



UNIVERSITETI I PRISHTINËS
"HASAN PRISHTINA"
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. 1613/2

Prishtinë 16.06.2020

Formulari F3

**RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS
MASTER**

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	223/I	Date	26.01.2024
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	Prof.Asoc.Dr. Misin Misini		Kryetar
	2.	Prof.Asoc.Dr. Arton Dautaj		Mentor
	3.	Prof..Asst. Dr. Zijadin Guri		Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	PROJEKTIMI SIZMIK I STRUKTURAVE METALIKE			
Vlerësimi i dorëshkrimit				
Vlerësim i dorëshkrimit: "PROJEKTIMI SIZMIK I STRUKTURAVE METALIKE" të kandidatit Alban Sertolli, Bachelor e ndërtimtarisë–drejtimi Konstruktiv. Bazuar në detyrën e parashtruar në raportin e projekt propozimit dhe punën e realizuar nga kandidati paraqesim këtë: R A P O R T Punimi Master, me titull: "PROJEKTIMI SIZMIK I STRUKTURAVE METALIKE", i përgatitur nga Alban Sertolli, Bachelor i ndërtimtarisë, përmban gjithsej 103 faqe të shkruara, ku përfshihen edhe figurat, tabelat dhe diagramet. Në fund të punimit prezantohet literatura e përdorur, ku janë të përfshira 21 burime të ndryshme.				



I. Analiza e punimit

Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në tetë kapituj. Kapitulli i parë i punimit i kushtohet prezantimit të përgjithshëm të bazave të projektimit sipas Eurokodeve, me theks të veçantë në parimet themelore të sigurisë, besueshmërisë, gjendjeve kufitare dhe karakteristikave të materialeve e prerjeve sipas Eurokodit 3.

Kapitulli i dytë i punimit i është kushtuar projektimi dhe analiza sizmike sipas Eurokodit 8. Në këtë kapitull janë paraqitur kërkesat themelore për projektimin sizmik, kriteret e performancës dhe mënyra e kombinimit të veprimit sizmik me veprimet tjera. Po ashtu janë analizuar karakteristikat që duhet të ketë struktura për rezistencë ndaj tërmetit, si rregullsia në plan dhe në lartësi, ndikimi i parregullsive në analizën sizmike, si dhe metodat kryesore të analizës sizmike. Përveç kësaj, kapitulli përfshin edhe çështje të rëndësishme si përdredhja aksidentale, kombinimi i komponentëve të veprimit sizmik, llogaritja e zhvendosjeve dhe efektet e rendit të dytë në analizën lineare elastike.

Në kapitullin e tretë janë trajtuar kontrollet kryesore të projektimit, si: kushti i rezistencës, duktiliteti, ekuilibri, rezistenca e diafragmave dhe themeleve, si dhe kontrolli i fugave sizmike.



UNIVERSITETI I PRISHTINËS
"HASAN PRISHTINA"
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. _____

Prishtinë ____/____/____

Gjithashtu është shqyrtuar kufizimi i dëmtimeve dhe drifteve të kateve, për të siguruar që struktura i plotëson kriteret e sigurisë dhe përdorueshmërisë.

Në kapitullin e katërt trajtohet projektimi i strukturave të çelikut, duke përfshirë objektivat kryesore të projektimit, tipologjitë dhe llojet e strukturave. Gjithashtu shqyrtohen faktorët e sjelljes, të cilët ndikojnë në mënyrën se si struktura reagon ndaj ngarkesave dhe veprimeve sizmike.

Në kapitullin e pestë paraqitet përshkrimi i përgjithshëm i objektit dhe i sistemit konstruktiv, duke përfshirë materialet, veprimet dhe ngarkesat që ndikojnë në strukturë. Vëmendje e veçantë i kushtohet çelikut konstruktiv, ngarkesave të përhershme, të përkohshme dhe veprimeve sizmike si dhe kërkesave të projektimit sipas Eurokodit 8. Në shembullin e shqyrtuar paraqiten hapat kryesorë të projektimit sipas EN 1998-1 për një objekt shumëkatësh me sistem strukturor Moment Resisting Frames – MRF. Modelimi dhe analiza strukturore është realizuar me softuerin MIDAS Gen, ku janë marrë parasysh veprimet sizmike dhe sjellja jolineare e elementeve mbajtëse. Në kuadër të analizës është shqyrtuar formimi i nyjeve plastike në elementet strukturore, me qëllim vlerësimin e kapacitetit dhe sjelljes së objektit nën veprime sizmike. Për vlerësimin më të plotë të



UNIVERSITETI I PRISHTINËS
“HASAN PRISHTINA”
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. _____

Prishtinë ____/____/____

performancës strukture është realizuar edhe analiza jolineare statike. Kjo analizë mundëson vlerësimin hap pas hapi të reagimit të strukturës, identifikimin e zonave kritike, shpërndarjen e nyjeve plastike dhe përcaktimin e nivelit të sigurisë së objektit ndaj veprimeve sizmike.

Procesi i modelimit të strukturës dhe analizat përkatëse janë dhënë në kapitullin e gjashtë. Këtu përshkruhet modeli matematikor i përdorur për llogaritje, metodat e analizës dhe mënyra e përcaktimit të sjelljes së strukturës nën veprimin e ngarkesave. Vëmendje e veçantë i kushtohet analizës modale dhe spektrit të reagimit, të cilat përdoren për vlerësimin e ndikimeve sizmike në strukturë. Gjithashtu, në këtë kapitull analizohen format kryesore të lëkundjeve, imperfeksionet në analizën globale të ramave, si dhe stabiliteti i strukturës ndaj efekteve të rendit të dytë, përkatësisht efekteve $P-\Delta$. Më tej trajtohet projektimi dhe analiza e elementeve kryesore të strukturës, duke përfshirë lidhjet, trarët, shtyllat, lidhjen tra-shtyllë dhe lidhjen shtyllë-themel. Në fund, shqyrtohet kufizimi i dëmtimeve dhe analiza Pushover, me qëllim të vlerësimit më të plotë të sjelljes së strukturës gjatë veprimeve sizmike.

Rekomandimet kryesore që dalin nga analiza dhe projektimi i strukturës janë dhënë në kapitullin e shtatë. Këto rekomandime



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

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. _____

Prishtinë ____/____/____

lidhen me mënyrën e projektimit, përzgjedhjen e materialeve, dimensionimin e elementeve, realizimin e lidhjeve konstruktive dhe respektimin e kërkesave sipas standardeve përkatëse.

Mbi bazën e formulimeve të dhëna, në kapitullin e tetë, bëhet përmbledhja e rezultateve të arritura nga projektimi dhe analiza e strukturës. Theksohet se përmes kontrolleve të realizuara është vlerësuar sjellja e strukturës, rezistenca e elementeve, stabiliteti dhe përmbushja e kriterëve të sigurisë. Ky kapitull përmbyll punimin duke treguar rëndësinë e projektimit dhe sjelljen sizmike të elementet e përkatëse.

II. Vlerësimi dhe Propozimi i Komisionit

Vlerësimi:

Në bazë të analizës së punimit master, Komisioni vlerëson se kandidati me sukses shtjellon problematikën e Sjelljes sizmike të strukturave metlike.

Komisioni konsideron se kandidati ka treguar njohuri solide në problematikën që ai në këtë punim e prezanton. Edhe nga aspekti teknik ky punim, me shumë figura, tabela dhe diagrame, është në nivel të konsiderueshëm.



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

"HASAN PRISHTINA"

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. _____

Prishtinë ____/____/____

Komisioni vlerëson se materiali i shkruar i referohet në mënyrë të plotë dhe korrekte të gjitha referencave të literaturës së vendosur në fund të punimit.

Propozim:

Komisioni për vlerësimin e punimit master me titull: "PROJEKTIMI SIZMIK I STRUKTURAVE METALIKE", të kandidatit Alban Sertolli, Bachelor i ndërtimtarisë, konstaton se punimi i dorëzuar i plotëson kushtet të cilat kërkohen me Ligjin për Arsimin e Lartë dhe Rregulloren për Studime Master të FIN, prandaj edhe i propozon Këshillit të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit në Prishtinë që këtë raport ta aprovoi dhe të vazhdoi procedurën për mbrojtjen publike të tij.

Prishtinë, 12.06.2026

Komisioni:

Prof. Asoc.Dr. Misin Misini, kryetar

Prof. Asoc.Dr. Arton Dautaj, mentor

Prof. Asst.Dr. Zijadin Guri, anëtar

Pranuar më 10.06.2026			
Nj. orig.	Numer	Shtojca	Vlera
06	1726/1	-	-

Abstract

The seismic design of steel structures using different systems has a crucial role ensuring stability from seismic loads. This thesis focuses on the design of structure according to Eurocode 8 using Moment Resisting Frame (MRF) also other associated Eurocodes. The study presents the theoretical of load actions, structural modeling, adopted system, ductility class and behavior factor.

A practical case study we have developed a multi-storey with MRF system. Combination of gravitational and seismic loads were applied to the structure, according to which the resistance of the structural elements were checked. Through the implementation of Eurocode rule, it is ensured that the structure is able to withstand seismic loads, avoiding collapse, limiting damage and maintaining the integrity of the structure.

Structural modeling and analysis was performed using MIDAS Gen software, which took gravitational and seismic loads and the formation of plastic hinges in the supporting elements. The structural behavior was also evaluated using nonlinear static analysis (pushover analysis).

From the analysis, we see that seismic actions are often decisive for the design of load-bearing elements such as beams, columns and joints. The selection of the system (MRF, CBF, EBF) affects the stiffness, ductility and design requirements.

As a practical case study illustrate a multi-storey steel building with MRF system using Eurocode rules, ensure stable behavior fulfilling criteria of safety and structural performance in seismic hazard areas.

Keywords: *Seismic Design, Eurocode 8, Moment-Resisting Frames (MRF), Midas Gen*

Pranuar me: 10.06.2016			
Nj. org.	Numer	Shtojca	Vlera
06	1576/1	-	-

Abstrakti

Projektimi sizmik i strukturave duke përdorur sisteme të ndryshme ka ndikim thelbësor për të siguruar stabilitet ndaj veprimeve sizmike. Tema trajton projektimin e një strukture sipas Eurokodit 8 duke përdorur Ramat Moment Rezistuese (MRF) si dhe Eurokodet tjera që lidhen me konstruksionet metalike. Në këtë studim trajtohet pjesa teorike e veprimit të ngarkesave, modelimi i strukturës, përzgjedhja e sistemit, klasës së duktilitetit dhe faktorit të sjelljes.

Si rast studimi është përvetësuar struktura metalike disa katëshe sipas sistemit MRF. Në strukturë janë aplikuar kombinimet e ngarkesave gravitacionale dhe sizmike sipas të cilave është bërë kontrolli e rezistencës për elementet e strukturës. Përmes zbatimit të rregullave të Eurokodeve, sigurohet që struktura t'i përballojë ngarkesat sizmike duke evituar kolapsin, kufizuar dëmet si dhe të ruaj integritetin e strukturës.

Modelimi strukturor dhe analiza është realizuar nga softueri MIDAS Gen, në të cilin janë marrë parasysh ngarkesat gravitacionale, sizmike dhe formimi i nyjeve plastike në elementet mbajtës. Hap pas hap është vlerësuar edhe sjellja strukturore e realizuar përmes analizës jolineare statike (pushover analysis).

Nga analiza vërejmë që veprimet sizmike shpesh janë përcaktuese për dimensionimin e elementeve mbajtëse siç janë trarët, shtyllat dhe nyjet. Përzgjedhja e sistemit (MRF, CBF, EBF) ndikon në ngurtësinë, duktilitetin dhe kërkesën e projektimit.

Nga punimi shohim që një strukturë çeliku me sistem MRF e mbështetur nga rregullat e Eurokodit, ofron sjellje të qëndrueshme duke përmbushur kriterin e sigurisë dhe performancës strukturore në zonat me rrezik sizmik.

Fjalët kyçe: *Analiza sizmike, Eurokodi 8, Rami Moment Rezistues (MRF), Midas Gen*

UNIVERSITETI I PRISHTINËS “HASAN PRISHTINA”
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
DEPARTAMENTI KONSTRUKTIV



PROJEKTIMI SIZMIK I STRUKTURAVE METALIKE
PUNIM DIPLOME

Mentori:

Prof.Dr. Misin Misini

Studenti:

BSc.Alban Sertolli

Qershor 2026

FALENDERIME

Me rastin e përfundimit të këtij punimi, shpreh mirënjohjen dhe falenderimin për profesorët, Prof. Dr. Misin Misini dhe Prof. Dr. Arton Dautaj për të gjitha sygjerimet që punimi të marrë këtë formë dhe përmbajtje.

Për njohuritë e fituara gjatë studimeve, falenderoj të gjithë ata profesorë që kanë pasur durimin dhe nuk hezituan të na mbështesin gjatës kësaj kohe në zgjerimin e njohurive për fushën e inxhinirisë së ndërtimit.

U falenderohem të gjithë atyre që në mënyrë të drejtpërdrejtë ose të tërthortë më kanë mbështetur përgjatë këtyre viteve.

Padyshim mbështetja ime më e madhe ka qenë familja. Andaj, i falenderoj për inkurajimin e pandërprerë, i cili bëri që sfidat gjatë kësaj kohe të jenë më të lehta.

Përmbajtja

Lista e figurave	v
Lista e tabelave	vi
Abstrakti.....	viii
1. Hyrje	1
1.1 Përshkrim i përgjithshëm	1
1.2 Standardet Eurokod.....	1
1.2.1 Përfitimet nga Eurokodet	2
1.2.2 Hartimi i Eurokodeve	2
1.2.3 Eurokodi 3.....	2
1.3 Bazat e projektimit.....	3
1.3.1 Konceptet bazike.....	3
1.3.2 Menaxhimi i besueshmërisë.....	3
1.3.3 Variablat bazë	4
1.3.4 Gjendja e fundit kufitare (ultimate limit state).....	4
1.3.5 Gjendja kufitare e shfrytëzimit	5
1.3.6 Jetëgjatësia	5
1.3.7 Qëndrueshmëria	6
1.4 Materiali.....	6
1.4.1 Specifikat e materialit	6
1.4.2 Karakteristikat mekanike	7
1.4.3 Qëndrueshmëria sipas karakteristikave të trashësisë	8
1.4.4 Rezistenca ndaj lodhjes.....	8
1.4.5 Rezistenca nga korrozioni	8
1.5 Karakteristikat gjeometrike dhe tolerancat.....	8
1.5.1 Klasifikimi i prerjeve tërthore sipas EC 3 (Eurokodi 3).....	9
1.5.2 Klasifikimi i prerjeve tërthore që janë nën veprimin e përdredhjes.....	10
2. Eurokodi 8	11
2.1 Eurokodi EN 1998-1	11
2.2 Kërkesat e performancës dhe kriteret e konfirmimit.....	12
2.2.1 Kërkesat themelore	12
2.2.2 Kombinimet e veprimit sismik me veprimet tjera	12

2.3	Karakteristikat e strukturës për rezistencë ndaj tërmetit	13
2.3.1	Parimet bazë të projektimit konceptual	13
2.3.2	Elementet parësor dhe sekondarë sizmik	14
2.4	Kriteri i strukturës për rregullësi	14
2.4.1	Kritere për rregullsinë në plan	15
2.4.2	Kriteri për rregullësi në lartësi	16
2.4.2.1	Pasojat e rregullsisë strukturë në analizën sizmike	16
2.5	Metodat për analiza sizmike	17
2.5.1	Metoda e analizës sipas forcave anësore	17
2.5.2	Shpërndarja e forcave sizmike horizontale	18
2.5.3	Analiza modale sipas spektrit të reagimit	19
2.5.4	Analiza statike jolineare (pushover)	19
2.5.5	Analiza jolineare në fushën kohore ("time-history analysis")	20
2.6	Përdredhja aksidentale	20
2.6.1	Ekscentriciteti aksidental	20
2.6.2	Efekti i përdredhjes aksidentale me analizën e forcave anësore	20
2.6.3	Përdredhja aksidentale me analizën e spektrit të reagimit	21
2.7	Kombinimi i efekteve të komponenteve të veprimit sizmik	22
2.8	Llogaritja e zhvendosjeve	22
2.9	Efektet e rendit të dytë në analizën sizmike linear elastike	23
3.	Kontrolla e projektimit	23
3.1	Kushti i rezistencës	24
3.2	Kushti i duktilitetit global dhe lokal	24
3.3	Kushti i ekuilibrit	25
3.4	Rezistenca e diafragmave horizontale	25
3.5	Rezistenca e themeleve	25
3.6	Kushti i fugave sizmike	26
3.7	Kufizimi i dëmtimeve	26
3.7.1	Kufizimi i drifteve të kateve	27
4.	Projektimi i strukturave të çelikut	28
4.1	Objektivat e projektimit të strukturave	28
4.2	Tipologjitë e strukturave dhe faktorët e sjelljes	29
4.2.1	Tipet e strukturave	29

4.3 Faktori i sjelljes.....	32
5. Përshkrimi dhe projektimi i strukturës.....	34
5.1 Përshkrimi i objektit.....	34
5.2 Materiali.....	39
5.2.3 Karakteristikat e çelikut	39
5.3 Veprimet e ngarkesave.....	39
5.3.1 Vlerat karakteristike të ngarkesave	39
5.3.2 Veprimet sizmike	40
5.3.3 Kombinimi i ngarkesave për rastin sizmik.....	48
5.3.4 Masat- kërkesat sipas EC8	48
6. Analiza e strukturës dhe llogaritja e modelit.....	50
6.1 Modelimi.....	51
6.2 Modeli matematikor dhe metoda e analizës.....	51
6.3 Metodat e analizës.....	52
6.3.1 Analiza e modale e spektrit të reagimit	52
6.6.3.1.1 Përdredhja aksidentale	52
6.4 Forma e lëkundjeve kryesore.....	56
6.5 Imperfeksionet për analiza globale të ramave	62
6.6 Stabiliteti i ramave nga efektet e rendit të dytë (efektet P-Δ)	63
6.7 Projektimi dhe analiza e elementeve të strukturës.....	69
6.7.1 Ekzekutimi i lidhjeve	71
6.7.2 Rregullat për trarët (EN 1998-1, p.6.6.2)	75
6.7.3 Rregullat për shtylla (EN 1998-1, p.6.6.3)	80
6.7.4 Rregullat për lidhjen tra-shtyllë (EN 1998-1, p.6.6.5)	81
6.7.5 Rregullat për lidhjet shtyllë-themel	83
6.8 Kufizimi i dëmtimeve	87
6.9 Analiza Pushover	90
6.9.1 Premisat e modelimit.....	90
7. Rekomandimet.....	101
8. Përfundimet	102
9. Referencat.....	103

Lista e figurave

Figura 1 Realizimi i detajeve kundër korrozionit	6
Figura 2 Diagrami sforcim-deformim (çelik me sjellje duktile)	7
Figura 3 Profilet e punuar nga prodhimi në të nxehtë.....	9
Figura 4 Profilet e formuara në të ftohtë.....	9
Figura 5 Sjellja e prerjes tërthore ndaj momenteve	10
Figura 6 Pasojat e rregullsisë në plan: a) strukturë e rregullt, b) strukturë e pa rregullt	17
Figura 7 Efektet e rrotullimit të simuluar nga faktori δ	21
Figura 8 Jashtëqendërsia aksidentale nga momentet përdredhëse të aplikuara në qendrën e masës të çdo kati	22
Figura 9 Skema e raportit ndërmjet veprimeve dhe rezistencës në strukturë.....	28
Figura 10 Ramat moment-rezistuese.....	29
Figura 11 Rama me kontraventime diagonale koncentrike (zonës disipuese vetëm në diagonalet e tërhequra)	30
Figura 12 Ramat me kontraventime ekscentrike.....	30
Figura 13 Lavjerrësi i përmbysur: a) zona disipuese në bazë të shtyllës, b) zona disipuese në shtylla ($N_{ed} < N_{pl,Rd} < 0.3$).....	30
Figura 14 Struktura me mure betoni dhe konstruksion metalik.....	31
Figura 15 Ramat e dyfishtë	31
Figura 16 Rama moment-rezistuese e kombinuar me mbushje	31
Figura 17 Dukja e objektit	35
Figura 18 Elementet e strukturës në katin karakteristik.....	36
Figura 19 Prerja tërthore e ramave moment rezistues drejtimi X.....	37
Figura 20 Prerja tërthore e ramave moment rezistues drejtimi Y	38
Figura 21 Spektri i reagimit sizmik horizontal	41
Figura 22 Grafiku i spektrit horizontal të projektimit.....	41
Figura 23 Spektrat elastik horizontal dhe spektri i projektuar	42
Figura 24 Dukja e modelit 3D.....	51
Figura 25 Forma e parë e lëkundjeve në drejtimin X (dukja në prerje).....	57
Figura 26 Forma e parë e lëkundjeve në drejtimin X $T_1=1.403s$ (dukja 3D).....	57
Figura 27 Forma e dytë e lëkundjeve në drejtimin Y (dukja në prerje).....	58
Figura 28 Forma e dytë e lëkundjeve në drejtimin Y $T_2=1.2037s$ (dukja 3D).....	58
Figura 29 Forma e tretë e lëkundjeve në drejtimin Z (dukja në bazë)	59
Figura 30 Forma e tretë e lëkundjeve në drejtimin Z $T_3=0.9095s$ (dukja 3D).....	59
Figura 31 Diagrami i momenteve përkulëse nga ngarkesat gravitacionale në drejtimin X dhe Y.....	60
Figura 32 Diagrami i forcave aksiale nga ngarkesat gravitacionale në drejtimin X dhe Y	60
Figura 33 Diagrami i forcave transversale nga ngarkesat gravitacionale në drejtimin X dhe Y	60
Figura 34 Diagrami i forcave aksiale nga ngarkesat sizmike në drejtimin X dhe Y.....	61
Figura 35 Diagrami i forcave transversale nga ngarkesat sizmike në drejtimin X dhe Y	61
Figura 36 Diagrami i momenteve përkulëse nga ngarkesat sizmike në drejtimin X dhe Y	61
Figura 37 Imperfeksioni global Figura 38 Imperfeksioni lokal	62
Figura 39 Shembull i ngarkesave ekuivalente horizontale (logaritja e forcave anësore për imperfeksionin global)	63
Figura 40 Efekti P- δ dhe Efekti P- Δ në një shtyllë të inkastruar	63

Figura 41 P-Δ në shtyllë dhe P-Δ në strukturë.....	64
Figura 42 Përcaktimi i parametrave për koeficientin e stabilitetit për efektin P-Δ	66
Figura 43 Paraqitja skematike e fazave dhe hapave për procesin e projektimit të elementeve të strukturës	69
Figura 44 Lidhja IPE330 në IPE500	71
Figura 45 Forcat e projektuara prerëse për tra MRF: kombinimi i ngarkesave gravitacionale me momente përkulëse plastike në skajet e trarit.....	76
Figura 46 Lidhja e trarit IPE 750x196 në HEM 700.....	79
Figura 47 Mënyra e lidhjes trarit në shtyllë: a) çernirë, b) gjysmë rigjide, c) rigjide	81
Figura 48 Forcat prerëse që veprojnë në panelin e brinjës së shtyllës	82
Figura 49 Baza e shtyllës e futur trarin e themelit (e marrë nga Cochran, 2003)	84
Figura 50 Shtylla rigjide e e lidhur në tra për MRF	84
Figura 51 Shembull i elementëve të bazës rigjide për MRF me pllaka të vendosura mbi themel	85
Figura 52 Shembulli i bazës së çernierës për elementet MRF	86
Figura 53 Forma e zhvendosjeve në drejtimin X	88
Figura 54 Forma e zhvendosjeve në drejtimin Y	88
Figura 55 Pozita dhe lloji i nyjeve plastike	91
Figura 56 Raporti i përgjithshëm forcë-deformim i nyjeve plastike dhe kriteret përkatëse të pranimiit	91
Figura 57 Objektivat e performancës në mënyrë grafike	93
Figura 58 Pushover Global Control- hapi 1	94
Figura 59 Pushover Load Case- hapi 2	95
Figura 60 Pushover Hinge Properties-hapi 3a (definimi i nyjeve për shtyllë).....	96
Figura 61 Pushover Hinge Properties-hapi 3b (definimi i nyjeve për shtyllë).....	96
Figura 62 Pushover Hinge Properties-hapi 3c (definimi i nyjeve për trarë)	97
Figura 63 Pushover Hinge Properties-hapi 3d (definimi i nyjeve për trarë)	97
Figura 64 Pushover Curve- Kurba nga Pushover.....	98
Figura 65 Shpërndarja e nyjeve plastike në të gjithë strukturën nga analiza Pushover- hapi 1	99
Figura 66 Shpërndarja e nyjeve plastike në të gjithë strukturën nga analiza Pushover- hapi 40	99
Figura 67 Formimi i çernierave plastike sipas MRF.....	100

Lista e tabelave

Tabela 1 Kufiri i sipërm i vlerave referente të faktorëve të sjelljes.....	32
Tabela 2 Klasa e çelikut	39
Tabela 3 Vlerat karakteristike të çelikut	39
Tabela 4 Vlerat nominale të sforcimit për prerjet e çelikut (EN1993-1-1, tabela 3.1)	39
Tabela 5 Vlerat e ngarkesave të përhershme dhe shfrytëzuese në kate	39
Tabela 6 Tipet e strukturave dhe vlerat e faktorit të sjelljes	44
Tabela 7 Vlerat e faktorit të sjelljes për strukturat e rregullta dhe të parregullta.....	44
Tabela 8 Parametrat e TIPIT 1 të spektrit të reagimit elastik (EN1998-1-1, tabela 3.2)	45
Tabela 9 Tipet e trallit.....	45
Tabela 10 Studimet gjeologjike të varura nga faktori i rëndësisë	46
Tabela 11 Klasa e rëndësisë për ndërtesa.....	46
Tabela 12 Kërkesa për klasën e rëndësisë sipas klasës së duktilitetit	47

Tabela 13 Vlerat e koeficientëve Ψ_{2i}, ϕ dhe Ψ_{Ei}	48
Tabela 14 Vlerat ϕ për llogaritjen e Ψ_{Ei}	48
Tabela 15 Vlerat e koeficientit Ψ	49
Tabela 16 Kërkesat për analizën e spektrit të reagimit sipas Eurokodit 8	52
Tabela 17 Jashtëqëndërsia aksidentale	52
Tabela 18 Kërkesat e analizës së forcave anësore nga Eurokodi 8	52
Tabela 19 Vlerësimi i metodës themelore T_1	53
Tabela 20 Hapat për caktimin e periodës themelore T_1	54
Tabela 21 Përmbledhja e hapave për analizën e situatës sizmike të projektimit	55
Tabela 22 Periodat dhe pjesëmarrja e masave për format e lëkundjeve	56
Tabela 23 Rezultatet për efektet P- Δ nga rasti i ngarkesës r_x	67
Tabela 24 Rezultatet për efektet P- Δ nga rasti i ngarkesës r_y	68
Tabela 25 Fazat e procesit të projektimit sizmik që kërkohen të dihen nga inxhinieri projektues	70
Tabela 26 Kontrollimi i kufizimit të dëmtimeve për MRF në drejtimin X	89
Tabela 27 Kontrollimi i kufizimit të dëmtimeve për MRF në drejtimin Y	89
Tabela 28 Tabela e niveleve të performancës i shprehur në terme të dëmtimeve në elemente strukturor ...	92
Tabela 29 Hapat që duhet ndjekur për definimin e analizës Pushover në Midas Gen	93

Abstrakti

Projektimi sizmik i strukturave duke përdorur sisteme të ndryshme ka ndikim thelbësor për të siguruar stabilitet ndaj veprimeve sizmike. Tema trajton projektimin e një strukture sipas Eurokodit 8 duke përdorur Ramat Moment Rezistuese (MRF) si dhe Eurokodet tjera që lidhen me konstruksionet metalike. Në këtë studim trajtohet pjesa teorike e veprimit të ngarkesave, modelimi i strukturës, përzgjedhja e sistemit, klasës së duktilitetit dhe faktorit të sjelljes.

Si rast studimi është përvetësuar struktura metalike disa katëshe sipas sistemit MRF. Në strukturë janë aplikuar kombinimet e ngarkesave gravitacionale dhe sizmike sipas të cilave është bërë kontrolli e rezistencës për elementet e strukturës. Përmes zbatimit të rregullave të Eurokodeve, sigurohet që struktura t'i përballojë ngarkesat sizmike duke evituar kolapsin, kufizuar dëmet si dhe të ruaj integritetin e strukturës.

Modelimi strukturor dhe analiza është realizuar nga softueri MIDAS Gen, në të cilin janë marrë parasysh ngarkesat gravitacionale, sizmike dhe formimi i nyjeve plastike në elementet mbajtës. Hap pas hap është vlerësuar edhe sjellja strukturore e realizuar përmes analizës jolineare statike (pushover analysis).

Nga analiza vërejmë që veprimet sizmike shpesh janë përcaktuese për dimensionimin e elementeve mbajtëse siç janë trarët, shtyllat dhe nyjet. Përzgjedhja e sistemit (MRF, CBF, EBF) ndikon në ngurtësinë, duktilitetin dhe kërkesën e projektimit.

Nga punimi shohim që një strukturë çeliku me sistem MRF e mbështetur nga rregullat e Eurokodit, ofron sjellje të qëndrueshme duke përmbushur kriterin e sigurisë dhe performancës strukturore në zonat me rrezik sizmik.

Fjalët kyçe: *Analiza sizmike, Eurokodi 8, Rami Moment Rezistues (MRF), Midas Gen*

Abstract

The seismic design of steel structures using different systems has a crucial role ensuring stability from seismic loads. This thesis focuses on the design of structure according to Eurocode 8 using Moment Resisting Frame (MRF) also other associated Eurocodes. The study presents the theoretical of load actions, structural modeling, adopted system, ductility class and behavior factor.

A practical case study we have developed a multi-storey with MRF system. Combination of gravitational and seismic loads were applied to the structure, according to which the resistance of the structural elements were checked. Through the implementation of Eurocode rule, it is ensured that the structure is able to withstand seismic loads, avoiding collapse, limiting damage and maintaining the integrity of the structure.

Structural modeling and analysis was performed using MIDAS Gen software, which took gravitational and seismic loads and the formation of plastic hinges in the supporting elements. The structural behavior was also evaluated using nonlinear static analysis (pushover analysis).

From the analysis, we see that seismic actions are often decisive for the design of load-bearing elements such as beams, columns and joints. The selection of the system (MRF, CBF, EBF) affects the stiffness, ductility and design requirements.

As a practical case study illustrate a multi-storey steel building with MRF system using Eurocode rules, ensure stable behavior fulfilling criteria of safety and structural performance in seismic hazard areas.

Keywords: *Seismic Design, Eurocode 8, Moment-Resisting Frames (MRF), Midas Gen*

1. Hyrje

1.1 Përshkrim i përgjithshëm

Konstruksionet metalike kombinojnë veçori unike që na japin zgjidhje ideale për shumë aplikime në industrinë e ndërtimit. Çeliku ofron shpejtësi në ndërtim, prodhim jasht fabrike që redukton rreziqet financiare të ndërlidhura me vonesat në vendndërtim. Vetitë e çelikut na mundësojnë liri më të madhe gjatë fazës së projektimit, që ndikon të kemi fleksibilitet dhe kualitet më të madh. Riciklimi dhe ripërdorimi i tij është faktor që kontribuon reduktimet e ndikimve në mjedis nga sektori i ndërtimit.¹

Tema do të trajtojë një strukturë metalike sipas rregullave të Eurokodit 3 (një pjesë të tyre) si dhe Eurokodit 8.

1.2 Standardet Eurokod

Eurokodet janë të përbëra nga 10 kode të cilat shërbejnë për projektimin e objekteve dhe strukturave inxhinierike nga betoni, çeliku, druri, strukturave muraturë dhe materialeve tjera. Fillimisht Eurokodet janë publikuar si standarde preliminare të njohura si ENV (*Norme Vornorme Européenne*) që nga viti 1992. Pastaj, pas shumë viteve dhe pas shumë ndryshimeve në verzionet preliminare, ato janë përmbledhur në standarde Europiane të njohura si EN (*Norme Européenne*), së bashku me anekse të cilat i përmbajnë informata specifike për secilin shtet. Eurokodet janë:

EN1990 Eurocode: Basis of design (Bazat e projektimit)

EN1991 Eurocode 1: Actions on structures (Veprimet në struktura)

EN1992 Eurocode 2: Design of concrete structures (Projektimi i strukturave nga betoni)

EN1993 Eurocode 3: Design of steel structures (Projektimi i strukturave nga çeliku)

EN1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures (Projektimi i strukturave kompozite çelik dhe beton)

EN1995 Eurocode 5: Design of timber structures (Projektimi i strukturave të drurit)

EN1996 Eurocode 6: Design of masonry structures (Projektimi i strukturave muraturë)

EN1997 Eurocode 7: Geotechnical design (Projektimi gjeomekanik)

EN1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (Projektimi nga tërmeti)

EN1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures (Projektimi i strukturave nga alumini)

¹ Design of steel structures (Luis Simões da Silva, Rui Simões, Helena Gervásio)

1.2.1 Përfitimet nga Eurokodet

Hartimi i kodeve ndërkombëtare për projektim nuk është diçka e re. P.sh. drafti i parë i EC2 për struktura betoni ishte bazuar ne CEB (Comité Européen duBeton) *Model Code* i vitit 1978 e hartura nga disa ekspert dhe entuziastë nga vende të ndryshme europiane. Poashtu EC 3 është bazuar në *Recommendations for Design of Steel Structures* të publikuar nga ECCS (European Convention for Constructional Steelwork), e cila u hartua nga disa ekspertë nga vendet europiane dhe vendet përreth. Motivi kryesor për t'i punuar ato ishte përmirësimi i artit të projektimit. Ka shumë avantazhe rreth asaj që të ketë standarde projektimi që pranohen nga të gjitha shtetet. Arsyeja e parë dhe më e rëndësishme që të ketë standarde të tilla, është që të eliminohen barrierat ndërmjet shteteve. Kjo do tu mundësojë kontraktorëve dhe konsulentëve nga shtetet anëtare që të konkurrojnë për punë në gjithë Europën. Gjithashtu ndihmojnë në lehtësimin e marketingut për materialet e ndërtimit, softuerët në gjithë Europën. E gjithë kjo shpie në bashkimin dhe shkëmbimin e eskperiencape me çrast do të ndikojë në uljen e kostos së prodhimit. Poashtu standardet e tilla do tu mundësojnë inxhinierëve që të punojnë nëpër vende të ndryshme. Përfitimet më të mëdha nga Eurokodet janë që inxhinierëve europianë mund t'i praktikojnë kudo nëpër Europë.

1.2.2 Hartimi i Eurokodeve

Përgjithësisht secili Eurokod është përgatitur nga një ekip i vogël i ekspertëve nga shteti përkatës. Ekipet janë formuar nën direktivat e komisioni EC (EC Commission). Nga vitit 1989 përgjegjësinë kryesore për përgatitjen dhe publikimin e Eurokodeve e ka CEN (Comité Européen de Normalisation), Organizata Europiane e Standardeve.

1.2.3 Eurokodi 3²

Aplikohet për të projektuar strukturat nga çeliku. Përmbushet me parimet dhe kërkesat për siguri dhe shfrytëzimin e strukturës, bazat për projektimin dhe verifikimin e të cilave janë dhënë në EN 1990 (Basis of structural design).

Eurokodi 3 ka lidhje me:

EN 1990 "Basis of structural design" EN 1991 "Actions on structures"

² Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-1, faqe 9

ENs, ETAGs and ETAs për të gjitha produktet e kërkuar për struktura çeliku EN 1090 "Execution of Steel Structures - Technical requirements" (Ekzekutimi i strukturave metalike-kërkesat teknik)

EN 1992 to EN 1999 kur strukturat dhe elementet e çelikut i referohen asaj

Eurokodi 3 ndahet në disa pjesë:

EN 1993-1 Design of Steel Structures: General rules and rules for buildings. EN 1993-2 Design of Steel Structures: Steel bridges.

EN 1993-3 Design of Steel Structures: Towers, masts and chimneys.

EN 1993-4 Design of Steel Structures: Silos, tanks and pipelines.

EN 1993-5 Design of Steel Structures: Piling.

EN 1993-6 Design of Steel Structures: Crane supporting structures.

Ndërsa EN 1993-1 përfshinë këto pjesë:

EN 1993-1-1 Design of Steel Structures: General rules and rules for buildings.

EN 1993-1-2 Design of Steel Structures: Structural fire design.

EN 1993-1-3 Design of Steel Structures: ((AC₂) Cold-formed members and sheeting (AC₂)).

1.3 Bazat e projektimit

1.3.1 Konceptet bazike

Eurokodi 3 përdoret në lidhshmëri me EN 1990 (Basis of structural design), EN 1991 (Actions on Structures), EN 1998 (Normative rules for the design of earthquake resistant structures and EN 1997 (Geotechnical design).

1.3.2 Menaxhimi i besueshmërisë

Projektimi dhe ekzekutimi i strukturave nga çeliku bëhet duke u bazuar në kërkesat e një niveli të besueshmërisë. Ky nivel i besueshmërisë arrihet përmes menaxhimit të kualitetit në projektim dhe ekzekutim sipas EN 1990 dhe EN 1090. Këto nivele që kanë të bëjnë me rezistencën dhe shfrytëzueshmërinë e strukturës mund të arrihen duke kombinuar disa masa si:

- masa preventive dhe mbrojtëse (duke implementuar barriera mbrojtëse, masa kundër zjarrit, masa kundër korodimit)
- masa gjatë projektimit (vlera representative të veprimeve ose faktorëve parcial)
- masa për kualitetin e menaxhimit
- masa për ndihmuar reduktimin e gabimeve njerëzore në projektim dhe ekzekutim,
- masa të tjera referuar aspekteve bazike si stabiliteti, qëndrueshmëria, ndikimet e tokës dhe mjedisit, modelet mekanike të përdorura dhe detajimi i strukturës
- masa që qojnë në ekzekutim efficient sipas standardeve të ekzekutimit (EN 1090)
- masa që qojnë në inspektim dhe mirëmbajtje të duhur.

1.3.3 Variablat bazë

Variablat bazike të përfshira në gjendjen kufitare të projektimit të strukturës janë veprimet, karakteristikat e materialit dhe të dhënat gjeometrike të strukturës dhe elementeve si lidhjeve.

Kur përdoren metoda e faktorëve parcial, duhet verifikuar që për të gjitha situatat e projektimit gjendja kufitare nuk tejkalohet kur vlerat projektuese të veprimeve ose efektet e veprimeve dhe rezistuese përdoren në modelin e projektuar.

Veprimet në strukturë mund të klasifikohen sipas veprimit në kohëzgjatje: veprimet e përhershme (pesha vetjake, pajisjet e përhershme), veprimet e përkoshme (ngarkesa shfrytëzuese në kate, era, sizmika dhe bora), ngarkesat aksidentale (eksplozimet ose ngarkesat goditëse).

1.3.4 Gjendja e fundit kufitare (ultimate limit state)

Është gjendja gjatë së cilës vie deri te thyerja (shkatërrimi- collapse) ose deri te format tjera të humbjes së qëndrueshmërisë së konstruksionit (structural failure). Gjendja e fundit kufitare konsideron: stabilitetin e konstruksionit dhe sigurinë e njerëzve.

Në strukturat e çelikut, gjendja e fundit kufitare i referohet dështimeve të brendshme që përfshijnë rezistencën e prerjes tërthore, rezistencën e strukturës dhe elementeve të saj ndaj dukurive të jostabilitetit dhe rezistencës së lidhjeve.

Gjendja e fundit kufitare, shqyrtimi i së cilës mund të jetë i nevojshëm përfshinë:

-humbjen e ekuilibrit të konstruksionit (loss of equilibrium)

-humbja e aftësisë mbajtëse si shkak i deformimeve të mëdha, transformimi i konstruksionit ose ndonjë pjese të tij në mekanizëm.

-humbja e aftësisë mbajtëse si shkak i lodhjes (fatigue) ose veprimeve të tjera të varura nga koha

Përgjithësisht duhet plotësuar kushti:

$$E_d \leq R_d$$

E_d – vlera e projektuar e veprimeve të jashtme

R_d – vlera e projektuar rezistuese

1.3.5 Gjendja kufitare e shfrytëzimit

I përgjigjet kushteve mbi të cilat parimet e kërkesave (service requirements), për konstruksionet ose elementin e konstruksionit, më nuk janë të plotësuar. Kërkesat e përdorimit kanë të bëjnë me:

-funksionimin e strukturës ose elementeve të saj

-komoditetin e njërëzve

-pamjen (paraqitjen) e strukturës së ndërtuar

Në strukturat metalike gjendja kufitare e deformimit dhe lëkundjeve merret në konsiderim.

Verifikimi i gjendjes kufitare të shfrytëzimit duhet ta plotësojë kushtin:

$$E_d \leq C_d$$

E_d - vlera projektuese e veprimeve specifike sipas kriterit të GJKSH

C_d - vlera projektuese kufitare sipas kriterit të GJKSH

1.3.6 Jetëgjatësia

Nga EN 1990, 2.4 definon kërkesat për jetëgjatësinë e strukturës. Për konstruksionet metalike (kapitulli 4 EC 3-1-1) jetëgjatësia varet nga efektet e korrozionit, konsumimi dhe lodhja mekanike. Prandaj të gjitha pjesët e ndieshme duhet të jenë lehtë të qasshme për inspektim, funksionim dhe të mbrojtur.

Jetëgjatësia e strukturave metalike është e lidhur ngushtë me mbrojtjen e tyre nga korrozioni. Mbrojtja bëhet duke ngjyrosur dhe mveshur pjesët metalike si dhe duke projektuar elemente të cilat shmangin akumulimin e ujit dhe mbeturinave.

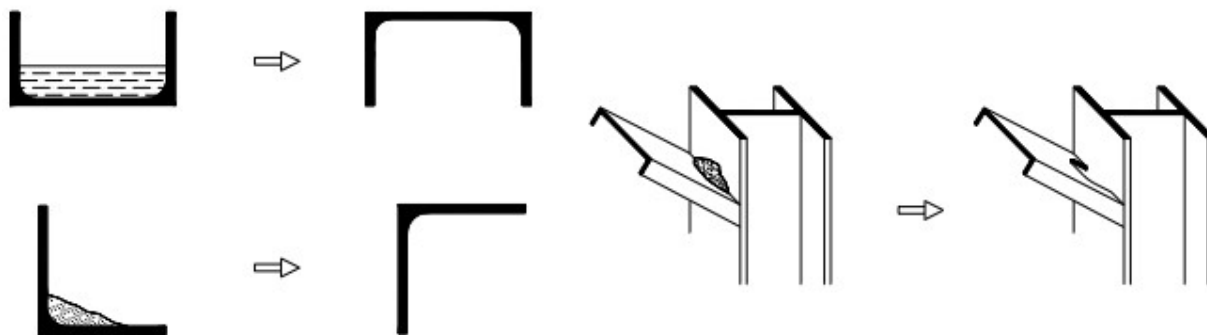


Figura 1 Realizimi i detajeve kundër korrozionit³

1.3.7 Qëndrueshmëria

Çeliku është një prej materialeve me rezistente në tokë. Njëkohësisht material i reciklueshëm. Mund të riciklohet disa herë pa humbur vetitë, ruan përbërjen dhe redukton mbetjet në mjedis gjë që minimizon një ndër problemet më të mëdha në sektorin e ndërtimit. Strukturat e çelikut janë të qëndrueshme. Projektimi i duhur, strukturën e çelikut e bënë të ketë jetëgjatësi. Kur kombinohet jetëgjatësia dhe adaptimi i sturkturës shmanget nevoja për demolim dhe rindërtim.

1.4 Materiali

1.4.1 Specifikat e materialit

Çeliku konstruktiv që përdoret në strukturat metalike formohet nga alizhet e hekurit me karbon dhe elementeve tjera si mangan, silic, fosfor, sulfur etj. Disa nga këto elemente janë papastërti ndërsa disa të tjera shtohen me qëllim të caktuar.

Çeliku i petëzuar në nxehtësi (hot-rolled steel) është lloji më i përhapur në strukturat metalike që përdoret në elementet strukturore dhe lidhje të tyre. Kur përdoret procesi i furrës së harkut elektrik dhe derdhjes së vazhdueshme, ky çelik përmban (0.06-0.1) % karbon. Kur përdoret precesi bazë i oksigjenit ky çelik ka (0.2-0.25) % karbon.

³ Desing of steel structures (Luis Simões da Silva, Rui Simões, Helena Gervásio), fq.7

Elementet e çelikut të formuar në të ftohtë (cold-formed) prodhohen duke formuar pllaka çeliku me trashësi të vogël, në të cilat paraprakisht është aplikuar një shtresë zinku.

Pjesët tjera si bulonat, dadot, nënshtresat prodhohen nga çeliqe me rezistencë të lartë.

1.4.2 Karakteristikat mekanike

Janë të lidhura me vetitë deformabile. Ndër vetitë kryesore të çelikut janë: soliditeti në tërheqje, zgjatja procentuale, kontraksioni i prerjes tërthore, fortësia e çelikut, lakimi, duktiliteti, rezistenca në goditje dhe lodhja e celikut.

Nga EC3-1-1, 3.2 karakteristikat mekanike dhe fizike të çelikut janë:

Moduli i elasticitetit $E = 210 \text{ GPa}$

Koeficienti i Puasionit $\nu = 0.3$

Koeficienti linear termik $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Pesha vëllimore $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

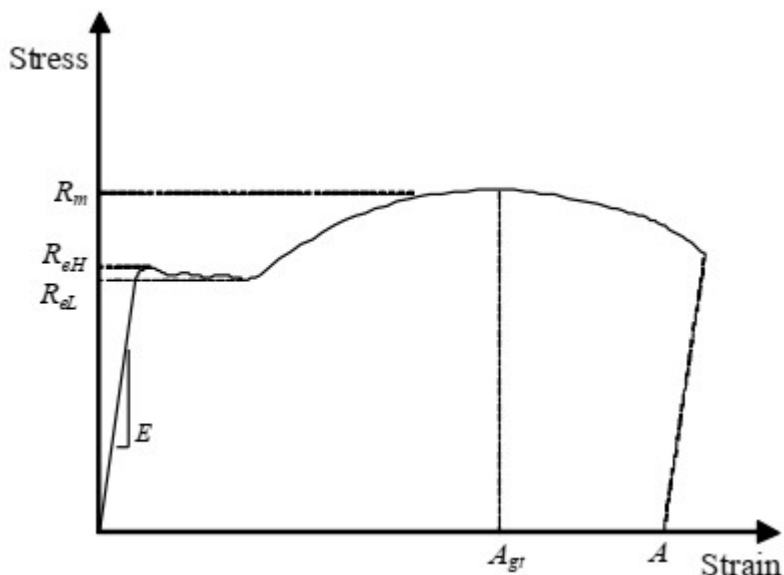


Figura 2 Diagrami sforcim-deformim (çelik me sjellje duktile)

R_m -soliditeti maksimal në tërheqje

R_{eH} -pika e kufirit të elasticitetit

R_{eL} -kufiri i rrëshqarshmërisë

A_{gt} -sforcimi maksimal

A -pika e këputjes

1.4.3 Qëndrueshmëria sipas karakteristikave të trashësisë

Qëndrueshëria (Toughness) përkufizohet si aftësi e materialit për të absorbuar energji dhe lejuar deformime plastike pa pësuar thyerje. Pra çeliku është i aftë të pranojë ngarkesa në mënyrë monotone, por mund të jetë i brishtë kur ngarkesa vepron shpejt që shkakton edhe thyerje. Pra rezistenca ndaj thyerjes së shpejtë njihet si qëndrueshmëri e materialit. Në pjesët 1-10 të Eurokodit 3 kemi udhëzimet rreth përzgjedhjes së çelikut (klasa S235-S690), sipas qëndrueshmërisë së materialit të përdorur në elementet e salduara në tërheqje dhe elemente nënshtruar lodhjes. Kjo karakteristikë klasifikohet si energji e absorbuar nga mostrat e testuara nga testi i goditjes. Si më e shpeshtë është testi i Sharpit (Charpy test).

1.4.4 Rezistenca ndaj lodhjes

Është e rëndësishme kur elementet dhe lidhjet e strukturës i nënshtrohen ngarkesave ciklike. Lodhja mund të shkaktojë dështim në detajet e strukturës edhe nëse niveli i sforcimeve është më i vogël sesa ato të kërkuara nga sforcimet e aplikuara në mënyrë të përsëritur. Pavarësisht mënyrës së veprimit në ngarkesave ciklike, pas një kohe konstruksioni shkatërrohet edhe pse sforcimet nuk e kanë arritur apo kaluar kufirin maksimal të rezistencës. Rezistenca ndaj lodhjes për pjesën më të madhe të detajeve në strukturat e çelikut duhet përputhur me pjesën 1-9 të Eurokodit 3.

1.4.5 Rezistenca nga korrozioni

Materialët nga çeliku në mjedise agresive, në prezencë të ujit dhe oksigjenit kanë tendencë t'i nënshtrohen procesit të korrozionit që mund të shkaktojë dëmtime në jetëgjatësinë e strukturës. Për parandalimin e këtij fenomeni, është esenciale që sipërfaqet e elementeve të çelikut të jenë rezistente ndaj korrozionit. Referuar EC3-1-1, në 2.1.3.1(1) kjo realizohet nëse: a) modifikohen karakteristikat e materialit bazë ose alizheve, duke prodhuar sipërfaqe të cilat janë rezistuese ndaj mjediseve koroduese (psh sipërfaqe metalike e trajtuar me oksid kromi) ose b) duke aplikuar mvëshjen e cila mund të jetë metalike ose jometalike.

1.5 Karakteristikat gjeometrike dhe tolerancat

Produktet kryesore të formuar në të nxehtë janë: profilet I, H, kutitë, U, T, L, pllakat etj. Është e mundshme që përmes saldimit të fitohen prerje tërthore të ndryshme. Gjithashtu përmes procesit të formimit në të ftohtë mund të formohen një gamë e gjerë e profileve.

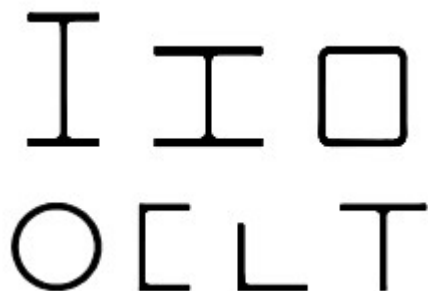


Figura 3 Profilet e punuar nga prodhimi në të nxehtë

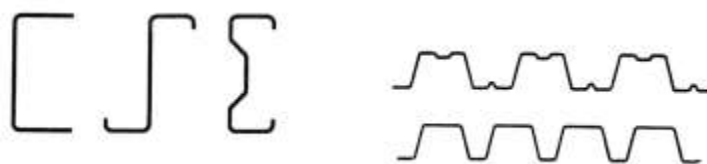


Figura 4 Profilet e formuara në të ftohtë

Produktet e çelikut që përdoren në strukturat metalike duhet të jenë brenda tolerancave gjeometrike (si në dimensione ashtu edhe për nga forma) duke u varur nga procesi i prodhimit të tyre. Këto produkte duhet t'i referohen standardit EN 1090-2. Tolerancat e dimensioneve për produktet I dhe H i referohen standardit EN 10034.

1.5.1 Klasifikimi i prerjeve tërthore sipas EC 3 (Eurokodi 3)⁴

Klasifikimi i prerjeve tërthore varet nga karakteristikat gjeometrike të elementeve (te profilet **I**, brezat dhe brinja e profilit) dhe gjendja e ngarkimit të tyre.

Klasa 1: Prerja tërthore ka mundësi të krijimit të momentit plastik dhe mundësi të mjaftueshme të rrotullimit për të krijuar çernierë plastike.

Klasa 2: Prerja tërthore ka mundësi të krijimit të momentit plastik, por mundësi të limituara të rrotullimit.

Klasa 3: Prerja tërthore ka mundësi të krijimit të momentit elastik dhe të rrjedhjes.

Klasa 4: Prerja tërthore ka mundësi të krijimit të momentit i cili është më i vogël se momenti elastik për shkak të paraqitjes së epjes lokale.

Klasifikimin e prerjeve e gjejmë në EC3, tabela 5.2

⁴ Mekanika e materialeve 1, Shtojca D, fq 601 (Arton D.Dautaj)

1.5.2 Klasifikimi i prerjeve tërthore që janë nën veprimin e përdredhjes⁵

Eurokodi 3 bën klasifikimin e prerjeve tërthore duke u bazuar në ndikimin e efekteve të qëndrueshmërisë lokale në reduktimin e rezistencës së prerjes tërthore. Ndarja bëhet:

Klasa 1- prerjet tërthore të cilat mundësojnë plasticizimin dhe krijimin e çernierave plastike në përdredhje deri në zhvillimin e mekanizmit të shkatërrimit

Klasa 2- tregon prerjet tërthore që janë të afta të zhvillojnë çernierën e parë, por jo për të zhvilluar mekanizmin e shkatërrimit, pasi mund të pengohen nga qëndrueshmëria lokale inelastike

Klasa 3- ka prerjet tërthore, në të cilat mund të fillojë rrjedhshmëria para se të ndodhë humbja e qëndrueshmërisë lokale

Klasa 4- prerjet tërthore që duhet të verifikohen në qëndrueshmëri lokale (pasi ato mund të humbasin qëndrueshmërinë para fillimit të rrjedhshmërisë).

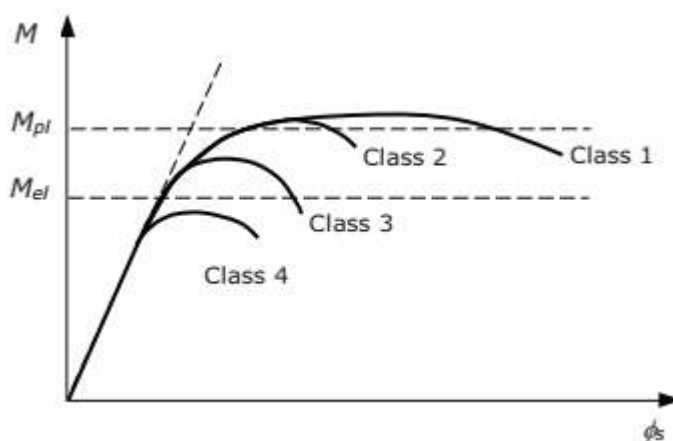


Figura 5 Sjellja e prerjes tërthore ndaj momenteve

M_{el} - momenti elastik dhe M_{pl} - momenti plastik⁶

⁵ Mekanika e materialeve 1, Shtojca D, fq 602 (Arton D.Dautaj)

⁶ Design of steel structures, L.Simões da Silva and R. Simões

2. Eurokodi 8

Eurokodi 8 aplikohet për të projektuar dhe ekzekutuar vepra inxhinierike të cilat ndodhen në vende sizmike (EN 1998-1, 1.1.1). Në rast të tërmeteve, qëllimi është që të plotësohen plotësisht objektivat e projektimit:

-mbrojtja e jetës njerëzore

-kufizimi i dëmtimeve

-strukturat e rëndësishme të mbeten funksionale për mbrojtjen civile

Për struktura të veçanta si diga, centrale bërthamore, platforma detare duhet qasje shtesë.

EC8 ka 6 pjesë:

EN 1998-1 Aplikohet në projektimin dhe zbatimin e ndërtesave dhe veprave të inxhinierisë civile në zonat sizmike

EN 1998-2 Aplikohet për urat

EN 1998-3 Vlerësimi dhe riaftësimi sizmik i ndërtesave ekzistuese

EN 1998-4 Rezervuaret, siloset dhe tubacionet

EN 1998-5 Themelet, strukturat (muret) mbajtëse dhe aspektet gjeoteknike

EN 1998-6 Kulla, antena dhe oxhaqe

2.1 Eurokodi EN 1998-1⁷

EN 1998-1 është i ndarë në 10 Seksione, disa prej të cilave i kushtohen posaçërisht projektimit të ndërtesave.

Seksioni 1 përmban aspektet e përgjithshme, normativat referuese dhe simbolet

Seksioni 2 përmban kërkesat bazë të performancës dhe kriteret përkatëse të konformitetit të aplikueshme në ndërtesa dhe vepra të Inxhinierisë civile, në zonat sizmike.

Seksioni 3 jep rregullat për përfaqësimin (dhënien) e veprimeve sizmike, si dhe për kombinimin e tyre me veprimet e tjera. Disa tipa strukturash, të trajtuara në EN 1998-2 deri EN 1998-6, kanë nevojë për rregulla plotësuese që janë dhënë në ato Pjesë.

Seksioni 4 përmban rregullat e përgjithshme të projektimit, të lidhura në mënyrë specifike me ndërtesat.

⁷ Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas (Raffaele Landolfo, Federico Mazzolani, Luis Simões da Silva, Mario D’Aniello)

Seksionet 5 deri në 9 të EN 1998-1 përmbajnë rregulla të veçanta për materiale dhe elementë të ndryshëm strukturorë, të përdorur në mënyrë specifike në ndërtesa, si në vijim:

- Seksioni 5: Rregulla të veçanta për ndërtesat prej betoni
- Seksioni 6: Rregulla të veçanta për ndërtesat prej çeliku
- Seksioni 7: Rregulla të veçanta për ndërtesat kompozite çelik-beton
- Seksioni 8: Rregulla të veçanta për ndërtesat prej druri
- Seksioni 9: Rregulla të veçanta për ndërtesat me muraturë.

Seksioni 10 përmban kërkesat themelore dhe aspekte të tjera të rëndësishme të projektimit dhe sigurisë, që kanë të bëjnë me izolimin në bazën (themelin) e strukturave dhe në mënyrë të veçantë, me izolimin në bazën e ndërtesave.

2.2 Kërkesat e performancës dhe kriteret e konfirmitetit

2.2.1 Kërkesat themelore

Në EC8-1 janë dy nivele që duhet merren parasysh gjatë projektimit të një strukture që korrespondojnë me objektivat e nevojshme:

-kërkesa e mosshembjes (no collapse requirement): të ruaj jetët njerëzore nga veprimet sizmike duke shmangur kolapsin lokal ose global të strukturës si dhe të ruaj integritetin strukturor me një kapacitet mbajtës të ngarkesave pas veprimeve sizmike.

-kërkesa për kufizimin e dëmtimeve: kufizimi i dëmtimeve në elementet strukturore dhe jostrukturore në rast të veprimeve të shpeshta sizmike.

2.2.2 Kombinimet e veprimit sizmik me veprimet tjera

Nga shprehja EC8-1 (pika 3.2.4.1(P)), E_d (vlera projektuese) e efekteve të veprimeve sizmike projektuese përcaktohet duke kombinuar vlerat korresponduese sipas skemës:

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

Kombinimi i ngarkesave përdoret për gjendjen kufitare:

$G_{k,j}$ -vlera karakteristike e ngarkesës së përhershme

$Q_{k,i}$ -vlera karakteristike e ngarkesës së përkohshme

A_{Ed} -vlera e projektuar e ngarkesës sizmike $A_{Ed} = \gamma_I \times A_{Ek}$

A_{Ek} -vlera karakteristike e ngarkesës sizmike për periodën e përsëritjes së referencës

P - vlera e veprimit nga parandëria (nëse ekziston)

$\Psi_{2,i}$ - koeficienti për vlerat kuazi-permanent për ngarkesat e përkohshme (Tabela 2.4, EN1990)

γ_I – koeficienti i rëndësisë

Efektet inerciale të veprimit projektues sizmik duhet të vlerësohen duke marrë parasysh prezencën e masave, shoqëruar me gjithë ngarkesat që shfaqen në kombinimin e veprimeve:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ -është vlera karakteristike e ngarkesës së përhershme të j-të

$Q_{k,i}$ -është vlera karakteristike e ngarkesës së ndryshueshme të j-të

$\Psi_{E,i}$ - është factor i kombinimit të masës që i korrespondon veprimit të ndryshueshëm të i-të për situatën projektuese sizmike

$$\Psi_{E,i} = \phi \Psi_{2,i}$$

$\Psi_{2,i}$ -merret nga EN 1990 sipas kategorive të ngarkesave (tabela 4.-4)

ϕ – koeficient nga EN 1998-1, tabela 4.2

2.3 Karakteristikat e strukturës për rezistencë ndaj tërmetit

2.3.1 Parimet bazë të projektimit konceptual

-thjeshtësia strukturore (4.2.1.1(1)) nënkupton rrugën e drejtpërdrejt të kalimit të ngarkesës për transmetimin e ngarkesave sizmike nga pjesa e sipërme deri në themele.

-uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria (4.2.1.2): uniformiteti në plan nënkupton shpërndarje të barabartë të elementeve strukturorë që mundësojnë transmetim direkt dhe më të shpejtë të inercisë së masave të shpërndara të ndërtesës. Kur objekti ka konfiguracion gati simetrik si dhe elementet strukturorë kanë simetri në shpërndarje dhe pozicionim kontribuohet që të kemi uniformitet.

-rezistenca dhe ngurtësia në dy drejtime (4.2.1.3): struktura duhet të jetë e aftë t'i rezistojë veprimeve horizontale në cilindo drejtim. Elementet strukturorë të vendosen në plan ashtu që të kenë ngurtësi dhe rezistencë në dy drejtime.

- *rezistenca dhe ngurtësia në përdredhje (4.2.1.4(1))*: struktura duhet të posedojë rezistencë dhe ngurtësi adekuate ndaj përdredhjes në mënyrë që të kufizojë lëvizjet përdredhëse të cilat tentojnë të sforcjnë elementet e ndryshëm strukturorë në mënyrë jouniforme.

- *sjellja diafragmatike në kate (4.2.1.5)*: katet (duke përfshi kulmin) duhet të sillen si diafragma horizontale që marrin dhe transmetojnë forcat inerciale në elementet vertikal strukturorë dhe sigurojnë që sistemi sillet si tërësi në rezistencën e veprimeve horizontale sizmike.

- *themele adekuate (4.2.1.6)*: themelet kanë rol kyç, pasi ato sigurojnë që ndërtesa t'i nënshtrohet një ngacmimi sizmik uniform.

2.3.2 Elementet parësor dhe sekondarë sizmik

EC8-1, 4.2.2 në mënyrë eksplicite bën dallim ndërmjet elementeve strukturorë primar dhe sekondar si dhe rolin e tyre ndaj veprimeve sizmike.

Elementet që kontribuojnë në rezistencën sizmike të strukturës konsiderohen primar, ndërsa elmenentet sekondarë kanë për detyrë t'i rezistojnë ngarkesave gravitacionale. Pra kontributi i elementeve sekondarë ndaj veprimeve sizmike neglizhohet, ndërsa ato duhet pasur aftësi për ngarkesa gravitacionale nga projektimi sizmik. Ky kusht duhet plotësuar duke kontrolluar forcat në këto elemente nga ngarkesa më e pafavorshme sizmike, duke konsideruar poashtu ndikimin e efekteve të rendit të dytë (p.sh. efektin P- Δ) pra duke mos tejkaluar aftësinë mbajtëse.

2.4 Kriteri i strukturës për rregullësi

Struktura duhet të jetë e rregullt në plan dhe lartësi. Konceptet kryesore janë në EC8-1 në 4.2.3 që specifikon kriteret thelbësore në mënyrë që të kemi struktura të rregullta.

Duhet nënvizuar që klasifikimi i strukturave sipas rregullsisë përfshinë disa aspekte të projektimit sizmik si:

- modeli strukturor, mund të jetë ose model-plan i thjeshtuar ose model hapësinor
- metoda e analizës, mund të jetë ose një analizë e thjeshtuar sipas spektrit të reagimit (metoda e forcave anësore) ose një analizë modale
- vlera e faktorit të sjelljes q , i cili duhet të zvogëlohet për ndërtesat jo të rregullta në lartësi

Sipas kësaj qasje EC8-1 nuk e përjashton projektimin e strukturave të parregullta, por dekurajon përdorimin e konfiguracioneve të parregullta, duke imponuar metoda më të sofistikuar të cilat janë më të shtrenjta karshi forcave projektuese me të mëdha (p.sh. imponohet reduktimi i faktorit të sjelljes).

2.4.1 Krite për rregullsinë në plan

Që struktura të kategorizohet e rregullt në plan, ajo duhet të kënaqë kushtet:

- Përsa i përket ngurtësisë anësore dhe shpërndarjes së masave, struktura e ndërtesës duhet të jetë afërsisht simetrike në plan sipas dy akseve ortogonale
- Konfiguracioni në plan duhet të jetë kompakt
- Ngurtësia në plan e ndërkateve duhet të jetë mjaftueshëm më e lartë se ngurtësia anësore e elementeve strukturore vertikale, ashtu që deformimi i katit të ketë efekt të vogël në shpërndarjen e forcave ndërmjet elementeve strukturore vertikale.
- Përkulshmëria $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ e ndërtesës në plan duhet të jetë jo më e madhe se, ku $L_{\max}$ dhe $L_{\min}$ janë dimensionet më të mëdha dhe më të vogla në plan
- Në çdo nivel dhe për çdo drejtim të analizës, x ose y, jashtëqendërsia strukturore e_0 dhe rrezja e përdredhjes r duhet të kënaqin të dyja kushtet e mëposhtme, të shprehura për drejtimin “y” të analizës:

$$e_{0x} \leq 0.3r_x$$

$$r_x \geq l_x$$

e_{0x} është largësia ndërmjet qendrës së masës dhe ngurtësisë, të matur sipas drejtimin x, i cili është normal me drejtimin e analizës së konsideruar,

r_x është rrënja katrore e raportit ndërmjet ngurtësisë në përdredhje dhe ngurtësisë anësore në drejtimin y (“rrezja përdredhëse”)

l_x është rrezja e inercisë e masës së ndërkatit në plan

Duhet thekësuar që shumica e strukturave të rregullta në plan, dy periodat e para të lëkundjeve i takojnë zhvendosjeve në dy drejtimet kryesore x dhe y. Kjo sjellje garantohej nga ekuacioni i sipërshënuar e cila e shmangë përdredhjen me zhvendosje e cila konsiderohet e pakontrollueshme dhe potencialisht e rrezikshme. Ekuacioni i mësipërm konsiderohet i plotësuar në tërësi nëse perioda e lëkundjes përdredhëse është më e vogël se perioda e

zhvendosjes në dy drejtimet horizontale. Poashtu në mënyrë që sistemi tu bëjë rezistencë forcave anësore, është e rëndësishme që pozita më e përshtatshme e pozicionimit të elementeve rezistuese sizmike (shtangimet, muret) është perimetri. Në të kundërtën, nëse sistemi rezistues është i koncentruar në qendër të pllakës, ekuacioni i mësipërm mund të mos plotësohet.

Për klasifikimin e rregullësisë strukturore në plan dhe për analizën e përafshuar të efekteve të përdredhjes mund të jepet një përkufizim i thjeshtuar, nëse kënaqen kushtet:

- të gjitha elementet rezistuese ndaj veprimeve anësore (bërthamat, muret strukturore ose ramat) vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në fund të objektit

- forma e zhvendosjeve të sistemeve të veçuar për shkak të ngarkesave horizontale nuk janë shumë të ndryshme midis tyre. Ky kusht mund të konsiderohet plotësisht i plotësuar në rastin e sistemeve me rama dhe sistemeve me mure. Në përgjithësi ky kusht nuk plotësohet në sistemet duale.

2.4.2 Kriteri për rregullësi në lartësi

EC8-1 (4.2.3.3) e konsideron një strukturë si të rregullt në lartësi nëse plotësohen kriteret:

- të gjitha sistemet rezistuese ndaj veprimeve anësore (bërthamat, muret ose ramat) duhet të vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në kreun e objektit.

- ngurtësia anësore dhe masa e secilit kat duhet të mbeten konstante ose të reduktohen gradualisht, pa ndryshime të theksuara nga baza deri në kreun e objektit.

- në ndërtesat me rama, raporti i rezistencës reale të katit kundrejt rezistencës së kërkuar nga analiza të mos ndryshojë në mënyrë të disproporcionuar midis kateve fqinje.

2.4.2.1 Pasojat e rregullësisë strukturore në analizën sizmike

Rregullësia në plan dhe lartësi ndikon në sjelljen e strukturës. Rregullësia e strukturës ndikon në jashtëqendërsinë ndërmjet qendrës së masës (CM-centre of mass) dhe qendrës së shtangësisë (CS-center of stiffness) duke siguruar efektin minimal në përdredhje. Me këtë rast, forcat sizmike veprojnë në drejtimin ku janë të pozicionuar sistemet rezistuese sizmike. Strukturat të cilat janë të parregullta në plan përfshijnë efektin e përdredhjes, kështu që sistemi rezistues sizmik nuk është i ngarkuar në mënyrë uniforme nga veprimi i forcave sizmike.

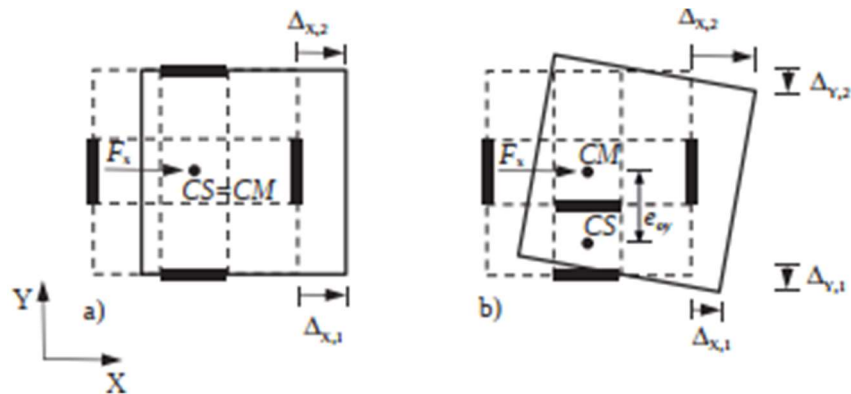


Figura 6 Pasojat e rregullsisë në plan: a) strukturë e rregullt, b) strukturë e pa rregullt

Për strukturat e rregullta në lartësi që nuk janë shumë fleksibile (perioda e lëkundjeve T_i është më e vogël sesa minimumi ndërmjet $4T_c$ dhe 2s). Këto stuktura analizohen me metodën e forcave anësore. Ndërsa për strukturat e parregullta në lartësi që karakterizohen me lëkundje me forma më të larta të lëkundjeve analizohen duke përdorur analizën modale të spektrit të reagimit.

2.5. Metodatat për analiza sismike

Veprimet sismike të aplikuar në strukturë llogariten duke përdorur metodat e dinamikës së strukturave, nga shpejtimet e imponuara në strukturë në nivelin e tokës në formë të tre komponentëve translativë të cilat aplikohen uniformisht në të gjitha pikat e mbështetjes. Sipas EC-1 (4.3.3) analiza e tipeve të strukturave mund të llogaritet dhe verifikohet në njërin prej formave:

- metoda e analizave sipas forcave anësore
- analiza modale sipas spektrit të reagimit
- analiza jolineare statike “pushover” (“e mbingarkimit gradual”)
- analiza jolineare dinamike

2.5.1 Metoda e analizës sipas forcave anësore

Kjo metodë aplikohet në ndërtesa, reagimi i të cilave nuk mund të preket në mënyrë të konsiderueshme nga kontributi i toneve të lëkundjeve më të larta se toni themelor për çdo drejtim kryesor. E kjo plotësohet nëse ndërtesat kënaqin kushtet:

- kanë periode themelore të lëkundjeve T_1 në dy drejtimet kryesore më të vogla se vlerat:

$$T_1 \leq 4T_c$$

$$T_1 \leq 2s$$

-plotësohet kushti i rregullësisë në lartësi

Llogaritja e forcave sizmike përcaktohet në dy hapa: llogaritja e forcës prerëse në bazë dhe shpërndarja e forcave sizmike horizontale.

Për secilin drejtim horizontal ndaj të cilit analizohet ndërtesa, forca prerëse sizmike në bazë F_b përcaktohet sipas shprehjes

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda$$

$S_d(T_1)$ - është ordinatë e spektrit të reagimit

T_1 - është perioda themelore e lëkundjeve të ndërtesës për lëvizje anësore në drejtimin e konsideruar

m - është masa totale e ndërtesës, sipër themelit ose sipër kreut të një bodrumi rigjid

λ - është faktor korrektues, $\lambda=0.85$ nëse $T_1 \leq 2T_c$ dhe ndërtesa ka më shumë se dy kate, ose $\lambda=1.0$ në çdo rast tjetër

$$T_1 = C_t H^{3/4}$$

$C_t=0.085$ për ramat hapësinore moment-rezistuese prej çeliku

$C_t=0.075$ për ramat hapësinore moment-rezistuese prej betoni dhe për ramat prej çeliku me kontraventime ekscentrike

$C_t=0.05$ të gjitha strukturat tjera

H - lartësia e ndërtesës nga themeli ose nga kreu i një bodrumi rigjid, e matur në m'

2.5.2 Shpërndarja e forcave sizmike horizontale

Forma e tonit themelor në drejtimin horizontal të analizës së ndërtesës mund të llogariten duke përdorur metodat e dinamikës së strukturave, ose mund të merren me përafrim nëpërmjet zhvendosjeve horizontale që rriten linearisht në lartësinë e ndërtesës.

Efektet e veprimit sizmik duhet të përcaktohen duke aplikuar në të gjitha katet për të dy modelet plane, forca horizontale F_i , e përcaktuar nga:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}$$

F_i - forca horizontale që vepron në katin i

F_b - forca prerëse në bazë

s_i, s_j - zhvendosjet e masave m_i, m_j për formën e tonit themelor

m_i, m_j - masat e kateve

Kur forma e tonit themelor përafrohet nga zhvendosjet horizontale që rriten linearisht në lartësi, forcat horizontale F_i këshillohet të merren nga:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

z_i, z_j janë lartësitë e masave m_i, m_j sipër nivelit (themelit ose kreut të një bodrumi rigid) të aplikimit të veprimit sizmik

2.5.3 Analiza modale sipas spektrit të reagimit

Duhet të merret parasysh reagimi i të gjitha toneve të lëkundjeve që kontribuojnë në mënyrë të konsiderueshme në reagimin total. Ky parim konsiderohet i plotësuar në përmbushen kushtet vijuese në çdo drejtim horizontal kryesor:

- shuma e masave modale efektive të formave të lëkundjeve të marra parasysh është të paktën sa 90% e masës totale të strukturës

- janë marrë parasysh të gjitha tonet e lëkundjeve me masa modale efektive më të mëdha se 5% të masës totale.

2.5.4 Analiza statike jolineare (pushover)

Kjo analizë kryhet duke aplikuar veprimin e ngarkesave të përhershme vertikale dhe duke rritur gradualisht ngarkesat anësore të cilat afërsisht përfaqësojnë forcat nga veprimi i tërmetit. Kjo analizë mund të aplikohet për të verifikuar performancën e ndërtesave të sapo projektuara dhe të ndërtesave ekzistuese për këto qëllime:

- për të verifikuar ose rishikuar vlerat e raportit të mbirezistencës

- për të vlerësuar mekanizma plastikë të pritshëm dhe shpërndarjen e dëmtimve

- për të vlerësuar performancën strukturore të ndërtesave ekzistuese ose të riaftësuara për qëllimet e EN 1998-3

- si një alternativë kundrejt projektimit të bazuar në analizën lineare-elastike që përdor faktorin e sjelljes q .

2.5.5 Analiza jolineare në fushën kohore (“time-history analysis”)

Reagimi si funksion kohor i strukturës mund të përfitohet përmes integritit numerik të drejtpërdrejtë të ekuacioneve diferenciale të lëvizjes, duke përdorur akselerograma (EN 1998-1). Normat rekomandojnë që në analizën “time-history” të merren parasysh disa tërmete (të regjistruara) në mënyrë që të fitohen më tepër të dhëna rreth reagimit të strukturës, e cila do të rrisë probabilitetin e reagimit pozitiv në tërmetet e ardhshme.⁸

2.6. Përdredhja aksidentale

2.6.1 Ekscentriciteti aksidental

Edhe pse EC8-1 inkurajon që struktura të jetë e rregullt në plan dhe lartësi, shumë objekte nuk mund t'i gëzojnë këto kushte optimale për shkak të kërkesave estetike ose funksionit të kërkuar. Dihet që struktura me shpërndarje të parregullt të masës ose shtangësisë në kat kontribuon në përdredhje. Përdredhja më e saktë vërehet në modelet tri dimensionale, sidomos kur analiza e spektrit të reagimit apo analiza jolineare ose lineare përvetësohet.

Në çfarëdo tipi analize të përdorur, një përdredhje aksidentale duhet të merret parasysh në llogari. Kjo bëhet nga aplikimi i një jashtëqendërsie shtesë të masave në nivel të ndryshme. Sipas 4.3.2(1)P ekscentriciteti aksidental jepet me shprehjen:

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i$$

L_i - gjatësia e pllakës normal në veprimin e veprimit sizmik

2.6.2 Efekti i përdredhjes aksidentale me analizën e forcave anësore

Metoda e forcës anësore është metoda më e thjeshtë për analizë sismike dhe një përafrim i thjeshtuar për efektin e përdredhjes aksidentale.

⁸ Arkitektura sismike fq 92

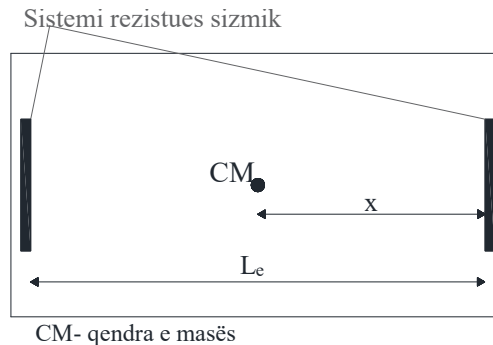


Figura 7 Efektet e rrotullimit të simuluar nga faktori δ

Nëse ngurtësia dhe masa anësore janë shpërndarë simetrikisht në plan, një alternativë ndryshe nga modeli hapësinor është amplifikimi i efekteve sismike (forcat e brendshme ose zhvendosjet) në elementin individual rezistues ndaj ngarkesave në një distancë x nga qendra e gravitetit nga një koeficient amplifikimi δ .

Nga 4.3.3.2.4(1) kemi shprehjen: $\delta = 1 + 0.6x/L_e$

x - distanca e elementit në konsideratë nga qendra e masës së ndërtesës në plan, e matur normal me drejtimin e veprimit sismik të konsideruar

L_e -distanca ndërmjet dy elementëve ekstremë të planit që janë pjesë e sistemit rezistues ndaj ngarkesave anësore, matur normal me drejtimin e veprimit sismik të konsideruar

2.6.3 Përdredhja aksidentale me analizën e spektrit të reagimit

Në rastet kur për analizë përdoret një model hapësinor, efektet e përdredhjes aksidentale mund të përcaktohen nga vlerat më të mëdha të efekteve që rezultojnë nga aplikimi i ngarkesave statike, të cilat konsistojnë në serinë e momenteve përdredhëse M_{ai} të aplikuara rreth aksit vertikal në çdo kat i .

$$M_{ai} = e_{ai} F_i$$

M_{ai} - momenti përdredhës i aplikuar në katin i rreth aksit të tij vertikal

e_{ai} - jashtëqëndërsia aksidentale e masës së katit i

F_i - forca horizontale vepruese në katin i

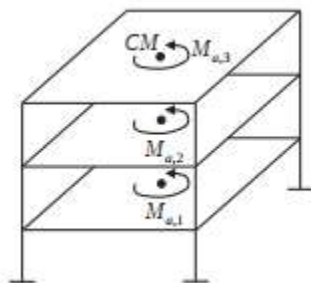


Figura 8 Jashtqendërsia aksidentale nga momentet përdredhëse të aplikuara në qendrën e masës të çdo kati

2.7 Kombinimi i efekteve të komponenteve të veprimit sizmik

Veprimi sizmik karakterizohet nga 3 komponente të zhvendosjes ortogonale (dy horizontale dhe një vertikale) që veprojnë njëkohësisht (komponenta e rrotullimit në të shumtën e rasteve neglizhohet). Kombinimi i komponentëve horizontal të veprimit sizmik mund të merret parasysh si:

-reagimi strukturor ndaj secilit komponent duhet të vlerësohet në mënyrë të veçantë, duke përdorur rregullat e kombinimit për reagimet modale

-vlera maksimale e secilit efekt veprimi në strukturë për shkak të dy komponenteve horizontal të veprimit sizmik, mund të vlerësohet më tej nëpërmjet rrënjës katrore të shumës së katrorëve të vlerave të veprimit për shkak të secilit komponent horizontal

$$E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$$

-efektet e veprimit për shkak të kombinimit të komponentëve horizontal të veprimit sizmik mund të llogariten duke përdorur kombinimet vijuese:

$$E_{Edx} + 0.3E_{Edy}$$

$$0.3E_{Edx} + E_{Edy}$$

2.8. Llogaritja e zhvendosjeve

Nëse kryhet analizë lineare, zhvendosjet që shkakton veprimi sizmik projektues duhet të llogariten në bazë të deformimeve elastike të sistemit strukturor nëpërmjet shprehjes:

$$d_s = q_d d_e$$

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

q_d - faktori i sjelljes i zhvendosjes, i supozuar si i barabartë me q nëse nuk specifikohet

d_e- zhvendosja e së njëjtës pikë të sistemit strukturor, e përcaktuar sipas analizës lineare

Gjatë përcaktimit të zhvendosjeve d_e, duhet të merren parasysh efektet e përdredhjes të veprimit sizmik.

Për analizë jolineare, si statike ashtu edhe dinamike vlerat e zhvendosjeve janë ato që përfitojnë drejtpërdrejtë nga analiza përkatëse, pa modifikime të mëtejshme.

2.9 Efektet e rendit të dytë në analizën sizmike linear elastike

Një aspekt tjetër që duhet merret parasysh është edhe ndikimi efekteve të rendit të dytë (P-Δ) në stabilitetin e ramit. Në të vërtetë, në raste të deformimeve të mëdha anësore, ngarkesat gravituese vertikale mund të ndikojnë në deformimin e konfiguracionit të strukturës. Kjo shkakton rritjen e deformimeve dhe forcave në strukturë që mund të rezultojë me kolaps nga veprimet sizmike.

Efektet e rendit të dytë (P-Δ) nuk janë të nevojshme të merren parasysh nëse të gjitha katet përmbushet kushti:

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \leq 0.1$$

θ- koeficient i ndjeshmërisë, referuar driftit të kateve

P_{tot}- ngarkesa peshë totale në katin dhe sipër katit të konsideruar, në situatën sizmike projektuese

d_r- drifti projektues i kateve, i vlerësuar si diferenca e zhvendosjeve mesatare anësore d_s në nivelin më të lartë dhe atë më të ultë të katit në shqyrtim

V_{tot}- forca prerëse totale sizmike e katit

h- lartësia e katit

Nëse **0.1 < θ ≤ 0.2** efektet e rendit të dytë mund të merren parasysh me përafërsi, duke shumëzuar efektet përkatëse të veprimit sizmik me një faktor të barabartë **1/(1-θ)**.

θ ≤ 0.3

θ ≤ 0.1 efektet e rendit të dytë mund të neglizhohen

3. Kontrolla e projektimit

Kërkesa e mosshembjes (ULS-gjendja e fundit kufitare) në situatën sizmike të projektimit konsiderohet që është plotësuar nëse plotësohen kushtet: rezistenca, duktiliteti, ekuilibri, qëndrueshmëria e themelit dhe nyjet sizmike.

3.1 Kushti i rezistencës

Për të gjithë elementët strukturorë përfshirë bashkimet dhe elementet e duhur jostrukturorë duhet të kënaqet kushti vijues:

$$E_D \leq R_D$$

E_D –vlera projektuese e efektit të veprimit për shkak të situatës sizmike projektuese duke përfshirë nëse është e nevojshme edhe efekti i rendit të dytë.

R_D –është rezistenca korresponduese projektuese e elementit, e llogaritur në përputhje me rregullat specifike për materialin e përdorur

3.2 Kushti i duktilitetit global dhe lokal

Duke marrë parasysh shfrytëzimin e pritshëm të duktilitetit që varet nga sistemi i zgjedhur dhe faktori i sjelljes duhet të verifikohet që elementet strukturorë dhe struktura në tërësi të zotërojnë një duktilitet adekuat. Përveç kësaj, një veçori tjetër e rëndësishme është koncepti dhe ekzekutimi i detajeve lokale. Poashtu përzgjedhja e vetive të materialeve të cilat parandalojnë shkatërrimin e thyeshëm lokal.

Në ndërtesa shumëkatëshe duhet shmangur formimin e mekanizmit plastik të tipit “kati i butë”, pasi një mekanizëm i tillë për shtyllat e “katit të butë” mund të kërkojë duktilitet lokal jashtëzakonisht të madh. Në ndërtesat me rama, duke përfshirë ato ekuivalente me rama që kanë dy ose më shumë kate në të gjitha nyjet ku lidhen trarët parësor ose dytësorë lidhen me shtyllat parësore sizmike duhet të kënaqet kushti:

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

ΣM_{Rc} –është shuma e vlerave projektuese të momenteve rezistuese të shtyllave që hyjnë në nyje. Këshillohet që të përdoret vlera minimale e momenteve rezistuese brenda intervalit të forcave aksiale në shtylla të shkaktuara nga situata sizmike projektuese.

ΣM_{Rb} – është shuma e vlerave projektuese të momenteve rezistuese të trarëve që hyjnë në nyje. Nëse përdoren bashkime me rezistencë të pjesshme, atëherë në llogaritjen e ΣM_{Rb} merren parasysh momentet e rezistencës së këtyre bashkimeve.

3.3 Kushti i ekuilibrit

Veprimet nga projektimi sizmik karakterizohen nga forcat horizontale anësore. Është e nevojshme që të eliminohet humbja e përgjithshme e stabilitetit ndaj rrotullimit apo edhe rrëshqitjes të ndikuara nga këto veprime. Kështu, struktura duhet të jetë e qëndrueshme duke përfshirë përmbysjen dhe rrëshqitjen. Në raste të veçanta, ekuilibri mund të verifikohet nëpërmjet metodave të balancit energjetik ose nëpërmjet metodave jolineare të karakterit gjeometrik.

3.4 Rezistenca e diafragmave horizontale

Rekomandohet që pllakat e katit dhe kulmit të konsiderohen si diafragma që të jenë në gjendje të transmetojnë me mbirezistencë të mjaftueshme, efektet e veprimit sizmik projektues në sistemet rezistuese ndaj ngarkesave anësore me të cilat ato janë lidhur. Kjo kërkesë plotësohet nëse verifikimet përkatëse të rezistencës, efektet e veprimit sizmik për diafragmën shumëzohen me një faktor mbirezistence $\gamma_d > 1.0$. Vlera e rekomanduar për mënyrat e shkatërrimit të tipit të thyeshëm sikurse është prerja në diagragmat prej betoni është $\gamma_d = 1.3$ ndërsa për mënyrat e shkatërrimit duktil është $\gamma_d = 1.1$.

3.5 Rezistenca e themeleve

Sistemi i themelit duhet të jetë në përputhje me EN 1998-5, Seksioni 5 dhe EN 1997-1.

Efektet e veprimit për elementet e themeleve duhet të nxirren mbi bazën e konsideratave të projektimit sipas kapaciteteve, duke marrë parasysh shfaqjen e mbirezistencës së mundshme, por nuk është e nevojshme që ato t'i kapërcejnë efektet e veprimit që i korrespondojnë reagimit të strukturës në kushtet e situatës sizmike projektuese, duke respektuar supozimin e një sjelljeje elatike ($q=1.0$). Për themelet e elementeve vertikale të veçuara (mure ose shtylla) konsiderohet që këto kërkesa janë plotësuar nëse vlerat projektuese të efekteve të veprimit E_{Fd} mbi themel nxirren:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$$

γ_{Rd} –faktor i mbirezistencës, $\gamma_{Rd}=1.0$ nëse $q \leq 3.0$ përndryshe $\gamma_{Rd}=1.2$

$E_{F,G}$ – efekti i veprimit për shkak të veprimeve josizmike të përfshira në kombinimin e veprimeve për situatën sizmike të projektimit.

$E_{F,E}$ –efekti i veprimit nga analiza për veprimin sizmik projektues

Ω – është vlera e $R_{di}/E_{di} \leq q$ e zonës disipuese ose elementit të strukturës që ka ndikimin më të lartë në efektin E_F në shqyrtim

R_{di} -është rezistenca projektuese e zonës ose elementit i

E_{di} -është vlera projektuese e efektit të veprimit në zonën ose elementin i për situatën sizmike projektuese

Për themelet e mureve strukturore ose shtyllave të ramave me nyje moment-rezistuese (“moment-resisting frames”), Ω është vlera minimale e raportit M_{Rd}/M_{Ed} në të dyja drejtimet kryesore ortogonale në prerjen tërthore më të ultë të elementit vertikal ku mund të formohet çernierë plastike, gjatë situatës sizmike projektuese.

3.6 Kushti i fugave sizmike

Ndërtesat duhet të jenë të mbrojtura nga përplasja që mund të ndodhë gjatë tërmetit mes strukturave fqinje ose nga goditja ndërmjet njësive të pavarura nga ana strukturore të së njëjtës ndërtesë. Kushtet që duhet të plotësohet janë:

-për ndërtesat e pavarura nga ana strukturore, të cilat nuk i përkasin të njëjtës pronësi, nëse largësia nga vija e pronësisë deri te pikat potenciale të goditjes nuk është më e vogël se zhvendosja horizontale maksimale e ndërtesës në nivelin korrespondues

-për ndërtesat e pavarura nga ana strukturore që i përkasin të njëjtës pronësi, nëse largësia ndërmjet tyre nuk është më e vogël se rrënja katrore e shumës së katrorëve (SRSS) të zhvendosjeve maksimale horizontale të të dyja ndërtesave ose njësive në nivelin korrespondues.

Nëse lartësitë e kateve të ndërtesës ose e njësisë së pavarur në shqyrtim janë të njëjta si ato të ndërtesës ose njësisë fqinje, atëherë largësia minimale e referuar më sipër mund të reduktohet nga një faktor i barabartë me 0.7.

3.7 Kufizimi i dëmtimeve

Në filozofinë e projektimit sizmik, kufizimi i dëmtimeve është aspekt thelbësor që garanton efikasitet të plotë strukturës nën ndikimin e tërmeteve të shpeshta si dhe të reduktojë koston e riparimit nga ngjarje të mëdha sizmike. Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve konsiderohet e plotësuar nëse për një veprim sizmik që ka një probabilitet të madh ndodhjeje sesa veprimi projektues sizmik që i korrespondon “kërkesës së mosshembjes”. Në rastin e ndërtesave të

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

3.7.1 Kufizimi i drifteve të kateve

$d_r v \leq 0.005h$ për ndërtesat që kanë elemente jostrukturore me materiale të thyeshme dhe që janë të bashkangjitura me strukturën.

$d_r v \leq 0.0075h$ për ndërtesat që kanë element jostrukturorë duktile

$d_r v \leq 0.01h$ për ndërtesat që kanë elemente jostrukturor të fiksuar në mënyrë të tillë që nuk ndikojnë në deformimet strukturore ose që janë pa elemente jostrukturore.

d_r -është drifti projektues i kateve

h - lartësia e kateve

v - faktor reduktues që merr parasysh periudhën më të ultë të rikthimit të veprimit sizmik që lidhet me kërkesën e kufizimit të dëmtimeve. (Vlerat e rekomanduara janë $v=0.4$ për klasat e rëndësisë III dhe IV dhe $v=0.5$ për klasat e rëndësisë I ose II).

Në filozofinë moderne të projektimit sizmik i bazuar në performancë (PBSD, Performance Based Seismic Design), niveli i përfomancës së kontrollit të dëmit është thelbësor që të garantojë funksionim të plotë të strukturës nga tërmetet. Në anën tjetër të reduktojë koston e riparimit ndaj veprimeve sizmike. Kjo kërkesë është shfaqur për shkak të rritjes së vazhdueshme të strukturave moderne dhe komplekse.⁹

⁹ Elide Nastri, Alessandro Pisapia Performance-Based Seismic Design, 2025

4. Projektimi i strukturave të çelikut

4.1 Objektivat e projektimit të strukturave¹⁰

Objektivi i projektimit është që të prodhohet një strukturë e cila do të jetë e shfrytëzueshme për vite ose të mos kolapsojë, të përmbushë kërkesat dhe nevojat e investitorit si dhe të ketë kosto të arsyeshme poashtu.

Si kërkesa bazë mund të përmendim:

- struktura nuk duhet të kolapsojë lokalisht apo në përgjithësi
- të mos jetë fleksibile aq sa deformimet nga ngarkesat të dëmtojnë pjesët e brendshme
- të mos shfaqet nevoja për mirëmbajtje ekskluzive si shkak i mbingakesave aksidentale ose nga veprimet e kushteve atmosferike
- të ketë rezistencë ndaj zjarrit ashtu që ofrojë kohë të mjaftueshme për evakuim.

Projektuesi duhet të ketë parasysh koston e cila përfshinë:

- shpenzimet fillestare si përgatitja e vendpunishtes, koston e materialit dhe ndërtimit
- koston e mirëmbajtjes (dekorimet dhe riparimet)
- sigurimet që lidhen me rezistencën ndaj zjarrit
- demolimin eventual

Filozofia dhe objektivat duhet të përkthehen në formë të prekshme duke përdorur llogaritjet. Pra struktura të jetë e sigurtë nga të gjitha kushtet ose të jetë e përdorshme për sa ajo ekziston.

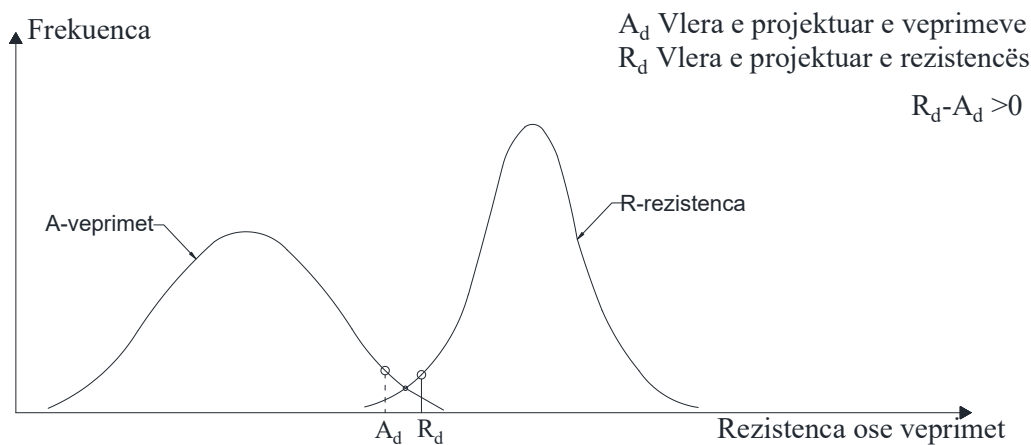


Figura 9 Skema e raportit ndërmjet veprimeve dhe rezistencës në strukturë

¹⁰ Structural design of steelwork (Lawrence Martin, John Purkins)

4.2 Tipologjitë e strukturave dhe faktorët e sjelljes

4.2.1 Tipet e strukturave

Ndërtesat prej çeliku grupohen në një prej tipeve strukturorë dhe klasifikohen sipas sjelljes së sistemeve rezistuese të elementeve primar sizmik:

-Ramat moment-rezistuese: janë ato në të cilat forcat horizontale përballohen kryesisht nga elementet që punojnë kryesisht në përkulje. Këshillohet që zonat disipuese të formohen kryesisht në çernierat plastike në trarë ose në bashkimet tra-kolonë në mënyrë që energjia të disipohet me anë të përkuljes ciklike. Zonat disipuese mund të formohen edhe në kolona: në bazë të ramës, në majë të kolonave në katin e sipërm të ndërtesave shumëkatëshe, në kreun dhe në fund të kolonave në ndërtesat njëkatëshe në të cilat N_{Ed} në kolona kënaqë barazimin $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0.3$

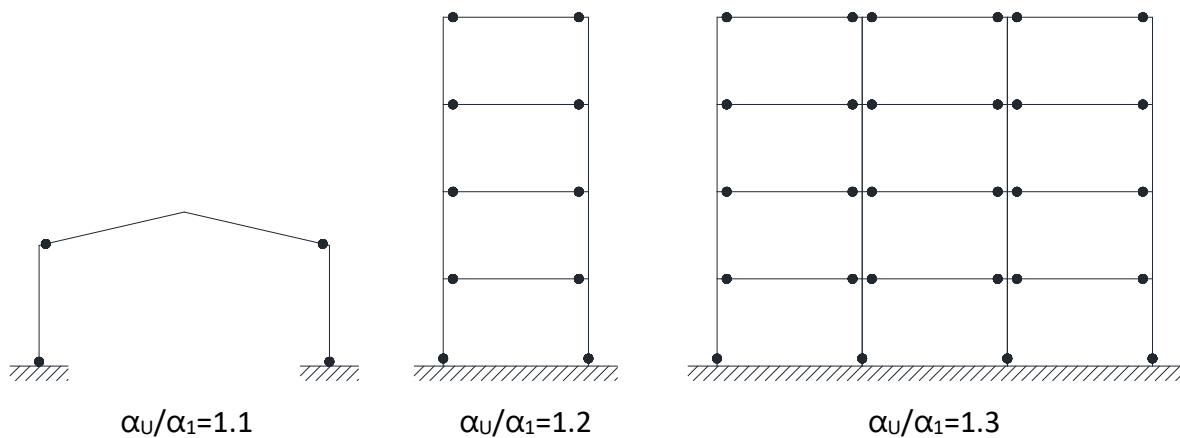


Figura 10 Ramat moment-rezistuese

-Ramat me kontraventime koncentrike (“concentric bracings”): janë ato në të cilat forcat horizontale përballohen kryesisht nga elementet që u janë nënshtruar forcave aksiale. Këshillohet që zonat disipuese të formohen kryesisht te diagonalet e tërhequra. Kontraventimet mund t’i përkasin njërës prej kategorive:

-kontraventime diagonal aktive në tërheqje në të cilat forcat horizontale mund të përballohen vetëm nga diagonalet e tërhequra, pa marrë parasysh diagonalet e shtypura

-kontraventimet V, në të cilat forcat horizontale mund të përballohen duke marrë parasysh si diagonalet e tërhequra ashtu edhe ato të shtypura. Pika e ndërprerjes e këtyre diagonaleve bie në elementin horizontal, që duhet të jetë i vazhduar.

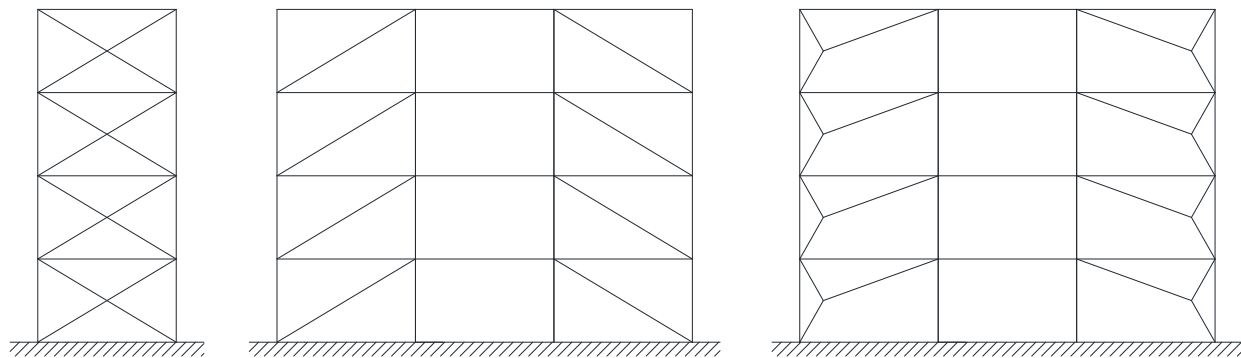


Figura 11 Rama me kontraventime diagonale koncentrike (zonës disipuese vetëm në diagonalet e tërhequra)

-Ramat me kontraventime ekscentrike (eccentric bracings): janë ato ku forcat horizontale përballohen kryesisht nga elemente të ngarkuar me forca aksiale, por ku jashtëqendërsia e skemës është e tillë që energjia mund të disipohet në hallkat sizmike ose nëpërmjet përkuljes ciklike ose nëpërmjet prerjes ciklike.

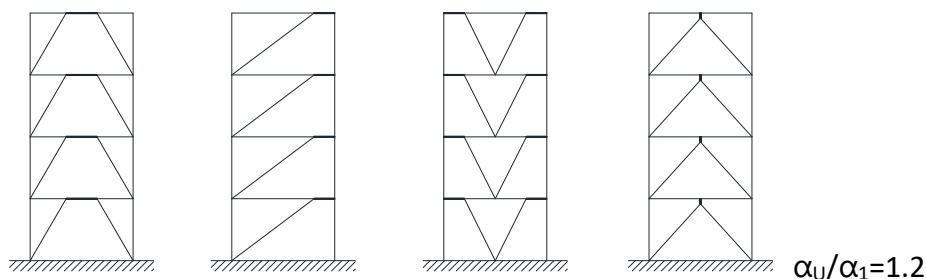


Figura 12 Ramat me kontraventime ekscentrike

-Struktura lavjerrësi i përmbysur: janë strukturat në të cilat zonat disipuese janë lokalizuar në bazat e shtyllave. Mund të konsiderohen si rama moment-rezistuese me kusht që strukturat rezistente ndaj tërmetit të kenë më shumë se një shtyllë në çdo plan rezistues dhe mosbarazimi i kufizimit të forcës aksiale: $N_{Ed} < 0.3 N_{pl,Rd}$ të kënaqet në çdo shtyllë.

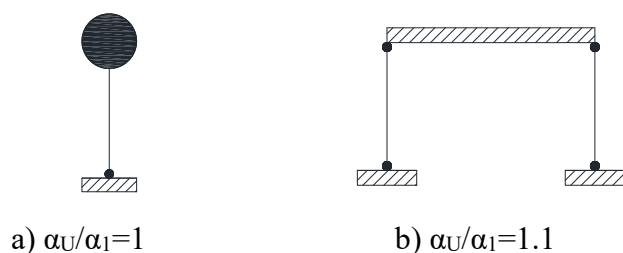


Figura 13 Lavjerrësi i përmbysur: a) zona disipuese në bazë të shtyllës, b) zona disipuese në shtylla ($N_{Ed} < N_{pl,Rd} < 0.3$)

-Struktura me bërthamë betoni ose mure betoni: janë ato në të cilat forcat horizontale përballohen kryesisht nga këto bërthama ose mure. Struktura metalike i reziston vetëm ngarkesave gravitacionale

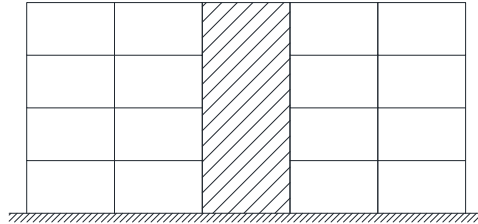


Figura 14 Struktura me mure betoni dhe konstruksion metalik

-Rama moment-rezistuese të kombinuara me kontraventime koncentrike: forcave horizontale u rezistojnë të dy sistemet, proporcionalisht shtangësisë së tyre.

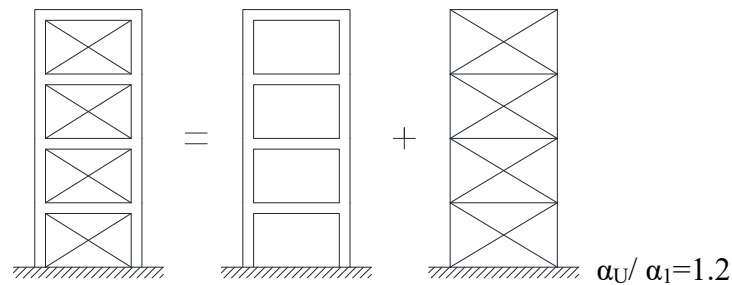


Figura 15 Ramat e dyfishtë

-Rama moment-rezistuese të kombinuara me mbushje: forcat horizontale pranohen nga ky sistem hibrid, ku ramat moment-rezistuese dhe mbushjet nga betoni punojnë së bashku. Ky sistem projektohet sipas kapitullit 7 të EC8-1 (Rregullat për strukturat kompozite çelik-beton)

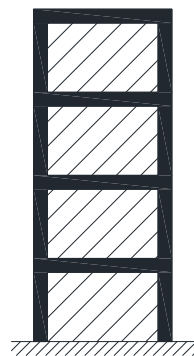


Figura 16 Rama moment-rezistuese e kombinuar me mbushje

Praktikisht, për optimizimin dhe projektimin e strukturave metalike në zonat sizmike adaptohen qasje të ndryshme. Së fundi si më praktike për të siguruar zonat disipuese që përfshihen në

projektim pavarësisht rrjedhjes të ndryshme të çelikut, autorët kanë zhvilluar konceptin e dyfishtë për ndërtesat në zona sizmike.

4.3 Faktori i sjelljes

Qasja e përgjithshme e projektimit e rekomanduar nga EC8 synon që të kontrollojë sjelljen joelastike të strukturës duke shmangur formimin e mekanizmit të katit të butë dhe thyerjen e brishtë. Në mënyrë që të arrihen këto synime, rregullat e projektimit bazohen në projektimin sipas kapacitetit të elementeve dhe detajimin në pjesët e zonave disipuese me rregulla specifike për të përmirësuar duktilitetin dhe kapacitetin e deformimit.

Për sistemet e strukturore të rregullta, këshillohet që faktori i sjelljes q të merret në kufijtë e sipërm të vlerave të referencës sipas tabelës së mëposhtme:

TIPI STRUKTUROR	Klasa e duktilitetit	
	DCM	DCH
a) Ramat moment-rezistuese	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
b) Ramat me kontraventime ekscentrike		
Me kontraventime diagonal	4	4
Me kontraventime V	2	2.5
c) Ramat me kontraventime ekscentrike	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
d) Lavjerrës i përmbysur	2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
e) Struktura me bërthamë betoni ose mure betony	(shiko ramat nga betoni)	
f) Rama moment-rezistuese dhe me kontraventime koncentrike	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
g) Ramat moment-rezistuese me mbushje		
Mbushje betoni ose muraturë të palidhur, në kontakt me ramën	2	2
Mbushje betonarme të lidhura me ramën	(shiko ramat çelik-beton)	
Mbushje të izoluara nga ramat moment-rezistuese (shiko ramat moment-rezistuese)	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

Tabela 1 Kufiri i sipërm i vlerave referente të faktorëve të sjelljes

Faktori i sjelljes q , për sistemet me strukturë të rregullt është dhënë me shprehjen:

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_1} q_0$$

q_0 - vlera referente e faktorit të sjelljes

α_u / α_1 - parametër për shpërndarjen plastike

α_u - vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik horizontal projektues, në kushtet kur të gjitha veprimet e tjera projektuese janë konstante ashtu që të formohen çernierat plastike në një numër të mjaftueshëm seksionesh për shfaqjen e paqëndrueshmërisë strukturore.

α_1 - vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik horizontal projektues me qëllim që të arrihet për herë të parë rezistenca në përkulje në njërin nga elementet e strukturës, ndërkohë që veprimet e tjera projektuese mbeten konstante.

-për ndërtesat që nuk janë të rregullta në plan, vlera e përafërt e α_u/α_1 e cila mund të përdoret kur nuk kryhet ndonjë llogaritje për vlerësimin e saj është ndërmjet vlerës 1.0 deri në 1.3.

-për vlerat e α_u/α_1 më të mëdha se 1.3, me kusht që ato të jenë të konfirmuara nga llogaritja e α_u/α_1 nëpërmjet analizës globale statike jolineare (“pushover”).

-vlera maksimale e α_u/α_1 që mund të përdoret në projektim është e barabartë me 1.6 edhe nëse analizat rezultojnë me vlera më të larta

5. Përshkrimi dhe projektimi i strukturës

Në shembullin e marrur për shqyrtim do të tregojmë hapat për projektimin e strukturës sipas EC8-1 për një objekt shumëkatësh të tipit strukturor “Rama moment-rezistuese” (Moment Resisting Frames–MRF).

5.1 Përshkrimi i objektit

Struktura është 10 kate e cila do të shfrytëzohet për afarizëm. Forma e saj është drejtkëndëshe me dimensione 31x24 m. Kati përdhese ka lartësi prej 4m, ndërsa katet tjera kanë lartësi prej 3.5m.

Pllaka e meskatit është kompozite nga llamarina e valëzuar. Pllaka ka për detyrë që të pranojë ngarkesat vertikale si dhe të sillet si diafragmë rigjide e aftë të përcjellë veprimet sizmike deri te ramat moment rezistues. Pllaka mbështet në profilet *I*. Në mënyrë që të shmanget bartja e ngarkesave nga pllaka në shtylla, konektorët e prerjes (shear connectors) aplikohen vetëm në trarë që kanë për detyrë të bartin ngarkesat gravitacionale.

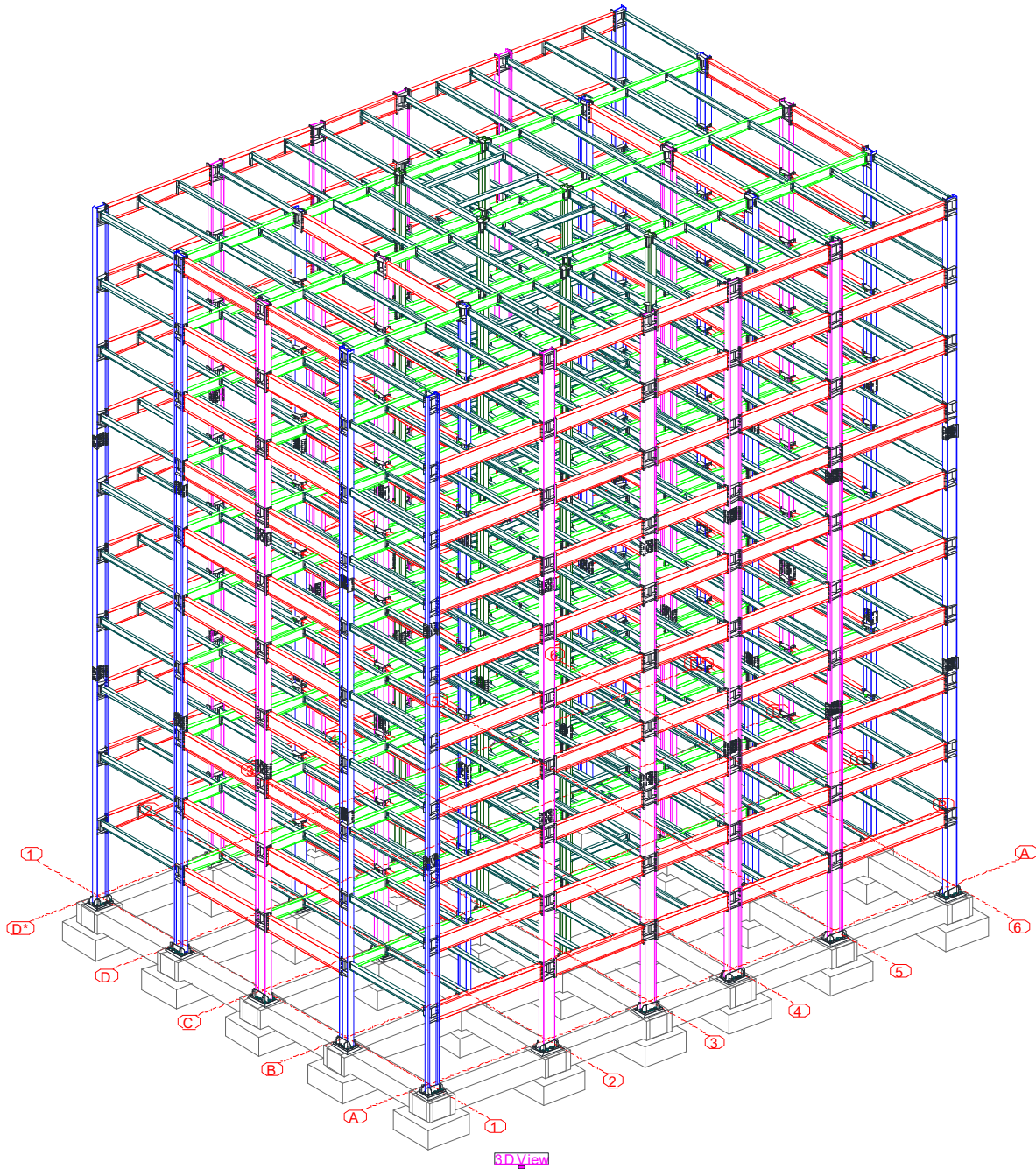


Figura 17 Dukja e objektit

Ndërsa figura më poshtë tregon pozicionimin e ramave moment rezistuese (MRFs) në plan dhe në prerje, të cilat janë të theksuar me vijë më të trashë. Ramat moment rezistuese (MRFs) janë pozicionuar në disa vende, përderisa elementet sekondarë që janë projektuar që tu rezistojnë vetëm ngarkesave gravitacionale. Të gjithë elementet sekondarë kanë skemën statike çernierë-çernierë, përderisa elementet primar te ramave moment rezistuese janë të inkastruara plotësisht.

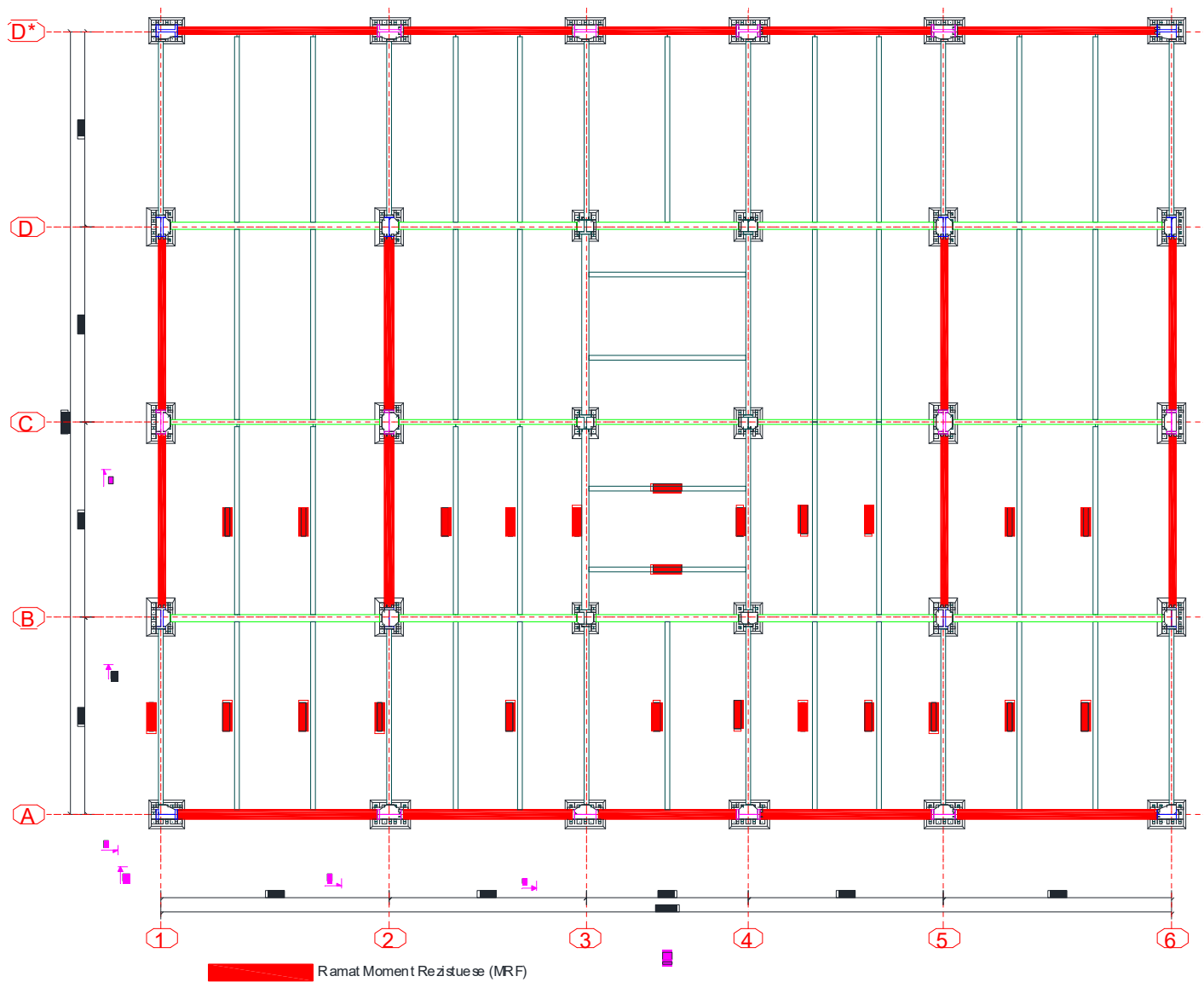


Figura 18 Elementet e strukturës në katin karakteristik

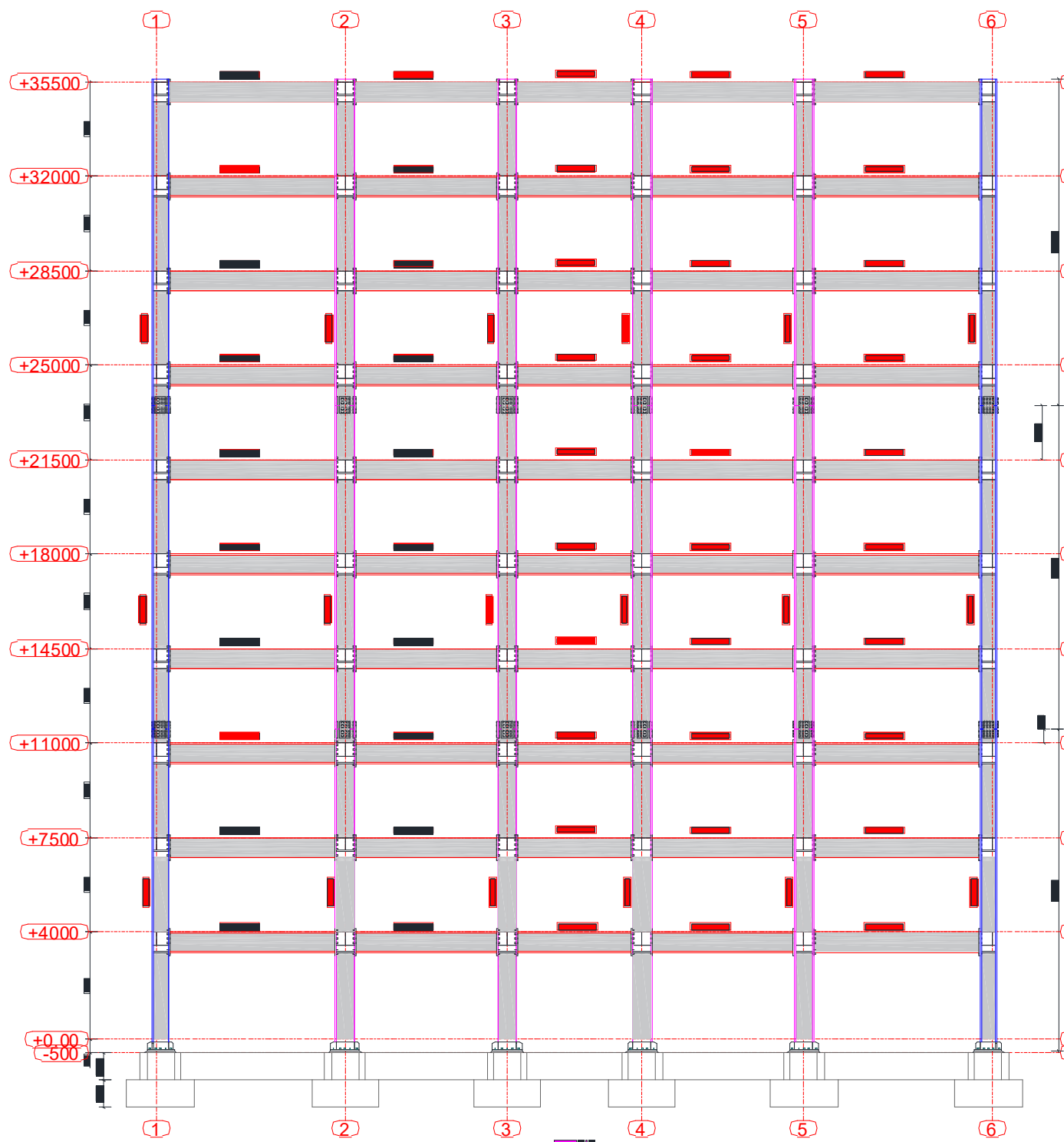


Figura 19 Prerja tërthore e ramave moment rezistues drejtimi X

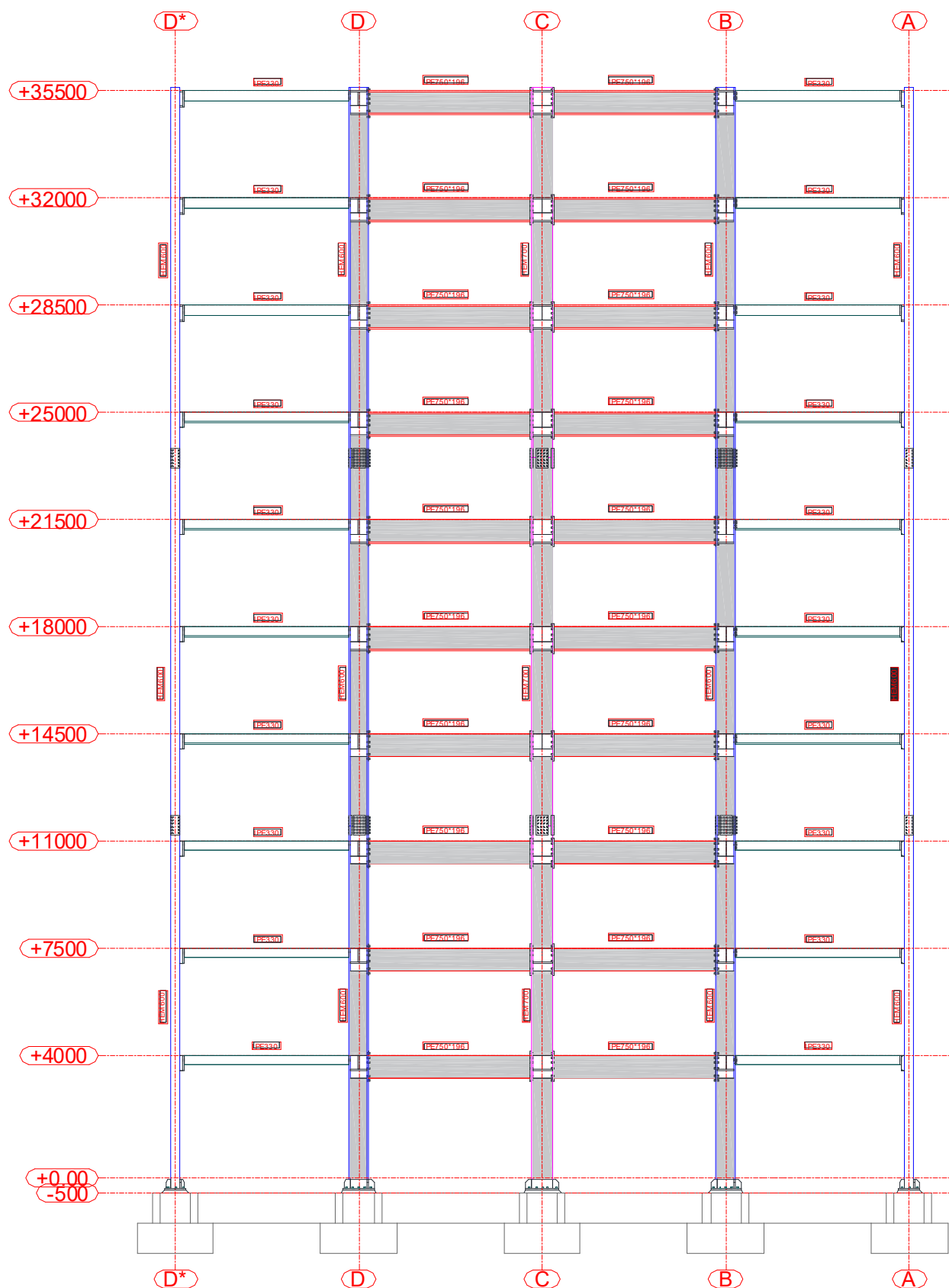


Figura 20 Prerjia tërthore e ramave moment rezistues drejtimi Y

5.2 Materiali

Klasa	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	γ_M	γ_{ov}	E (N/mm ²)
S235	235	360	$\gamma_{M0}=1.0$	1.25	210000
			$\gamma_{M1}=1.0$		
			$\gamma_{M2}=1.25$		

Tabela 2 Klasa e çelikut

5.2.3 Karakteristikat e çelikut

Të dhënat materialit	Simboli	Vlera	Njësia	Referenca
Masa për njësi vëllimi	γ_s	$7.85 \cdot 10^{-9}$	kg/mm ³	EN1993-1-1, tabela A.4
Pesha për njësi vëllimi	γ_s	$7.7 \cdot 10^{-9}$	N/mm ³	EN1993-1-1, tabela A.4
Moduli i Elasticitetit	E_s	210000	N/mm ²	EN1993-1-1, 3.2.6(1)
Vlera e Poissonit	ν	0.3		EN1993-1-1, 3.2.6(1)
Koeficienti i bymimit termik (konstruksionet metalike)	α	$1.2 \cdot 10^{-5}$ per K (për $T \leq 100^\circ\text{C}$)	K	EN1993-1-1, 3.2.6(1)
Koeficienti i bymimit termik (konstruksionet kompozite beton-çelik)	α	$1.2 \cdot 10^{-5}$ per K (për $T \leq 100^\circ\text{C}$)	K	EN1993-1-1, 3.2.6(1)
Moduli i rrëshqitjes	G	≈ 81000	N/mm ²	EN1993-1-1, 3.2.6(1)
Kufiri i rrjedhshmërisë për profilet metalike	f_y	275	N/mm ²	EN1993-1-1, tabela 3.1
Rezistenca përfundimtare	f_u	430	N/mm ²	EN1993-1-1, tabela 3.1

Tabela 3 Vlerat karakteristike të çelikut

Klasa e çelikut	Trashësia nominale e elementit, t(mm)				
	t≤40mm		40mm<t≤80mm		Referenca
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	EN 10025-2
S235	235	360	215	360	
S275	275	430	255	410	
S355	355	510	335	470	
S450	440	550	410	550	

Tabela 4 Vlerat nominale të sforcimit për prerjet e çelikut (EN1993-1-1, tabela 3.1)

5.3 Veprimet e ngarkesave

5.3.1 Vlerat karakteristike të ngarkesave

Nga EN 1991-1 për ngarkesë shfytëzuese kemi kategorinë B

G_k (kN/m ²)		Q_k (kN/m ²)
Pllaka e katit	4.2	2.0
Pllaka e kulmit	3.6	0.5
		1.0 (bora)
Shkallët	1.68	4.0
Fasada	2.0	-

Tabela 5 Vlerat e ngarkesave të përhershme dhe shfytëzuese në kate

5.3.2 Veprimet sizmike

$a_{gR}=0.25g$ është shpejtimi maksimal referencë i truallit,

trualli tipi C, marrim tipin 1

Nga analiza modale kemi spektrat e reagimit

5.3.2.1 Spektri i reagimit vertikal (EN1998-1-1, p3.2.2.3)

Komponenta vertikale e veprimit sizmik duhet të merret në llogari nëse $a_{vg}>0.25g$ ($2.5m/s^2$) në rastet si më poshtë:

- Për elementet strukturor horizontal me hapëisrë 20m' ose më shumë
- Për elementet konzollë më të gjata se 5m'
- Për komponentin strukturor horizontal ose afërsisht horizontal të parasforcuar
- Për trarët që mbajnë shtylla (kolona)
- Për strukturat e izoluara në bazë

5.3.2.2 Spektri i reagimit horizontal i projektimit (EN1998-1-1, p3.2.2.5)

$$0 < T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (\text{EN1998-1-1, ek.3.13})$$

$$T_B < T < T_c \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5/q \quad (\text{EN1998-1-1, ek.3.14})$$

$$T_c < T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (\text{EN1998-1-1, ek.3.15})$$

$$T_d < T < 4s \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c}{T} \right] * \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \beta \cdot a_g \quad (\text{EN1998-1-1, ek.3.5})$$

$$a_g = \gamma I a_{gR}$$

q – faktori i sjelljes

$$a_g = 0.25g$$

β -faktor i kufirit të poshtëm në spektrin horizontal të projektimit (vlera e rekomanduar $\beta=0.2$)

η – faktor i korrektimit të shuarjes,

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5$$

q_0 – vlera bazë e faktorit të sjelljes që varet nga tipi strukturor dhe nga rregullësia e tij në lartësi (5.2.2.2)

$\alpha_U/\alpha_1 = 1.3$ sistemet me rama ose sisteme duale ekuivalente me rama, shumëkatëshe me shumë hapësira {5.2.2.2, (5), EN 1998-1.2004}

k_w - pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit në sistemet strukturore më mure duhet të merret si vijon:

$k_w = 1.0$ për sistemet tip ramë dhe duale me ramë-ekuivalentë {5.2.2.2, (11)P-(5.2), EN 1998-1)

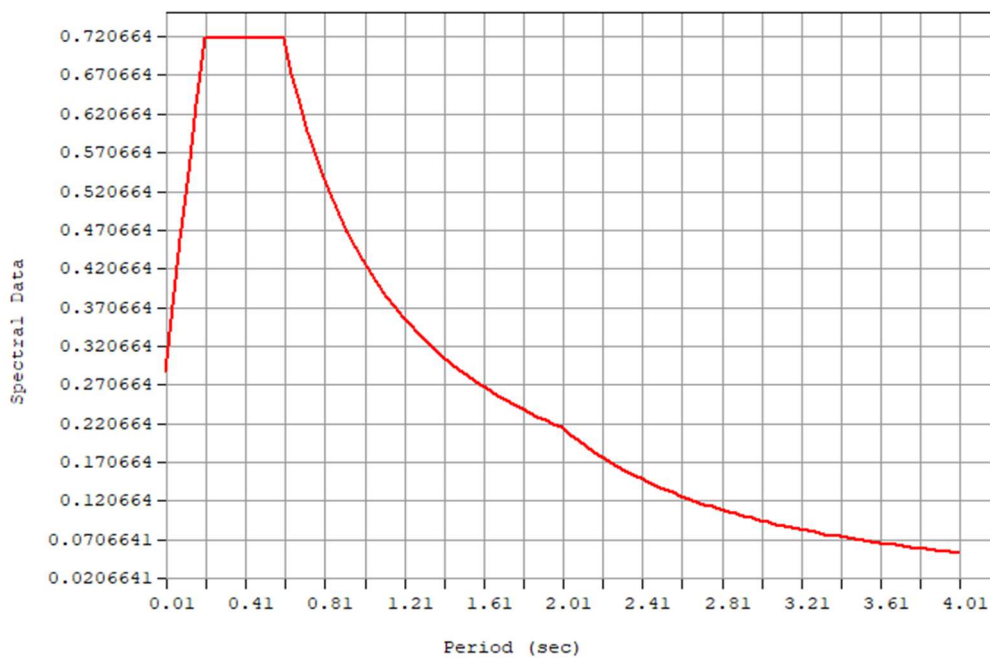


Figura 21 Spektri i reagimit sismik horizontal

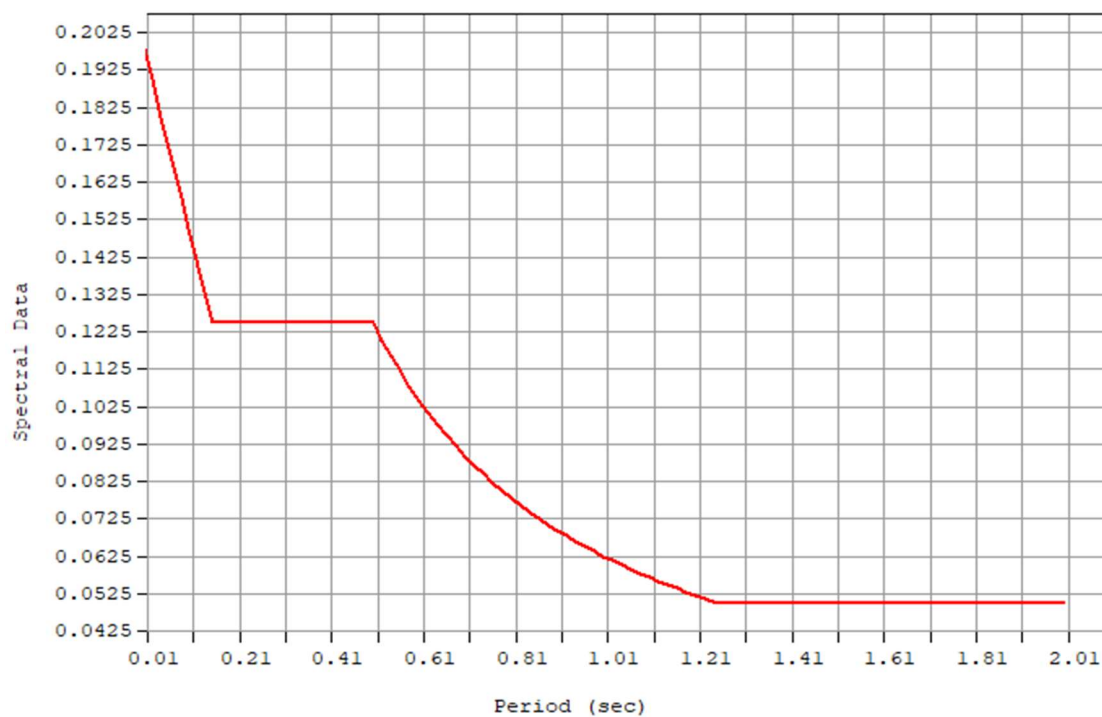


Figura 22 Grafiku i spektrit horizontal të projektimit

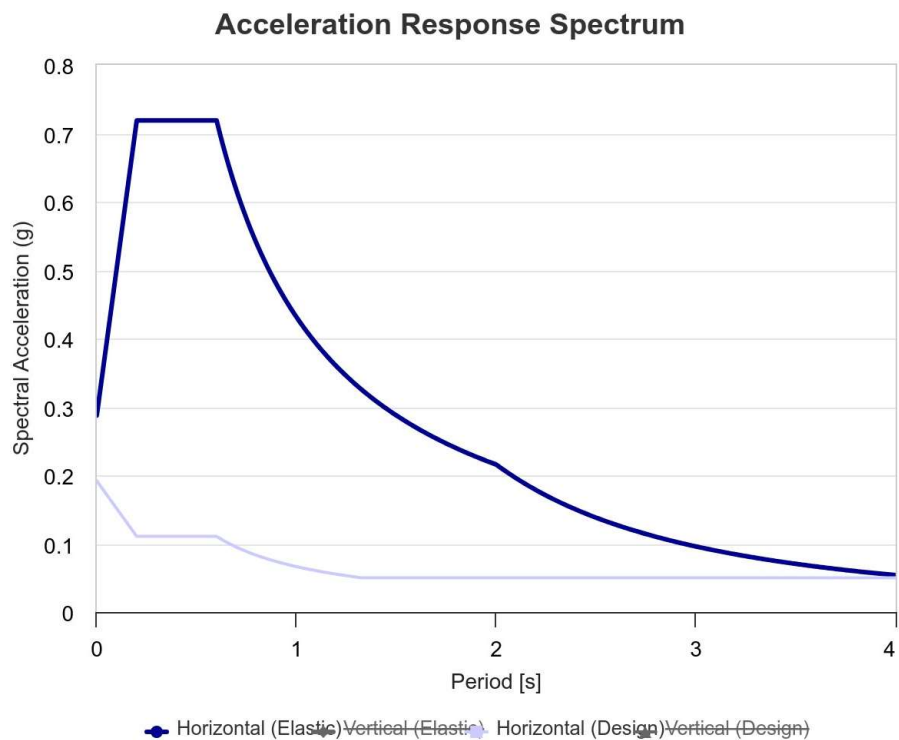
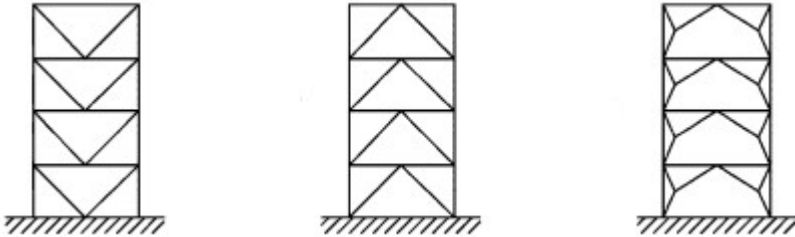
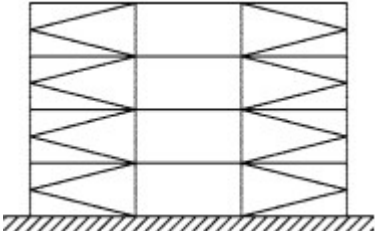
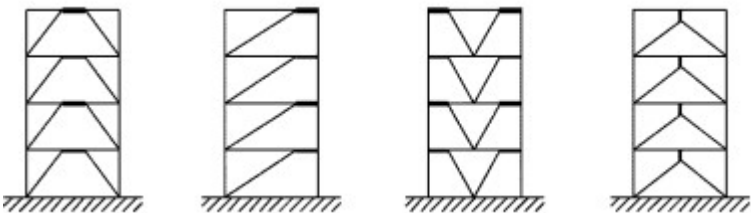
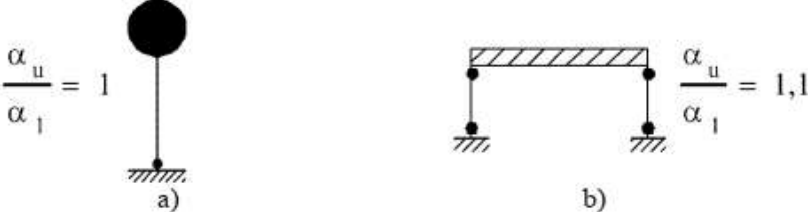
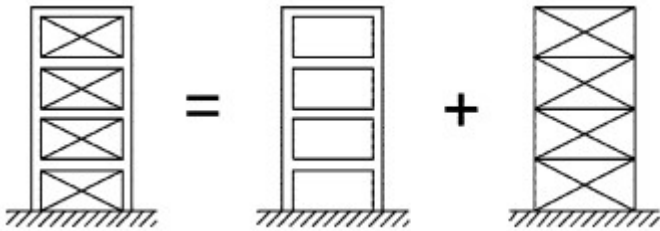


Figura 23 Spektrat elastik horizontal dhe spektri i projektuar

5.3.2.2.1 Tipet strukturore dhe faktori i sjelljes sipas EN1998-1-1, p.6.3

Tipi strukturor	q- faktori i sjelljes	
	DCM	DCH
Ramat moment-rezistuese (Moment resisting frames-MRF) Zona disipuese në trarë dhe në fund të kolonave	4	$5\alpha_u/\alpha_l$
Ramat me kontraventime diagonale koncentrike (Concentrically braced frames- CBF) Zona disipuese vetëm në diagonalet e tërhequra	4	4

Rama me kontraventime koncentrike V (V-braced frames CBF)  Zona disipuese në diagonalet e tërhequra dhe të shtypura	2	2.5
Rama me kontraventime K (Frames with K-bracing CBF) 	Nuk lejohen	
Rama me kontraventime ekscentrike (Eccentrically braced frame EBF)  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$ Zona disipuese në hallkat e përkuljes ose të prerjes	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Lavjerrës i përmbysur  a) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1$ b) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$ a) zona disipuese në bazë të kolonës b) zona disipuese në kolona ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0.3$)	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
Rama moment-rezistuese e kombinuar me kontraventime koncentrike (Moment-resisting frames with concentric bracings MRF+CBF)  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$ Zonat disipuese në ramën moment-rezistuese dhe në diagonalet e tërhequra	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
	2	2

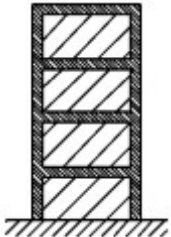
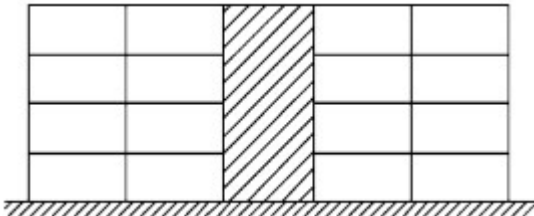
Ramat moment-rezistuese me mbushje 	Mbushje betoni ose muraturë e palidhur në kontakt me ramën	EN1998-1-1 tabela 5.1	
	Mbushje beton e lidhur me ramën	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
	Mbushje të izoluara nga ramat moment-rezistuese		
Struktura me bërthamë betoni ose mure betoni  Shenim: Nëse struktura është jo e rregullt në lartësi (shiko EN1998-1-1, p4.2.3.3) këshillohet që vlerat e sipërme kufitare të q-së të listuara më lart duhet reduktuar për 20%)		EN1998-1-1, tabela 5.1	

Tabela 6 Tipet e strukturave dhe vlerat e faktorit të sjelljes

q - vlera e faktorit të sjelljes nga EN 1998-1, 6.3.2(1) tabela 6.2

$$q_0 = 5.0 \alpha_u / \alpha_1 = 5 \cdot 1.3 = 6.5$$

$$q = q_0 \cdot k_w = 6.5 \cdot 1.0 = 6.5$$

Në tabelën e mëposhtme japim vlerat e faktorit të sjelljes për strukturat e rregullta dhe të parregullta.

Tipi strukturor	I rregullt në plan dhe në lartësi		I parregullt në plan dhe lartësi		I parregullt në plan dhe i rregullt në lartësi		I rregullt në plan dhe i parregullt lartësi	
	DCM	DCH	DCM	DCH	DCM	DCH	DCM	DCH
MRF- Ramat Moment Rezistuese								
Rama portal njëkatëshe	4	5.5	3.2	4.2	3.2	5.25	3.2	4.4
Rama shumëkatëshe, me një hapësirë	4	6	3.2	4.4	3.2	5.5	3.2	4.8
Struktura ramash shumëkatëshe me shumë hapësira	4	6.5	3.2	4.6	3.2	5.75	3.2	5.2
Rama me kontraventime koncentrike								
Kontraventime diagonal (diagonal bracing)	4	4	4	3.2	3.2	4	4	3.2
Kontraventime V (V-bracing)	2	2.5	2.5	2	1.6	2.5	2.5	2
Ramat me panele muraturë të palidhur	2	2	2	1.6	1.6	2	2	1.6

Tabela 7 Vlerat e faktorit të sjelljes për strukturat e rregullta dhe të parregullta

5.3.2.3 Parametrat e spektrit të reagimit elastik (EN1998-1-1, p.3.2.2.5)

Tipi i truallit	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.2	0.6	2.0
D	1.35	0.2	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Tabela 8 Parametrat e TIPIT 1 të spektrit të reagimit elastik (EN1998-1-1, tabela 3.2)

5.3.3 Kushtet e truallit

Tipi i truallit	Përshkrimi i profilin stratigrafik	Parametrat		
		V _{s,30} (m/s)	N _{SPT} (goditje/30cm)	c _u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë të shumtën 5 m material më të dobët në sipërfaqe	>800	-	-
B	Depozitime me rërë shumë të ngjeshur, zhavor ose argjilë shumë të ngurtë, të paktën me disa dhjetra metra trashësi, të karakterizuara nga një rritje graduale e vetive mekanike, me rritjen e thellësisë	360 – 800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysmë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë të ngurtë, me trashësi nga disa dhjetra në disa qindra metra	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depozitime dherash të palidhur deri gjysmë të palidhur (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezeve), ose depozitime dherash që në masën mbizotëruese janë të buta (të dobëta) deri në të forta, të lidhura	< 180	< 15	< 70
E	Një profil dheu që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlera vs të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon nga rreth 5 m deri në 20 m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbështetës me vs > 800 m/s			
S ₁	Depozitime që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të paktën 10 m trashësi me argjila/lymra të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti (PI > 40) dhe nivel të lartë ujërash nëntokësore	< 100 (tregues)	-	10 – 20
S ₂	Depozitime dherash të lëngëzueshme, argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose çdo profil tjetër dheu që nuk përfshihet në tipat A-E ose S1			

Tabela 9 Tipet e truallit

Nga EN1998-1-1, NA2.3, p.3.1.1(4) kemi tabelën

Klasët e rëndësisë për ndërtesat				
Tipi i truallit	I	II	III	IV
A	NRGS	NRGS	RGS	RGS
B	NRGS	NRGS	RGS	RGS
C	NRGS	NRGS	RGS	RGS
D	NRGS	NRGS	RGS	RGS
E	NRGS	NRGS	RGS	RGS

Tabela 10 Studimet gjeologjike të varura nga faktori i rëndësisë

NRGS (Not required geological studies) = nuk kërkohen studime gjeologjike

RGS (Required geological studies if there is not adequate information) = kërkohen studime gjeologjike nëse nuk ka informacione adekuate.

5.3.4 Faktori i rëndësisë

Nga EN1998-1-1, tabela 4.3 dhe NA EN1998-1-1, p.NA2.12 kemi tabelën 11. Ndërtesat klasifikohen në 4 klasa rëndësie, varësisht nga pasojat në jetën njerëzore për shkak të shembjes, në varësi të rëndësisë së tyre për sigurinë publike dhe mbrojtjen civile.

Klasa e rëndësisë	Ndërtesat	Faktori i rëndësisë γ_I	Klasa e pasojave
I	Ndërtesat të një rëndësie të vogël për sigurinë publike, p.sh. ndërtesa bujqësore etj.	0.8	CC1
II	Ndërtesa të zakonshme, që nuk u përkasin kategorive tjera	1.0	CC2
III	Ndërtesa, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në këndvështrimin e pasojave të një shembjeje, p.sh. shkolla, salla mbledhjesh, institucione kulturore etj.	1.2	CC3
IV	Ndërtesa, integriteti gjatë tërmetit i të cilave është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile si p.sh. spitalet, stacionet e zjarrfikësve, centralet energjetike etj.	1.4	CC3
Shënime: CC1: Pasoja të vogla për jetën njerëzore, ekonomike dhe sociale ose pasoja të vogla (të papërfillshme) për pasoja në mjedis CC2: Pasoja mesatare për jetën njerëzore, ekonomike dhe sociale ose pasoja të konsiderueshme për mjedisin CC3: Pasoja të mëdha për jetën njerëzore, ekonomike dhe sociale ose pasoja të mëdha për mjedisin			

Tabela 11 Klasa e rëndësisë për ndërtesa

5.3.3.3 Klasët e duktilitetit

Nga EN1998-1-1, p.NA2.16 & p.5.2.1(5)

Klasa e rëndësisë	Zona 1	Zona 2	Zona 3
I	DCL	DCL	DCL
II	DCM/DCH	DCM/DCH	DCM/DCH
III	DCM/DCH	DCM/DCH	DCM/DCH
IV	DCH	DCH	DCH
DCL: duktilitet i ultë DCM: duktilitet i mesëm DCH: duktilitet i lartë			

Tabela 12 Kërkesa për klasën e rëndësisë sipas klasës së duktilitetit

5.3.3 Kombinimi i ngarkesave për rastin sizmik

Nga EN 1990, 6.4.3.4 (2) kemi shprehjen

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tipet e variablave për veprime	Ψ_{2i}	ϕ	Ψ_{Ei}
Kati (kategoria B- sipërfaqe për zyre)	0.3	0.5	0.15
Kulm	0.3	1	0.3
Bora(për lartësi mbidetare H>1000m)	0.2	1	0.2
Shkallët (kategoria C)	0.6	0.8	0.48

Tabela 13 Vlerat e koeficientëve Ψ_{2i} , ϕ dhe Ψ_{Ei}

Vlerat e koeficientit Ψ_{2i} (për vlerat kuazi-permanente të veprimit q_i) i gjejmë në EN 1990 të Aneksit A1 (shprehja nga EN 1998-1, p.4.2.4).

5.3.4 Masat- kërkesat sipas EC8

Nga EN 1998-1 3.2.4(2) Efektet inerciale të veprimit sizmik projektues duhet të vlerësohen duke marrë parasysh praninë e masave që u përgjigjen të gjitha ngarkesave-peshë që shfaqen në kombinimin vijues të veprimeve:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i}$$

Nga EN 1998-1-1, p.3.2.4 kemi kombinimin e veprimeve sizmike me veprimet tjera.

Nga EN 1991, tabela 6.1 kemi kategoritë e objekteve

Nga EN 1991, tabela A.1.1 kemi faktorin e reduktimit

$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{Ei} Q_{k,i} \dots$ (EN 1998-1-1, ek.3.17)

$\Psi_{Ei} = \Phi \Psi_{2i} \dots$ (EN 1998-1-1, ek.4.2)

Tipi i veprimeve të ndryshueshme	Kati	ϕ
Kategoritë A-C*	Çati	1.0
	Kate me ngarkime të ndërruar me njëra-tjetrën	0.8
	Kate me ngarkime të pavarura midis tyre	0.5
Kategoritë D-F* dhe arkivat		1.0

* Kategori të përkufizuar nga EN 1991-1-1

Tabela 14 Vlerat ϕ për llogaritjen e Ψ_{Ei}

Kategoria	Përdorimi	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
A	Objekte banimi	0.7	0.5	0.3
B	Zyre	0.7	0.5	0.3
C	Zona për grumbullime	0.7	0.7	0.6
D	Shopping	0.7	0.7	0.6
E	Depo	1.0	0.9	0.8
F	Trafik<30kN makina	0.7	0.7	0.6
G	Trafik<160kN makina	0.7	0.5	0.3
H	Kulme	0.7	0	0
	Bora, lmb<1000m	0.5	0.2	0
	Era	0.5	0.2	0

Tabela 15 Vlerat e koeficientit Ψ

6. Analiza e strukturës dhe llogaritja e modelit

Strukturën që e trajtojmë përmbushë kriterin për rregullsi në plan dhe lartësi.

Struktura është e rregullt në plan sepse përmbushë kushtet:

-struktura është simetrike në plan, ku shpërndarja e shtangësisë dhe masës është simetrike

-konfiguracioni në plan është kompakt, çdo kat kufizohet nga një vijë poligonale konvekse.

Poashtu në kënd nuk ka hyrje-dalje si dhe nuk ekzistojnë thyerje që mund të ndikojnë në ngurtësinë në plan të ndërkateve.

-struktura ka diafragmën rigjide në plan

-përkulshmëria anësore duhet të jetë më e vogël se 4. P.sh $31000/24000=1.29 \leq 4$

-në çdo nivel dhe për çdo drejtim të analizës x ose y , jashtëqendërsia strukturore e_0 dhe rrezja e përdredhjes r duhet të kënaqin të dyja kushtet e mëposhtme të shprehura për drejtimin e analizës “ y ”.

$$x_{cs} = \frac{\sum(xK_x)}{\sum(K_x)} \cong \frac{\sum(xEI_y)}{\sum(EI_y)}$$

$$y_{cs} = \frac{\sum(yK_y)}{\sum(K_y)} \cong \frac{\sum(yE_x)}{\sum(EI_x)}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(\bar{y}_i^2 K_{x,i})}{\sum(K_{x,i})}} \cong \sqrt{\frac{\sum(\bar{y}_i^2 EI_{y,i})}{\sum(EI_{y,i})}} \quad e_{ox} \leq 0.30r_x \text{ dhe } e_{oy} \leq 0.30r_y$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum(\bar{x}_i^2 K_{y,i})}{\sum(K_{y,i})}} \cong \sqrt{\frac{\sum(\bar{x}_i^2 EI_{x,i})}{\sum(EI_{x,i})}} \quad r_x \geq l_s \text{ dhe } r_y \geq l_s$$

Sipërfaqja e objektit është drejtkëndëshe me dimensionet $l_x=31$ m dhe $l_y=24$ m

$$l_s = \sqrt{\frac{l_x^2 + l_y^2}{12}} = 11.32 \text{ m}$$

Kriteret për rregullësi në lartësi:

Objekti gëzon kushtet për rregullësi në lartësi sipas kërkesave të 4.2.3.3 të EC8-1 dhe atë:

- I gjithë sistemi rezistues sizmik fillon nga baza deri në maje të objektit pa ndërprerje
- Ngurtësia anësore dhe masat në çdo kat janë konstante dhe reduktohen gradualisht pa ndryshime të mëdha nga baza e objektit deri në maje të tij

- Raporti i rezistencës aktuale të katit kundrejt rezistencës së kërkuar nga analiza nuk ndryshon në mënyrë disproporcionale midis kateve fqinje
- Nuk ka thyerje përgjatë lartësisë

6.1 Modelimi

Nga EC8-1, 4.3.1(1)P Modeli i ndërtesës duhet të përfaqësojë në mënyrë adekuate shpërndarjen e ngurtësisë dhe masës, ashtu që për veprimin sizmik të konsideruar, të merren parasysh në mënyrë të përshtatshme të gjitha format domethënëse (të rëndësishme) të deformimit dhe të gjitha forcat e rëndësishme inerciale.

Të gjithë elementet e strukturës që kanë për detyrë të bartin ngarkesat gravitacionale kanë skemën statike çernierë-çernierë. Elementet që i takojnë pjesës së ramave moment rezistues (MRF) janë konsideruar me lidhje rigjide të plotë.

6.2 Modeli matematikor dhe metoda e analizës

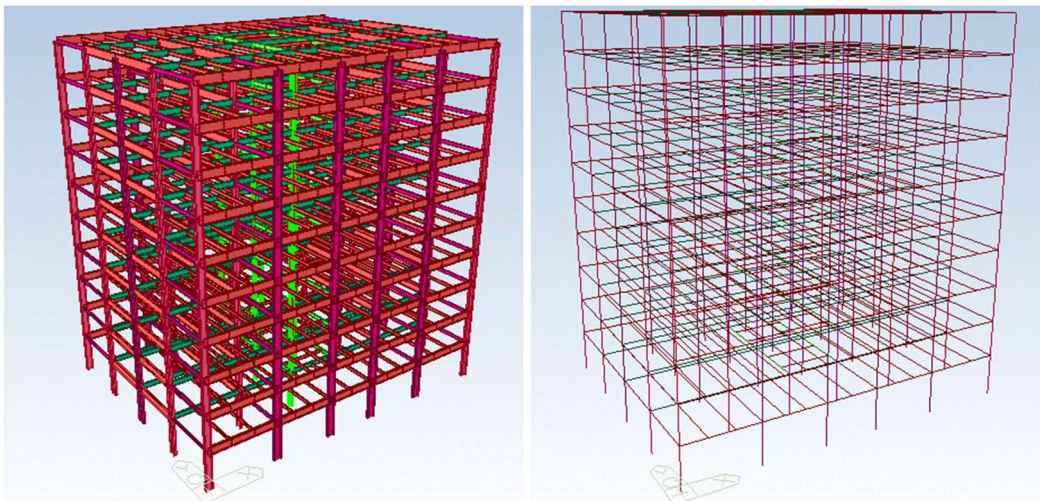


Figura 24 Dukja e modelit 3D

6.3 Metodatat e analizës

6.3.1 Analiza e modale e spektrit të reagimit

Kërkesat	Të dhënat	Referencat
I rregullt në plan	Po/Jo	EN1998-1-1, tabela 4.1
I rregullt në lartësi	Jo	EN1998-1-1, tabela 4.1
Shuma efektive e masave	$\geq 90\%$ $\geq 5\%$ e masës totale	EN1998-1-1, p.4.3.3.1(3)
Numri minimal i modave	$k \geq 3\sqrt{n}$ k-është numri i modave n-është numri i kateve	EN1998-1-1, p.4.3.3.1(5)
Faktori i sjelljes, q	$T_k \leq 0.2$ sekonda $T_k \leq 0.2$ është perioda e lëkundjeve e modës k	EN1998-1-1, p.4.3.3.1(5)
Periodat themelore	$T_i \leq 0.9T_i$ SRSS $T_i \geq 0.9T_i$ CQC	EN1998-1-1, p.4.3.3.2.1(2)
Jashtëqendërsia aksidentale	Shiko 2.1.1.1	EN1998-1-1, p.4.3.2

Tabela 16 Kërkesat për analizën e spektrit të reagimit sipas Eurokodit 8

6.6.3.1.1 Përdredhja aksidentale

Me qëllim që të mbulohen pasiguritë në vendosjen e masave dhe në ndryshimin hapësinor të lëvizjes simzike, qendra e masës e llogaritur në çdo ndërkat *i* duhet të konsiderohet e zhvendosur nga pozicioni i saj nominal në çdo drejtim me një jashtëqendërsi aksidentale.

Përqindja e përdredhjes aksidentale	Gjeometria e modelit (3D/2D)	Shpërndarja josimetrike e masës (Rregullt/Jo e rregullt)	Mbushje muraturë (E rregullt/ Jo e rregullt)
5%	3D	Rregullt	Rregullt
10%	3D	Jo e rregullt	Jo e rregullt
20%	2D	-	-

Tabela 17 Jashtëqendërsia aksidentale

6.6.3.1.2 Kërkesat e analizës së forcave anësore

Kërkesat	Të dhënat	Referencat
Rregullësia në plan	Po/Jo	EN1998-1-1, tabela 4.1
Rregullësia në lartësia	Po	EN1998-1-1, tabela 4.1
Shpejtimi i truallit	0.10-0.25g	EN1998-1-1
Tipi i spektrit	1	EN1998-1-1, p.3.2.2.2(2)P
Tipi i truallit	A,B,C,D	EN1998-1-1, p.3.1.2(1)
Faktor i kufirit të poshtëm në spektrin horizontal të projektimit	$\lambda=0.85$ nëse $T_1 \leq 2T_C$ dhe më shumë se 2 kate $\lambda=1.0$ në të gjitha rastet tjera	
Faktori i sjelljes <i>q</i>	Beton DCM $q=1.5-3.9$ Beton DCH $q=1.6-5.85$ Çelik DCM $q=2.0-4.0$ Çelik DCH $q=2.0-5.85$	EN1998-1-1, p.5.2.2.2(2)
Perioda themelore	$T_1 \leq 4T_C$ $T_1 \leq 2s$	EN1998-1-1, p.4.3.3.2.1(2)
Jashtëqendërsia aksidentale	Nga 2.1.1.1	EN1998-1-1, p.4.3.2

Tabela 18 Kërkesat e analizës së forcave anësore nga Eurokodi 8

6.6.3.1.3 Vlerësimi i metodës themelore T_1

Struktura reference	Perioda T_1
Relacioni i përafërt sipas Eurokodit 8 $C_t = 0.085$ për ramat hapësinore moment-rezistuese prej çeliku $C_t = 0.075$ për ramat hapësinore moment-rezistuese prej betoni $C_t = 0.05$ për strukturat tjera	$T_1 = C_t H^{3/4}$ H= është lartësia e ndërtesës e matur nga themeli ose nga kreu i një bodrumi rigjid, e matur në m.
Relacioni i përafërt sipas Eurokodit 8 d= zhvendosja elastike e kreut të ndërtesës, në m, për shkak të ngarkesave-peshë të aplikuara në drejtimin horizontal.	$T_1 = 2\sqrt{d}$

Tabela 19 Vlerësimi i metodës themelore T_1

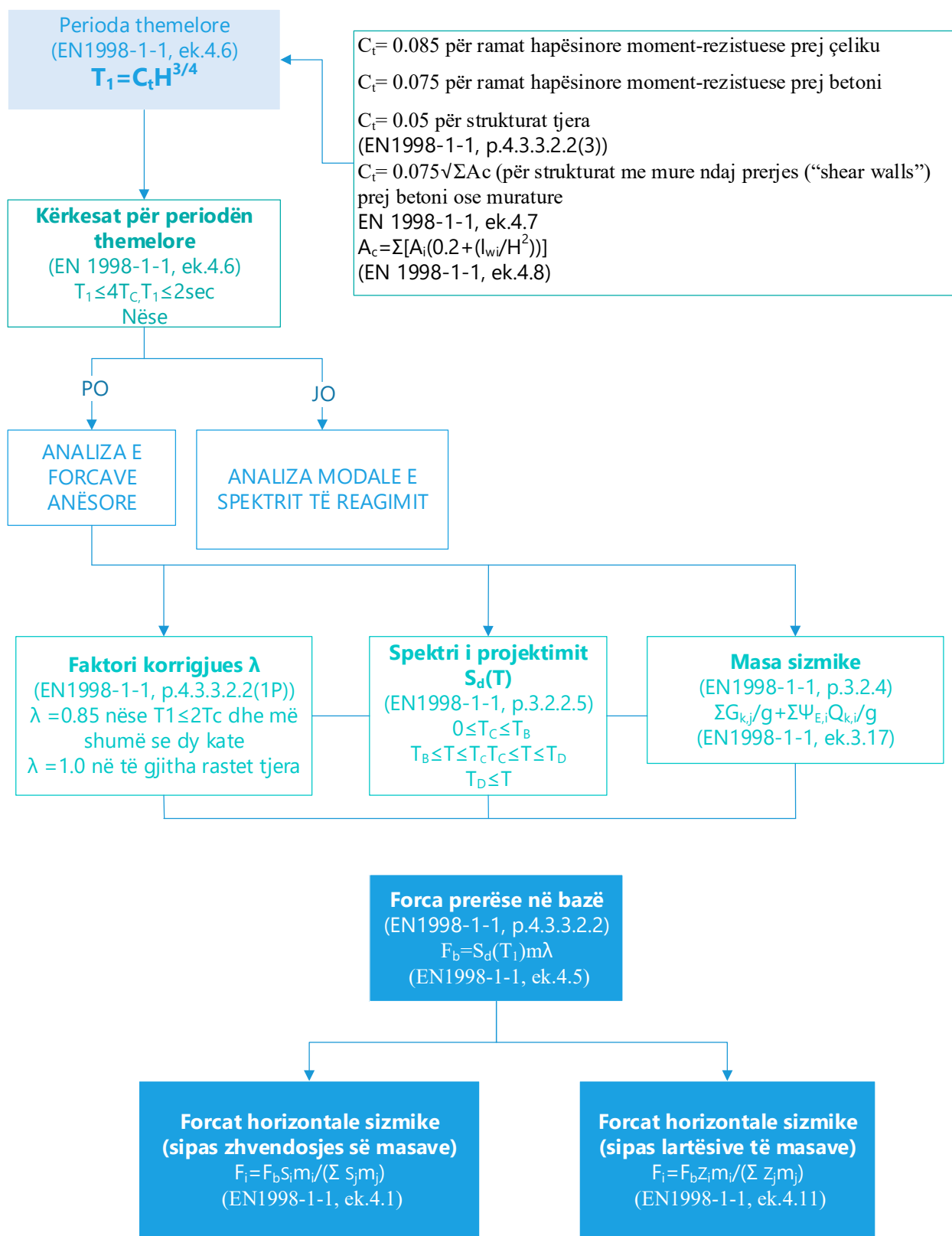


Tabela 20 Hapat për caktimin e periodës themelore T_1

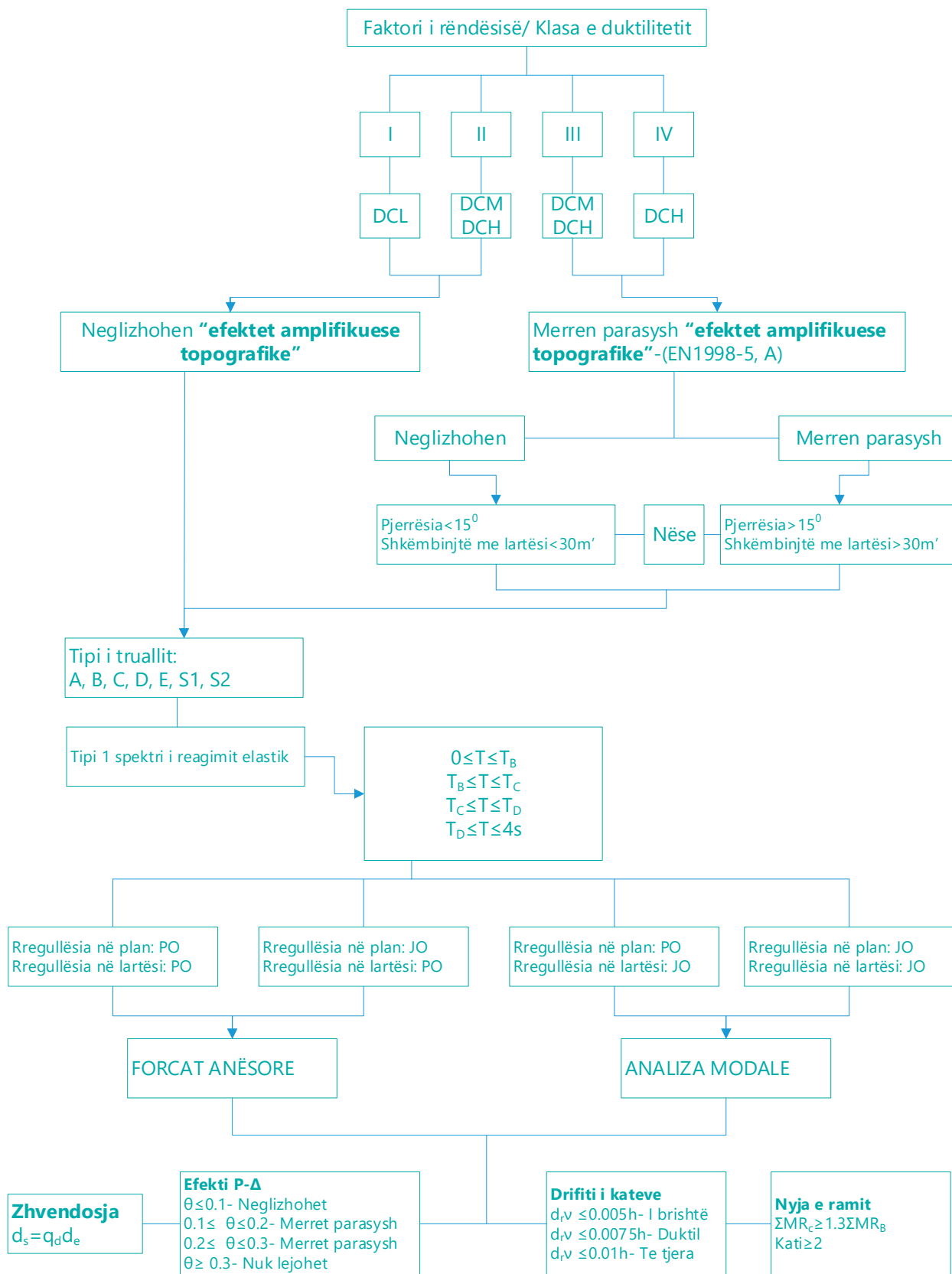


Tabela 21 Përmbledhja e hapave për analizën e situatës sizmike të projektimit

6.4 Forma e lëkundjeve kryesore

Sipas EN 1998-1, p.4.3.3.3.1(3) në llogari merren numri i formave të lëkundjeve që përmbushin kushtet në vijim:

-shuma e masave modale efektive të toneve të marra parasysh është të paktën 90% e masës totale të të strukturës.

- janë marrë parasysh të gjitha tonet me masa modale efektive më të mëdha se 5% të masës totale.

Eigenvalue Mode														EOF
Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ		
EIGENVALUE ANALYSIS														
	Mode No	Frequency				Period		Tolerance						
		(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)								
	1	4.4769		0.7125		1.4035		1.9806E-29						
	2	5.2198		0.8308		1.2037		1.9806E-29						
	3	6.9083		1.0995		0.9095		1.9806E-29						
	4	14.146		2.2514		0.4442		2.5937E-26						
	5	16.0772		2.5588		0.3908		1.0753E-23						
	6	21.388		3.404		0.2938		5.8625E-18						
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT														
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
	1	0.0001	0.0001	80.1803	80.1803	0	0	0	0	0	0	0.0001	0.0001	
	2	82.4888	82.4889	0.0001	80.1804	0	0	0	0	0	0	0.0073	0.0074	
	3	0.0077	82.4966	0.0001	80.1805	0	0	0	0	0	0	81.6971	81.7046	
	4	0	82.4966	11.5528	91.7333	0	0	0	0	0	0	0	81.7046	
	5	10.0206	92.5172	0	91.7333	0	0	0	0	0	0	0.0009	81.7056	
	6	0.0009	92.518	0	91.7333	0	0	0	0	0	0	10.6828	92.3884	
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	
	1	0.0029	0.0029	3178.1481	3178.1481	0	0	0	0	0	0	0.596	0.596	
	2	3269.6512	3269.6541	0.0032	3178.1513	0	0	0	0	0	0	42.2009	42.7969	
	3	0.3062	3269.9602	0.0058	3178.1571	0	0	0	0	0	0	469376.013	469418.81	
	4	0.0004	3269.9606	457.9241	3636.0812	0	0	0	0	0	0	0.2862	469419.096	
	5	397.1905	3667.1511	0.0002	3636.0814	0	0	0	0	0	0	5.2869	469424.383	
	6	0.0352	3667.1863	0.0002	3636.0816	0	0	0	0	0	0	61376.16	530800.543	
MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT (kN.m)														
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
		Value		Value		Value		Value		Value		Value		
	1	-0.0538		56.3751		0		0		0		-0.772		
	2	57.1809		0.0566		0		0		0		6.4962		
	3	-0.5533		0.0764		0		0		0		685.1102		
	4	0.0205		-21.3992		0		0		0		0.535		
	5	-19.9296		-0.0153		0		0		0		-2.2993		
	6	-0.1875		0.015		0		0		0		247.7421		
MODAL DIRECTION FACTOR PRINTOUT														
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
		Value		Value		Value		Value		Value		Value		
	1	0.0001		99.9998		0		0		0		0.0001		
	2	99.9908		0.0001		0		0		0		0.0091		
	3	0.0091		0.0002		0		0		0		99.9907		
	4	0.0001		99.9998		0		0		0		0.0001		
	5	99.9922		0.0001		0		0		0		0.0077		
	6	0.0078		0.0001		0		0		0		99.9921		

Tabela 22 Periodat dhe pjesëmarrja e masave për format e lëkundjeve

Siç shihet nga tabela, moda 1 dhe moda 2 e lëkundjeve të dy drejtimet X dhe Y (moda 2 dhe 5 për drejtimin X, ndërsa moda 1 dhe moda 4 për drejtimin Y) janë të pavarura sipas EN1998-1, p.4.3.3.3.2 (1). Sipas paragrafit p.4.3.3.3.2 (1) kemi:

Reagimi i dy toneve të lëkundjeve i dhe j (duke përfshirë tonet translativ si dhe ato në përdredhje) mund të konsiderohen si të pavarura nga njëra formë te tjetra nëse periodat e tyre T_i dhe T_j kënaqin kushtin (për $T_j \leq T_i$) kushtin vijues:

$T_j \leq 0.9T_i$ pra, $T_2=1.2037$ dhe $T_1=1.0435$ nga kemi $1.2037 \leq 0.9 \cdot 1.4035$ atëherë $1.2037 \leq 1.26315$

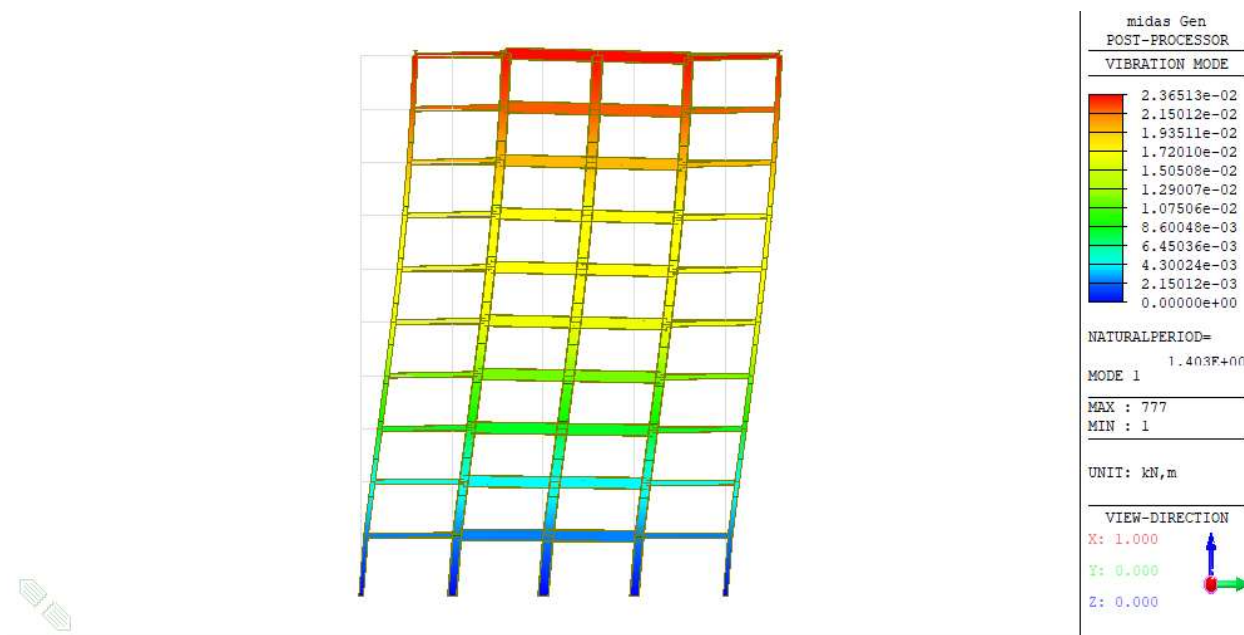


Figura 25 Forma e parë e lëkundjeve në drejtimin X (dukja në prerje)

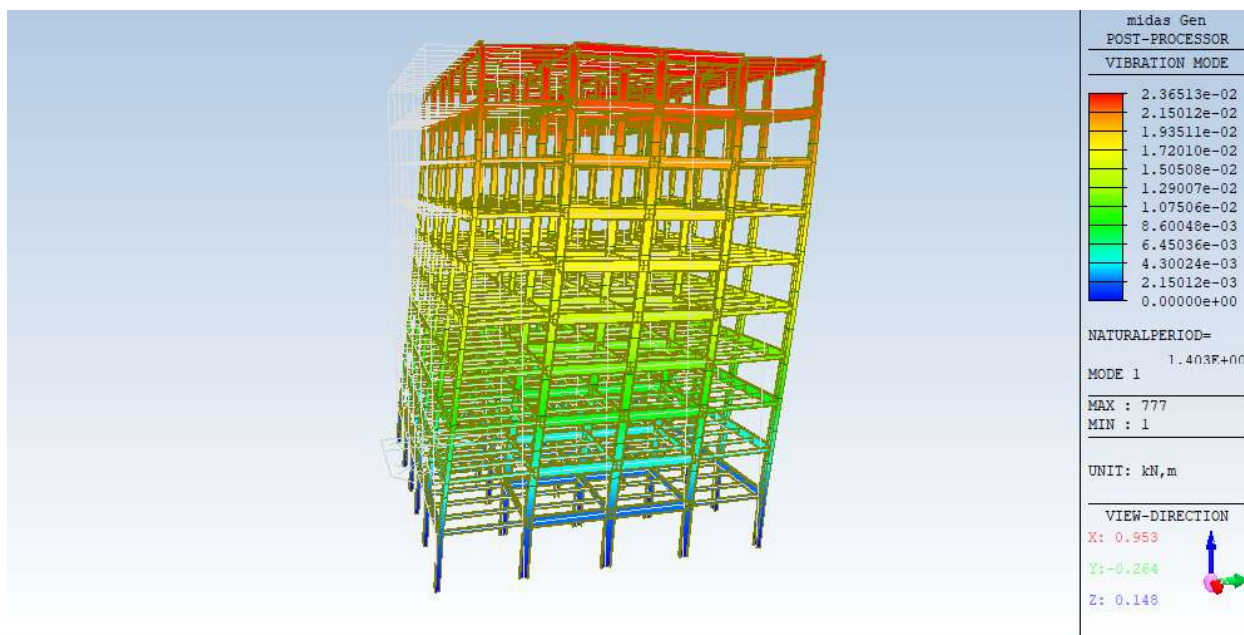


Figura 26 Forma e parë e lëkundjeve në drejtimin X $T_1=1.403s$ (dukja 3D)

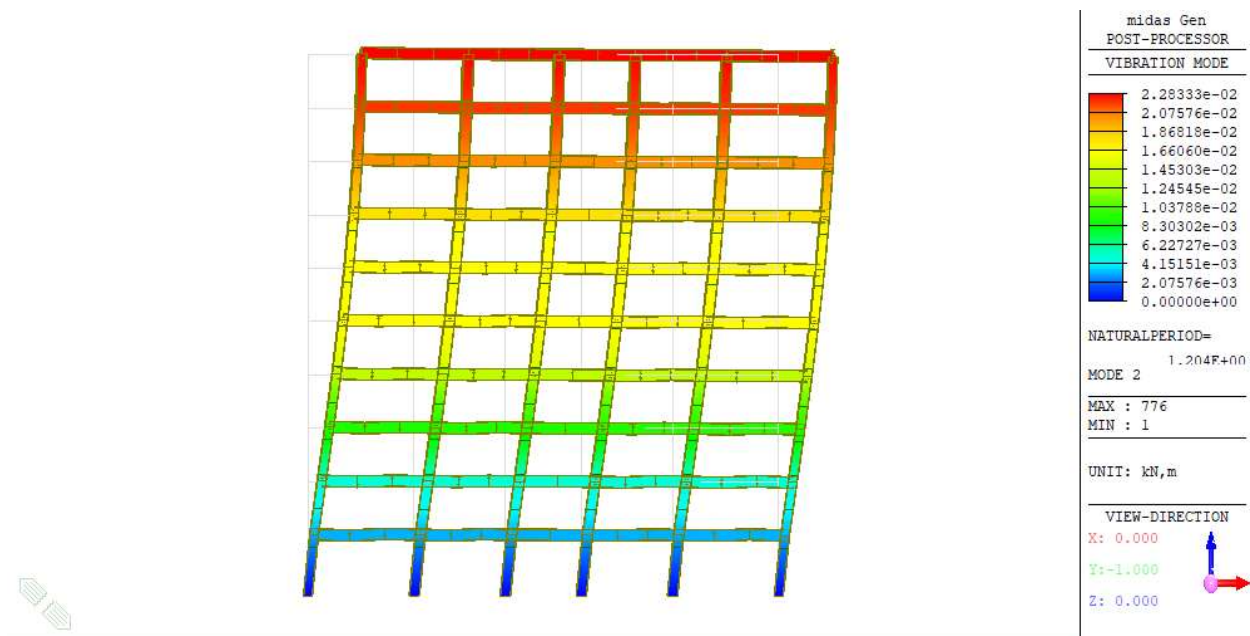


Figura 27 Forma e dytë e lëkundjeve në drejtimin Y (dukja në prerje)

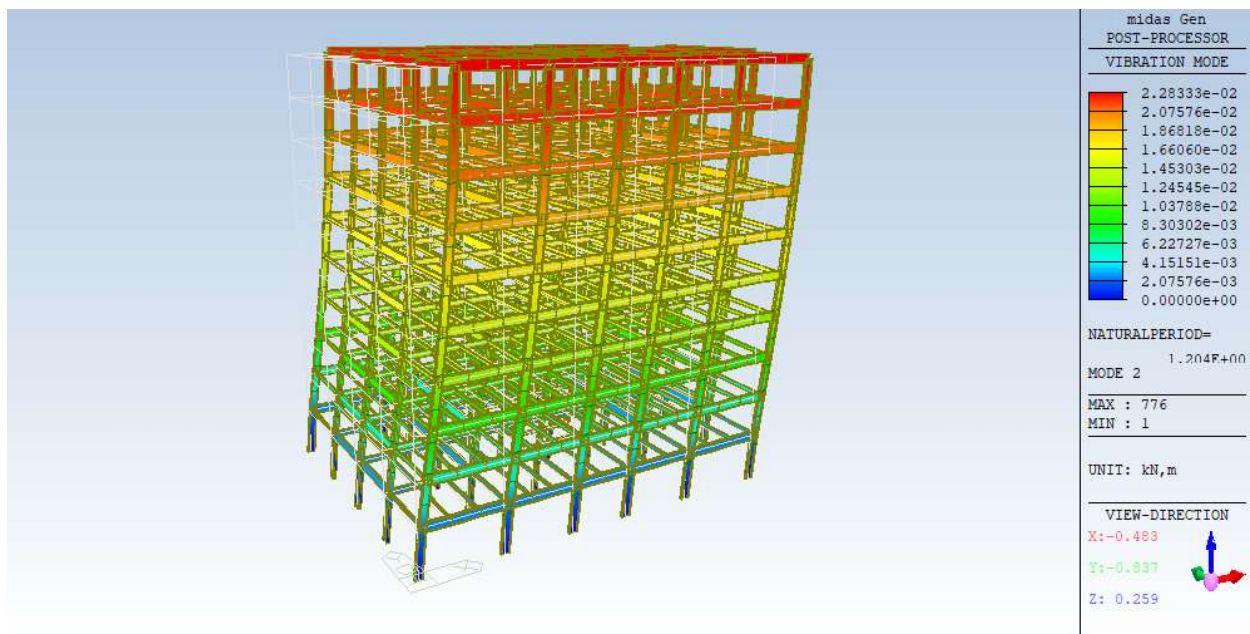


Figura 28 Forma e dytë e lëkundjeve në drejtimin Y $T_2=1.2037s$ (dukja 3D)

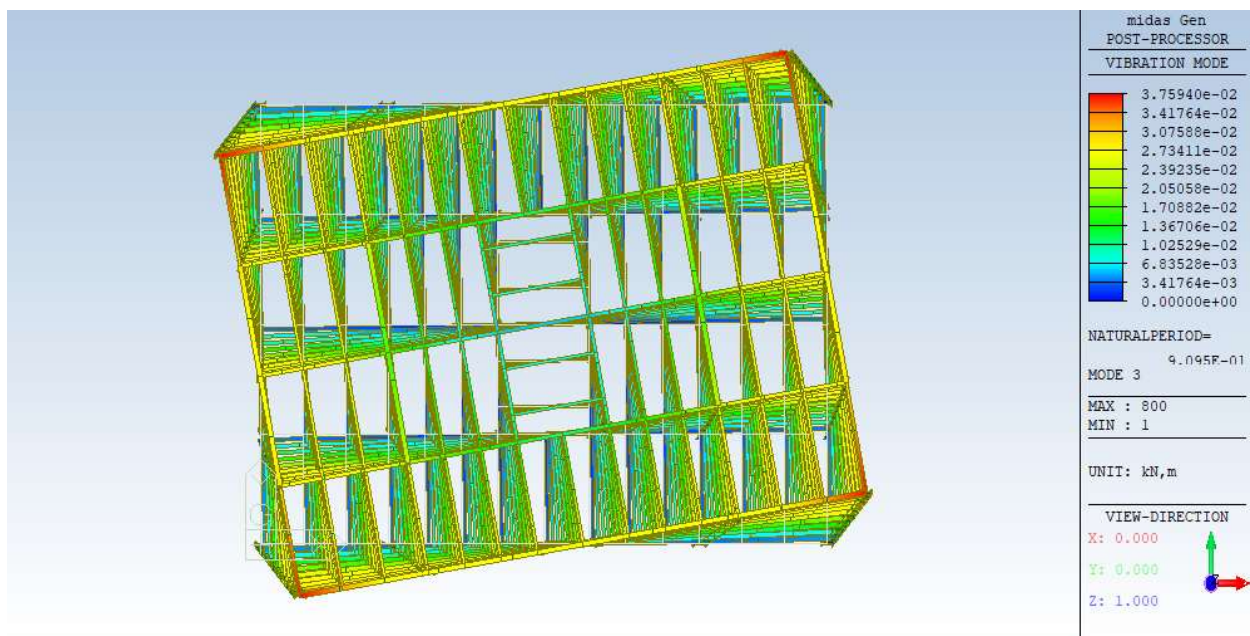


Figura 29 Forma e tretë e lëkundjeve në drejtimin Z (dukja në bazë)

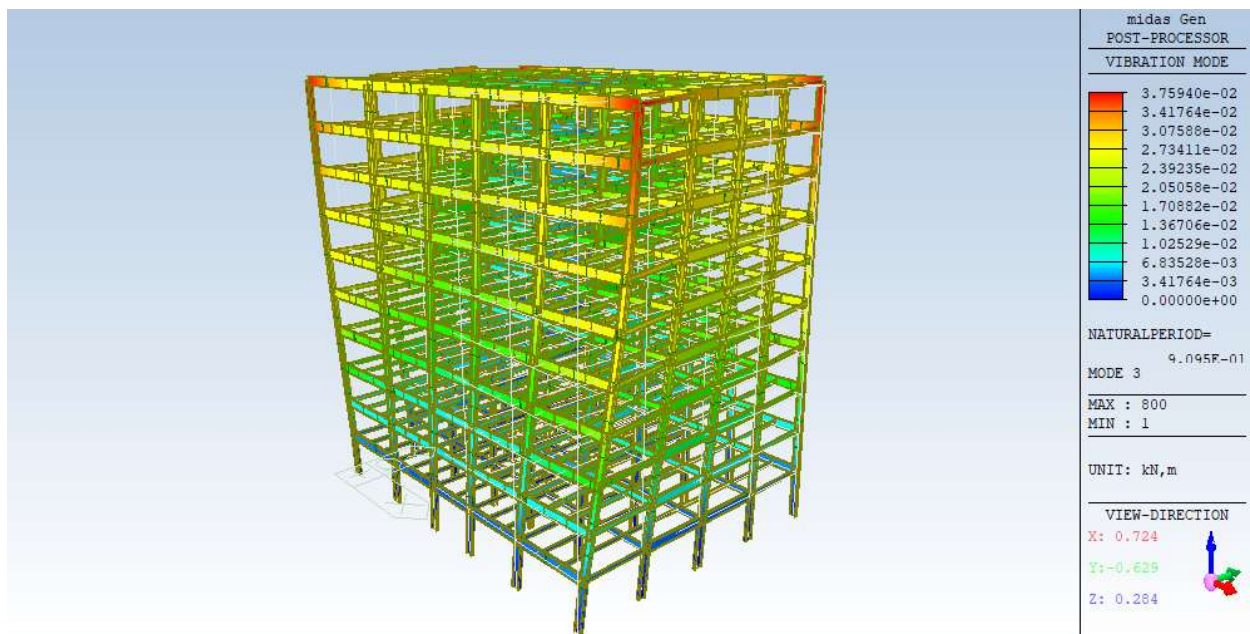


Figura 30 Forma e tretë e lëkundjeve në drejtimin Z $T_3=0.9095s$ (dukja 3D)

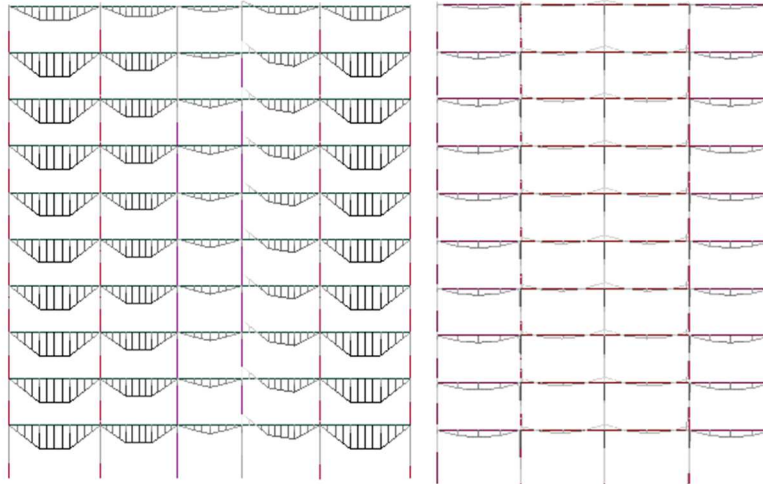


Figura 31 Diagrami i momenteve përkulëse nga ngarkesat gravitacionale në drejtimin X dhe Y

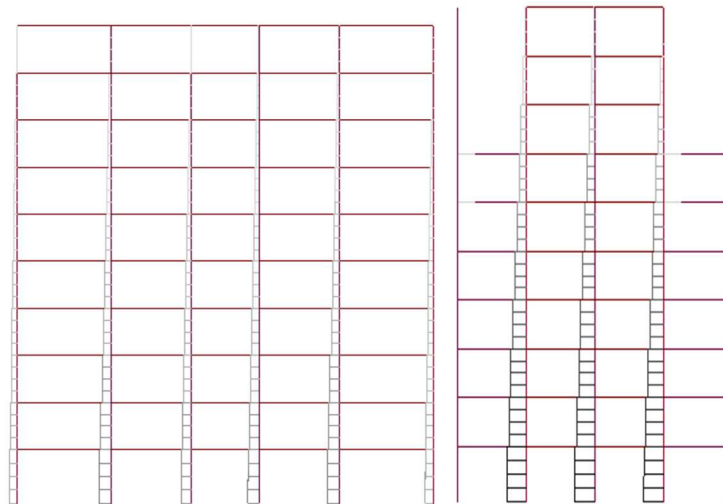


Figura 32 Diagrami i forcave aksiale nga ngarkesat gravitacionale në drejtimin X dhe Y

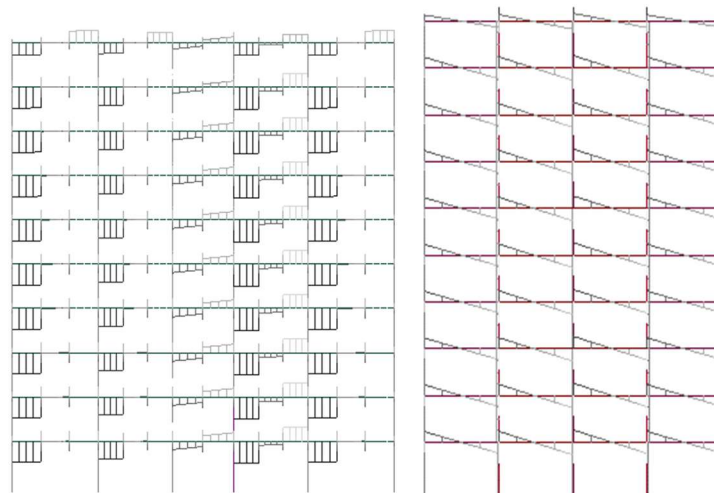


Figura 33 Diagrami i forcave transversale nga ngarkesat gravitacionale në drejtimin X dhe Y

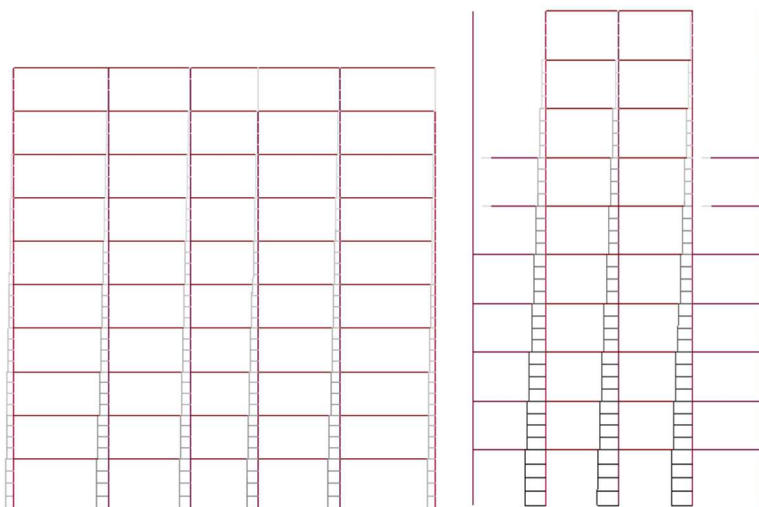


Figura 34 Diagrami i forcave aksiale nga ngarkesat sizmike në drejtimin X dhe Y

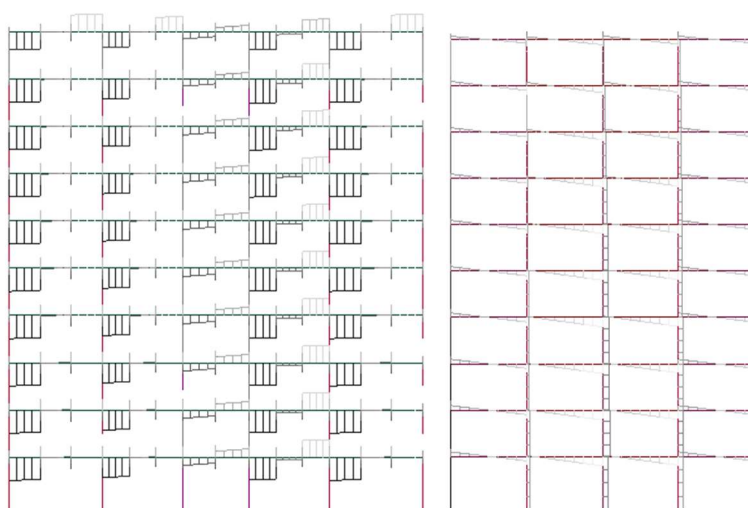


Figura 35 Diagrami i forcave transversale nga ngarkesat sizmike në drejtimin X dhe Y

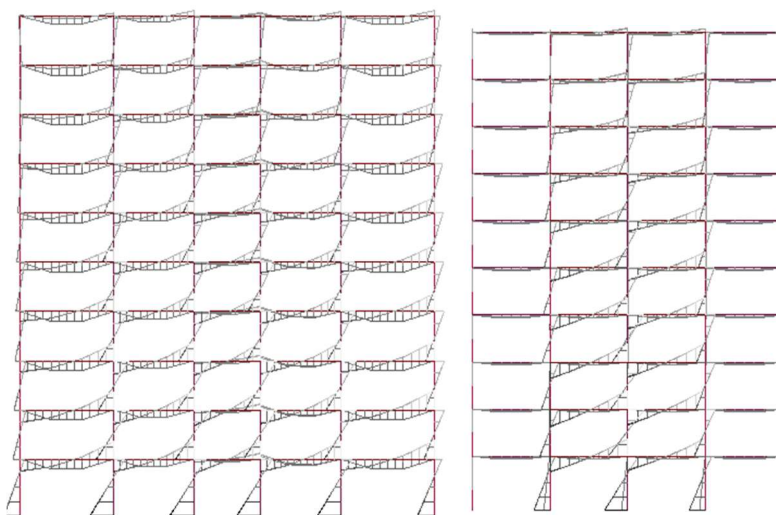


Figura 36 Diagrami i momenteve përkulëse nga ngarkesat sizmike në drejtimin X dhe Y

6.5 Imperfeksionet për analiza globale të ramave

Elementet vertikale siç janë shtyllat dhe muret, realisht nuk ekzekutohen në një linjë të drejtë vertikale. Kështu lind imperfeksioni. Kjo paqëndrueshmëri gjeometrike mund të shkaktojë problem në sigurinë e shtyllës. Në përgjithësi, imperfeksionet gjeometrike mund të ndahen në dy kategori: imperfeksioni global dhe imperfeksioni lokal. Imperfeksioni lokal nuk reflekton në analiza, mirëpo reflekton në llogaritje. Llogaritja bëhet duke shtuar momentin përkulës i fituar nga $e_0 (=L/500)$ momentit përkulës i cili është fituar nga analizat e rendit të parë (first-order analysis).

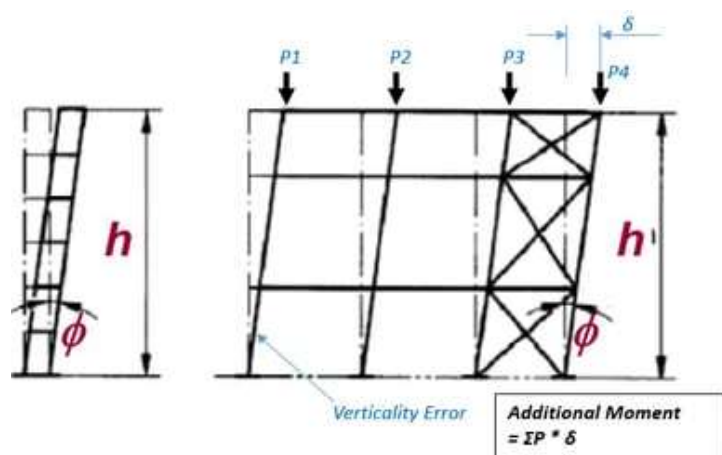


Figura 37 Imperfeksioni global

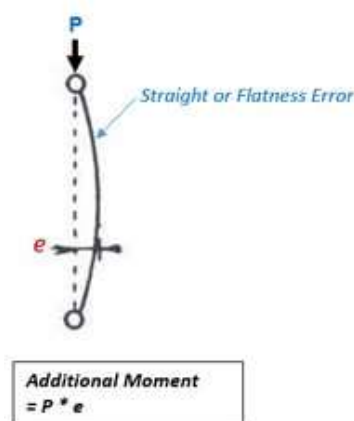


Figura 38 Imperfeksioni lokal

Nga EN 1993-1-1, p.5.3.2 (4)B tregohet që nëse të gjitha ngarkesat anësore janë më shumë se 15% e ngarkesës vertikale në element, atëherë ngarkesat horizontale mund të neglizhohen.

$$H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed}$$

H_{Ed} është vlera e projektuar e reaksionit lokal në pjesën e poshtme të katit ndaj ngarkesave horizontale (forca transversale për çdo kat).

V_{Ed} është ngarkesa total e projektuar në strukturë në fund të katit.

$$H_L = \Phi V_{Ed}$$

H_L - Ngarkesa ekuivalente horizontale (equivalent horizontal load)

$\Phi = \Phi_0 \alpha_h \alpha_m$ është koficienti që definon imperfeksionin global

$\Phi_0 = 1/200$ është vlera bazë

$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$ me kushtin që $2/3 \leq \alpha_h \leq 1.0$, h = lartësia e objektit e dhënë në m’

α_m është faktor reduktues për numrin e shtyllave në një rend

$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})}$, ku m = numri i shtyllave në një rend

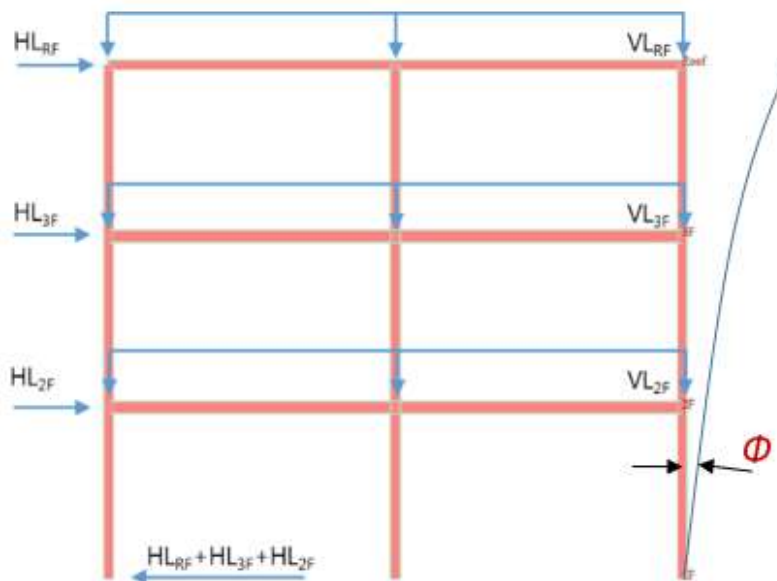


Figura 39 Shembull i ngarkesave ekuivalente horizontale (llogaritja e forcave anësore për imperfeksionin global)

6.6 Stabiliteti i ramave nga efektet e rendit të dytë (efektet P-Δ)

Efektet P-Δ janë efekte dytësore që rezultojnë nga zhvendosjet anësore të strukturës nga ngarkesat vertikale. Pra kur struktura ngarkohet me një forcë P vertikalisht dhe pëson zhvendosje horizontale Δ, atëherë fitojmë moment shtesë $M = P \cdot \Delta$.

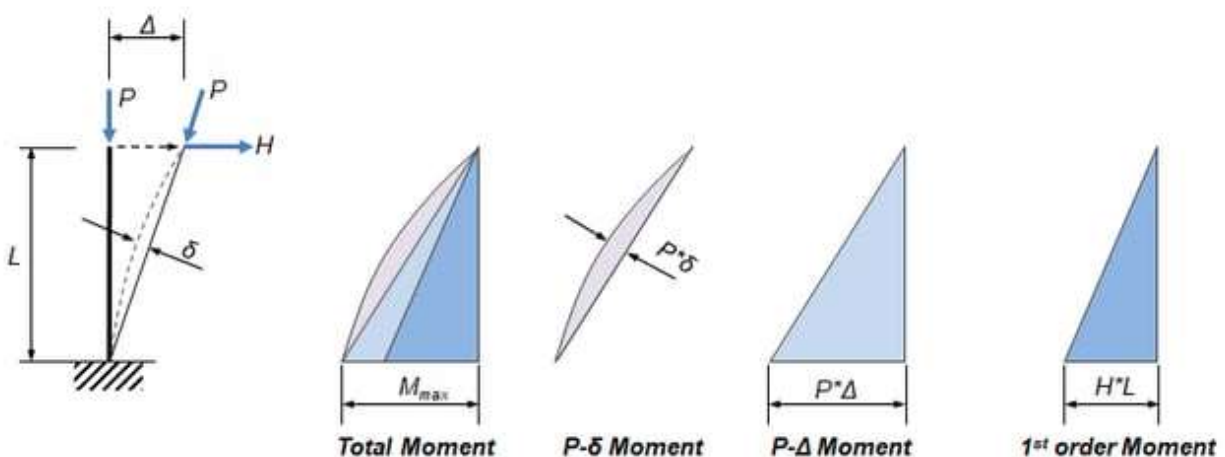


Figura 40 Efekti P-δ dhe Efekti P- Δ në një shtyllë të inkastruar

Nga figura më lart kemi të paraqitura efektin P- δ (small delta) dhe P- Δ (big delta). P- δ ka efekte lokal psh në elemente të caktuara si shtylla apo trarë (p.sh. epja e tyre, deformimi ndërmjet dy nyjeve). P- Δ ka efekt global në strukturë (p.sh. zhvendosja e katit më të lartë, duke krijuar moment shtesë).

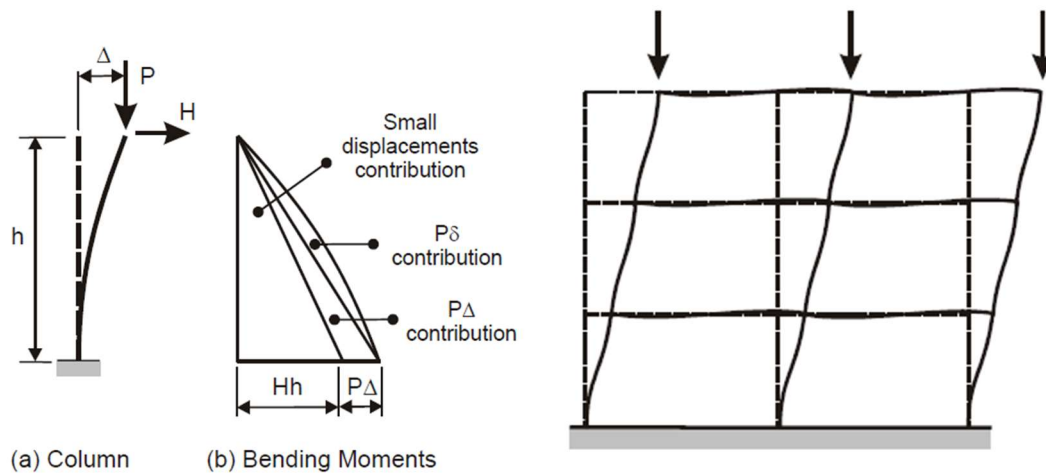


Figura 41 P- Δ në shtyllë dhe P- Δ në strukturë

Nga EN1993-1-1, p.5.2.1 (1) forcat dhe momentet e brendshme përgjithësisht përcaktohen ose nga:

- analizat e rendit të parë (1st order analysis), duke përdorur gjeometrinë fillestare të strukturës
- analizat e rendit të dytë (2nd order analysis), duke marrë në llogari ndikimin e deformimit të strukturës.

Efektet e gjeometrisë së deformuar (2nd order effects) merren në konsideratë nëse ato rrisin veprimet në mënyrë të konsiderushme ose modifikojnë gjeometrinë fillestare të strukturës.

Nga EN1998-1-1, p.4.4.2.2 (2) efektet e rendit të dytë (P- Δ) nuk janë të nevojshme të merren parasysh në të gjitha katet përmbushin kushtin në vijim:

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

θ - është koeficient i ndjeshmërisë, referuar driftit të kateve (interstory drift sensitivity coefficient)

P_{tot} - është ngarkesa-pesha totale në katin dhe sipër katit të konsideruar në situatën sizmike projektuese

d_r - është drifti projektues i kateve (design interstory drift), i vlerësuar si diferenca e zhvendosjeve mesatare anësore d_s në nivelin më të lartë dhe në atë më të ultë të katit në shqyrtim

V_{tot} - është forca prerëse sizmike totale e katit

h - është lartësia e katit (intersorey height)

Nëse $0.1 < \theta \leq 0.2$, efektet e rendit të dytë mund të merren parasysh afërsisht duke shumezuar efektet përkatëse të veprimet sizmik me një faktor të barbartë me $1/(1-\theta)$

$\theta \geq 0.3$ (koeficienti θ nuk duhet ta kalojë vlerën 0.3)

Stability Coefficient Parameters

Deflection Amplification Factor (C_d)

1

Importance Factor (I_e)

1.5

Scale Factor

1

Vertical Load Combination

SN Scale Factor .3

Load Case	S.F
Sw	1
DL	1
LL	0.5

Add Modify Delete

Define Beta(Beta)

☒ Fixed (1.0) ☐ User Define

Story	Beta
-------	------

Add... Delete...

Story Drift Method

☒ Drift on the Center of Mass

☐ Max. Drift of Outer Extreme Points

☐ Max. Drift of All Vertical Elements

OK Cancel

Figura 42 Përcaktimi i parametrave për koeficientin e stabilitetit për efektin P- Δ

C_d - është koeficient që amplifikon zhvendosjet të llogaritura nga analiza e rendit të parë (1st order), për të marrë parasysh efektet e rendit të dytë (P- Δ) dhe jolinearitetit që ndodhin gjatë ngarkesave si tërmeti ose era.

$$\Delta_{real} = C_d \Delta_{elastic}$$

Δ_{real} është zhvendosja reale që ndodhin për arsye të efekteve P- Δ dhe jolinearitetit

$\Delta_{elastic}$ është zhvendosja që jep analiza lineare elastike (1st order)

$C_d=1$ (vlera merret 1.0 për të ruajtur neutralitetin)

I_e -është faktori i rëndësisë që varet nga tipi i objektit që shfrytëzohet

$$\theta = \frac{P_{tot} \Delta C_d I_e}{V_{tot} h}$$

Scale factor=1.0 është faktor rregullues (amplifikon ose redukton zhvendosjet horizontale Δ që përdoret për analizën e stabilitetit lateral.

$$\theta = \frac{P_{tot} (\Delta * \text{Scale Factor}) C_d I_e}{V_{tot} h}$$

P_{tot} (vertical load combination) - përshinë kombinimin e ngarkesave nga ngarkesat vertikale (gravitacionale). Në rastin tonë (sw- ng. vetjake, dl- ng. e përhershme, ll- ng. shfrytëzuese, sn-ng. nga bora)

Modified Story Drift=Story drift*(ad)*Scale Factor* C_d/I_e

Beta (β) = Design Shear Force/Shear Capacity në kat (nëse nuk kalkullohet, $\beta=1$)

Stability Coefficient (θ) = (Vertical Load*Modified Story Drift)/(Story Shear Force*Scale Factor/ I_e)* C_d *Height

Allowable limit= $0.5/(\beta * C_d) \leq 0.25$ (0.3 në rast të NTC2018)

Load Case	Story	Story Height (mm)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (mm)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)
Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
rx(RS)	10F	3500	3617.71	294.56	0.59	1.0	0.0021	0.25	OK	1.0
rx(RS)	9F	3500	8046.61	612.19	0.97	1.0	0.0037	0.25	OK	1.0
rx(RS)	8F	3500	12553.52	876.17	1.33	1.0	0.0055	0.25	OK	1.0
rx(RS)	7F	3500	17060.42	1078.34	1.62	1.0	0.0073	0.25	OK	1.0
rx(RS)	6F	3500	21567.33	1234.29	1.84	1.0	0.0092	0.25	OK	1.0
rx(RS)	5F	3500	26074.23	1370.38	2.03	1.0	0.0111	0.25	OK	1.0
rx(RS)	4F	3500	30581.14	1505.41	2.21	1.0	0.0128	0.25	OK	1.0
rx(RS)	3F	3500	35088.04	1636.11	2.36	1.0	0.0144	0.25	OK	1.0
rx(RS)	2F	3500	39594.95	1740.10	2.39	1.0	0.0155	0.25	OK	1.0
rx(RS)	1F	4000	44143.88	1793.57	1.98	1.0	0.0122	0.25	OK	1.0

Tabela 23 Rezultatet për efektet P- Δ nga rasti i ngarkesës rx

Load Case	Story	Story Height (mm)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (mm)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)
Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
ry(RS)	10F	3500	3617.7	310.3	1.20	1.00	0.0040	0.25	OK	1.0
ry(RS)	9F	3500	8046.6	631.0	1.64	1.00	0.0060	0.25	OK	1.0
ry(RS)	8F	3500	12553.5	885.8	2.06	1.00	0.0084	0.25	OK	1.0
ry(RS)	7F	3500	17060.4	1071.6	2.38	1.00	0.0108	0.25	OK	1.0
ry(RS)	6F	3500	21567.3	1210.9	2.62	1.00	0.0133	0.25	OK	1.0
ry(RS)	5F	3500	26074.2	1336.0	2.80	1.00	0.0156	0.25	OK	1.0
ry(RS)	4F	3500	30581.1	1467.4	2.96	1.00	0.0176	0.25	OK	1.0
ry(RS)	3F	3500	35088.0	1598.4	3.05	1.00	0.0192	0.25	OK	1.0
ry(RS)	2F	3500	39594.9	1702.0	2.96	1.00	0.0197	0.25	OK	1.0
ry(RS)	1F	4000	44143.9	1752.9	2.20	1.00	0.0139	0.25	OK	1.0

Tabela 24 Rezultatet për efektet P-Δ nga rasti i ngarkesës ry

Nga rezultatet konkludojmë që efektet e rendit të dytë mund të neglizhohen meqë $\theta \leq 0.1$.

6.7 Projektimi dhe analiza e elementeve të strukturës

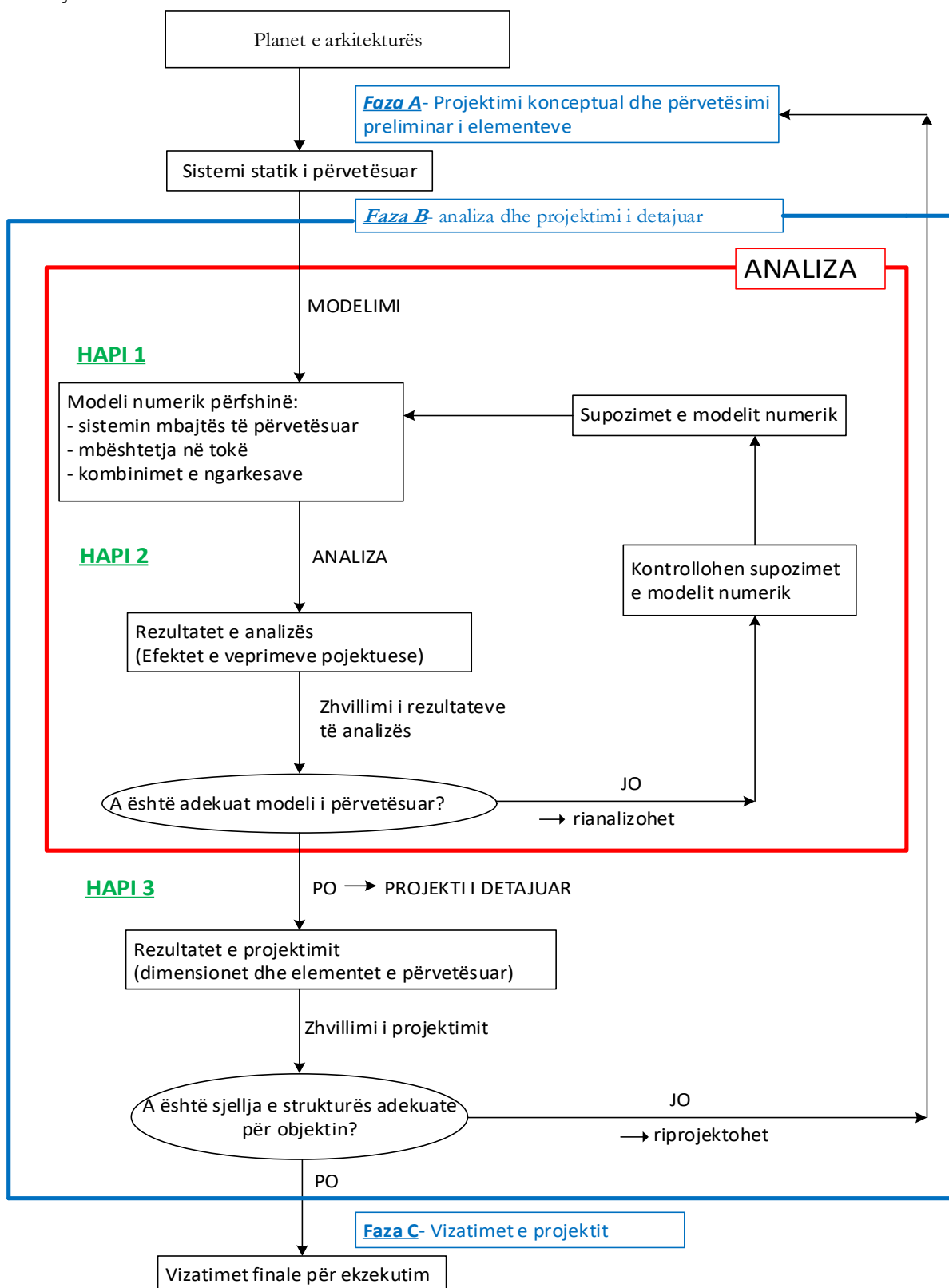


Figura 43 Paraqitja skematike e fazave dhe hapave për procesin e projektimit të elementeve të strukturës

Fazat dhe hapat e projektimit sizmik		Njohuritë inxhinierike të kërkuara	Pjesët e EC8-1 të kërkuara për struktura metalike
Planet e arkitekturës			
Faza A	Projekti konceptual i sistemit rezistues dhe profilet preliminare	Vlerësimi i “filozofisë” së projektimit sizmik duke u mbështetur në kodet praktike aktuale	Kapitulli 2 Kërkesat e përformacës dhe kriteret e përputhshmërisë
			4.2.1 Parimet bzë të projektimit konceptual
			5.2 Konceptet e projektimit
Modelimet			
	Sistemi rezistues dhe themeli i tij	Njohuri për metodën e elementeve të fundme duke përdorur tipologjitë e ramave si dhe njohuri për 2D elemente	4.2.3 Kriteri për rregullësinë strukturore
	Themeli		4.3.1 Modelimi
			4.3.1 (9)
	Projektimi i veprimit të kombinimit të ngrkesave	Qasja në EC1 dhe të kupturit e koncepteve të spektrit të reagimit dhe përdorimit të tij në projektimin sizmik	4.4.2.3
			Kapitulli 3 Kushtet e trollit dhe veprimet sizmike
			4.2.4 Koeficientët e kombinimit të ngarkesav për veprime të ndryshueshme
Faza B	Analiza e strukturës dhe kontrolla e deformimeve	Njëhuritë (statike dhe dinamike) e metodave të analizës statike duke përfshirë modelin e elementeve të fundme.	4.3.2 Efektet e përdredhjes aksidentale
			4.3.3 Metodatat e anlizës
			4.3.4 Llogaritja e zhvendosjeve
			Kontrolla:
	Detajet finale e elementeve të strukturës dhe kontrollimi i tyre	Sipas EC3-1, njohuri për projektimin dhe detajet për strukturat metalike	4.4.2.2(2): $0 \leq 0.1$
			4.4.3.2(a): $d_r v \leq 0.005h$
Fazat dhe hapat e procesit të projektimit sizmik		Kërkohet njohuri inxhinierike	DCM (Duktilitet i mesëm)
			DCH (Duktilitet i lartë)
			Kryesore janë kapitujt dhe paragrafët nga EC-1 për struktura metalike
			6.1.2 Desing concepts
			6.2 Materialet
			6.3 Tipat strukturore
			6.5 Kriteret për te gjitha tipet e strukturave
			6.5.3
Faza C	Projektimi final dhe implementimi i vizatimeve	Shfrytëzimi i softuerëve (CAD)	6.5.5 Projektimi i bashkimeve
			6.6 MRF - detajet

Tabela 25 Fazat e procesit të projektimit sizmik që kërkohen të dihen nga inxhinieri projektues

Fazat e renditura në tabelën e mësipërme përmbledhin kërkesat që kërkohen nga projektuesi:

- projektimi konceptual i përvetësimit të sistemit rezistues
- zhvillimi i modelit numerik (elementet e fundëm)
- vlerësimi kritik dhe verifikimi i analizës së rezultateve
- projekti i detajuar i elementeve të strukturës

6.7.1 Ekzekutimi i lidhjeve

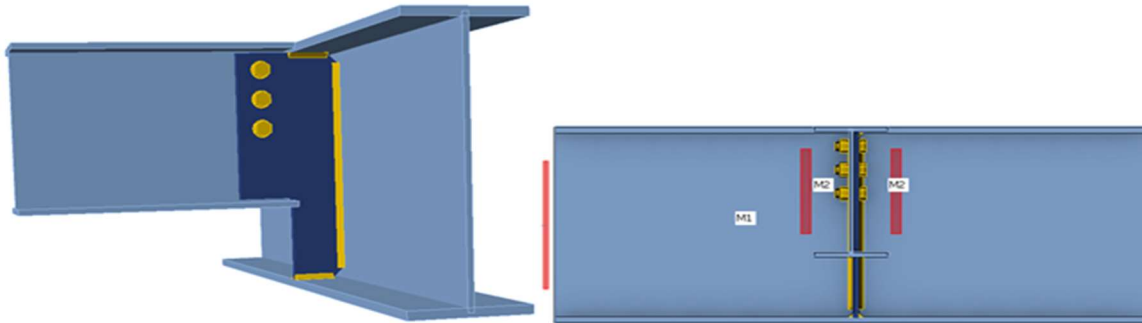


Figura 44 Lidhja IPE330 në IPE500

Design data

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 235	235.0	5.0

Detailed result for M1-bf1 1

Design values used in the analysis

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 235.0 \text{ MPa}$$

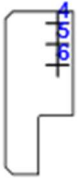
Where:

$$f_{yk} = 235.0 \text{ MPa} \quad \text{-- characteristic yield strength}$$

$$\gamma_{M0} = 1.00 \quad \text{-- partial safety factor for steel material EN 1993-1-1 -- 6.1}$$

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detailing	Status
	B4	M16 8.8 - 1	LE1	4.6	20.3	70.8	5.1	33.7	37.3	OK	OK
	B5	M16 8.8 - 1	LE1	1.6	20.6	74.4	1.7	34.1	35.3	OK	OK

	B6	M16 8.8 - 1	LE1	2.3	21.1	74.4	2.5	35.0	36.8	OK	OK
---	----	----------------	-----	-----	------	------	-----	------	------	----	----

Design data

Grade	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 8.8 - 1	90.4	103.3	60.3

Detailed result for B4

Tension resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 90.4 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 4.6 \text{ kN}$$

Where:

- $k_2 = 0.90$ – Factor
- $f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$ – Ultimate tensile strength of the bolt
- $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – Tensile stress area of the bolt
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Safety factor

Punching resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 103.3 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 4.6 \text{ kN}$$

Where:

- $d_m = 25 \text{ mm}$ – The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller
- $t_p = 8 \text{ mm}$ – Plate thickness
- $f_u = 360.0 \text{ MPa}$ – Ultimate strength
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Safety factor

Shear resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 60.3 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 20.3 \text{ kN}$$

Where:

- $\beta_p = 1.00$ – Reduction factor for packing
- $\alpha_v = 0.60$ – Reduction factor for shear stress
- $f_{ub} = 800.0 \text{ MPa}$ – Ultimate tensile strength of the bolt

$$A = 157 \text{ mm}^2 \quad - \text{ Tensile stress area of the bolt}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad - \text{ Safety factor}$$

Bearing resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 70.8 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 20.3 \text{ kN}$$

Where:

$$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 2.50 \quad - \text{ Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer}$$

$$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.82 \quad - \text{ Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} \quad - \text{ Distance to the plate edge perpendicular to the shear force}$$

$$p_2 = \infty \text{ mm} \quad - \text{ Distance between bolts perpendicular to the shear force}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm} \quad - \text{ Bolt hole diameter}$$

$$e_1 = 44 \text{ mm} \quad - \text{ Distance to the plate edge in the direction of the shear force}$$

$$p_1 = \infty \text{ mm} \quad - \text{ Distance between bolts in the direction of the shear force}$$

$$f_{ub} = 800.0 \text{ MPa} \quad - \text{ Ultimate tensile strength of the bolt}$$

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad - \text{ Ultimate strength of the plate}$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad - \text{ Nominal diameter of the fastener}$$

$$t = 8 \text{ mm} \quad - \text{ Thickness of the plate}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad - \text{ Safety factor}$$

Utilization in tension

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0.05 \leq 1.0$$

Where:

$$F_{t,Ed} = 4.6 \text{ kN} \quad - \text{ Tensile force}$$

$$F_{t,Rd} = 90.4 \text{ kN} \quad - \text{ Tension resistance}$$

$$B_{p,Rd} = 103.3 \text{ kN} \quad - \text{ Punching resistance}$$

Utilization in shear

$$\max(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}; \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}) = 0.34 \leq 1.0$$

Where:

$$F_{v,Ed} = 20.3 \text{ kN} \quad - \text{ Shear force (in decisive shear plane)}$$

$$F_{v,Rd} = 60.3 \text{ kN} \quad - \text{ Shear resistance}$$

$F_{b,Ed} = 20.3 \text{ kN}$ – Bearing force (for decisive plate)

$F_{b,Rd} = 70.8 \text{ kN}$ – Bearing resistance

Interaction of tension and shear (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.37 \leq 1.0$$

Where:

$F_{v,Ed} = 20.3 \text{ kN}$ – Shear force (in decisive shear plane)

$F_{v,Rd} = 60.3 \text{ kN}$ – Shear resistance

$F_{t,Ed} = 4.6 \text{ kN}$ – Tensile force

$F_{t,Rd} = 90.4 \text{ kN}$ – Tension resistance

Design data

Material	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 235	360.0	0.80	360.0	259.2

Detailed result for M1-tfl 1 / STIFF1

Weld resistance check (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360.0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 67.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 259.2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 5.1 \text{ MPa}$$

where:

$f_u = 360.0 \text{ MPa}$ – Ultimate strength

$\beta_w = 0.80$ – Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Safety factor

Stress utilization

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0.19 \leq 1.0$$

Where:

$\sigma_{w,Ed} = 67.9 \text{ MPa}$ – Maximum normal stress transverse to the axis of the weld

$\sigma_{w,Rd} = 360.0 \text{ MPa}$ – Equivalent stress resistance

$\sigma_{\perp} = 5.1 \text{ MPa}$ – Normal stress perpendicular to the throat

$\sigma_{\perp,Rd} = 259.2 \text{ MPa}$ – Perpendicular stress resistance

6.7.2 Rregullat për trarët (EN 1998-1, p.6.6.2)

Në mënyrë që të arrihet formimi i mekanizmit duktil global (ductile global collapse mechanism), sistemi MRF projektohet ashtu që nyjet plastike të formohen në skajet e trarit ose në lidhjet trashtyllë. Por gjithmonë duhet shmangur plastifikimin e shtyllës (duke përjashtuar rastin që lejon formimin e nyjeve në bazë si dhe në katin e fundit të objektit shumëkatësh). Ky rast i dështimit është përfomanaca më e favorshme, që shfrytëzon benfitet e kapacitetit disipues të trarëve të çelikut. Në të kundërtën, nëse nyjet plastike zhvillohen në shtylla (p.sh. "trarë të fortë-shtylla të dobëta", sjellje kjo që e karakterizon projektimin josizmik) mund të qojë në mekanizma kolapsi të parakohshëm të katit, për shkak të kapacitetit të dobët dhe të kufizuar të mekanizmit rrotullues të shtyllave.

Krahas kërkesave për klasën e prerjes tërthore, paragrafi 6.6.2(2) ka disa kushte për sistemin MRF ashtuqë të shmanget që forcat në shtypje dhe në prerje që veprojnë në tra, mund të dëmtojnë momentin rezistues plastik dhe kapacitetin rrotullues në vendin ku priten që të formohen çernierat:

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0.15$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = (V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0.5$$

M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} , janë forcat e projektuara

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$, janë forcat rezistuese të projektuara sipas EN1993-1-1

$V_{Ed,G}$ është forca prerëse nga forcat gravitacionale nga rasti sizmik

$V_{Ed,M}$ është forca prerëse që i përgjigjet nyjeve plastike të formuara në skajet e trarit

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,A} + M_{pl,B})/L_h$$

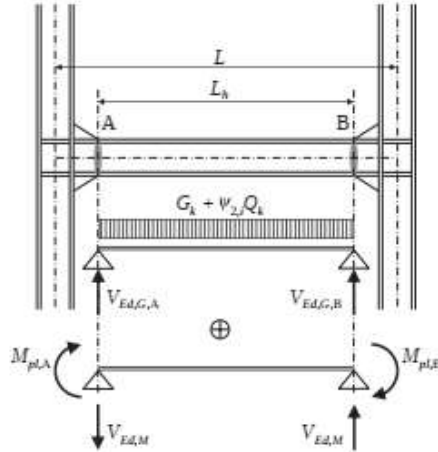


Figura 45 Forcat e projektuara prerëse për tra MRF: kombinimi i ngarkesave gravitacionale me momente përkulëse plastike në skajet e trarit

Në përgjithësi forcat aksiale për trarët MRF neglizhohen për shkak të prezencës së diafragmës së pllakës. Në të vërtetë forcat prerëse janë dominuese dhe duhet të jenë të kufizuara që të shmangët kombinimi përkulje dhe prerje në zonës e nyjës plastike.

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \alpha (M_{Ed,I} + M_{Ed,E}) = 59.9 + 1.0(23.52 + 377.22) = 460.64 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = (W_{pl,y} * f_y) / \gamma_{M0} = 7170 \text{ mm}^3 * 225 \text{ N/mm}^2 / 1.0 = 1613.25 \text{ kNm}$$

$$f_y = 225 \text{ N/mm}^2, \text{ nga EN10025-2, për } 16 \text{ mm} < t < 40 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M0} = 1.0, \text{ nga EC 3, p.6.1}$$

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1$$

$$460.64 \text{ kNm} \leq 1613.25 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \alpha (V_{Ed,M} + V_{Ed,I}) = V_{Ed,G} + \alpha \left(\frac{2M_{pl,Rd}}{L_h} + V_{Ed,I} \right) = 46.98 + 1 * (2 * 1613.25 / 5.267 + 20.7)$$

$$V_{Ed} = 680.26 \text{ kN} \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 * 1580 = 790 \text{ kN}$$

$$L_h = L - h/2 + t_{pl} + s_{vutës} = 6000 - 716/2 + 25 + 350 = 6000 \text{ mm} - 733 \text{ mm} = 5267 \text{ mm}$$

Llogaria e bulonave

Name	Diameter [mm]	f _y [MPa]	f _u [MPa]	Gross area [mm ²]
M30 10.9	30	900.0	1000.0	707
M24 10.9	24	900.0	1000.0	452

$F_{t,Ed}$	Tension force
$F_{v,Ed}$	Resultant of bolt shear forces V_y and V_z in shear planes
$F_{b,Rd}$	Plate bearing resistance EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
U_t	Utilization in tension
U_s	Utilization in shear
U_{ts}	Interaction of tension and shear EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Bolt tension resistance EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Punching shear resistance EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Bolt shear resistance EN 1993-1-8 – Tab. 3.4

Detailed result for B25

Tension resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 403.9 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 98.7 \text{ kN}$$

Where:

$k_2 = 0.90$	– Factor
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	– Ultimate tensile strength of the bolt
$A_s = 561 \text{ mm}^2$	– Tensile stress area of the bolt
$\gamma_{M2} = 1.25$	– Safety factor

Punching resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 315.5 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 98.7 \text{ kN}$$

Where:

$d_m = 48 \text{ mm}$	– The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller
$t_p = 12 \text{ mm}$	– Plate thickness
$f_u = 360.0 \text{ MPa}$	– Ultimate strength
$\gamma_{M2} = 1.25$	– Safety factor

Shear resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 224.4 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 55.0 \text{ kN}$$

Where:

$\beta_p = 1.00$	– Reduction factor for packing
$\alpha_v = 0.50$	– Reduction factor for shear stress
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	– Ultimate tensile strength of the bolt
$A = 561 \text{ mm}^2$	– Tensile stress area of the bolt

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad - \text{Safety factor}$$

Bearing resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 117.8 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 55.0 \text{ kN}$$

Where:

$$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 2.50$$

– Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer

$$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.45$$

– Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer

$$e_2 = 50 \text{ mm}$$

– Distance to the plate edge perpendicular to the shear force

$$p_2 = 168 \text{ mm}$$

– Distance between bolts perpendicular to the shear force

$$d_0 = 33 \text{ mm}$$

– Bolt hole diameter

$$e_1 = 45 \text{ mm}$$

– Distance to the plate edge in the direction of the shear force

$$p_1 = \infty \text{ mm}$$

– Distance between bolts in the direction of the shear force

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

– Ultimate tensile strength of the bolt

$$f_u = 360.0 \text{ MPa}$$

– Ultimate strength of the plate

$$d = 30 \text{ mm}$$

– Nominal diameter of the fastener

$$t = 12 \text{ mm}$$

– Thickness of the plate

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Safety factor

Utilization in tension

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0.31 \leq 1.0$$

Where:

$$F_{t,Ed} = 98.7 \text{ kN} \quad - \text{Tensile force}$$

$$F_{t,Rd} = 403.9 \text{ kN} \quad - \text{Tension resistance}$$

$$B_{p,Rd} = 315.5 \text{ kN} \quad - \text{Punching resistance}$$

Utilization in shear

$$\max(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}; \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}) = 0.47 \leq 1.0$$

Where:

$$F_{v,Ed} = 55.0 \text{ kN} \quad - \text{Shear force (in decisive shear plane)}$$

$$F_{v,Rd} = 224.4 \text{ kN} \quad - \text{Shear resistance}$$

$$F_{b,Ed} = 55.0 \text{ kN} \quad - \text{Bearing force (for decisive plate)}$$

$$F_{b,Rd} = 117.8 \text{ kN} \quad - \text{ Bearing resistance}$$

Interaction of tension and shear (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.42 \leq 1.0$$

Where:

$$F_{v,Ed} = 55.0 \text{ kN} \quad - \text{ Shear force (in decisive shear plane)}$$

$$F_{v,Rd} = 224.4 \text{ kN} \quad - \text{ Shear resistance}$$

$$F_{t,Ed} = 98.7 \text{ kN} \quad - \text{ Tensile force}$$

$$F_{t,Rd} = 403.9 \text{ kN} \quad - \text{ Tension resistance}$$

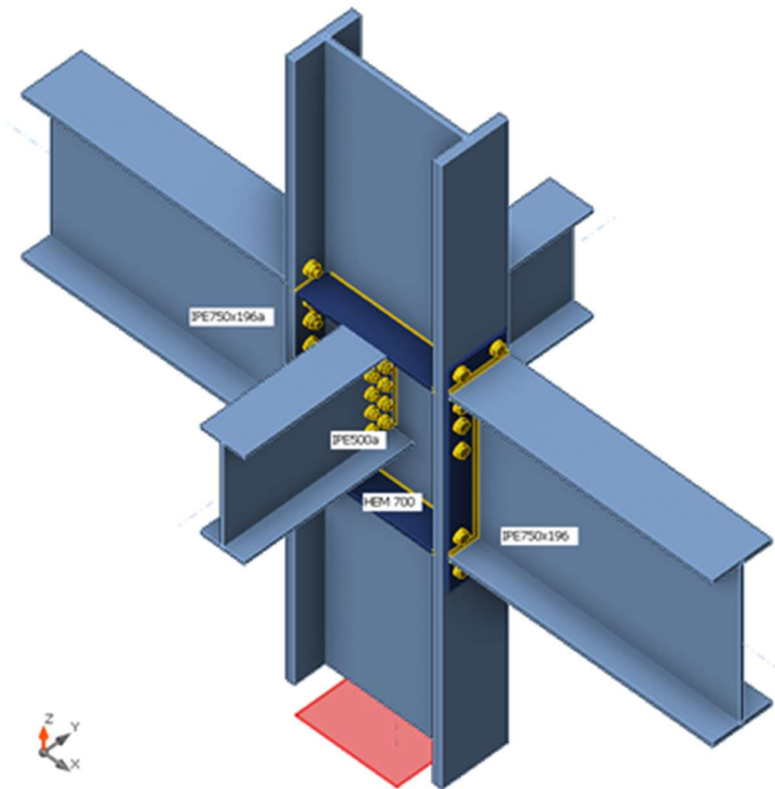


Figura 46 Lidhja e trarit IPE 750x196 në HEM 700

Kontrollimi i i saldimit

Weld resistance check (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360.0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 155.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 259.2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 70.7 \text{ MPa}$$

where:

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Ultimate strength}$$

$$\beta_w = 0.80 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Safety factor}$$

Stress utilization

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0.43 \leq 1.0$$

Where:

$$\sigma_{w,Ed} = 155.4 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Equivalent stress resistance}$$

$$\sigma_{\perp} = 70.7 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 259.2 \text{ MPa} \quad \text{– Perpendicular stress resistance}$$

T_w	Throat thickness a
L	Length
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress
ε_{Pl}	Strain
$\sigma_{\perp}$	Perpendicular stress
$\tau_{\perp}$	Shear stress perpendicular to weld axis
$\tau_{\parallel}$	Shear stress parallel to weld axis
U_t	Utilization
U_{tc}	Weld capacity estimation
$\square$	Fillet weld
f_u	Ultimate strength of weld
β_w	Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
0.9σ	Perpendicular stress resistance: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

6.7.3 Rregullat për shtylla (EN 1998-1, p.6.6.3)

Në mënyrë që ta kemi sjellje “trarë të dobët/shtylla të forta” (“weak beams/strong columns”), forcat të cilat veprojnë në shtylla të llogaritura nga modeli elastik, duhet të shumëzohen nga koeficienti Ω .

Shtyllat verifikohen duke marrë në konsideratë kombinimin më të pafavorshëm të forcave aksiale dhe momenit përkulës sipas shprehjeve vijuese:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{0V} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{0V} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{0V} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0.5$$

$M_{Ed,G}$, $N_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ janë vlerat e projektuara nga efektet e veprimeve josizmike

$M_{Ed,E}$, $N_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ janë vlerat e projektuara nga efektet e veprimeve sizmike

γ_{0v} është faktor i mbirezistencës së materialit

$\Omega = \min (M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i})$, është vlera minimale e të gjithë trarëve në të cilët lokalizohen zona disipuese

6.7.4 Rregullat për lidhjen tra-shtyllë (EN 1998-1, p.6.6.5)

Lidhjet tra-shtyllë janë elementet kyçe që e karakterizojnë performancën sizmike të sistemit MRF. Nëse trarët e çelikut projektohen që të sillen si pjesë disipuese të MRF, lidhjet tra-shtyllë duhet projektuar si rezistencë e plotë e cila mund të jetë rigjide ose gjysmë rigjide. Në përgjithësi lidhjet rigjide realizohen me saldim, lidhje hibride saldim+bulona ose lidhja me bulona e përforcuar. Ndërsa lidhjet gjysmë rigjide zakonisht realizohen me bulona dhe pllaka në fund. Duke marrë si tërësi lidhjet tra-shtyllë janë komplekse dhe janë temë e gjerë. Më gjërësisht rregullat kryesore të llogaritjes së lidhjeve janë dhënë në EN 1993-1-8 (por ky nuk është kodi sizmik) dhe p.sh. në manualin Evropian që i dedikohet lidhjen në çelik dhe struktura kompozite (Jaspart and Wepynand, 2016).

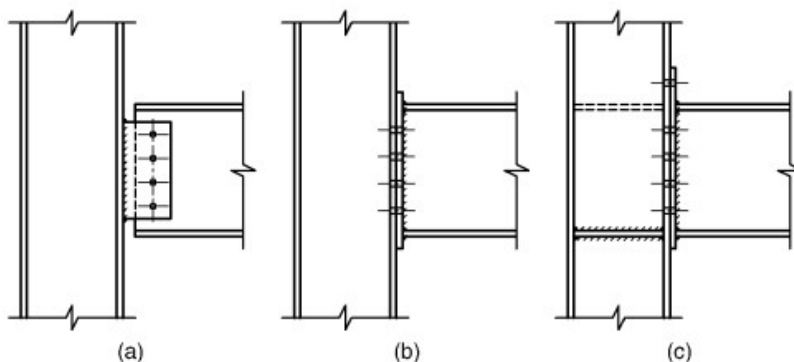


Figura 47 Mënyra e lidhjes trarit në shtyllë: a) çernirë, b) gjysmë rigjide, c) rigjide

Sipas EN 1998-1, p.6.4.4(2) për sistemin MRF në rastin sizmik, lejohen që të përdoren lidhjet gjysmë rigjide, të cilat mundësojnë sjellje stabile dhe duktile nën veprimin e ngarkesave ciklike. Që të arrihet ky synim, ky paragraf thotë që: a) lidhjet disipuese gjysmë rigjide duhet të kenë kapacitet rrotullues konistent me deformimet globale; b) elementet e bashkuara në rama duhet të jenë stabil sipas ULS; c) efekti i deformimeve në lidhje i zhvendosjeve globale duhet të merret parasysh për analiza jolineare.

Një tjetër aspekt i rëndësishëm që duhet të merret parasysh është projektimi i panelit të brinjës (web panel) të lidhja tra në shtyllë. Në të vërtetë, gjata bartjes së momenteve përkulëse nga trarët në shtylla, mund të zhvillohen forca prerëse të mëdha në panelin e zonës (zone panel) siç edhe shihet në figurën e mëposhtme. Në figurë paraqiten diagramet nga forcat prerëse dhe momenteve përkulëse nga rasti sizmik.

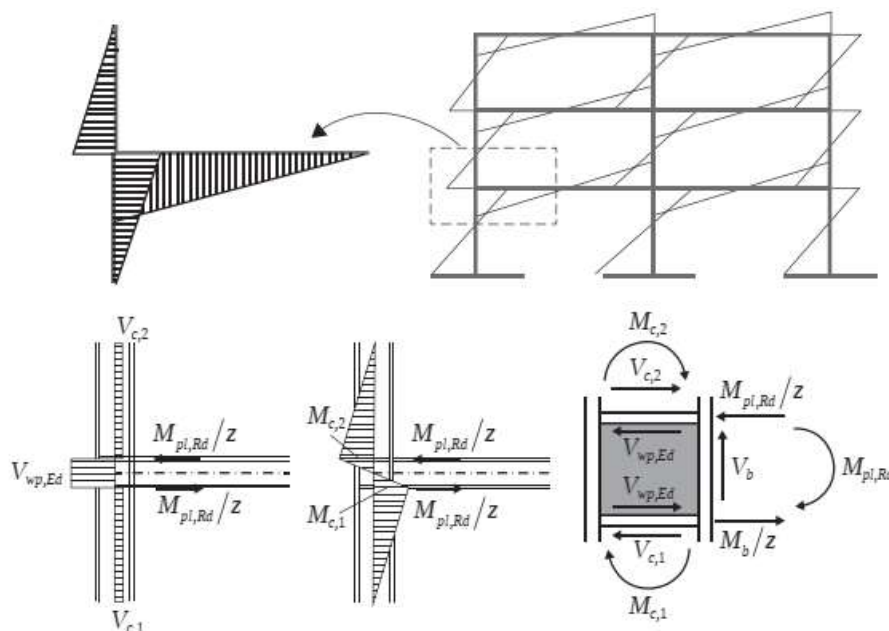


Figura 48 Forcat prerëse që veprojnë në panelin e brinjës së shtyllës

Nga EN 1998-1, p.6.6.3(6) kërkohet që forca e prerjes së panelit të brinjës në lidhjet tra në shtyllë ta përmbushin kërkesën sipas këtij ekuacioni:

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1.0$$

$V_{wp,Ed}$ është forca prerëse e projektimit në panelin e brinjës për shkak të efekteve të veprimeve, duke marrë parasysh rezistencën plastike të zonave disipuese fqinje në trarë ose bashkime

$V_{wp,Rd}$ është rezistenca në prerje e panelit të brinjës në përputhje me EN 1993-1-8, nuk kërkohet që në rezistencën plastike në prerje të merret parasysh efekti i sforcimeve nga forca aksiale dhe momenti përkulës.

Pra në lidhjet tra në shtyllë, brinjët e shtyllave duhet sigurojnë mbirezistencë të mjaftueshme për të lejuar zhvillimin e mekanizmit disipues të pritur, duke shmangur plastifikimin e tyre ose epjen nga prerja.

6.7.5 Rregullat për lidhjet shtyllë-themel

Lidhja me themel duhet projektuar në mënyrë të tillë që të ketë mbirezistencë të mjaftueshme, veçanarisht momenti përkulës rezistues i lidhjes duhet të përfillë shprehjen e mëposhtme:

$$M_{C,Rd} \geq 1.1 \gamma_{0V} * M_{c,pl,Rd} (N_{Ed})$$

$M_{c,pl,Rd}$ është momenti përkulës i projektuar plastik në shtyllë, që merr në llogari forcën aksiale N_{Ed} që vepron në shtyllë, e cila jep kushtin më të disfavorshëm për lidhjen me themel.

Baza e shtyllës ka ndikim me rëndësi në sjelljen e sistemit MRF. Rregulli specifikisht e lejon formimin e nyjes plastike në bazën e ramit (sipas p.6.6.1(1)P) sepse kërkesa për rrotullim është mjaft e lartë si shkak i zhvendosjeve anësore. Kjo do të thotë që nëse nyja plastike formohet në shtyllë, baza e shtyllës projektohet me rezistencë të plotë disipuese, ndërsa nëse nyja plastike zhvillohet në lidhjen me bazë, shtylla duhet të sigurojë mbirezistencë që lejon zhvillimin ciklik të rrjedhshmërisë në nyjë (EN 1998, 6.5.2(5)P). Poashtu EC8-1 nuk specifikon saktësisht bazën disipuese të shtyllës, prandaj kërkesat kryesore që vlejné për lidhjen disipuese tra në shtyllë (EN 1998-1, 6.6.4(2)) rekomandohen të përdoren për këtë rast.

Në shumë raste, projektuesit e konsiderojné që baza e shtyllës të jetë inkastrim i plotë dhe jo disipues, ashtu që nyja plastike të formohet në shtyllë. Por, në rast të ndërtesave shumëkatëshe me sizmicitet të mesëm ose të lartë, është goxha e vështirë dhe gjithashtu e kushtueshme që të garantohet kushte kufizuese për bazën e shtyllës.

Në realitet, shumica e lidhjeve të bazës së shtyllave janë fleksibile dhe lejojnë disa shkallë rrotullimi. Supozimi që lidhja bazë e shtyllës është çernierë e pastër nënkupton projektim konservativ, mbivlerësim i fleksibilitetit të shtyllës, periudha e ndërtimit dhe shpesh zhvendosja në katin e parë, penalizojné ekonomikisht projektin. Kur baza e shtyllës supozohet si çernierë, ankerimi i bazës së shtyllës projektohet ashtuqë të ketë kapacitet të bart forcet prerëse dhe aksiale në themel, në të njëjtën kohë lejon rrotullime që ndodhin në bazën e shtyllës.

6.7.5.1 Detajet me rezistencë të plotë e bazës e shtyllës jodisipuese

Kur adaptohet baza e lidhjes së shtyllës rigjide me rezistencë të plotë, komponentet e bazës së shtyllës duhet projektuar mjaftueshëm të qëndrueshme që të përballojë formacionin e nyjeve plastike në shtyllë. Forcat e projektuara në lidhjen e bazës së shtyllës i përgjigjen formulës së

mëposhtme që merr në konsideratë forcën aksiale të shumëzuar me $1.1\gamma_{ov}$. Zakonisht, shtyllat e nivelit e parë janë më të mëdha për shkak të kontrollimit të zhvendosjeve dhe stabilitetit. Kështu, momenti përkulës i projektuar në bazën e shtyllës është i lartë dhe nuk është e lehtë të detajohet një lidhje tipike e bazës së shtyllës që siguron kërkesat e mbirezistencës.

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

R_d - është rezistenca e lidhjes

R_{fy} - është rezistenca plastike e elementit disipues të lidhur, duke u bazuar në sforcimin projektues në sforcimin e rrjedhjes së materialit

γ_{ov} - është faktor i mbirezistencës, zakonisht 1.25

Një mënyrë që të plotësohet kriteri i mbirezistencës, komentari i AISC-16 rekomandon që të zgjatet shtylla poshtë pllakës deri në themel ose të përdoren trarë ose të futet në mure betoni. Kështu sigurohet inkastrimi i shtyllës pa pasur nevojë për lidhjen me pllakë në bazë. Dy figurat e mëposhtme tregojnë shembullin e bazës rigjide për MRF në trarë betoni.

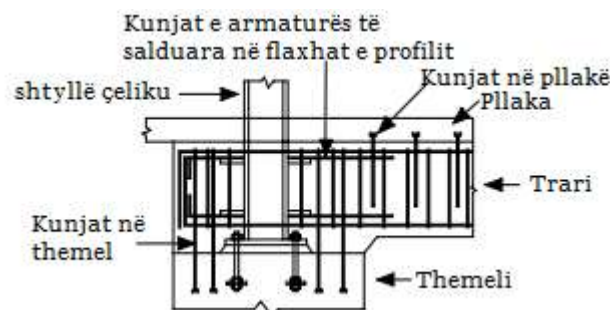


Figura 49 Baza e shtyllës e futur trarin e themelit (e marrë nga Cochran, 2003)

Në figurën 49, shufrat e armaturës ose konektorët në prerje duhet salduar në profil, ashtuqë të ndihmojnë bartjen e momenteve përkulëse dhe forcave në prerje nga shtylla e çelikut në trarin e betonit.

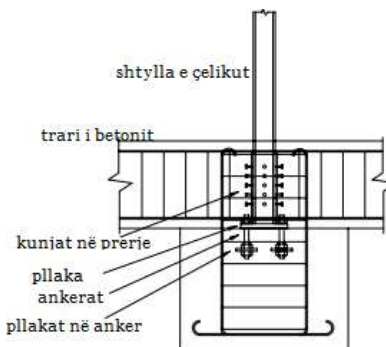


Figura 50 Shtylla rigjide e e lidhur në tra për MRF

Figura 50 është zgjidhje kompozite. Trari është nga çeliku i ngjitur në mënyrë rigjide në shtyllë (në këtë rast, lidhja tra në shtyllë projektohet plotësisht rigjide). Trari nga çeliku mbështillet plotësisht me beton, ndërsa veprimet pranohen nga kunjat e salduara në flaxhat dhe brinjët. Në këtë rast është thelbësore që të bëhet lidhja e trarit me themel me kunjat.

Kur shtyllat kanë dimensione të mëdha (p.sh. profilet HEM ose HD), nuk është e mundur të arrihet lidhja me rezistencë të plotë jodisipuese me pllaka të thjeshta në bazë. Në të tilla raste dështimi më shumë ndodhë nën tokë, problem ky që vështirë mund të shikohet pas tërmeti. Këtë situatë mund ta përmirësojë vendosja e shtyllës në beton sipas figurën nr.51. Duhet cekur që në të gjitha rastet komponentet në beton duhet të sigurojnë disa shkallë të mbirezistencës, duke respektuar komponentët e çelikut duktil në lidhje. Përfundimisht duhet theksuar që themelet me pilota të jenë zgjidhja e vetme për një themel rigjid në dhera fleksibile.

Andaj gjatë modelimit, supozimet e përgjithshme të përvetësuara nga projektuesi duhet përshtatur me kushtet reale ose në të kundërtën mund të kemi rezultate jo të besueshme sepse ato nënvlerësojnë fleksibilitetin e shtyllës, periodën e fundit dhe zhvendosjet në katin e parë. Poashtu këshillohet shmangia e supozimit për bazë të fiksuar, përveç nëse baza dhe elementet relevante të themelit (psh. Themeli) efektivisht mundësojnë kushte adekuate kufizuese.

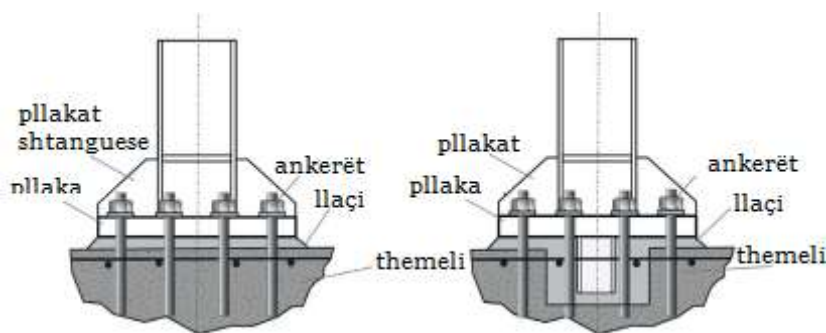


Figura 51 Shembull i elementëve të bazës rigjide për MRF me pllaka të vendosura mbi themel

6.7.5.2 Detajet e bazës së shtyllës disipuese

Për tu formuar sjellja në bazën e ramit çernierë, lidhja e bazës së shtyllës mund të projektohet si lidhje me çernierë. Për këtë rast, nuk është e vështirë të bëhet detaji i çernierës, edhe në rastin kur shtylla ka prerje tërthore të madhe. Ky detaj zakonisht përdoret te shtyllat e urave, aty ku momenti përkulës kërkohet të jetë zero në bazë.

Shtylla me bazë pllake mund të projektohet me çernierë, me shtanguese që kanë efekt të vogël rrotullues siç tregon figura e mëposhtme.

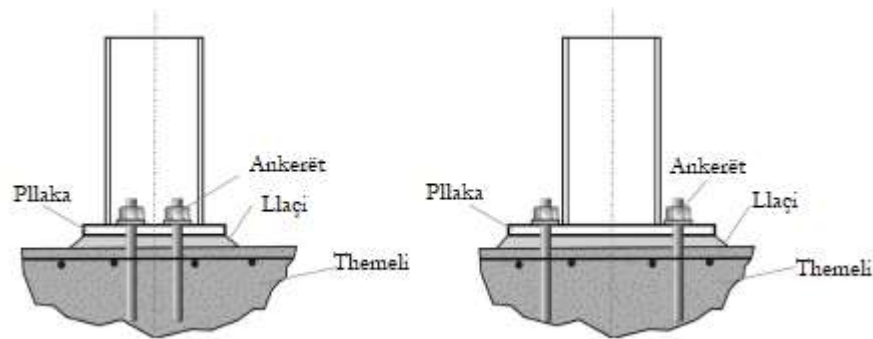


Figura 52 Shembulli i bazës së çernierës për elementet MRF

Forca në shtypje bartet përmes llaçit përfundi pllakës. Tërheqja bartet nga ankerët dhe pllaka. Forcat prerëse barten nga ankerët, nga fërkimi ndërmjet pllakës së bazës dhe themelit. Në këtë rast kapaciteti rrotullues nën kushtet ciklike duhet demonstruar në mënyrë eksplicite. Rrotullimi ciklik vë në dukje nga komponentët e çelikut duktil dhe betoni nuk duhet të ndikojë në kapacitetin e lidhjes. Duktiliteti sigurohet nga përkulja e pllakës, por rezistenca ankeruese reduktohet nga plasaritja.

Grupi i bulonave përdoren për të lidhur pllakën e bazës së shtyllës me themelin e betonit. Shtyllat nivelohen përmes pllakave të çelikut ose dadove. Hapësira ndërmjet pllakës së bazës dhe themelit mbushet me llaç jotkurrës. Duhet pasur kujdes që të mbyllen të gjitha hapësirat në mënyrë të plotë.

6.8 Kufizimi i dëmtimeve

Nga EN1998-1-1, p.2.1 (1P) kemi kërkesën themelore që strukturat në rajonet sizmike duhet të projektohen dhe ndërtohen ashtu që me një shkallë adekuate besueshmërie të kënaqë kërkesat si vijon:

- Kërkesa e mosshembjes
- Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve

Te kërkesa e kufizimit të dëmtimeve, struktura projektohet dhe ndërtohet ashtu që në një veprim sizmik i cili kundrejt veprimit projektues ka një propabilitet më të madh që të ndodhë. Struktura duhet ta përballojë pa pësuar dëmtime dhe kufizime përsa i përket përdorimit (funksionalitetit), kostoja e të cilave do të ishte shumë më e lartë në krahasim me koston e vetë strukturës.

Nga EN 1998-1-1, p.4.4.3.1 (2) në rastin e ndërtesave të rëndësishme të mbrojtjes civile, ose të atyre që kanë pajisje të ndjeshmë, lidhur me kufizimin e dëmtimeve, mund të kryhen verifikime shtesë.

Nga EN 1998-1-1, p.4.4.3.2 (1) specifikohen kufijtë që duhet të respektohen

$d_r \leq 0.005 \cdot h$ - për ndërtesa që kanë elemente jostrukturorë me material të thyeshme dhe që janë të bashkangjitura me strukturën

$d_r \leq 0.0075 \cdot h$ - për ndërtesat që kanë element jostrukturorë duktile

$d_r \leq 0.010 \cdot h$ - për ndërtesat që kanë elemente jostrukturorë të fiksuar në mënyrë të tillë që nuk ndikojnë në deformimet strukturore, ose që janë pa element jostrukturorë

d_r është drifti projektues i kateve, i përkufizuar sipas 4.4.2.2(2) (d_r -design interstorey drift, i vlerësuar si diferenca e zhvendosjeve mesatare anësore d_s në nivelin më të lartë dhe në atë më të ultë të katit në shqyrtim, të llogaritura në përputhje me 4.3.4)

h është lartësia e katit

v është faktor reduktues që merr parasysh periudhën kthyese më të ultë të veprimeve sizmike të ndërlidhura me kërkesat për kufizimin e dëmtimeve ($v=0.5$ për klasën e rëndësisë *I* dhe *II*, $v=0.4$ për klasën e rëndësisë *III* dhe *IV*).

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

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

q_d është faktor i sjelljes i zhvendosjes, i supozuar si i barabartë me q nëse nuk specifikohet ndryshe

d_e është zhvendosja e së njëjtës pikë të sistemit strukturor, e përcaktuar sipas analizës lineare, bazuar në spektrin projektues të reagimit dhe në përputhje me 3.2.2.5

$$v_{dr} = v(q \cdot d_e)$$

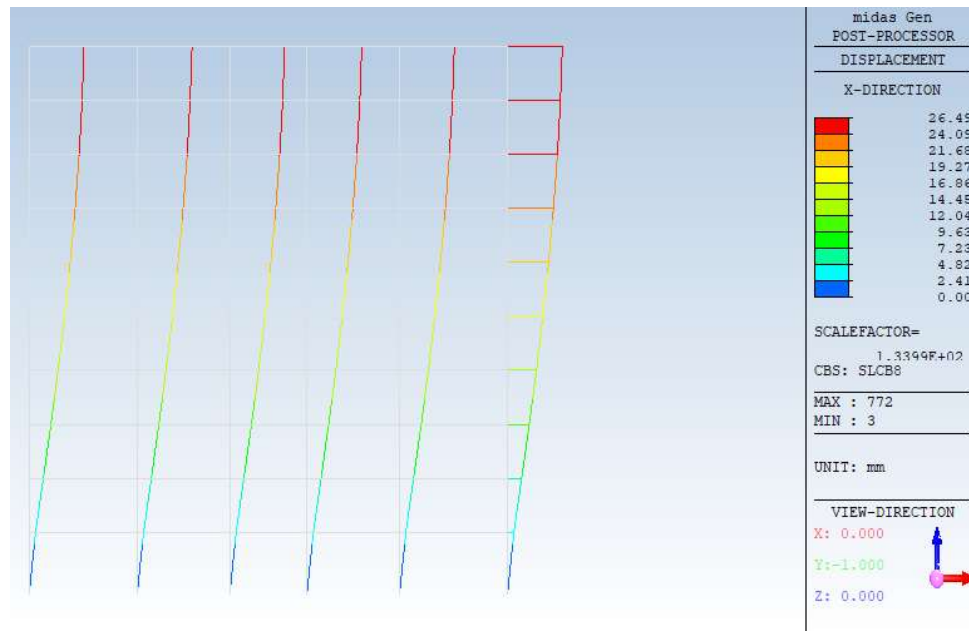


Figura 53 Forma e zhvendosjeve në drejtimin X

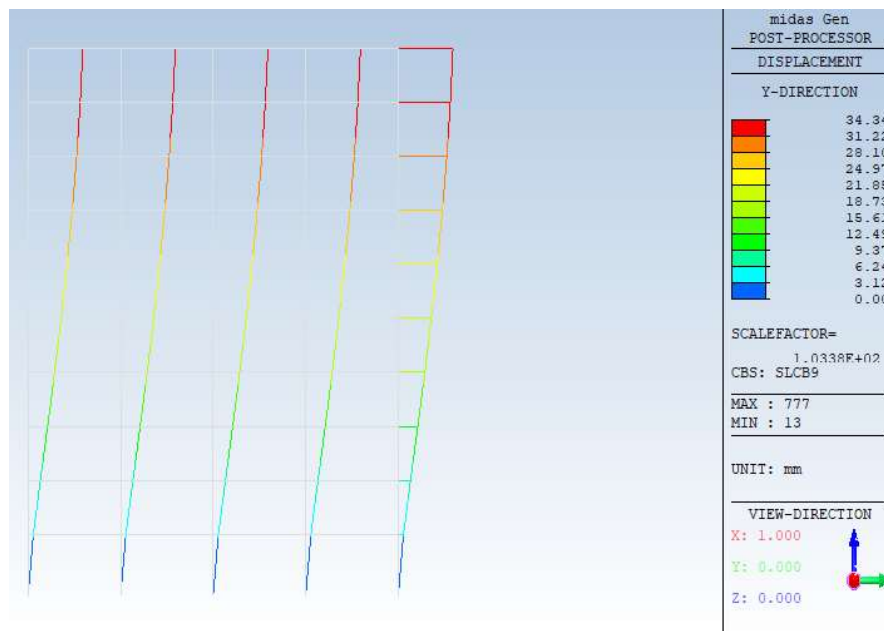


Figura 54 Forma e zhvendosjeve në drejtimin Y

Në vazhdim i tregojmë vlerat e kufizimit të dëmtimeve për secilin kat për të dy drejtimet

Displacement Y									
Load Case	Node	Story	Level (mm)	Story Height (mm)	Maximum Displacement (dr) (mm)	vdr=0.5dr (mm)	vdr/h (%)	vdr/h<0.5%	Remark
sLCB9	771	Roof	35500	3500	34.3385	17.16925	0.49%	0.50%	OK
sLCB9	689	10F	32000	3500	32.6899	16.34495	0.47%	0.50%	OK
sLCB9	607	9F	28500	3500	30.4749	15.23745	0.44%	0.50%	OK
sLCB9	525	8F	25000	3500	27.6924	13.8462	0.40%	0.50%	OK
sLCB9	443	7F	21500	3500	24.4202	12.2101	0.35%	0.50%	OK
sLCB9	361	6F	18000	3500	20.728	10.364	0.30%	0.50%	OK
sLCB9	284	5F	14500	3500	16.669	8.3345	0.24%	0.50%	OK
sLCB9	202	4F	11000	3500	12.2978	6.1489	0.18%	0.50%	OK
sLCB9	120	3F	7500	3500	7.7362	3.8681	0.11%	0.50%	OK
sLCB9	12	2F	4000	3500	3.3008	1.6504	0.05%	0.50%	OK
sLCB9	0	1F	0	4000	0	0	0	0.50%	OK

Tabela 26 Kontrollimi i kufizimit të dëmtimeve për MRF në drejtimin X

Displacement X									
Load Case	Node	Story	Level (mm)	Story Height (mm)	Maximum Displacement (dr) (mm)	vdr=0.5dr (mm)	vdr/h (%)	vdr/h<0.5%	Remark
sLCB8	771	Roof	35500	3500	26.4945	13.24725	0.38%	0.50%	OK
sLCB8	689	10F	32000	3500	25.5651	12.78255	0.37%	0.50%	OK
sLCB8	607	9F	28500	3500	24.1289	12.06445	0.34%	0.50%	OK
sLCB8	525	8F	25000	3500	22.1956	11.0978	0.32%	0.50%	OK
sLCB8	443	7F	21500	3500	19.8226	9.9113	0.28%	0.50%	OK
sLCB8	361	6F	18000	3500	17.0578	8.5289	0.24%	0.50%	OK
sLCB8	279	5F	14500	3500	13.9346	6.9673	0.20%	0.50%	OK
sLCB8	197	4F	11000	3500	10.487	5.2435	0.15%	0.50%	OK
sLCB8	115	3F	7500	3500	6.7913	3.39565	0.10%	0.50%	OK
sLCB8	2	2F	4000	3500	3.0515	1.52575	0.04%	0.50%	OK
sLCB8	0	1F	0	4000	0	0	0	0.50%	OK

Tabela 27 Kontrollimi i kufizimit të dëmtimeve për MRF në drejtimin Y

6.9 Analiza Pushover

Analiza “pushover” (e mbingarkimit gradual) është analizë statike jolineare që kryhet duke aplikuar veprimin e ngarkesave konstante peshë dhe ngarkesave horizontale që rriten në mënyrë monotone. Kjo analizë mund të aplikohet për të verifikuar performancën e ndërtesave të sapo projektuara dhe të ndërtesave ekzistuese për qëllimet vijuese:

- për të verifikuar ose rishikuar vlerat e raportit të mbirezistencës α_u / α_1
- për të vlerësuar mekanizma plastike të pritshëm dhe shpërndarjen e dëmtimeve
- për të vlerësuar performancën strukturore të ndërtesave ekzistuese ose të riaftësuara për qëllimet e EN 1998-3
- si një alternativë kundrejt projektimit të bazuar në analizën lineare-elastike që përdorë faktorin e sjelljes q . Në këtë rast, këshillohet që për bazë projektimi të përdoret zhvendosja kufitare e synuar (“target”).

6.9.1 Premisat e modelimit

6.9.1.1 Nyjet plastike

Modelimi jolinear i sjelljes strukturore është çështje kruciale që ndjeshëm ndikon në saktësinë dhe efektivitetin e strukturës. EC8 nuk ofron të dhëna dhe rekomandime në lidhje me modelimin jolinear të elementeve strukturor. Supozimet për modelimin e sistemit struktural bazohen tek FEMA 356 (Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings nga ASCE), përderisa procedura për llogaritje kompletohet me EC8.

Në veçanti, elementet e strukturës modelohen duke përdorur plasticitet të përqendruar (lumped plasticity), domethënë i përbërë nga pjesa elastike dhe nyjet plastike që zakonisht përqendrohen në fundet e gjatësisë së elementit.

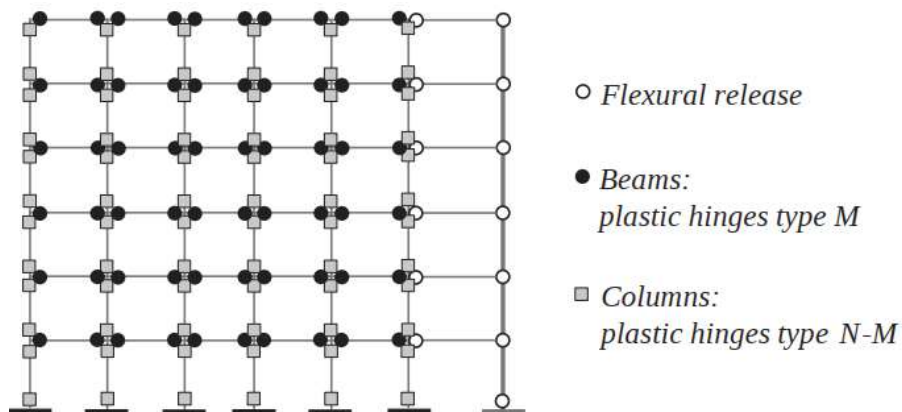


Figura 55 Pozita dhe lloji i nyjeve plastike

Kriteret dhe parametrat e modelimit dallojnë për komponentët primare dhe sekondare sikurse për elementët duktil dhe të brishtë. Kështu EC8-1 dhe FEMA 356 definojnë elementet duktil si “deformation-controlled” (deformime të kontrolluara), përderisa elementët e brishtë si “force-controlled” (forcë të kontrolluar). Në rastin e parë, sjellja plastike përfshinë fortësimin dhe degradimin e rezistencës me kapacitetin e mbetur të rezistencës. Në rastin e dytë, sjellja karakterizohet me një gamë elastike e përcjellur me humbje të rezistencës.

Për nyjet plastike, FEMA 365 ofron një kurbë forcë-deformim, e cila mbulon të gjitha lakoret jolineare duke i specifikuar të gjitha parametrat e modelimit.

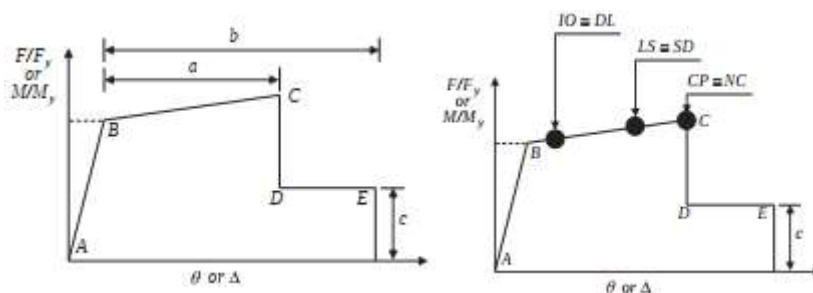


Figura 56 Raporti i përgjithshëm forcë-deformim i nyjeve plastike dhe kriteret përkatëse të pranimit

Pika A- përshkruan pjesën e pangarkuar

Pika B- është faza fillestare e plastifikimit (linja A-B është faza elastike dhe deformimet janë të kthyeshme)

Pjerrësia e *linjës BC* varet nga elementi i strukturës dhe zakonisht është në margjinat nga 0% deri në 10% e pjerrësisë të *linjës AB*. *Linja B-C* është faza e plastifikimit, forca rritet me rritjen e deformimeve.

Pika C- është pika maksimale e komponentës para shkatërrimit

Dega CD simulon shkatërrimin fillestar të elementit dhe segmenti *DE* tregon për rezistencën mbetëse, që mund të jetë baraz me 0 në rast të sistemeve me duktilitet të ultë. *Linja CD* tregon humbjen graduale të kapacitetit për shkak të dëmtimve material ose paqëndrueshmërie lokale. *Linja DE* tregon forcën mbetëse me kapacitet të vogël pas dëmtimeve të rënda. Pra elementi ende mban një pjesë të ngarkesës por është pranë kolapsit.

“**a**”- fusha plastike

“**b**”- kapaciteti i deformimeve përfundimtare

“**c**”-kapaciteti mbetës

EN 1998-3 (Annex B) definon gjendjen e dëmtimeve mbetëse të nyjes plastike të lidhura me tri gjendje kufitare. Tri pikat në kurbën e gjeneralizur forcë-deformim në përgjithësi përshkruajnë këtë gjendje:

IO (immediate occupancy) i përgjigjet **DL** (damage limitation)

LS (Life Style) qëndron për **SD** (Significant Damage)

CP (Collapse Prevention) ka korelacion me **NC** (Near Collapse)

Perfomance Level (Nivelet e Performancës)	Damage Description (Përshkrimi i Dëmtimeve)
IO	Dëmtime të përgjithme minimale Dëmtimet strukturale neglizhohen
LS	Dëmtime në elemente jostrukturore dhe me gjasë në elemente strukturore. Nuk ka kolaps
CP	Kolaps, rrezik i mundshëm i shembjes. Është e mundshme që qasja të jetë e kufizuar.

Tabela 28 Tabela e niveleve të performancës i shprehur në terme të dëmtimeve në elemente strukturore

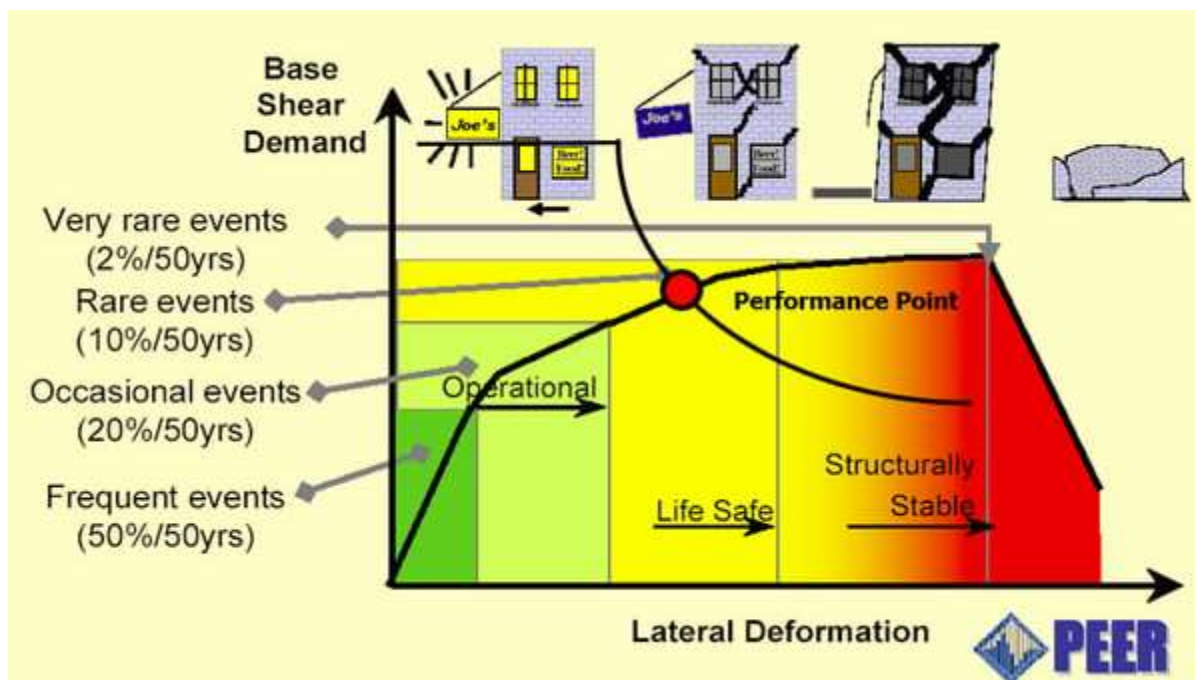


Figura 57 Objektivat e përformancës në mënyrë grafike

Për të realizuar analizën Pushover kemi përdorur softuerin Midas Gen. Për të realizuar këtë analizë duhet ndjekur këta hapa:

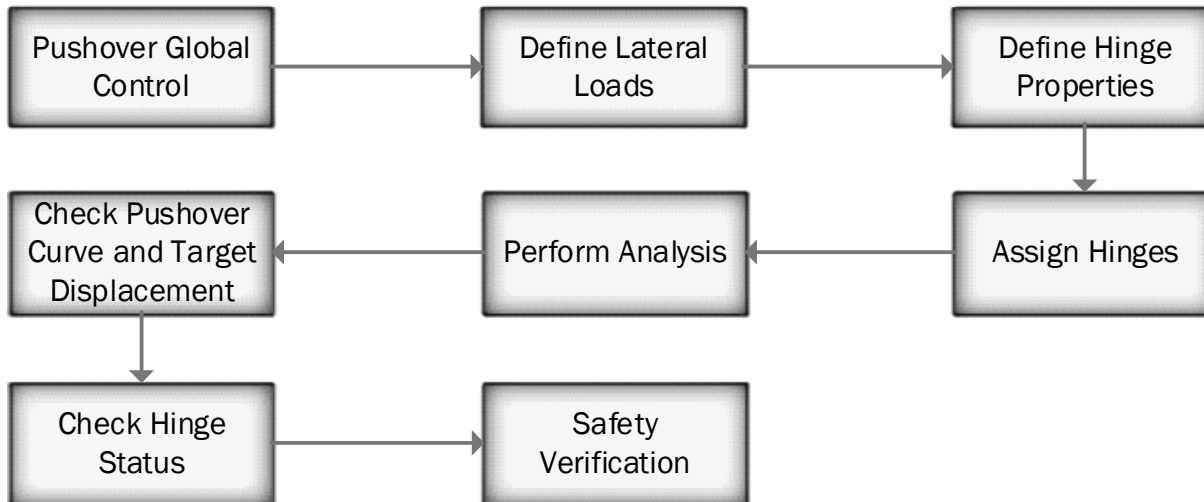


Tabela 29 Hapat që duhet ndjekur për definiminin e analizës Pushover në Midas Gen

Pushover Global Control

Initial Load

☒ Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load

☐ Import Static Analysis / Construction Stage Analysis Results

- When the boundary conditions are different between initial load and pushover load
- When the element forces in the last construction stage are used as an initial load

Load Case: SW Scale Factor: 1

Static Load Case	Scale
sw	1
dl	1
ll	0.3

Add Modify Delete

Nonlinear Analysis Option

☒ Permit Convergence Failure

Max. Number of Substeps: 10

Maximum Iteration: 10

Convergence Criteria

☒ Displacement Norm: 0.001

☐ Force Norm: 0.001

☐ Energy Norm: 0.001

Analysis Stop

☐ Shear Component Yield

☒ Beam/Column ☐ Wall

☐ Axial Component Collapse/Buckling

☒ Beam/Column ☐ Wall ☐ Truss

☐ Support Uplifting/Collapse : Dz-Direction

☐ Uplifting ☐ Collapse

Pushover Hinge Data Option

Default Stiffness Reduction Ratio of Skeleton Curve

Trilinear / Slip Trilinear Type

☒ Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.1	0.1
Alpha2	0.05	0.05

Bilinear / Slip Bilinear Type

☒ Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.05	0.05

Point Spring Support : Nonlinear Type

Data for Auto-Calculation of Capacity

Reference Location only for Distributed Hinges

Beam: I-end

Reference Design Code (Eurocode 8: 2004)

Scale Factor for Ultimate Rotation: ...

Secondary Seismic Elements: ...

☐ Calc. Yield Surface of Beam considering Buckling

Remove Pushover Global Control Wall Node Connectivity... OK Cancel

Figura 58 Pushover Global Control- hapi 1

Add/Modify Pushover Load Case

Name : Acceleration X
Description :

General Control
Increment Steps (nstep) : 40
☒ Consider P-Delta Effect

Initial Load
☒ Use Initial Load Nonlinear Analysis for Initial Load
☐ Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load
☐ Cumulative Displacement by Initial Load

Increment Method
☐ Load Control
☒ Displacement Control

Control Option
☐ Global
Max. Translational Displacement : 0 cm
☒ Master Node
Node : 820 Direction : DX
Max. Displacement : 30 cm

Analysis Stopping Condition
☐ Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 / 10 [rad]
☒ Maximum Drift of All Vertical Elements
☐ Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
☐ Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
Load Pattern : Uniform Acceleration
Direction : DX Scale Factor : 1

Load	Scale
DX	1

Add
Modify

Name : Ey-dr Y
Description :

General Control
Increment Steps (nstep) : 40
☒ Consider P-Delta Effect

Initial Load
☒ Use Initial Load Nonlinear Analysis for Initial Load
☐ Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load
☐ Cumulative Displacement by Initial Load

Increment Method
☐ Load Control
☒ Displacement Control

Control Option
☐ Global
Max. Translational Displacement : 0 cm
☒ Master Node
Node : 820 Direction : DX
Max. Displacement : 20 cm

Analysis Stopping Condition
☐ Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 / 10 [rad]
☒ Maximum Drift of All Vertical Elements
☐ Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
☐ Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
Load Pattern : Static Load Cases
Load Case : Ey Scale Factor : 1

Load	Scale
Ey	1

Add
Modify

Figura 59 Pushover Load Case- hapi 2

Add/Modify Pushover Hinge Properties

Name: Column **hapi 1** Description:

Element Type: ☒ Beam/Column ☐ Wall (CRB) ☐ Truss ☐ General Link ☐ Point Spring Support

Wall Type: ☒ Membrane ☐ Plate

Material Type: ☐ RC / SRC (encased) ☒ Steel / SRC (filled) **hapi 2** ☐ Masonry

Definition: ☒ Moment - Rotation (M-Theta) ☐ Moment - Curvature (M-phi Lumped) ☐ Moment - Curvature (M-phi Distributed)

☐ Consider Hinge Length

Interaction Type: ☐ None ☒ P-M **hapi 3** in Status Determination ☐ P-M-M in Status Determination

Component Properties

Component	Hinge Location	Skeleton Curve
☐ Fx	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
☒ Fy hapi 4	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
☒ Fz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
☐ Mx	I&J-end	Trilinear Type
☒ My	I&J-end	Eurocode 8 : 2004
☒ Mz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004

hapi 5

Figura 60 Pushover Hinge Properties-hapi 3a (definimi i nyjeve për shtyllë)

Steel or SRC(filled) Yield Surface Properties

Input Method: ☒ Auto ☐ User

Property: ☐ Symmetric ☒ Asymmetric

Yield Strengths: $P/Y(t)$ 0.5 $M/Yy(+)$ 50 $P/Max(c)$ 1 $M/Yy,max(+)$ 100

Interpolation Method: My-Mz ☒ Ellipse (Alpha=2.0) ☐ Strong Axis: Alpha = 2.0

Shape of the 1st and 2nd P-M Interaction Curves: ☒ 1st Curve ☐ 2nd Curve ☐ Symmetric

Moment: ☒ Y-Axis ☐ Z-Axis

Interaction Curves:

	My(+)		My(-)	
	P/Pmax	M/MYy,max	P/Pmax	M/MYy,max
E(+)	1.000000	0.000000	1.000000	-0.000000
D(+)	0.800000	0.300000	0.800000	-0.300000
C(+)	0.600000	0.600000	0.600000	-0.600000
B(+)	0.400000	0.800000	0.400000	-0.800000
A(+)	0.200000	0.900000	0.200000	-0.900000
O	0.000000	1.000000	0.000000	-1.000000
A(-)	-0.200000	0.900000	-0.200000	-0.900000
B(-)	-0.400000	0.800000	-0.400000	-0.800000
C(-)	-0.600000	0.600000	-0.600000	-0.600000
D(-)	-0.800000	0.300000	-0.800000	-0.300000
E(-)	-1.000000	0.000000	-1.000000	-0.000000

Directional Properties of Pushover Hinge : Eurocode 8 : 2004

Input Method: ☒ Auto-Calculation ☐ User Input

Properties: ☐ Symmetric ☒ Asymmetric

Class of cross section: ☒ Auto **hapi 7** ☐ Class1 ☐ Class2 ☐ Class3

Primary Curve:

	M/MY	D/DY
E	-0.2	-12
D	-0.2	-9
C	-1.001	-9
B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.001	9
D	0.2	9
E	0.2	12

Yield Strength (MY): $(+)$ 100 $(-)$ 100 10^4 cm

Yield Rotation (DY): $(+)$ 1 $(-)$ 1 [rad]

Compliance Criteria: $(+)$ 2 $(-)$ 2 10^4 cm $(+)$ 7 $(-)$ 7 10^4 cm $(+)$ 9 $(-)$ 9 10^4 cm

Initial Stiffness: ☒ EI/L ☐ $3EI/L$ ☐ $2EI/L$

☐ User $(+)$ 0 $(-)$ 0 10^4 cm

☐ Elastic Stiffness: to Settings to activate

Figura 61 Pushover Hinge Properties-hapi 3b (definimi i nyjeve për shtyllë)

Add/Modify Pushover Hinge Properties

Name: **Beam hapi 1** Description:

Element Type
☒ Beam/Column ☐ Wall (CRB)
☐ Truss ☐ General Link ☐ Point Spring Support

Material Type
☐ RC / SRC (encased)
☒ Steel / SRC (filled)
☐ Masonry

Definition **hapi 2**
☒ Moment - Rotation (M-Theta)
☐ Moment - Curvature (M-phi Lumped)
☐ Consider Hinge Length
☐ Moment - Curvature (M-phi Distributed)

Integration Point

Interaction Type
☒ None ☐ P-M in Status Determination ☐ P-M-M in Status Determination

Component Properties

Component	Hinge Location	Skeleton Curve	Properties...
☐ Fx	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☐ Fy	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☒ hapi 3 Fz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☐ Mx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
☐ My	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	hapi 4 Properties...
☐ Mz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...

Yield Surface Properties... Masonry Properties...

OK Cancel Apply

Figura 62 Pushover Hinge Properties-hapi 3c (definimi i nyjeve për trarë)

Directional Properties of Pushover Hinge : Eurocode 8 : 2004

Input Method
☒ Auto-Calculation **hapi 5** ☐ User Input

Properties

Type
☐ Symmetric ☒ Asymmetric

Class of cross-section **hapi 6**
☒ Auto ☐ Class1 ☐ Class2 ☐ Class3

Primary Curve

	M/MY	D/DY
-E	-0.2	-12
-D	-0.2	-9
-C	-1.001	-9
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.001	9
D	0.2	9
E	0.2	12

Yield Strength (MY)
 (+) (-)
 100 100 kN*cm

Yield Rotation (DY)
☐ User Defined
 (+) (-)
 DY 1 1 [rad]

Compliance Criteria

	(+)	(-)
Damage Limitation (DL)	2 DY [rad]	2 DY [rad]
Significant Damage (SD)	7 DY [rad]	7 DY [rad]
Near Collapse (NC)	9 DY [rad]	9 DY [rad]

Initial Stiffness
☒ 6EI/L ☐ 3EI/L ☐ 2EI/L
☐ User (+) 0 (-) 0 kN*cm
☐ Elastic Stiffness :

hapi 7

OK Cancel

Figura 63 Pushover Hinge Properties-hapi 3d (definimi i nyjeve për trarë)

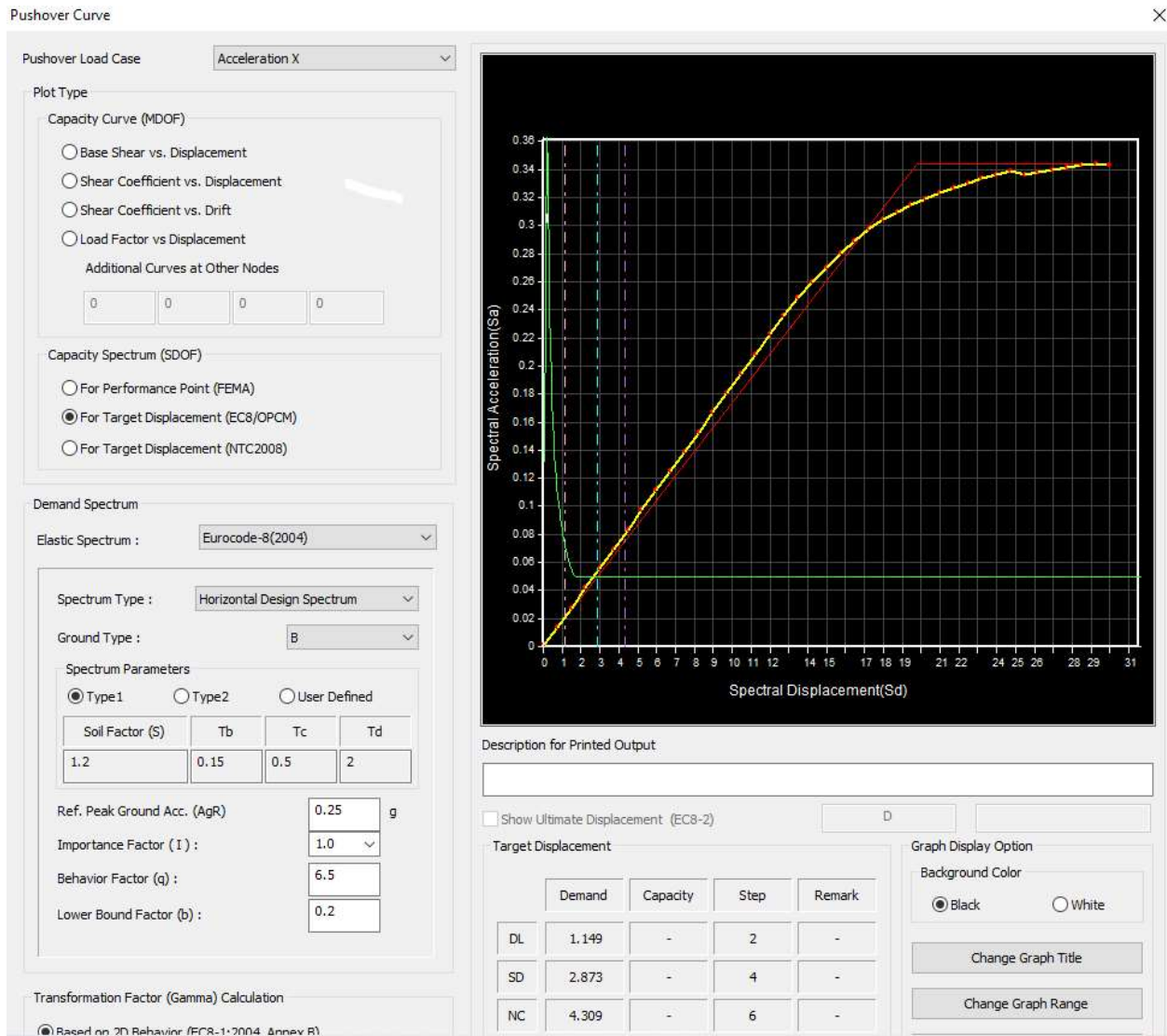


Figura 64 Pushover Curve- Kurba nga Pushover

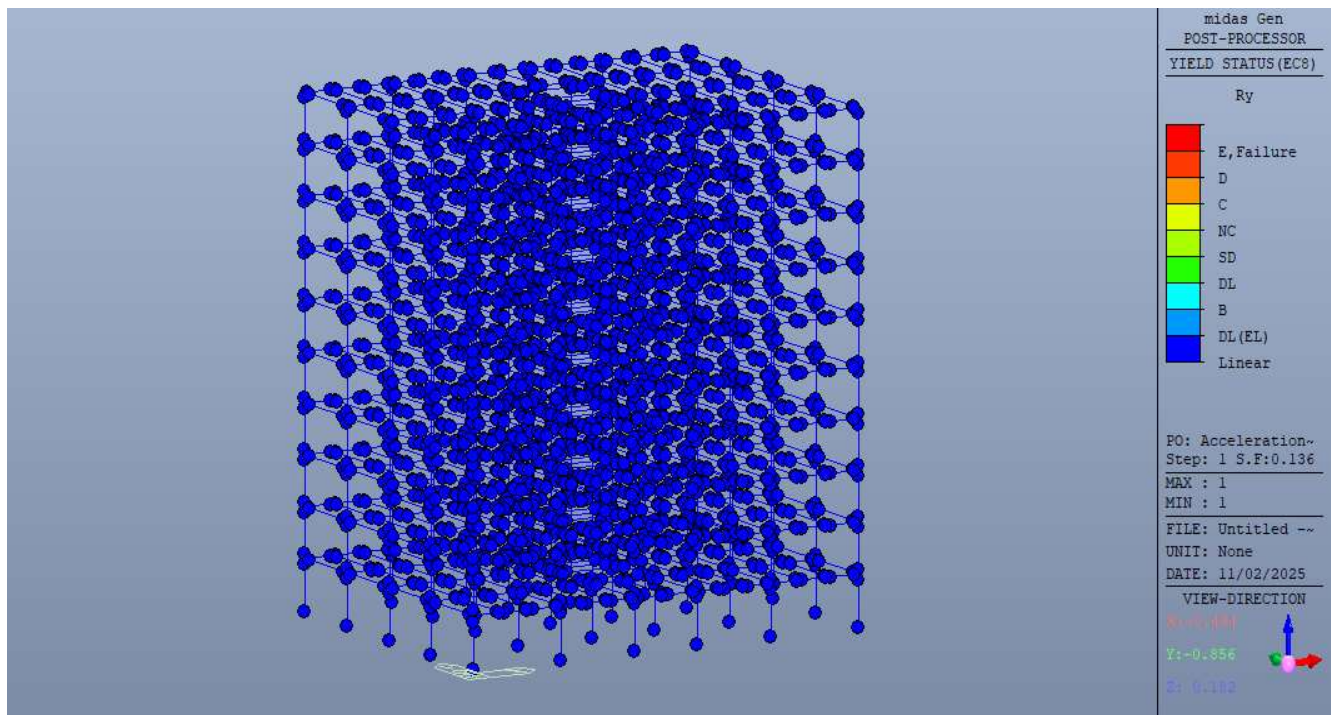


Figura 65 Shpërndarja e nyjeve plastike në të gjithë strukturën nga analiza Pushover- hapi 1

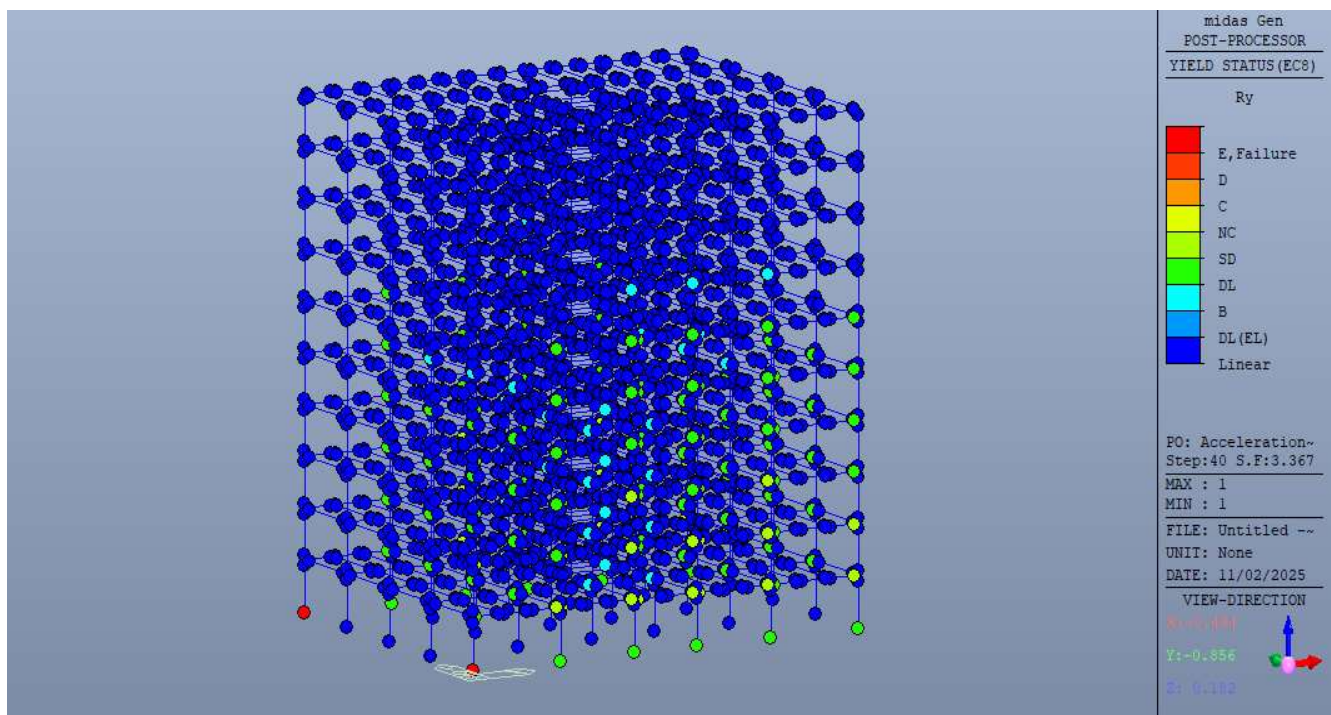


Figura 66 Shpërndarja e nyjeve plastike në të gjithë strukturën nga analiza Pushover- hapi 40

Siç shihet nga figurat nr.65 dhe nr.66 çernierat plastike formohen në trarë, në vendbashkimet tra-shtyllë, mirëpo jo te shtylla. Çerniera formohet në bazën e ramës, por kjo është në përputhje të plotë me kriterin e projektimit për ramat moment-resiztuese (MRF).

Sipas EC8, p.6.6.1 (1) P Ramat moment-rezistuese (MRF) duhet projektuar ashtu që çerniera plastike të formohen në trarë ose në bashkimet e trarëve me shtylla, por jo në shtylla, në përputhje me 4.4.2.3. Kjo kërkesë hiqet për bazën e ramës, për katin e sipërm të ndërtesave shkumëkatëshe dhe për ndërtesat njëkatëshe.

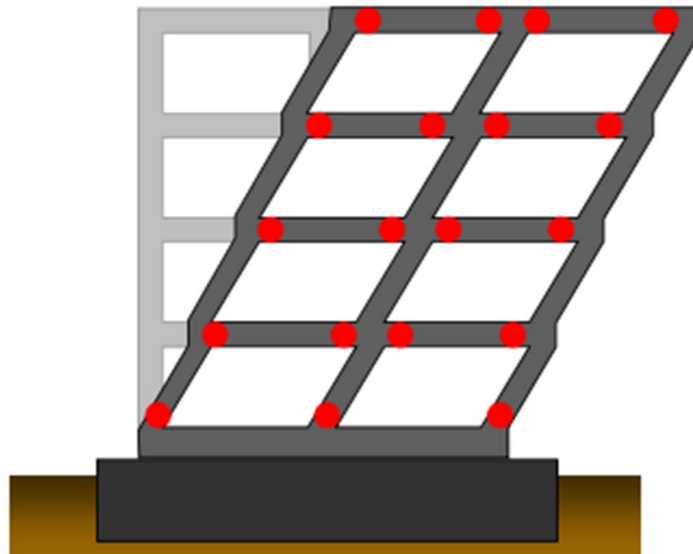


Figura 67 Formimi i çernierave plastike sipas MRF

Zona disipuese (the dissipative zones) kryesisht duhet të paraqiten në çernierat plastike të trarëve ose nyjet tra-shtyllë.

Zona disipuese në shtylla mund të paraqitet në:

- në bazën e ramit (lidhja me themel)
- në kreun e shtyllës të katin më të lartë të objektit shumëkatësh

7. Rekomandimet

Inxhinieria sizmike si një nga degët e inxhinierisë, synon që të zbusë rrezikun nga tërmetet duke pasë parasysh ndër të tjerash dy objektivat kryesore. Objektivi i parë që të parashikojë pasojat nga tërmetet e forta në zona urbane. Objektivi i dytë është që të projektojë, të ndërtojë dhe të mirëmbajë struktura të qëndrueshme dhe stabile nga tërmetet. Objektivin e dytë e kanë parasysh inxhinierët strukturistë të cilët bëjnë përpjekje për zgjidhje sa më të favorshme.

Duke marrë parasysh pjesët dhe analizat teorike, rregullat e projektimit të konstruksioneve metalike në zona që kanë sizmicitet, rekomandohet që projektimi të bazohet në kombinimin e kërkesave që shtrohen nga Eurokodi 3 dhe Eurokodi 8. Përvetësimi i sistemit mbajtës varet nga disa faktorë duke marrë parasysh rregullësinë gjeometrike dhe strukturore të objektit, ashtu që efektet e torizionit të jenë minimale. Rekomandohet që nyjet e strukturës të projektohen si dhe të detajohen më kujdes, pasi ato janë pikat kritike për sigurinë dhe performancën sizmike të strukturës. Nyjet janë shkaktarë të shumë dëmtimeve serioze nga tërmetet që kanë ndodhur, andaj duhet që t'i kushtohet vëmendja e duhur.

Rekomandohet që të bëhet përdorimi i analizave të avancuara (analiza modale spektrale, analiza pushover). Kjo bëhet edhe më e nevojshme atëherë kur kemi objekte me rëndësi të veçantë ose ato të cilat kanë konfiguracion të parregullt. Përveç rezistencës së elementeve, duhet të bëhet kontrolli e zhvendosjeve të ndërkateve si dhe të bëhet kufizimi i dëmtimeve jostrukturore.

8. Përfundimet

Projektimi i strukturave metalike në zona sizmike është sfidë komplekse inxhinierike e cila kërkon zbatimin strikt të standardeve. Për shkak të vetive që ka çeliku, sidomos duktilitetit të lartë dhe aftësisë për disipim të energjisë, rezulton që ai është material i përshtatshëm për ndërtimin në zona ku ka aktivitet sizmik. Është material homogjen dhe lejon formimin e nyjeve plastike.

Rregullat nga Eurokodi 8 ofrojnë zgjidhje dhe detaje për projektim sizmik, e cila ngrit nivelin për sigurinë e njerëzve si dhe për të kufizuar dëmet strukturore. Zbatimi i rregullave të Eurokodit 8, garanton sigurinë e strukturës (një prej parimeve thelbësore, aplikimi i “shtyllë e fortë-tra i dobët”). Rëndësi ka për vetësimin e sistemit struktural, detajet konstruktive të lidhjeve si dhe zbatimi i tyre në ekzekutim. Me anë të përzgjedhjes së sistemit të duhur struktural, plotësohet kërkesa për zhvendosje të kontrolluar. Detajimi i lidhjeve qoftë me bulona apo saldim është pikë kritike në struktura. Me anë të projektimit të tyre lejohet formimi i çernierave plastike në pikat e caktuara (trarë), pa humbur stabilitetin e përgjithshëm të objektit.

Për të pasur një projekt të mirëfillt të strukturave metalike në zonat sizmike, kërkohet zbatim rigoroz i standardeve të projektimit të cilat janë thelbësore për siguri, ekonomikisht të arsyeshme si dhe qëndrueshmëri ndaj veprimeve sizmike. Poashtu një projekt i mirëprojektuar, mbetet i tillë vetëm në letër nëse nuk ka kujdes në zbatimin e tij. Andaj kërkohet kontrollë rigoroze për cilësi, duke filluar nga faza e prodhimit në fabrikë e deri te montimi në punishte. Mënyra e saldimit (në fabrikë ose në vendpunishte), shtërngimi i bulonave poashtu.

Së fundmi, si edhe fushat tjera edhe fusha e inxhinierisë sizmike vazhdimisht po ofron risi të reja në projektimin e strukturave edhe më komplekse. Orientimi për përdorimin e Projektimit të Bazuar në Performancë (Performance Based Design), përdorimi i teknologjisë së avansuar, izolatorëve sizmik vetëm sa rritë mbrojtjen e strukturave të çelikut. Kjo është e lidhur me dëmet minimale ekonomike që edhe pas një tërmeti, funksionaliteti i objektit të mos cënohet.

9. Referencat

1. **CEN European Standard** EN 1990: Eurocode- *Basis of structural design*
2. **CEN European Standard** EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-1: *General rules and rules for buildings*
3. **CEN European Standard** EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-8: *Design of joints*
4. **CEN European Standard** EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 1: *General rules, seismic actions and rules for buildings*
5. **Misin M**, *Bazat e inxhinirisë së tërmeteve- ligjerata të autorizuar*
6. **Markel B., Niko P., Enrico S., Shkëlzen B., Niko L., Arian L., Hektor., Neritan Sh.** Rregullat për projektimin e ndërtesave prej betoni bazuar në Eurokodin 8
7. **Raffaele L.** *Seismic design of steel structures*, 16 October 2014
8. **Raffaele L., Federico M., Dan D., L. Simões da Silva, M. D’Aniello** *Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas*, ECCS- European Convention for Constructional Steelwork, 1st Edition, 2017
9. **L. Simões da Silva, Rui S., Helena G.** *Design of steel structures*, ECCS- European Convention for Constructional Steelwork, 1st Edition, 2010
10. **Arton D.** *Mekanika e materialeve I*, Universiteti i Prishtinës “Hasn Prishtina”, 2022
11. **Mentor Ll.** *Arkitektura sizmike*, Asociacioni i Arkitektëve të Kosovës, 2012
12. **Lawrence M., John P.** *Structural design of steelwork to EN 1993 and EN 1994*, Butterworth-Heinemann 3rd Edition, 2008
13. **J.P. Jaspart, J.F. Démonceau, S. Renkin, M.L. Guillaume** *European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures*, ECCS- European Convention for Constructional Steelwork n°126, 1st edition 2009
14. **Valentinos N.** *Seismic design of steel building accordance to Eurocode 3 and 8*, Etabs manual, July 2013
15. **M.Veljkovic, L. Simões da Silva, R. Simões, F.Wald, J.-P.Jaspart, K.Weynand, D.Dulbină, R. Landolfo, P. Vila Real, H.Gervásio**, *Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings*, Publications Office of the European Union, 2015
16. **ASCE (American Society of Civil Engineers), FEMA 356**-*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, 2000
17. **Victor G. and Federico M.M**, *Seismic Design of Steel Structures*, Taylor&Francis Group, LLC, 2014
18. **Buick D. and Graham W.Owens (Steel Construction Institute), Steel Designers’ Manual**, Wiley-Blackwell (A John Wiley & Sons, Ltd., Publication), 7th Edition, 2012
19. **Chanakya A.**, *Design of Structural Elements 3rd Edition*, Taylor&Francis, 2009
20. **Midas GEN**, *Pushover Analysis- Advanced Webinar*
21. **Department of Civil Engineering- University of Minnesota**, *Synthesis of Design, Testing and Analysis Research on Steel Column Base Plate Connections in High-Seismic Zones*, October 1, 2005