). Ekuacionet e ekuilibrit dinamik mund të zgjidhen nëpërmjet integrimit të drejtëpërdrejtë numërik të ekuacioneve diferenciale të lëvizjes duke përdorur akselerogramët të cilët reprezentojnë lëkundjen e truallit. Për të kuptuar më mirë sjelljen e strukturave nën veprimin e ngarkesave me karakter dinamik dhe interpretimin e karakteristikave dinamike të struktura do të kalojmë në pjesën e dytë të punimit ku do të shtjellojmë më gjerësisht karakteristikat dinamike të strukturave.

2. TEORIA DINAMIKE E STRUKTURAVE

2.1. Koncept i përgjithshëm

Analiza dinamike e strukturave luan një rol shumë të rëndësishëm në kuptimin e sjelljes së strukturave që i nënshtrohen ngarkesave dinamike si tërmetet, era dhe dridhjet. Këto ngarkesa dinamike ose ngarkesa me karakter dinamik i quajmë ato ngarkesa të cilat ndryshojnë për kah intensiteti, kahja, magnituda, drejtimi në funksion të kohës. Duke e ditur që strukturat janë vazhdimisht të ekspozuara ndaj veprimeve të ngarkesave me karakter dinamik e sidomos në zonat/regjionet me aktivitet sizmik, është më se jetike të studiohet sjellja dinamike e strukturave në mënyrë që të projektojmë struktura të qëndrueshme ndaj këtyre ngarkesave që ndryshojnë në funksion të kohës. Analiza dinamike është një degë e inxhinierisë strukturore që fokusohet në studimin e sjelljes së strukturave në kushte dinamike, dhe qëllimi i kësaj dege të inxhinierisë është studimi i sjelljes dinamike të strukturave respektivisht përcaktimi apo identifikimi i karakteristikave dinamike me qëllim të zbutjes apo zvogëlimit të efektit të këtyre veprimeve dhe projektimi i strukturave të qëndrueshme.

Në dinamikën e strukturave fokusi qëndron në karakteristikat dinamike të një strukture si: frekuencën natyrore, format e lëkundjeve, vetitë e shuarjes dhe reagimin ndaj llojeve të ndryshme të ngarkesave me karakter dinamik. Analiza dinamike e strukturave merr parasyshë ndërveprimet ndërmjet strukturës dhe forcave të aplikuara dhe synon të përcaktojë reagimin e strukturës si: zhvendosjet, shpejtësinë , nxitimin dhe forcat e brendshme. Ngarkesat me karakter dinamik nënkuptojnë ndryshimin e magnitudës, drejtimit , kahut etj në funksion të kohës mirëpo gjatë kësaj kohës për të cilën këto ngarkesa veprojnë dallojmë ngarkesat dinamike periodike (të cilat pas në intervali të caktuar kohor përsëriten) dhe ngarkesat dinamike joperiodike (të cilat gjatë kohës së veprimit të tyre nuk përsëriten)

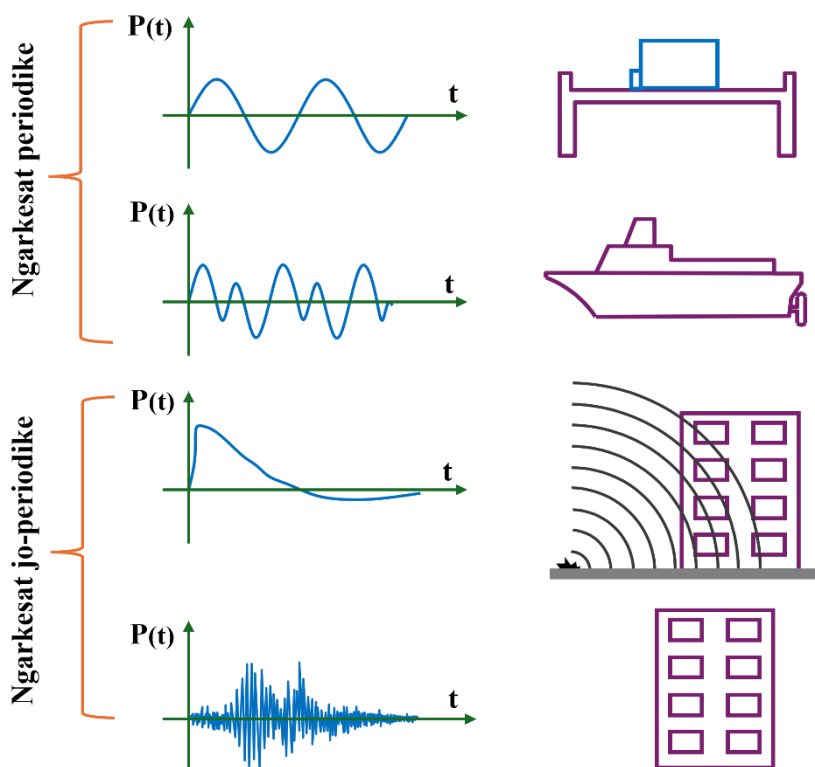


Figura 22: Ngarkesat dinamike

2.1.1. Idealizimi i strukturës

Analiza dinamike e strukturave përdoret për të vlerësuar apo thënë ndryshe për të kuptuar sjelljen/reagimin e sistemeve strukturore që i nënshtrohen ngarkesave me karakter dinamik. Strukturat në inxhinierinë e ndërtimit zakonisht janë struktura komplekse që mund të thjeshtohen dhe idealizohen si modele diskrete. Qëllimi kryesor i dinamikës së strukturave është të përcaktojë shkallën apo nivelin e nderjeve dhe deformimeve të shkaktuar nga vibrimet duke shfrytëzuar metoda të zgjeruara të analizës statike. Në figurën më poshtë tregohet një shembull i idealizimit të strukturës për të kryer analiza dinamike. Në figurën më poshtë shihet se masa totale m mund të supozohet e përqëndruar në majë (masa e grumbulluar/përqëndruar) ndërsa zhvendosja anësore u kontrollohet nga elementi vertikal me anë të ngurtësisë së tij k . Në çdo rast idealizimi i strukturës mund të sugjerohet nga gjeometria e saj e thjeshtë. Sipas kësaj çasjeje ndërtesat shumëkatëshe mund të idealizohen në një kornizë 2D ku masa është e përqëndruar në nivelin e çatisë (meskatit) dhe elementet vertikale masa e të cilëve neglizhohet ofrojnë shtangësi për sistemin strukturor. Kapaciteti i disipimit apo shuarjes së strukturës është modeluar duke përdorur një element viskoz amortizues për secilin ram. Secili element strukturor kontribuon në forcat inerciale (masa), ngurtësinë dhe disipimin e energjisë së strukturës.

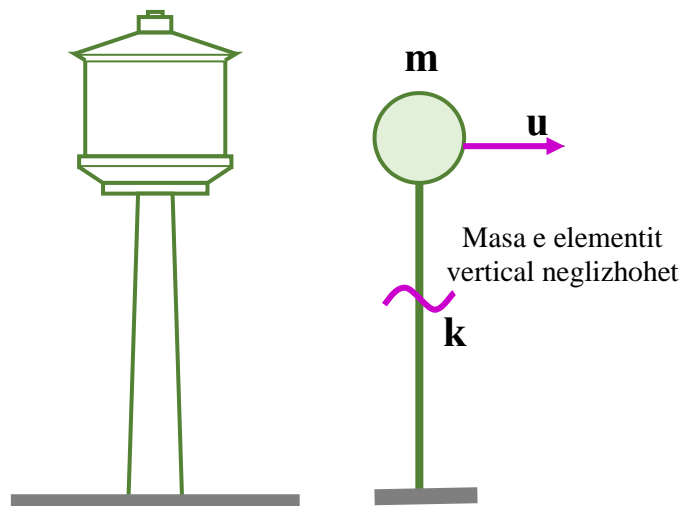


Figura 24: Idealizimi i rezervuarit në një sistem me një shkallë lirie

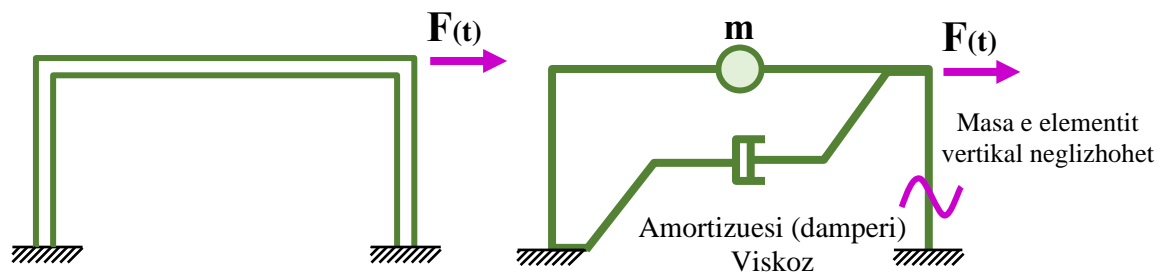


Figura 23: Idealizimi i ramit

2.2. Shkallët e liris

Shkalla e lirisë (DOF) përkufizohet si grupi i zhvendosjeve apo rrotullimeve të pavarura që e përshkruajnë formën e deformuar të strukturës krahasuar me gjendjen e saj fillestare. Në dinamikën e strukturave kjo vlerë përfaqëson numrin e zhvendosjeve të pavarura të nevojshme për të përcaktuar pozicionet e zhvendosura të të gjitha masave në lidhje me pozicionin e tyre fillestar.

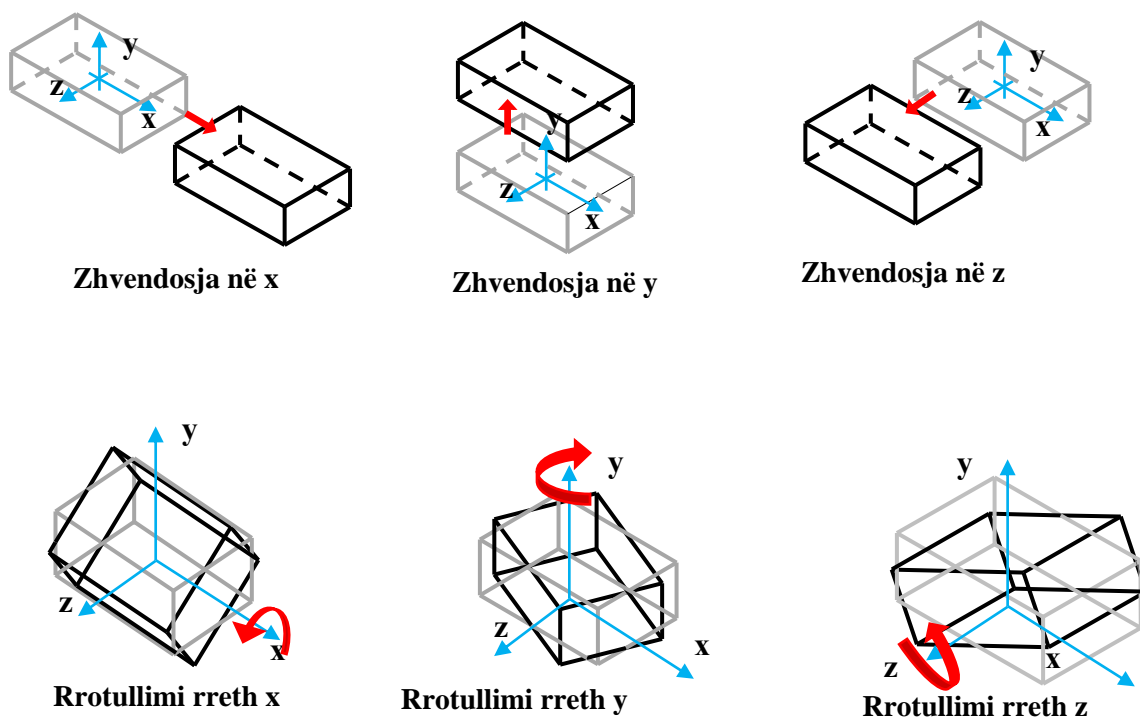


Figura 25: Shkallët e lirisë së trupit në hapësirë

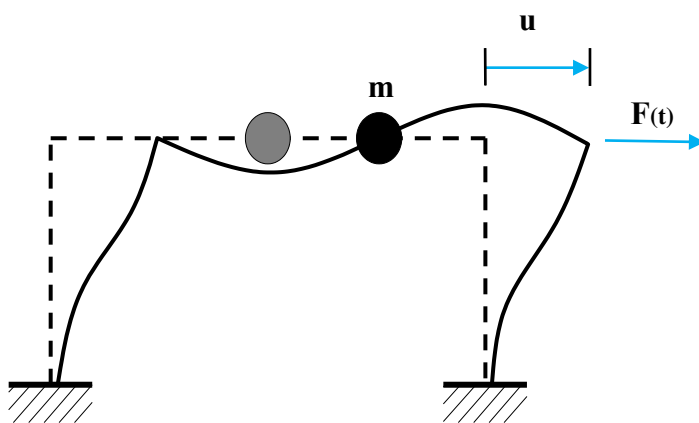


Figura 26: Rami i idealizuar për analizë sizmike

Gjatë shqyrtimeve apo analizave dinamike idealizimi i strukturave na shpie drejtë thjeshtësisimit të problemit. Në figurën më lartë është paraqitur idealizimi i ramit i cili i nënshtrohët forcës anësore me masë (m) me shtylla të cilat sigurojnë një shtangësi (k) i cili lejon vetëm zhvendosje anësore dhe kjo lloj strukture quhet sistem me një shkallë lirie.

Supozohet që secila shtyllë është e fiksuar në bazë, ndërsa masa supozohet e përqendruar në nivelin e katit dhe ky supozim është gjithmonë i vlefshëm për strukturat prej betoni ose struktura metalike pasi që pllaka mund të supozohet më e ngurtë apo shtangësi më të madhe se sa shtyllat. Duke konsideruar që shtyllat janë elemente elastike në këtë rast struktura ka tri shkallë lirie si më poshtë:

- Zhvendosja lineare në drejtim të aksit **x**
- Zhvendosja lineare në drejtim të aksit **y**
- Rrotullimi rreth aksit **z**

2.3. Shtangësia

Nëse një ram i nënshtrohët një ngarkesë anësore statike $F(t)$ që shkakton një zhvendosje u duke supozuar se shtyllat në pjesën e epërme janë të prera/ndërprera shuma e forcave të brendshme rezistuese duhet të jetë e barabartë me shumën e forcave të jashtme sipas ekuilibrit statik të forcave **figura 27**

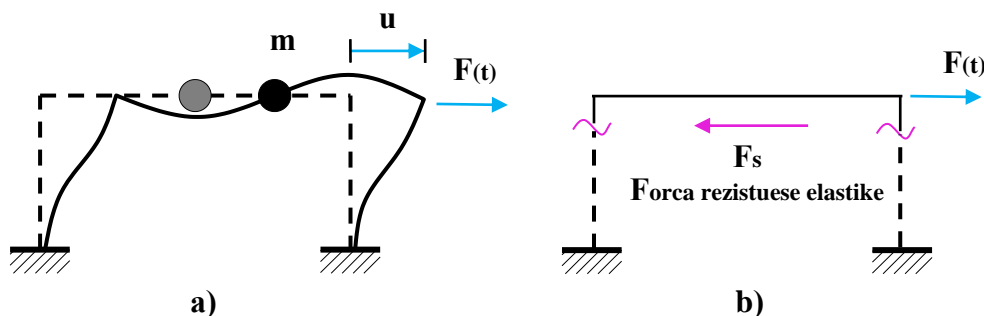


Figura 27: a) Forma e deformuar e ramit SDOF b) Ekuilibri statiki forcave

Forcat rezistuese janë në varësi të zhvendosjeve dhe sjelljes mekanike të elementeve të ramit. Për të shpjeguar më mirë këtë është paraqitur **figura 27**. Ku mund të vërehet se për vlera të vogla të zhvendosjeve raporti forcë zhvendosje është linear dhe ky raport bëhet jo-linear për vlerë më të madhe të zhvendosjeve si rezultat i veprimit të ngarkesave më të mëdha. Shprehja e mëposhtme paraqet relacionin forcë zhvendosje ku (k) paraqet modulën e elasticitetit të materialit

$$F_s = k \cdot u$$

Kur zhvendosjet tejkalojnë kufirin e rrjedhjes (u_y) relacioni forcë zhvendosje nuk mund të përshkruhet nga forma lineare mirëpo duhet konsideruar deformimet reale që ndodhin.

$$F_s = F_s(u, u)$$

Ku u – paraqet gradientin e deformimeve

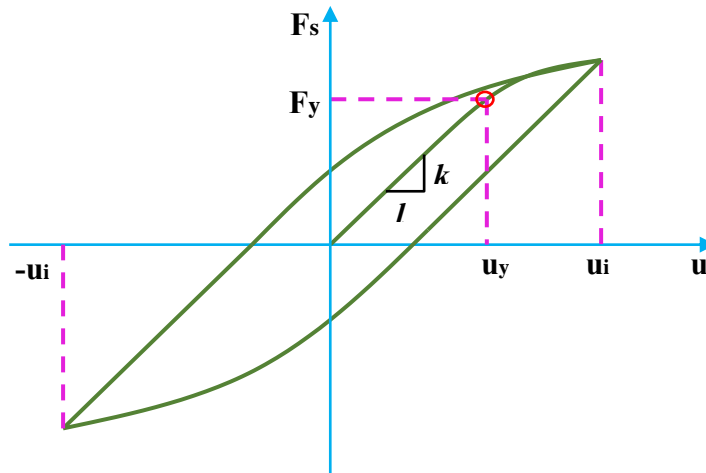


Figura 28: Relacioni forcë-zhvendosje

Parametri k_{ij} paraqet forcën e cila duhet aplikuar në pikën i për të shkaktuar një zhvendosje në pikën j.

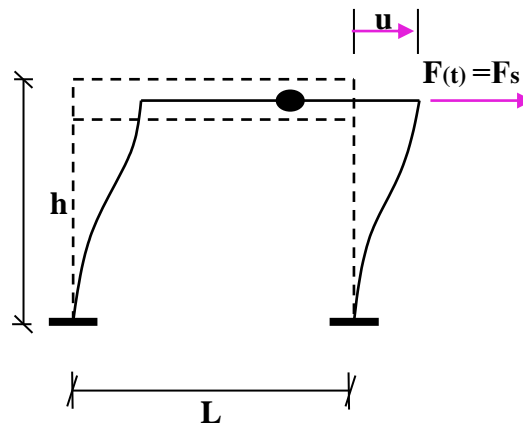


Figura 29: SDOF - Rami me rigel të shtangët

Nga ky rast i thjeshtë mund të shënojmë se koeficienti i shtangësisë së këtij rami mund të shkruhet si mëposhtë:

$$k = \sum_{\text{shtyllat}} \frac{12EI_c}{h^3} = \sum_{i=1}^2 \frac{12(EI_c)_i}{[(h)^3]_i} = \frac{24EI_c}{h^3}$$

EI_c dhe EI_b paraqesin shtangësinë e shtyllave dhe trajeve ku $EI_b \rightarrow \infty$, ndërsa L dhe h paraqesin karakteristikat gjeometrike të ramit respektivisht gjerësinë dhe lartësinë. Ekuacionin e ekuilibrit të forcave mund ta shkruajmë si më poshtë:

$$F_S = \frac{24EI_c}{h^3} \cdot u$$

2.4. Masa

Inercioni i një sistemi fizik paraqet rezistencën ndaj ndryshimit të lëvizjes. Në rast të goditjes së masës (m) të një sistemi nga një forcë (F) lindin forcat inerciale (u) sipas ligjit të dytë të Newton-it. Pra me fjalë tjera kur një forcë sizmike godet një strukturë respektivisht masën e një strukture lindin forca inerciale, duke u referuar te ligji i dytë i Newton-it kuptojmë se sa më e madhe masa aq më të mëdha do të jenë forcat inerciale dhe do të gjenerohen forca më të mëdha sizmike dhe anasjelltas.

$$F_m = m \cdot u$$

Nxitimi shprehet si derivati i dytë i zhvendosjeve në funksion të kohës. Identifikimi i koeficientëve të masës për një strukturë me masë të koncentruar është i lehtë pasi që janë të barabartë me vlerën e masës. Për një sistem të përgjithshëm parametrat e masës m_{ij} paraqesin sasinë e forcës që duhet të aplikohet në pikën i për të gjeneruar nxitim njësi në pikën j

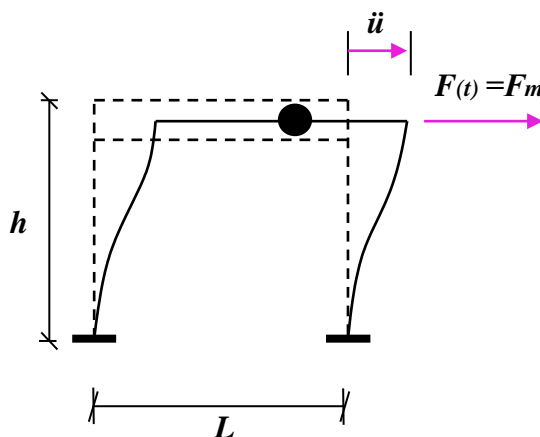


Figura 30: SDOF- Rami me rigel të shtangët dhe me masë të koncentruar

Kalkulimi i masës mund të bëhet me shprehjen e mëposhtme:

$$M = \rho_l \cdot \frac{h}{2} + \rho_l \cdot L + \rho_l \cdot \frac{h}{2} = \rho_l(h + L)$$

ρ_l – Paraqt densitetin e materialit

Pasi që vetëm një masë e koncentruar është përdorur për të përshkruar karakteristikat e inercisë së ramit koeficienti m do të jetë i barabartë me M . Duke supozuar se masa është përqendruar në nivelin e katit siç është treguar në figurën e paraqitur më lartë do të neglizhohen rrotullimet ose shkalla e lirisë sipas rrotullimit.

2.5. Shuarja

Energjia vibruese shuhet me anë të mekanizmave të ndryshëm, siç janë efektet termike të shkaktuara nga përsëritja e cikleve të nderjeve dhe nga fërkimi i brendshëm i një elementi të deformuar. Në struktura mekanizmat disipues varen nga materialet dhe nga ndërveprimet e tyre (fërkimi ndërmjet elementeve strukturorë dhe jostrukturorë). Për të përshkruar apo paraqitur në formë matematikore efektin e disipimit të energjisë në struktura është shumë e vështirë andaj në praktikë ky efekt paraqitet me anë të një modeli të idealizuar i cili quhet modeli ekuivalent i amortizimit/shuarjes viskoze. Lidhshmëri në mes të relacionit forcë-zhvendosje dhe efektit të shuarjes paraqitet përmes lupës së histerezës. Shuarja apo disipimi i energjisë në strukturë llogaritet me shprehjen e mëposhtme.

$$W_D = \int F(t) du = \pi \cdot a \cdot b = f(F_d, u_{max})$$

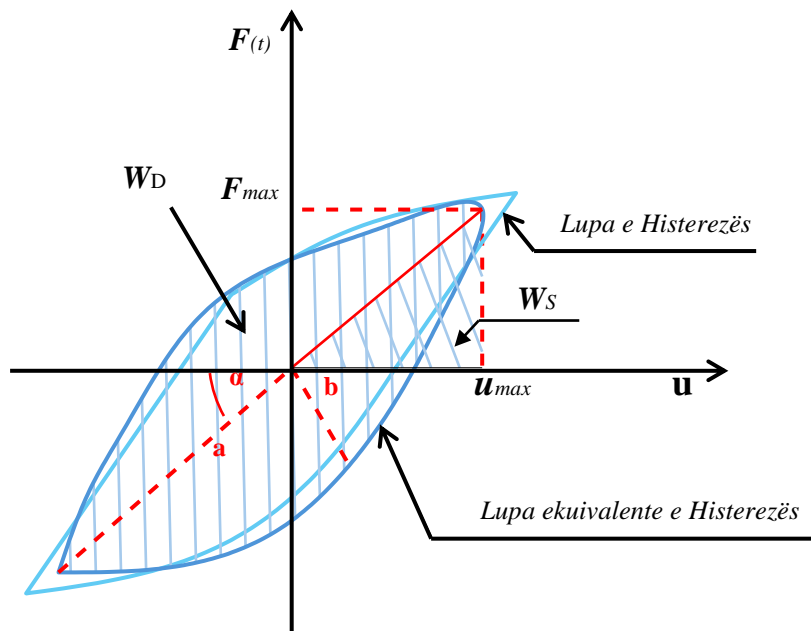


Figura 31: Lupa e Histerezës

a dhe b paraqesin gjysmën e aksit të lupës së histerezës në formë të elipsës ndërsa W_D dhe W_S paraqet shuarjen apo disipimin e energjisë gjatë një cikli të ngarkim-shkrkimit. Kapaciteti ekuivalent i shuarjes mund të paraqitet si raporti në mes dy sipërfaqeve të W_D dhe W_S të paraqitura në figurën më lartë. Nga të dhënat eksperimentale është vërejtur se energjia e deformimeve varet nga frekuenca ω e nxitimit të truallit. Duke njohur kushtet nën të cilat vërejtet deri te efekti i rezonancës, energjia e disipuar gjatë një cikli të lëkundjeve e një strukture dhe sistemi ekuivalent viskoz mund të shprehen sipas shprehjes së mëposhtme:

$$4 \cdot \pi \cdot \xi_{eq} \cdot W_S = W_D$$

ξ_{eq} – Paraqet raportin e shuarjes ekuivalente viskoze që mund të shprehet sipas shprehjes më poshtë:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{W_D}{W_S}$$

2.6. Ekuacioni i lëvizjes

2.6.1. Relacioni forcë-zhvendojse

Në figurën 32 më poshtë është paraqitur një ram në të cilin vepron një ngarkesë horizontale statike në drejtim të zhvendosjes u (shkallë lirie), forca rezistuese e cila lindë si rezultat i veprimit të forcave të brendshme pra që i reziston zhvendosjes u është e barabartë me forcën e jashtme f_s dhe qëllimi është për të përcaktuar raportin apo lidhshmërinë ndërmjet forcës dhe zhvendosjes e cila manifestohet me deformime në strukturë gjatë lëkundjeve

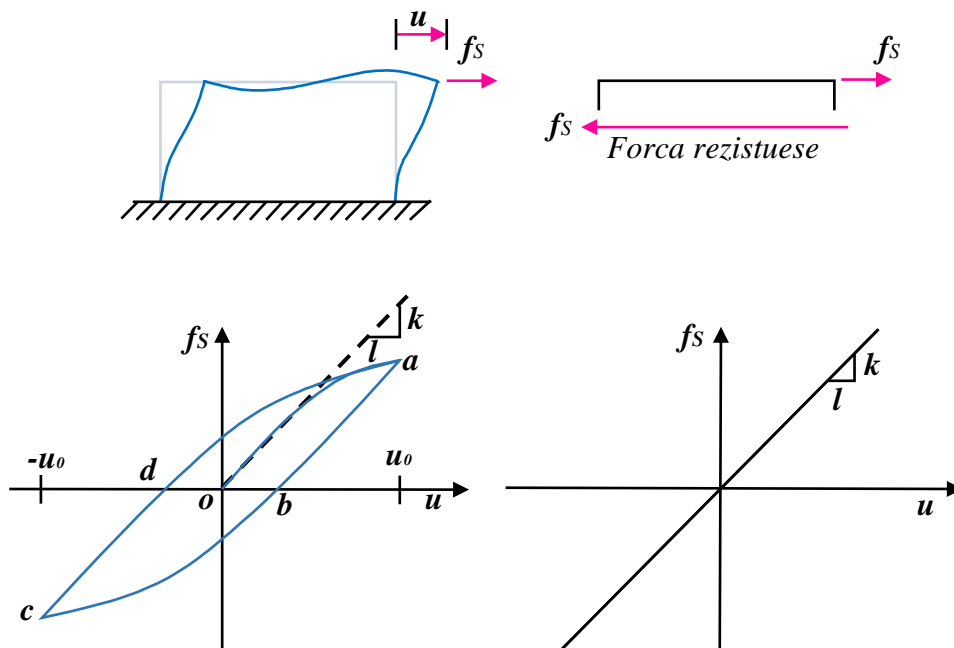


Figura 32: Lidhshmëria forcë-zhvendosje

Raporti forcë-zhvendosje është linear për deformime të vogla ndërsa për deformime më të mëdha do të jetë jo-linear siç është paraqitur në figurën e mësipërme lupa e histerezës.

2.6.2. Sistemet elastike lineare

Te sistemet lineare relacioni i linearitetit në mes të forcës anësore f_s dhe deformimit (zhvendosjes) u paraqitet përmes shprehjes së mëposhtme

$$f_s = k \cdot u$$

Ku k – paraqet shtangësinë horizontale të sistemit $k = \frac{F}{L} = \frac{N}{m}$

Nëse e marrim një ram me një hapësirë drite me gjerësi L dhe me lartësi h dhe me modul të elasticitetit E , momentet e inercisë (momentet e rendit të dytë të prerjes tërthore rreth akxhit) I_b dhe I_c për shtylla dhe traje ku shtyllat supozohet të fiksuara në bazë, shtangësia anësore e sistemit mund të caktohet sipas dy rasteve:

$$EI_b = \infty \rightarrow k = \sum_{\text{shtyllat}} \frac{12EI_c}{h^3} = 24 \frac{EI_c}{h^3}$$

$$EI_b \neq \infty \text{ p.sh } EI_b = 0 \rightarrow k = \sum_{\text{shtyllat}} \frac{3EI_c}{h^3} = 6 \frac{EI_c}{h^3}$$

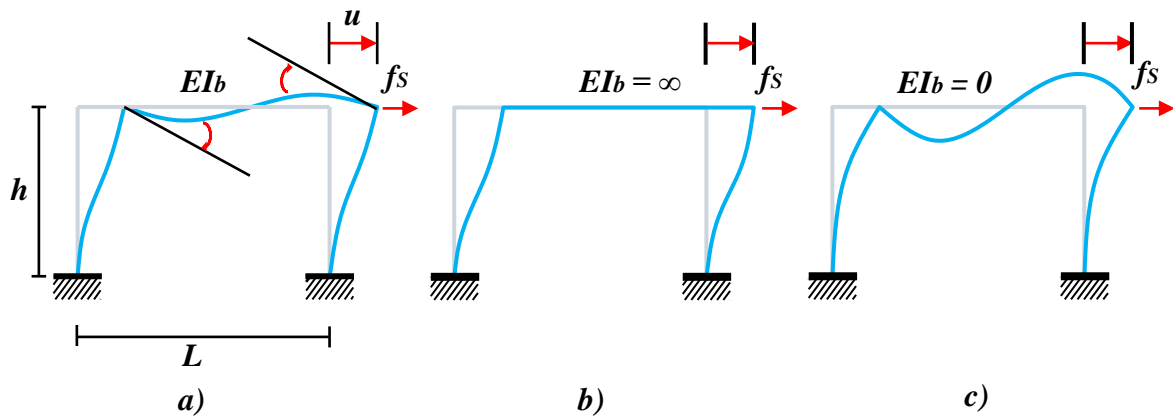


Figura 33: Deformimi i ramit me a) rigel të shtangët b) rigel jo i shtangët

Nga këtu kuptojmë që shtangësia anësore e ramit është në funksion të hapësirës statike L (fusha e lirë e ramit). Shtangësia anësore e ramit me rigel me shtangësi në kushte reale (shtangësi mesatare) mund të përcaktohet me anë të procedurave të analizës statike të strukturave. Matrica e shtangësisë së ramit formohet në funksion të shkallëve të lirisë (zhvendosja linear u dhe rrotullimet e dy nyjeve të ramit). Duke neglizhuar mundësinë e rrotullimit në nyje fitohet shprehja

$$f_s = k \cdot u$$

Duke aplikuar këtë princip te një ram me $L=2h$ dhe $EI_b=EI_c$ fitohet shprehja si më poshtë

$$k = \frac{96 EI_c}{7 h^3}$$

Nëse deformimet në prerje neglizhohen fitojmë shprehjen si më poshtë

$$k = \frac{24EI_c}{h^3} \frac{12\rho + 1}{12\rho + 4}$$

$$\rho = \left(\frac{EI_b}{L}\right) : \frac{2EI_c}{h}$$

ρ – Raporti i shtangësisë së nyjës shtyllë-tra

2.6.3. Sistemet jo-elastike

Në figurën më poshtë është paraqitur relacioni forcë-deformim i strukturave metalike nën veprimin e ngarkesave ciklike

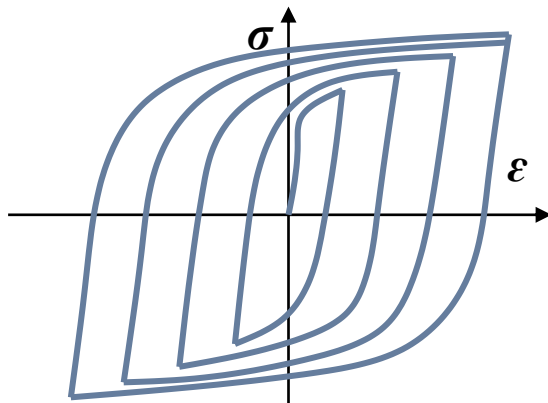


Figura 34: Raporti forcë-deformim në veprimin e ngarkesave ciklike

Lakorja e ngarkesës fillestare është jolinear gjatë deformimeve të mëdha dhe lakorja e ngarkim-shkarkimit dallon nga pozita e saj fillestare dhe sistemet e tilla i quajm sisteme joelastike. Ky grafik tregon që relacioni forcë-deformim është në funksion të se nëse deformimi është në rritje apo duke u zvogëluar dhe forca rezistuese është në funksion të deformimit.

$$f_s = f(u)$$

Arsyeja pse fokusohemi te sjellja dinamike e strukturave jo-elastike është sepse strukturat analizohen dhe projektohen me pritshmërinë se ato do të deformohen, plasariten do të paraqitet efekti i rrjedhjes së materialit gjatë veprimeve të ngarkesave me karakter dinamik e në veçanti ngarkesat nga veprimet sizmike.

2.7. Forca e shuarjes

Në terma shumë të thjeshtë, shuarja paraqet procesin gjatë të cilit amplituda e lëkundjes së lirë zvogëlohet në mënyrë të qëndrueshme. Energjia e cila lirohet gjatë lëkundjeve shuhet me anë të mekanizmave të ndryshëm. Në sisteme të thjeshta si p.sh modele laboratorike shuarja e energjisë vie nga efektet termike të deformimeve elastike të përsëritshme të materialit si dhe fërkimit të brendshëm gjatë deformimit të elementeve strukturore. Në kushte reale efekti i shuarjes te strukturat arrihet përmes fërkimit te lidhjet/nyjet e konstruksioneve metalike, hapja dhe mbyllja e mikroplasaritjeve të betonit, dhe fërkimi i vetë strukturës dhe elementeve jo-strukturore si p.sh muret ndarëse. Efekti i shuarjes në struktura paraqitet në një formë të idealizuar, te strukturat me një shkallë lirie paraqitet me anë të një damperi linear viskoz. Koeficienti i shuarjes përcaktohet ashtu që energjia e lëkundjeve që shuhet apo disipohet është ekuivalente me energjinë e disipuar në të gjithë mekanizmat disipues të strukturës andaj ky idealizim quhet shuarje ekuivalente viskoze. Në figurën më poshtë është paraqitur një damper linear viskoz i nënshtruar një force f_D në drejtim të shkallës së lirisë u . Forca e brendshme në damper është e barabartë dhe ka kah të kundërt me forcën e jashtme f_D . Forca e shuarjes është e lidhur me shpejtësinë \dot{u} gjatë shuarjes lineare viskoze

$$f_D = f \cdot \dot{u}$$

2.8. Formulimi i ekuacionit të lëvizjes

Ekuacionet e lëvizjes paraqesin shprehje matematikore të ekuilibrit dinamik të një sistemi fizik. Ekuacionet e lëvizjes rrjedhin apo derivojnë nga ligji i dytë i Njutonit ose nga parimi i D'Alembert-it, duke marrë parasysh reagimin/sjelljen e një sistemi në një funksion të një kohe të caktuar t_i , ngarkesa e cila vepron në sistem $F(t)$ gjeneron forcën elastike $F_s(t)$ dhe forcën e amortizimit apo shuarjes $F_d(t)$ në drejtim të kundërt. Nga ligji i dytë i Njutonit, shumat algjebrike e këtyre tre forcave duhet të jetë në ekuilibër apo e barabartë me forcën inerciale që është e proporcionale me masën e sistemit.

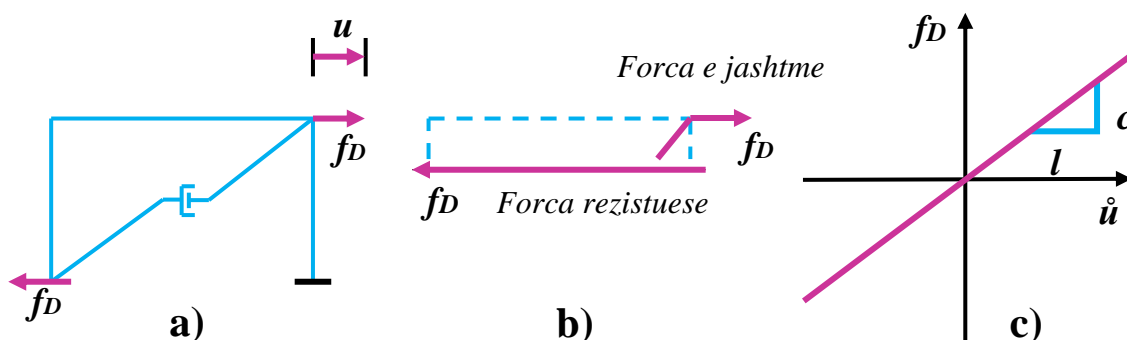


Figura 35: Shuarja lineare viskoze

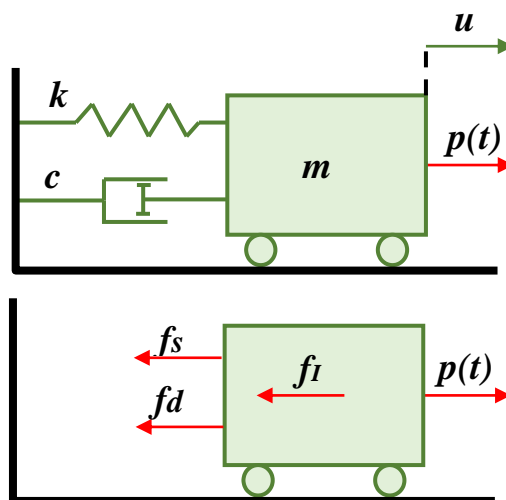


Figura 36: Principi i Neëton-it dhe D'Alembert-it për sistemin mekanik

$$f_I - f_S - f_D = p(t)$$

Rezultati i njëjtë fitohet duke zbatuar principin e D'Alembert bazuar në ekuilibrin dinamik për një kohë të caktuar t_i . Në çdo kohë një sistem dinamik mund të vlerësohet si një sistem i ekuilibruar nëse një forcë inerciale proporcionale me masën (m) aplikohet në drejtim të kundërt të ngarkesës dinamike $f(t)$ duke konsideruar kontributin elastik $f_s(t)$ dhe atë amortizues $f_d(t)$ për një kohë të caktuar (t). Duke marrë parasysh këta parametra ekuacioni i lëvizjes merr formën si më poshtë:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t)$$

Ky ekuacion paraqet lidhshmërinë e tri forcave të cilat gjenerohen në një sistem të caktuar si rezultat i veprimit të forcave me karakter dinamik. Qëllimi kryesor i inxhinierisë sismike është të parashikojë sjelljen dinamike të një strukture që i nënshtrohet një veprimi sismik, i cili manifestohet si një zhvendosje e tokës **ug**.

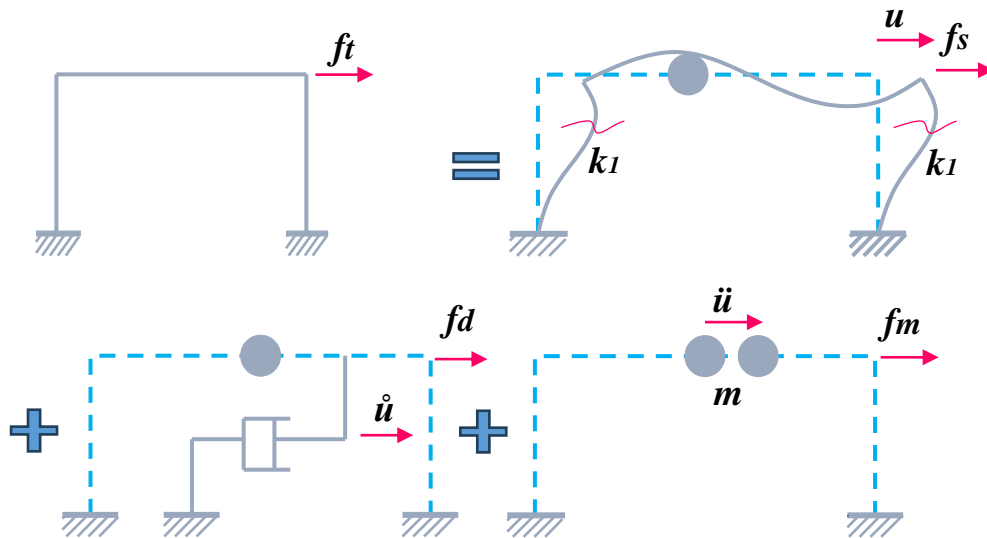


Figura 37: Forcat që kontribojnë në ekuilibrin dinamik

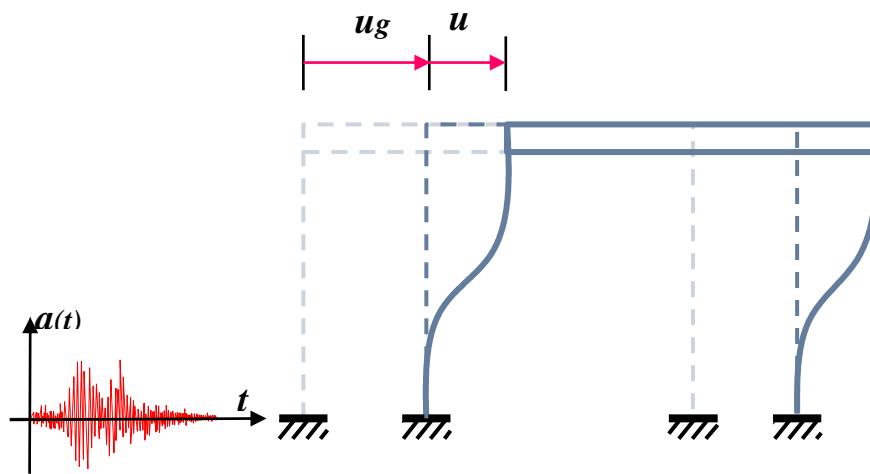


Figura 38: Komponenta e zhvendosjes si rezultat i veprimit sismik

Zhvendosja absolute në funksion të kohës mund të shprehet sipas shprehjes së mëposhtme

$$U(t) = u(t) + u_g(t)$$

Pas zëvendësimit dhe rregullimit të shprehjes fitojmë shprehjen e mëposhtme

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m\ddot{u}_g(t)$$

2.9. Lëkundjet e lira

Shqyrtimi i lëkundjeve të lira të sistemeve me një shkallë lirie bëhet me qëllim të shpjegimit të rezultateve të sistemeve me shuarje dhe pa shuarje.

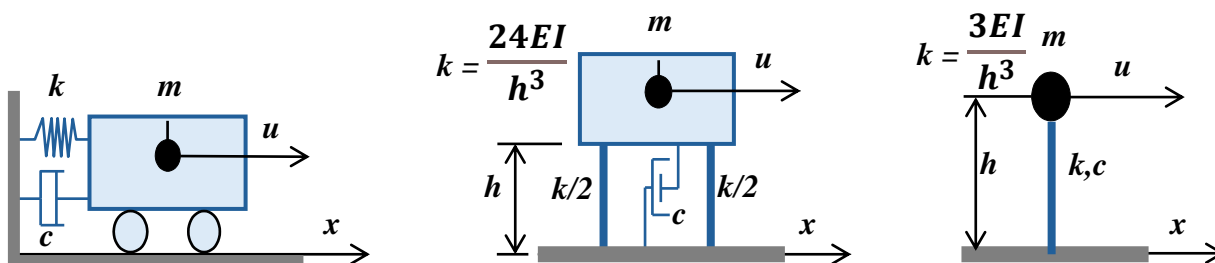


Figura 39: Idealizimi në sistem me një shkallë lirie

Për një sistem mund të themi se i nënshtrohet apo kryen lëkundje të lira atëherë kur në atë sistem vepron një forcë fillesatre dhe sistemi fillon të kryej oshilime dhe gjatë kohës përderisa sistemi lëkundët nuk vepron më asnjë forcë e jashtme. **Figura 39** e paraqitur më lartë tregon një sistem sustë-masë që përfaqëson sistemin më të thjeshtë të mundshëm vibrues. Ky sistem paraqet një sistem me një shkallë lirie pasi një koordinatë (x) është e mjaftueshme për të specifikuar pozicionin e masës në çdo kohë (t). Në sistemet të cilat gjatë lëkundjeve të tyre nuk ka ndonjë element/mekanizëm i cili shuan energjinë, amplituda e lëkundjeve mbetet konstante dhe sistemet e tilla i quajmë sisteme pa shuarje. Në kushte reale përveç se në vakum lëkundje të tilla janë të pamundura sepse gjatë oshilimeve amplituda e lëkundjeve zvogëlohet në funksion të kohës si rezultat i rezistencës së shkaktuar nga mjedisi përreth (rezistenca e ajrit) dhe lëkundjet e tilla i quajmë lëkundje me shuarje. Studimi i lëkundjeve të lira të sistemeve me një shkallë lirie me shuarje dhe pa shuarje është shumë i rëndësishëm për të kuptuar sjelljen dinamike të strukturave më të avancuara/komplekse.

2.9.1. Sistemet elastike pa shuarje

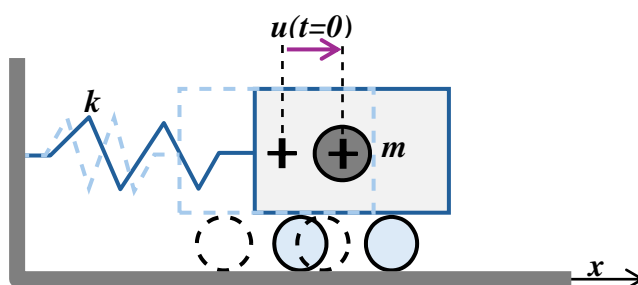


Figura 40: Sistemet me një shkallë lirie pa shuarje

Figura: 40 paraqet një sistem ku për një kohë ($t=0$) është aplikuar një zhvendosje (u) në masën e koncentruar (lumped mass) dhe ekuacioni i cili përshkruan lëkundjen e këtij sistemi merr formën:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0$$

Pra te sistemi i paraqitur më lartë dhe ekuacioni që përshkruan atë lëkundje janë marrë parasyshë vetëm kontributi i inercisë dhe shtangësisë së sistemit ndërsa shuarja është neglizhuar. Frekuenca rrethore e sistemit përshkruhet me anë të shprehjes së mëposhtme $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ dhe nëse këtë shprehje e zëvendësojmë në ekuacionin e lëvizjes atëherë ekuacioni i lëvizjes do të marrë formën si mëposhtë:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \rightarrow \omega^2 = \frac{k}{m} \rightarrow \omega^2 \cdot m = k$$

$$m \cdot \ddot{u} + \omega^2 \cdot m \cdot u = 0 / : m$$

$$\ddot{u} + \omega^2 \cdot u = 0$$

Nëse e zëvendësojmë $u=z$ ekuacioni diferencial mund të shprehet në formën karakteristike të polinomit

$$z^2 + \omega^2 = 0 \rightarrow z_{1,2} = \pm \sqrt{\pm i\omega} = \pm i\omega$$

Pasi që vlerat e zgjidhjeve komplekse z_1 dhe z_2 janë të ndryshme, zgjidhja e përgjithshme mund të shprehet në formën eksponenciale si më poshtë:

$$u(t) = C_1 \cdot e^{i\omega t} + C_2 \cdot e^{-i\omega t}$$

Duke shfrytëzuar ekuacionin e Euler-it:

$e^{+i\omega t} = \cos(\omega \cdot t) \pm i \cdot \sin(\omega \cdot t)$ fitojmë:

$$u(t) = A_1 \cdot \sin(\omega \cdot t) + A_2 \cdot \cos(\omega \cdot t)$$

Konstantet A_1 dhe A_2 mund të caktohen nga kushtet fillestare të sistemit ($t=0$)

$$A_1 = u(t = 0) \quad \text{dhe} \quad A_2 = \frac{\dot{u}(t=0)}{\omega}$$

Pas zëvendësimit ekuacioni mund të shkruhet si mëposhtë për ($t=0$)

$$u(t) = \frac{\dot{u}(0)}{\omega} \cdot \sin(\omega t) + u(0) \cdot \cos(\omega t)$$

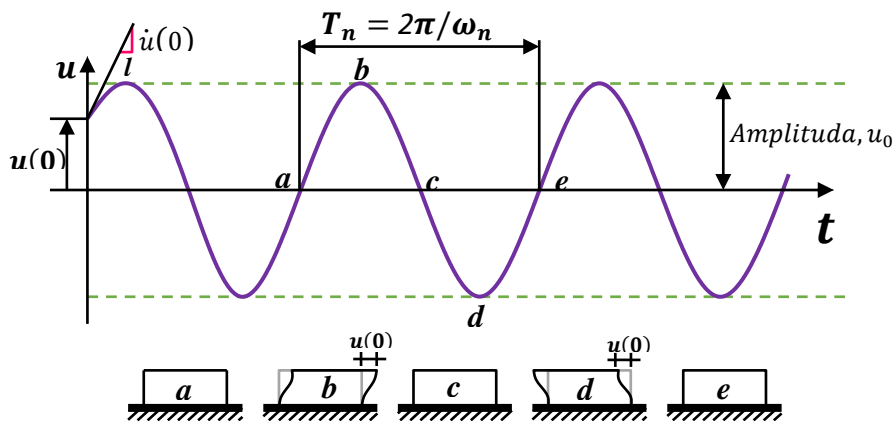


Figura 41: Lëkundjet e lira të sistemit pa shuarje

Grafiku dhe ekuacioni të paraqitur më lartë përshkruajnë lëkundjet e sistemit rreth pozicionit të tij statik apo gjendjes së ekuilibrit të tij dhe se kjo lëkundje për intervalin kohor $2\pi/\omega_n$, zhvendosja dhe shpejtësia e masës në dy intervalet kohore t_1 dhe $t_1 + 2\pi/\omega_n$, është identike $u(t_1) = u(t_1 + 2\pi/\omega_n)$ dhe $\dot{u}(t_1) = \dot{u}(t_1 + 2\pi/\omega_n)$. Kjo formë e paraqitjes së lëkundjes së një sistemi e cila është paraqitur përmes shprehjs dhe grafikut më lartë paraqet lëkundjet e thjeshta harmonike.

Koha e nevojshme që sistemi pa shuarje të përfundojë një cikël të plotë të lëkundjeve të lira paraqet periodën natyrore të një sistemi të cilën e shënojmë si T_n me njësi sekond (s). Perioda natyrore lidhet me frekuencën natyrore rrethore ω_n që ka njësi *rad/sec* me shprehjen

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

Vlera inverse e periodës natyrore paraqet frekuencën me njësi $1/s = \text{Hertz (Hz)}$

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

2.9.2. Sistemet elastike me shuarje viskoze

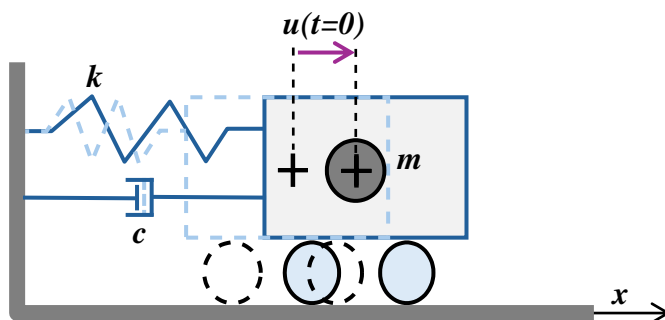


Figura 42: Sistemet elastike me shuarje viskoze

Te sistemet elastike me shuarje viskoze përveç kontributit të shtangësisë dhe të inercisë merreta parasyshtë edhe kontributi i shuarjes dhe në këtë rast ekuacioni që përshkruan lëkundjen merr formën:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0$$

Pas zëvendësimit të frekuencës rrethore fitojmë:

$$m \cdot \ddot{u} + \frac{c}{m} \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = 0$$

Koeficienti relativ i shuarjes paraqet raportin në mes të koeficientit të shuarjes dhe vlerës kritike të tij apo koeficientit të shuarjes kritike.

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2 \cdot \sqrt{m \cdot k}}$$

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = 0$$

Koeficienti relativ i shuarjes nuk ka njësi dhe është ne funksion të frekuencës natyrore të sistemit. Nëse zëvendësojmë $z=u$ do të itojmë ekuacionin:

$$z^2 + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot z = 0 \rightarrow z_{1,2} = \omega \cdot [-\xi \pm \sqrt{\xi^2 - 1}]$$

Zgjidhja e këtij ekuacioni është në funksion të koeficientit relativ të shuarjes dhe do të na ofrojë tri raste:

- ❖ Rasti i I-rë - $\xi < 1 \rightarrow c < c_c$ është rasti më i përafërt ose më real pasi që strukturat kanë një koeficient të shuarjes viskoze që është më i vogël se koeficienti i shuarjes kritike dhe në këtë rast fitojmë dy zgjidhje të ndryshme dhe komplekse nga ekuacioni i më poshtëm:

$$z_{1,2} = -\xi \cdot \omega \pm i\omega_D$$

ω_D – paraqet frekuencën rrethore të lëkundjeve të lira me shuarje nënkritike

$$\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$$

Dhe nga kjo shprehje mund të shkruajmë shprehjen për periodën e lëkundjeve të lira me shuarje që është në funksion të koeficientit relativ të shuarjes:

$$T_D = \frac{1}{\sqrt{1 - \xi^2}}$$

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \cdot [C_1 \cdot e^{i\xi\omega_D t} + C_2 \cdot e^{-i\xi\omega_D t}]$$

$$u(t) = A_1 \cdot e^{-\xi\omega t} \cdot \cos(\omega_D \cdot t) + A_2 \cdot e^{-\xi\omega t} \cdot \sin(\omega_D \cdot t)$$

Në funksion të amplitudës ekuacioni mund të shkruhet si :

$$u(t) = A \cdot e^{-\xi\omega t} \cdot \sin(\omega_D \cdot t + \varphi)$$

Duke marrë parasysh sistemet me një shkallë lirie nga betoni i armuar ku koeficienti i shuarjes supozohet të jetë 5% atëherë ndryshimi në mes të dy frekuencave rrethore ω_D dhe ω mund të neglizhohet:

$$\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2} = \omega \cdot \sqrt{1 - (0.05)^2} \approx \omega$$

Vlera eksponenciale jep informacion në lidhje me shuarjen e lëkundjeve, efekti i shuarjes rritet në funksion të kohës duke ndikuar në zvogëlimin e amplitudës së lëkundjeve. Kushtet e përgjithshme fillestare të dhëna në më lartë:

$$u(0) = u_0; \quad \dot{u}(0) = \dot{u}_0$$

Fitojmë formën e ekuacionit si më poshtë:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \cdot \left\{ u_0 \cdot \cos(\omega_D \cdot t) + \frac{u_0 + \xi \cdot \omega \cdot u_0}{\omega_D} \cdot \sin(\omega_D \cdot t) \right\}$$

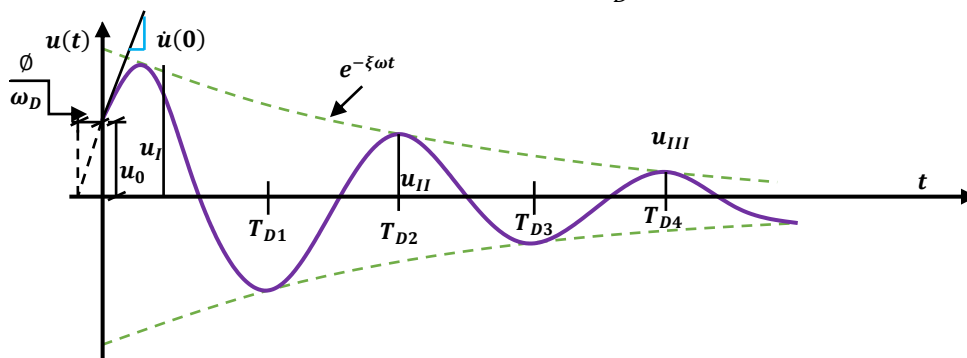


Figura 43: Sistemi me një shkallë lirie- Lëkundjet e lira me shuarje nënkritike

Në *figurëa 43* të paraqitur më lartë, vijat e ndërprera paraqesin funksionin eksponencial i cili kontrollon reduktimin apo zvogëlimin e intensitetit të amplitudës $u_{III} < u_{II} < u_I$, raporti në mes të intensiteteve të dy amplitudave pozitive fqinje është përafërsisht konstant

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} \approx e^{2\pi\xi \frac{\omega}{\omega_D}}$$

logaritmi i këtij raporti të paraqitur në shprehjen më lartë quhet dekrementi logaritmik të cilin e shkruajmë si:

$$\delta = \ln\left(\frac{u_n}{u_{n+1}}\right) \approx 2\pi\xi \frac{\omega}{\omega_D}$$

$$\delta \approx 2\pi\xi$$

- ❖ Rasti i II-të - $\xi = 1 \rightarrow c = c_c$ në këtë rast të dy zgjidhjet janë reale dhe mund të caktohen përmes shprehjes:

$$z_{1,2} = -\xi \cdot \omega$$

$$u(t) = C_1 \cdot e^{-\xi\omega t} + C_2 \cdot t \cdot e^{-\xi\omega t}$$

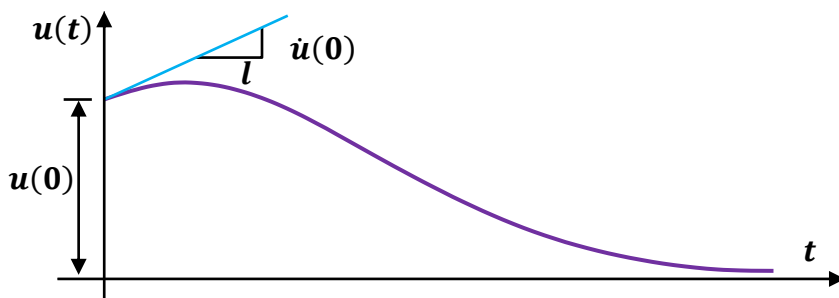


Figura 44: Sistemet me një shkallë lirie me shuarje kritike

$$u(0) = u_0; \quad \dot{u}(0) = \dot{u}_0$$

$$u(t) = e^{-\omega t} \cdot \{u(0) \cdot (1 + \omega \cdot t) + \dot{u}_0 \cdot t\}$$

- ❖ Rasti i III-të - $\xi > 1 \rightarrow c > c_c$ sistemet me shuarje mbikritike, polinomi karakteristik ofron dy zgjidhje

$$z_{1,2} = \omega \cdot [-\xi \pm \sqrt{\xi^2 - 1}]$$

$$u(t) = C_1 \cdot e^{-\omega(\xi - \sqrt{\xi^2 - 1}) \cdot t} + C_2 \cdot e^{-\omega(\xi + \sqrt{\xi^2 - 1}) \cdot t}$$

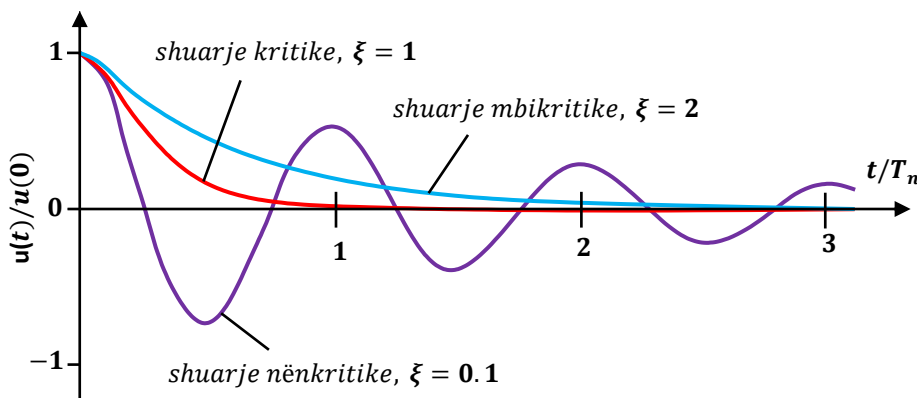


Figura 45: Lëkundjet e lira me shuarje kritike, mbikritike dhe nënkritike

2.10. Lëkundjet e detyruara

Lëkundjet e detyruara janë ato lëkundje që ndodhin kur një forcë e jashtme e cila ka karakter dinamike (është në funksion të kohës) aplikohet në një sistem të caktuar duke e detyruar atë sistem të kryej lëkundje me një frekuencë të caktuar. Forca e jashtme mund të jetë periodike ose jo-periodike si p.sh. era, tërmeti etj. Reagimi i një sistemi ndaj forcës së aplikuar në atë sistem është në varësi të frekuencës së asaj force/ngarkese, frekuencës natyrore të sistemit dhe shuarjes apo amortizimit të sistemit.

2.10.1. Lëkundjet harmonike – sistemet pa shuarje

Ngarkesën harmonike e paraqesim përmes shprehjes së mëposhtme:

$$p(t) = p_0 \sin \bar{\omega} t$$

$p(0)$ – paraqet amplitudën ose vlera maksimale e forcës/ngarkesës

ω – paraqet frekuencën e ngarkesës periodike $T = 2\pi / \omega$

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = p(t)$$

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = p_0 \sin \bar{\omega} t$$

$\bar{\omega}$ – paraqet frekuencën rrethore të ngarkesës/forcës

$$u(t) = u_c(t) + u_p(t)$$

$u_c(t)$ → Zgjidhja komplementare që plotëson ekuacionin homogjen,

$u_p(t)$ → Zgjidhja partikulare që plotëson ekuacionin diferencial jo-homogjen

$$u_c(t) = A_1 \cdot \sin \omega t + A_2 \cdot \cos \omega t$$

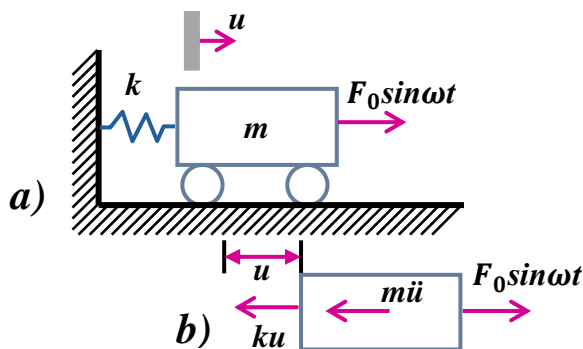


Figura 46: Lëkundjet harmonike pa shuarje

Zgjidhja partikulare e ekuacionit:

$$u_p(t) = U \cdot \sin \bar{\omega} t$$

U – paraqet amplitudën e zgjidhjes partikulare të ekuacionit

$$-m\omega^{-2}U + kU = F_0$$

$$U = \frac{F_0}{k - m\omega^{-2}} = \frac{F_0/k}{1 - r^2}$$

r – paraqet raportin në mes të frekuencës së ngarkesës/forcës dhe frekuencës natyrore të sistemit $r = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$, pas zëvendësimit të shprehjeve dhe rregullimit fitojmë formën e ekuacionit si më poshtë

$$U(t) = A_1 \sin \omega t + A_2 \cos \omega t + \frac{F_0 / k}{1 - r^2} \sin \bar{\omega} t$$

$$A_2 = 0, \quad A_1 = -r \cdot \frac{F_0 / k}{1 - r^2}$$

$$u(t) = \frac{F_0 / k}{1 - r^2} (\sin \bar{\omega} t - r \sin \omega t)$$

2.10.2. Lëkundjet harmonike – sistemet me shuarje

Në figurën më poshtë është marrë një sistem me një shkallë lirie i cili kryen lëkundje me shuarje viskoze. Ekuacioni i lëvizjes i cili fitohet duke i ekuilibruar shumë e forcave të trupit të lirë merr formën

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F_0 \sin \bar{\omega} t$$

Zgjidhja e këtij ekuacioni përmban zgjidhjen komplementare $u_c(t)$ dhe zgjidhjen partikulare $u_p(t)$, zgjidhja partikulare e ekuacionit shprehet përmes shuarjes nënkritike ku $c < c_c$

$$u_c(t) = e^{-\xi \omega t} (A_1 \sin \omega_D t + A_2 \cos \omega_D t)$$

$$u_p(t) = C_1 \sin \bar{\omega} t + C_2 \cos \bar{\omega} t$$

Koeficientët C_1 dhe C_2 mund të caktohen me zëvendësimin e $u_p(t)$ në ekuacionin

$$m \cdot \ddot{u}_p + c \cdot \dot{u}_p + k \cdot u_p = F_0 \sin \bar{\omega} t$$

$$C_1 = \frac{F_0}{k} \left(\frac{1 - r^2}{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2} \right) \text{ dhe } C_2 = \frac{F_0}{k} \left(\frac{-2\xi r}{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2} \right)$$

$$e^{i\bar{\omega}t} = \cos \bar{\omega} t + i \sin \bar{\omega} t$$

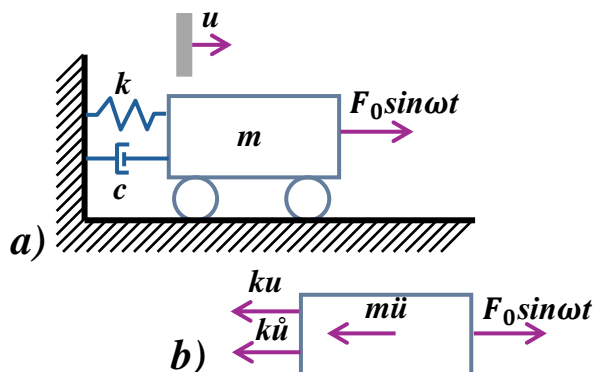


Figura 47: Lëkundjet harmonike me shuarje

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F_0 e^{i\bar{\omega}t}$$

$F_0 \sin \bar{\omega}t$ – komponenta e forcës, ndërsa $F_0 e^{i\bar{\omega}t}$ – komponenta imagjinare

Zgjidhja e pjesës partikulare $u_p = C e^{i\bar{\omega}t}$ pas zëvendësimit fitojmë shprehjen si më poshtë

$$-m\bar{\omega}C + ic\bar{\omega}C + kC = F_0 \text{ ose}$$

$$C = \frac{F_0}{k - m\bar{\omega} + ic\bar{\omega}}$$

$$u_p = \frac{F_0 e^{i\bar{\omega}t}}{k - m\bar{\omega}^2 + ic\bar{\omega}}$$

Duke përdorur formën e koordinatave polare ekuacioni mund të shkruhet si mëposhtë

$$u_p = \frac{F_0 e^{i\bar{\omega}t}}{\sqrt{(k - m\bar{\omega}^2)^2 + (c\bar{\omega})^2} e^{i\theta}}$$

Ose

$$u_p = \frac{F_0 e^{i[\bar{\omega}t - \theta]}}{\sqrt{(k - m\bar{\omega}^2)^2 + (c\bar{\omega})^2}}$$

ku

$$\tan \theta = \frac{c\bar{\omega}}{k - m\bar{\omega}^2}$$

Reagimi ndaj forcës $F_0 \sin \bar{\omega}t$ është komponenta magjinare

$$u_p = \frac{F_0 \sin(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(k - m\bar{\omega}^2)^2 + (c\bar{\omega})^2}}$$

$$u_p = U \sin(\bar{\omega}t - \theta)$$

$$U = \frac{F_0}{\sqrt{(k - m\bar{\omega}^2)^2 + (c\bar{\omega})^2}}$$

U- paraqet amplitudën e lëkundjeve në gjendje stabile (të qëndrueshme)

$$u(t) = \frac{u_{st} \sin(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

$$\tan \theta = \frac{2\xi r}{1 - r^2}$$

$$u(t) = e^{-i\xi t} (A_1 \sin \omega_D t + A_2 \cos \omega_D t) + \frac{u_{st} \sin(\bar{\omega}t - \theta)}{\sqrt{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

$$D = \frac{U}{u_{st}} = \frac{1}{\sqrt{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}}$$

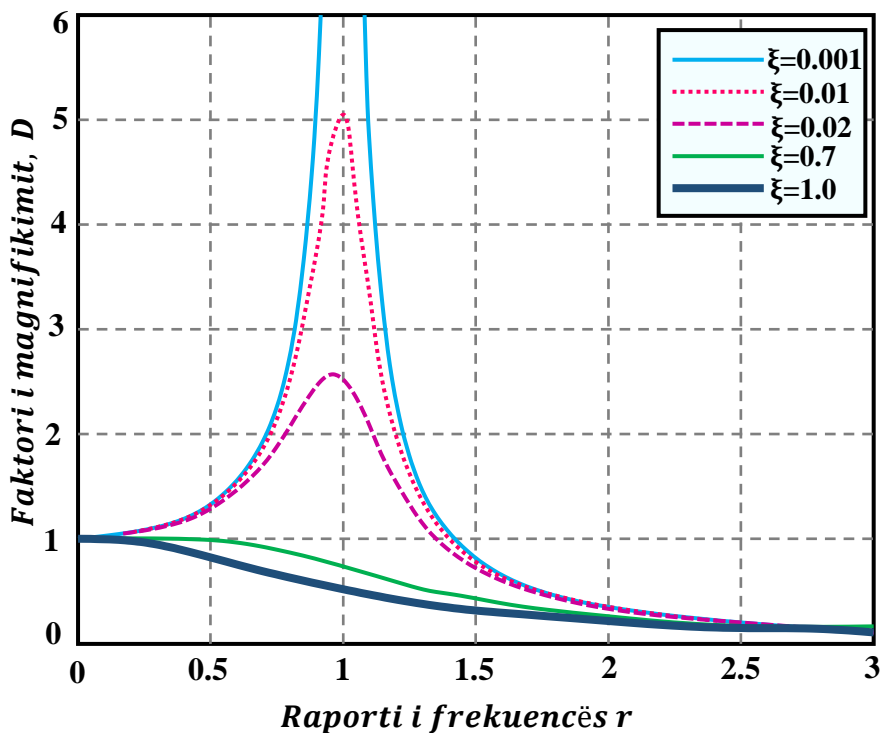


Figura 48: Faktori i magnifikimit dinamik

2.10.3. Efekti i rezonancës

Efekti i rezonancës paraqitet atëherë kur frekuenca e ngarkesës/forcës $\bar{\omega}$ është e barabartë me frekuencën natyrore të sistemit ω $C=0$ dhe $D = -u_{st0}/2\xi$. Për $\omega = \bar{\omega}$ dhe për kushtet fillestare konstantat A_1 dhe A_2 mund të caktohen përmesh shprehjes $A_1 = u_{st0}/2\xi$ dhe $A_2 = u_{st0}/2\sqrt{1 - \xi^2}$ dhe fitojmë shprehjen si më poshtë

$$u(t) = (u_{st})_0 \frac{1}{2\xi} \left[e^{-\xi\omega_n t} \left(\cos\omega_D t + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin\omega_D t \right) - \cos\omega_n t \right]$$

$$u_0 = \frac{(u_{st})_0}{2\xi}$$

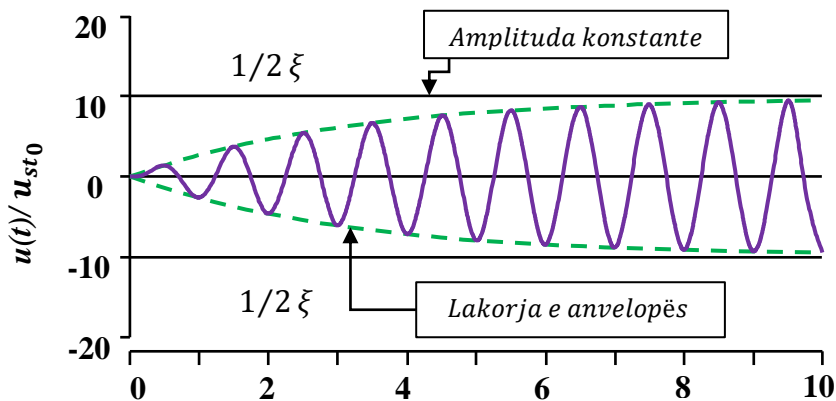


Figura 49: Dukuria e rezonancës

2.11. Sistemet me shumë shkallë lirie – ekuacioni i lëvizjes

Sistemet me shumë shkallë lirie përshkruajnë lëkundjet apo lëvizjet e strukturave me shumë shkallë lirie, pra këto sisteme simulojnë një strukturë aktuale që përbëhet nga më shumë se një kat, procedura e analizës së sistemeve me shumë shkallë lirie është më e komplikuar krahasuar me sistemet me një shkallë lirie sepse çdo shkallë lirie paraqet një zhvendosje dhe të gjitha zhvendosjet janë në varësi të reagimit të zhvendosjes (shkallës së lirisë) fqinje. Ekuacionet e lëkundjeve zhvillohen sëpari për një sistem të thjeshtë me shumë shkallë lirie, për vizualizim më të lehtë të forcave elastike, forcave të shuarjes dhe forcave inerciale do të analizojmë një ram të thjeshtë me dy kate i cili i nënshtrohet forcave të jashtme $p_1(t)$ dhe $p_2(t)$, në këtë model të idealizuar apo përafëruar elementet strukturore horizontale si trajet dhe pllakat janë të shtangëta (konsiderohen me shtangësi infinite) dhe disa faktorë tjerë neglizhohen si: deformimet e shtyllave dhe trajeve nga forcat aksiale dhe efekti i forcave aksiale në shtangësinë e shtyllave, edhe pse ky idealizim nuk përkon me kushtet reale është i mjaftueshëm për zhvillimin e ekuacioneve të lëvizjes për sistemet me shumë shkallë lirie.

Në fakt masa është e shpërndarë në tërë strukturën mirëpo te modelet e idealizuara masa është e koncentruar në nivel të kataeve (dyshemesë) dhe ky supozim apo idealizim është i vlefshëm

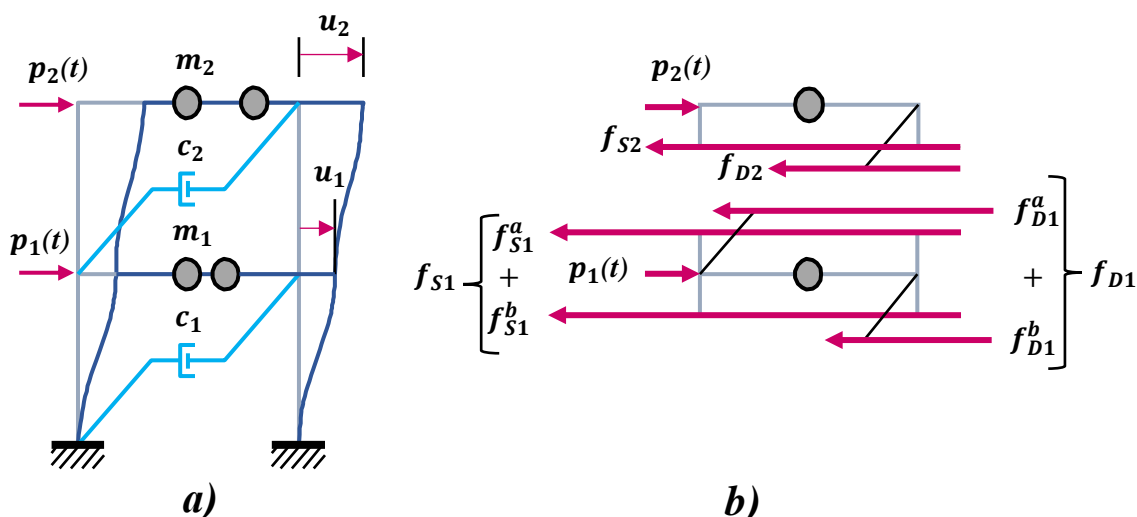


Figura 50: a) Rami me dy kate b) Veprimi i forcave në kate

për shkak se pjesa më e madhe e masës së strukturës është në nivel të dyshemesë. Siç edhe e dijmë që numri i zhvendosjeve të pavaruara i nevojshëm për të përcaktuar pozitën e zhvendosur të masës së strukturës në raport me pozitën e saj fillestare (në ekuilibër) quhet shkallët e lirisë. Në këtë rast rami me dy kate i paraqitur në **figurë 50 a**) i ka dy shkallë lirie. **Figura 50 b**) e paraqitur më lartë tregon forcat e jashtme $p_j(t)$ që veprojnë në një sistem me shumë shkallë lirie dhe si rezultat i këtyre forcave gjenerohen forcat e brendshme $f_{Sj}(t)$ që është forca rezistuese (shtangësisë) dhe $f_{Dj}(t)$ që është forca e shuarjes apo amortizimit, të cilat veprojnë në kah të kundërt me forcat e jashtme. Ligji i dytë i Neëton-it për secilën masë jep shprehjet si më poshtë;

$$p_j - f_{Sj} - f_{Dj} = m_j \cdot \ddot{u}_j \text{ ose } m_j \cdot \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{Sj} = p_j(t)$$

Ky ekuacion në fakt për $j=1$ dhe $j=2$ përmban dy ekuacione të cilat mund të shkruhen në formë matricore

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix}$$

Ekuacioni i mësipërm mund të shkruhet në formën:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_D + \mathbf{f}_S = \mathbf{p}(t)$$

$$\text{Ku: } \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad \mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{f}_D = \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{f}_S = \begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{P} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{Bmatrix}$$

\mathbf{m} – paraqet matricën e masës për ramën me dy kate

\mathbf{u} – paraqet vektorin e zhvendosjeve

\mathbf{f}_D – paraqet vektorin e forcave të brendshme të shuarjes

\mathbf{f}_S – paraqet vektorin e forcave të brendshme elastike

\mathbf{P} – paraqet vektorin e forcave të jashtme

Supozojmë sjellje lineare, forcat rezistuese elastike \mathbf{f}_S janë në funksion apo të ndërlidhura me zhvendosjet \mathbf{u} . Ndërsa \mathbf{k}_j paraqet shtangësinë e katit \mathbf{j} e cila shpreh lidhshmërinë në mes të forcës prerëse \mathbf{V}_j dhe zhvendosjes së katit $\Delta_j = u_j - u_{j-1}$ ku $V_j = k_j \Delta_j$. Shtangësia e katit paraqet shumën e të gjitha shtangësive anësore të shtyllave. Për shembull për një ram me lartësi \mathbf{h} me modul të elasticitetit të shtyllës \mathbf{E} dhe moment të inercisë të prerjes tërthore \mathbf{I}_c shtangësia anësore e asaj shtylle me skaje të fiksuara do të jetë $12EI_c/h^3$ dhe nga këtu rrjedhë që shtangësia e katit do të jetë

$$k_j = \sum_{\text{shtyllat}} \frac{12EI_c}{h^3}$$

Pasi të caktojmë shtangësinë tani mund të percaktojmë edhe forcat rezistuese elastike \mathbf{f}_{S1} dhe \mathbf{f}_{S2} për zhvendosjet e kateve \mathbf{u}_1 dhe \mathbf{u}_2 . Forca \mathbf{f}_{S1} paraqet kontributin nga kati lartë dhe nga kati i poshtëm dhe shprehet si $f_{S1} = f_{S1}^a + f_{S1}^b$ dhe nga $\Delta_1 = u_1$ dhe $\Delta_2 = u_2 - u_1$ fitojmë shprehjen si mëposhtë

$$f_{S1} = k_1 u_1 + k_2 (u_1 - u_2) \text{ ndërsa } f_{S2} = k_2 (u_2 - u_1)$$

Nga *figura 42* e cila është paraqitur më lartë shohim se forcat elastike \mathbf{f}_{S1} dhe \mathbf{f}_{S2} kanë intensitet të njëjtë por kanë kahje të kundërta për shkak se paraqesin forcat prerëse të cilat gjenerohen në katin e dytë dhe në formën matricore mund të shkruhet

$$\begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \text{ ose } \mathbf{f}_S = \mathbf{ku}$$

Nga shprehja e mësipërme kuptojmë se forca rezistuese elastike dhe shtangësia respektivisht relacioni në mes tyre shprehet përmes matricës së shtangësisë, ndërsa forcat e shuarjes apo amortizuese \mathbf{f}_{D1} dhe \mathbf{f}_{D2} të sistemit kanë lidhshmëri me shpejtësitë e kateve $\dot{\mathbf{u}}_1$ dhe $\dot{\mathbf{u}}_2$ koeficienti i shuarjes \mathbf{c}_j për katin \mathbf{j} ndërlidhet me forcën prerëse \mathbf{V}_j si rezultat i efektit të amortizimit të shpejtësive të cilat shoqërohen me deformimin e kateve Δ_j

$$f_{D1} = c_1 \dot{u}_1 + c_2(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) \text{ ndërsa } f_{D2} = c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1)$$

Në formën matricore fitojmë shprehjen

$$\begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} \text{ ose } \mathbf{f}_D = \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}$$

\mathbf{c} – paraqet matricën e shuarjes

Pas zëvendësimit të shprehjeve fitojmë ekuacionin e lëvizjes si mëposhtë

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{p}(t)$$

2.11.1. Ekuilibri dinamik

Sistemi klasik me dy shkallë lirie përbëhet nga dy masa të lidhura me susta lineare dhe amortizues linearë që i nënshtrohen forcave të jashtme $\mathbf{p}_1(t)$ dhe $\mathbf{p}_2(t)$

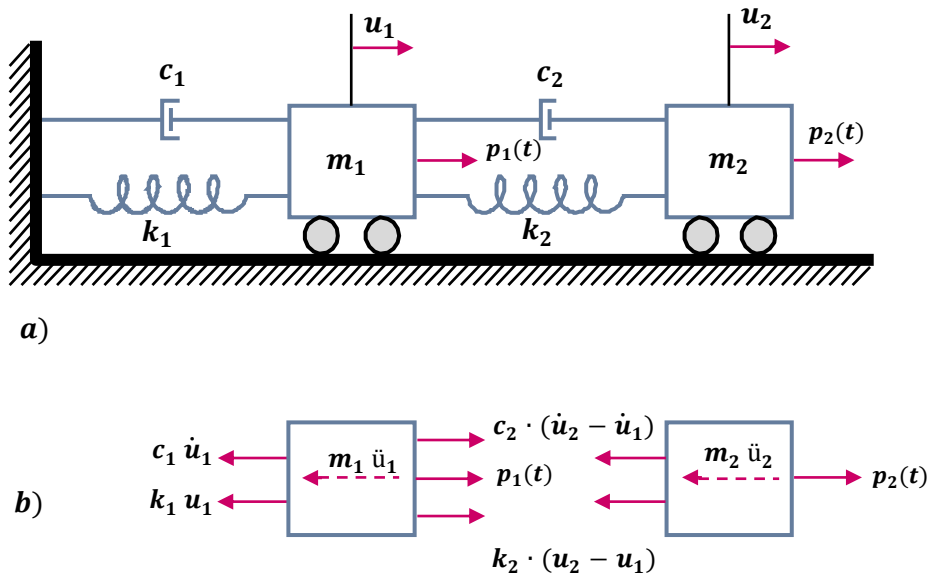


Figura 51: a) Sistemi me dy shkallë lirie b) Diagrami i trupit të lirë

2.11.2. Komponentet e masës, shtangësis dhe shuarjes

Nën veprimin e forcave të jashtme $\mathbf{p}_1(t)$ dhe $\mathbf{p}_2(t)$ gjendja e sistemit në çdo moment kohor përshkruhet nga zhvendosjet $\mathbf{u}_j(t)$, shpejtësitë $\dot{\mathbf{u}}_j(t)$ dhe nxitimet $\ddot{\mathbf{u}}_j(t)$ siç edhe është paraqitur në figurën mëposhtë.

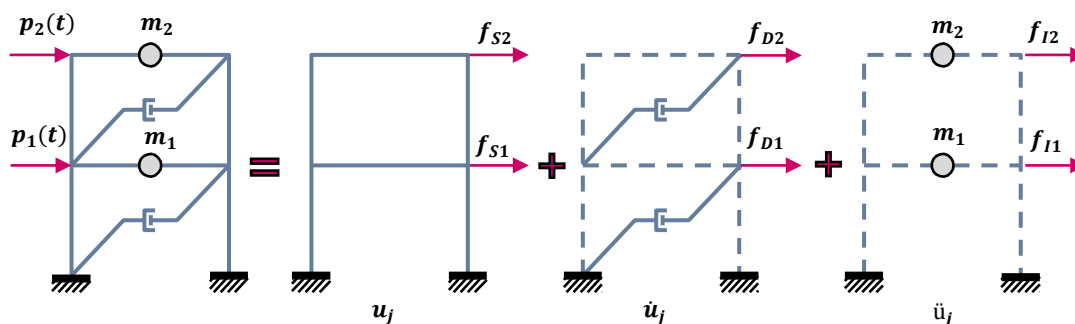


Figura 52: Komponentet e masës, shtangësisë dhe shuarjes

Nga ekuilibri i forcave fitojmë ekuacionet si më poshtë

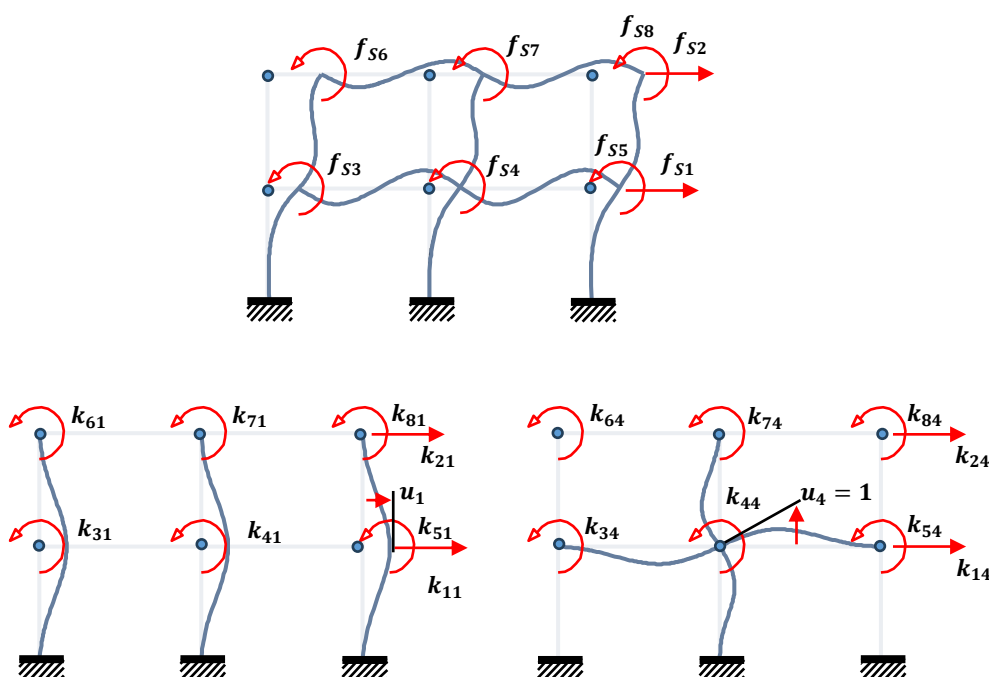


Figura 53: Komponentat e shtangësisë

$$\begin{Bmatrix} f_{S,1} \\ f_{S,2} \\ \vdots \\ f_{S,n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1j} & \cdots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2j} & \cdots & k_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & \cdots & k_{nj} & \cdots & k_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix}$$

$$\{f_S\} = [K] \cdot \{u\}$$

$\{f_S\}$ – Vektori i forcave elastike

$[K]$ – Matrica e shtangësisë

$\{u\}$ – Vektori i zhvendosjeve

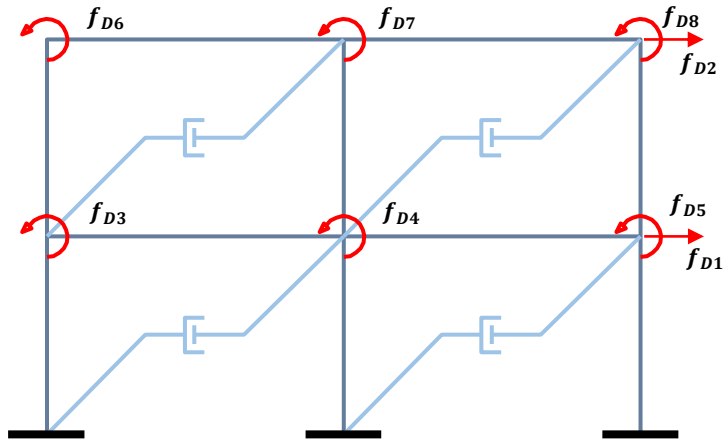


Figura 54: Komponentët e shuarjes

$$\begin{Bmatrix} f_{D,1} \\ f_{D,2} \\ \vdots \\ f_{D,n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1j} & \cdots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2j} & \cdots & c_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{n1} & c_{n2} & \cdots & c_{nj} & \cdots & c_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_n \end{Bmatrix}$$

$$\{f_D\} = [C] \cdot \{\dot{u}\}$$

$\{f_D\}$ – Vektori i forcave të shuarjes

$[C]$ – Matrica e shuarjes

$\{\dot{u}\}$ – Vektori i shpejtësive

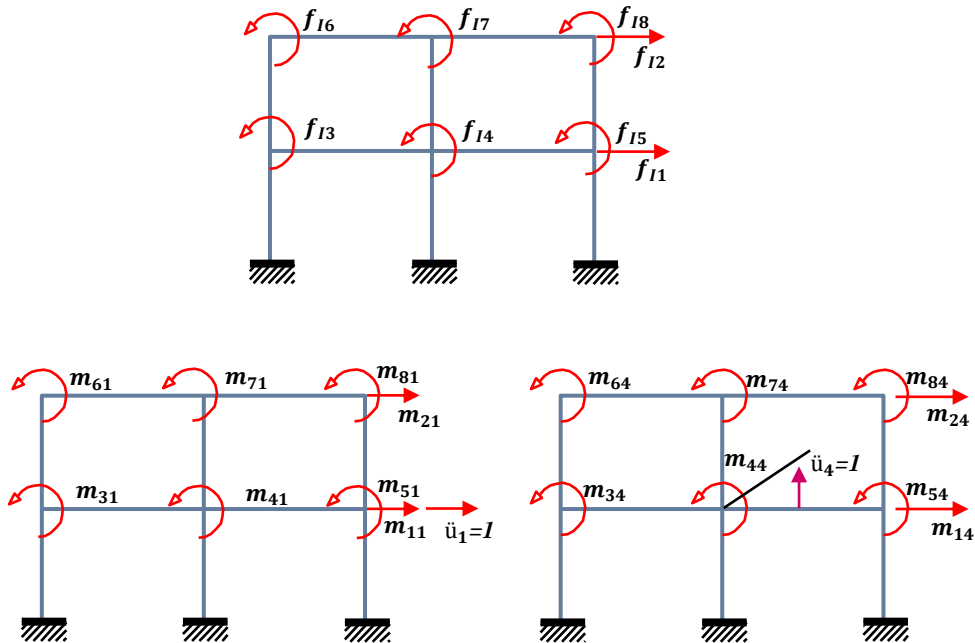


Figura 55: Komponentët e masave

$\{f_I\}$ – Vektori i forcave të inercisë

$[m]$ – Matrica e masave

$\{\ddot{u}\}$ – Vektori i shpejtëve

$$\begin{Bmatrix} f_{I,1} \\ f_{I,2} \\ \vdots \\ f_{I,n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \cdots & m_{1j} & \cdots & m_{1n} \\ m_{21} & m_{22} & \cdots & m_{2j} & \cdots & m_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_{n1} & m_{n2} & \cdots & m_{nj} & \cdots & m_{nn} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_n \end{Bmatrix}$$

$$\{f_I\} = [m] \cdot \{\ddot{u}\}$$

$$\{f_I\} + \{f_D\} + \{f_S\} = \{p(t)\}$$

Masa e strukturës shpërndahet në të gjithë strukturën por në modelin e idealizuar siç edhe është paraqitur më lartë masa e strukturës mund të përqendrohet në nyjet e strukturës dhe për analizë të strukturave një idealizim i tillë është i mjaftueshëm.

Pas zëvendësimit të shprehjeve fitojmë

$$[m] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{p(t)\}$$

2.11.3. Lëkundjet e lira te sistemet me shumë shkallë lirie pa shuarje

Siç edhe e dijmë nga kapitujt e zhvilluar më lartë, me lëkundje të lira kuptojmë lëkundjet e një sistemi në kushte të lira pra pa veprimin e një ngarkese të jashtme, ngarkesë kjo e tipit dinamik (që është në funksion të kohës), pra një sistem fillon apo kryen lëkundjet e lira atëherë kur ai sistem nxirret nga gjendja e tij në qetësi duke i dhënë një shpejtësi apo zhvendosje fillestare. Ngjajshëm sikur se te sistemet me një shkallë lirie ashtu edhe te sistemet me shumë shkallë lirie, lëkundjet e lira te këto sisteme mund të jenë lëkundje të lira pa shuarje dhe lëkundje të lira me shuarje të cilat do të paraqiten në vazhdim.

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0$$

Ku $c=0$ dhe kushtet fillestare $u = u(0)$; $\dot{u} = \dot{u}(0)$ për $t=0$

Në figurën më poshtë janë paraqitur lëkundjet e lira të një sistemi ram me shtangësi të caktuar dhe me masa të koncentruara në nivelin e dyshemesë. Lakoret e mëposhtme a,b,c,d,e paraqesin formën e lëkundjeve të sistemit me shumë shkallë lirie (sistemi ram me dy kate) në funksion të kohës t , për dallim nga sistemet me një shkallë lirie te sistemet me shumë shkallë lirie lëvizja e masave nuk paraqet lëkundje të thjeshta harmonike dhe frekuenca natyrore nuk mund të definohet. Forma e lëkundjeve respektivisht forma e devijuar apo raporti (u_1/u_2) është në funksion të kohës, pra forma e lëkundjes b dhe c janë ndryshe nga forma e parë a . Një sistem me shumë shkallë lirie pa sistem të shuarjes do ti nënshtrohet lëkundjeve të thjeshta harmonike nëse lëkundja fillon apo inicohet në drejtim të shkallëve të lirisë apo zhvendosjeve të atij sistemi siç edhe është paraqitur mëposhtë, dhe te ky sistem i paraqitur dallojmë dy forma karakteristike të lëkundjeve. Të dy katet e këtij sistemi zhvendosen në të njëjtin drejtim në modën e parë ndërsa në modën e dytë në drejtime të kundërta. Të dy masat kalojnë nëpër pikën zero të zhvendosjeve apo nyjën siç njihet ndryshe dhe me rritjen e modave/toneve rritet edhe numri i nyjeve.

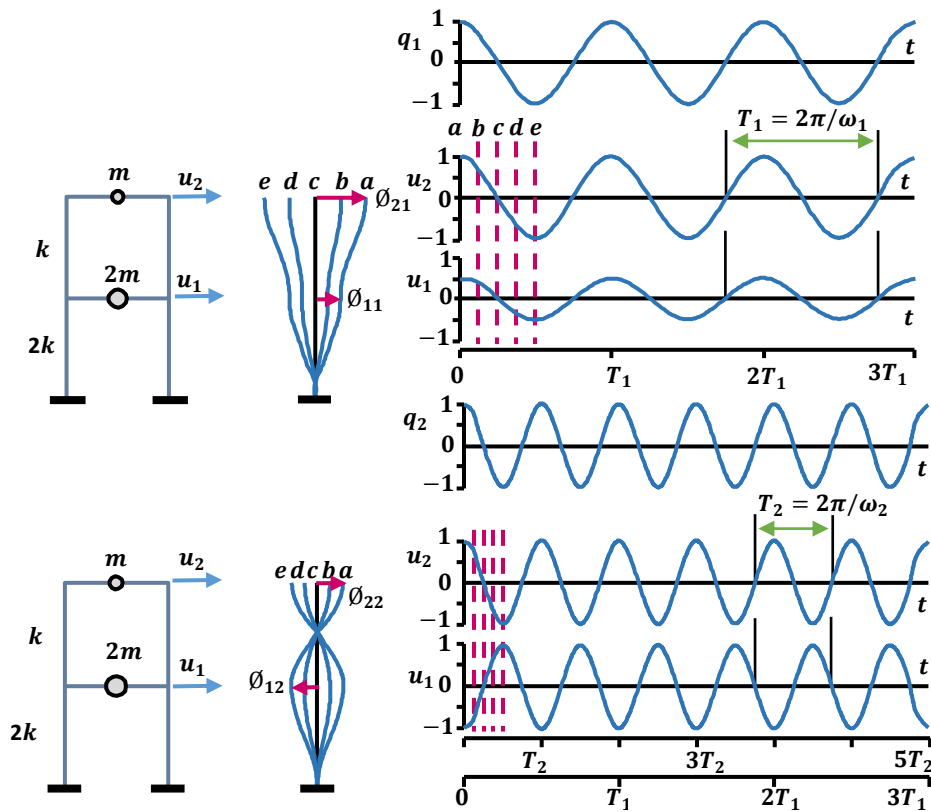


Figura 56: Lëkundjet e lira te sistemet me shumë shkallë lirie pa shuarje

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

$$f_n = \frac{1}{T_n}$$

T_n – Perioda natyrore e lëkundjeve

ω_n – Frekuenca natyrore rrethore e lëkundjeve

Figura 56 e paraqitur më lartë tregon dy periodat natyrore T_n dhe frekuencat natyrore ω_n

($n = 1, 2$) të ramit me dy kate që vibrojnë në mënyrë natyrore $\varphi_n = (\varphi_{1n}, \varphi_{2n})^T$

Zgjidhja dinamike e ekuacionit të lëvizjes përcaktohet me anë të formave të lëkundjeve dhe koordinatave modale.

$$\{u(t)\} = [\Phi(x)] \cdot \{u(t)\} = \sum_{i=1}^n \{\Phi_i\} \cdot u_i$$

Format e lëkundjeve përcaktohen nga analiza modale e sistemit ndërsa koordinatat modal përcaktohen nga modeli i idealizuar me një shkallë lirie.

$$u_i(t) = A_{1i} \cdot \sin(\omega_i \cdot t) + A_{2i} \cdot \cos(\omega_i \cdot t)$$

Ngjajshëm sikur se te sistemet me një shkallë lirie kushtet fillestare mund të përcaktohen me anë të zhvendosjeve dhe shpejtësive fillestare

$$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \cdot (A_{1i} \cdot \sin(\omega_i \cdot t) + A_{2i} \cdot \cos(\omega_i \cdot t))$$

$$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^n \omega_i \cdot \{\phi_i\} \cdot (A_{1i} \cdot \cos(\omega_i \cdot t) - A_{2i} \cdot \sin(\omega_i \cdot t))$$

Vlera fillestare e komponentëve të zhvendosjeve dhe shpejtsive për kushtet fillestare $t=0$

$$\{u(0)\} = \{u_{0,i}\} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \cdot A_{2i}$$

$$\{\dot{u}(0)\} = \{\dot{u}_{0,i}\} = \sum_{i=1}^n \omega_i \cdot \{\phi_i\} \cdot A_{1i}$$

Koordinatat modale për $t=0$

$$u_i = A_{2i}$$

$$\dot{u}_i = \omega_i \cdot A_{1i}$$

$$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} \cdot \left(u_i \cdot \cos(\omega_i \cdot t) + \frac{\dot{u}_i}{\omega_i} \cdot \sin(\omega_i \cdot t) \right)$$

2.11.4. Lëkundjet e lira te sistemet me shumë shkallë lirie me shuarje

Te sistemet me shumë shkallë lirie atëherë kur shuarja mirret parasyshtë, ekuacioni i lëvizjes merr formën si më poshtë

$$[\phi_i]^T [M] [\phi_i] \{\ddot{u}(t)\} + [\phi_i]^T [C] [\phi_i] \{\dot{u}_i(t)\} + [\phi_i]^T [K] [\phi_i] \{u(t)\} = \{0\}$$

Sistemet me shumë shkallë lirie nuk mund të zgjidhen me n sisteme të pavarura me një shkallë lirie pasi që ekuacionet e lëvizjes nuk janë të pavarura/pandërlidhura. Kur matrica e shuarjes është diagonale atëherë kjo matricë quhet matrisë e shuarjes klasike dhe sipas Rayleigh fitohet si kombinim linear i vetive të ngurtësisë dhe masës së sistemit.

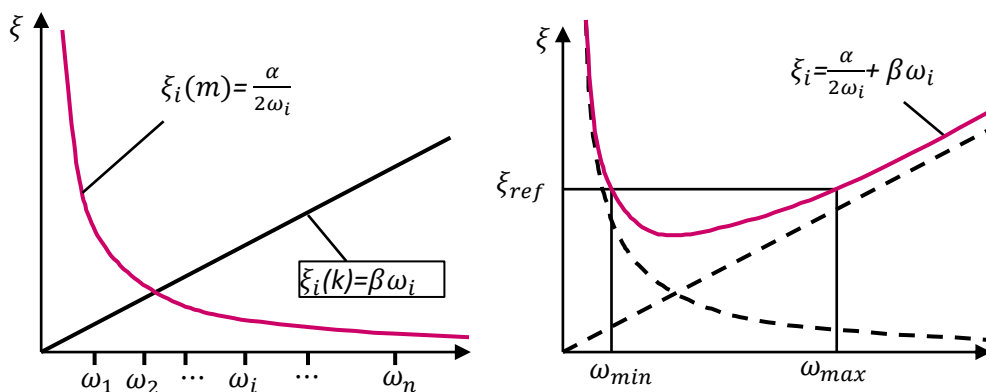


Figura 57: Vlera e frekuencave maksimale dhe minimale

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Duke shumëzuar me matricën inverse të masës fitojmë shprehjen

$$2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i = \alpha + \beta \cdot \omega_i^2 \rightarrow \xi_i = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \cdot \omega_i \right)$$

Koeficientët α dhe β janë në varësi të raportit të shuarjes dhe të frekuencave natyrore që janë në funksion të formave të lëkundjeve, ku në praktikë ky raport i amortizimit merret konstant për çdo formë të lëkundjeve ndërsa për frekuencat natyrore merret vlera maksimale dhe minimale e tyre. Në figurën më lartë janë paraqitur grafikisht frekuencat të cilat duhet të përcaktohen duke i konsideruar format e lëkundjeve më dominonte dhe duke caktuar një shkallë të arsyeshme të shuarjes.

$$\begin{cases} \alpha = 2 \cdot \xi \cdot \frac{\omega_{max} \cdot \omega_1}{(\omega_{max} + \omega_1)} \\ \beta = \frac{2 \cdot \xi}{(\omega_{max} + \omega_1)} \end{cases}$$

ξ_{ref} – paraqet vlerën referente të shuarjes e cila fitohet në mënyrë eksperimentale për sistemin me shumë shkallë lirie

$$[M_d]\{\ddot{u}(t)\} + [C_d]\{\dot{u}_i(t)\} + [K_d]u(t) = \{0\}$$

2.11.5. Ortogonaliteti i formave të lëkundjeve

Format e lëkundjeve të cilat korrespondojnë me frekuenca të ndryshme natyrore themi se plotësojnë kushtin e ortogonalitetit nëse $\omega_n \neq \omega_r$

$$\phi_n^T k \phi_r = 0 \quad \phi_n^T m \phi_r = 0$$

$$\phi_r^T k \phi_n = \omega_n^2 \phi_r^T m \phi_n$$

$$\phi_n^T k \phi_r = \omega_r^2 \phi_n^T m \phi_r$$

$$\phi_n^T k \phi_r = \omega_n^2 \phi_n^T m \phi_r$$

Duke shfrytëzuar simetrinë e matricës së masës dhe shtangësisë fitojmë shprehjen

$$(\omega_n^2 - \omega_r^2) \phi_n^T m \phi_r = 0$$

Ortogonaliteti i formave të lëkundjeve nënkupton që matrica e masës dhe e shtangësisë së sistemit janë diagonale

$$\mathbf{K} = \phi^T \mathbf{k} \phi \quad \mathbf{M} = \phi^T \mathbf{m} \phi$$

Elementet në diagonale janë

$$K_n = \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n$$

Pasi që matricat k dhe m janë matrica pozitiv-definite, elementet e diagonales së tyre janë pozitiv

$$K_n = \omega_n^2 M_n$$

Pas zëvendësimit të shprehjeve fitojmë

$$K_n = \phi_n^T (\omega_n^2 \mathbf{m} \phi_n) = \omega_n^2 (\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n) = \omega_n^2 M_n$$

2.11.6. Normalizimi i formave të lëkundjeve

Barazimi i Eigenvalue $k\phi_n = \omega_n^2 m\phi_n$ përcakton format e lëkundjeve natyrore vetëm brenda një faktori shumëzues. Nëse vektori ϕ_n paraqet një formë të lëkundjeve natyrore (të lira) çdo vektorë tjetër proporcional me këtë vektor paraqet të njejtën formë të lëkundjes sepse e plotëson barazimin e lartë cekur. Faktorët shumëzues përdoren apo aplikohen në format e lëkundjeve për të standardizuar elementet e tyre të cilat janë në varësi apo në funksion të shkallëve të lirisë dhe këtë proces e quajmë normalizim.

$$M_n = \phi_n^T m \phi_n = 1 \quad \phi_n^T m \phi = I$$

I – paraqet matricën identike me anëtarët e saj në diagonale të barabartë me 1

$$K_n = \phi_n^T k \phi_n = \omega_n^2 M_n = \omega_n^2$$

$$K = \phi^T k \phi = \Omega^2$$

2.12. Analiza modale

Analiza modale paraqet një proces të përcaktimit të karakteristikave dinamike të një sistemi si: frekuencave natyrore, faktorëve të shuarjes dhe formave të lëkundjeve dhe përdorimi i tyre për të formuluar një model matematikor për të përcaktuar sjelljen dinamike të strukturës. Koordinatat normale zakonisht i shënojmë me **Y** ndërsa me ne formë vektoriale i shënojmë

$$\{Y\} = [Y_1, Y_2, \dots, Y_i, \dots, Y_n]^T$$

Ky ekuacion definohet nga lidhshmëria e tij me sistemin e zhvendosjeve apo koordinatave gjeometrike

$$\{U\} = [U_1, U_2, \dots, U_i, \dots, U_n]^T$$

E cila definohet në funksion të shkallëve të lirisë **n**

$$\{U\} = \sum_{i=1}^n \{\Phi\}_i Y_i$$

$$\{U\} = [\Phi]\{Y\}$$

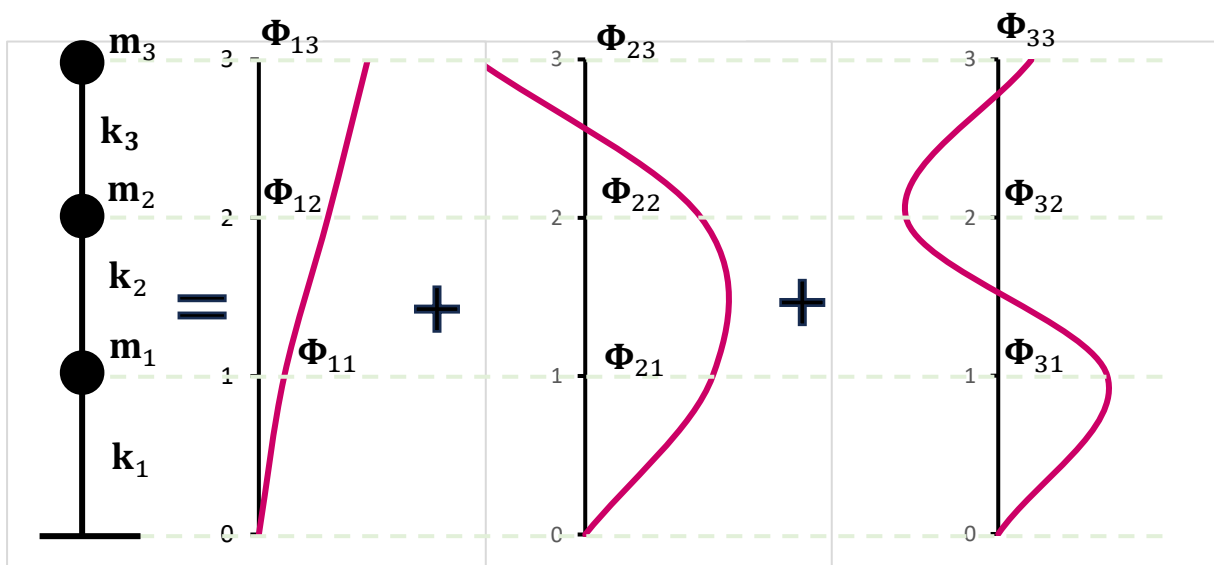


Figura 58: Format e lëkundjeve të një sistemi me 3 shkallë lirie

$[\Phi]$ – paraqet matricën e formave të lëkundjeve $\{\Phi\}_i$ të sistemit të cilat janë të shoqëruara me frekuenca rrethore përkatëse ω_i dhe përmbanë n vektorë të formave të lëkundjeve

$[\Phi] = [\{\Phi\}_1, \{\Phi\}_2, \dots, \{\Phi\}_i \dots \{\Phi\}_n]$, kjo matricë paraqet një matricë katrore dhe mund të shkruhet forma inverse e saj dhe fitojmë shprehjen e mëposhtme

$$\{Y\} = [\Phi]^{-1}\{U\}$$

❖ *Rasti pa shuarje*

Ekuacioni i lëvizjes së një sistemi me n shkallë lirie në rastin kur shuarja neglizhohet ka formën si më poshtë, $[c] = [0]$

$$[m]\{\ddot{U}\} + [k]\{U\} = \{P(t)\}$$

Pas zëvendësimit të shprehjeve fitojmë

$$\{\ddot{U}\} = [\Phi]\{Y\}$$

$$[m][\Phi]\{\ddot{Y}\} + [k][\Phi]\{Y\} = \{P(t)\}$$

Pas shumëzimit të ekuacionit në të dy anët e barazimit kah ana e majtë me $\{\Phi\}_i^T$ fitojmë shprehjen

$$\{\Phi\}_i^T [m][\Phi]\{\ddot{Y}\} + \{\Phi\}_i^T [k][\Phi]\{Y\} = \{\Phi\}_i^T \{P(t)\}$$

Duke konsideruar shprehjen e vektorit $[\Phi] = [\{\Phi\}_1, \{\Phi\}_2, \dots, \{\Phi\}_i \dots \{\Phi\}_n]$ dhe vetinë e ortogonalitetit të formave të lëkundjeve $i \neq r$ kemi $\{\Phi\}_r^T [m]\{\Phi\}_i = 0$ $\{\Phi\}_r^T [k]\{\Phi\}_i = 0$ dhe fitojmë një shprehje më të thjeshtuar të ekuacionit

$$\{\Phi\}_i^T [m]\{\Phi\}_i \ddot{Y}_i + \{\Phi\}_i^T [k]\{\Phi\}_i Y_i = \{\Phi\}_i^T \{P(t)\}$$

$\{\Phi\}_i^T [m]\{\Phi\}_i$ e shënojmë me \mathbf{M}_i e cila paraqet masën e përgjithësuar për formën e lëkundjeve i gjithashtu ngurtësinë e përgjithësuar \mathbf{K}_i dhe ngarkesën e përgjithësuar \mathbf{P}_i do ti zëvendësojmë në ekuacion ku $\mathbf{K}_i = \{\Phi\}_i^T [k]\{\Phi\}_i$ dhe $\mathbf{P}_i = \{\Phi\}_i^T \{P(t)\}$ dhe do të fitojmë shprehjen si më poshtë

$$\mathbf{M}_i \ddot{Y}_i + \mathbf{K}_i Y_i = \mathbf{P}_i(t)$$

Duke ditur relacionin në mes të masës dhe ngurtësisë kemi shprehjen

$([k] - \omega^2 [m])\{\Phi\}_i = \{0\}$ të cilën e shumëzojmë nga ana e majtë me $\{\Phi\}_i^T$ dhe fitohet shprehja

$$\{\Phi\}_i^T [k]\{\Phi\}_i = \omega^2 \{\Phi\}_i^T [m]\{\Phi\}_i$$

Nga këtu shohim se $\mathbf{K}_i = \omega^2 \cdot \mathbf{M}_i$ dhe përfundimisht mund të fitojmë shprehjen si më poshtë

$$\ddot{Y}_i + \omega^2 Y_i = \frac{\mathbf{P}_i(t)}{\mathbf{M}_i}$$

❖ *Rasti me shuarje*

Rastet me shuarje janë paraqesin raste reale sepse te strukturat në kushte reale është prezente shuarja. Trajtimi i efektit të shuarjes apo amortizimit është ,jaft i vështire nëse nuk bëhen thjeshtime të caktuara. Një ndër supozimet që bëhet për thjeshtimin e këtij problemi është që matrica e shuarjes $[c]$ shprehet si kombinim linear në mes të matricave të masës $[m]$ dhe matricave të shtangësisë $[k]$

$$[c] = a_0[m] + a_1[k]$$

Ku a_0 dhe a_1 paraqesin faktorët të caktuar proporcionaliteti

Nëse nisemi nga shprehja $[c] = a_0[m] + a_1[k]$, matricat $[m]$ dhe $[k]$, kushtet e ortogonalitetit të formave të lëkundjeve të lira mund të shprehen edhe me anë të matricës së shuarjes $[c]$ përmes shprehjes $\{\Phi\}_r^T [c] \{\Phi\}_s = 0$ për $r \neq s$ në këtë mënyrë bëhet e mundur që analiza modale e rastit me shuarje të bëhet e ngjajshme me analizën modale të rastit me shuarje.

$$\ddot{Y}_i + 2\eta_i\omega_i\dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{P_i(t)}{M_i}$$

η_i – paraqet raportin e shuarjes ku vlerësimi i tij bëhet në mënyrë eksperimentale

Ky ekuacion zghidhet duke aplikuar integralin e Dyhamelit

$$Y_i(t) = e^{-\eta_i\omega_i t} \left[\frac{\dot{Y}_i(0) + Y_i(0)\eta_i\omega_i}{\omega_i^*} \sin\omega_i^* t + Y_i(0)\cos\omega_i^* t \right] + \frac{1}{\omega_i^*} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\eta_i\omega_i(t-\tau)} \sin\omega_i^*(t-\tau) d\tau$$

ω_i^* - paraqet frekuencën e formës modale “i” të lëkundjeve me shuarje

Raportin në mes të frekuencës ω_i^* të rastit me shuarje dhe ω_i të rastit pa shuarje e shprehim me anë të shprehjes së mëposhtme

$$\omega_i^* = \omega_i \sqrt{1 - \eta_i^2}$$

$Y_i(0)$ dhe $\dot{Y}_i(0)$ paraqesin zhvendosjet dhe shpejtësitë modale fillestare, këto madhësi llogariten duke pasur si të dhëna zhvendosjet $U_j(0)$ dhe shpejtësitë $\dot{U}_j(0)$ fillestare në nyjet e sistemit. Për $U_j(0) = 0$ dhe $\dot{U}_j(0) \rightarrow Y_i(0) = 0$ dhe $\dot{Y}_i(0) = 0$, ndërsa për rastet kur neglizhohet shuarja ekuacioni thjeshtohet dhe merr formën

$$Y_i(t) = \frac{\dot{Y}_i(0)}{\omega_i} \sin\omega_i t + Y_i(0)\cos\omega_i t + \frac{1}{\omega_i} \int_0^t P_i(\tau) \sin\omega_i(t-\tau) d\tau$$

❖ *Superponimi modal*

Pas përcaktimit të vlerave $Y_i(t)$ për çdo “i”, zhvendosjet gjeometrike $\{U(t)\}$ i caktojmë përmes shprehjes $\{U\} = \sum_{i=1}^n \{\Phi\}_i Y_i$ dhe për zhvendosjë do të kemi shprehjen

$$\{U(t)\} = \{\Phi\}_1 Y_1 + \{\Phi\}_2 Y_2 + \dots + \{\Phi\}_n Y_n = \{U\}_1 + \{U\}_2 + \dots + \{U\}_n = \sum_{i=1}^n \{U\}_i$$

Një zhvendosje e çfarëdoshme $U_j(t)$ merret nga mbledhja e komponentëve modal $U_{ji}(t)$ të saj.

$U_j(t) = U_{j1}(t) + U_{j2}(t) + \dots + U_{jn}(t)$ ose në formë të përgjithshme

$$U_j(t) = \sum_{i=1}^n \Phi_{ji} Y_i(t)$$

Ky barazim paraqet superponimin modal

2.13. Reagimi dinamik i strukturave ndaj veprime sizmike

Veprimet e jashtme sizmike në struktura nuk janë thjeshtë si forca dinamike $P(t)$ por duhet pasur parasysh se kemi të bëjmë me lëkundje të detyruara të bazamentit.

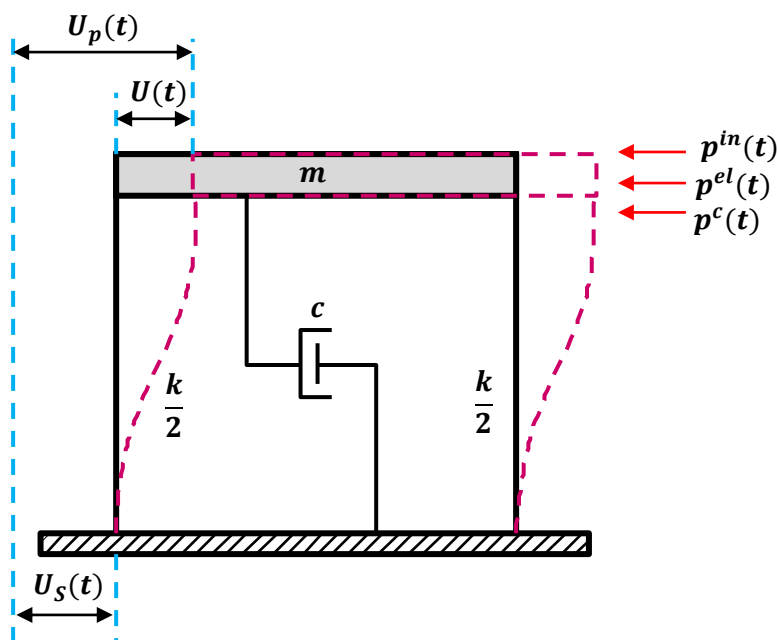


Figura 59: Reagimi dinamik sizmik e një sistemi me një shkallë lirie

Gjatë kësaj zhvendosje të truallit $U_s(t)$ zhvendosja e plotë e shënuar $U_p(t)$ e masës m të sistemit të paraqitur në Figura 59 ndaj aksit vertikal referues të tij do të jetë

$$U_p(t) = U_s(t) + U(t)$$

Gjatë veprimit të forcave sizmike, forcat vepruese në masën m do të jenë:

- ❖ **Forca inerciale:** $P^{in}(t) = m\ddot{U}_p(t)$, $\ddot{U}_p(t)$ – paraqet nxitimin e plotë të masës m
- ❖ **Forca elastike:** $P^{el}(t) = kU(t)$, e cila është në përpjestim të drejtë me ngurtësinë e përgjithshme horizontale të sistemit k dhe me zhvendosjen $U(t)$.
- ❖ **Forca e shuarjes:** $P^c(t) = c\dot{U}(t)$, e cila për arsye të thjeshtësimit të problemit supozohet të jetë proporcionale me shpejtësinë relative $\dot{U}(t)$, ndërsa c paraqet parametrin e shuarjes.

Nga ekuilibri dinamik i forcave të mësipërme mund të shkruajmë ekuacionin e lëvizjes së masës m të sistemit gjatë veprimit sizmik

$$m\ddot{U}_p(t) + c\dot{U}(t) + kU = P_S(t)$$

Duke zëvendësuar shprehjen $\ddot{U}_p(t) = \ddot{U}_s(t) + \ddot{U}(t)$ në shprehjen e mësipërme fitojmë shprehjen

$$m\ddot{U} + c\dot{U} + kU = P_S(t)$$

Ku: $P_S(t) = -m\ddot{U}_s(t)$

$\ddot{U}_s(t)$ – Paraqet nxitimin sizmik të bazamentit gjatë veprimit të termetit

Gjatë llogaritjeve sizmike nuk është e domosdoshme çdo herë mjohja e madhësisë së zhvendosjeve relative $U(t)$ për çdo interval kohor. Nga praktikat e shumëta dëshmohet që në shumicën e rasteve është e mjaftueshme të përcaktohet maksimumi i $U(t)$ si vlerë absolute pastaj nga kjo madhësi përcaktohet vlera maksimale e forcës sizmike që vepron në strukturë. Këto madhësi vlerësohen apo përcaktohen duke u bazuar në konceptin e spektrit të reagimit ku nga ky term/koncept është emërtuar edhe metoda spektrale e cila aplikohet për vlerësimin e reagimit sizmik të strukturës.

2.14. Spektri elastik dhe analiza spektrale

2.14.1. Sistemet me një shkallë lirie

Për të thjeshtuar problemin dhe për të spjeguar se çka nënkupton spektri i reagimit duhet të kuptojmë dhe të fillojmë që nga koncepti i periodës natyrore të lëkundjeve të atij sistemi. Nëse në një ram të thjeshtë me numër të etazhitetit $n=1$ veprojmë me një forcë anësore, struktura në këtë rast rami do të fillojë të oshilojë apo të kryej lëkundje të lira dhe koha që i nevojitet strukturës për të kryer një lëkundje/cikël të plotë quhet periodë natyrore.

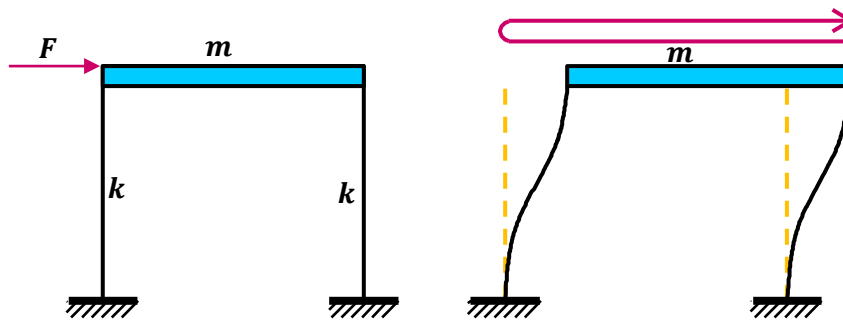


Figura 60: Perioda natyrore e lëkundjeve të lira te sistemet me një shkallë lirie

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

T – paraqet perioden natyrore të lëkundjeve të lira e cila është në funksion kryesisht të masës m dhe shtangësisë k . Me rritjen e masës rritet edhe perioda e strukturës

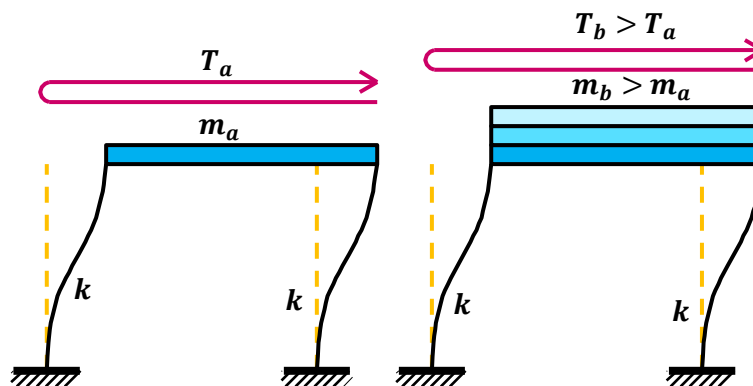


Figura 61: Rasti kur me rritjen e masës rritet edhe perioda

Pra ngarkesat me peshë më të madhe kryejnë lëkundje më ngadalë dhe anasjelltas.

Ndërsa me rritjen e shtangësisë zvogëlohet edhe perioda pra strukturat më të ulëta kanë periodë më të vogël që do të thotë oshilojnë më shpejtë

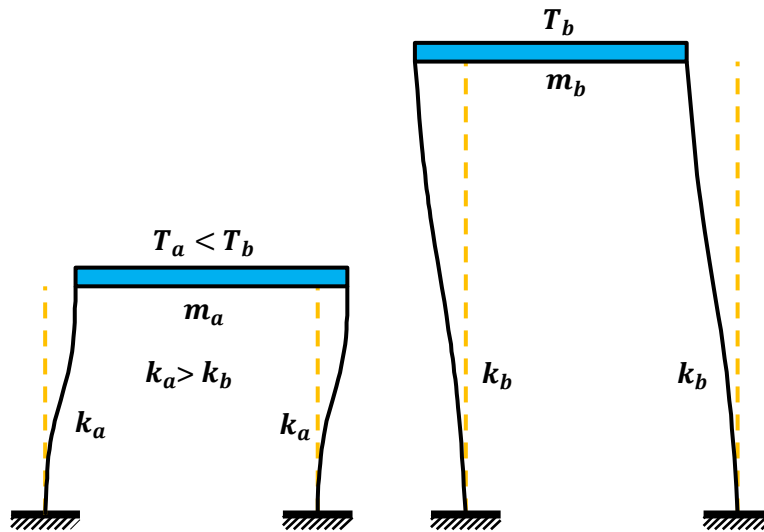


Figura 62: Rasti kur me rritjen e shtangësisë zvogëlohet perioda dhe anasjelltas

Kur tërmeti godet një strukturë respektivisht masën e strukturës si rezultat i tendencës së strukturës për të ruajtur gjendjen e tij paraprake do të gjenerohen forca inerciale, nëse i referohemi ligjit të dytë të Njuton-it $F = m \cdot a$ do të kuptojmë që prodhimi i mes masës dhe nxitimit jep forcën F dhe nga ky relacion kuptojmë se sa më e madhe masa aq më e madhe forca dhe anasjelltas. Nëse në një strukturë me masë të vogël godet një termot apo nëse e neglizhojmë atë masë do të shohim se struktura do të zhvendoset duke përcjellur lëvizjen e tërmetit pra nuk do të gjenerohet ndonjë forcë e brendshme dhe me fjalë tjera kjo strukturë nuk do të afektohet nga tërmeti, nga ana tjetër nëse një termot godet një strukturë me masë m (masë të konsiderueshme) do të shohim se struktura nuk do të zhvendoset si një njësi e tërë por do të ketë ndryshime gjatë oshilimit të asaj strukture ku do të vërejmë ndryshimin mes zhvendosjes së pikës së epërme të strukturës dhe bazës së saj shih ilustrimin mëposhtë

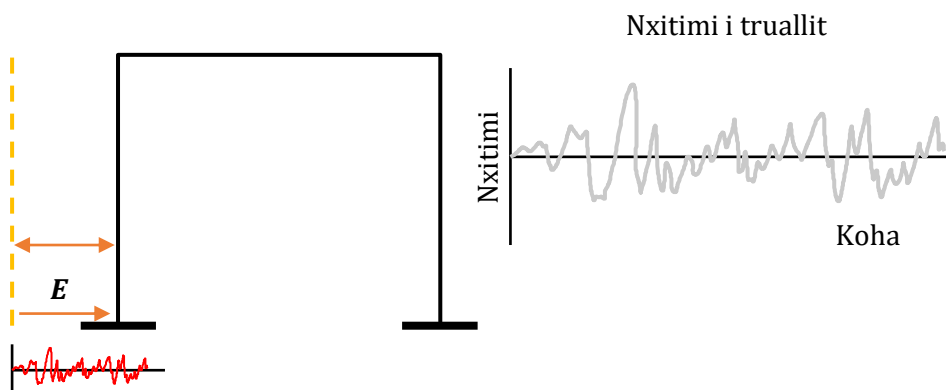


Figura 63: Zhvendosja e strukturës kur masa është e vogël (pa përfillshme)

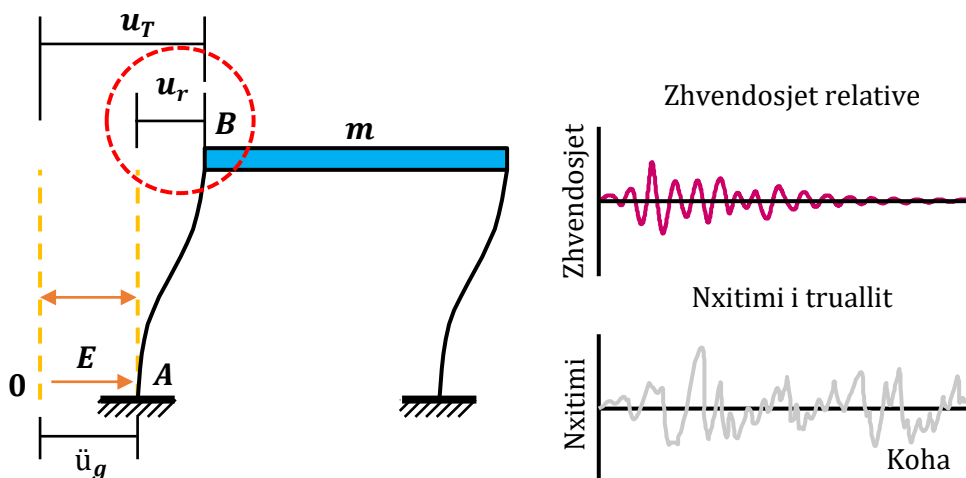


Figura 64: Reagimi i strukturës me një shkallë lirie ndaj veprimeve sizmike

Distanca në mes të pikës A dhe pikës B paraqet zhvendosjen relative u_r e cila shkakton apo gjeneron forca të brenshme në strukturë. Efekti apo impakti i tërmetit në strukturë varet nga zhvendosja relative dhe jo nga zhvendosja e bazës së strukturës siç është paraqitur në figurë më lartë (distanca $0-A$).

$$U_r \cdot K = V ; V - \text{Forca prerëse}$$

$$V/M = a ; a - \text{Nxitimi}$$

$$a = U \cdot \frac{K}{M} = U \cdot \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2$$

$V = a \cdot M$ Sipas kësaj shprehje mund të llogaritim drejtëpërdrejtë forcën prerëse

Te sistemet me një shkallë lirie reagimi maksimal varet kryesisht nga perioda natyrore. Për të ndërtuar një lakore të reagimit maksimal do të marrim një sistem me një shkallë lirie me masë m lartësia e të cilit do të modifikohet ashtu që të fitohen perioda të ndryshme gjatë veprimit të një tërmeti EI

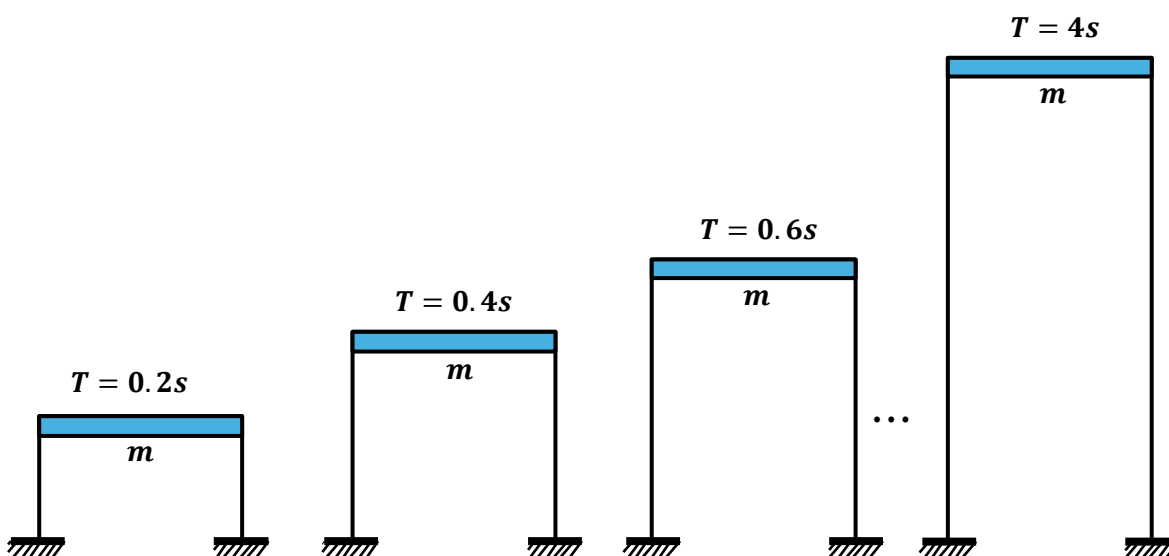


Figura 65: Sistemi me një shkallë lirie - Perioda të ndryshme

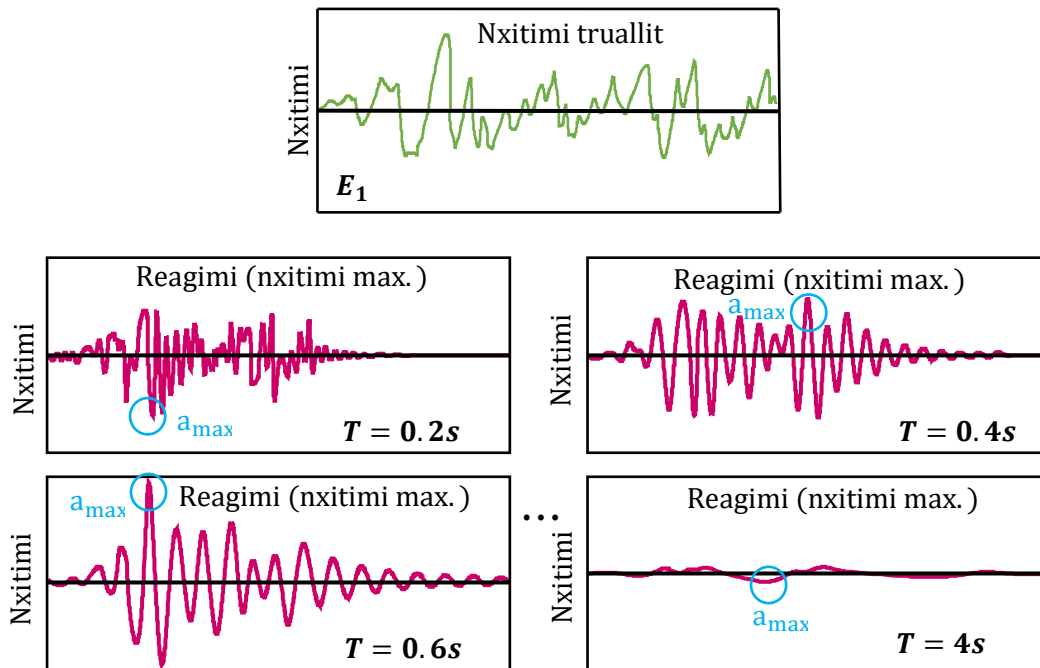


Figura 66: Vlera të ndryshme të nxitimit për perioda të ndryshme

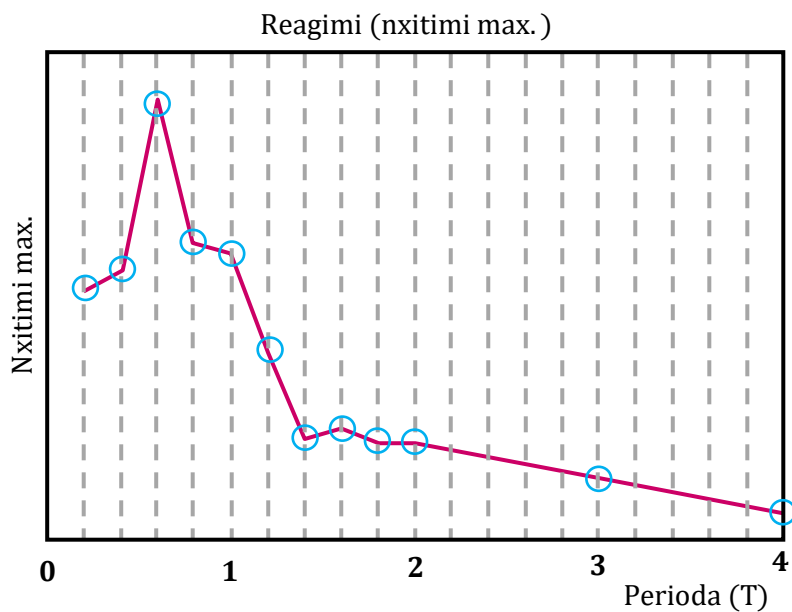


Figura 67: Lakorja e nxitimit maksimal të sistemit me një shkallë lirie

Për çdo sistem me një shkallë lirie i cili i nënshtrohet këtij tërmeti EI mund të përcaktojmë nxitimin maksimal duke shfrytëzuar këtë lakore të reagimit maksimal të paraqitur në figurën më lartë dhe kështu mund të llogaritim forcën prerëse duke shumëzuar nxitimin maksimal të lexuar nga lakorja dhe masën e strukturës. Lakorja e reagimit maksimal e cila është paraqitur më lartë është e gjeneruar vetëm për një tërmet specifik siç edhe është cekur EI ndërsa për tërmete të ndryshme në mënyrë të njëjtë gjenerojmë lakoret tjera dhe kështu arrijmë të anvelopa e lakores së reagimit maksimal të cilën mund ta përdorim për dimensionim për tërmete të ndryshme në lokacionin përkatës.

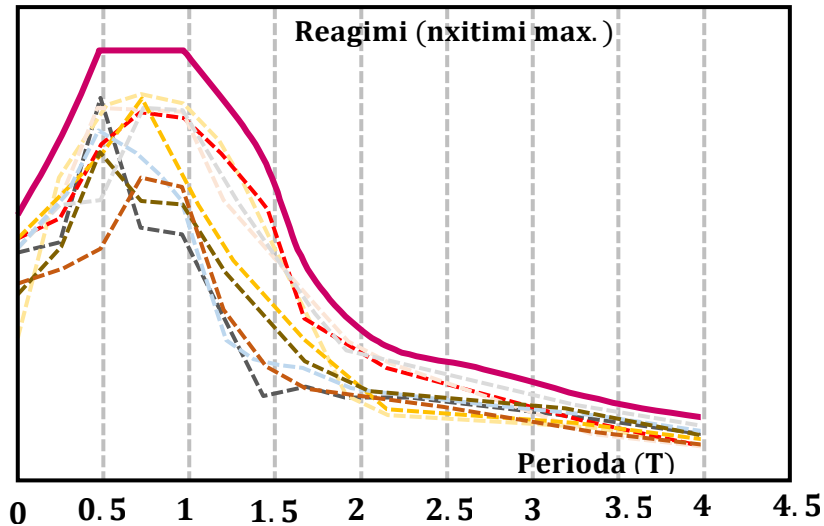


Figura 68: Anvelopa e reagimit maksimal

Kjo paraqet mënyrën se si ndërtohet spektri i reagimit i cili pastaj shfrytëzohet për llogaritjen e strukturave ndaj veprimeve sizmike por, në praktikë i referohemi kodeve dhe standardeve për projektimin e strukturave ndaj veprimeve sizmike EN 1998-1 nga ku edhe shfrytëzojmë sugjerimet për projektimin e spektrit të reagimit.

2.14.2. Sistemet me shumë shkallë lirie

Një sistem me shumë shkallë lirie nënkupton ato sistem të cilat kanë më shumë se një shkallë lirie (mundësi zhvendosjeje) të pavarur, p.sh një ram me $n=3$ kate ka tri shkallë lirie pra ka tri zhvendosje të pavarura.

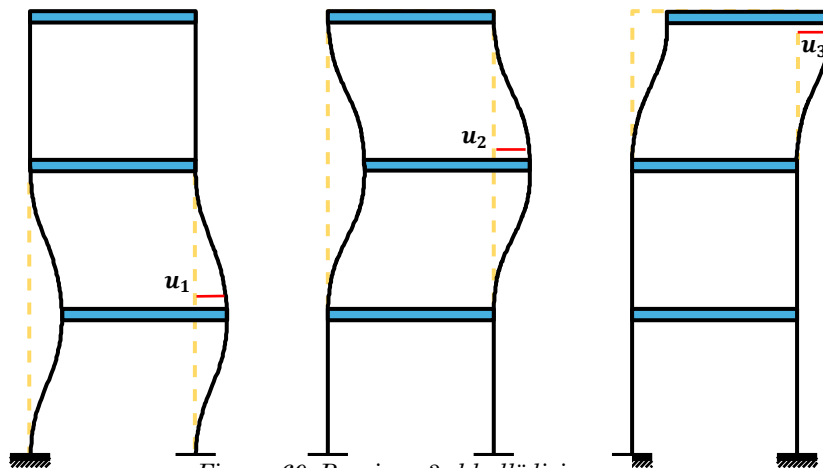


Figura 69: Rami me 3 shkallë lirie

Nëse në një sistem me shumë shkallë lirie vepron një forcë e jashtme sistemi do të zhvendoset dhe pastaj kur veprimi i forcave të jashtme ndërpritet atëherë sistemi do të fillojë të kryej lëkundje të lira, për ti studiuar lëkundjet e lira te sistemet me shumë shkallë lirie duhet që të përcaktohet perioda natyrore e lëkundjeve të lira që paraqet kohën për të cilën kryhet një lëkundje e plotë dhe formën e lëkundjeve e cila në këtë rast për dallim nga sistemet e thjeshta me një shkallë lirie paraqet një formë komplekse të lëkundjeve e cila është një kombinim i formave bazike të lëkundjeve. Nëse e shqyrtojmë një ram me 3 shkallë lirie do të shohim se ky ram do ti ketë 3 forma bazë të lëkundjeve ku secila formë ka periodën natyrore përkatëse. Rami do të ketë 3 zhvendosje horizontale ku secila nga këto zhvendosje është e ndërlidhur me tjetrën pra nuk janë të pavarura. Duke e zbërthyer lëvizjen komplekse të një sistemi me shumë shkallë lirie në kombinimin e formave bazë të lëkundjeve të lira në fakt ne një sistem me shumë shkallë lirie e shndërrojmë në n sisteme me një shkallë lirie.

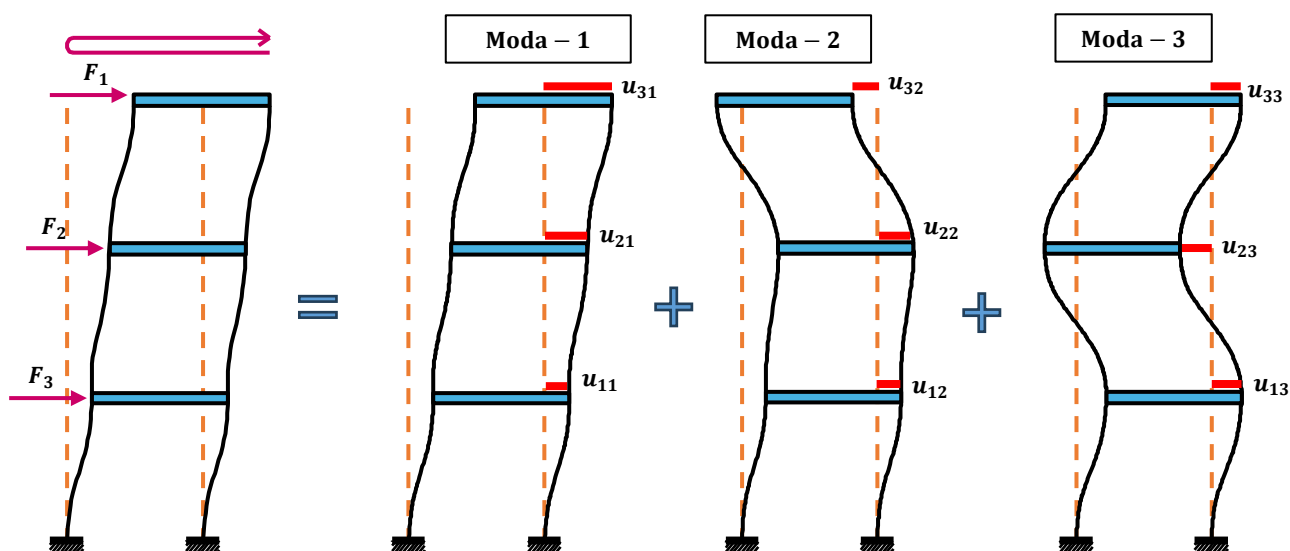


Figura 70: Format e lëkundjes te rami me 3 shkallë lirie

Secila nga këto forma të lëkundjeve participon në reagimin final të strukturës në këtë rast të ramit me 3 etazhe, ky participim/pjesëmarrje quhet participimi modal dhe shprehet përmes faktorit të participimit modal

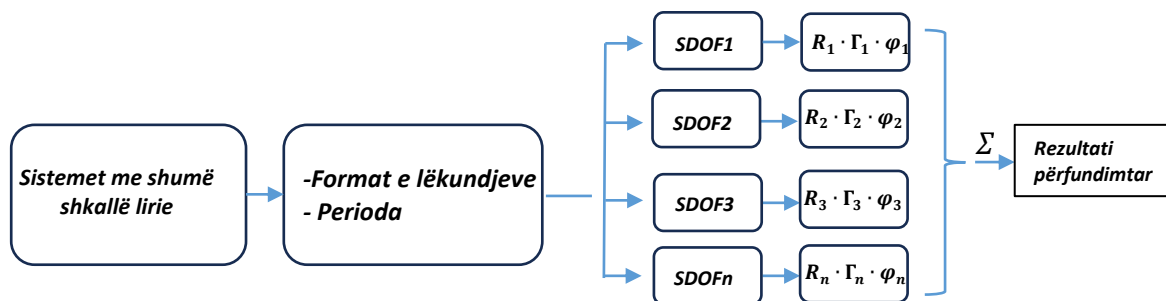


Figura 71: Skema e paraqitjes së analizës modale

Avantazhet e analizës modale qëndrojnë në shndërrimin e një sistemi me n shkallë lirie në n sisteme me një shkallë lirie duke na mundësuar që analiza të thjeshtësohet dhe më shpejtë të arrijmë deri te rezultatet dhe kështu mund të aplikohet spektri i reagimit për llogaritjen e forcave sizmike skurse te sistemet me një shkallë lirie.

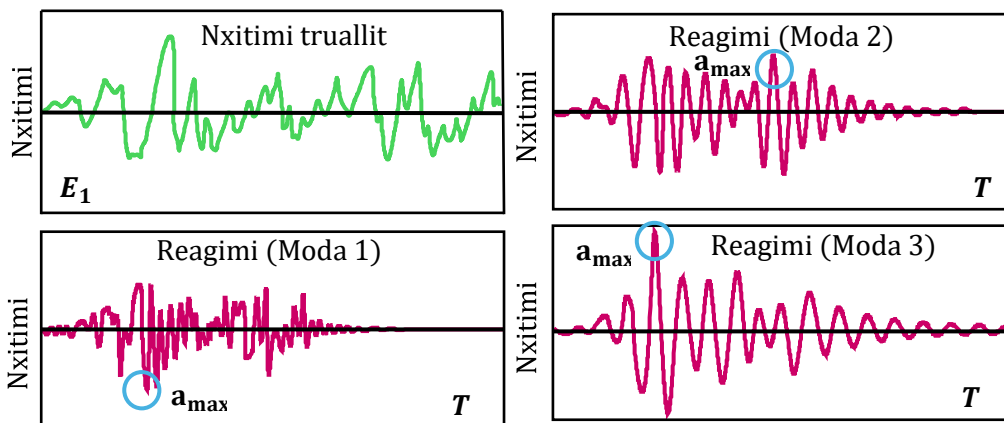


Figura 72: Reagimi maksimal te sistemet me shumë shkallë lirie

Nëse te një sistem me shumë shkallë lirie vepron një termet E_1 do të fitojmë vlera të ndryshme të reagimit maksimal për moda të ndryshme mirëpo për të përcaktuar reagimin maksimal duhet të aplikohet superponimi i reagimeve maksimale për moda të caktuara. Siç edhe shihet nga figura e paraqitur më lartë vlerat e reagimeve maksimale ndodhin për kohë të ndryshme të cilat mund të jenë pozitive ose negative si vlera mirëpo ne marrim në llogari vlerën absolute të tyre duke pasur parasyshë se ngarkesat nga tërmetet mund të veprojnë në mënyrë alternative, një ndër metodat të cilat përdoren për superponimin e reagimeve modale është *SRSS*, *CQC* etj.

Kati	Masa (M_j)	(φ_j)	$A_{ji} = R_j \cdot \Gamma_j \cdot \varphi_j$	$F_{ji} = M_j \cdot A_j$
------	----------------	-----------------	---	--------------------------

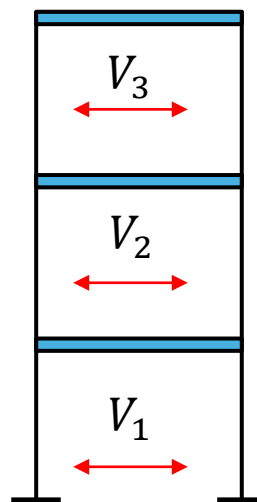
$$\Gamma = \frac{\sum M_j \times \varphi_{ji}}{\sum M_j \times \varphi_{ji}^2}$$

$$V_1 = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2 + F_{13}^2}$$

$$V_2 = \sqrt{F_{21}^2 + F_{22}^2 + F_{23}^2}$$

$$V_3 = \sqrt{F_{31}^2 + F_{32}^2 + F_{33}^2}$$

$$V_j = \sqrt{F_{j1}^2 + F_{j2}^2 + F_{ji}^2}$$



2.14.3. Sistemet me shumë shkallë lirie

Sipas EN 1998 lëkundjet apo dridhjet nga tërmeti në një pikë të caktuar në sipërfaqe shprehen përmes spektrit të reagimit elastik të nxitimit të truallit i cili ndryshe njihet si spektri elastik i reagimit. Forma e spektrit të reagimit elastik mirret e njëjtë për të dy nivelet e veprimit sizmik:

1. Kërkesa për mos kolapsim: Struktura duhet të projektohet dhe të ndërtohet ashtu që të iu bëjë ballë veprimeve sizmike projektuese pa pësuar kolapsim lokal apo global, duke ruajtur integritetin e tyre strukturor dhe kapacitetin e tyre mbajtës edhe pas ngjarjeve/eventeve sizmie.
2. Kërkesa për kufizim të dëmtimeve: Strukturat duhet të projektohen dhe ndërtohen për ti përballuar një veprimi sizmik me probabilitet të madh të shfaqjes apo ndodhjes krahasuar me atë projektues, por pa shfaqje të dëmtimeve të cilat kufizojnë përdorimin apo shfrytëzimin e atyre strukturave ku kostoja e këtyre dëmtimeve do të ishte shumë më e madhe krahasuar me koston e vet strukturës.

Veprimet horizontale sizmike përshkruhen nga komponentë ortogonalë që supozohet të jenë të pavarur dhe paraqiten me anë të të njëjtit spektër të reagimit.

Spektri elastik i reagimit horizontal

Për komponentët horizontale të veprimit sizmik, spektri elastik i reagimit $S_e(T)$ definohet sipas shprehjeve më poshtë:

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

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

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

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

$S_e(T)$ – Paraqet spektrin elastik të reagimit

T – Perioda natyrore e sistemit me një shkallë lirie

a_g – nxitimi i truallit projektues për kategorinë A të truallit ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$)

T_B – Kufiri i poshtëm i periodës së degës/pjesës konstante të nxitimit spektral

T_C – Kufiri i epërm i periodës së degës/pjesës konstante të nxitimit spektral

T_D – Vlera që përcakton fillimin e rangut/zonës së zhvendosjeve konstante të spektrit të reagimit

S – Faktori i dheut (dherave)

η – Faktori korrektues i shuarjes me vlerë referente $\eta = 1$ për 5% shuarje viskoze

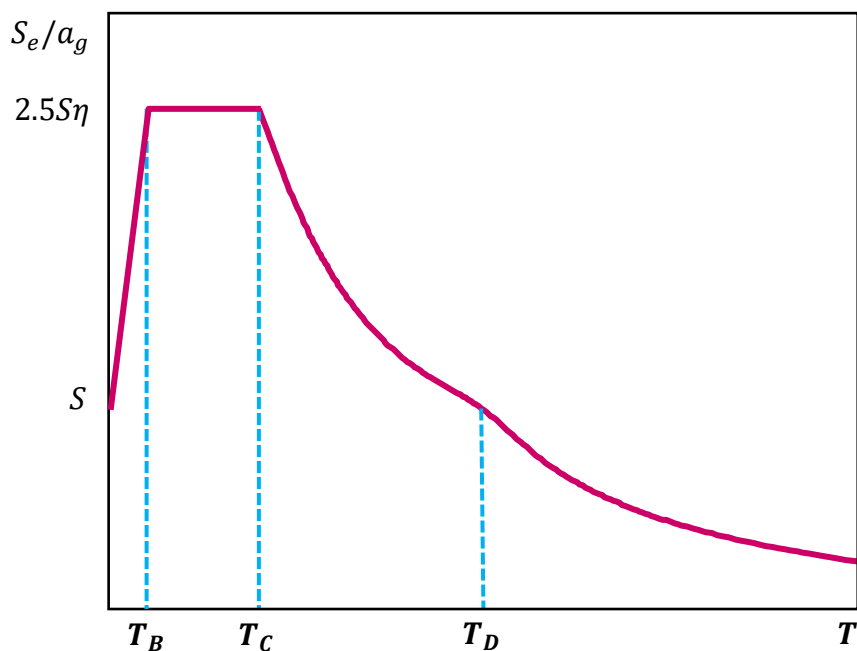


Figura 73: Forma e spektrit të reagimit

Tabela 1: Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin elastik të reagimit të tipit 1

Tipi i Truallit	S	T _B (S)	T _C (S)	T _D (S)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabela 2: Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin elastik të reagimit të tipit 2

Tipi i Truallit	S	T _B (S)	T _C (S)	T _D (S)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

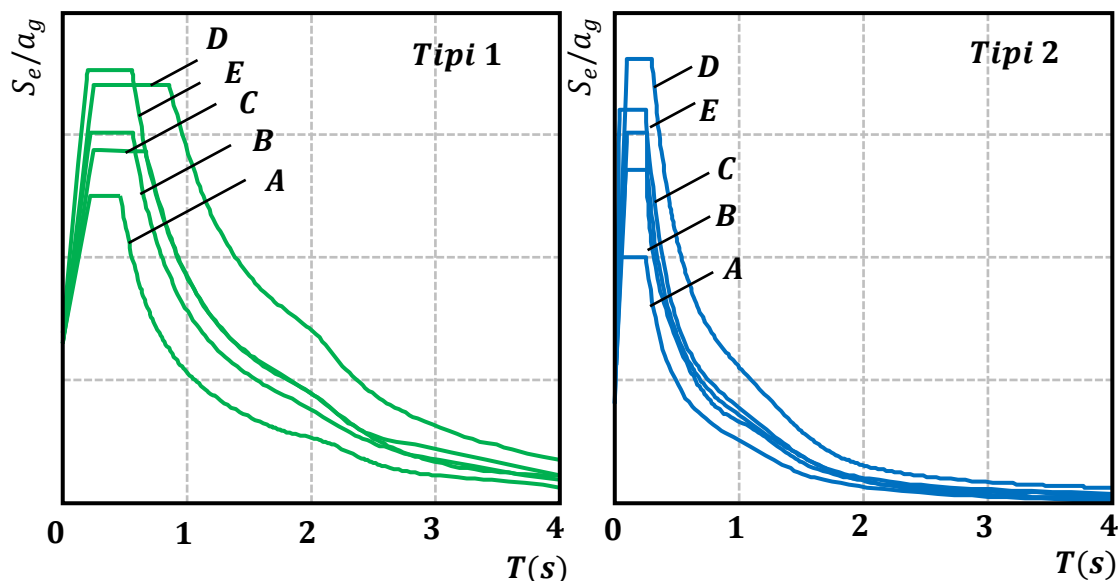


Figura 74: Spektri i reagimit elastik i rekomanduar, Tipi 1 dhe 2 për kategori të truallit A-E me 5% shuarje

Vlera e faktorit korrektues të shuarjes η mund të përcaktohet me anë të shprehjes:

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

ξ – Paraqet raportin e shuarjes viskoze të strukturës i shprehur në përqindje

Spektri elastik i reagimit të zhvendosjeve $S_{De}(T)$ fitohet në mënyrë të drejtëpërdrejtë nga transformimi i spektrit elastik të reagimit të nxitimit $S_e(T)$ duke e aplikuar shprehjen $S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$

❖ Spektri elastik i reagimit vertikale

Komponenta vertikale e një veprimi sizmik shprehet me anë të spektrit elastik të reagimit vertikal të cilin e shënojmë me $S_{Ve}(T)$ i cili përcaktohet me anë të shprehjeve të mëposhtme

$$0 \leq T \leq T_B : S_{Ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{Ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{Ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{Ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Tabela 3: Vlerat e rekomanduara të parametrave të cilët përshkruajn spektrin elastik të reagimit vertikal

Spektri	avg/ag	T _B (S)	T _C (S)	T _D (S)
Tipi 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipi 2	0,45	0,05	0,15	1,0

❖ *Spektri i projektimit për analizë në fazën elastike*

Kapaciteti i sistemeve strukturore për ti rezistuar veprimeve sizmike në fushën e jo-linearitetit lejon projektimin e tyre për rezistencë ndaj forcave sizmike më te vogla se ato që i përgjigjen apo korrespondojnë me reagimin elastik linear. Për të shmangur analizën strukturore jo-lineare gjatë projektimit të strukturave, kapaciteti i strukturave për të shuar apo disipuar energji nëpërmjet sjelljes daktilë të elementeve dhe mekanizmave të tyre merret në llogari duke bërë analizë elastike bazuar në spektrin e reagimit të reduktuar për faktorin e sjelljes q dhe ky spektër quhet spektri projektues/llogaritës i reagimit. Faktori i sjelljes q paraqet një përafrim të të raportit të forcave sizmike që një strukturë do të pranojë nëse reagimi i asaj strukture do të ishte plotësisht elastik me 5% shuarje viskoze ndaj forcave sizmike të cilat mund të shfrytëzohen/aplikohen gjatë projektimit me një model të zakonshëm për analizë në fazën elastike, një model i cili ofron një sjellje të kënaqshme apo të përshtatshme të strukturës. Vlera e faktorit të sjelljes q i cili merr parasyshë ndikimin e shuarjes viskoze që mund të jetë e ndryshme nga 5% jepet për materiale dhe sisteme strukturore të ndryshme në varësi të kalsës së duktilitetit sipas EN 1998. Vlera e faktorit të sjelljes mund të jetë e ndryshme në drejtime të ndryshme horizontale të strukturës edhe pse klasifikimi sipas duktilitetit do të jetë i njëjtë në të gjitha drejtimet.

Për komponentët horizontale të veprimeve sizmike spektri projektues $S_d(T)$ caktohet me anë të shprehjeve si vijon:

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

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

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

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

a_g, S, T_C, T_D – janë përcaktuar më lartë

$S_d(T)$ – Spektri projektues i reagimit

q – Faktori i sjelljes

β – faktori i kufirit të poshtëm të spektrit projektues të reagimit, vlera e të cilit mund të lexohet nga anekset nacionale ndërsa si vlerë e rekomanduar $\beta = 0.2$

3. PJESA NUMERIKE

Per shembujt numerik të cilët do të zhvillohen në vijim do të aplikohen rregullativat dhe normat e projektimit sipas EUROCODE respektivisht EC-0, EC-1, EC-2, EC-4, EC-7 dhe EC-8

3.1. Struktura Beton- Arme

3.1.1. Përshkrimi i strukturës

Struktura e shqyrtuar/analizuar paraqet një strukturë shumë katëshe nga betoni i armuar e cila përmbanë gjithsejt $n_1=15$ kate nga niveli 0.00 dhe $n_2=3$ kate të bodrumit. Sistemi strukturor i objektit të analizuar përbëhet nga:

Elementet vertikale: Shtyllat rrethore dhe bërthama nga muret beton-arme

Elementet horizontale: Pllaka dhe trajet beton-arme dhe themel-pllaka.

Karakteristikat gjeometrike të strukturës dhe elementeve strukturore janë:

Tabela 4: Dimensionet e Strukturës

Dimensionet e Strukturës			
Niveli: (0)-(+15)	Niveli: (0)-(-3)	Numri i Kateve:	Lartësia e katit
$B=5*L_x$ ($L_x=6.00m$)	$B=7*L_x$ ($L_x=6.00m$)	3B+P+14	$h=300m$
$L=5*L_y$ ($L_y=7.50m$)	$L=7*L_y$ ($L_y=7.50m$)		

Tabela 5: Dimensionet e elementeve strukturore

Elementet Horizontale			
Trajet		Pllaka e Meskatit	Pllaka e Themelit
Prerja Tërthore			
Gjerësia (b)[cm]	Lartësia (h) [cm]	Trashësia (t) [cm]	Trashësia (t) [cm]
Niveli: (-2)-(+15)		Niveli: (-2)-(+15)	Niveli: (-3)
40	50	20	150
Elementet Vertikale			
Shtyllat		Muret	
Prerja Tërthore			
Tipet	Diametri (D) [cm]	Trashësia (t) [cm]	
Grupi-I	Niveli: (-3)-(+5)	Niveli: (-3)-(0)	
	80	30	
Grupi-II	Niveli: (+6)-(+10)	Niveli: (-3)-(+15)	
	70	40	
Grupi-III	Niveli: (+11)-(+15)		
	60		

Tabela 6: Kualiteti/Klasa e materialeve të përdorura

Materialet e përdorura				
Betoni				
Elementet	Klasa	fck (Mpa)	Ecm (GPa)	v
Shtyllat	30/37	30	33	0.2
Trajat	25/30	25	31	0.2
Muret	30/37	30	33	0.2
Pllaka e Meskatit	25/30	25	31	0.2
Pllaka e Themelit	25/30	25	31	0.2
Armatura				
B500C				

Tabela 7: Të dhënat tjera rreth strukturës

Të dhënat tjera
Kategoria e truallit
C
Nxitimi i truallit
agr=0.22g
Destinimi i Objektivit
Kategoria A

Tabela 8: Ngarkesat në Strukturë

Ngarkesat në Strukturë		
Lloji	Vlera	Njësia
Pesha Vetjake/Self Weight	Software	
Shtresat e dyshemesë/Floor Load	2.0/3.6	kN/m ²
Partition Ëalls/Muret Ndarese	0.8	kN/m ²
Ngarkesa shfrytëzuese/Live A	2.0	kN/m ²
Ngarkesa shfrytëzuese/Live F	5.0	kN/m ²
Ngarkesa Shfrytëzuese/Live H	0.4	kN/m ²
Ngarkesa nga Bora/Snoë	1.0	kN/m ²
Ngarkesa nga Era/Wind	EUROCODE 1	
Ngarkesa Sizmike/Ex(+)	EUROCODE 8	
Ngarkesa Sizmike/Ex(-)	EUROCODE 8	
Ngarkesa Sizmike/Ey(+)	EUROCODE 8	
Ngarkesa Sizmike/Ey(-)	EUROCODE 8	

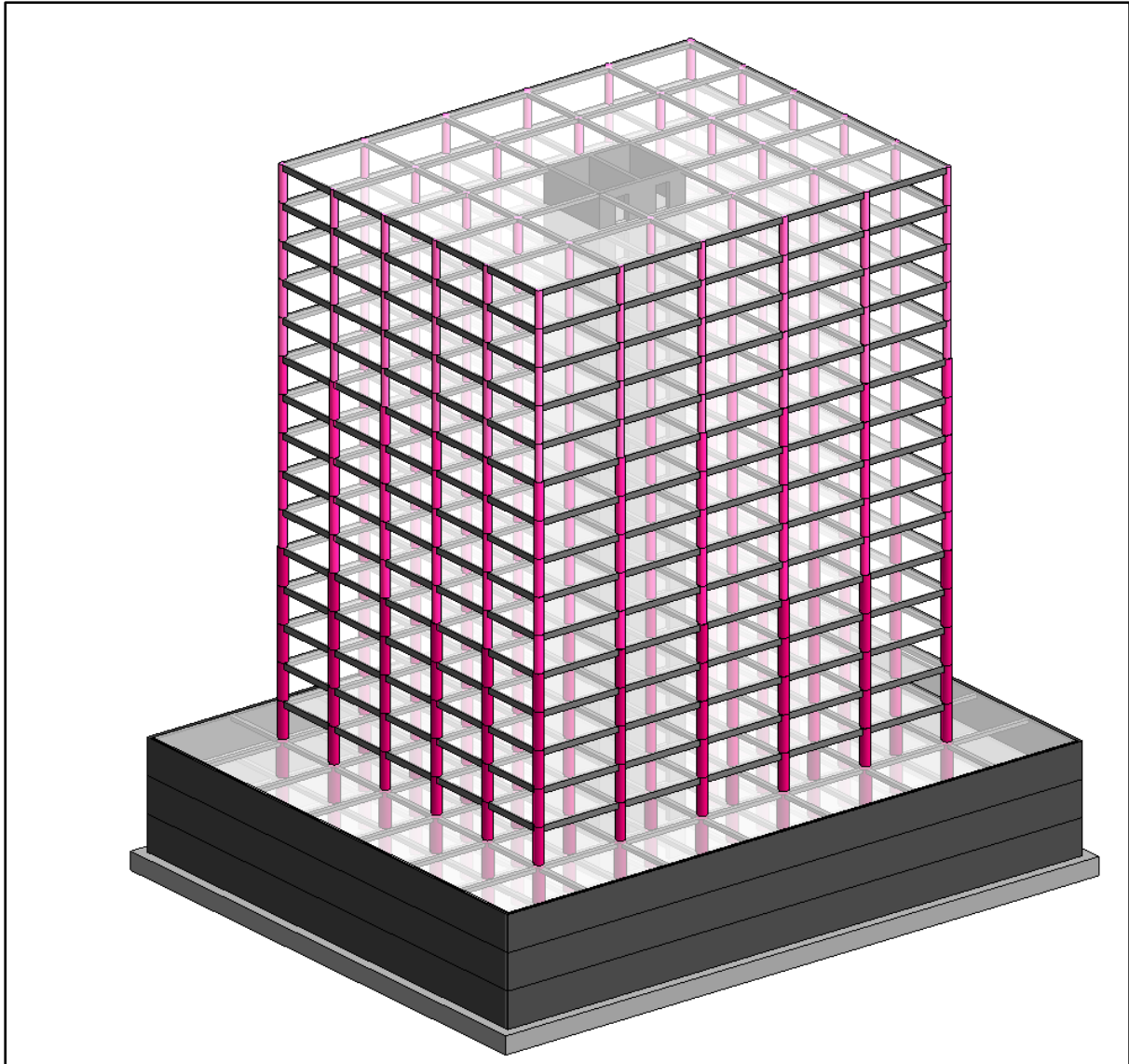


Figura 75: Modeli 3D i strukturës Beton-Arme

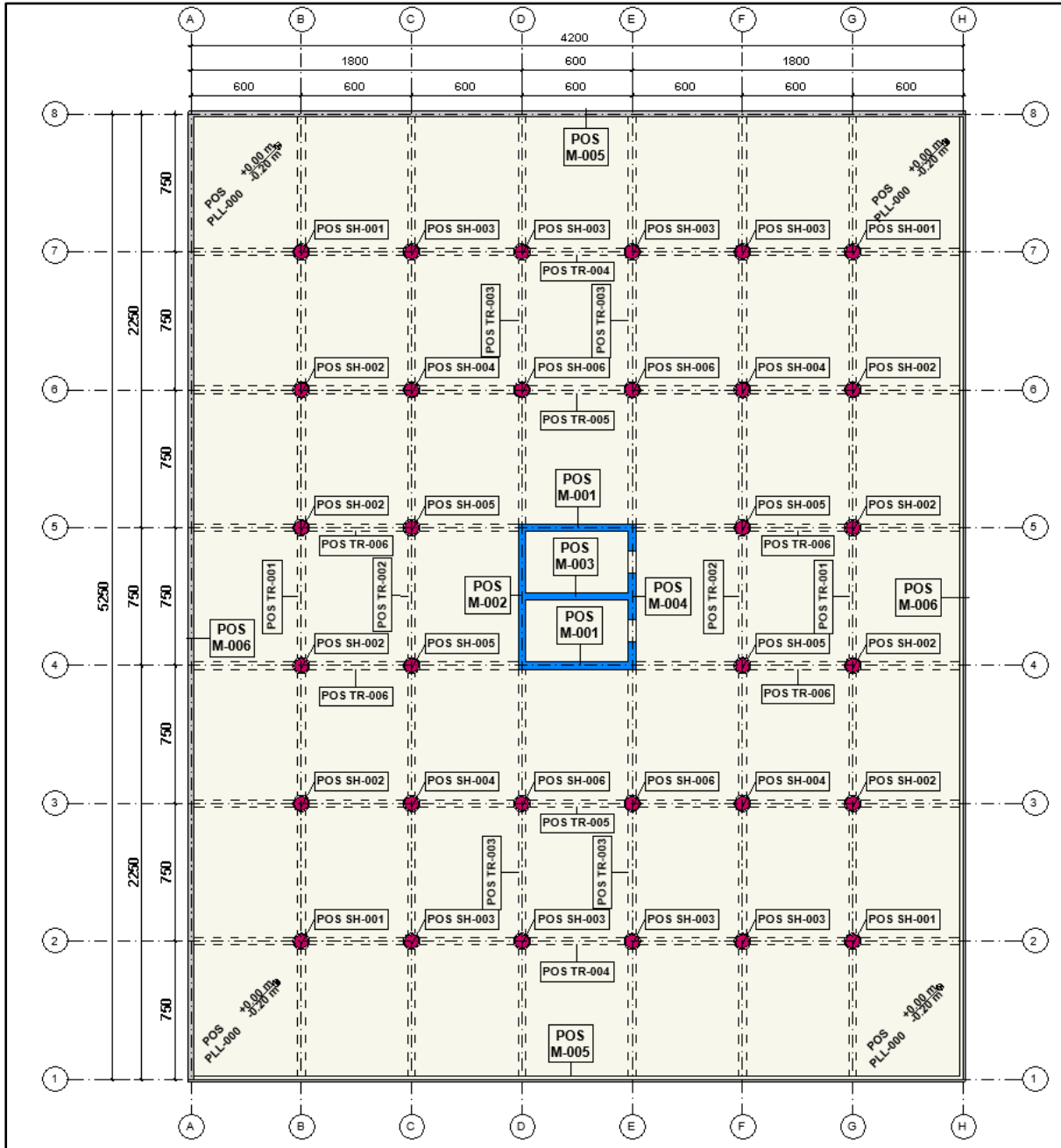


Figura 76: Baza e themelit

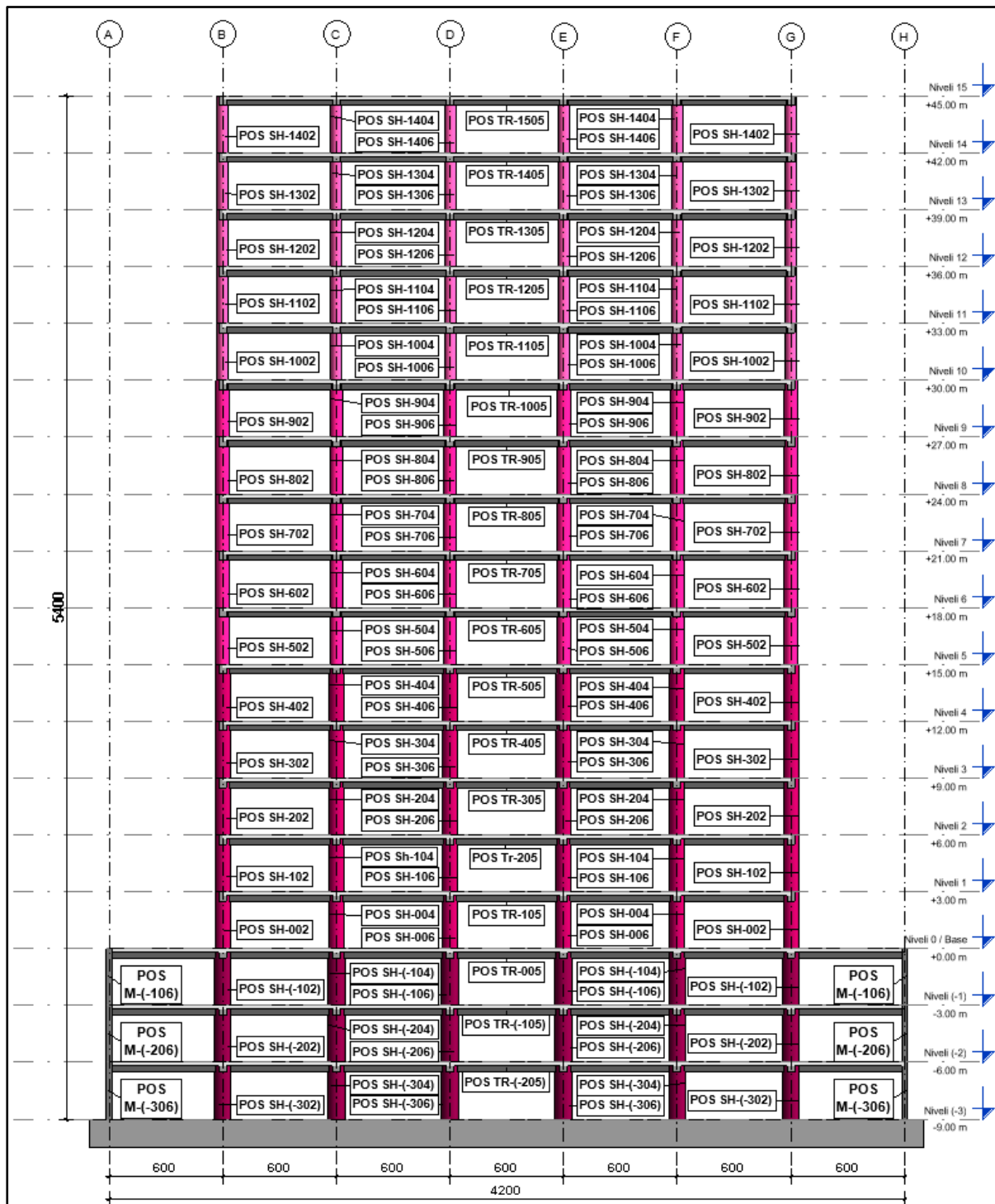


Figura 77: Prerja e strukturës në aksin 3-3

Tabela 9 Paradimensionimi i Shtyllave

Paradimensionimi i Shtyllave									
Niveli	Shtylla	Elementi	Kombinimi	N _{ED}	v _d (DCM)	f _{cd}	A _c = N _{ED} /v _d *f _{cd}	D _{II} (cm)	D _P (cm)
				kN		Mpa	cm ²	cm	cm
Grupi (I)									
Niveli (-2)-(+0)	C30	123	SEI-RSA (19)	8034.944	0.65	20	6180.73	88.73	90
Grupi (II)									
Niveli (+1)-(+5)	C27	346	SEI-RSA (19)	6410.573	0.65	20	4931.21	79.26	80
Grupi (III)									
Niveli (+6)-(+10)	C27	20	SEI-RSA (19)	4170.315	0.65	20	3207.93	63.93	70
Grupi (IV)									
Niveli (+11)-(+15)	C27	476	SEI-RSA (19)	2053.659	0.65	20	1579.74	44.86	60

Dimensionet e përvetësuara në tabelën 5 paraqesin dimensione të supozuara ndërsa dimensionet e shtyllave të fituara në tabelën 9 janë fituar nga kushti i SK EN-1998-1 për përvetësimin e elementeve vertikale për duktilitet të mesëm (DCM) të cilat do të përdoren si dimensione të shtyllave për analizën e strukturës të cilat do të kontrollohen nga analizat në vazhdim

3.1.2. Rregullsia e strukturës

Rregullsia e strukturës qoftë në lartësi apo në plan afekton modelin strukturor faktorin e sjelljes q dhe metodën për analizimin e strukturës sipas (EN 1998-1/4.2.3.1).

3.1.3. Rregullsia e strukturës dhe përcaktimi i faktorit të sjelljes

Struktura e përvetësuar paraqet një strukturë të rregullt si në bazë ashtu edhe në lartësi dhe faktori i sjelljes do të përcaktohet sipas shprehjeve të rekomanduara sipas EUROCODE-it.

$$q = q_0 * k_w$$

$$\text{Për sisteme duale për DCM} \rightarrow q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

$$\text{Struktura duale me rame ekuivalente me shumë kate dhe shumë fusha} \rightarrow \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$$

$$\text{Për sisteme duale } k_w = 1.0$$

$$q = q_0 * k_{\tilde{e}} = 3 \cdot 1.3 \cdot 1 = 3.9$$

3.1.4. Analiza modale sipas spektrit të reagimit

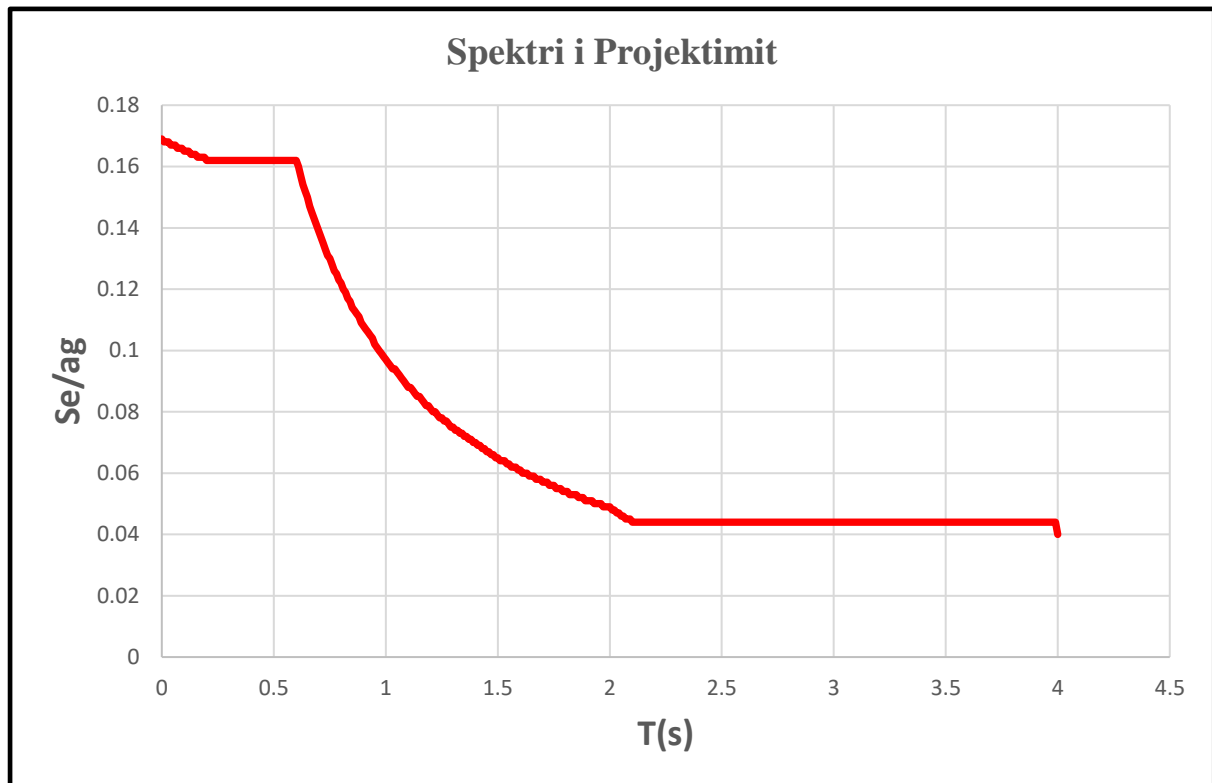


Figura 78: Spektri i Projektimit

Tabela 10 Masa në nivele (kate)

TABLE: Mass Summary by Diaphragm						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		ton	ton	ton-m ²	m	m
Niveli-15	D1	1207.13	1207.13	245404.10	21.00	26.25
Niveli-14	D1	1253.68	1253.68	249520.01	20.99	26.25
Niveli-13	D1	1253.68	1253.68	249520.01	20.99	26.25
Niveli-12	D1	1253.68	1253.68	249520.01	20.99	26.25
Niveli-11	D1	1253.68	1253.68	249520.01	20.99	26.25
Niveli-10	D1	1263.52	1263.52	252554.69	20.99	26.25
Niveli-9	D1	1276.01	1276.01	256299.38	20.99	26.25
Niveli-8	D1	1276.01	1276.01	256299.38	20.99	26.25
Niveli-7	D1	1276.01	1276.01	256299.38	20.99	26.25
Niveli-6	D1	1276.01	1276.01	256299.38	20.99	26.25
Niveli-5	D1	1287.77	1287.77	259910.16	20.99	26.25
Niveli-4	D1	1302.18	1302.18	264230.95	20.99	26.25
Niveli-3	D1	1302.18	1302.18	264230.95	20.99	26.25
Niveli-2	D1	1302.18	1302.18	264230.95	20.99	26.25
Niveli-1	D1	1302.18	1302.18	264230.95	20.99	26.25
Niveli-0	D1	2900.24	2900.24	1140181.28	20.99	26.25
Niveli-(-1)	D1	3133.33	3133.33	1308088.35	21.00	26.25
Niveli-(-2)	D1	3110.38	3110.38	1299369.24	20.91	26.1394

Tabela 11: Perioda dhe frekuenca e strukturës

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.369	0.73	4.5885	21.0544
Modal	2	1.352	0.74	4.649	21.6136
Modal	3	1.129	0.886	5.5643	30.9613

Tabela 12: Raporti i pjesëmarrjes së masave në analizën modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	1.369	0.3927	0.00000	0	0.3927	0.0000	0
Modal	2	1.352	0.0000	0.38660	0	0.3927	0.3866	0
Modal	3	1.129	0.0000	0.00410	0	0.3927	0.3907	0
Modal	4	0.383	0.0000	0.00320	0	0.3927	0.3939	0
Modal	5	0.320	0.1453	0.00000	0	0.5380	0.3939	0
Modal	6	0.307	0.0000	0.13670	0	0.5380	0.5306	0
Modal	7	0.227	0.0000	0.00080	0	0.5380	0.5314	0
Modal	8	0.159	0.0000	0.00030	0	0.5380	0.5316	0
Modal	9	0.150	0.2091	0.00000	0	0.7471	0.5316	0
Modal	10	0.145	0.0000	0.19390	0	0.7471	0.7255	0
Modal	11	0.123	0.0000	0.00010	0	0.7471	0.7256	0
Modal	12	0.108	0.0000	0.09780	0	0.7471	0.8234	0
Modal	13	0.107	0.0001	0.11340	0	0.7472	0.9368	0
Modal	14	0.106	0.1803	0.00001	0	0.9275	0.9368	0
Modal	15	0.096	0.0000	0.00040	0	0.9275	0.9372	0
Modal	16	0.080	0.0000	0.00010	0	0.9275	0.9373	0
Modal	17	0.079	0.0000	0.03140	0	0.9275	0.9687	0
Modal	18	0.074	0.0371	0.00000	0	0.9646	0.9687	0
Modal	19	0.068	0.0000	0.00002	0	0.9646	0.9687	0
Modal	20	0.060	0.0000	0.01090	0	0.9646	0.9796	0
Modal	21	0.059	0.0000	0.00120	0	0.9646	0.9809	0
Modal	22	0.057	0.0243	0.00000	0	0.9890	0.9809	0
Modal	23	0.053	0.0000	0.00003	0	0.9890	0.9809	0
Modal	24	0.049	0.0000	0.01310	0	0.9890	0.9940	0
Modal	25	0.048	0.0096	0.00000	0	0.9986	0.9940	0
Modal	26	0.047	0.0000	0.00000	0	0.9986	0.9940	0
Modal	27	0.044	0.0000	0.00010	0	0.9986	0.9941	0
Modal	28	0.044	0.0000	0.00500	0	0.9986	0.9991	0

Modal	29	0.040	0.0000	0.00000	0	0.9986	0.9991	0
Modal	30	0.040	0.0010	0.00000	0	0.9996	0.9991	0
Modal	31	0.038	0.0000	0.00060	0	0.9996	0.9997	0
Modal	32	0.037	0.0000	0.00000	0	0.9996	0.9997	0
Modal	33	0.033	0.0002	0.00000	0	0.9997	0.9997	0
Modal	34	0.033	0.0000	0.00010	0	0.9997	0.9998	0
Modal	35	0.032	0.0000	0.00000	0	0.9997	0.9998	0
Modal	36	0.029	0.0000	0.00004	0	0.9997	0.9998	0
Modal	37	0.029	0.0001	0.00000	0	0.9998	0.9998	0
Modal	38	0.028	0.0000	0.00000	0	0.9998	0.9998	0
Modal	39	0.027	0.0000	0.00002	0	0.9998	0.9998	0
Modal	40	0.026	0.0000	0.00000	0	0.9998	0.9998	0

Tabela 13: Qendra e masës dhe shtangësisë

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity									
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR	e _{0X}	e _{0Y}
		ton	ton	m	m	m	m	m	m
Niveli-15	D1	1207.13	1207.13	20.996	26.25	20.42	26.3	0.576	0.000
Niveli-14	D1	1253.68	1253.68	20.988	26.25	20.388	26.3	0.600	0.000
Niveli-13	D1	1253.68	1253.68	20.988	26.25	20.356	26.3	0.632	0.000
Niveli-12	D1	1253.68	1253.68	20.988	26.25	20.327	26.3	0.661	0.000
Niveli-11	D1	1253.68	1253.68	20.988	26.25	20.301	26.3	0.688	0.000
Niveli-10	D1	1263.52	1263.52	20.988	26.25	20.277	26.3	0.712	0.000
Niveli-9	D1	1276.01	1276.01	20.989	26.25	20.253	26.3	0.736	0.000
Niveli-8	D1	1276.01	1276.01	20.989	26.25	20.231	26.3	0.757	0.000
Niveli-7	D1	1276.01	1276.01	20.989	26.25	20.213	26.3	0.775	0.000
Niveli-6	D1	1276.01	1276.01	20.989	26.25	20.2	26.3	0.789	0.000
Niveli-5	D1	1287.77	1287.77	20.989	26.25	20.192	26.3	0.797	0.000
Niveli-4	D1	1302.18	1302.18	20.989	26.25	20.192	26.3	0.797	0.000
Niveli-3	D1	1302.18	1302.18	20.989	26.25	20.207	26.3	0.782	0.000
Niveli-2	D1	1302.18	1302.18	20.989	26.25	20.255	26.3	0.734	0.000
Niveli-1	D1	1302.18	1302.18	20.989	26.25	20.384	26.3	0.604	0.000
Niveli-0	D1	2900.24	2900.24	20.995	26.25	20.976	26.3	0.019	0.000
Niveli-(-1)	D1	3133.33	3133.33	20.995	26.25	20.98	26.3	0.015	0.000
Niveli-(-2)	D1	3110.38	3110.38	20.907	26.139	20.99	26.3	0.083	0.111

❖ Shtangësia në kate

Tabela 14: Shtangësia në kate

TABLE: Story Response			
Story	Location	X-Dir	Y-Dir
		kN/m	kN/m
Niveli-15	Top	805770.096	819951.256
Niveli-14	Top	1294939.771	1321257.761
Niveli-13	Top	1540409.26	1573151.229
Niveli-12	Top	1660618.042	1690982.447
Niveli-11	Top	1757872.052	1783390.798
Niveli-10	Top	1909621.41	1942648.162
Niveli-9	Top	2077480.736	2112673.643
Niveli-8	Top	2262311.078	2291164.826
Niveli-7	Top	2448278.091	2461318.083
Niveli-6	Top	2654239.459	2643954.108
Niveli-5	Top	2950889.915	2916365.581
Niveli-4	Top	3335761.834	3254662.577
Niveli-3	Top	3899608.493	3738322.975
Niveli-2	Top	4755858.04	4452107.223
Niveli-1	Top	7003512.142	6642508.118
Niveli-0	Top	31628803.94	45459945.82
Niveli-(-1)	Top	40009809.19	58034287.08
Niveli-(-2)	Top	48687733.13	64621378.3
Niveli-(-3)	Top	0	0

Vlerat tabelare të prezantuara më lart që paraqesin shtangësinë e kateve të strukturës janë paraqitur më poshtë në mënyrë grafike për të dy drejtimet ortogonale X dhe Y.

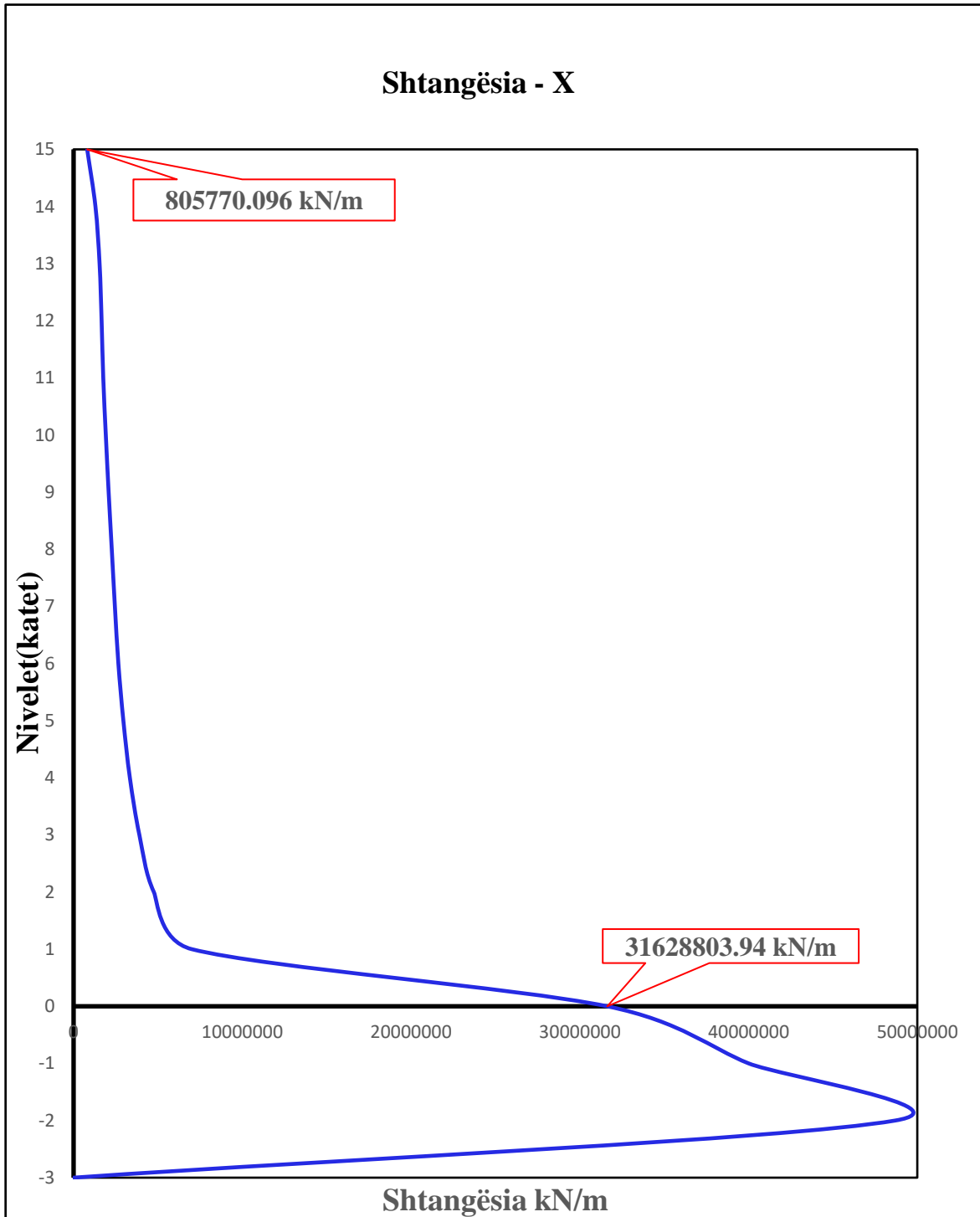


Figura 79 Shtangësia në kate drejtimi X-X

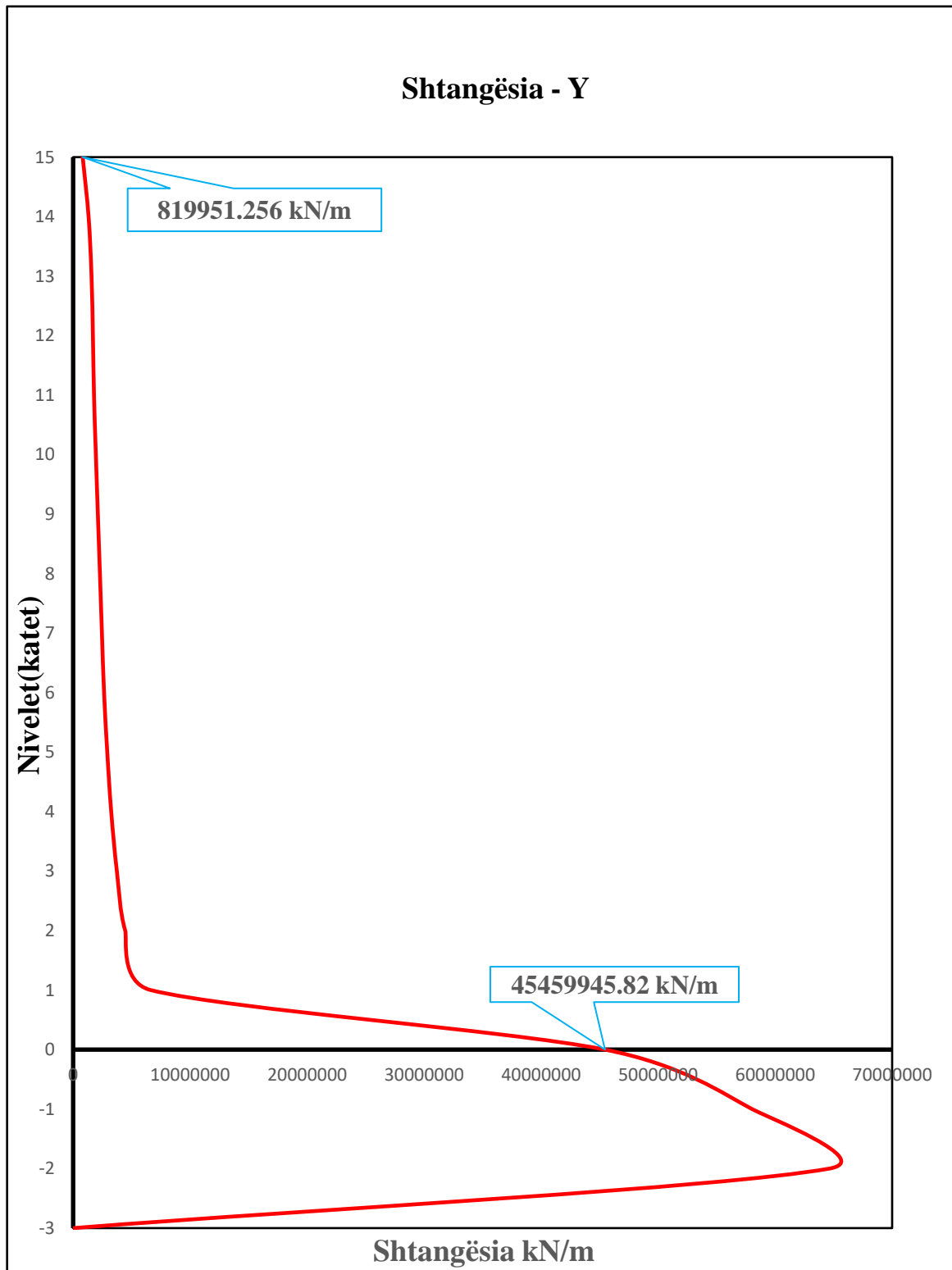


Figura 80 Shtangësia në kate drejtimi X-X

❖ **Forcat prerëse në kate**

Forcat prerëse në bazë në të dy drejtimet ortogonale **X** dhe **Y** të cilat janë fituar na analiza modale e spektrit të reagimit RSA

Tabela 15: Forcat prerëse në kate në dy drejtimet ortogonale X dhe Y

TABLE: Story Response				TABLE: Story Response			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	kN	kN		m	kN	kN
Niveli-15	45	2877.72	0.270	Niveli-15	45	0.229	2774.16
Niveli-14	42	4813.57	0.424	Niveli-14	42	0.335	4693.56
Niveli-13	39	5871.09	0.513	Niveli-13	39	0.310	5767.76
Niveli-12	36	6440.85	0.462	Niveli-12	36	0.197	6349.40
Niveli-11	33	6904.14	0.225	Niveli-11	33	0.163	6823.84
Niveli-10	30	7464.66	0.484	Niveli-10	30	0.306	7420.03
Niveli-9	27	8121.58	0.852	Niveli-9	27	0.433	8114.91
Niveli-8	24	8752.02	0.903	Niveli-8	24	0.471	8753.00
Niveli-7	21	9278.25	0.659	Niveli-7	21	0.412	9264.82
Niveli-6	18	9736.24	0.410	Niveli-6	18	0.301	9704.06
Niveli-5	15	10230.53	0.465	Niveli-5	15	0.263	10183.53
Niveli-4	12	10831.79	0.580	Niveli-4	12	0.359	10777.84
Niveli-3	9	11513.04	0.575	Niveli-3	9	0.458	11450.46
Niveli-2	6	12191.32	0.481	Niveli-2	6	0.486	12101.55
Niveli-1	3	12774.95	0.392	Niveli-1	3	0.444	12631.02
Niveli-0	0	12774.95	0.392	Niveli-0	0	0.444	12631.02

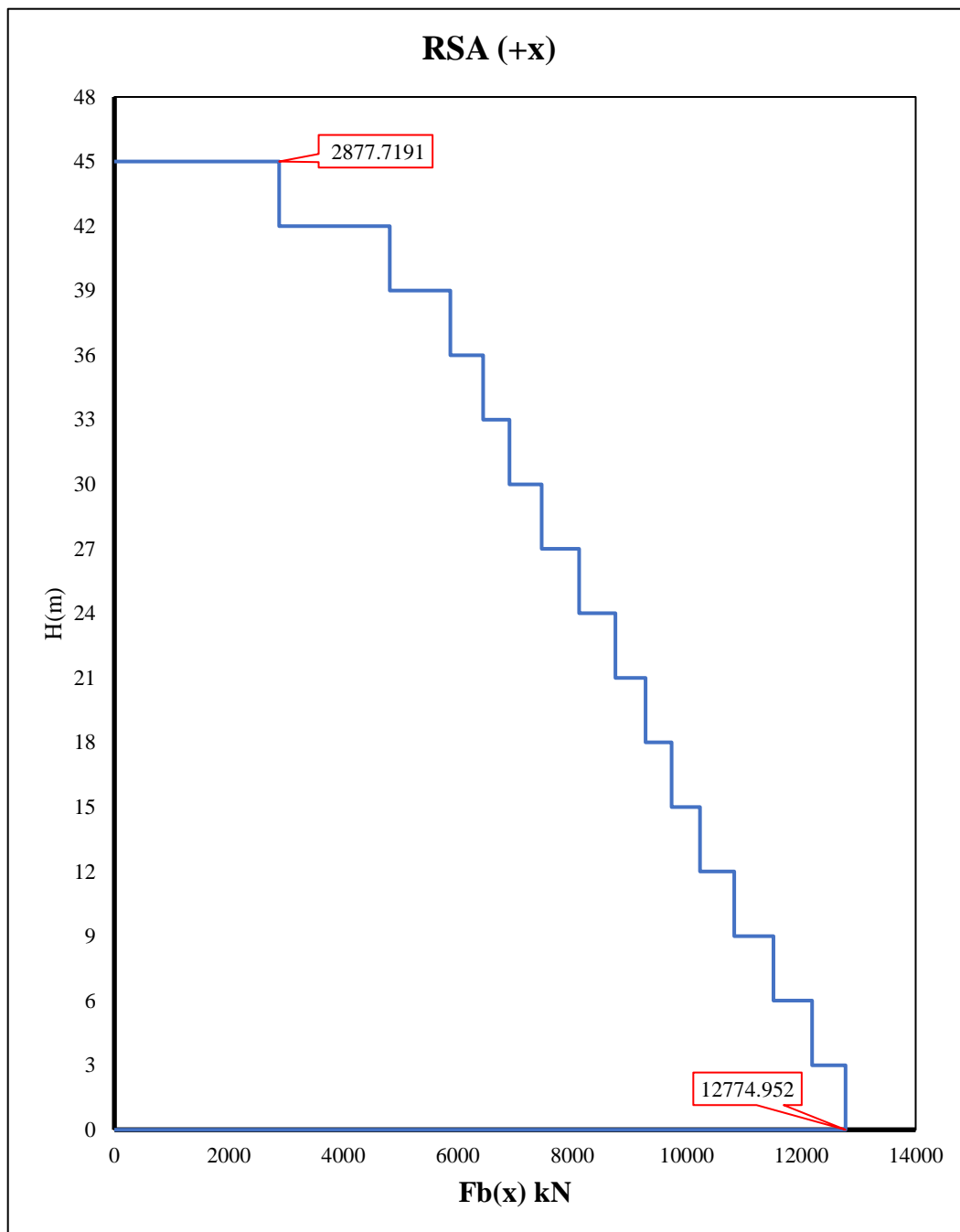


Figura 81: Forcat prerëse në drejtimin X-X

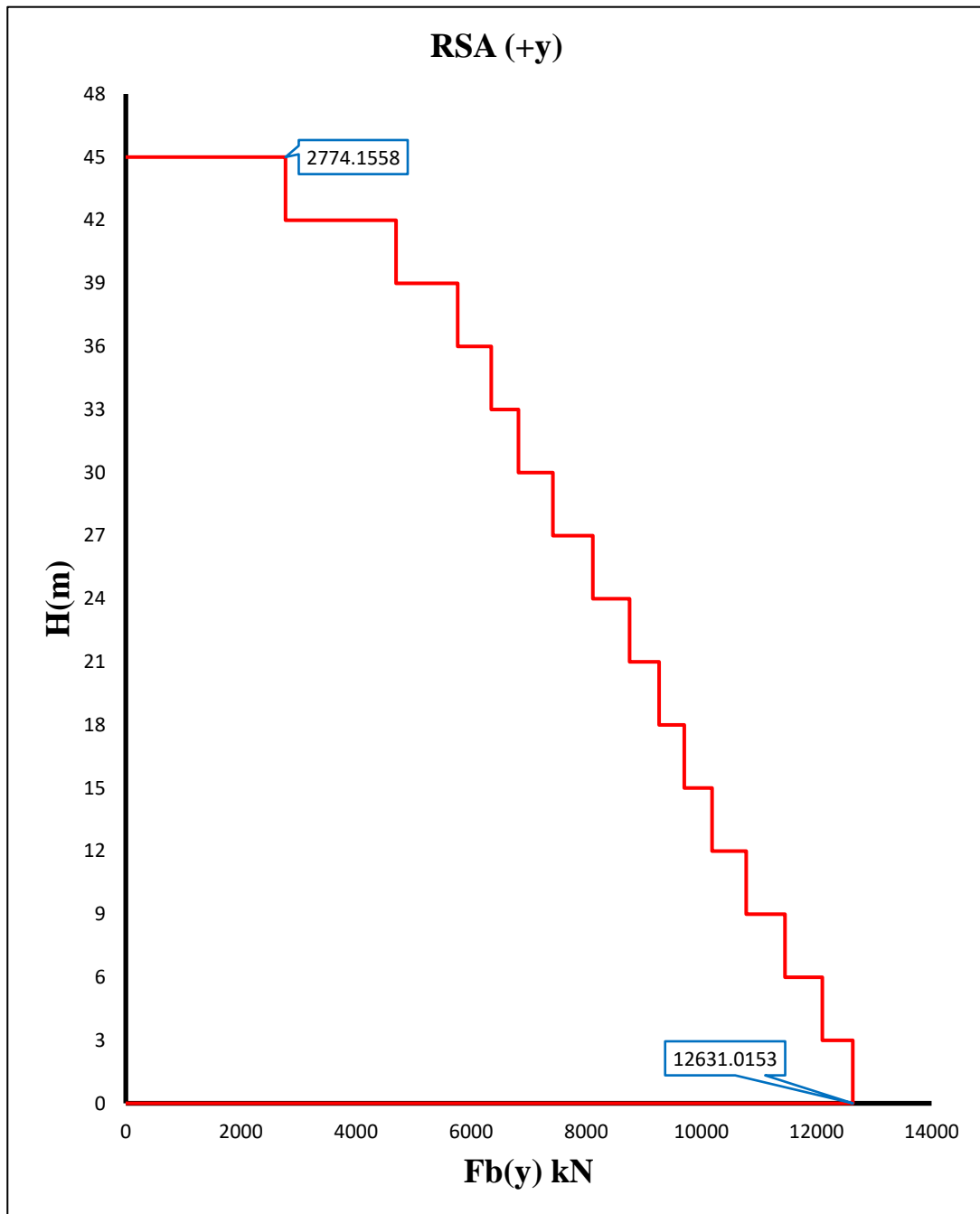


Figura 82: Forcat prerëse në drejtimin Y-Y

❖ Zhvendosjet

Sipas EUROCODE – 8 (EN 1998-1) zhvendosjet e një pike të një sistemi strukturor (d_s) duhet të llogariten si prodhim i faktorit të sjelljes (q) dhe zhvendosjes së asaj pike (d_e) e cila fitohet nga analiza modale e spektrit të reagimit.

Tabela 16: Zhvendosjet elastike

TABLE: Story Response (RSA)							
Story	d_e				q	$d_s=d_e*q$	
	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir		X-Dir	Y-Dir
	m		m	m		m	m
Niveli-15	45	Top	0.0499	0.0486	3.9	0.195	0.190
Niveli-14	42	Top	0.0465	0.0454	3.9	0.181	0.177
Niveli-13	39	Top	0.0430	0.0420	3.9	0.168	0.164
Niveli-12	36	Top	0.0395	0.0386	3.9	0.154	0.151
Niveli-11	33	Top	0.0359	0.0351	3.9	0.140	0.137
Niveli-10	30	Top	0.0323	0.0316	3.9	0.126	0.123
Niveli-9	27	Top	0.0286	0.0281	3.9	0.112	0.110
Niveli-8	24	Top	0.0250	0.0246	3.9	0.098	0.096
Niveli-7	21	Top	0.0215	0.0211	3.9	0.084	0.082
Niveli-6	18	Top	0.0179	0.0177	3.9	0.070	0.069
Niveli-5	15	Top	0.0145	0.0143	3.9	0.057	0.056
Niveli-4	12	Top	0.0113	0.0112	3.9	0.044	0.044
Niveli-3	9	Top	0.0083	0.0082	3.9	0.033	0.032
Niveli-2	6	Top	0.0056	0.0055	3.9	0.022	0.021
Niveli-1	3	Top	0.0033	0.0030	3.9	0.013	0.012
Niveli-0	0	Top	0.0000	0.0000	3.9	0.000	0.000
Niveli-(-1)					3.9		
Niveli-(-2)					3.9		
Niveli-(-3)					3.9		

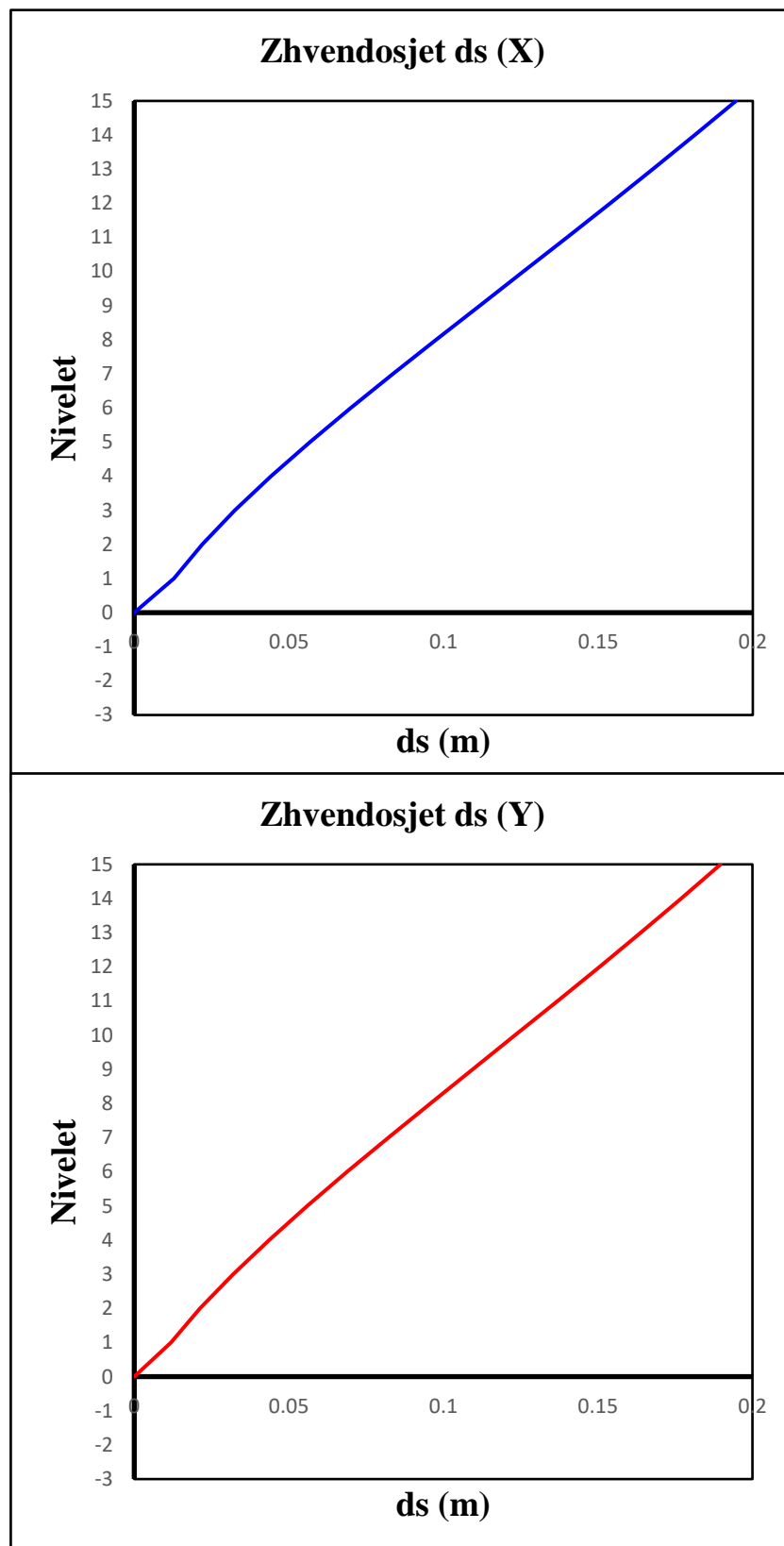


Figura 83: Zhvendosjet në drejtimin X dhe Y

❖ Kufizimi i dëmtimeve (interstorey drift d_r)

Sipas EUROCODE EN 1998-1/4.4.2.2 (2) kontrollat e drifteve të kateve bëhet me anë të shprehjes së më poshtme:

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h \rightarrow \frac{dr}{h} \leq \frac{\alpha}{v} \rightarrow d_r \leq h \cdot \frac{\alpha}{v}$$

$\alpha = 0.005$ për struktura të cilat kanë elemente jo-strukture nga materialet e brishta të ngjitura për strukturë.

v – është faktor i reduktimit i cili merr parasyshë periodën më të vogël e cila shoqërohet me kërkesa për kufizim të dëmtimeve dhe është në funksion të faktorit të rëndësisë. Për kategorinë II $\rightarrow v = 0.5$

Tabela 17: Driftet në kate

TABLE: Story Response								
Story	H	X-Dir	Y-Dir	v	$\alpha \geq v \cdot dr/h$	X	Y	Kriteri
	m	m	m			v · dr/h	v · dr/h	
Niveli-15	3	0.0047463	0.0044538	0.5	0.005	0.000791	0.000742	Plotëson
Niveli-14	3	0.004992	0.0047307	0.5	0.005	0.000832	0.000788	Plotëson
Niveli-13	3	0.0051519	0.0049374	0.5	0.005	0.000859	0.000823	Plotëson
Niveli-12	3	0.0052611	0.0051012	0.5	0.005	0.000877	0.000850	Plotëson
Niveli-11	3	0.0053469	0.0052533	0.5	0.005	0.000891	0.000876	Plotëson
Niveli-10	3	0.0053235	0.0052611	0.5	0.005	0.000887	0.000877	Plotëson
Niveli-9	3	0.0053547	0.005343	0.5	0.005	0.000892	0.000891	Plotëson
Niveli-8	3	0.0053274	0.0053664	0.5	0.005	0.000888	0.000894	Plotëson
Niveli-7	3	0.0052494	0.0053391	0.5	0.005	0.000875	0.000890	Plotëson
Niveli-6	3	0.0051246	0.005265	0.5	0.005	0.000854	0.000878	Plotëson
Niveli-5	3	0.0048711	0.0050427	0.5	0.005	0.000812	0.000840	Plotëson
Niveli-4	3	0.0046176	0.0048438	0.5	0.005	0.000770	0.000807	Plotëson
Niveli-3	3	0.0042666	0.0045396	0.5	0.005	0.000711	0.000757	Plotëson
Niveli-2	3	0.0037947	0.0041028	0.5	0.005	0.000632	0.000684	Plotëson
Niveli-1	3	0.0029289	0.00312	0.5	0.005	0.000488	0.000520	Plotëson
Niveli-0	3	0	0	0.5	0.005	0	0	Plotëson
Niveli-(-1)	3	0	0	0.5	0.005	0	0	
Niveli-(-2)	3	0	0	0.5	0.005	0	0	
Niveli-(-3)	3	0	0	0.5	0.005	0	0	

❖ Efektet e rendit të dytë (Efekti P-Δ)

Ky kriter merr parasyshë efektet e rendit të dytë i cili bazohet në koeficientin e ndjeshmërisë së zhvendosjes së meskateve (interstorey drift) dhe sipas EN 1998-1/4.4.2.2(2) kjo kontrollë bëhet përmes shprehjes si më poshtë:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

d_r – Drifti i meskatit

h - Lartësia e katit

P_{tot} – Ngarkesa totale gravitacionale në dhe mbi katin e konsideruar/shqyrtuar për rastin e kombinimit G+0.3*Q

V_{tot} – Forca prerëse totale në bazë e cila fitohet nga analiza modale e spektrit të reagimit

Efekti P-Δ								
Niveli	Lartësia	P _{tot}	V _{tot}		dr (Drift)		θ≤0.10	
			Drejtimi X	Drejtimi Y	Drejtimi X	Drejtimi Y	Drejtimi X	Drejtimi Y
	m	kN	kN		m			
Niveli-15	3	12640.00	2877.72	2774.16	0.0047463	0.0044538	0.007	0.007
Niveli-14	3	24934.40	4813.57	4693.56	0.004992	0.0047307	0.009	0.008
Niveli-13	3	37228.80	5871.09	5767.76	0.0051519	0.0049374	0.011	0.011
Niveli-12	3	49523.20	6440.85	6349.40	0.0052611	0.0051012	0.013	0.013
Niveli-11	3	61817.59	6904.14	6823.84	0.0053469	0.0052533	0.016	0.016
Niveli-10	3	74330.97	7464.66	7420.03	0.0053235	0.0052611	0.018	0.018
Niveli-9	3	86844.35	8121.58	8114.91	0.0053547	0.005343	0.019	0.019
Niveli-8	3	99357.73	8752.02	8753.00	0.0053274	0.0053664	0.020	0.020
Niveli-7	3	111871.11	9278.25	9264.82	0.0052494	0.0053391	0.021	0.021
Niveli-6	3	124384.49	9736.24	9704.06	0.0051246	0.005265	0.022	0.022
Niveli-5	3	137154.53	10230.53	10183.53	0.0048711	0.0050427	0.022	0.023
Niveli-4	3	149924.58	10831.79	10777.84	0.0046176	0.0048438	0.021	0.022
Niveli-3	3	162694.62	11513.04	11450.46	0.0042666	0.0045396	0.020	0.022
Niveli-2	3	175464.67	12191.32	12101.55	0.0037947	0.0041028	0.018	0.020
Niveli-1	3	188234.72	12774.95	12631.02	0.0029289	0.00312	0.014	0.015
Niveli-0	3	218962.14	14066.93	13782.09	0	0	0	0
Niveli-(-1)	3	/	/	/	/	/	/	/
Niveli-(-2)	3	/	/	/	/	/	/	/
Niveli-(-3)	3	/	/	/	/	/	/	/

Tabela 18: Efektet e rendit të dytë

Nga këtu kuptojmë që efekti i rendit të dytë nuk ka nevojë të mirret parasyshtë pasi që kushti i dhënë sipas EN 1998-1 nga shprehja më lart plotësohet për të dy drejtimet ortogonale X dhe Y.

❖ Kombinimi i ngarkesave

Tabela 19: Kombinimi ngarkesave

TABLE: Load Combination Definitions
Name
P-Delta
SEI-RSA (1) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(+)+0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (2) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(+)+0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (3) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(-)+0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (4) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(-)+0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (5) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(+)-0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (6) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(+)-0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (7) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(-)-0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (8) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAx(-)-0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (9) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(+)+0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (10) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(+)+0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (11) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(-)+0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (12) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(-)+0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (13) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(+)-0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (14) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(+)-0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (15) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(-)-0.3*RSAy(+))
SEI-RSA (16) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAx(-)-0.3*RSAy(-))
SEI-RSA (17) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(+)+0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (18) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(+)+0.3*RSAx(-))
SEI-RSA (19) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(-)+0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (20) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(-)+0.3*RSAx(-))
SEI-RSA (21) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(+)-0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (22) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(+)-0.3*RSAx(-))
SEI-RSA (23) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(-)-0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (24) (Dead+ Ψ Ei*Live+RSAy(-)-0.3*RSAx(-))
SEI-RSA (25) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(+)+0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (26) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(+)+0.3*RSAx(-))
SEI-RSA (27) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(-)+0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (28) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(-)+0.3*RSAx(-))
SEI-RSA (29) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(+)-0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (30) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(+)-0.3*RSAx(-))
SEI-RSA (31) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(-)-0.3*RSAx(+))
SEI-RSA (32) (Dead+ Ψ Ei*Live-RSAy(-)-0.3*RSAx(-))
SLS (1) - (Dead)
SLS (2) - (Dead+Live)

SLS (3) - (Dead+Live+ Ψ_0s *Snow)
SLS (4) - (Dead+Live+ Ψ_0w *Wind)
SLS (5) - (Dead+Live+ Ψ_0s *Snow+ Ψ_0w *Wind)
SLS (6) - (Dead+ Ψ_0 *Live+Snow + Ψ_0w *Wind)
SLS (7) - (Dead+ Ψ_0 *Live+ Ψ_0s *Snow +Wind)
SLS (8) - (Dead+Snow)
SLS (9) - (Dead+Wind)
SLS (10) - (Dead+Snow + Ψ_0w *Wind)
SLS (11) - (Dead+Wind+ Ψ_0s *Snow)
SLS (12) - (Dead+ Ψ_0 *Live+Snow)
SLS (13) - (Dead+ Ψ_0 *Live+Wind)
ULS (1) - (1.35*Dead)
ULS (2) - (1.35*Dead+1.5*Live)
ULS (3) - (1.35*Dead+1.5*Live+1.5* Ψ_0s *Snow)
ULS (4) - (1.35*Dead+1.5* Ψ_0 *Live+1.5*Snow)
ULS (5) - (1.35*Dead+1.5*Live+1.5* Ψ_0s *Snow+1.5* Ψ_0w *Wind)
ULS (6) - (1.35*Dead+1.5* Ψ_0 *Live+1.5*Snow+1.5*0.6*Wind)
ULS (7) - (1.35*Dead+1.5* Ψ_0 *Live+ Ψ_0s *1.5*Snow+1.5*Wind)
ULS (8) - (1.35*Dead+1.5*Snow)
ULS (9) - (1.35*Dead+1.5*Wind)
ULS (10) - (1.35*Dead+1.5*Snow+1.5* Ψ_0w *Wind)
ULS (11) - (1.35*Dead+1.5*Wind+1.5* Ψ_0s *Snow)
ULS (11) - (1.35*Dead+1.5*Wind+1.5* Ψ_0s *Snow)
ULS (12) - (1.35*Dead+1.5*Live+1.5* Ψ_0w *Wind)
ULS (13) - (1.35*Dead+1.5* Ψ_0 *Live+1.5*Wind)

TABLE: Concrete Column PMM Envelope - Eurocode 2-2004								
Story	Label	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
				kN	kN-m	kN-m		
Grupi I : Niveli (-2)-(0) (D-90)								
Niveli(-2)	C21	SHRR-D90	Bottom	12131.83	-363.955	-488.53	ULS (5)	0.925
Niveli(-2)	C21	SHRR-D90	Top	12078.17	362.345	362.345	ULS (5)	0.90
Grupi II : Niveli (+1)-(+5) (D-80)								
Niveli-1	C27	SHRR-D80	Bottom	9526.876	254.05	-254.05	ULS (5)	0.893
Niveli-1	C27	SHRR-D80	Top	9484.477	252.919	252.919	ULS (5)	0.889
Grupi III : Niveli (+6)-(10) (D-70)								
Niveli-5	C36	SHRR-D70	Bottom	688.809	186.196	183.648	ULS (5)	0.646
Niveli-5	C36	SHRR-D70	Top	6844.410	-182.518	-182.518	ULS (5)	0.641
Grupi III : Niveli (+11)-(15) (D-60)								
Niveli-15	C16	SHRR-D60	Bottom	306.699	298.756	86.29	SEI-RSA (16)	0.852
Niveli-15	C16	SHRR-D60	Top	289.032	-265.304	-77.639	SEI-RSA (16)	0.75

Tabela 20: Shtyllat më të ngarkuara sipas grupeve (prerjes tërthore)

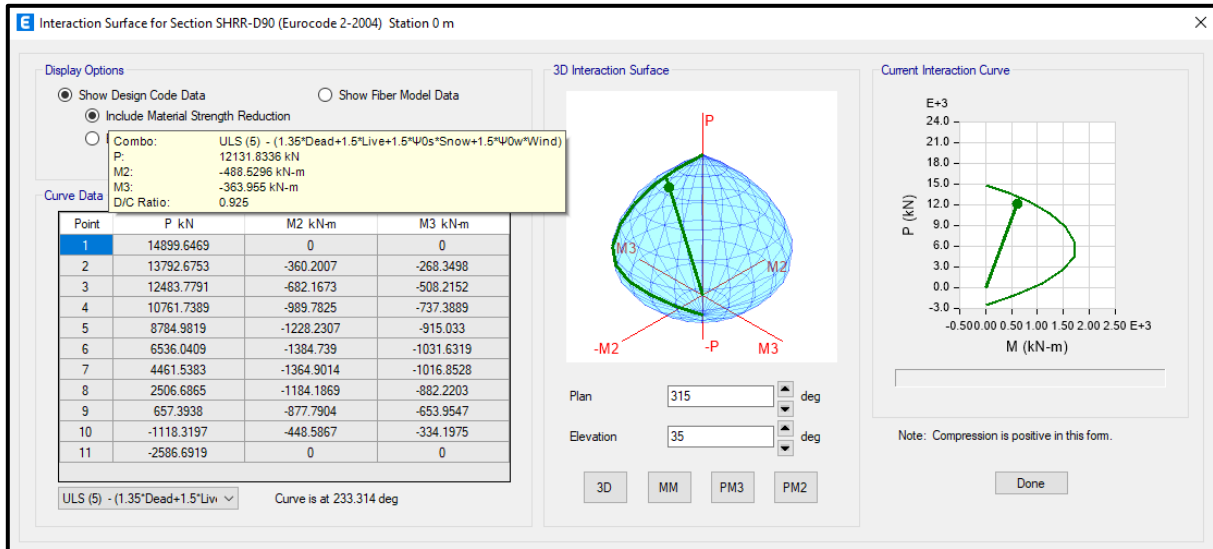


Figura 84: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C21, Niveli (-2)

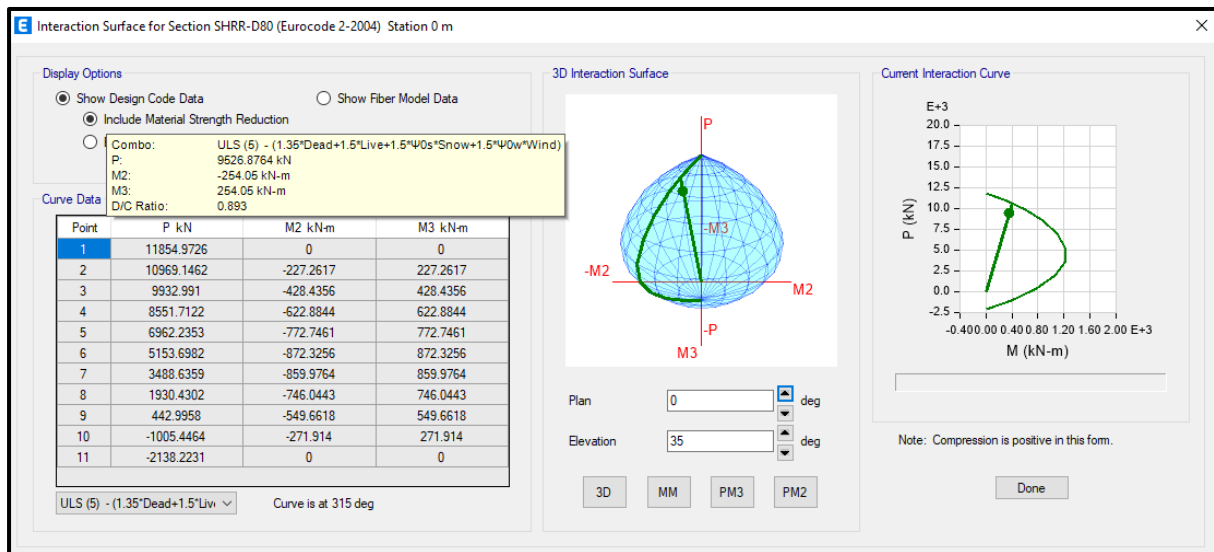


Figura 85: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C27, Niveli (1)

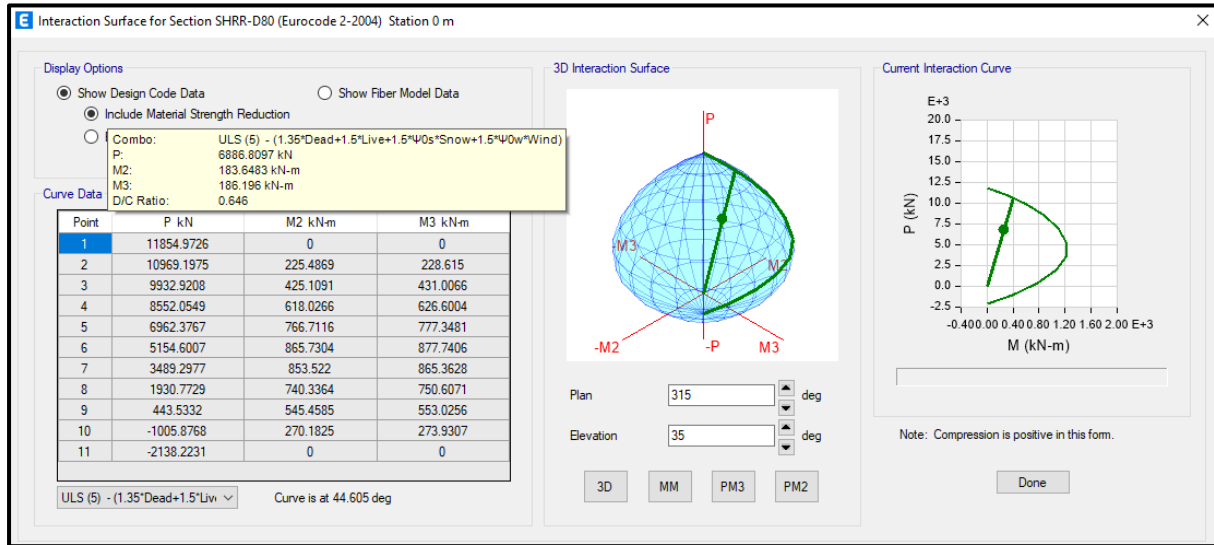


Figura 86: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C36, Niveli (5)

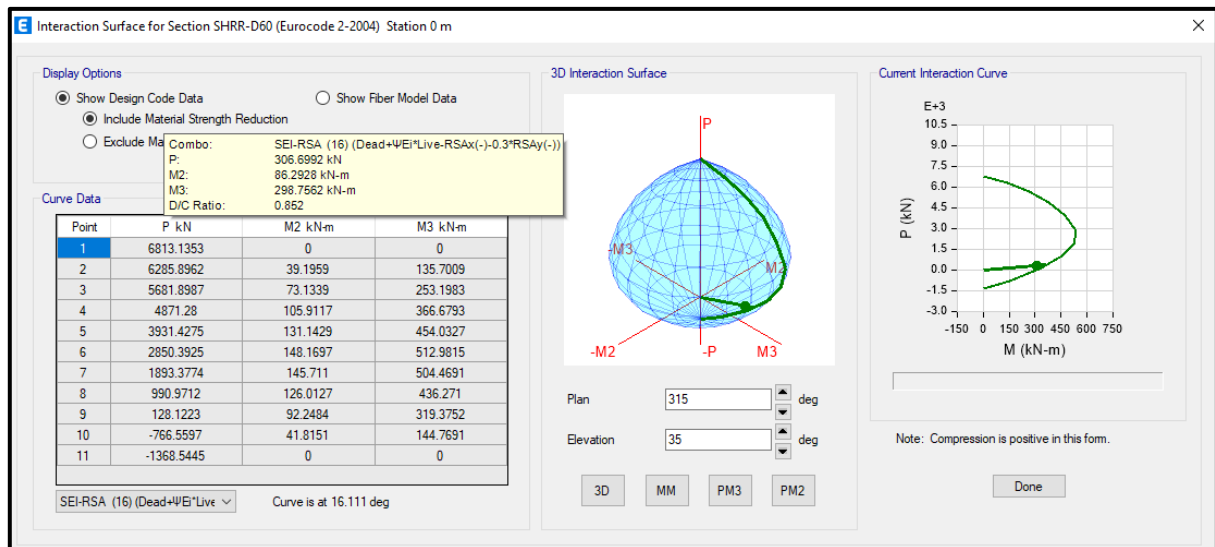


Figura 87: Kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllës C66, Niveli (15)

Nga diagrami i interaksionit të shtyllave apo kapaciteti i prerjes tërthore të shtyllave beton-arme do të përvetësojmë shtyllat kompozite beton-çelik me kapacitet të përafërt të prerjes tërthore. Këto dimensione do të shërbejnë si dimensione orientuese të shtyllave kompozite beton-çelik për faktin se sistemi meskator nuk do të jetë i njëjtë pra do të reduktohen ngarkesat.

Tabela 21: Përvetësimi i prerjes tërthore të shtyllave kompozite në funksion të kapacitetit të prerjes tërthore të shtyllave beton-arme

ETABS						CSI COLUMN		
Kapaciteti i prerjes tërthore								
Shtyllat Beton-Arme						Shtyllat kompozite Beton-Çelik		
Point	Point Status	P (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)	D (cm)	P (kN)	Resultant Moment (kNm)	D (cm)
Grupi (I)								
1	Pure Compression	14899.647	0	0	90	15147	0.000	50
2	Compression Controlled	13792.675	-360.2007	-268.3498		13274	399.000	
3	Compression Controlled	12483.779	-682.1673	-508.2152		11895	652.000	
4	Compression Controlled	10761.739	-989.7825	-737.3889		10119	919.000	
5	Compression Controlled	8784.982	-1228.231	-915.033		7902.3	1190.000	
6	Balance Point	6536.041	-1384.739	-1031.632		5277.5	1440.000	
7	Tension Controlled	4461.538	-1364.901	-1016.853		2976.6	1480.000	
8	Tension Controlled	2506.687	-1184.187	-882.2203		803.91	1380.000	
9	Tension Controlled	657.394	-877.7904	-653.9547		-1349	1140.000	
10	Tension Controlled	-1118.320	-448.5867	-334.1975		-3566	756.000	
11	Pure Tension	-2586.692	0	0		-6779	0.000	
Grupi (II)								
1	Pure Compression	11854.973	0	0	80	15147	0.000	50
2	Compression Controlled	10969.146	-227.2617	227.2617		13274	351.000	
3	Compression Controlled	9932.991	-428.4356	428.4356		11895	570.000	
4	Compression Controlled	8551.712	-622.8844	622.8844		10119	802.000	
5	Compression Controlled	6962.235	-772.7461	772.7461		7902.3	1040.000	
6	Balance Point	5153.698	-872.3256	872.3256		5277.5	1260.000	
7	Tension Controlled	3488.636	-859.9764	859.9764		2976.6	1300.000	
8	Tension Controlled	1930.430	-746.0443	746.0443		803.91	1200.000	
9	Tension Controlled	442.996	-549.6618	549.6618		-1349	1000.000	
10	Tension Controlled	-1005.446	-271.914	271.914		-3566	662.000	
11	Pure Tension	-2138.223	0	0		-6779	0.000	
Grupi (III)								
1	Pure Compression	9159.271	0	0	70	9800.8	0.000	40
2	Compression Controlled	8466.493	149.8849	158.4695		8475.8	210.000	
3	Compression Controlled	7660.194	281.8234	297.9648		7559.1	335.000	
4	Compression Controlled	6582.938	409.2341	432.6729		6367.9	470.000	
5	Compression Controlled	5337.990	507.4064	536.4679		4859.2	614.000	

6	Balance Point	3917.162	573.0762	605.8989		3052.3	747.000
7	Tension Controlled	2632.489	564.4428	596.771		1551	772.000
8	Tension Controlled	1421.428	488.7736	516.768		114.01	717.000
9	Tension Controlled	273.682	359.7404	380.3444		-1315	599.000
10	Tension Controlled	-886.313	171.2342	181.0416		-2904	394.000
11	Pure Tension	-1731.947	0	0		-5116	0.000
Grupi (IV)							
1	Pure Compression	6813.135	0	0		6518.6	0.190
2	Compression Controlled	6285.896	39.1959	135.7009		5538	113.400
3	Compression Controlled	5681.899	73.1339	253.1983		4898.3	177.660
4	Compression Controlled	4871.280	105.9117	366.6793		4046	249.360
5	Compression Controlled	3931.428	131.1429	454.0327		2921.2	329.970
6	Balance Point	2850.393	148.1697	512.9815	60	1613.1	397.140
7	Tension Controlled	1893.377	145.711	504.4691		616.26	404.250
8	Tension Controlled	990.971	126.0127	436.271		-329	376.000
9	Tension Controlled	128.122	92.2484	319.3752		-1326	310.890
10	Tension Controlled	-766.560	41.8151	144.7691		-2425	202.020
11	Pure Tension	-1368.545	0	0		-3954	0.240

3.2. Struktura kompozite Beton- Celik

3.2.1. Përshkrimi i strukturës

Struktura e shqyrtuar/analizuar paraqet një strukturë shumë katëshe nga nga elementet kompozite beton-çelik e cila përmbanë gjithsejt $n_1=15$ kate nga niveli 0.00 dhe $n_2=3$ kate të bodrumit. Sistemi strukturor i objektit të analizuar përbëhet nga:

Elementet vertikale: Shtyllat rrethore kompozite beton-çelik, shtyllat rrethore beton-arme dhe bërthama nga muret beton-arme

Elementet horizontale: Pllaka dhe trajet beton-arme në nivelin (-3)-(0), pllaka e hollë beton-arme trajet dhe trarëzat nga çeliku në nivelin (1)-(15).

Karakteristikat gjeometrike të strukturës dhe elementeve strukturore janë:

Tabela 22: Dimensionet e strukturës

Dimensionet e Strukturës			
Niveli: (0)-(+15)	Niveli: (0)-(-3)	Numri i Kateve:	Lartësia e katit
$B=5*L_x$ ($L_x=6.00m$)	$B=7*L_x$ ($L_x=6.00m$)	3B+P+14	$h=300m$
$L=5*L_y$ ($L_y=7.50m$)	$L=7*L_y$ ($L_y=7.50m$)		

Pasi që gjeometria për të dy llojet e strukturave (struktura nga betoni i armuar dhe struktura kompozite beton-çelik) është e njëjtë atëherë për strukturën kompozite beton-çelik do të paraqesim vetëm dukjen e konstruksionit meskator.

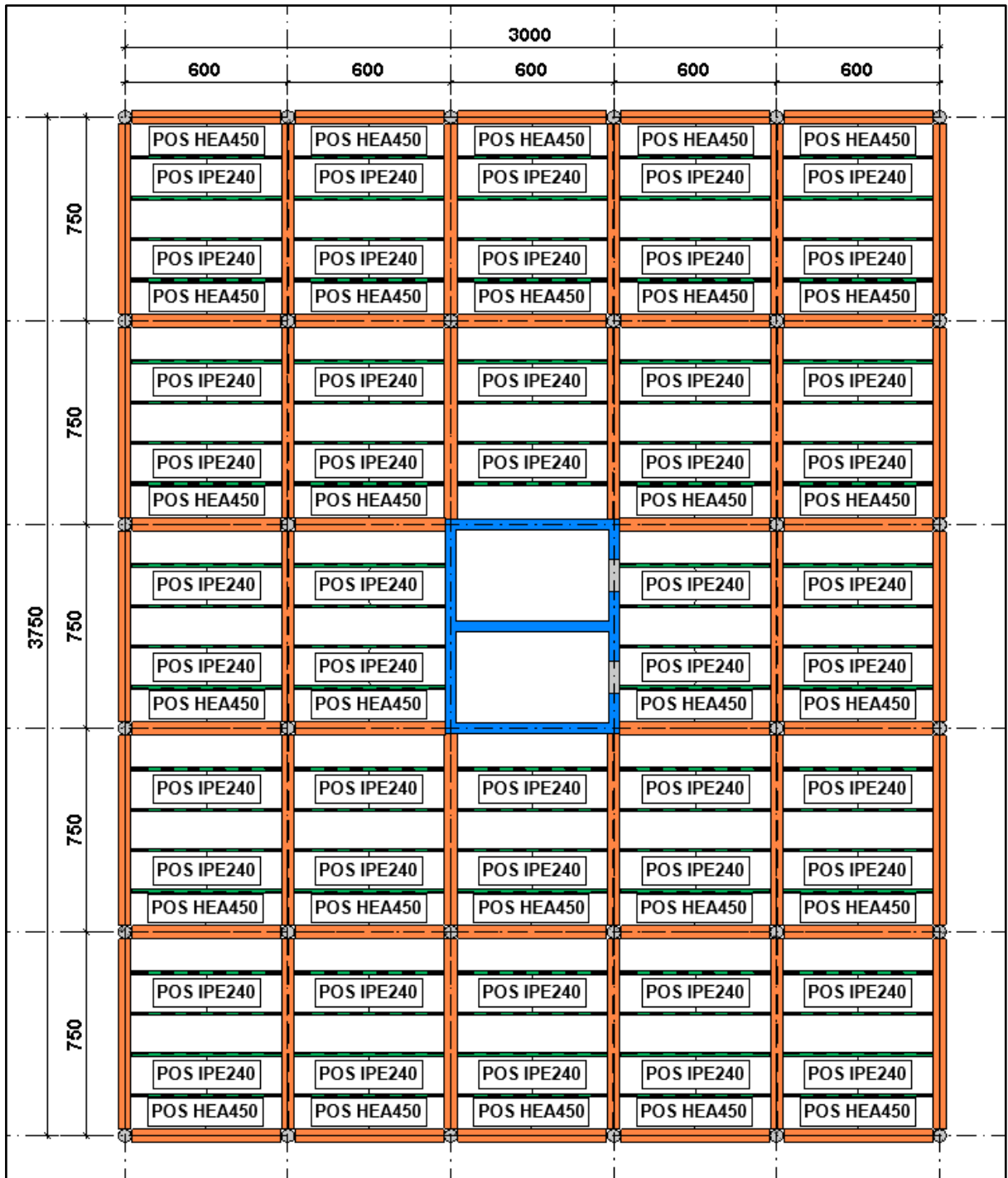


Figura 88: Sistemi meskator i strukturës kompozite beton-çelik

Tabela 23: Elementet strukturore të përvetësuar në strukturën kompozite beton-çelik

Elementet Vertikale dhe Horizontale	
Pllaka e Themelit	t=150cm
Niveli (-2)-(0)	
Pllaka e Meskatit	t=20 cm
Trajt beton-arme	b/h=40/50 cm
Shtyllat rrethore beton-arme	D=90cm
Muret e bërthamës beton-arme	t=40cm
Muret e bodrumit beton-arme	t=30cm
Niveli (1)-(15)	
Pllaka e Meskatit	t=8 cm
Trajt kryesore	HEA 450
Trajt sekondare	IPE 240
Grupi-(I)	
Shtylla kompozite rrethore	D=50 cm, t _r =1.2 cm
Grupi-(II)	
Shtylla kompozite rrethore	D=40 cm, t _r =1.2 cm
Grupi-(III)	
Shtylla kompozite rrethore	D=30 cm, t _r =1.2 cm

Tabela 24: materialet e përdorura (aplikuara)

Materialet e përdorura				
Betoni				
Elementet	Klasa	f _{ck} (Mpa)	E _{cm} (GPa)	v
Shtyllat BA	30/37	30	33	0.2
Trajt BA	25/30	25	31	0.2
Muret BA	30/37	30	33	0.2
Pllaka e Meskatit	25/30	25	31	0.2
Pllaka e Themelit	25/30	25	31	0.2
Çeliku				
Elementet	f _{yk} (Mpa)	f _{uk} (Mpa)	E _{cm} (GPa)	v
Trajt kryesore - S355	355	490	210	0.3
Trajt sekondare - S355	355	490	210	0.3
Tubat nga çeliku t=1.2cm - S355	355	490	210	0.3
Armatura				
B500C				

- Të dhënat tjera si : ngarkesat, kategoria e truallit, nxitimi i truallit, rëndësia e objektit etj janë të njëjta sikurse te struktura paraprake beton – arme .

Tabela 25: Masa në nivele (kate) për strukturën kompozite

TABLE: Mass Summary by Diaphragm						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		ton	ton	ton-m ²	m	m
Niveli-15	D2	745.26	745.26	144094.58	20.99	26.25
Niveli-14	D2	768.55	768.55	141245.02	20.98	26.25
Niveli-13	D2	768.55	768.55	141245.02	20.98	26.25
Niveli-12	D2	768.55	768.55	141245.02	20.98	26.25
Niveli-11	D2	768.55	768.55	141245.02	20.98	26.25
Niveli-10	D2	775.46	775.46	143339.26	20.98	26.25
Niveli-9	D2	783.10	783.10	145628.42	20.98	26.25
Niveli-8	D2	783.10	783.10	145628.42	20.98	26.25
Niveli-7	D2	783.10	783.10	145628.42	20.98	26.25
Niveli-6	D2	783.10	783.10	145628.42	20.98	26.25
Niveli-5	D2	791.91	791.91	148295.06	20.98	26.25
Niveli-4	D2	801.46	801.46	151156.64	20.98	26.25
Niveli-3	D2	801.46	801.46	151156.64	20.98	26.25
Niveli-2	D2	801.46	801.46	151156.64	20.98	26.25
Niveli-1	D2	801.46	801.46	151156.64	20.98	26.25
Niveli-0	D1	2867.27	2867.27	1130295.37	20.99	26.25
Niveli-(-1)	D1	3133.33	3133.33	1308088.35	21.00	26.25
Niveli-(-2)	D1	3110.38	3110.38	1299369.24	20.91	26.1394

Tabela 26: Perioda dhe frekuenca e strukturës kompozite

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.289	0.776	4.8757	23.7728
Modal	2	1.236	0.809	5.0832	25.8391
Modal	3	0.942	1.061	6.6671	44.4506

Tabela 27: Participimi i masave në analizën modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	1.289	0.2971	0.00000	0	0.2971	0.0000	0
Modal	2	1.236	0.0000	0.29570	0	0.2971	0.2957	0
Modal	3	0.942	0.0000	0.00150	0	0.2971	0.2972	0
Modal	4	0.325	0.0000	0.00360	0	0.2971	0.3008	0
Modal	5	0.273	0.1578	0.00000	0	0.4549	0.3008	0
Modal	6	0.257	0.0000	0.14460	0	0.4549	0.4454	0
Modal	7	0.195	0.0000	0.00110	0	0.4549	0.4466	0
Modal	8	0.138	0.0000	0.00090	0	0.4549	0.4474	0
Modal	9	0.135	0.3513	0.00000	0	0.8062	0.4474	0
Modal	10	0.129	0.0000	0.36970	0	0.8062	0.8171	0
Modal	11	0.111	0.0000	0.00010	0	0.8062	0.8172	0
Modal	12	0.104	0.0000	0.00060	0	0.8062	0.8178	0
Modal	13	0.096	0.0000	0.12480	0	0.8062	0.9426	0
Modal	14	0.095	0.1188	0.00000	0	0.9250	0.9426	0
Modal	15	0.087	0.0000	0.00030	0	0.9250	0.9429	0
Modal	16	0.074	0.0000	0.00001	0	0.9250	0.9429	0
Modal	17	0.065	0.0000	0.00220	0	0.9250	0.9451	0
Modal	18	0.065	0.0000	0.01850	0	0.9250	0.9636	0
Modal	19	0.063	0.0437	0.00000	0	0.9688	0.9636	0
Modal	20	0.058	0.0000	0.00003	0	0.9688	0.9636	0
Modal	21	0.053	0.0000	0.00005	0	0.9688	0.9636	0
Modal	22	0.052	0.0294	0.00000	0	0.9982	0.9636	0
Modal	23	0.051	0.0000	0.02950	0	0.9982	0.9931	0
Modal	24	0.049	0.0000	0.00001	0	0.9982	0.9931	0
Modal	25	0.047	0.0000	0.00000	0	0.9982	0.9931	0
Modal	26	0.045	0.0000	0.00620	0	0.9982	0.9993	0
Modal	27	0.043	0.0000	0.00001	0	0.9982	0.9993	0
Modal	28	0.041	0.0014	0.00000	0	0.9996	0.9993	0
Modal	29	0.041	0.0000	0.00000	0	0.9996	0.9993	0
Modal	30	0.037	0.0000	0.00040	0	0.9996	0.9997	0
Modal	31	0.036	0.0000	0.00000	0	0.9996	0.9997	0
Modal	32	0.033	0.0002	0.00000	0	0.9997	0.9997	0
Modal	33	0.032	0.0000	0.00000	0	0.9997	0.9997	0
Modal	34	0.031	0.0000	0.00010	0	0.9997	0.9998	0
Modal	35	0.028	0.0000	0.00000	0	0.9997	0.9998	0
Modal	36	0.027	0.0001	0.00000	0	0.9998	0.9998	0
Modal	37	0.027	0.0000	0.00004	0	0.9998	0.9998	0
Modal	38	0.026	0.0000	0.00000	0	0.9998	0.9998	0
Modal	39	0.026	0.0000	0.00000	0	0.9998	0.9998	0
Modal	40	0.024	0.0000	0.00010	0	0.9998	0.9999	0

Tabela 28: Qendra e masës dhe shtangësisë

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity									
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR	e _{0X}	e _{0Y}
		kg	kg	m	m	m	m	m	m
Niveli-15	D2	745.26	745.26	20.993	26.25	20.278	26.3	0.715	0.000
Niveli-14	D2	768.55	768.55	20.981	26.25	20.263	26.3	0.718	0.000
Niveli-13	D2	768.55	768.55	20.981	26.25	20.245	26.3	0.736	0.000
Niveli-12	D2	768.55	768.55	20.981	26.25	20.227	26.3	0.754	0.000
Niveli-11	D2	768.55	768.55	20.981	26.25	20.212	26.3	0.769	0.000
Niveli-10	D2	775.46	775.46	20.981	26.25	20.197	26.3	0.784	0.000
Niveli-9	D2	783.10	783.10	20.981	26.25	20.178	26.3	0.804	0.000
Niveli-8	D2	783.10	783.10	20.981	26.25	20.162	26.3	0.819	0.000
Niveli-7	D2	783.10	783.10	20.981	26.25	20.15	26.3	0.832	0.000
Niveli-6	D2	783.10	783.10	20.981	26.25	20.142	26.3	0.839	0.000
Niveli-5	D2	791.91	791.91	20.982	26.25	20.139	26.3	0.842	0.000
Niveli-4	D2	801.46	801.46	20.982	26.25	20.141	26.3	0.840	0.000
Niveli-3	D2	801.46	801.46	20.982	26.25	20.158	26.3	0.823	0.000
Niveli-2	D2	801.46	801.46	20.982	26.25	20.205	26.3	0.776	0.000
Niveli-1	D2	801.46	801.46	20.982	26.25	20.326	26.3	0.656	0.000
Niveli-0	D1	2867.27	2867.27	20.995	26.25	20.974	26.3	0.021	0.000
Niveli-(-1)	D1	3133.33	3133.33	20.995	26.25	20.976	26.3	0.020	0.000
Niveli-(-2)	D1	3110.38	3110.38	20.907	26.139	20.984	26.3	0.077	0.111

❖ Shtangësia në kate

Tabela 29: Shtangësia në kate

TABLE: Story Response			
Story	Location	X-Dir	Y-Dir
		kN/m	kN/m
Niveli-15	Top	546114.902	579626.246
Niveli-14	Top	889712.767	950479.732
Niveli-13	Top	1063114.032	1141187.805
Niveli-12	Top	1139512.849	1224534.644
Niveli-11	Top	1193359.716	1277870.633
Niveli-10	Top	1287577.928	1379502.126
Niveli-9	Top	1414023.108	1515123.828
Niveli-8	Top	1581498.786	1693865.981
Niveli-7	Top	1772937.793	1881510.277
Niveli-6	Top	1981242.125	2066545.932
Niveli-5	Top	2247224.792	2307604.761
Niveli-4	Top	2567332.642	2580418.497
Niveli-3	Top	3040079.958	2982679.546
Niveli-2	Top	3761504.502	3580949.392
Niveli-1	Top	5550822.669	5309336.503
Niveli-0	Top	30155161.43	43872027.17
Niveli-(-1)	Top	36810906.58	51977984.26
Niveli-(-2)	Top	45389060.91	56644594.87
Niveli-(-3)	Top	0	0

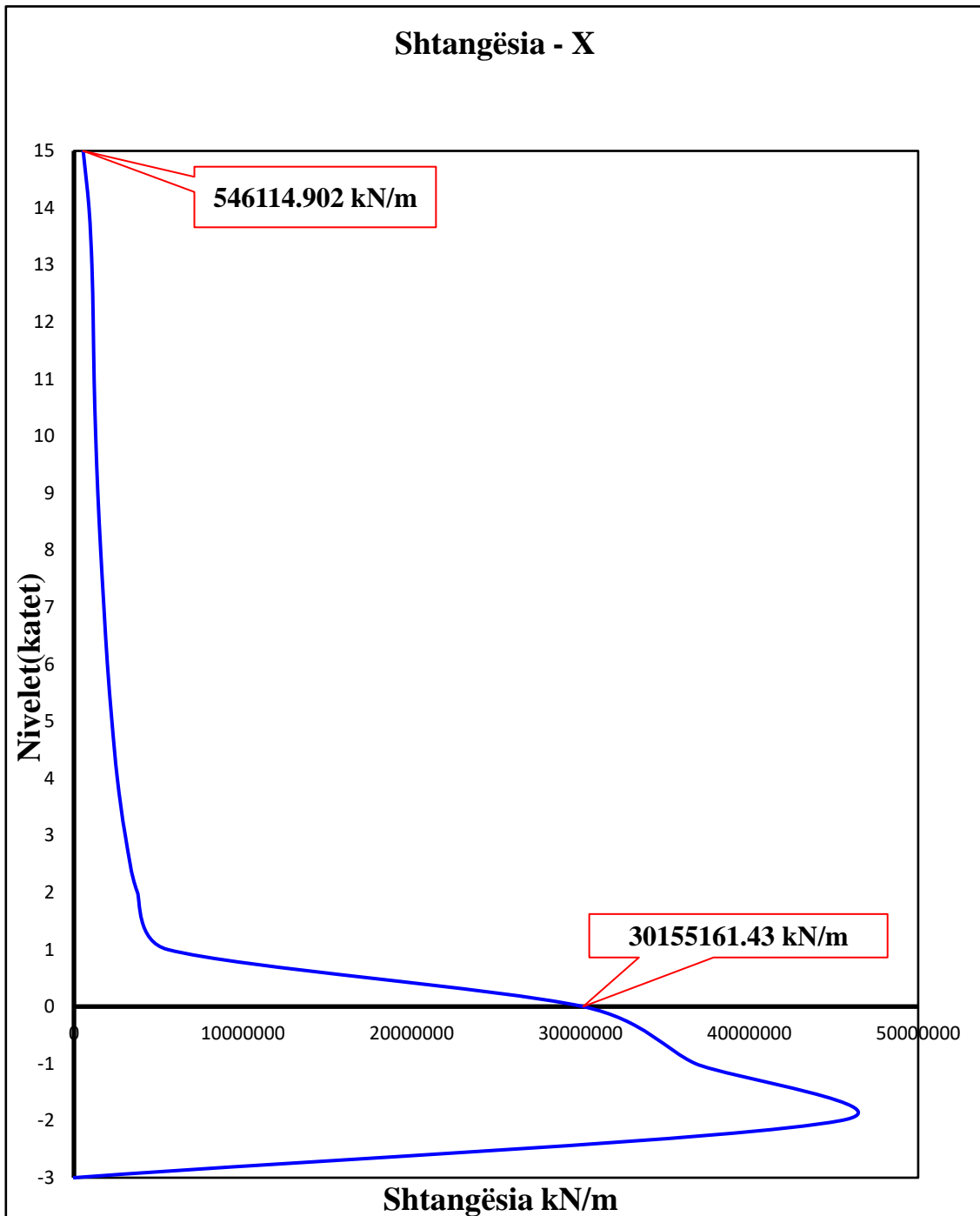


Figura 89: htangësia në drejtimin X për strukturën kompozite

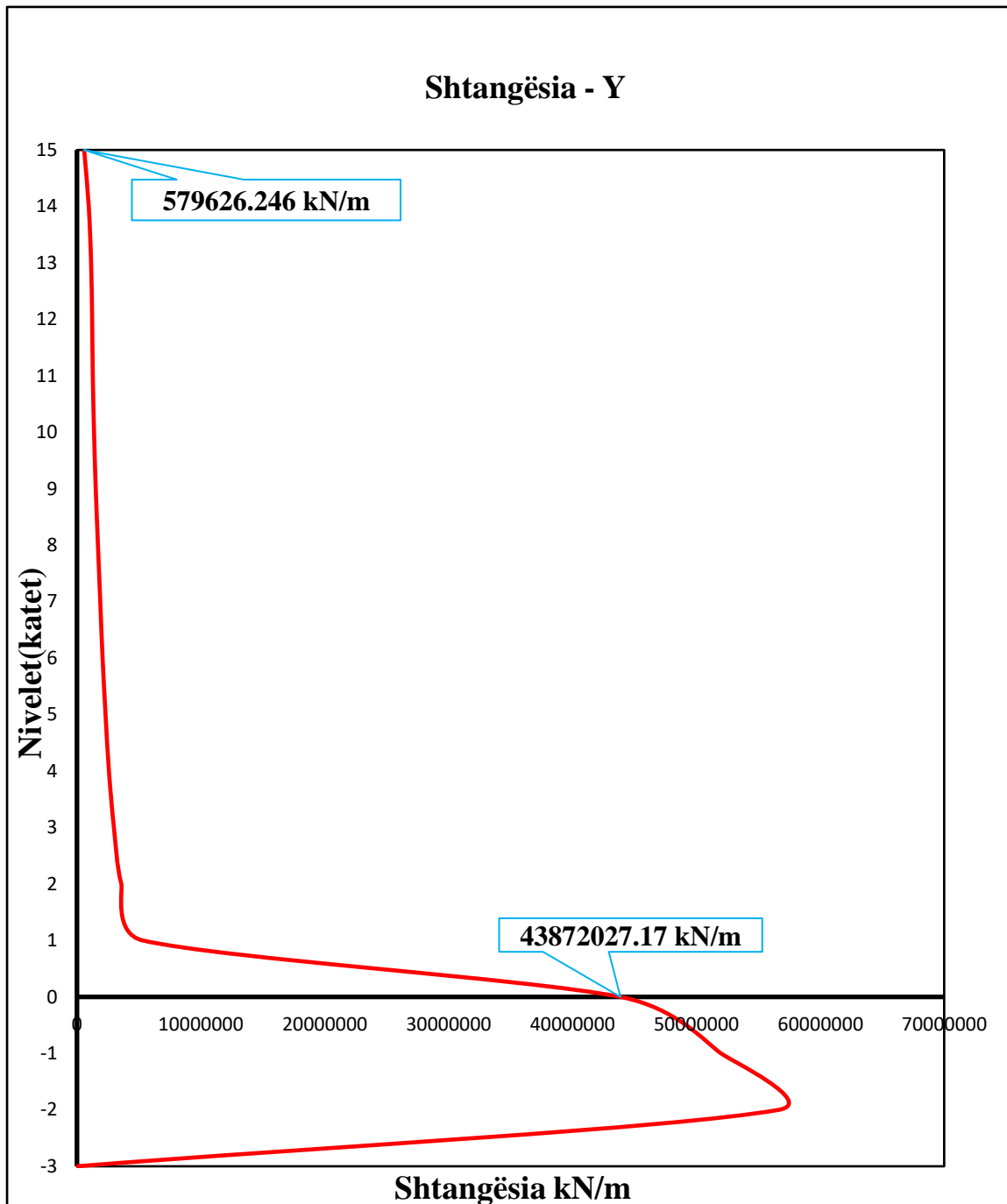


Figura 90: Shtanësia në drejtimin Y për strukturën kompozite

❖ Forcat prerëse në kate

Forcat prerëse në bazë në të dy drejtimet ortogonale **X** dhe **Y** të cilat janë fituar na analiza modale e spektrit të reagimit RSA

Tabela 30: Forcat prerëse në kate në dy drejtimet ortogonale X dhe Y

TABLE: Story Response				TABLE: Story Response			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	kN	kN		m	kN	kN
Niveli-15	45	2326.26	0.347	Niveli-15	45	0.229	2261.26
Niveli-14	42	3873.08	0.517	Niveli-14	42	0.335	3819.63
Niveli-13	39	4679.71	0.509	Niveli-13	39	0.310	4674.08
Niveli-12	36	5021.41	0.398	Niveli-12	36	0.197	5064.71
Niveli-11	33	5220.32	0.336	Niveli-11	33	0.163	5292.02
Niveli-10	30	5502.81	0.435	Niveli-10	30	0.306	5604.83
Niveli-9	27	5937.41	0.610	Niveli-9	27	0.433	6105.10
Niveli-8	24	6465.13	0.707	Niveli-8	24	0.471	6703.37
Niveli-7	21	6988.97	0.699	Niveli-7	21	0.412	7246.26
Niveli-6	18	7439.25	0.620	Niveli-6	18	0.301	7660.56
Niveli-5	15	7826.47	0.484	Niveli-5	15	0.263	7997.66
Niveli-4	12	8228.87	0.404	Niveli-4	12	0.359	8362.48
Niveli-3	9	8706.80	0.467	Niveli-3	9	0.458	8813.14
Niveli-2	6	9241.86	0.588	Niveli-2	6	0.486	9327.61
Niveli-1	3	9750.33	0.642	Niveli-1	3	0.444	9817.11
Niveli-0	0	9750.33	0.642	Niveli-0	0	0.444	9817.11

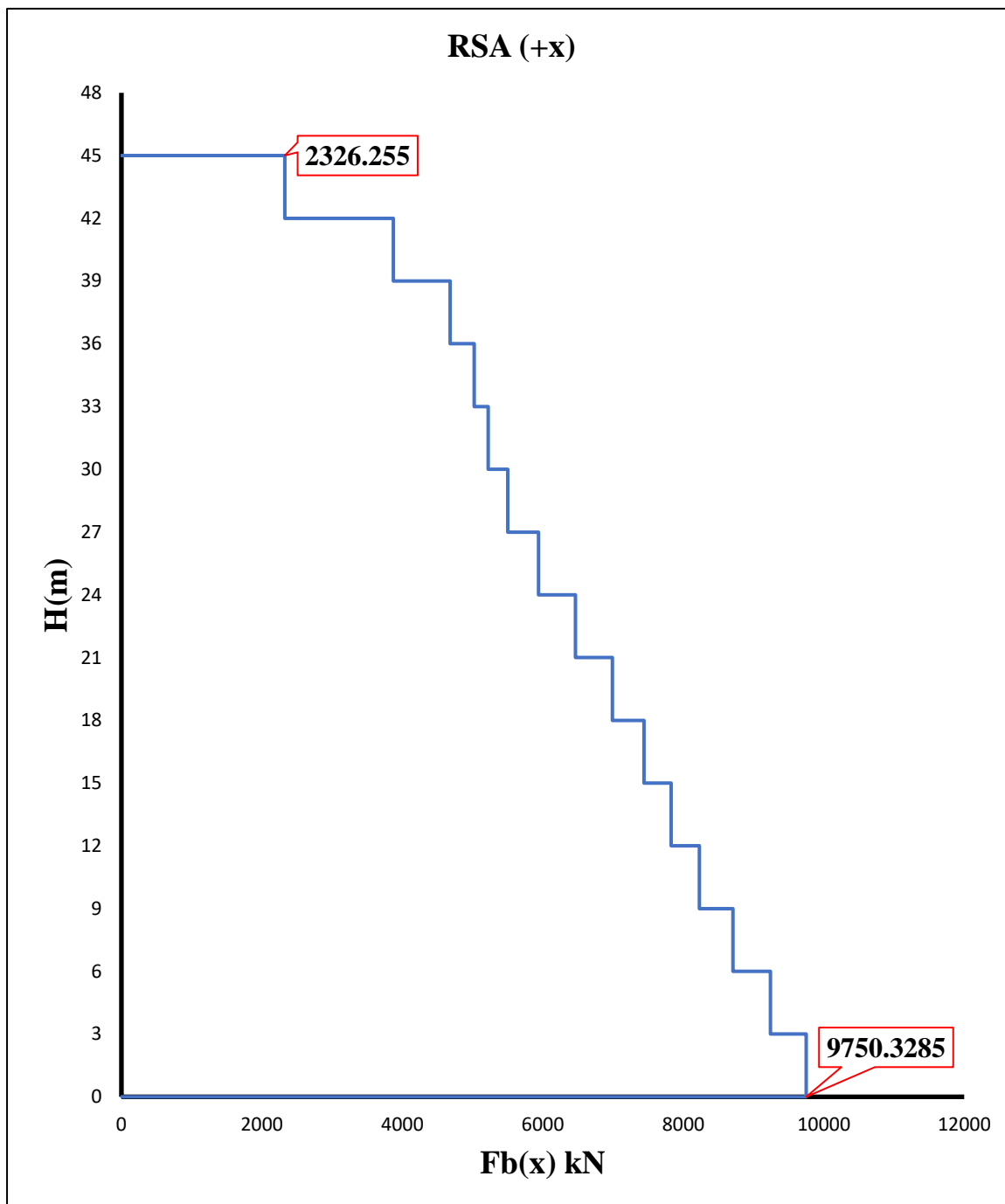


Figura 91: Forca prerëse në drejtimin X për strukturën kompozite

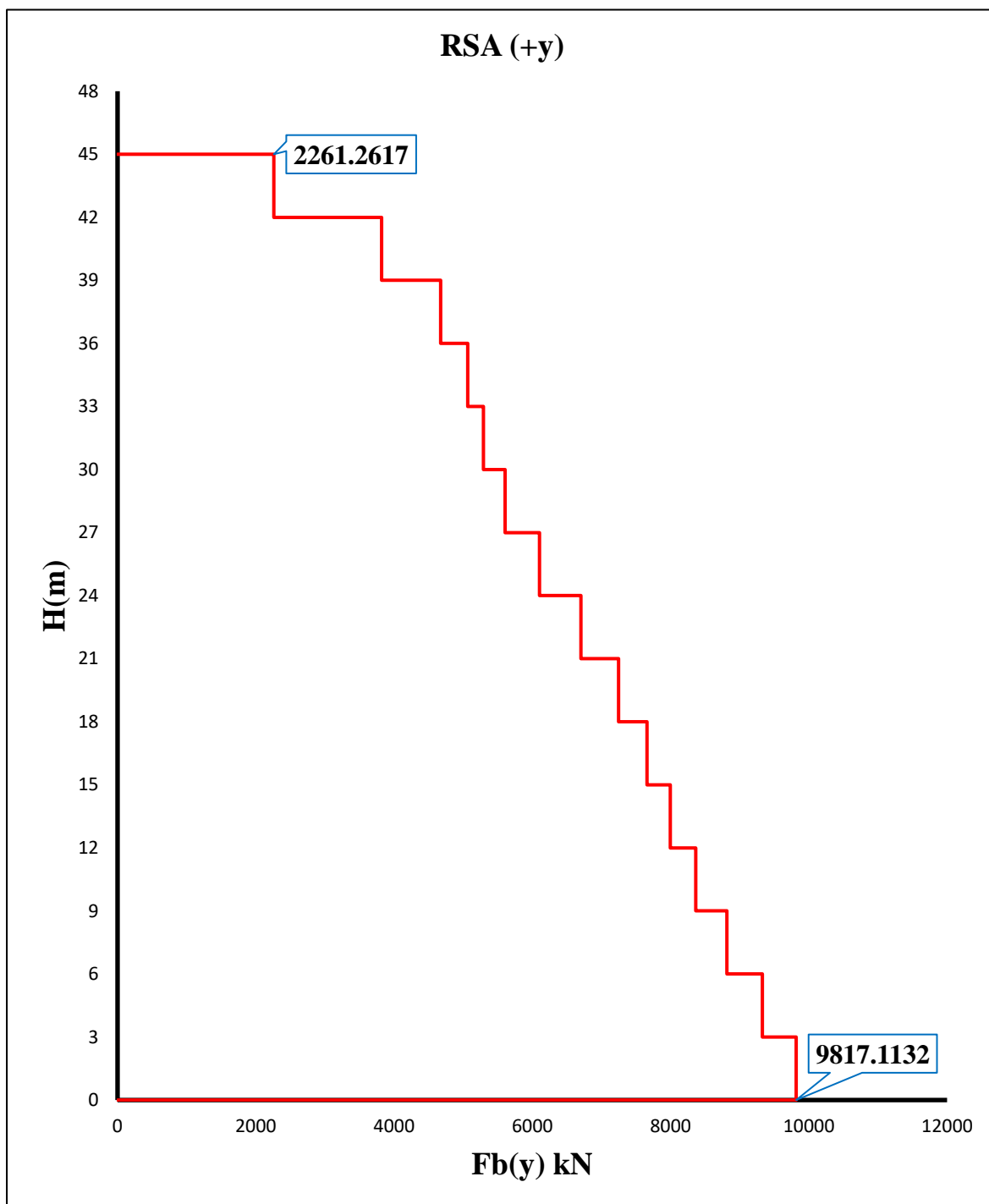


Figura 92: Forca prerëse në drejtimin Y për strukturën kompozite

❖ Zhvendosjet

Sipas EUROCODE – 8 (EN 1998-1) zhvendosjet e një pike të një sistemi strukturor (d_s) duhet të llogariten si prodhim i faktorit të sjelljes (q) dhe zhvendosjes së asaj pike (d_e) e cila fitohet nga analiza modale e spektrit të reagimit. Në mënyrë të ngjajshme do të veprojmë edhe me strukturën nga elementet kompozite beton-çelik sikur se te struktura nga elementet strukturore nga betoni i armuar.

Tabela 31: Zhvendosjet elastike

TABLE: Story Response (RSA)							
Story	d_e				q	$d_s=d_e*q$	
	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir		X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm		m	m
Niveli-15	45	Top	53.9270	51.4880	3.9	0.210	0.201
Niveli-14	42	Top	49.8230	47.7030	3.9	0.194	0.186
Niveli-13	39	Top	45.6890	43.8710	3.9	0.178	0.171
Niveli-12	36	Top	41.5440	40.0070	3.9	0.162	0.156
Niveli-11	33	Top	37.4050	36.1290	3.9	0.146	0.141
Niveli-10	30	Top	33.2920	32.2550	3.9	0.130	0.126
Niveli-9	27	Top	29.2630	28.4510	3.9	0.114	0.111
Niveli-8	24	Top	25.3090	24.6950	3.9	0.099	0.096
Niveli-7	21	Top	21.4640	21.0230	3.9	0.084	0.082
Niveli-6	18	Top	17.7660	17.4670	3.9	0.069	0.068
Niveli-5	15	Top	14.2510	14.0600	3.9	0.056	0.055
Niveli-4	12	Top	10.9930	10.8770	3.9	0.043	0.042
Niveli-3	9	Top	8.0120	7.9220	3.9	0.031	0.031
Niveli-2	6	Top	5.3760	5.2570	3.9	0.021	0.021
Niveli-1	3	Top	3.1540	2.9410	3.9	0.012	0.011
Niveli-0	0	Top	0.0000	0.0000	3.9	0.000	0.000
Niveli-(-1)					3.9		
Niveli-(-2)					3.9		
Niveli-(-3)					3.9		

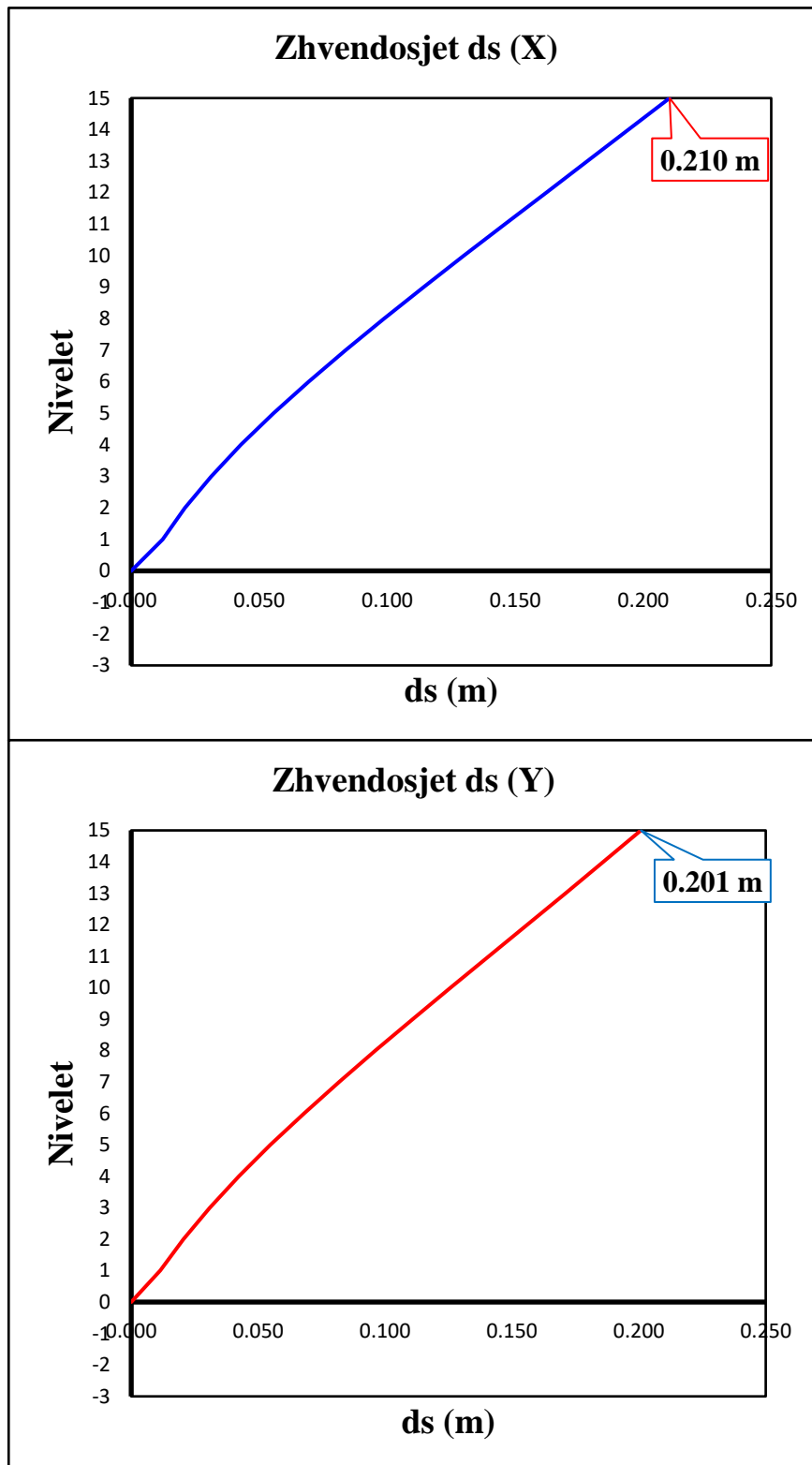


Figura 93: Zhvendosjet në drejtimin X dhe Y për strukturën kompozite

❖ Kufizimi i dëmtimeve (interstorey drift d_r)

Sipas EUROCODE EN 1998-1/4.4.2.2 (2) kontrollat e drifteve të kateve bëhet me anë të shprehjes së më poshtme:

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h \rightarrow \frac{dr}{h} \leq \frac{\alpha}{v} \rightarrow d_r \leq h \cdot \frac{\alpha}{v}$$

$\alpha = 0.005$ për struktura të cilat kanë elemente jo-strukturore nga materialet e brishta të ngjitura për strukturë.

v – është faktor i reduktimit i cili merr parasyshë periodën më të vogël e cila shoqërohet me kërkesa për kufizim të dëmtimeve dhe është në funksion të faktorit të rëndësië. Për kategorinë II $\rightarrow v = 0.5$

Tabela 32: Driftet në kate

TABLE: Story Response								
						X	Y	
Story	H	X-Dir	Y-Dir	v	$\alpha \geq v \cdot dr/h$	v·dr/h	v·dr/h	Kriteri
	m	m	m					
Niveli-15	3	0.0056394	0.0051402	0.5	0.005	0.000940	0.000857	Plotëson
Niveli-14	3	0.0058227	0.0053586	0.5	0.005	0.000970	0.000893	Plotëson
Niveli-13	3	0.0059202	0.0055146	0.5	0.005	0.000987	0.000919	Plotëson
Niveli-12	3	0.0059475	0.0056082	0.5	0.005	0.000991	0.000935	Plotëson
Niveli-11	3	0.005928	0.0056745	0.5	0.005	0.000988	0.000946	Plotëson
Niveli-10	3	0.0057876	0.0055692	0.5	0.005	0.000965	0.000928	Plotëson
Niveli-9	3	0.0057135	0.0055731	0.5	0.005	0.000952	0.000929	Plotëson
Niveli-8	3	0.0055965	0.0055263	0.5	0.005	0.000933	0.000921	Plotëson
Niveli-7	3	0.0054366	0.0054288	0.5	0.005	0.000906	0.000905	Plotëson
Niveli-6	3	0.0052299	0.0052884	0.5	0.005	0.000872	0.000881	Plotëson
Niveli-5	3	0.0048711	0.0049608	0.5	0.005	0.000812	0.000827	Plotëson
Niveli-4	3	0.0045396	0.0047034	0.5	0.005	0.000757	0.000784	Plotëson
Niveli-3	3	0.0041262	0.0043485	0.5	0.005	0.000688	0.000725	Plotëson
Niveli-2	3	0.0036348	0.0039078	0.5	0.005	0.000606	0.000651	Plotëson
Niveli-1	3	0.0028548	0.0030381	0.5	0.005	0.000476	0.000506	Plotëson
Niveli-0	3	0	0	0.5	0.005	0	0	Plotëson
Niveli-(-1)	3	0	0	0.5	0.005	0	0	
Niveli-(-2)	3	0	0	0.5	0.005	0	0	
Niveli-(-3)	3	0	0	0.5	0.005	0	0	

❖ Efektet e rendit të dytë (Efekti P-Δ)

Ky kriter merr parasyshë efektet e rendit të dytë i cili bazohet në koeficientin e ndjeshmërisë së zhvendosjes së meskateve (interstorey drift) dhe sipas EN 1998-1/4.4.2.2(2) kjo kontrollë bëhet përmes shprehjes si më poshtë:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

d_r – Drifti i meskatit

h - Lartësia e katit

P_{tot} – Ngarkesa totale gravitacionale në dhe mbi katin e konsideruar/shqyrtuar për rastin e kombinimit G+0.3*Q

V_{tot} – Forca prerëse totale në bazë e cila fitohet nga analiza modale e spektrit të reagimit

Tabela 33: Efekti P-Δ

Efekti P-Δ								
Niveli	Lartësia	P _{tot}	V _{tot}		dr (Drift)		θ ≤ 0.10	
			Drejtimi X	Drejtimi Y	Drejtimi X	Drejtimi Y	Drejtimi X	Drejtimi Y
	m	kN	kN		m			
Niveli-15	3	7882.54	2326.26	2261.26	0.0056394	0.0051402	0.006	0.006
Niveli-14	3	15419.49	3873.08	3819.63	0.0058227	0.0053586	0.008	0.007
Niveli-13	3	22956.43	4679.71	4674.08	0.0059202	0.0055146	0.010	0.009
Niveli-12	3	30493.37	5021.41	5064.71	0.0059475	0.0056082	0.012	0.011
Niveli-11	3	38030.32	5220.32	5292.02	0.005928	0.0056745	0.014	0.014
Niveli-10	3	45709.88	5502.81	5604.83	0.0057876	0.0055692	0.016	0.015
Niveli-9	3	53389.44	5937.41	6105.10	0.0057135	0.0055731	0.017	0.016
Niveli-8	3	61069.00	6465.13	6703.37	0.0055965	0.0055263	0.018	0.017
Niveli-7	3	68748.56	6988.97	7246.26	0.0054366	0.0054288	0.018	0.017
Niveli-6	3	76428.12	7439.25	7660.56	0.0052299	0.0052884	0.018	0.018
Niveli-5	3	84287.74	7826.47	7997.66	0.0048711	0.0049608	0.017	0.017
Niveli-4	3	92147.37	8228.87	8362.48	0.0045396	0.0047034	0.017	0.017
Niveli-3	3	100006.99	8706.80	8813.14	0.0041262	0.0043485	0.016	0.016
Niveli-2	3	107866.62	9241.86	9327.61	0.0036348	0.0039078	0.014	0.015
Niveli-1	3	115726.24	9750.33	9817.11	0.0028548	0.0030381	0.011	0.012
Niveli-0	3	146453.67	11920.44	11859.96	0	0	0	0
Niveli-(-1)	3	/	/	/	/	/	/	/
Niveli-(-2)	3	/	/	/	/	/	/	/
Niveli-(-3)	3	/	/	/	/	/	/	/

Nga këtu kuptojmë që efekti i rendit të dytë nuk ka nevojë të mirret parasyshë pasi që kushti i dhënë sipas EN 1998-1 nga shprehja më lart plotësohet për të dy drejtimet ortogonale X dhe Y. Kombinimet e ngarkesave janë të njëjta sikur se te strukturat beton-arme të paraqitura më lart.

3.3. Krahasimi i rezultateve

Pasi që prerjet tërthore të shtyllave kompozite beton-çelik të përvetësuar dhe të dimensionuara sipas EC-4 plotësojnë kriteret e zbatuara gjatë dimensionimit dhe përballojnë ngarkesat e dhëna atëherë do të prezantojmë krahasimin e rezultateve mes dy llojeve të strukturave beton-arme dhe kompozite beton-çelik.

❖ Krahasimi i masave në kate

Tabela 34: Krahasimi i masave në kate për dy llojet e strukturave

		Struktura BA	Struktura Kompozite		
Story	Diaphragm	Mass	Mass	Diferenca	Diferenca
		ton	ton	ton	%
Niveli-15	D1	1207.13	745.26	461.87	38
Niveli-14	D1	1253.68	768.55	485.13	39
Niveli-13	D1	1253.68	768.55	485.13	39
Niveli-12	D1	1253.68	768.55	485.13	39
Niveli-11	D1	1253.68	768.55	485.13	39
Niveli-10	D1	1263.52	775.46	488.06	39
Niveli-9	D1	1276.01	783.10	492.91	39
Niveli-8	D1	1276.01	783.10	492.91	39
Niveli-7	D1	1276.01	783.10	492.91	39
Niveli-6	D1	1276.01	783.10	492.91	39
Niveli-5	D1	1287.77	791.91	495.86	39
Niveli-4	D1	1302.18	801.46	500.72	38
Niveli-3	D1	1302.18	801.46	500.72	38
Niveli-2	D1	1302.18	801.46	500.72	38
Niveli-1	D1	1302.18	801.46	500.72	38
Niveli-0	D1	2900.24	2867.27	32.97	1

Nga rezultatet e fituara sihet që te strukturat kompozite masat në kate janë më të vogla gjë që është e pritshme pasi që është lehtësuar pesha e konstruksionit meskator si dhe është reduktuar prerja tërthore e elementeve vertikale (shtyllave).

❖ Krahasimi i periodave të lëkundjeve

Tabela 35: Krahasimi i periodave të lëkundjeve

Struktura BA					Struktura Kompozite (K)			
TABLE: Modal Periods And Frequencies								
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Mode	Period	Frequency	CircFreq
		sec	cyc/sec	rad/sec		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	1.369	0.73	4.5885	1	1.289	0.776	4.8757
Modal	2	1.352	0.74	4.649	2	1.236	0.809	5.0832
Modal	3	1.129	0.886	5.5643	3	0.942	1.061	6.6671

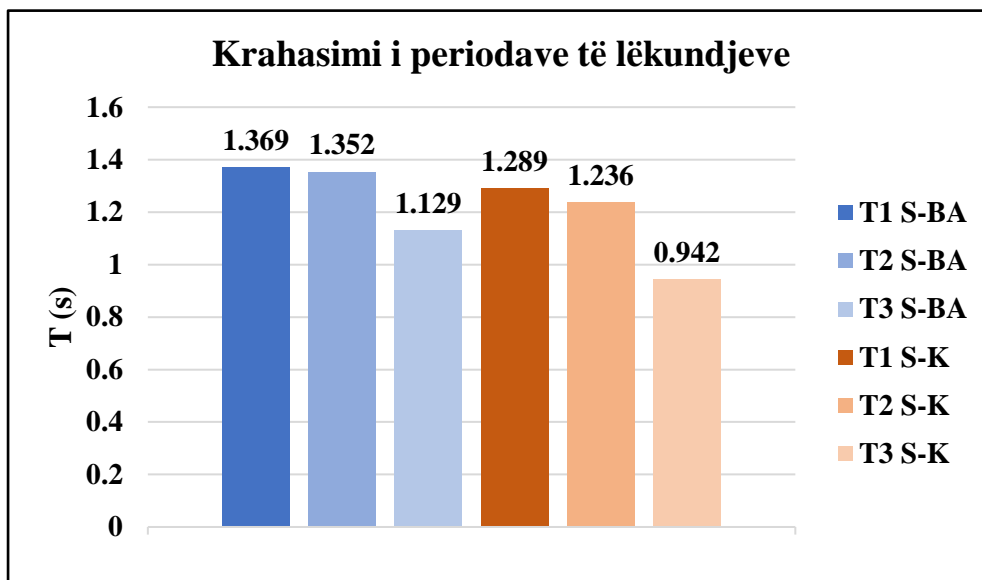


Figura 94: Krahasimi i periodave të lëkundjeve

Nga krahasimi i periodave për dy llojet e strukturave shohim që te strukturat kompozite janë fituar perioda më të vogla pasi që është reduktuar pesha e konstruksionit meskator pra kemi masë më të vogël në kate dhe gjithashtu prerja tërthore e shtyllave kompozite është reduktuar në krahasim me shtyllat beton-arme duke fituar elemente vertikale më fleksibile

❖ Krahasimi i shtangësisë në kate

Tabela 36: Krahasimi i shtangësisë në kate

TABLE: Story Response								
Story	S-BA		S-K			Diferenca		
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	ΔX -Dir	ΔX -Dir	ΔY -Dir	ΔY -Dir
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	%	kN/m	%
Niveli-15	805770.096	819951.256	546115	579626.246	259655	32	240325	29
Niveli-14	1294939.771	1321257.761	889713	950479.732	405227	31	370778	28
Niveli-13	1540409.26	1573151.229	1063114	1141187.805	477295	31	431963	27
Niveli-12	1660618.042	1690982.447	1139513	1224534.644	521105	31	466448	28
Niveli-11	1757872.052	1783390.798	1193360	1277870.633	564512	32	505520	28
Niveli-10	1909621.41	1942648.162	1287578	1379502.126	622043	33	563146	29
Niveli-9	2077480.736	2112673.643	1414023	1515123.828	663458	32	597550	28
Niveli-8	2262311.078	2291164.826	1581499	1693865.981	680812	30	597299	26
Niveli-7	2448278.091	2461318.083	1772938	1881510.277	675340	28	579808	24
Niveli-6	2654239.459	2643954.108	1981242	2066545.932	672997	25	577408	22
Niveli-5	2950889.915	2916365.581	2247225	2307604.761	703665	24	608761	21
Niveli-4	3335761.834	3254662.577	2567333	2580418.497	768429	23	674244	21
Niveli-3	3899608.493	3738322.975	3040080	2982679.546	859529	22	755643	20
Niveli-2	4755858.04	4452107.223	3761505	3580949.392	994354	21	871158	20
Niveli-1	7003512.142	6642508.118	5550823	5309336.503	1452689	21	1333172	20
Niveli-0	31628803.94	45459945.82	3E+07	43872027.17	1473643	5	1587919	3

Struktura nga betoni i armuar ka shtangësi më të madhe krahasur me strukturat kompozite beton-çelik.

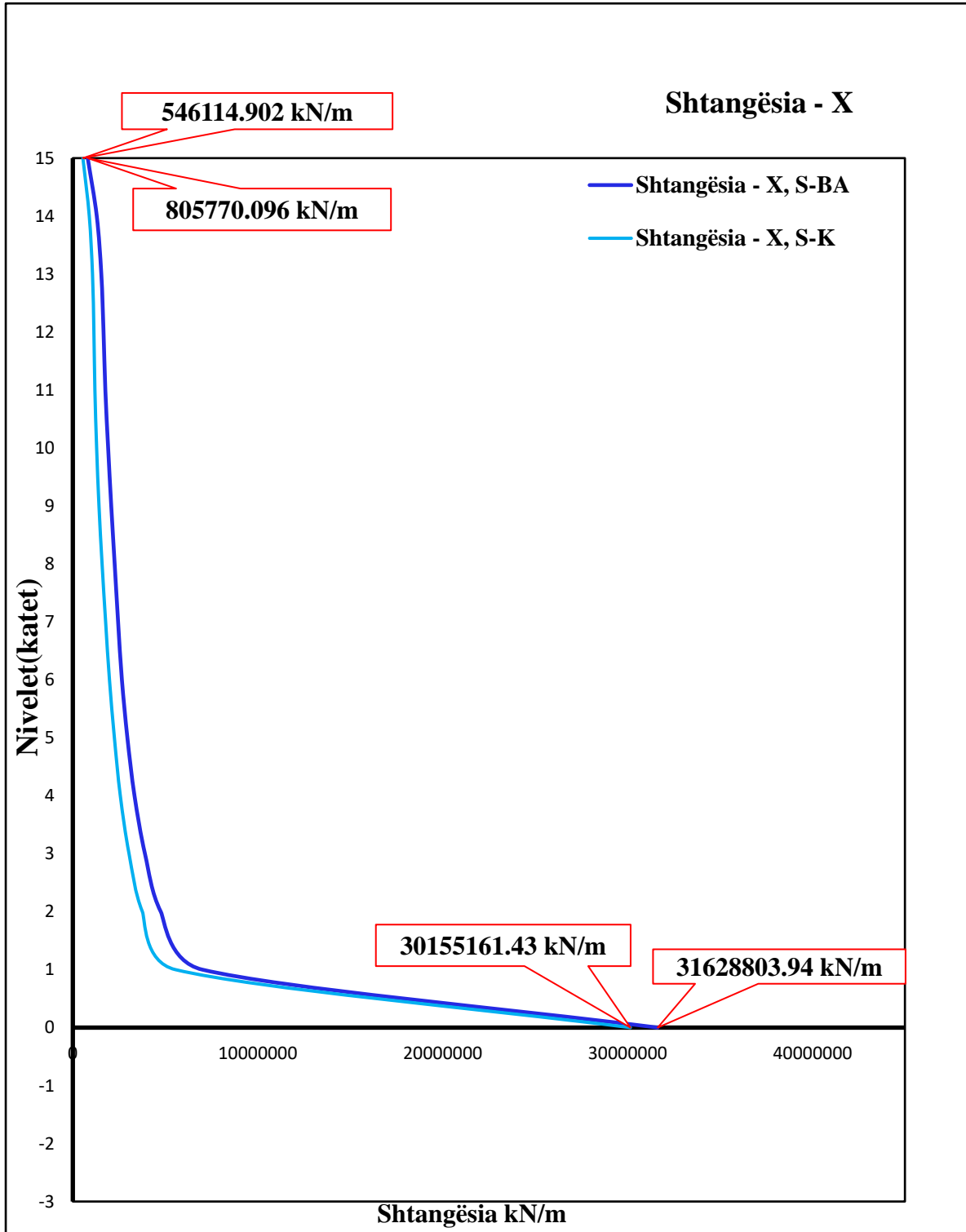


Figura 95: Krahasimi i shtangësive në drejtimin X për dy llojet e strukturave

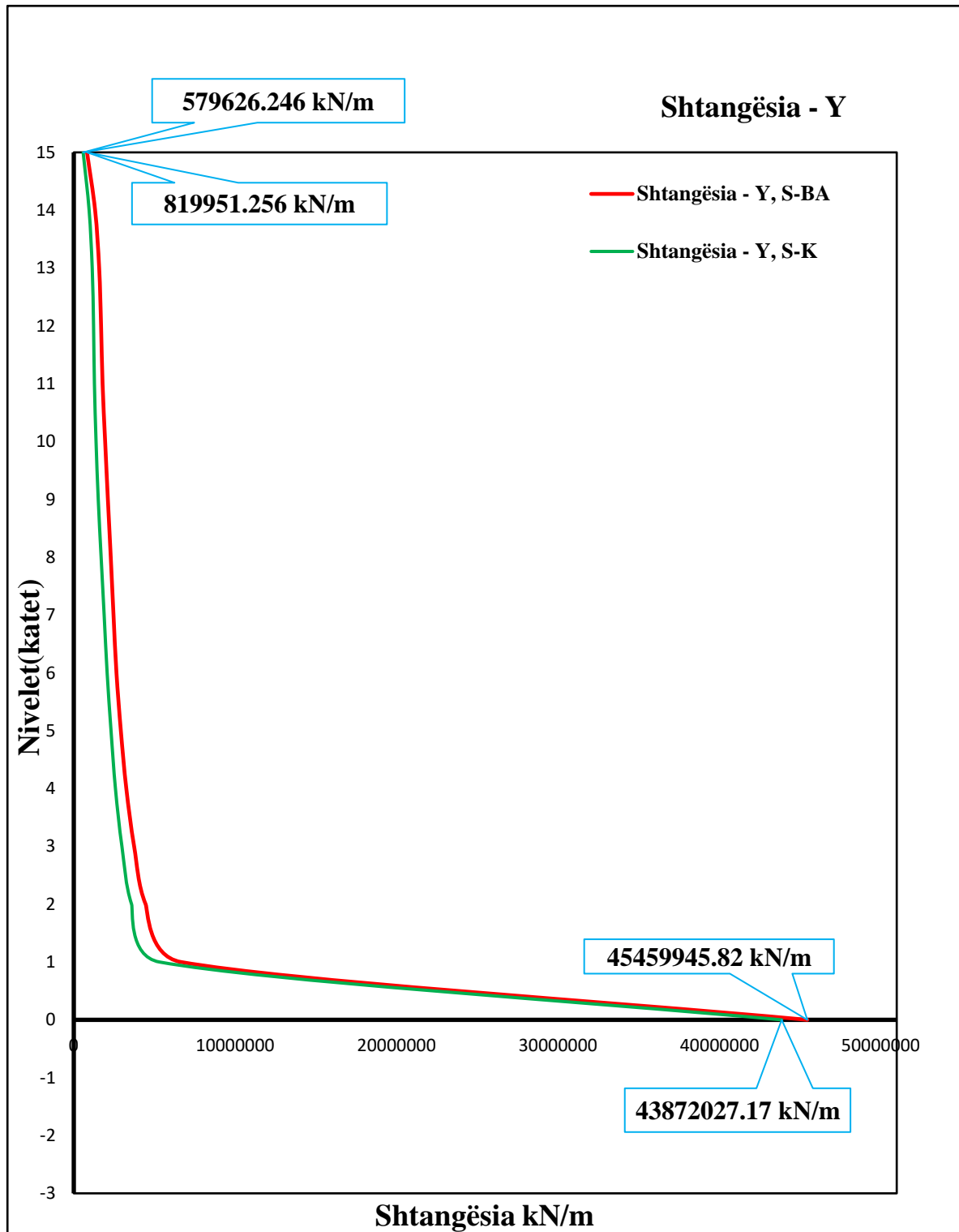


Figura 96: Krahasimi i shtangësive në drejtimin Y për dy llojet e strukturave

❖ **Krahasimi i forcave prerëse në kate**

TABLE: Story Response									
		S-BA		S-K		Diferenca			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	ΔX-Dir	ΔX-Dir	ΔY-Dir	ΔY-Dir
	m	kN	kN	kN	kN	kN	%	kN	%
Niveli-15	45	2877.72	2774.16	2326.26	2261.26	551.46	19	512.89	18
Niveli-14	42	4813.57	4693.56	3873.08	3819.63	940.49	20	873.93	19
Niveli-13	39	5871.09	5767.76	4679.71	4674.08	1191.38	20	1093.67	19
Niveli-12	36	6440.85	6349.40	5021.41	5064.71	1419.44	22	1284.69	20
Niveli-11	33	6904.14	6823.84	5220.32	5292.02	1683.82	24	1531.82	22
Niveli-10	30	7464.66	7420.03	5502.81	5604.83	1961.85	26	1815.19	24
Niveli-9	27	8121.58	8114.91	5937.41	6105.10	2184.16	27	2009.81	25
Niveli-8	24	8752.02	8753.00	6465.13	6703.37	2286.88	26	2049.63	23
Niveli-7	21	9278.25	9264.82	6988.97	7246.26	2289.28	25	2018.57	22
Niveli-6	18	9736.24	9704.06	7439.25	7660.56	2297.00	24	2043.50	21
Niveli-5	15	10230.53	10183.53	7826.47	7997.66	2404.05	23	2185.87	21
Niveli-4	12	10831.79	10777.84	8228.87	8362.48	2602.91	24	2415.36	22
Niveli-3	9	11513.04	11450.46	8706.80	8813.14	2806.24	24	2637.32	23
Niveli-2	6	12191.32	12101.55	9241.86	9327.61	2949.47	24	2773.94	23
Niveli-1	3	12774.95	12631.02	9750.33	9817.11	3024.62	24	2813.90	22
Niveli-0	0	12774.95	12631.02	9750.33	9817.11	3024.62	24	2813.90	22

Si rezultat i zvogëlimit të masave në kate te strukturat kompozite beton-çelik fitojmë forca prerëse më të vogla ku sipas ligjit të dytë të Njutonit $F=m*a$ ku forca qëndron në raport të drejtë me masën, ku me rritjen e masës rritet edhe forca prerëse dhe me reduktimin e masës reduktohet edhe forca prerëse.

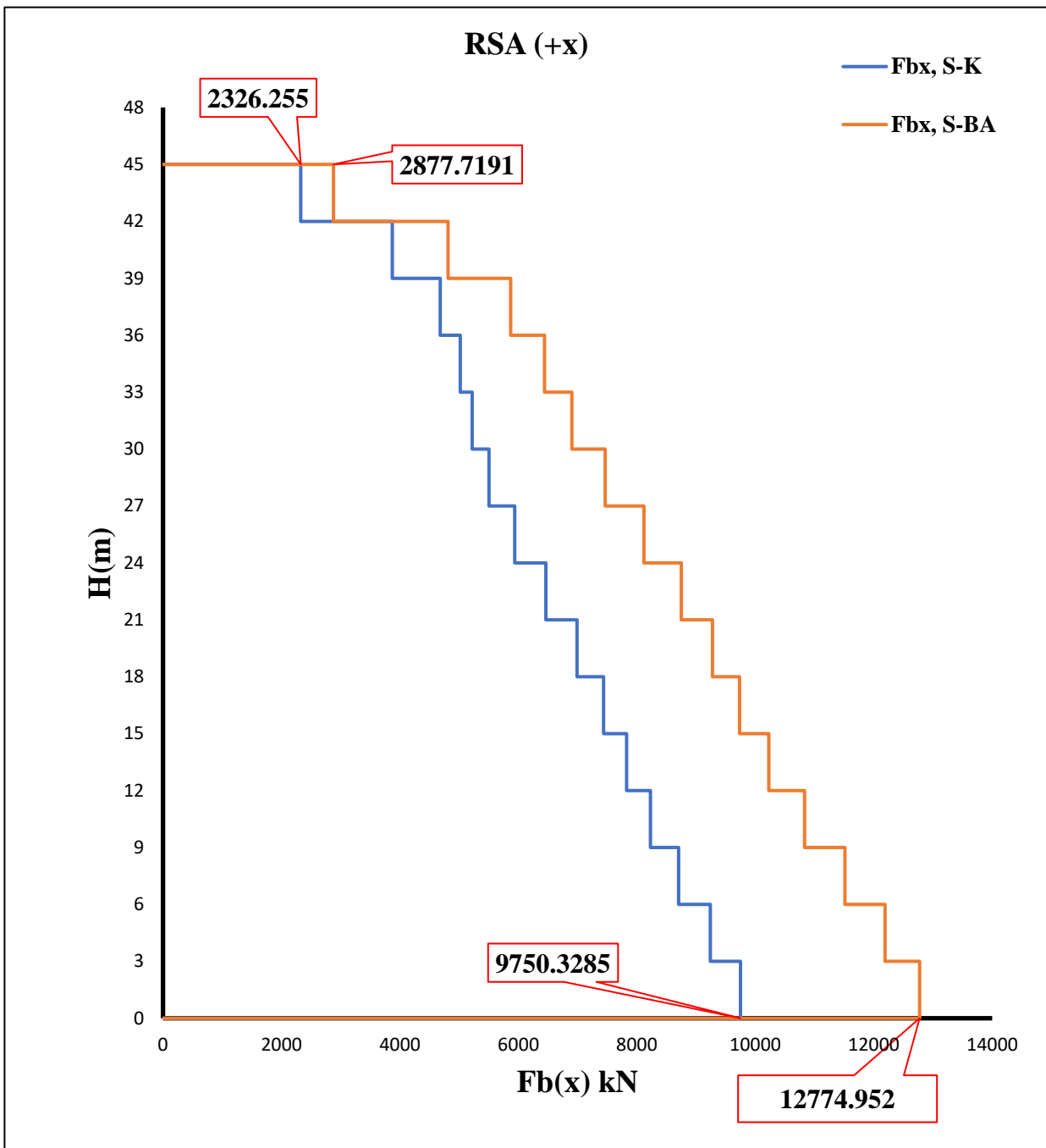


Figura 97: Krahasimi i forcave prerëse në kate në drejtimin X

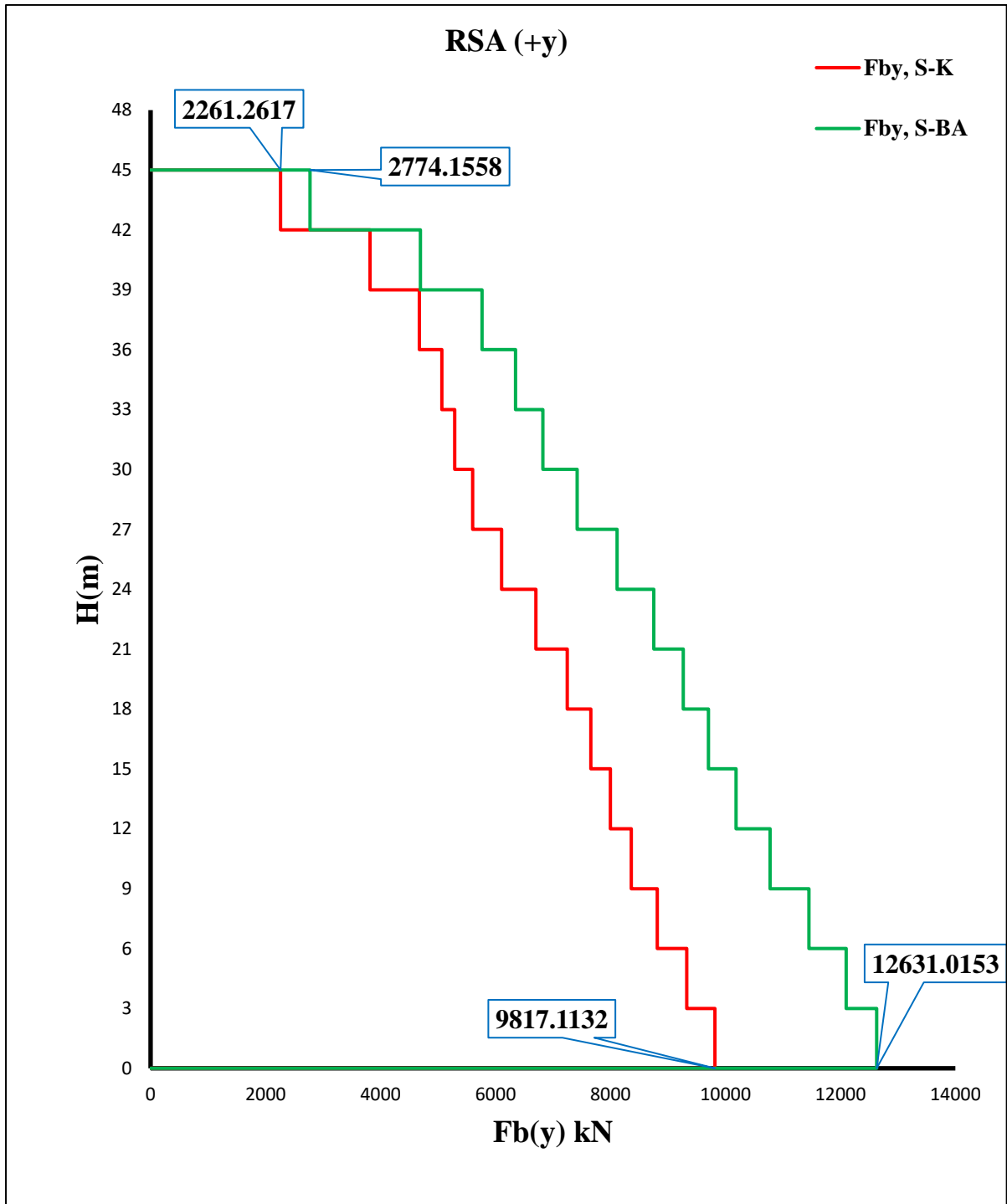


Figura 98: Krahasimi i forcave prerëse në drejtimin Y

❖ **Krahasimi i zhvendosjeve në kate**

Tabela 37: Krahasimi i zhvendosjeve për dy llojet e strukturave

TABLE: Story Response (RSA)										
d_e			S-BA		S-K		Diferenca			
			$ds=de*q$		$ds=de*q$					
Story	Elevation	Location	X	Y	X	Y	ΔX	ΔX	ΔY	ΔY
	m		m	m	m	m	m	%	m	%
Niveli-15	45	Top	0.195	0.190	0.210	0.201	0.016	7.5	0.011	5.5
Niveli-14	42	Top	0.181	0.177	0.194	0.186	0.013	6.7	0.009	4.9
Niveli-13	39	Top	0.168	0.164	0.178	0.171	0.010	5.9	0.007	4.2
Niveli-12	36	Top	0.154	0.151	0.162	0.156	0.008	5.0	0.005	3.5
Niveli-11	33	Top	0.140	0.137	0.146	0.141	0.006	4.0	0.004	2.7
Niveli-10	30	Top	0.126	0.123	0.130	0.126	0.004	3.1	0.003	2.0
Niveli-9	27	Top	0.112	0.110	0.114	0.111	0.002	2.1	0.001	1.2
Niveli-8	24	Top	0.098	0.096	0.099	0.096	0.001	1.1	0.000	0.5
Niveli-7	21	Top	0.084	0.082	0.084	0.082	0.000	0.1	0.000	0.3
Niveli-6	18	Top	0.070	0.069	0.069	0.068	0.001	1.0	0.001	1.2
Niveli-5	15	Top	0.057	0.056	0.056	0.055	0.001	2.1	0.001	2.0
Niveli-4	12	Top	0.044	0.044	0.043	0.042	0.001	3.1	0.001	2.8
Niveli-3	9	Top	0.033	0.032	0.031	0.031	0.001	4.1	0.001	3.4
Niveli-2	6	Top	0.022	0.021	0.021	0.021	0.001	4.9	0.001	3.8
Niveli-1	3	Top	0.013	0.012	0.012	0.011	0.001	4.7	0.000	3.2
Niveli-0	0	Top	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0	0.000	0.0
Niveli(-1)										
Niveli(-2)										
Niveli(-3)										

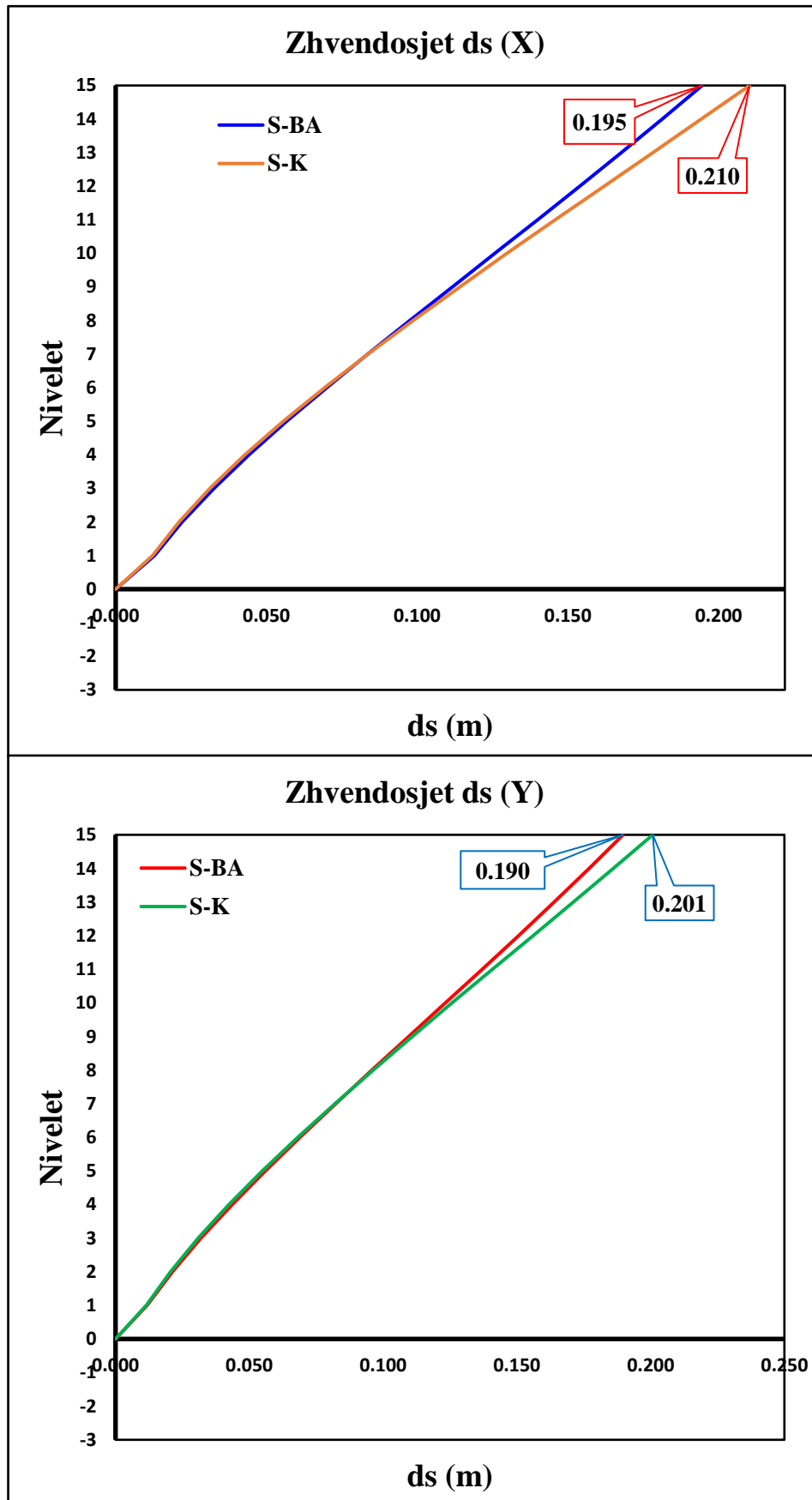


Figura 99: Krahasimi i zhvendosjeve për dy llojet e strukturave në dy drejtimet ortogonale X dhe Y

❖ Krahasimi i drifteve në kate

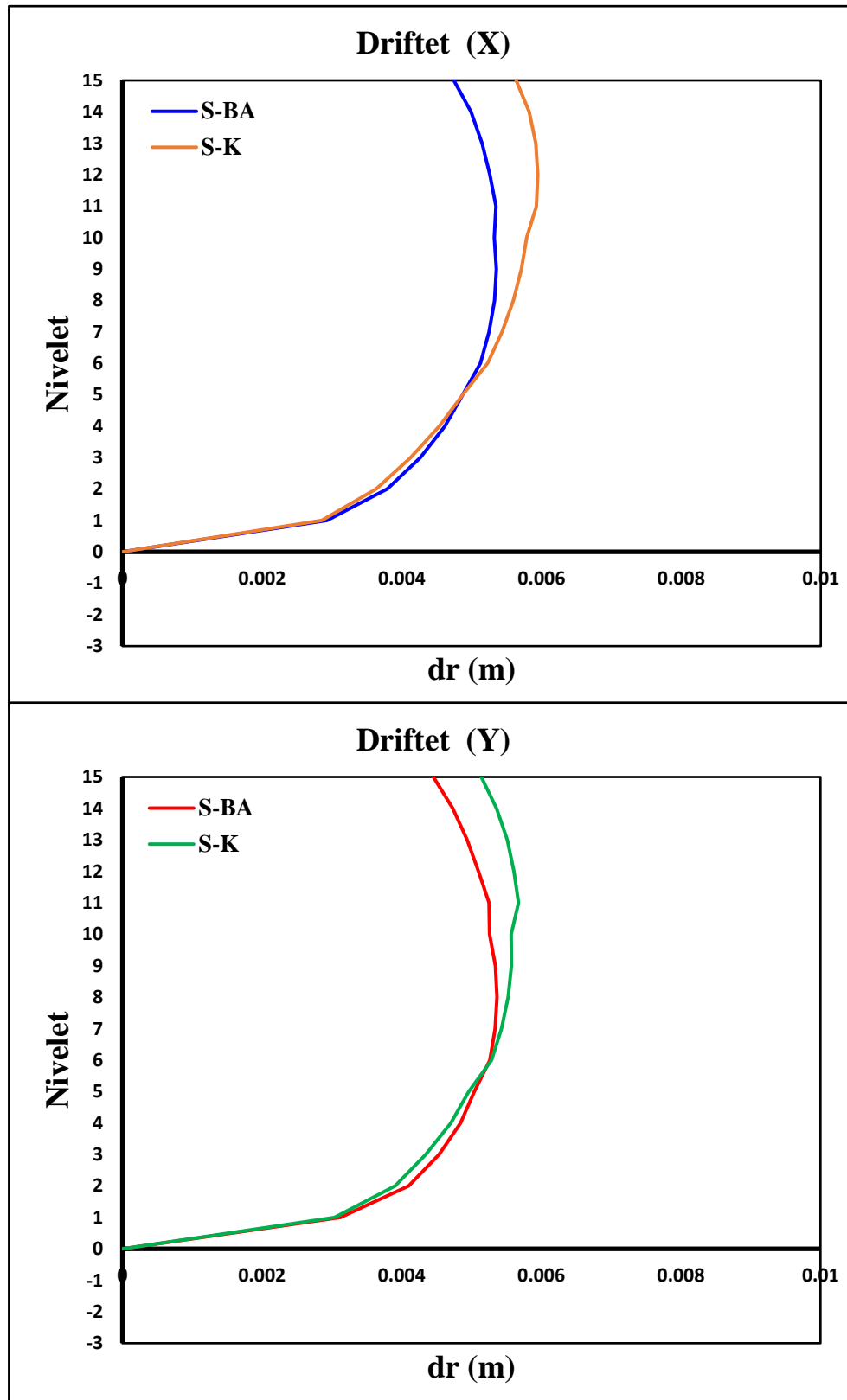


Figura 100: Krahasimi i drifteve në mes kateve për dy llojet e strukturave në dy drejtimet X dhe Y

❖ **Krahasimi i forcave/ngarkesave në themel për strukturat e analizuara**

		S-BA	S-K	Diferenca	
Story	Output Case	FZ (TOTAL)	FZ (TOTAL)	ΔFZ (TOTAL)	ΔFZ (TOTAL)
		kN	kN	kN	%
Niveli(-3)	Envelope	469478.08	370162.28	99315.80	21

Nga tabela e mësipërme shohim që te strukturat kompozite beton-çelik fitohen reaksione në bazë më të vogla krahasuar me strukturat beton-arme si rezultat i reduktimit të peshës vetijake dhe nduke çuar në kërkesa më të vogla për fondimin e strukturës.

4. PËRFUNDIMET DHE REKOMANDIMET

Nga analiza e strukturave beton arme dhe strukturave kompozite beton-çelik fitojmë këto rezultate:

- a) Te strukturat kompozite fitojmë perioda më të vogla në krahasim me strukturat nga betoni i armuar
- b) Te strukturat kompozite fitojmë masë në kate më të vogël krahasuar me strukturat beton-arme si rezultat i peshës vetjake të reduktuar.
- c) Zhvendosjet te strukturat kompozite beton-çelik janë më të mëdha krahasuar me strukturat beton-arme pasi që strukturat kompozite janë më fleksibile mirëpo, këto vlera të zhvendosjeve të fituara janë brenda kufijve të lejuar.
- d) Inter-storey drift te strukturat kompozite janë më të mëdha krahasuar me strukturat beton-arme mirëpo janë brenda kufijëve të lejuar.
- e) Forcat në bazë te strukturat kompozite janë më të vogla krahasuar me forcat e fituara nga struktura beton-arme në bazë si rezultat i masës së reduktuar duke na çuar në kërkesa m masës së reduktuar duke na çuar në kërkesa më të vogla për fondim.

Nga krahasimi i rezultateve të fituara për të dy llojet e strukturave beton-arme dhe kompozite beton-çelik për strukturat me etazhitet mesatar nën veprimin e forcave anësore rekomandojmë strukturat kompozite beton-çelik për arsyet e renditura më poshtë:

- 1) Strukturat kompozite beton-çelik kanë masë më të vogël duke gjeneruar forca prerëse më të vogla krahasuar me strukturat beton-arme ku një nga disavantazhet e tyre është vetë pesha vetjake e tyre.
- 2) Strukturat kompozite janë të projektuara ashtu që betoni dhe çeliku ti përballojnë sëbashku nderjet e ndryshme. Çeliku i cili ka veti të mira në tërheqje i ndihmon strukturës që ti përbllojë më mirë forcave anësore dhe iu ofron deformim më fleksibil. Betoni i cili ka veti të mira në shtypje ofron shtangësi dhe rezistencë më të madhe për strukturën.
- 3) Te strukturat beton-arme plasaritjet përhapen me shpejtësi nën veprimin e forcave sizmike të mëdha gjë e cila shpion drejtë humbjes së rezistencës dhe shtangësisë ndërsa te strukturat kompozite beton-çelik prezenca e çelikut e në elementin kompozit kufizon gjerësinë e plasaritjeve dhe përhapjen e dëmtimeve dhe kjo nënkupton që strukturat kompozite kanë energji më të madhe të absorbimit gjatë cikleve të ndryshme të veprimit të ngarkesave sizmike.
- 4) Lidhjet në mes të betonit dhe çelikut te strukturat kompozite/hibride projektohen si të tilla për të parandaluar dështimin e menjëhershëm dhe mundësojnë që energjia të shuhet apo absorbohet përmes deformimit të kontrolluar të nyjeve.
- 5) Strukturat kompozite beton-çelik pranojnë zhvendosje dhe rrotullime më të mëdha krahasuar me strukturat beton-arme para se të arrijnë pikën apo kufirin e kolapsimit/dështimit.
- 6) Te strukturat kompozite forma e dështimit është më graduale dhe duktile krahasuar me strukturat beton-arme të cilat janë më të prirura për thyerje të brishtë sidomos kur armimi i tyre nuk është bërë në mënyrë të duhur.
- 7) Reaksionet në bazë te strukturat kompozite janë më të vogla duke na çuar në kërkesa më të vogla për fondim të strukturës.
- 8) Në aspektin ekonomik, strukturat kompozite beton-çelik ofrojnë ndërtim më të shpejtë krahasuar me strukturat beton-arme duke mënjanuar nevojën për kallëpim dhe humbjet të cilat shkaktohen nga amortizimi i kallëpeve pas disa përdorimeve.

REFERENCAT

- Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings - C. V. R. Murty
- Dynamics of Structures - Anil K.Chopra
- Teoria e strukturave (Vëll.4) – Niko Pojani, Niko Lako, Markel Baballëku, Rikard Luka
- Concrete Buildings in Seismic Regions - George G. Penelis and Gregory G. Penelis
- Seismic Design of Buildings to Eurocode 8 - Ahmed Y. Elghazouli
- Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples - P. Bisch, E. Carvalho, H. Degee, P. Fajfar
- Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples - P.Bisch, E. Carvalho, H. Degee, P. Fajfar, M. Fardis, P. Franchin, M. Kreslin, A. Pecker, P. Pinto, A. Plumier, H. Somja, G. Tsionis”
- Eurocode 0 - EN1990: Basis of structural desing
- Eurocode 1 - EN1991: Actions on structures
- Eurocode 2 - EN1992: Design of concrete structures
- Eurocode 8 - EN1998: Design of structures for earthquake resistance