



UNIVERSITETI I PRISHTINËS  
"HASAN PRISHTINA"  
UNIVERSITY OF PRISTINA  
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY  
Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e "Fakulteteve Teknike", 19000 Prishtinë, Kosovë  
Tel: +383 38 554 899 URL: <https://fin.uni-pr.edu> e-mail: [fin@uni-pr.edu](mailto:fin@uni-pr.edu)

Ref. nr.

869/2

Prishtinë 22/04/2024

Formular F3

## RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS MASTER

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	2667/1	Date	25.07.2022
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	<i>Prof.Dr. Naser Kabashi</i>	Kryetar	
	2.	<i>Prof.Asoc.Dr. Misin Misini</i>	Mentor	
	3.	<i>Prof.Ass. Dr. Hajdar Sadiku</i>	Anëtar	
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	<b>VERIFIKIMI I SIGURISË SIZMIKE TË STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR</b>			
Vlerësimi i dorëshkrimit				
<p>Vlerësim i dorëshkrimit:</p> <p><b>"VERIFIKIMI I SIGURISË SIZMIKE TË STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR"</b> të kandidatit Arbër Hajra, Bachelor i ndërtimtarisë–drejtimi Konstruktiv.</p> <p>Bazuar në detyrën e parashtruar në raportin e projekt propozimit dhe punën e realizuar nga kandidati paraqesim këtë:</p> <p style="text-align: center;"><b>R A P O R T</b></p> <p>Punimi Master, me titull: <b>"VERIFIKIMI I SIGURISË SIZMIKE TË STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR"</b>, i përgatitur nga Arbër Hajra, Bachelor i ndërtimtarisë, përmban gjithsej 110 faqe të shkruara, ku përfshihen edhe figurat, tabelat dhe diagramet. Në fund të punimit prezantohet literatura e përdorur, ku janë të përfshira 13 burime të ndryshme.</p>				



Ref. nr. \_\_\_\_\_

Prishtinë \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

## I. Analiza e punimit

Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në tetë kapituj. Në pjesën e titulluar "Elemente të sizmologjisë" jepen njohuri mbi shkaqet dhe përhapja e tërmeteve nga këndvështrimi inxhinierik. Aty janë treguar vlerësimet sizmike duke iu referuar magnitudës dhe energjisë së tërmeteve si dhe intensitetit dhe shkallëve sizmik.

Kapitulli i dytë i punimit i është kushtuar rolit dhe kërkesave specifike në situatat e projektimit nga Eurokodit 8. EN 1998 përmban vetëm ato dispozita, të cilat, së bashku me dispozitat e Eurokodeve të tjera, duhet patjetër të respektohen gjatë projektimit të strukturave në zona sizmike. Në këtë këndvështrim, EN 1998 plotëson Eurokodet e tjera.

Njohuritë mbi veprimin sizmik dhe spektrat e projektimit janë prezantuar në kapitullin e tretë. Aty janë treguar vlerësimet sizmike duke iu referuar kushteve të truallit, faktorit të rëndësisë si dhe kriterëve për rregullsinë strukturore. Kjo pjesë analizon, sidomos, vlerësimin sizmik duke iu referuar kryesisht terminologjisë dhe metodologjisë të spektrave të projektimit sipas Eurokodit 8.

Kapitulli i katërt i punimit i është kushtuar rregullave të përgjithshme të projektimit të strukturave rezistente ndaj tërmetit. Kjo pjesë analizon parimet bazë të projektimit konceptual, uniformitetin, simetrinë, elementet sizmike parësore dhe dytësore si dhe kriteret





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](mailto:fin@uni-pr.edu)

Ref. nr. \_\_\_\_\_

Prishtinë \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

për rregullsisë në plan dhe lartësi të strukturës. Kjo pjesë analizon, sidomos, kriteret e konceptimit të modeleve llogaritëse dhe rekomandimet përkatëse për vlerësimin e analizës sizmike të një strukture të caktuar.

Njohuritë mbi verifikimet e sigurisë, kufijtë e aplikimit të tyre dhe aspekti ekonomik që rezulton nga zgjerimi i kufijve të aplikimit, është prezantuar në kapitullin e pestë. Aty janë treguar vlerësimet sizmike dhe verifikimet që lidhen me kushtin e rezistencës si dhe kushtin e duktilitetit lokal dhe global.

Në kapitullin e gjashtë të punimit janë paraqitur rregullat specifike për struktura nga betoni i armuar. Kjo pjesë analizon konceptet dhe kriteret e projektimit për klasën e mesme të duktilitetit si dhe klasën e lartë të duktilitetit. Aty janë treguar njohuritë mbi verifikimet e sigurisë, kufijtë e aplikimit të tyre dhe aspekti ekonomik që do të rezultonte nga zgjerimi i kufijve të aplikimit. Përmbajtjen kryesor të këtij kapitulli e përmbajnë Informacionet përkatëse dhe identifikimi i parametrave të cilat ndikojnë në marrëdhëniet duktilitet-rezistencë dhe që karakterizojnë procedurën e Projektimit sipas Kapaciteteve.

Mbi bazën e formulimeve të dhëna, në kapitullin e shtatë, është analizuar një shembuj karakteristikë i një strukture nga betoni i armuar me lartësi P+4, ku vlerësohen parametrat të cilat ndikojnë në sjelljen sizmike të elementet e strukturave nga betoni i armuar.



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](mailto:fin@uni-pr.edu)

Ref. nr. \_\_\_\_\_

Prishtinë \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

## Vlerësimi dhe Propozimi i Komisionit

### Vlerësimi:

Në bazë të analizës së punimit master, Komisioni vlerëson se kandidati me sukses shtjellon problematikën e vlerësimit sizmik të strukturave shumëkatëshe nga betoni armuar.

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.

Konkluzionet/përfundimet e dhëna në fund të punimit, Komisioni i konsideron si mjaft të rëndësishme. Po ashtu, 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.





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](mailto:fin@uni-pr.edu)

Ref. nr. \_\_\_\_\_

Prishtinë \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

### Propozim:

Komisioni për vlerësimin e punimit master me titull :  
**"VERIFIKIMI I SIGURISË SIZMIKE TË STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR"**, të kandidatit Arbër Hajra, 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, 19.04.2024

Komisioni:

Prof. dr. Naser Kabashi, kryetar

Prof. Asoc.dr. Misin Misini, mentor

Prof. Ass.dr. Hajdar Sadiku, anëtar

Pranuar me: 14.03.2024			
Nj org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	613/1	—	—

## ABSTRACT

The following paper is intended to provide a more detailed overview of reinforced concrete structures design based in EC-8.

The work will be carried out by making a scientific understanding of the design phases of the structure, and the main part of this study, that is verifications of seismic security of reinforced concrete structures.

Besides the Eurocodes (mainly EC-8) there is also a large number of international literature which has brought a wider understanding and more detailed clarification of the problems presented.

The study will also use a numerical example, which represents the study of a high-rise reinforced concrete structure, equivalent system combined with walls, which will be analyzed through ETABS 20.0 software.

Special attention will be paid to the specification of the design concept according to capacities, that represents a key understanding of seismic design of structures.

It is intended to reach some recommendations which should be of benefit to all colleagues in this field, and will make scientific advancement rights during the design of reinforced concrete structures.



Pranuar me: 14.03.2024			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vite
06	613/1	-	-

## ABSTRAKT

Punimi i mëposhtëm ka për qëllim që të ofron një pasqyrë më të detajizuar të projektimit të strukturave nga betoni i armuar duke u bazuar në EC-8.

Punimi do të realizohet duke ofruar një kuptim shkencor mbi fazat e projektimit të strukturës, si dhe pjesës kryesore të këtij hulumtimi, që përbëhet nga verifikimet e sigurisë sizmike të strukturave nga betoni i armuar.

Përpos Eurokodeve (në veçanti EC-8) është konsultuar edhe një numër i madh i literaturës ndërkombëtare, e cila ka sjellur një kuptim më të gjerë dhe sqarim më të hollësishëm të problematikave të paraqitura.

Punimi do të përbëhet edhe nga një shembull numerik, që paraqet studimin e një strukture shumëkatëshe beton-arme, system ekuivalent i kombinuar me mure, i cili do të analizohet përmes softwerit Etabs 20.0.

Do ti kushtohet kujdes i veçantë sqarimit të konceptit të projektimit sipas kapaciteteve, që paraqet një kuptim kyç të projektimit sizmik të strukturave.

Synohet që të arrihet tek disa rekomandime të cilat do të ofrojnë një dobi për të gjithë kolegët e kësaj fushe, dhe do të ndihmojnë drejt avancimit shkencor gjatë projektimit të strukturave beton-arme.

**Universiteti i Prishtinës  
Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit  
Departamenti i Ndërtimtarisë  
Drejtimi Konstruktiv**



# **VERIFIKIMET E SIGURISË SIZMIKE NË STRUKTURAT NGA BETONI I ARMUAR**

**Punim diplome - Master**

**Mentori:  
Prof.Asoc.Dr. Misin MISINI**

**Kandidati:  
Arbër Hajra**

**Prishtinë, 2024**



## **ABSTRAKT**

Punimi i mëposhtëm ka për qëllim që të ofron një pasqyrë më të detajizuar të projektimit të strukturave nga betoni i armuar duke u bazuar në EC-8.

Punimi do të realizohet duke ofruar një kuptim shkencor mbi fazat e projektimit të strukturës, si dhe pjesës kryesore të këtij hulumtimi, që përbëhet nga verifikimet e sigurisë sizmike të strukturave nga betoni i armuar.

Përpos Eurokodeve (në veçanti EC-8) është konsultuar edhe një numër i madh i literaturës ndërkombëtare, e cila ka sjellur një kuptim më të gjerë dhe sqarim më të hollësishëm të problematikave të paraqitura.

Punimi do të përbëhet edhe nga një shembull numerik, që paraqet studimin e një strukture shumëkatëshe beton-arme, system ekuivalent i kombinuar me mure, i cili do të analizohet përmes softwerit Etabs 20.0.

Do ti kushtohet kujdes i veçantë sqarimit të konceptit të projektimit sipas kapaciteteve, që paraqet një kuptim kyç të projektimit sizmik të strukturave.

Synohet që të arrihet tek disa rekomandime të cilat do të ofrojnë një dobi për të gjithë kolegët e kësaj fushe, dhe do të ndihmojnë drejt avancimit shkencor gjatë projektimit të strukturave beton-arme.

## LISTA E SIMBOLEVE

$\mu$  - Duktilitetit

$\mu_\phi$  - Duktiliteti i disponushëm i kurbaturës

$\phi = 1/r$  - E anasjellta e rrezes së kurbaturës

$\mu_\theta$  - Faktor i duktilitetit të rrotullimit

$\mu_\varepsilon$  - quhet dhe duktilitet i materialit

$T_1$  - perioda themelore e ndërtesës

$T_c$  - perioda e kufirit të sipërm të degës (zonës) me shpejtim konstant në spektër

$\xi$  - Shuarja totale e strukturës

$\xi_{eq}$  - Shuarja ekuivalente

$\xi_{viskoze}$  - Shuarja viskoze

$E_s$  - Moduli i elasticitetit të çelikut

$E_c$  - Moduli i elasticitetit të betonit

$\varepsilon_c$  - Deformimi i betonit

$\varepsilon_c^*$  - Deformimi i betonit të shtrënguar

$\varepsilon_{cu}$  - Deformimi kufitarë i betonit

$\varepsilon_{cu}^*$  - Deformimi kufitarë i betonit të shtrënguar

$\rho_w$  - Përqindja e armimit tërthorë(stafave)

$f_y$  - Rezistenca e armaturës

$f_c$  - Rezistenca e betonit

$f_{ck}$  - Rezistenca karakteristike e betonit

$f_{ck,k}$  - Rezistenca karakteristike e betonit të shtrënguar

$f_{cd}$  - Rezistenca llogaritëse e betonit



$f_{cd,k}$  - Rezistenca llogaritëse e betonit të shtrënguar

$f_{yk}$  - Rezistenca karakteristike e armaturës (çelikut)

$f_{yd}$  - Rezistenca llogaritëse e armaturës(çelikut)

$f_{yw}$  - Rezistenca karakteristike e armaturës tërthore

$\omega_w$  - Raporti volumetrik mekanik i stafave

$\gamma_c$  - Koeficient i sigurisë së materialit për betonin

$\gamma_s$  - Koeficient i sigurisë së materialit për çelikon

$\gamma_G$  - Koeficient i sigurisë për ngarkesat e përhershme

$\gamma_Q$  - Koeficient i sigurisë për ngarkesat e përkohshme

$\nu$  - Forca e normalizuar

$N_{Ed}$  - Forca normale llogaritëse

$V_{Ed}$  - Forca prerëse llogaritëse

$M_{Ed}$  - Momenti i përkuljes llogaritëse

$\sigma_c$  - Sforcimi i betonit

$\sigma_s$  - Sforcimi i armaturës

$b_c$  - Gjerësia e seksionit të shtyllës së betonit

$b_o$  - Gjerësia e bërthamës së betonit

$h_c$  - Lartësia e seksionit të shtyllës së betonit

$h_o$  - Lartësia e bërthamës së betonit

$A_s$  - Sipërfaqja e armaturës gjatësore

$A_{sw}$  - Sipërfaqja e armaturës tërthore

$A_c$  - Sipërfaqja e betonit

$s_w$  - Hapi i stafave

$x_c$  - Lartësia e zonës së shtypur të betonit

$d$  - Lartësia e dobishme e seksionit

$D_o$  - Bërthama e betonit të seksionit rrethor të shtyllës

$D_c$  - Diametri i seksionit rrethor të shtyllës

$\alpha_n$  - Koeficienti i efektivitetit të shtrëngimit, raporti i sipërfaqes së bërthamës së betonit të shtrënguar.

$\alpha_s$  - Koeficienti i efektivitetit të shtrëngimit ndërmjet stafave fqinje.

$\beta$  - Amplifikatori i rezistencës

(1+K) – Amplifikatorë i rezistencës

$\sigma_2$  - Sforcimi anësor efektiv në shtypje sipas gjenjes së fundit kufitare (ULS)

$\sigma_3$  - Sforcimi anësor efektiv në shtypje sipas gjenjes së fundit kufitare (ULS)

$l_{cr}$  - Gjatësia kritike e shtyllës

$d_{bw}$  - Diametri i stafave

$d_{bL}$  - Diametri i armaturës gjatësore

DCL – Duktilitet i ulët

DCM – Duktilitet i mesëm

DCH – Duktilitet i lartë

$q_o$  - Faktori bazë i sjelljes

$q$  - Faktori i sjelljes



# PËRMBAJTJA

1. NJOHURI TË PËRGJITHSHME MBI PËRBËRJEN E TOKËS .....	1
1.1. Struktura e brendshme e Tokës .....	1
1.2. Teoria e zhvendosjes së kontinenteve dhe Teoria e pllakave tektonike .....	2
2. NJOHURI TË PËRGJITHSHME MBI TËRMETET.....	5
2.1. Klasifikimi i tërmeteve .....	5
2.2. Thellësia e tërmeteve .....	5
2.3. Valët sizmike .....	5
2.4. Identifikimi i vendndodhjes së tërmetit .....	7
2.4.1. Metoda e prerjes së tre rrathëve .....	7
2.5. Regjistrimi i lëvizjeve sizmike.....	8
2.6. Magnituda dhe energjia e tërmetit .....	9
2.6.1. Shkalla e Rihterit ( $M_L$ – Local Magnitude) .....	9
2.6.2. Shkallët e modifikuara .....	10
2.7. Intensiteti i tërmeteve dhe shkallët sizmike .....	11
2.8. Relacioni ndërmjet intensitetit, magnitudës dhe shpejtimit sizmik .....	13
3. ROLI DHE KËRKESAT NGA EC 8 .....	14
3.1. Qëllimi i EN 1998 dhe ndërlidhja me Eurokodet tjera .....	14
3.2. Gjendjet kufitare dhe situatat e projektimit .....	15
3.3. Kërkesat e performancës dhe kriteret e konformitetit.....	15
4. KUSHTET E TRUALLIT DHE VEPRIMI SIZMIK.....	18
4.1. Tipet e truallit.....	18
4.2. Veprimi sizmik.....	18
4.2.1. Paraqitja bazë e veprimit sizmik .....	19
4.2.2. Faktorët e rëndësisë dhe klasat e rëndësisë.....	19
4.2.3. Spektri horizontal i reagimit elastik .....	20
4.2.4. Spektri vertikal i reagimit elastik .....	22
4.2.5. Spektri i projektimit për analizën elastike .....	22
5.0 RREGULLA TË PËRGJITHSHME PËR PROJEKTIMIN E OBJEKTEVE REZISTENTE NDAJ TËRMETIT.....	24
5.1. Parimet bazë të projektimit .....	24
5.1.1. Thjeshtësia strukturore.....	24

5.1.2. Uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria (statike).....	25
5.1.3. Rezistenca dhe ngurtësia sipas të dy drejtimeve.....	27
5.1.4. Rezistenca dhe ngurtësia në përdredhje.....	27
5.1.5. Sjellja diafragmatike (e tipit “diafragmë”) në nivelin e katit.....	28
5.1.6. Themelet adekuate .....	29
5.2. Kriteret për rregullsinë strukturore .....	29
5.2.1. Kriete për rregullsinë në plan .....	29
5.2.2. Kriete për rregullsinë në lartësi .....	31
5.3. Koeficientët e kombinimit për veprimet e ndryshueshme .....	32
5.4. Modelimi.....	33
5.4.1. Kriete të përgjithshme .....	33
5.4.2. Efektet e përdredhjes aksidentale.....	34
5.4.3. Metodat e analizës.....	34
6.0 VERIFIKIMET E SIGURISË.....	37
6.1. Gjendja e fundit kufitare .....	37
6.1.1. Kushti i rezistencës .....	37
6.1.2. Efektet e rendit të dytë (efektet P-Δ).....	38
6.1.3. Kushti i duktilitetit global dhe lokal .....	39
6.1.4. Kushti i ekuilibrit .....	39
6.1.5. Rezistenca e diafragmave horizontale .....	40
6.1.6. Rezistenca e themeleve .....	40
6.1.7. Kushti i fugave sizmike .....	41
6.2. Kufizimi i dëmtimeve (DL – Damage limitation) .....	42
6.2.1. Kufizimi i drifteve të kateve .....	42
6.3. Masa të veçanta (Specific measures) .....	43
6.3.1. Projektimi.....	43
6.1.4. Themelet .....	44
6.1.3. Plani i sistemit të cilësisë .....	44
6.1.4. Pasiguritë e rezistencës .....	44
6.1.5. Pasiguritë e duktilitetit .....	44
7.0 RREGULLA SPECIFIKE PËR STRUKTURAT NGA BETONI I ARMUAR .....	45
7.1. Llojet e sistemeve strukturore.....	45

7.2. Kapaciteti disipues i energjisë .....	45
7.3. Klasat e duktilitetit .....	45
7.4. Faktorët e sjelljes për veprimet sizmike horizontale.....	46
7.5. Projektimi sipas kapaciteteve.....	47
7.6. Projektimi sipas DCL(Projektimi sipas Eurokodit 2) .....	47
7.7. Projektimi sipas DCM dhe DCH .....	47
7.8. Efektet projektuese të veprimit, verifikimet në ULS, detajimi për duktilitet lokal .....	47
7.8.1. Trarët.....	47
7.8.2. Shtyllat .....	53
7.8.3. Nyjet tra – shtyllë.....	58
7.8.4. Muret duktilë dhe muret e çiftuar .....	58
8.0. MODELIMI I STRUKTURËS .....	64
8.1. Karakteristikat gjeometrike.....	64
8.2. Rezultatet e fituara nga analiza e strukturës .....	70
8.2.1. Format e lëkundjeve.....	70
8.2.2. Periodat e lëkundjeve.....	72
8.2.3. Qendra e masës dhe qendra e shtangësisë.....	72
8.3. Verifikimet në gjendjen e fundit kufitare dhe verifikimet gjeometrike.....	73
8.3.1. Llogaritja e zhvendosjeve .....	73
8.3. Ndikimet në strukturë .....	77
8.4. Verifikimet ne ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje .....	85
8.5 Verifikimi ne prerje.....	89
8.6. Detajimi për duktilitet lokal .....	89
8.7. Shtyllat C1 dhe C2: Verifikimet e rezistencës në përkulje .....	91
8.8. Shtyllat C1 dhe C2: Verifikimet në prerje .....	92
8.9. Analiza statike jolineare (pushover) .....	98
9.0 PËRFUNDIMET.....	101
REFERENCAT.....	103



# 1. NJOHURI TË PËRGJITHSHME MBI PËRBËRJEN E TOKËS

## 1.1. Struktura e brendshme e Tokës

Njohja e strukturës së brendshme të Tokës është një nga parametrat kyç dhe më të rëndësishëm, që nevojitet për të kuptuar dhe shpjeguar aktivitetet sizmike (tërmetet). Prandaj në kapitullin e parë të këtij punimi do të flasim në lidhje me përbërjen e Tokës.

Duke u bazuar në vrojtimitet sizmologjike, Toka mund të ndahet në 3 shtresa kryesore, Korja e Tokës, Manteli dhe Bërthama. Secila nga to pastaj kanë nën-ndarjet e tyre.

Fillimisht, nga sipërfaqja e Tokës e deri në thellësinë 60km kemi Koren e Tokës. Pastaj vjen Manteli i cili shtrihet deri në thellësinë 2900 km, dhe ndahet në 2 pjesë: mantelin e sipërm (60÷80km) dhe mantelin e poshtëm (80÷2900km).

Përmes hulumtimeve është vërejtur se gjatë përhapjes së valëve sizmike nga manteli në kore, do të kemi një rënie të menjëhershme të shpejtësisë së tyre. Ky fenomen është i njohur si "diskontinuiteti i Mohoroviçit". Kufiri i shtresave kore – mantel njihet si "kufiri Mohoroviçit", ose shkurtimisht "kufiri Moho", i cili njëkohësisht paraqet bazën e kores tokësore, e cila është relativisht e hollë nën oqeanë dhe relativisht e trashë nën malet dhe vargmalet e larta.

Manteli është në gjendje të ngurtë, përveç pjesës së sipërme ku lënda zbutet dhe i afrohet pikës së shkrirjes.

Pjesa e sipërme e mantelit së bashku me koren e tokës, e përbëjnë litosferën, e cila mund të arrijë trashësi deri në 100km në rajonet e kontinenteve, dhe trashësi deri në 50km në oqeanë. Pas litosferës, gjendet astenosfera, e cila është shtresa e zbutur e lëndës së mantelit, dhe e cila arrin thellësinë deri në 700km.

Duke filluar nga thellësia 2900km e tutje, fillon Bërthama, e cila ndahet në bërthamën e jashtme dhe bërthamën e brendshme.

Bërthama e jashtme e cila nga vrojtimitet sizmologjike është vërtetuar të jetë në gjendje të lëngët, ka një trashësi prej 2200km. Ajo ka një densitet shumë më të lartë sesa manteli dhe korja ( $9900\div 12200\text{ kg/m}^3$ ). Përbëhet nga hekuri (rreth 80%), nikeli dhe elemente tjera. Temperatura e kësaj shtrese është  $\sim 4000\div 5700\text{ }^\circ\text{C}$ .

Bërthama e brendshme është në gjendje të ngurtë, dhe shtrihet deri në thellësinë 6378km, e cila paraqet qendrën e sferës tokësore. Densiteti i kësaj shtrese është ( $12600\div 13000\text{ kg/m}^3$ ). Përbëhet poashtu nga hekuri dhe nikeli si elemente kryesore, poashtu nga ari, platini, argjendi etj. Temperatura e kësaj shtrese vlerësohet të jetë  $\sim 5400\div 9800\text{ }^\circ\text{C}$ .

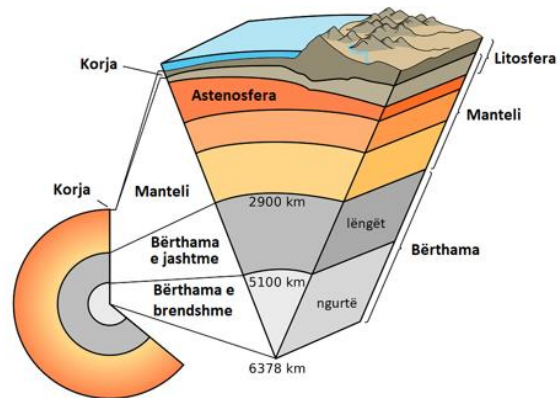
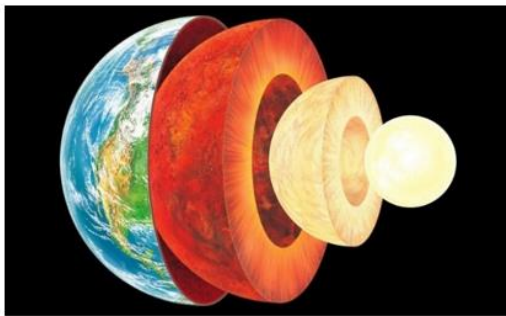


Figura 1. Përbërja dhe shtresat e Tokës

## 1.2. Teoria e zhvendosjes së kontinenteve dhe Teoria e pllakave tektonike

Në periudhën 1910-1925, meteorologu dhe gjeofizicenti Alfred Wegener publikoi një seri studimesh, nga të cilat kryesore është “Origjina e kontinenteve dhe oqeaneve” e vitit 1912. Gjatë analizimit të hartave, Wegeneri vërejti se kontinentet e Amerikës Jugore dhe Afrikës mund të përputheshin mes vete. Duke gjetur poashtu edhe mbetje të fosileve të njëjta në këto territore, ai erdhi deri tek supozimi se të gjitha kontinentet kishin qenë të bashkuara në një kontinent të vetëm para rreth 225 milion vjetësh, të cilin e quajti Pangjea. Sipas supozimit të tij, me kalimin e kohës kontinentet janë ndarë, dhe kjo paraqet “Teorinë e zhvendosjes së kontinenteve”.

E metë e kësaj teorie ishte se Wegeneri nuk arriti ta shpjegojë arsyen e kësaj lëvizjeje, prandaj edhe nuk u pranua nga masa e gjerë, megjithatë ajo do të hidhte hapat përfundimtar drejt një teorie gjithëpërfshirëse dhe të pranueshme nga të gjithë.

Teoria e zhvendosjes u rishfaq përsëri në vitet e 60-ta. Me zhvillimin e teknologjisë, dhe duke përmendur posaçërisht rolin që luajti gjeologu amerikan Harry Hess, erdhi deri tek teoria e pllakave tektonike. Sipas kësaj teorie, korja e tokës (litosfera) është e ndarë në 15 pllaka kryesore, të cilat lëvizin (notojnë) në drejtime të ndryshme ( $1 \div 10$  cm/vit) mbi shkëmbinjtë e butë të shtresës së mëposhtme (astenosferës).

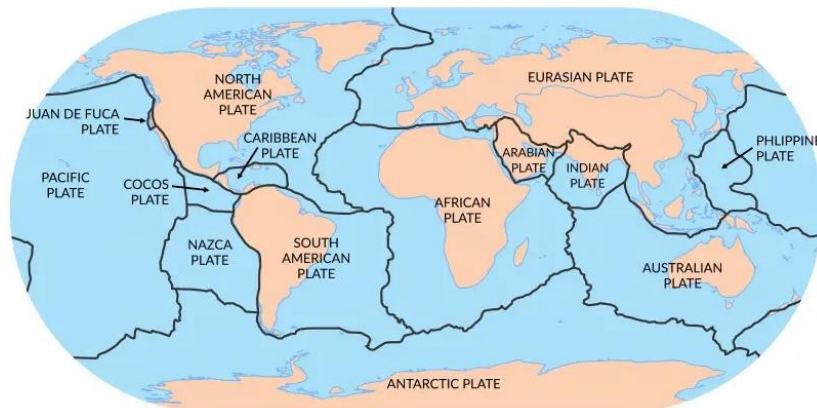


Figura 2. Pllakat tektonike

Këto pllaka lëvizin si rezultat i ngritjes së temperaturës së mantelit nga energjia radioaktive. Pasi që pllakat janë rigjide, ato do të deformohen vetëm në skajet e tyre, dhe kjo shpjegon faktin se shumica e tërmeteve ndodhin në kufirin mes pllakave, që ndryshe njihet edhe si rripi sizmik (Kanai 1983).

Lëvizjet e pllakave tektonike ndodhin përgjatë planeve me rezistencë relativisht të vogël, të cilat quhen plane të shkëputjeve tektonike. Si rezultat i këtyre lëvizjeve akumulohet një energji e madhe potenciale, që shoqërohet me rritjen e sforcimeve tektonike të masave shkëmbore. Gradualisht vjen çasti kur kapërcehet kufiri i rezistencës së materialit shkëmbor në zonat më të sforcuara të shkëputjeve tektonike dhe ndodh një thyerje e menjëhershme, duke shkaktuar në këtë mënyrë tërmetin. Pra, tërmeti nuk është gjë tjetër veçse proces i aktivizimit të një thyerje. Ai nuk e krijon thyerjen, vetëm e nxjerr atë në sipërfaqe, kurse në thellësi thyerja ka ekzistuar.

Thyerjet tektonike janë disa llojesh: zhvendosje horizontale, thyerje normale dhe mbihypje.

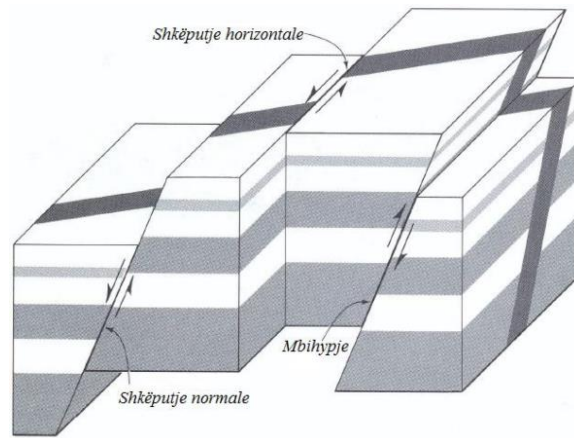


Figura 3. Thyerjet tektonike: zhvendosje horizontale, thyerje normale dhe mbihypje

Thyerja në vatrën e tërmetit përhapet gjatë një plani që quhet plani i shkëputjes tektonike.

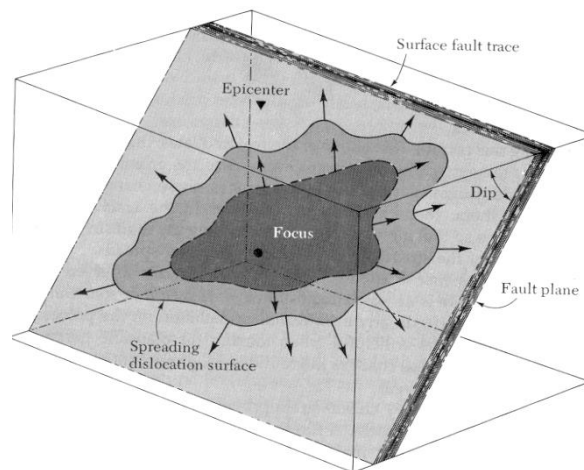


Figura 4. Plani i shkëputjes tektonike

Zona e lokalizuar ku fillon procesi i thyerjes së masave shkëmbore quhet hipoqendër, fokus apo vatër e tërmetit. Projektioni i saj në sipërfaqe quhet epiqendër (Fig.-5).

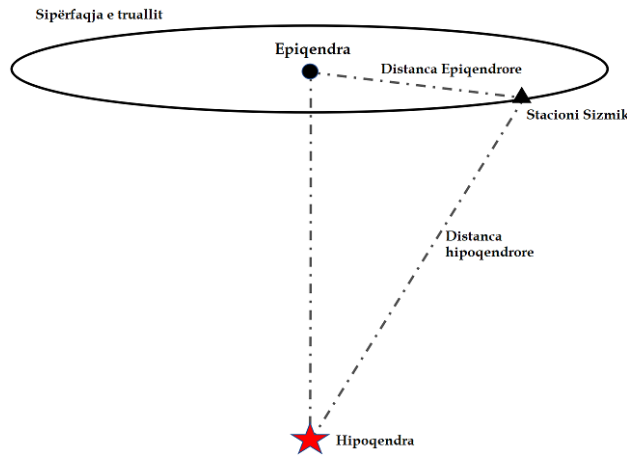
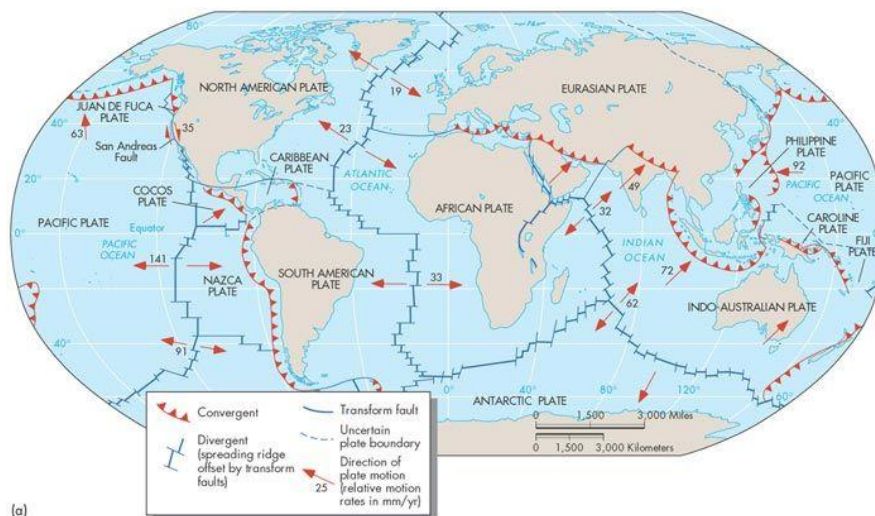


Figura 5. Hipoqendra dhe epiqendra e një tërmeti.

Varësisht nga drejtimit i lëvizjeve relative të dy pllakave fqinje, kufinj të mund të jenë:

1. Konvergjuet, kur pllakat "përplasen" me njëra-tjetrën. Në këtë rast mund të shkaktohet:
  - Kolizion dhe rrjedhimisht formim malesh.
  - Zhytje (subduksion), dmth përkuqje dhe zhytje e një pllake nën tjetrën. Nga kjo zhytje pllaka oqeanike asimilohet dhe konsumohet vazhdimisht.
2. Divergjuet, kur pllakat i largohen njëra-tjetrës. Në këtë rast në oqeanë shkaktohen të ashtuquajturit kufinjë konstruktivë dhe shfaqen riftet, ose kreshtat oqeanike. Në kufinj të divergjuet ndodh hapja në funde apo zgjerimi i oqeanëve. Prej andej dalin materiale mbushese (magma) që janë gati të rrjedhshme e plastike, burimi i të cilave është astenosfera.
3. Kufinj të në formën e thyerjeve të mëdha transformuese, kur pllakat lëvizin horizontalisht përkrah njëra tjetrës.



Copyright © 2005 Pearson Prentice Hall, Inc.

Figura 6. Pllakat tektonike konvergjuet dhe divergjuet



## 2. NJOHURI TË PËRGJITHSHME MBI TËRMETET

### 2.1. Klasifikimi i tërmeteve

Tërmetet mund të ndajmë në tri kategori: tërmete tektonikë (85%), vullkanikë (7%) dhe karstikë (3%). Tërmetet tektonikë shkaktohen nga lëvizja e pllakave tektonike. Tërmetet vullkanike janë ato që shoqërojnë lëvizjen e magmës. Tërmetet karstikë janë ato që shkaktohen nga shembjet e strukturave shkëmbore në zonat karstike. Janë tërmete të cekët të cilët përgjithësisht janë me magnitudë të vogël. Kur vatra e tërmetit është nën funddet apo fundoqean, në sipërfaqet ujore lindin disa valë të posaçme që do të përhapeshin në të gjitha drejtimet. Në këtë rast, me zvogëlimin e thellësisë detare, ndodh fenomeni i rritjes së amplitudës së valës. Këto valë sot quhen cunami që nga japonishtja do të thotë "valë porti".

### 2.2. Thellësia e tërmeteve

Në përgjithësi, shumica e tërmeteve (rreth 90%), ndodhin në pjesën e sipërme të Tokës, me thellësi vatre  $0 \leq H_F \leq 70\text{km}$ . Këto tërmete quhen tërmete normale. Vatrat e shumicës së tërmeteve që ndodhin në buzët e pllakave, kanë thellësi deri 20km; dhe quhen tërmete të cekët. Në zonat e subduksionit, ndodhin përveç tërmeteve të cekët, edhe tërmete me thellësi vatre  $70 \leq H_F \leq 300\text{km}$  që quhen tërmete të ndërmjetëm. Tërmetet e thellë paraqiten kur vatrat ndodhen në  $70 \leq H_F \leq 300\text{km}$  në thellësinë  $300 \leq H_F \leq 700\text{km}$ . Këto tërmete ndodhin shumë rrallë, kryesisht në brezin sizmik të Oqeanit Paqësor.

Sipas vlerësimeve sizmologjike, tërmete me thellësi mbi 700 km nuk mund të ndodhin, sepse në ato thellësi deformimet e vogla të materialeve nuk mundësojnë akumulime të konsiderueshme të energjisë potenciale.

### 2.3. Valët sizmike

Me rastin e ndodhjes së një tërmeti, energjia e cila çlirohet përhapet me anë të valëve sizmike në të gjitha drejtimet. Këto valë mund të klasifikohen si në vijim:

- Valë vëllimore - depërtojnë të gjithë globin
- Valë sipërfaqësore - përhapen gjatë sipërfaqes së Tokës

Valët vëllimore, fizikisht i ndajmë në:

- Valë gjatësore (longitudinale) ose siç quhen ndryshe valë primare dhe shënohen me P (nga latinishtja: primus - e parë).
- Valë tërthore (transversale) ose siç quhen ndryshe valë sekondare shënohen me S (nga latinishtja: secundus - e dytë).

Emërtimi i tyre si primare dhe sekondare nuk bëhet duke u bazuar se cila prej tyre ndodh e para, por në bazë të asaj se cila prej tyre arrin më parë të pajisja regjistruese.

Valë gjatësore (primare) shkaktojnë lëvizje të mjedisit (grimcave të tij) para e prapa në po atë drejtim që përhapet vala, duke shkaktuar shtypje dhe tërheqje.

Valët tërthore (sekondare) shkaktojnë lëvizje të mjedisit në drejtimin normal me drejtimin e përhapjes së valëve, duke shkaktuar kështu dukurinë e prerjes.

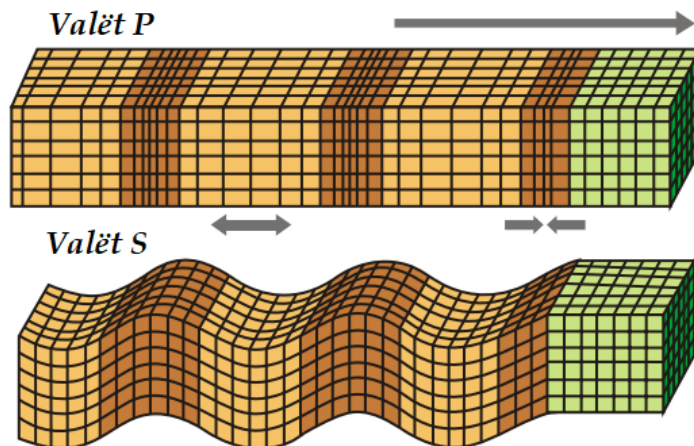


Fig.7 Valët primare (P) dhe valët sekondare (S)

Pas arrijtes së valëve vëllimore në sipërfaqen e tokës ato reflektohen, respektivisht gjenerojnë valët sipërfaqësore.

Valët sipërfaqësore i ndajmë në:

- Valët Rayleigh (R) - valë të tilla ku grimca ndjek një orbitë eliptike në një plan vertikal me drejtimin e përhapjes së valës
- Valët Love (Q) - valë tërthore të polarizuara në planin horizontal

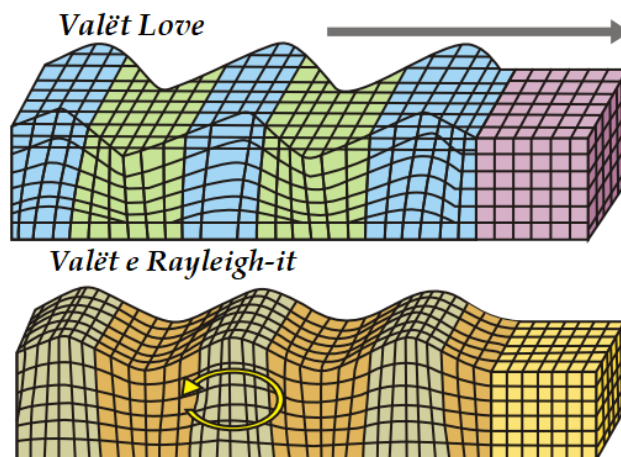


Figure 8. Valët Love dhe valët e Rayleigh-it

Valët R bëjnë që grimcat e materialit të lëvizin në plan vertikal në drejtimin e përhapjes së valëve sipas një elipse, duke shkaktuar dukurinë e shtypjes (tërheqjes) si dhe atë të prerjes.

Valët Q bëjnë që grimcat të lëkundën në planin horizontal, paralel me sipërfaqen e Tokës, dhe në drejtimin normal me atë të përhapjes së tyre. Këto valë shkaktojnë vetëm dukurinë e prerjes.

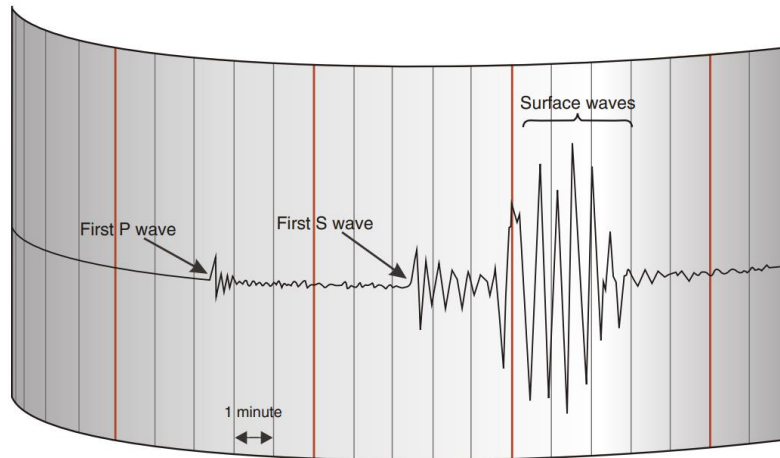


Figure 9. Regjistrimi i valëve sizmike në një seizmogram

## 2.4. Identifikimi i vendndodhjes së tërmetit

### 2.4.1. Metoda e prerjes së tre rrahëve

Valët sizmike të cilat shpërndahen në të gjitha drejtimet me rastin e tërmetit, regjistrohen në stacionet seizmografike në pjesë të ndryshme të botës. Koha e arritjes së valëve sizmike në secilin stacion dallon varësisht nga distanca e tyre prej vendndodhjes së tërmetit. Pasi që valët **P** dhe **S** kanë shpejtësi të ndryshme, ato do të arrijnë tek këto stacione në kohë të ndryshme. Në secilin stacion matet koha e saktë e arritjes së këtyre valëve, dhe llogaritet diferenca mes njëra tjetrës (Koha P-S). Përmes intervalit të arritjes së valëve P-S, mund të llogaritet distanca e epiqendrës së tërmetit. Kjo distancë pastaj shërben si rreze e një rrethi i cili vizatohet, dhe si qendër ka atë stacion seizmik ku është bërë regjistrimi. Ky proces duhet të përsëritet nga së paku 3 stacione të ndryshme, dhe pikëprerja e tyre e paraqet epiqendrën e tërmetit.



Figura 10. Përcaktimi i Epiqendrës së tërmetit

## 2.5. Regjistrimi i lëvizjeve sizmike

Instrumentet të cilat shërbejnë për regjistrimin e lëvizjeve dhe valëve sizmike ndahen në dy kategori kryesore:

- Sizmografët, të cilët regjistrojnë zhvendosjen e truallit si një funksion të kohës
- Akselerografët, të cilët regjistrojnë shpejtimin e truallit si një funksion të kohës

Regjistrimet të cilat realizohen përmes sizmografëve quhen sizmograma, dhe janë pjesë studimi për sizmologët. Akselerografët detektojnë edhe lëvizjet shumë të vogla, por në distancë jo shumë të madhe.

Regjistrimet që realizohen me anë të akselerografëve quhen akselerograma. Akselerografët zakonisht bëjnë regjistrime vetëm kur shpejtimi i truallit kapërcen një nivel të caktuar. Përdoren për regjistrimin e lëkundjeve të forta të truallit. Akselogramat janë të një rëndësie të veçantë për fushën tonë të studimit si inxhinierë të strukturës, pasi i shfrytëzojmë ato për të bazuar nivelin e mbrojtjes antisizmike të strukturave.

Akselografët janë më pak të ndjeshëm sesa seizmografët, mirëpo kanë një rreze detektimi më të madhe.

Akselografët regjistrojnë të dhënat për 3 drejtime të ndryshme (vertikal, veri-jug dhe lindje-perëndim).

Shkalla e dëmtueshmërisë së tërmeteve varet shumë nga amplituda e akselerogramave, përmbajtja frekuenciale e tyre si dhe nga zgjatshmëria në kohën e tërmetit.

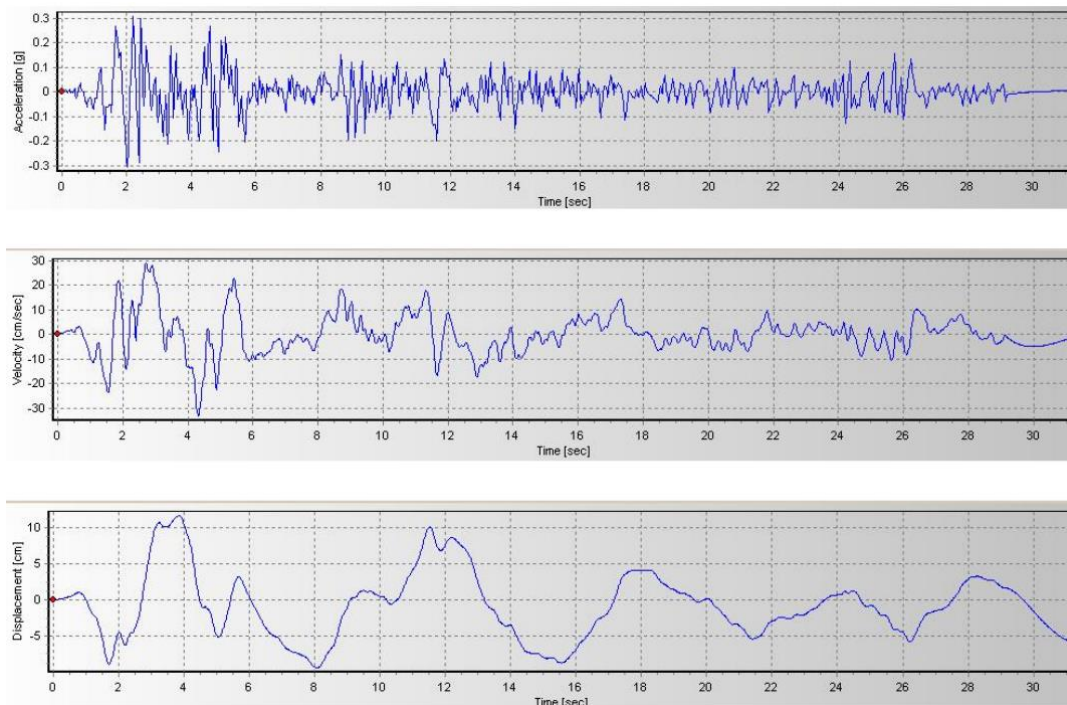


Figura 11. a) Akselerograma e komponentes veri-jug (N-S) të tërmetit EI-Centros; (b) diagramet për shpejtësi; (c) diagramet për zhvendosje



## 2.6. Magnituda dhe energjia e tërmetit

### 2.6.1. Shkalla e Rihterit ( $M_L$ – Local Magnitude)

Është një madhësi pa përmasa dhe jepet duke iu referuar "shkallës së Rihterit", sipas sizmologut amerikan i cili e ka përkufizuar dhe përdorur i pari këtë madhësi në vitin 1935.

Magnituda e tërmetit është një shkallë logaritmike me bazën 10 dhe shprehet si një amplitudë relative e valës sizmike krahasuar me një vlerë më të vogël të amplitudës referente. Prandaj, madhësia është thjesht një raport dhe jepet si një numër pa njësi.

Vlen të ceket se madhësia e tërmetit nuk rritet në mënyrë lineare me magnitudën. Për shembull, një tërmet me magnitudë 6 ka amplitudën e lëkundjes së tokës 10 herë më të madhe në krahasim me një tërmet të magnitudës 5. Energjia e liruuar nga tërmeti me magnitudë 6 është 31.6 herë më e lartë se ajo nga tërmeti me magnitudë 5.

Nëse marrim si referencë një kurbë  $\log A_0$  e cila i korrespondon një tërmeti të dobët (tërmet me magnitudë zero), magnituda  $M$  e një tërmeti tjetër me amplitudë  $A$ , përkufizohet si diferenca  $\log A - \log A_0$ , pra:

$$M = \log A - \log A_0$$

Vlerësimi i magnitudës mund të bëhet përmes shprehjes analitike të dhënë nga Rihteri:

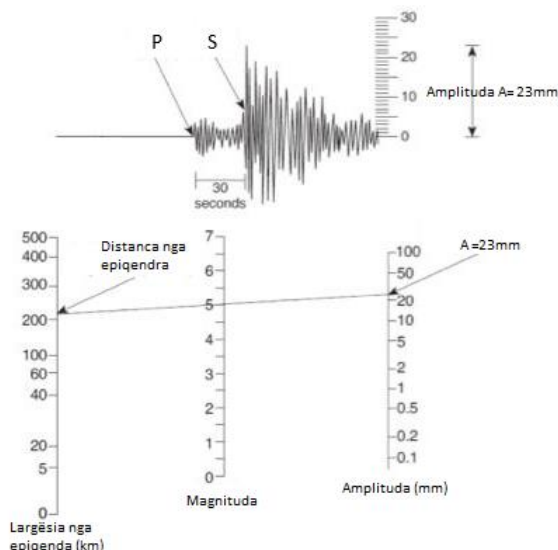
$$M = \log A + C_1 \log R + C_2$$

$A$  – Amplituda

$R$  - Largësia nga burimi sizmik deri në stacionin sizmik

$C_1$  dhe  $C_2$  - Koeficientë që marrin parasysh kushtet lokale

Llogaritja praktike e magnitudës  $M$  është e lehtë, dhe bëhet përmes grafikut të mëposhtëm:



Hapat e llogaritjes së magnitudës:

1. Përmes intervalit kohor mes valëve P dhe S gjendet largësia nga epiqendra e tërmetit.
2. Në sizmogramë matet amplituda ( $A=23\text{mm}$ )
3. Tërhiqet një drejtëz që bashkon vlerat e largësisë dhe të amplitudës. Pika ku pritet segmenti i mesëm, paraqet vlerën e magnitudës ( $M_L=5.0$ )

Magnituda është një formë shprehëse e energjisë  $E$  e cila lirohet nga tërmeti. Relacioni ndërmjet  $E$  dhe  $M$  mund të paraqitet me shprehjen:

$$\log E = 11.8 + 1.5M$$

Për ta bërë vlerësimin e sizmicitetit të një zone të caktuar, duhet të përdorim ligjin statistikor të Gutenbergut, i cili shpreshtësinë e tërmeteve e paraqet në funksion të magnitudës:

$$\log N(M) = a - bM$$

$N(M)$  – Numri i përgjithshëm i tërmeteve me magnitudë  $M$  brenda intervalit kohor që shqyrtohet

$a, b$  - Koeficientë që pasqyrojnë veçoritë sizmike të rajoneve

Përmes këtij relacioni, mund të gjendet ritmi mesatar ndodhjes së tërmeteve për një kohë të caktuar (zakonisht 1 vit), poashtu jepet edhe shpërndarja e mangitudave.

### 2.6.2. Shkallët e modifikuara

Me shtimin e numrit të stacioneve të seizmografëve nëpër botë, u bë e qartë se metoda e llogaritjes sipas shkallës së Rihterit kufizohej me distancën e paraqitjes së tërmetit, dhe për tërmete me magnitudë më të madhe se 6.5 nuk kishte rezultate të sakta. Kjo bëri që të zhvillohen metoda të reja të llogaritjes, ku hyjnë:

- Magnituda e valëve vëllimore ( $M_B$  – Body wave magnitude) – e cila bazohet në valët primare (P) dhe ato sekondare (S)
- Magnituda e valëve sipërfaqësore ( $M_s$  – Surface wave magnitude) – e cila bazohet në valët Love dhe ato të Rayleigh-it.
- Magnituda e momentit ( $M_w$  – Moment magnitude scale)

Në fund të viteve të 70-ta, u zhvillua Magnituda e momentit ( $M_w$ ) nga seizmologët Kanamori dhe Hanks, duke u bërë metoda më e përdorur për llogaritjen e magnitudës së tërmeteve të forta. Kjo metodë synoi përcaktimin e energjisë totale të liruar nga tërmeti, duke u fokusuar në llogaritjen e Momentit sizmik të tërmetit ( $M_0$ ). Ky moment paraqet zhvendosjen e thyerjes përgjatë sipërfaqes, i shumëzuar me forcën e cila ka shkaktuar këtë thyerje. Edhe kjo metodë paraqet magnitudën në shkallë logaritmike, prandaj për tërmete me magnitudë më të ulët jep rezultate të përafërta me metodat tjera.

Në vijim kemi paraqitur shpreshtësinë e paraqitjes së tërmeteve bazuar në magnitudën e tyre, si dhe tërmetet më të forta të regjistruara.

Tabela 1. Paraqitja mesatare e tërmeteve brenda vitit

Magnituda	Paraqitja mesatare brenda vitit
>8	1
7-7.9	17
6-6.9	134
5-5.9	1319
4-5.9	13000
3-3.9	130000
2-2.9	1300000

Tabela 2. Tërmetet me magnitudën më të lartë të regjistruara

Data	Lokacioni	Magnituda
22/05/1960	Valvidia, Kili	9.5
28/03/1964	Alaska Jugore, SHBA	9.2
26/12/2004	Oqeani Indian, Sumatra	9.1
11/03/2011	Tohoku, Japoni	9.1
04/11/1952	Kamchatka, Rusi	9.0

## 2.7. Intensiteti i tërmeteve dhe shkallët sizmike

Intensiteti shërben për matjen e shkallës së pasojave në njerëz, dëmtimit të strukturave dhe trojeve të ndërtimit (thyerje, çarje, rrëshqitje etj.). Këto dëmtime shprehen nëpërmjet shkallëve sizmike të intensitetit. Këto shkallë paraqiten me numra romakë, dhe secila shkallë ofron një përshkrim të përgjithshëm rreth pasojave të tërmetit.

Ka lloje të ndryshme të shkallëve të intensitetit, ku më kryesore prej tyre përmendim:

- Shkalla e modifikuar e Merkalit (MM), e cila paraqet një variantë të shkallës së Merkalit dhe përbëhet nga 12 nivele (ballë). Është modifikuar nga Wood dhe Neumann më 1931.
- MCS – Variantë tjetër e shkallës së Merkalit, të cilën e modifikuan autorët Cancani dhe Sieberg, përbëhet nga 12 nivele.
- MSK – Shkallë e formuar nga autorët Medvedev, Sponhauer, Karnik. Përbëhet nga 12 nivele. Bazë e EMS-1992 dhe EMS-98 që përdoren në Europë.
- Shkalla makrosizmike europiane (EMS) - Përbëhet nga 12 nivele, përdoret në Europë.
- Shkalla japoneze (JMA) – Përbëhet nga 7 nivele, përdoret në Japoni

Krahasimi ndërmjet këtyre shkallëve të ndryshme sizmike, mund të shihet në skemën në vijim:

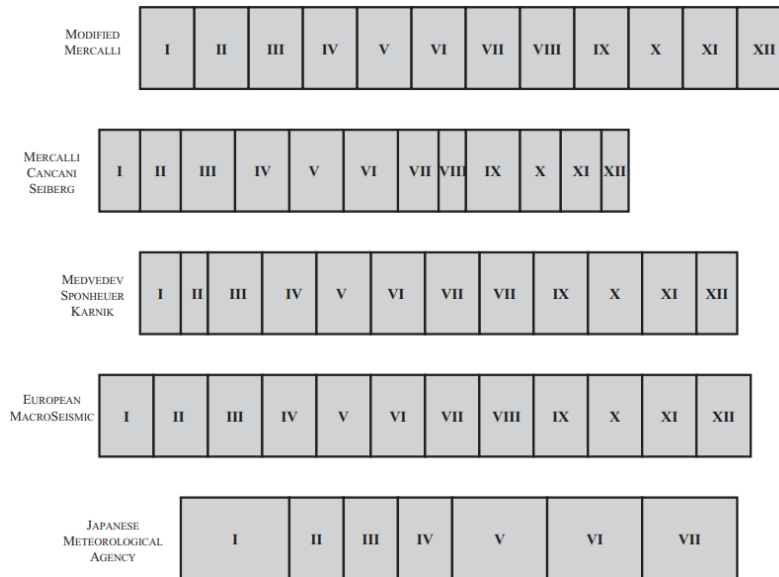


Figura 12. Krahasimi ndërmjet shkallëve sizmike

Tabela 3. Tërmetet me numrin më të madh të viktimave

12 Tërmetet me numrin më të madh të viktimave			
Vendi	Viti	Nr. i viktimave	Magnituda
Shangai, Kinë	1556	830,000	8.0
Kalkutë, Indi	1556	300,000	
Sumatra, Indonezi	2004	283,000	9.1
Tang Shan, Kinë	1976	242,000	7.8
Gansu, Kinë	1920	180,000	8.6
Mesina, Itali	1908	160,000	7.5
Tokio, Japoni	1923	143,000	8.3
Pekin, Kinë	1731	100,000	
Zhili, Kinë	1290	100,000	
Napoli, Itali	1693	93,000	
Muzafarabad, Pakistan	2005	86,000	7.6
Gansu, Kinë	1932	70,000	7.6

## 2.8 Relacioni ndërmjet intensitetit, magnitudës dhe shpejtimit sizmik

Nëse merren parasysh vlerat e propozuara nga studiuesi Karnik për Europë ( $a=0.5$ ;  $b=1.0$ ;  $c=0.35$ ), atëherë relacioni ndërmjet intensitetit dhe magnitudës jepet përmes shprehjes së thjeshtuar:

$$M = 0.5I_0 + \log h + 0.35$$

Ku:  $M$  - magnituda;  $I_0$  –intensiteti më i madh i tërmetit në epiqendrën e tij;  $h$  - largësia hipoqendrore në km,  $(a,b,c)$  - koeficient empirik që pasqyrojnë veçoritë e rajoneve.

Për ne si inxhinierë të ndërtimit, i rëndësishëm është shpejtimi sizmik. Relacioni mes shpejtimit horizontal  $a_g$  dhe intensiteti sizmik, të vlerësuar sipas shkallës MM, është dhënë nga Murphy dhe O'Brien më 1977:

$$\log a = 0.25I + 0.25$$



### 3. ROLI DHE KËRKESAT NGA EC 8

Eurokodi i cili përdoret gjatë projektimit antisizmik të strukturave është EC8. Ky Eurokod përbëhet nga 9 pjesë të ndryshme, secila nga to me aplikime dhe kërkesa të veçanta, ku përfshihen kërkesa të ndryshme gjatë projektimit, si dhe rregulla të veçanta për elemente strukturore dhe materiale të ndryshme (beton, çelik, materiale kompozite çelik-beton, dru, muraturë).

#### 3.1. Qëllimi i EN 1998 dhe ndërlidhja me Eurokodet tjera

EN 1998 aplikohet në projektimin dhe zbatimin e ndërtesave dhe veprave të Inxhinierisë civile në zonat sizmike. Qëllimi i tij është të sigurojë që në rast tërmetesh:

- të mbrohet jeta e njerëzve
- të kufizohen dëmtimet
- të mbeten funksionale strukturat e rëndësishme për mbrojtjen civile

EN 1998 përmban ato dispozita, të cilat së bashku me dispozitat e Eurokodeve të tjera, duhet patjetër të respektohen gjatë projektimit të strukturave në zona sizmike. Në këtë këndvështrim, EN 1998 plotëson Eurokodet e tjera.

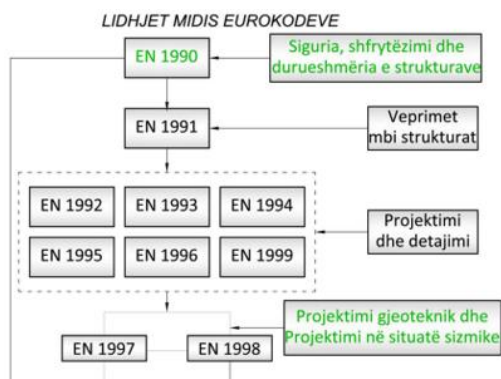


Figura 7. Lidhja e EN 1998 me Eurokodet tjera

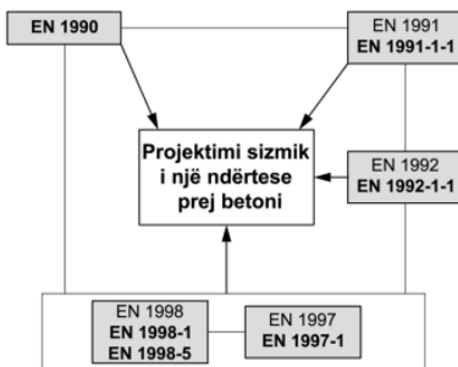


Figura 8. Lidhja e Eurokodit 8 me Eurokodet tjera, referuar projektimit sizmik të një ndërtese betoni

Figura vijuese tregon në mënyrë skematike një strukturë që i nënshtrohet veprimeve të përhershme, të përkohshme dhe aksidentale. Për situatën sizmike të projektimit veprimet përkatëse shumëzohen me zero (d.m.th. nuk përfshihen në kombinim me veprimin sizmik).

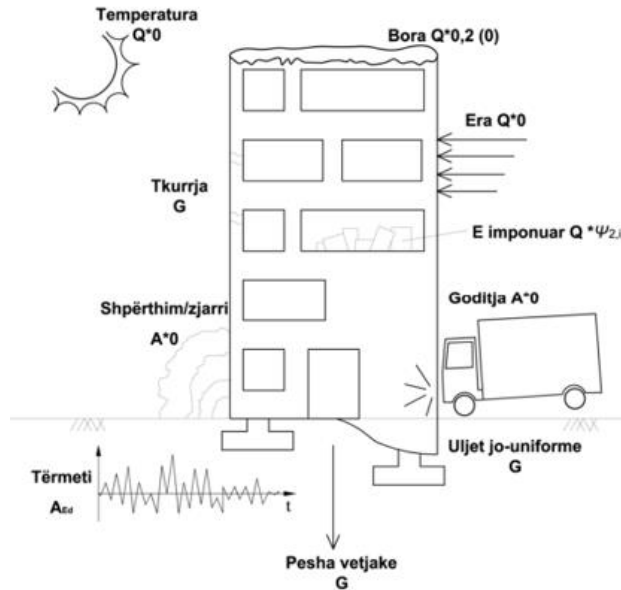


Figura 9. Veprimet në ndërtesa (në situatën sizmike të projektimit veprimet përkatëse shumëzohen me zero)

### 3.2. Gjendjet kufitare dhe situatat e projektimit

EN 1990 dallon dy kategori të gjendjeve kufitare:

1. Gjendjet kufitare të fundit që kanë lidhje me:
  - sigurinë e njerëzve
  - sigurinë e strukturës
2. Gjendjet kufitare të shfrytëzueshmërisë kanë lidhje me:
  - funksionimin e strukturës ose të elementëve strukturorë gjatë përdorimit normal;
  - komoditetin e njerëzve;
  - pamjen (paraqitjen) e veprës së ndërtimit;

Situatat e projektimit klasifikohen në:

- Situata të qëndrueshme projektimi, të cilat u referohen kushteve të përdorimit normal;
- Situata kalimtare projektimi, të cilat u referohen kushteve të përkohshme të ushtruara në strukturë, psh. gjatë zbatimit ose riparimit;
- Situata aksidentale projektimi, të cilat u referohen kushteve të jashtëzakonshme të ushtruara në strukturë ose ndaj ekspozimit të saj, p.sh. të zjarrit, shpërthimeve, goditjeve ose pasojave të shkatërrimit lokal;
- Situata sizmike projektimi, të cilat u referohen kushteve të ushtruara në strukturë, kur ajo u nënshtrohet ngjarjeve sizmike (tërmete).

### 3.3. Kërkesat e performancës dhe kriteret e konformitetit

Duke u bazuar në intensitet e tërmete, paraqiten edhe 2 kërkesa të veçanta të Eurokodit 8:

- **Kërkesa e mos shembjes (Për një tërmet të fortë)**

Kërkon që të mundësohet përballimi i një tërmeti të fortë e relativisht të rrallë që mund të ndodhë gjatë jetëgjatësisë së objektit, në mënyrë të tillë që të mos ketë dëmtime strukturore si përmbysje, rrëshqitje, shembje, shkatërrime globale apo lokale të ndërtesës, që do të ishin të rrezikshme sidomos për sigurinë e njerëzve. Projektimi duhet të sigurojë që pas tërmetit, struktura të ruajë akoma një integritet strukturor dhe kapacitet mbajtës të konsiderueshëm. Tërmeti që e plotëson këtë kriter kategorizohet si “tërmet i projektimit”, ndërsa projektimi i tillë bën pjesë tek "Projektimi sipas gjendjes së fundit kufitare", (ULS - Ultimate Limit State).

Si vlerë e rekomanduar për shpejtësinë e veprimit sizmik të projektimit apo shkurt tërmetit të projektimit jepet perioda e tij e përsëritjes,  $T_R=475$  vjet, ( $T_{NCR}=475$  vjet - për kërkesën e mos shembjes). Kjo vlerë i përgjigjet një probabiliteti të kapërcimit  $P_R=10\%$  në  $T_L=50$  vite, ( $P_{NCR}=10\%$ - për kërkesën e mos shembjes).

- **Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve (Për një tërmet të moderuar)**

Mundëson përballimin e tërmeteve të "moderuar", pra jo të fortë e relativisht të shpeshtë, duke lejuar disa deformime dhe dëmtime të kufizuara, të cilat nuk cenojnë kërkesat specifike të funksionit të ndërtesës. Projektimi i tillë njihet si "Projektim sipas gjendjes kufitare të shfrytëzimit apo funksionalitetit" (SLS - Serviceability Limit State). Sipas SLS, veçanërisht në strukturat e rëndësishme për mbrojtjen civile sistemi strukturor duhet të verifikohet përsa i përket rezistencës dhe ngurtësisë së mjaftueshme. Kjo në mënyrë që ato objekte dhe pajisjet e tyre t'i përgjigjen funksionit të shërbimeve jetësore në rastet e një emergjence sizmike.

Perioda e tij e përsëritjes, është më e ulët dhe e krahasueshme me jetëgjatësinë projektuese të përdorimit të strukturës,  $T_R=95$  vjet, ( $T_{DLR}=95$  vjet për kërkesën e kufizimit të dëmtimeve). Kjo vlerë i korrespondon një probabiliteti të kapërcimit  $P_R =10\%$  në  $T_L= 50$  vite, ( $P_{DLR}=10\%$ - për kërkesën e mos shembjes).

Në literaturën teknike trajtohet edhe mundësia e një veprimi sizmik shumë të madh, të jashtëzakonshëm, e “tërmetit maksimal të mundshëm”.

Gjatë projektimit të strukturave ndërtimore në rajonet sizmike, synohet një mbrojtje sa më e lartë ndaj tërmeteve të mundshme, duke kërkuar zgjidhje korrekte inxhinierike, por edhe të pranueshme nga ana ekonomike. Problemi qëndron pikërisht në caktimin e masës së dëmtimeve të pritshme, pra në nivelin e riskut sizmik që pranohet të merret.

Nivelet e performancës (treguesit përcaktues të reagimit të një ndërtese gjatë veprimit të tërmetit) të një ndërtese mund të renditen sipas rëndësisë së tyre, afër kolapsit:

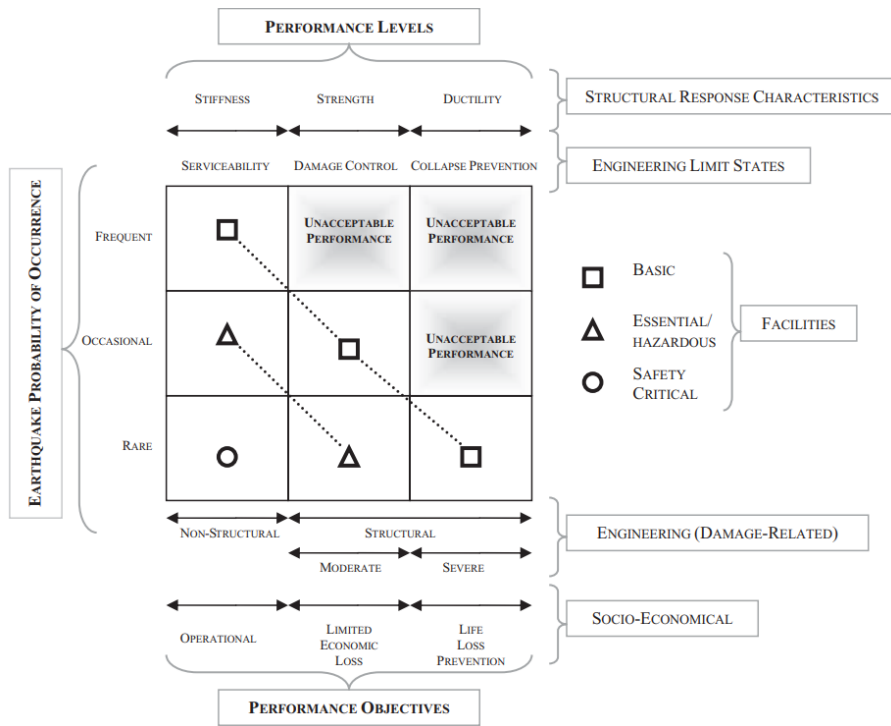


Figura 10. Niveli i performancēs

## 4. KUSHTET E TRUALLIT DHE VEPRIMI SIZMIK

### 4.1. Tipet e truallit

Hulumtimet përkatëse për kushtet e truallit na kanë sjellur në këtë kategorizim të tipeve të tyre:

Tabela 4. Tipet e truallit

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

### 4.2. Veprimi sizmik

Sipas EN 1998-1, rreziku i tërmetit paraqitet në funksion të një parametri të vetëm dhënë në hartat e zonimit sizmik, i cili është vlera e shpejtimit maksimal referencë në truall të tipit A,  $a_{gR}$ .



Shpejtimi maksimal referencë i truallit, për secilën zonë sizmike jepet bazuar në periudhën referencë të rikthimit  $T_{NCR}$  të veprimit sizmik referuar kërkesës së mosshembjes (ose probabilitetit referencë të kalimit në 50 vjet,  $P_{NCR}$ ) zgjedhur nga autoritetet përkatëse të secilit shtet.

Vlerat e rekomanduara për të dhënat hyrëse të veprimit sizmik që do të përdoren për Gjendjen e Fundit Kufitare (kërkesën e mosshembjes) janë:  $P_{NCR}=10\%$ ;  $T_{NCR}=475$  vite.

Për periudha tjera të rikthimit, të ndryshme nga ajo e referencës, shpejtimi projektues në truall të tipit A,  $a_g$ , është i barabartë me produktin e  $a_{gR}$  me faktorin e rëndësisë  $\gamma_I$  ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ ).

$a_g$  - shpejtimi projektues i truallit, i përcaktuar për  $P_{NCR}$  në  $T_{NCR}$  vite

$\gamma_I$  - faktori i rëndësisë

$a_{gR}$  - shpejtimi referencë maksimal (PGA) i truallit për  $P_{NCR}$  në  $T_{NCR}$  vite

#### 4.2.1. Paraqitja bazë e veprimit sizmik

Sipas EC 1998 veprimi sizmik në një pozicion të dhënë të sipërfaqes së dheut përfaqësohet nga një spektër reagimi elastik të pseudo-shpejtimeve, që quhet “spektri i reagimit elastik”.

- Forma e spektrit të reagimit elastik jepet e njëjtë për të dyja nivelet e veprimit sizmik; për kërkesën e mosshembjes (gjendja e fundit kufitare - veprimi sizmik projektues) dhe për kërkesën e kufizimit të dëmtimeve.
- Veprimi sizmik horizontal përshkruhet nga dy komponentë ortogonalë, të konsideruar si të pavarur dhe që përfaqësohen nga i njëjti spektër reagimi.
- Në rastet kur tërmetet që prekin një shesh ndërtimi gjenerohen nga burime mjaft të ndryshme, këshillohet të merret në konsideratë mundësia e përdorimit të më shumë se një prej formave të spektrave, me qëllim që veprimi sizmik projektues të përfaqësohet në mënyrë sa më adekuate. Në këto rrethana, normalisht do të kërkohen vlera të ndryshme të  $a_g$  për secilin tip spektri dhe tërmeti.
- Këshillohet që për struktura të rëndësishme ( $\gamma_I > 1,0$ ) të merren parasysh efektet amplifikuese topografike.

#### 4.2.2. Faktorët e rëndësisë dhe klasat e rëndësisë

Varësisht nga pasojat në jetë njerëzore me rastin e shembjes si dhe ndikimi në sigurinë publike dhe mbrojtjen civile në kohën menjëherë pas tërmetit, objektet ndahen në 4 klasa rëndësie, secila me faktorë të ndryshëm  $\gamma_I$ .

Tabela 5. Klasat e rëndësisë dhe vlerat korresponduese të  $\gamma_I$

Klasa e rëndësisë	Ndërtesat	$\gamma_I$
-------------------	-----------	------------

<b>I</b>	Ndërtesa të një rëndësie të vogël për sigurinë publike, p.sh. ndërtesa bujqësore etj.	0.8
<b>II</b>	Ndërtesa të zakonshme, që nuk u përkasin kategorive të tjera	1.0
<b>III</b>	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
<b>IV</b>	Ndërtesa, integriteti gjatë tërmetit i të cilave është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile, si p.sh. spitalet, stacionet e zjarrfikëseve, centralet energjetike etj.	1.4

### 4.2.3. Spektri horizontal i reagimit elastik

Kemi 2 tipe të spektrave, të cilat varen nga magnituda e tërmetit. Tipi “1” i referohet tërmetit me magnitudë  $MS > 5.5$ , ndërsa tipi “2” i referohet tërmetit me magnitudë  $MS \leq 5.5$ .

Intervali i Periodës	Spektri horizontal i reagimit elastik
$0 \leq T \leq T_B$	$S_e(T) = a_g * S * \left[ 1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[ \frac{T_C}{T} \right]$
$T_D \leq T \leq 4s$	$a_g * S * \eta * 2.5 * \left[ \frac{T_C * T_D}{T^2} \right]$

ku:

$S_e(T)$  - spektri i reagimit elastik;

$T$  - perioda e lëkundjeve e sistemit linear me një shkallë lirie;

$a_g$  – shpejtimi projektues në tipin A të trojeve ( $a_g = \gamma I a_{gR}$ );

$T_B$  - kufiri i poshtëm i periodës në degën me shpejtim spektral konstant

$T_C$  - kufiri i sipërm i periodës në degën me shpejtim spektral konstant

$T_D$  - vlera që përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në spektër;

$S$  – faktori i truallit

$\eta$  - faktori korrigjues i shuarjes, me një vlerë referencë  $\eta=1$  për 5% shuarje viskoze;

Periodat  $T_B$ ,  $T_C$  dhe  $T_D$  dhe faktori i truallit  $S$ , përshkruajnë formën e spektrit. Ato varen nga tipi i truallit, poashtu varen nga tipi i spektrit të reagimit elastik.

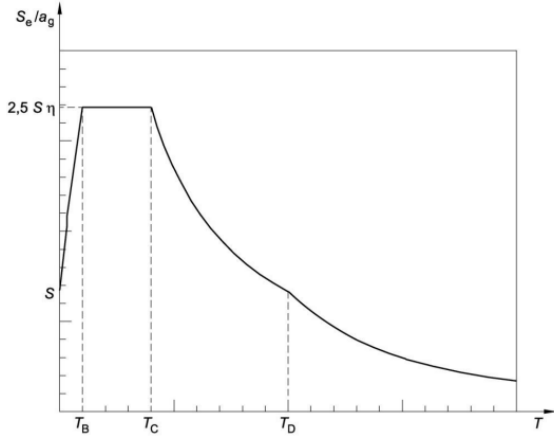


Figura 3.1: Forma e spektrit të reagimit elastik

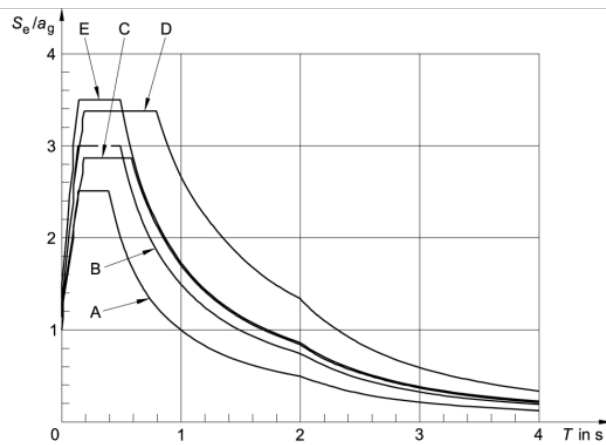


Fig. 3.2: Spektrat e rekomanduar të reagimit elastik të tipit 1, për tipat e truallit nga A në E (shuarja 5%)

Tabela 3.2: Vlera të parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të tipit 1

Tipi i truallit	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabela 3.3: Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrat e rekomanduar të reagimit elastik të tipit 2

Tipi i truallit	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

#### 4.2.4. Spektri vertikal i reagimit elastik

Intervali i Periodës	Spektri vertikal i reagimit elastik
$0 \leq T \leq T_B$	$S_{ve}(T) = a_{vg} * \left[ 1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 3.0 - 1) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_{ve}(T) = a_{vg} * \eta * 3.0$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_{ve}(T) = a_{vg} * \eta * 3.0 * \left[ \frac{T_C}{T} \right]$
$T_D \leq T \leq 4s$	$S_{ve}(T) = a_{vg} * \eta * 3.0 * \left[ \frac{T_C * T_D}{T^2} \right]$

Tabela 3.4 Vlerat e rekomanduara të parametrave që përshkruajnë spektrat vertikale të reagimit elastik

Spektri	$a_{vg}/a_g$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipi 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Tipi 2	0,45	0,05	0,15	1,0

#### 4.2.5. Spektri i projektimit për analizën elastike

Kapaciteti i sistemeve strukturore për të rezistuar veprimeve sizmike në fazën jolineare lejon që përgjithësisht strukturat të projektohen mbi bazën e forcave që janë më të vogla sesa ato që i korrespondojnë një analize elastike lineare.

Kapaciteti i strukturës për të disipuar energji, kryesisht nëpërmjet sjelljes duktile të elementëve dhe/ose mekanizmave të tjerë të saj, merret parasysh duke kryer një analizë elastike bazuar në një spektër reagimi të reduktuar kundrejt atij elastik, që sipas EN 1998-1 quhet “spektri i projektimit”. Ky reduktim realizohet me anë të futjes në analizë të faktorit të sjelljes “q”.

Faktori i sjelljes q, jepet sipas shprehjes:  $q=q_0*k_w$

ku:

q – faktori i sjelljes

$q_0$  – vlera bazë e faktorit të sjelljes k

w – faktor që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit të mundshëm

Intervali i Periodës	Spektri i projektimit
$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g * S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g * S \frac{2.5}{q}$

$T_c \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[ \frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{array} \right\}$
$T \geq T_D$	$S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[ \frac{T_c * T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{array} \right\}$

ku:

$S_d(T)$  – spektri i projektimit

$\beta$  - faktori i kufirit të poshtëm në spektrin horizontal të projektimit.



## 5.0 RREGULLA TË PËRGJITHSHME PËR PROJEKTIMIN E OBJEKTEVE REZISTENTE NDAJ TËRMETIT

### 5.1. Parimet bazë të projektimit

Gjatë projektimit të objekteve të cilat gjenden në rajone sizmike, gjithsesi duhet të merret parasysh edhe aspekti i rrezikut sizmik që nga faza e projektit ideor.

Parimet bazë që duhet përcjellur gjatë projektimit të strukturave janë:

- Thjeshtësia strukturore
- Uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria (statike)
- Rezistenca dhe ngurtësia sipas të dy drejtimeve
- Rezistenca dhe ngurtësia ndaj përdredhjes
- Sjellja diafragmatike (e tipit “diafragmë”) në nivelin e katit
- Themele adekuate

#### 5.1.1. Thjeshtësia strukturore

Thjeshtësia strukturore karakterizohet nga ekzistenca e rrugëve kaluese (“load paths”) të qarta dhe të drejtpërdrejta për transmetimin e forcave sizmike nga pjesa e sipërme e objektit deri në themele. Të gjitha pjesët e rrugës së kalimit të ngarkesës duhet të kenë rezistencë, ngurtësi dhe duktilitet adekuat.

Me respektimin e thjeshtësisë strukturore arrihet tek struktura tek të cilat modeli, analiza, detajimi dhe ndërtimi kanë shumë më pak pasiguri dhe rrjedhimisht parashikimi i sjelljes sizmike për to është shumë më i besueshëm.

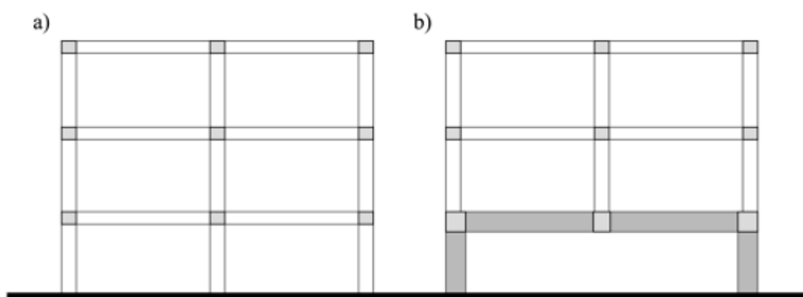


Figura 11. Rrugët e kalimit të ngarkesave: a) transmetim direkt i forcave; b) transmetim kompleks të forcave

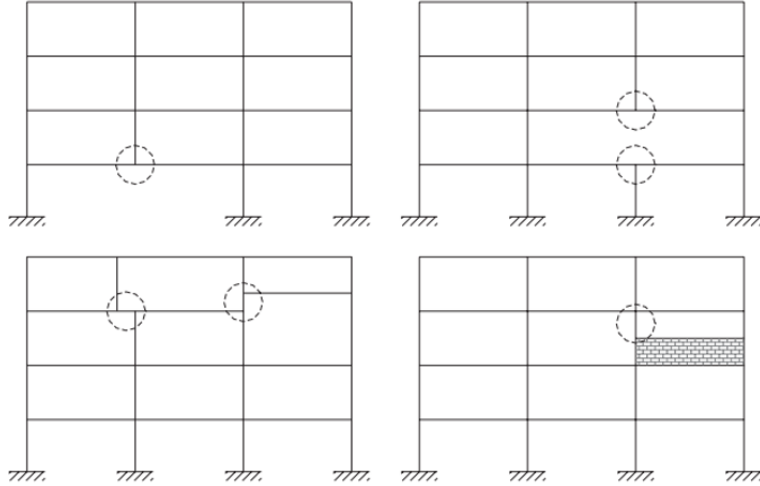


Figura 12. Ndërprerje të pafavorshme dhe akse të zhvendosura përgjatë lartësisë

### 5.1.2. Uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria (statike)

Uniformiteti në plan karakterizohet nga një shpërndarje e barabartë e elementëve strukturorë, duke lejuar kështu transmetim të drejtpërdrejtë dhe në mënyrë sa më të shkurtër të inercisë së masave të shpërndara të ndërtesës. Nëse konfigurimi i ndërtesës është simetrik ose pothuajse simetrik, një vendosje simetrike e elementëve strukturorë, të cilët duhet të shpërndahen mirë në plan, është e përshtatshme për arritjen e uniformitetit.

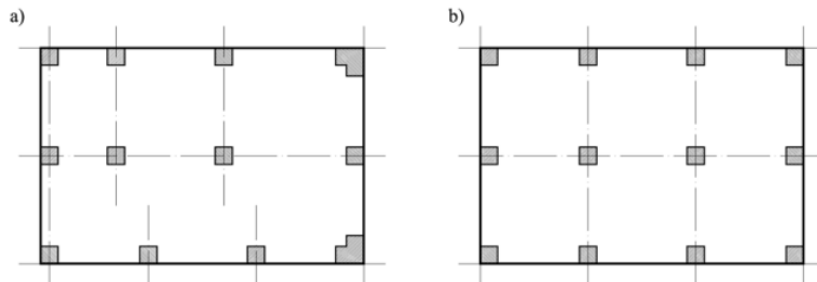


Figura 13. Shpërndarja në plan e elementeve strukturorë; a) shpërndarje jo-uniforme dhe asimetrike; b) shpërndarje uniforme dhe simetrike

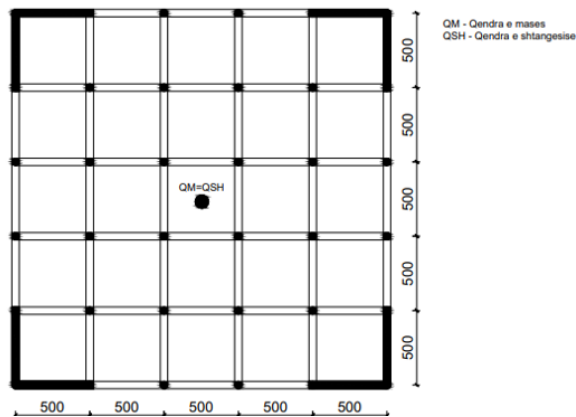


Figura20. Forma më e mire e konstruksionit

Uniformiteti në plan përmirëson performancën dinamike të ndërtesës duke kufizuar ose eliminuar reagimin në përdredhje. Edhe tek ndërtesat uniforme, sugjerohet që elementët më të ngurtë të vendosen në perimetrin e planit, në mënyrë që të rritet ngurtësia në përdredhje e ndërtesës. Kur kemi forma plane të parregullta ose asimetrike me konfiguracion L ose T, uniformiteti mund të realizohet duke ndarë ndërtesën në njësi dinamikisht të pavarura me forma drejtkëndore, me anën e fugave sizmike. Këto fuga duhet të jenë të projektuara për të siguruar mospërplasjen mes njësive të veçanta gjatë tërmetit.

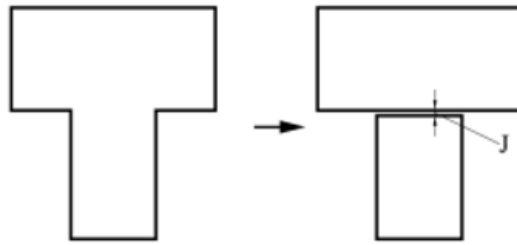


Figura21. Krijimi I fugave sizmike për të pasur uniformitet dhe simetri në plan

Uniformiteti përgjatë lartësisë së ndërtesës është gjithashtu i rëndësishëm, sepse ai tenton të eliminojë shfaqjen e zonave të ndjeshme, ku përqendrimet e sforcimeve ose kërkesa për duktilitet të lartë mund të shkaktojnë shembje të parakohshme.

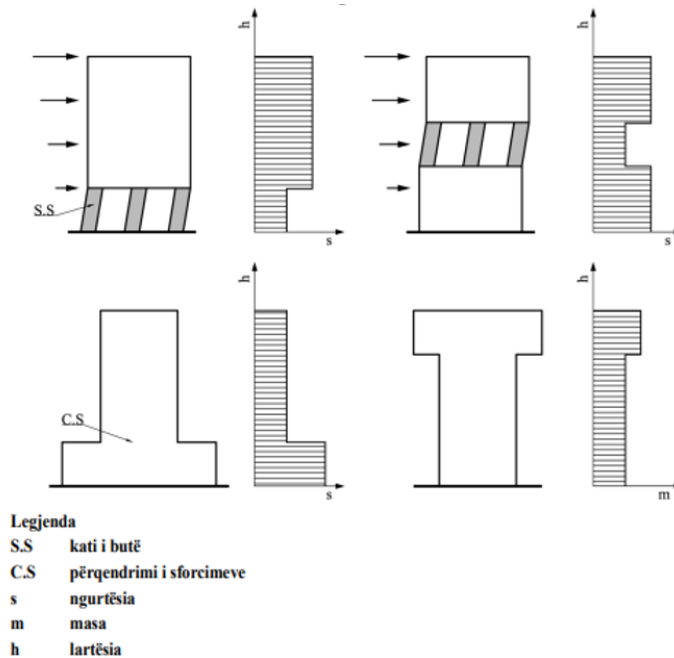


Figura22. Shembuj të ndërtesave jouniforme në lartësi

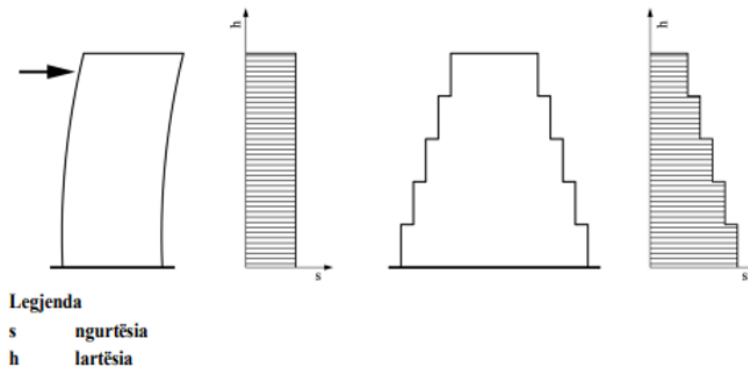


Figura23. Shembuj të ndërtesave jouniforme në lartësi

### 5.1.3. Rezistenca dhe ngurtësia sipas të dy drejtimeve

Duke pasur parasysh se lëvizja sizmike horizontale shfaqet në dy drejtime (fenomen “bidireksional”), atëherë struktura e ndërtesës duhet të jetë në gjendje t’i rezistojë veprimeve horizontale sipas çdo drejtimi.

Kjo arrihet me vendosjen e elementeve strukturorë në sistem ortogonal në plan, duke siguruar kështu karakteristika të njëjta rezistence dhe ngurtësie në të dy drejtimet kryesore.

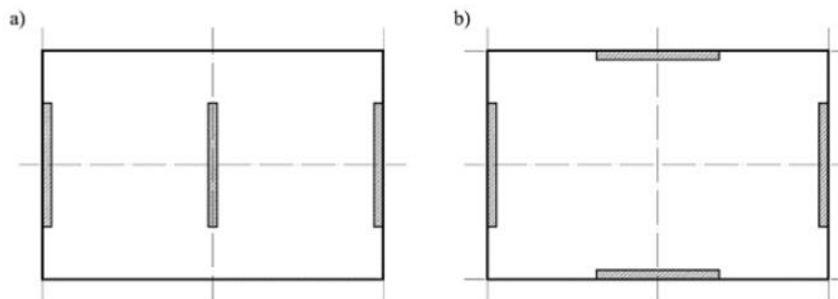


Figura24. Shembuj të vendosjes së elementeve strukturorë: a) sipas një drejtimi (vendosje jo e mirë); b) sipas dy drejtimeve (vendosje e mirë)

Zgjedhja e karakteristikave të ngurtësisë së strukturës bëhet në atë mënyrë që të arrijë 2 qëllime kryesore:

- Minimizimi i efekteve të veprimit sizmik
- Kufizimi i zhvendosjeve të mëdha të cilat shkaktojnë dëmtime të tepërta apo edhe humbjen e qëndrueshmërisë si rezultat i efekteve të rendit të dytë

### 5.1.4. Rezistenca dhe ngurtësia në përdredhje

Përveç rezistencës dhe ngurtësisë anësore, ndërtesat duhet të kenë rezistencë dhe ngurtësi adekuate ndaj përdredhjes, ashtu që të kufizohet shfaqja e lëvizjeve përdredhëse, të cilat tentojnë t’i sforcuojnë elementët strukturorë në mënyrë jouniforme. Forma më e mirë që të arrihet ky qëllim, shtë me vendosjen e elementëve kryesorë rezistues ndaj veprimit sizmik përgjatë periferisë së ndërtesës.

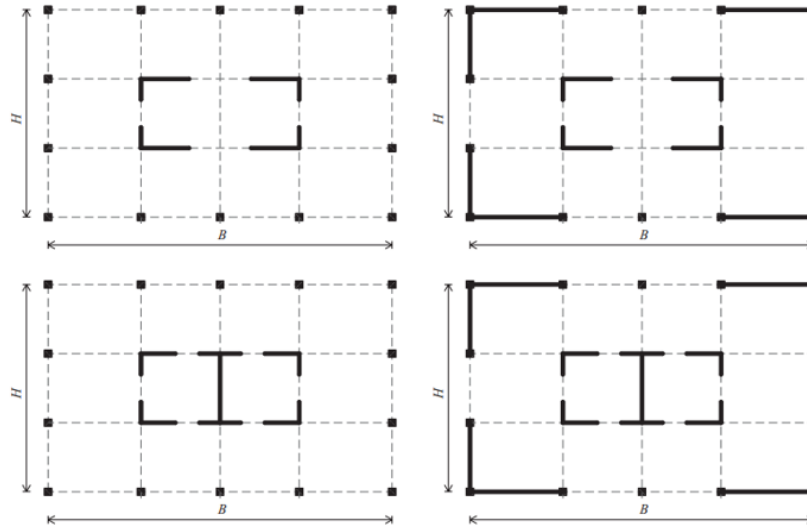


Figura25. Struktura me rezistencë perimetrike të ndryshme nga torzioni: e ulët (majtas); e lartë (djathtas)

### 5.1.5. Sjellja diafragmatike (e tipit “diafragmë”) në nivelin e katit

Ndërkatet (duke përfshirë mbulesën) kanë një rol shumë të rëndësishëm në sjelljen tërësore sizmike të strukturës. Ato veprojnë si diafragma horizontale që mbledhin dhe transmetojnë forca inerciale në sistemet strukturore vertikale dhe sigurojnë që këto sisteme të veprojnë së bashku për t’i rezistuar veprimit sizmik horizontal. Veprimi i ndërkateve si diafragma është veçanërisht i rëndësishëm në rastet e planimetrive komplekse dhe jouniforme të sistemeve strukturore vertikale, ose kur sisteme me karakteristika të ndryshme deformueshmërie horizontale përdoren së bashku (p.sh., sistemet duale ose mikse).

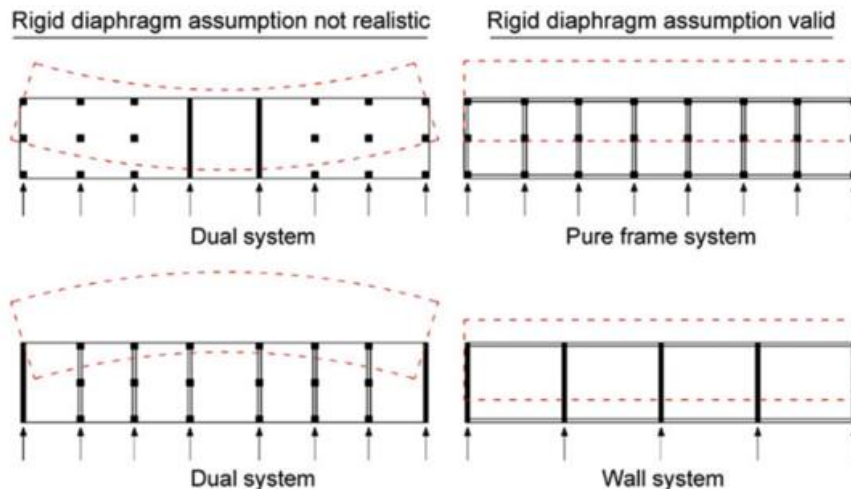


Figura26. Sjellja diafragmatike e katit

Në përputhje me 5.10(1), EN 1998-1, një pllakë solide betonarme mund të konsiderohet se shërben si një diafragmë nëse ajo ka një trashësi jo më të vogël se 70mm dhe është armuar në të dyja drejtimet horizontale me të paktën minimumin e armaturës të specifikuar në EN 1992-1-1:2004.)



### 5.1.6. Themelet adekuate

Projektimi dhe ndërtimi i themeleve, poashtu edhe bashkimi me strukturën sipër tyre, duhet të sigurojnë që tërë ndërtesa t'i nënshtrohet një veprimi uniform sizmik (d.m.th. lëvizjet translatores të anëve të kundërta të themeleve të ndërtesës janë të njëjta gjatë lëvizjeve të truallit).

Në rastet kur kemi themele të veçanta, preferohet të vendosim pllakën e themelin ose të bëjmë lidhjen e tyre përmes trarëve lidhës në dy drejtimet kryesore.

## 5.2. Kriteret për rregullsinë strukturore

Strukturat ndahen në dy grupe sa i përket rregullsisë së tyre:

- Struktura të rregullta
- Struktura jo të rregullta

Rregullsia e strukturave ndikon në disa aspekte gjatë projektimit sizmik:

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

**Tabela 6. Rrjedhoja të rregullsisë strukturore në analizën dhe projektimin sizmik**

Rregullsi		Thjeshtim i lejuar		Faktor i sjelljes
Në plan	Në lartësi	Model	Analizë lineare– elastike	(për analizë lineare)
Po	Po	Plan	Forcë anësore	Vlerë referencë
Po	Jo	Plan	Modale	Vlerë e zvogëluar
Jo	Po	Hapësinor	Forcë anësore	Vlerë referencë
Jo	Jo	Hapësinor	Modale	Vlerë e zvogëluar

Rregullsia e strukturës shqyrtohet në dy aspekte:

- Rregullsia në plan
- Rregullsia në lartësi

### 5.2.1. Krite për rregullsinë në plan

(1) Sa i përket ngurtësisë anësore dhe shpërndarjes së masave, struktura e ndërtesës duhet të jetë përafërsisht simetrike në plan sipas dy akseve ortogonale. D.m.th. tentohet të kemi një distancë sa më të vogël ndërmjet qendrës së masës dhe asaj të shtangësisë.

(2) Konfiguracioni në plan duhet të jetë kompakt, d.m.th., çdo kat duhet të kufizohet nga një vijë poligonale konvekse. Edhe nëse ekzistojnë tërheqje në plan (me kënde dhe pjesë të hyra dhe të dala), rregullsia në plan mund të konsiderohet e plotësuar, me kusht që këto thyerje të mos ndikojnë

në ngurtësinë në plan të ndërkateve, dhe për çdo thyerje sipërfaqja që përfshihet midis konturit të ndërkatit dhe një vije poligonale konvekse që mbështjell ndërkatin nuk e kapërcen masën 5% të sipërfaqes së ndërkatit.

Në Fig.4-18 (bazuar në [3]) tregohet përkufizimi i detajuar. Forma në plan mund të klasifikohet si kompakte nëse  $B_1/A \leq 0,05$  ose  $B_2/A \leq 0,05$ .

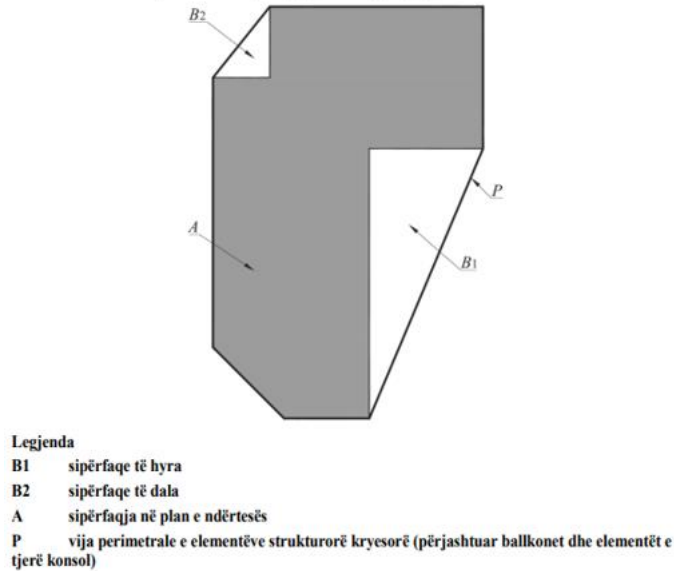


Figura27. Përcaktimi i formave kompakte

(3) Ngurtësia në plan e ndërkateve duhet të jetë mjaftueshëm më e lartë sesa ngurtësia anësore e elementëve strukturorë vertikalë, duke bërë që deformimi i katit të ketë efekt të vogël në shpërndarjen e forcave ndërmjet elementëve strukturorë vertikalë. Format plane “L, C, H, I, X” duhet të shqyrtohen me kujdes, veçanërisht sa i përket ngurtësisë së krahëve anësorë, ku kjo ngurtësi duhet të jetë e krahasueshme me atë të pjesës qendrore, me qëllim që të kënaqet kushti i diafragmës rigjide.

(4) Përkulshmëria  $\lambda = L_{max}/L_{min}$  e ndërtesës në plan duhet të jetë jo më e madhe se 4.  $L_{max}$  dhe  $L_{min}$  paraqesin përmasën më të madhe dhe më të vogël të ndërtesës në plan, të matura sipas drejtimeve ortogonale.

(5) Kushti i reagimit anësor

Në çdo nivel dhe për çdo drejtim të analizës, x ose y, jashtëqendërsia strukturale  $e_0$  dhe rrezja e përdredhjes r duhet të kënaqin të dyja kushtet e mëposhtme:

$$e_{0x} \leq 0.30 \cdot r_x; \quad e_{0y} \leq 0.30 \cdot r_y;$$

ku:

$e_{0x}$  - distanca midis qendrës së ngurtësisë dhe qendrës së masës, matur përgjatë drejtimit x, normal me drejtimin e analizës së konsideruar

$r_x$  - rreza katrore e raportit të ngurtësisë në përdredhje dhe ngurtësisë anësore në drejtimin y (“rrezja përdredhëse”)

(6) Kushti i ngurtësisë në përdredhje

$$r_x \geq l_s; \quad r_y \geq l_s;$$

ku:

$l_s$  - rrezja e inercisë së masës së ndërkatit në plan (rrënja katrore e raportit të momentit polar të inercisë së masës së ndërkatit në plan në lidhje me qendrën e masës së ndërkatit

### 5.2.2. Kritere për rregullsinë në lartësi

Në mënyrë që të kemi rregullsi në lartësi, duhet të plotësohen kushtet vijuese:

- (1) Të gjitha sistemet rezistuese ndaj ngarkesave anësore, të tilla si bërthamat, muret strukturore ose ramat, duhet të vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në krye të ndërtesës ose, nëse janë të pranishme thyerjet në lartësi të ndryshme, deri në pjesën e sipërme të zonës përkatëse të ndërtesës.
- (2) Ngurtësia anësore dhe masa e kateve të veçanta duhet të qëndrojnë konstante ose të reduktohen gradualisht, pa ndonjë ndryshim të papritur, që nga baza deri tek pjesa e sipërme e një ndërtese. Zvogëlimi gjatë lartësisë konsiderohet gradual nëse masa dhe ngurtësia e çdo kati është midis 70% dhe 100% të katit më poshtë.
- (3) Në ndërtesat me rama, raporti i rezistencës aktuale të katit kundrejt rezistencës së kërkuar nga analiza duhet të mos ndryshojë në mënyrë disproporcionale midis kateve fqinje.
- (4) Për ndërtesat që janë të parregullta gjatë lartësisë, faktori i sjelljes “q” duhet të reduktohet për 20%.

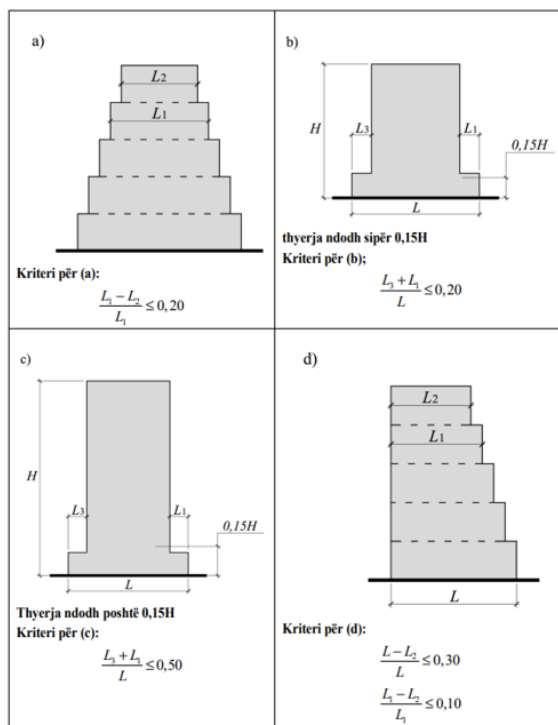


Figura28. Kriteret për rregullsinë e ndërtesave me thyerje

### 5.3. Koeficientët e kombinimit për veprimet e ndryshueshme

Gjatë vlerësimit të efekteve inerciale të veprimit projektues sizmik, merret parasysh prezenca e masave shoqëruar me gjithë ngarkesat - peshë që shfaqen në kombinimin e veprimeve të mëposhtme:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

ku:

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

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

$\psi_{E,i}$  - faktori i kombinimit të masës që i korrespondon veprimit të ndryshueshëm të  $i$ -të për situatën projektuese sizmike.

Vlera e  $\psi_{E,i}$  nxirret nga shprehja vijuese:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Tabela 7. Vlerat e  $\varphi$  për llogaritjen e  $\psi_{E,i}$

Tipi i veprimit të ndryshueshëm	Kati	$\varphi$
Kategoritë A-C	Mbulesa (çatia)	1.0
	Kate me ngarkime të ndërvarura nga njëra-tjetra.	0.8
	Kate me ngarkime të pavarura midis tyre	0.5
Kategoritë D - F dhe Arkivat		1.0

Tabela 8 : Vlera të faktorit  $\psi_{2,i}$  i lidhur me vlerat thuajse të përhershme të ngarkesave të ndryshme

Tipi i ngarkesës së ndryshueshme	$\psi_{2,i}$
Kategoria A (sipërfaqe banimi, shtëpi)	0.3
Kategoria B (sipërfaqe për zyra)	0.3
Kategoria C (sipërfaqe për grumbullim njerëzish)	0.6
Kategoria D (sipërfaqe tregtare)	0.6
Kategoria E (sipërfaqe magazinimi)	0.8
Kategoria F (sipërfaqe trafiku)	0.6
Kategoria H (mbulesa të pa-qasshme)	0.0
Kategoria I (mbulesa të qasshme)	a
Ngarkesa bore:	0.2
për vende me lartësi mbi nivelin e detit $H > 1000$ m	0.0
për vende me lartësi mbi nivelin e detit $H \leq 1000$ m	
Shënim	
(a) Vlera për kategorinë I - mbulesa të qasshme – këshillohet të merret sa ajo për kategoritë A, B,C ose D, duke zgjedhur kategorinë që i afrohet më shumë përdorimit aktual të mbulesës, por duke adoptuar vlerën më të pafavorshme ku ekziston dyshimi	

## 5.4. Modelimi

### 5.4.1. Kriteria të përgjithshme

(1) Modeli i ndërtesës duhet të përfaqësojë në mënyrë adekuate shpërndarjen e ngurtësisë dhe masës, në mënyrë 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. Në rastin e analizës jolineare, modeli duhet të përfaqësojë në mënyrë adekuate edhe shpërndarjen e rezistencës.

(2) Modeli duhet të marrë parasysh kontributin e zonave të nyjeve në deformueshmërinë e ndërtesës, p.sh. zonat fundore në trarët ose shtyllat e strukturave të tipit ramë.

(3) Struktura mund të konsiderohet se përbëhet nga një numër sistemesh rezistuese ndaj ngarkesave vertikale dhe anësore, të lidhura midis tyre me anë të diafragmave horizontale.

(4) Kur diafragmat e ndërkateve të ndërtesës mund të konsiderohen rigjide në planet e tyre, masat dhe momentet e inercisë e secilit kat mund të përqendrohen në qendrën e rëndësës.

(5) Për ndërtesat që kënaqin kriteret e rregullsisë në plan, analiza mund të realizohet duke përdorur dy modele plane, një për secilin drejtim kryesor.

(6) Në ndërtesat prej betoni, në ndërtesat kompozite çelik–beton dhe në ndërtesat me muraturë këshillohet që ngurtësia e elementëve mbajtës të ngarkesave të vlerësohet duke marrë parasysh efektin e plasaritjeve. Këshillohet që një ngurtësi e tillë t'i korrespondojë fillimit të rrjedhshmërisë së armaturës së çelikut.

(7) Në kushtet kur nuk bëhet ndonjë analizë më e hollësishme e elementëve të plasaritur, vetitë e ngurtësisë elastike në përkulje dhe në prerje të elementëve prej betoni dhe murature mund të merren të barabarta me gjysmën e ngurtësisë korresponduese të elementëve të paplasaritur.

(8) Këshillohet që të merren parasysh muret mbushëse që kontribuojnë në mënyrë domethënëse në ngurtësinë dhe rezistencën anësore të ndërtesës.

Elementet	Shtangësia në përkulje	Shtangësia në prerje	Ngurtësia aksiale
Trarë jo të paranderur	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Trarë të paranderur	$E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	
Shtylla në shtypje	$0,7E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$
Shtylla në tërheqje	$0,5E_{cd}I$	$G_{cd}A_w$	$E_{cd}A_c$ ( $E_{sd}A_s / E_{cd}A_c$ )
Mure dhe diafragma – të paplasaritur	$E_{cd}I$ ( $\sigma_t < f_{ctm}$ )	$G_{cd}A_w$ ( $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ )	$E_{cd}A_c$
Mure dhe diafragma – të plasaritur	$0,5E_{cd}I$ ( $\sigma_t > f_{ctm}$ )	$0,5G_{cd}A_w$ ( $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ )	$E_{cd}A_c$

<b>I</b>	Momenti i inercisë së seksionit prej betoni
<b>A<sub>w</sub></b>	Sipërfaqja e prerjes tërthore të brinjës
<b>A<sub>c</sub></b>	Sipërfaqja e prerjes tërthore të seksionit prej betoni
<b>A<sub>s</sub></b>	Sipërfaqja e prerjes tërthore të armaturës
<b>E<sub>cd</sub></b>	Vlera projektuese e modulit në shtypje të betonit
<b>G<sub>cd</sub></b>	Vlera projektuese e modulit në prerje të betonit = 0,4E <sub>cd</sub>
<b>E<sub>sd</sub></b>	Vlera projektuese e modulit të çelikut të armaturës
<b>σ<sub>t</sub></b>	Sforcimi tërheqës maksimal në beton për shkak të përkuljes, duke supozuar një seksion të paplasaritur
<b>f<sub>ctm</sub></b>	Vlera mesatare e rezistencës në tërheqje aksiale të betonit
<b>V<sub>Ed</sub></b>	Vlera projektuese e forcës prerëse në mur në situatën sizmike të projektimit
<b>V<sub>Rd,c</sub></b>	Vlera projektuese e rezistencës në prerje e murit pa armaturë ndaj prerjes

#### 5.4.2. Efektet e përdredhjes aksidentale

Gjatë llogaritjes me secilin lloj të analizës që përdoret, duhet të merret parasysh edhe një përdredhje aksidentale. Kjo arrihet me aplikimin e një jashtëqendërsie shtesë të masave në nivele të ndryshme.

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

ku:

**e<sub>ai</sub>** - jashtëqendërsia aksidentale e masës “i” të katit nga pozicioni i saj nominal, i aplikuar në të njëjtin drejtim në të gjithë ndërkatet

**L<sub>i</sub>** - përmasa e ndërkatit normal me drejtimin e veprimit sizmik

#### 5.4.3. Metodatat e analizës

Metodat e analizës ndahen në 2 grupe kryesore:

- Metodatat ekuivalente lineare
- Metodatat jolineare

Varësisht nga karakteristikat strukturore të ndërtesës, bëhet përzgjedhja e njërës nga dy tipet e analizave lineare-elastike:

- Metoda e analizës sipas forcave anësore (për ndërtesat që plotësojnë kushte të veçanta)
- Analiza modale sipas spektrit të reagimit (e aplikueshme për të gjithë tipat e ndërtesave)

Efektet sizmike dhe efektet e veprimeve të tjera që përfshihen në situatën sizmike të projektimit mund të përcaktohen mbi bazën e sjelljes lineare elastike të strukturës.

Analiza modale sipas spektrit të reagimit duhet të jetë metoda referencë për përcaktimin e efekteve sizmike, duke përdorur një model linear-elastik të strukturës dhe spektrin e projektimit.

Analiza jolineare mund të kërkohet për struktura komplekse (për shembull strukturat me parregullsi të mëdha) ose për struktura që janë duke përjetuar fenomene jolineare (për shembull,



materiali ka hyrë në rrjedhshmëri ose jolinearitete gjeometrike). Metodën jolineare përfaqësojnë në mënyrë të drejtpërdrejtë sjelljen jolineare të gjeometrisë dhe/ose materialeve, por i nënshtrohen një argumentimi të dhënave hyrëse sizmike, të ligjeve themelore të përdorur për të përfaqësuar sjelljen strukturore jolineare dhe të metodës së përdorur për të interpretuar rezultatet. Ndryshe nga rastet e metodave lineare, analizat jolineare kërkojnë të dihet rezistenca e rrjedhshmërisë në seksionet kritike. Prandaj për strukturat prej betoni, detajet e armaturës duhet të përcaktohen përpara kësaj analize.

Metodat jolineare përfshijnë metodat vijuese:

- Analiza jolineare statike “Pushover” (mbingarkimi gradual)
- Analiza jolineare në fushën kohore (analizë dinamike)

**Metoda e analizës sipas forcave anësore** - aplikohet në ndërtesa, reagimi i të cilave nuk ndikohet në mënyrë domethënëse nga kontributet e toneve të lëkundjeve më të larta se toni themelor në secilën prej drejtimeve kryesore.

**Analiza modale sipas spektrit të reagimit** - aplikohet në ndërtesat që nuk kënaqin kushtet e dhëna për aplikimin e metodës së analizës sipas forcave anësore. Duhet të merret parasysh reagimi i të gjithë toneve të lëkundjeve që kontribuojnë në mënyrë të konsiderueshme në reagimin total.

**Analiza jolineare statike “Pushover”** - 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 sapoprojektuara dhe të ndërtesave ekzistuese për qëllimet vijuese:

- për të verifikuar ose rishikuar vlerat e raportit të mbirezistencës  $\alpha_u/\alpha_1$
- për të vlerësuar mekanizma plastike të pritshëm dhe shpërndarjen e dëmtimeve;
- për të vlerësuar performancën strukturore të ndërtesave ekzistuese ose të riaftësuar për qëllimet e EN 1998–3;
- si një alternativë kundrejt projektimit të bazuar në analizën lineare-elastike që përdor faktorin e sjelljes  $q$ . Në këtë rast, këshillohet që për bazë projektimi të përdoret zhvendosja kufitare e synuar (“target”), e treguar në 0.

**Analiza jolineare në fushën kohore** – shfrytëzon integrimin numerik të ekuacioneve diferenciale të lëvizjes, përmes akselogramave për të përfituar reagimin e strukturës si funksion kohor.

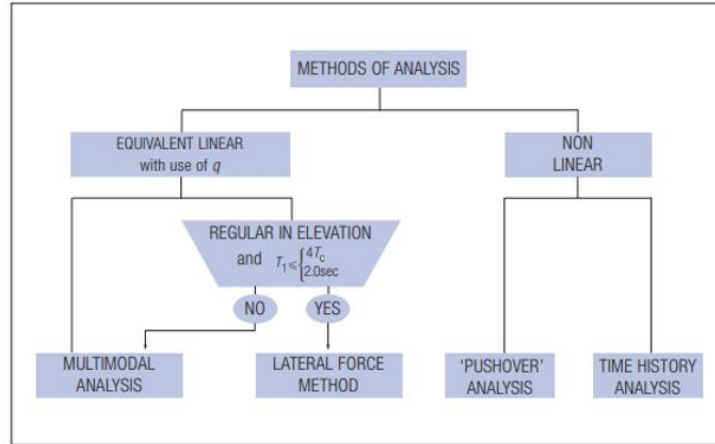


Figura29. Metodatat e analizës për ndërtesa të reja sipas EC-8

## 6.0 VERIFIKIMET E SIGURISË

Në mënyrë që të përmbushen kriteret e parandalimit të kolapsit si dhe të kufizimit të dëmtimeve, duhet të merren parasysh tre kriteret e përputhshmërisë:

- ULS – Ultimate limit state (Gjendja e fundit kufitare)
- DL – Damage limitation (Kufizimi i dëmtimeve)
- SM - Specific measures (Masa të veçanta)

### 6.1. Gjendja e fundit kufitare

Gjendjet e fundit kufitare janë ato që lidhen me shembjen ose forma të tjera të shkatërrimit strukturor, të cilat mund të rrezikojnë sigurinë e popullatës (njerëzve).

Gjatë projektimit sizmik të strukturave, kërkesa e mosshembjes konsiderohet se është plotësuar në rast se plotëohen kushtet në vijim:

- Kushti i rezistencës
- Efektet e rendit të dytë (efektet P-Δ)
- Kushti i duktilitetit global dhe lokal
- Kushti i ekuilibrit
- Rezistenca e diafragmave horizontale
- Rezistenca e themeleve
- Kushti i fugave sizmike

Në vijim secila nga këto kriteret do të sqarohet më hollësisht.

#### 6.1.1. Kushti i rezistencës

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

$$E_D \leq R_D$$

ku:

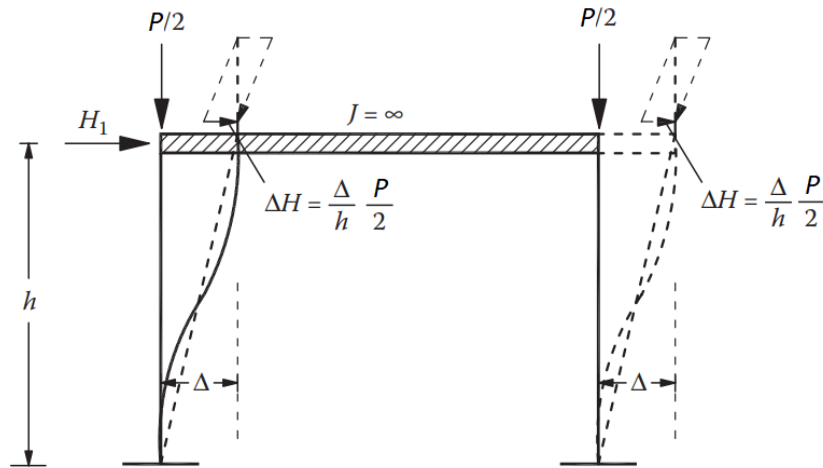
**$E_d$**  - vlera projektuese e efektit të veprimit, për shkak të situatës sizmike projektuese, duke përfshirë nëse është e nevojshme, efektet e rendit të dytë.

**$R_d$**  - rezistenca korresponduese projektuese e elementit, e llogaritur në përputhje me rregullat specifike për materialin e përdorur (në termat e vlerave karakteristike të vetive të materialit  $f_k$  dhe faktorit pjesor  $\gamma_M$ ) dhe në përputhje me modelet mekanike që lidhen me tipin specifik të sistemit strukturor

Rezistenca në lodhje nuk nevojitet të verifikohet në situatën projektuese sizmike.

### 6.1.2. Efektet e rendit të dytë (efektet P-Δ)

Do të paraqitet rami i thjeshtë me rigel të ngurtë. Rami zhvendoset në madhësi  $\Delta$  nga veprimi sizmik. Ngarkesa vertikale zbërthehet në forca aksiale mbi shtylla, si dhe në forcë horizontale me vlerë:  $\Delta H_{1,2} = \frac{\Delta P}{h}$



Forca horizontale e cila vepron në rigel, dhe e cila paraqitet si efekt i rendit të dytë është:

$$\Delta H = \frac{\Delta}{h} P$$

Këto efekte nuk është e nevojshme të merren parasyh nëse në të gjitha katet përmbushet kushti vijues:

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

ku:

$\theta$  - koeficienti i ndjeshmërisë së driftit të katit;

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

$d_r$  - drifti projektues i kateve (“design interstorey drift”), i vlerësuar si diferenca e zhvendosjeve mesatare anësore ds në nivelin më të lartë dhe në atë më të ulët të katit në shqyrtim,

$V_{tot}$  - forca prerëse totale sizmike e katit; dhe

$h$  - lartësia e katit (“interstorey height”).

$\theta \leq 0.1 \rightarrow$  Analiza për shkak të efekteve të rendit të dytë (P – Δ) mund të mos bëhet

$0.1 \leq \theta \leq 0.20 \rightarrow$  Efekti “P – Δ” duhet të merret parasysh duke rritur efektin e veprimit sizmik

(M,Q, etj.) me një faktor shumëzues të barabartë me  $(1/(1 - \theta))$

$0.2 \leq \theta \leq 0.30 \rightarrow$  Efekti "P –  $\Delta$ " duhet të merret parasysh, duke përdorur analizë jolineare e cila përfshin efektin e rendit të dytë (psh. analiza Pushover)

$\theta \geq 0.3 \rightarrow$  Duhet të rritet shtangësia e strukturës, sepse vlera e koeficientit  $\theta$  nuk duhet të tejkalojë vlerën 0.3.

### 6.1.3. Kushti i duktilitetit global dhe lokal

Duhet të verifikohet që elementet strukturore dhe stuktura si tërësi posedojnë një duktilitet adekuat, duke marrë në konsideratë shfrytëzimin e pritshëm të duktilitetit, e cila varet nga sistemi i zgjedhur edhe faktori i sjelljes.

Duhet të plotësohen kërkesa të veçanta në lidhje me materialet, përfshirë edhe dispozitën mbi projektimin sipas kapaciteteve, në mënyrë që të përfitohet hierarkia e rezistencave e komponentëve të ndryshëm strukturorë, për të siguruar konfigurimin e synuar të çërnierave plastike dhe për të shmangur mënyrat e shkatërrimit amorf (të thyeshëm).

Tek ndërtesat shumëkatëshe duhet të bëhet pengimi i formimit të një mekanizmi plastik të tipit "kat i butë" (soft storey), pasi një mekanizëm i tillë për shtyllat e "katit të butë" mund të kërkojë duktilitet lokal jashtëzakonisht të madh.

Në mënyrë që të pengohet formimi i këtij mekanizmi në ndërtesat me rama, përfshirë ato ekuivalente me rama sikurse përcaktohet në EC8, 5.1.2(1), që kanë dy ose më shumë kate, në të gjitha nyjet ku trarët parësorë ose dytësorë lidhen me shtyllat parësore sizmike, duhet të kënaqet kushti në vijim:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb}$$

ku:

$\sum M_{Rc}$  - 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;

$\sum M_{Rb}$  - 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  $\sum M_{Rb}$  merren parasysh momentet e rezistencës së këtyre bashkimeve.

### 6.1.4. Kushti i ekuilibrit

Gjatë situatës projektuese sizmike të specifikuar në EN 1990: 2002, 6.4.3.4, struktura e ndërtesës 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, duke pasur parasysh përcaktimet e veprimit sizmik sipas çështjes 3.2.1.

### 6.1.5. Rezistenca e diafragmave horizontale

Diaframat dhe kontraventimet në planet horizontale duhet të jenë në gjendje që 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 kënaqet, nëse për verifikimet përkatëse të rezistencës, efektet e veprimit sizmik për diafragmën shumëzohen me një faktor mbirezistence  $\gamma_d$  më të madh se 1,0. Vlerat e rekomanduara nga EC8 janë:

- për format e shkatërrimit të brishtë  $\rightarrow \gamma_d=1.3$
- për format e shkatërrimit duktil  $\rightarrow \gamma_d=1.1$

### 6.1.6. Rezistenca e themeleve

Sistemi i themelit duhet të jetë në përputhje me **EN 1998-5:2004, Seksioni 5** dhe **EN 1997-1:2004**. Efektet e veprimit për elementët 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 elastike ( $q=1,0$ ).

Për themelet e elementëve vertikale të veçuara (mure ose shtylla), kjo konsiderohet e plotësuar nëse vlerat projektuese të efekteve të veprimit  $E_{Fd}$  mbi themel nxirren si vijon:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (6.3)$$

ku:

$\gamma_{Rd}$  - faktori i mbirezistencës, që merret i barabartë me 1,0 nëse  $q \leq 3,0$ , ose përndryshe i barabartë me 1,2;

$E_{F,G}$  - efekti i veprimit për shkak të veprimeve jo-sizmike të përfshira në kombinimin e veprimeve për situatën sizmike të projektimit (shih EN 1990:2002, 6.4.3.4);

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

$\Omega$  - vlera e  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  e zonës disipuese ose elementit i të strukturës që ka ndikimin më të lartë në efektin EF në shqyrtim

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

$E_{di}$  - 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”),  $\Omega$  është vlera minimale e raportit  $M_{Rd}/M_{Ed}$  në të dyja drejtimet kryesore ortogonale në prerjen tërthore më të ulët të elementit vertikal ku mund të formohet një çernierë plastike, gjatë situatës sizmike projektuese.

Për themelet e përbashkëta të më shumë se një elementi vertikal (trarët e themeleve, themelet e vazhduara (“strip footings”), themelet pllakë etj., vlera e  $\Omega$ , e përdorur në shprehjen (6.3), është nxjerrë nga elementi vertikal që ka forcën prerëse horizontale më të madhe në situatën sizmike të projektimit ose, në një mënyrë alternative, me vlerën e faktorit të mbirezistencës  $\gamma_{Rd}$  të rritur në 1.4 nëse në shprehjen (6.3) përdoret një vlerë  $\Omega=1$ .

### 6.1.7. Kushti i fugave sizmike

Gjatë tërmetit mund të paraqitet goditja (përplasja) mes objekteve fqinje. Për këtë arsye paraqitet nevoja e mbrojtjes nga këto përplasje përmes përdorimit të fugave sizmike.

Kjo konsiderohet se plotësohet:

- për ndërtesat ose njësitë (bloqet) e pavarura nga ana strukturore, të cilat nuk i përkasin së 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, llogaritur me shprehjen në vijim:  $\Delta \geq d_s$

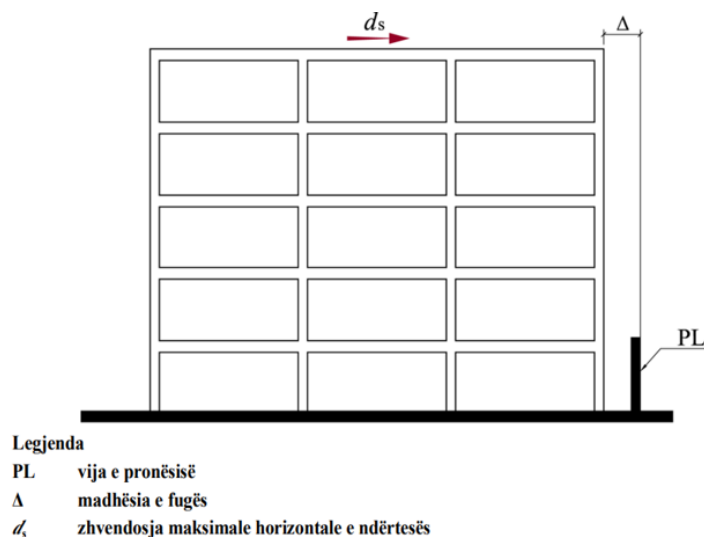


Fig 30 - Fuga sizmike për ndërtesat që nuk i përkasin të njëjtës pronë

- Për ndërtesat ose njësitë e pavarura nga ana strukturore, të cilat i përkasin të njëjtës pronësi, nëse largësia midis tyre nuk është më e vogël se rrënja katrore e shumës së katrorëve (“SRSS–Square Root of the Sum of the Squares”) të zhvendosjeve maksimale horizontale të të dyja ndërtesave ose njërive në nivelin korrespondues.

$$\Delta \geq \sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2}$$

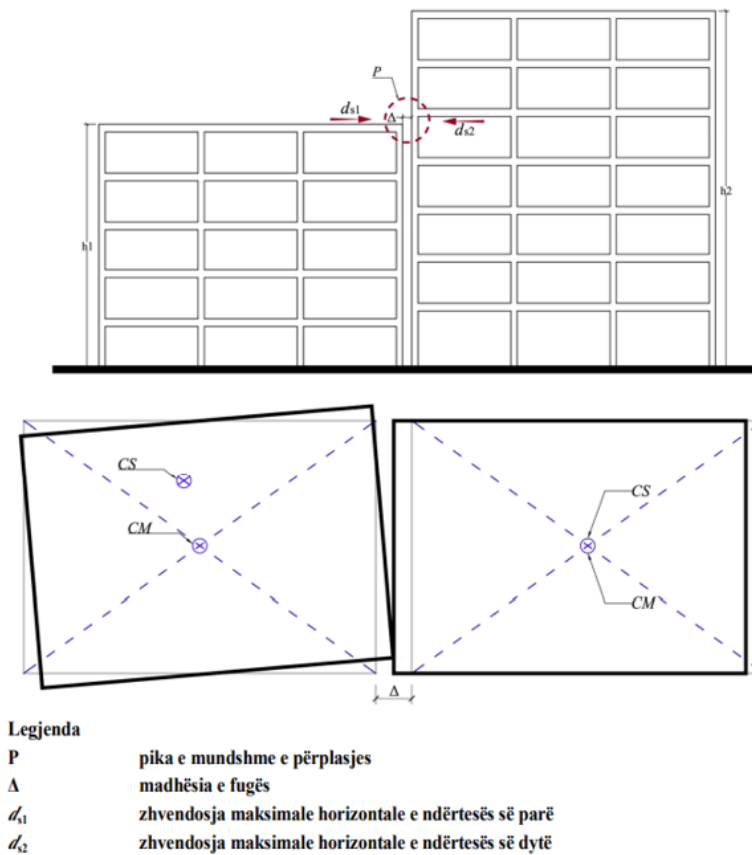


Fig 31 - Fuga sizmike për ndërtesa që i përkasin të njëjtës pronësi

Nëse lartësitë e kateve të ndërtesës ose të 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.

## 6.2. Kufizimi i dëmtimeve (DL – Damage limitation)

Gjendjet e kufizimit të dëmtimeve janë ato që lidhen me ndodhjen e dëmtimeve përtej të cilave nuk kënaqen më kërkesat e specifikuara të shërbimit.

“Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve” kërkon që gjatë veprimit sizmik i cili ka një probabilitet më të madh të veprimit sesa veprimi projektues sizmik që i korrespondon “kërkesës së mosshembjes”, drifitet e kateve të jenë brenda kufinjëve të caktuar.

### 6.2.1. Kufizimi i drifteve të kateve

a) për ndërtesat që kanë elementë jostrukturore me materiale amorfe (të thyeshme) dhe që janë të bashkëngjitura me strukturën  $d_r \leq 0.005 * h$

b) për ndërtesat që kanë elementë jostrukturore duktile:  $d_r \leq 0.0075 * h$

c) për ndërtesat që kanë elementë jostrukturorë të fiksuar në mënyrë të tillë që nuk ndikojnë në deformimet strukturore, ose që janë pa elementë jostrukturorë:  $d_r v \leq 0.010 * h$

ku:

$d_r$  - është drifti projektues i kateve

$h$  - është lartësia e katit;

$v$  - është faktori reduktues që merr parasysh periudhën më të ulët të përsëritjes së veprimit sizmik, që lidhet me kërkesën e kufizimit të dëmtimeve.

Vlerat e rekomanduara për  $v$  varësisht nga klasa e rëndësisë së strukturës janë dhënë në tabelën në vijim:

Klasat e rëndësisë	Vlera e faktorit të reduktimit $v$
I, II	0.5
III, IV	0.4

### 6.3. Masa të veçanta (Specific measures)

Një sërë masash specifike janë parashikuar në të gjithë kodet moderne për parandalimin e shembjes së një ndërtese në rastin e një tërmeti shumë të rrallë dhe më të madh sesa tërmeti i projektuar. Këtu do të bëhet përmeldhja e përgjithshme e këtyre masave, në mënyrë që të jepet një pamje e përgjithshme e tre kritereve të pajtueshmërisë të përmendura në fillim të këtij kapitulli.

Këto masa të specifikuar nga EC8-1/2004, veçanërisht për objektet Beton-Arme, përfshijnë:

- Projektimi i strukturës
- Themelet
- Plani i sistemit të cilësisë
- Pasiguritë e rezistencës
- Pasiguritë e duktilitetit

#### 6.3.1. Projektimi

Është e preferueshme që strukturat të kenë rregullsi në plan dhe në lartësi.

Në mënyrë që të sigurohet një duktilitet i përgjithshëm i strukturës dhe të shmangët thyerja e brishtë ose paraqitja e parakohshme e mekanizmave jostabil, përdoret projektimi sipas kapaciteteve.

Të tregohet kujdes gjatë detajimit të nyjeve të elementeve strukturorë, si dhe të rajoneve ku është parashikuar sjellja jolineare.

#### **6.1.4. Themelet**

Themeli i projektuar duhet të ketë ngurtësi adekuate e cila do të sigurojë shpërndarjen e njëtrajtshme të ndikimeve të realizuara nga struktura mbi të.

#### **6.1.3. Plani i sistemit të cilësisë**

Përzgjedhja e materialeve dhe metodave të punës duhet të bëhet në përputhje me supozimet e marra gjatë projektimit. Projekti duhet të përfshijë detajet, përmasat, dispozitat e cilësisë dhe karakteristikat e materialeveve të elementeve strukturore.

Elementet e rëndësisë së veçantë të cilat duhet të kontrollohen gjatë ndërtimit, duhet të identifikohen në projekt. Në këtë rast duhet të specifikohen gjithashtu edhe metodat e kontrollës.

#### **6.1.4. Pasiguritë e rezistencës**

Probleme të shumta mund të paraqiten si rezultat i gabimeve gjeometrike. Në mënyrë që të parandalohen këto gabime, duhet të plotësohen kushtet vijuese:

- Dimensionet minimale të elementeve strukturore
- Sigurimi i drifteve të shtyllave në kufinjë të duhur
- Të zbatohen rregulla të veçanta detajimi në përforcimin e elementeve BA, në mënyrë që ndryshimet e paparashikueshme të momenteve dhe pasiguritë që lidhen me pozicionin e lakimit të merren parasysh.

#### **6.1.5. Pasiguritë e duktilitetit**

Duhet të plotësohen kushtet në vijim:

- Të plotësohet kushti i duktilitetit lokal tek secili element sizmik në strukturë
- Armimi minimal dhe maksimal tek të gjitha rajonet kritike të marrin parasysh kërkesat e duktilitetit dhe shmangjen e thyerjes së brishtë
- Forca e normalizuar aksiale mbahet në vlerë të ulët, në mënyrë që të shmanget zvogëlimi i duktilitetit në pjeën e sipërme dhe të poshtme të shtyllës.

## 7.0 RREGULLA SPECIFIKE PËR STRUKTURAT NGA BETONI I ARMUAR

### 7.1. Llojet e sistemeve strukturore

Arritja e rezistencës së strukturës ndaj tërmetit arrihet përmes zgjedhjes adekuate të skemës strukturore si dhe materialeve të përdorura. Strukturat nga betoni ndahen në sisteme të ndryshme strukturore të cilat cekën në vijim:

- Sistem me mure (Muret pranojnë mbi 65% të forcës prerëse në bazë);
- Sistem me rama (Ramat pranojnë mbi 65% të forcës prerëse në bazë)
- Sistem dual (Muret dhe ramat marrin secili nga 35% & 65% të  $V_{\text{bazë}}$ )
- Sistem dual ekuivalent me ramë (Ramat marrin mbi 50% të forcës prerëse në bazë)
- Sistem dual ekuivalent me mure (Muret marrin mbi 50% të forcës prerëse në bazë)
- Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur (mbi 50% e masës ndodhet brenda 1/3 së sipërme të lartësisë së ndërtesës)
- Sistem me fleksibilitet në përdredhje (sistem që nuk ka shtangësi minimale ndaj përdredhjes)
- sistem ramë;
- Sistem dual (ekuivalent me ramë ose me mure);
- Sistem me mure duktilë (të çiftuar ose të paçiftuar);
- Sistem me mure me përmasa të mëdha dhe të armuar lehtë (pak të armuar);
- Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur;
- Sistem fleksibël në përdredhje. (ec 8, fq.82)

### 7.2. Kapaciteti disipues i energjisë

Strukturat e betonit të cilat janë rezistente ndaj tërmetit, duhet posedojnë kapacitet të mjaftueshëm për disipimin e energjisë, dhe poashtu të shmangen reduktimet e konsiderueshme të rezistencës së përgjithshme kundrejt ngarkimit horizontal dhe vertikal. Gjatë projektimit duhet të kemi parasysh se nevojitet një rezistencë adekuate e të gjitha elementëve strukturorë, si dhe deformimet jolineare në rajonet kritike të jenë konsistentë me duktilitetin e përgjithshëm. Këto kritere plotësohen përmes projektimit dhe detajimit specifik të elementeve. Duhet të aplikohet projektimi sipas kapaciteteve në mënyrë që të bëhet lokalizimi i rajoneve kritike, si dhe të paraqiten shkatërrimet duktile para atyre amorfe.

### 7.3. Klasat e duktilitetit

Ekzistojnë tre klasa të ndryshme të duktilitetit, të cilat mund të përdoren gjatë projektimit të strukturave:

- Duktiliteti i ulët (DCL)
- Duktiliteti i mesëm (DCM)
- Duktiliteti i lartë (DCH)

#### 7.4. Faktorët e sjelljes për veprimet sizmike horizontale

Vlera kufitare e sipërme e faktorit të sjelljes “q” përmes të cilit merret parasysh kapaciteti i disipimit të energjisë, duhet të përcaktohet për çdo drejtim projektues:

$$q = q_0 k_w \geq 1.5$$

ku:

$q_0$  - vlera bazë e faktorit të sjelljes, që varet nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia e tij në lartësi

$k_w$  - faktori që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit në sistemin strukturor me mure

Tabela 10 : Vlera bazë “ $q_0$ ” e faktorit të sjelljes për sisteme të rregullta në lartësi

TIPI STRUKTUROR	DCM	DCH
Sistem ramë, sistem dual, sistem me mure të çiftuara	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistem me mure te paçiftuara	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistem me fleksibilitet në përdredhje	2.0	3.0
Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur	1.5	2.0

$\alpha_1$  - vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik projektues horizontal me qëllim që të arrihet për herë të parë rezistenca në përkulje në njërin nga elementët e strukturës, ndërkohë që veprimet e tjera projektuese mbeten konstante

$\alpha_u$  - vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik projektues horizontal, në kushtet kur të gjitha veprimet e tjera projektuese janë konstante, në mënyrë që të formohen çerniera plastike në një numër seksionesh të mjaftueshme për shfaqjen e paqëndrueshmërisë tërësore strukturore. Ky faktor mund të përfitohet përmes analizës jolineare statike (Pushover).

$$k_w = \begin{cases} 1.0 & \text{për sistemet ram dhe dual (ekuivalente me ram)} \\ 1 + \alpha_0/3 \leq 1 & \text{por jo më e vogël se 1.5 për sisteme me mure dhe fleksibile në përdredhje} \end{cases}$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \text{ (lartësia e murit/gjatësia e murit “i”)}$$

Tabela 11 :Vlerat e  $\alpha_w/\alpha_1$

<b>Sisteme ramash ose sisteme duale ramë-ekuivalentë</b>	
Ndërtesat njëkatëshe	$\alpha_w/\alpha_1=1.1$
Rama shumëkatëshe, njëhapësirëshe	$\alpha_w/\alpha_1=1.2$
Ramat shumëkatëshe me shumë hapësira ose struktura duale ekuivalente me ramë	$\alpha_w/\alpha_1=1.3$
<b>Sisteme me mure ose sisteme duale mur-ekuivalent</b>	
Sisteme me mure me vetëm dy mure të paçiftuar për drejtim horizontal	$\alpha_w/\alpha_1=1.0$
Sisteme të tjera me mure të paçiftuar	$\alpha_w/\alpha_1=1.1$
Sisteme duale ekuivalente me mur, ose sisteme me mure të çiftuar	$\alpha_w/\alpha_1=1.2$

## 7.5. Projektimi sipas kapaciteteve

Kjo është një metodë projektimi në të cilën elementët e sistemit strukturor zgjidhen, projektohen e detajohen në mënyrë që gjatë deformimeve të mëdha të jenë të aftë të disipojnë energjinë, ndërkohë që të gjithë elementëve të tjerë strukturorë u sigurohet një rezistencë e mjaftueshme, me qëllim që të funksionojë mënyra e zgjedhur e disipimit të energjisë.

## 7.6. Projektimi sipas DCL(Projektimi sipas Eurokodit 2)

Duktiliteti i ulët (DCL) preferohet të përdoret vetëm në rajonet me sizmicitet të ulët, dhe bazohet në dispozitat e EN 1992-1-1.

Pavarësisht sistemit strukturor dhe rregullsisë në lartësi, mund të përdoret një faktor sjelljeje deri në 1.5 në llogaritjen e veprimeve sizmike.

## 7.7. Projektimi sipas DCM dhe DCH

Strukturat me duktilitet të mesëm (DCM) dhe ato me duktilitet të lartë (DCH) projektohen si disipuese. Përdoren për rajonet me sizmicitet të mesëm dhe të lartë. Projektimi duktil mundëson struktura rezistente ndaj tërmetit, duke mundësuar shfaqjen e mekanizmave të qëndrueshëm me disipim të madh të energjisë hysteretike.

## 7.8. Efektet projektuese të veprimit, verifikimet në ULS, detajimi për duktilitet lokal

Vlerat projektuese të momenteve përkulëse dhe forcave aksiale duhet të merren nga analiza e strukturës për situatën sizmike të projektimit, në përputhje me EN 1990:2001, 6.4.3.4, duke marrë parasysh efektet e rendit të dytë dhe kërkesat e projektimit sipas kapaciteteve.

Këto vlera për elemente të veçanta siç janë trarët, shtyllat, muret do të trajtohen në vijim.

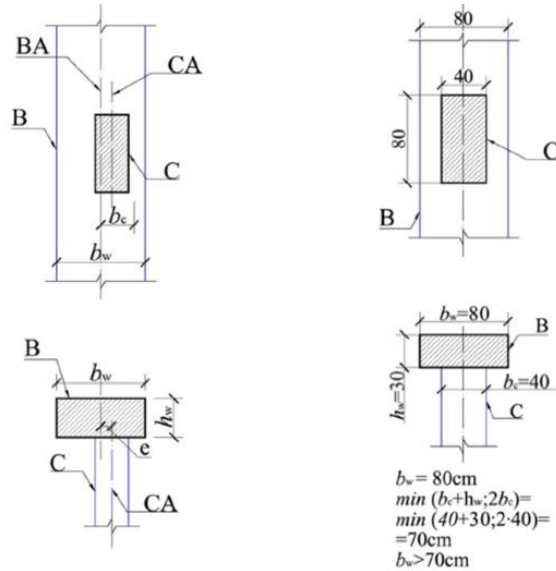
### 7.8.1. Trarët

#### Kufizimet gjeometrike



Në mënyrë që të mundësohet transmetimi efektiv i momenteve ciklike nga një tra parësor sizmik tek një shtyllë, duhet të kufizohet jashtëqendërsia e aksit të traut kundrejt aksit të shtyllës me të cilën ai lidhet.

Që të mundësohet kjo kërkesë, largësia ndërmjet akseve të qendrave të rëndesës të dy elementëve kufizohet në më pak se  $bc/4$ , ku  $bc$  është përmasa më e madhe e prerjes tërthore të shtyllës, normal me aksin gjatësor të traut.



**Legjenda**

- B tra
- C shtyllë
- $b_c$  përmasa më e madhe e prerjes tërthore të shtyllës normale me aksin gjatësor të traut

Që të shfrytëzohet efekti i favorshëm i shtypjes së shtyllës në aderencën e shufrave horizontale që kalojnë nëpër nyje, gjerësia  $b_w$  e një trau parësor sizmik duhet të kënaqë kushtin:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$$

ku “ $h_w$ ” paraqet lartësinë e traut.

**Efektet projektuese të veprimit**

Në trarët parësorë sizmikë forcat prerëse projektuese duhet të përcaktohen bazuar në rregullat e projektimit sipas kapaciteteve, mbi bazën e ekuilibrit të traut nën:

- a) ngarkesën tërthore që vepron mbi të në situatën sizmike projektuese dhe
- b) momentet në funde  $M_{i,d}$  (me  $i=1,2$ , që përcakton seksionet fundore të traut), të cilat i korrespondojnë formimit të çërnierës plastike, për kahun pozitiv dhe negativ të veprimit sizmik. Këshillohet që çërnierat plastike të formohen në fundet e trarëve (nëse aty formohen më parë) ose në elementët vertikale të lidhura me njëën ku futen fundet e traut.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

ku:

$\gamma_{Rd}$  - faktori që merr parasysh mbirezistencën e mundshme për shkak të fortësimit (“strain hardening”) të çelikut, që mund të merret i barabartë me 1.0 ose 1.2 përkatësisht për rastin e trarëve DCM ose DCH;

$M_{Rb,i}$  - vlera projektuese e momentit të rezistencës së traut në fundin “i” në kahun e momentit përkulës sizmik, referuar kahut të konsideruar të veprimit sizmik;

$\sum M_{Rc}$  dhe  $\sum M_{Rcb}$  - shuma e vlerave projektuese të momenteve të rezistencës të shtyllave dhe shuma e vlerave projektuese të momenteve të rezistencës që hyjnë në një.

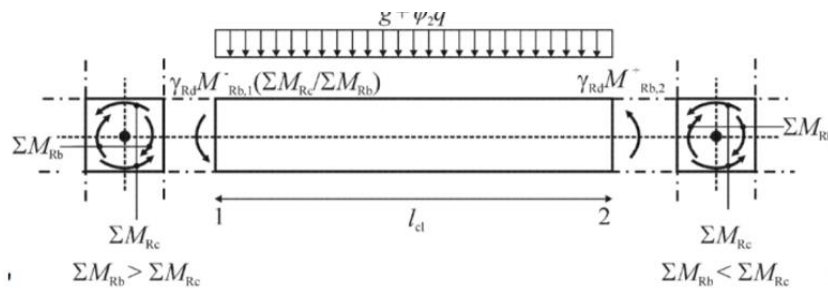


Fig 32 - Vlerat projektuese të forcave prerëse në trarë për projektimin sipas kapaciteteve

### Verifikimet në ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje

Rezistencat në përkulje dhe ajo në prerje preferohet të llogariten sipas EN 1992-1-1:2004. Armatura e sipërme e prerjeve tërthore fundore të trarëve parësorë sizmikë, me forma seksioni T ose L, këshillohet të vendoset kryesisht brenda gjerësisë së brinjës së traut. Vetëm një pjesë e kësaj armature mund të vendoset jashtë trashësisë së brinjës, por patjetër brenda gjerësisë efektive të flaxhës  $b_{eff}$ . Gjerësia efektive e flaxhës  $b_{eff}$  mund të supozohet si vijon:

a) për trarët parësorë sizmikë (rigelat) që lidhin shtyllat e jashtme, në mungesë të traut tërthor, gjerësia efektive e flaxhës  $b_{eff}$  merret e barabartë sa gjerësia  $b_c$  e shtyllës (Figura 5.5a), ose, kur ka një tra tërthor me lartësi të përafërt, gjerësia efektive  $b_{eff}$  merret duke i shtuar gjerësisë  $b_c$  madhësitë  $2h_f$  në secilën anë të traut (Figura 5.5b).

b) për trarët parësorë sizmikë, që lidhin shtyllat e brendshme, gjerësitë e mësipërme mund të rriten me  $2h_f$  në secilën anë të traut (Figura 5.5c dhe d)

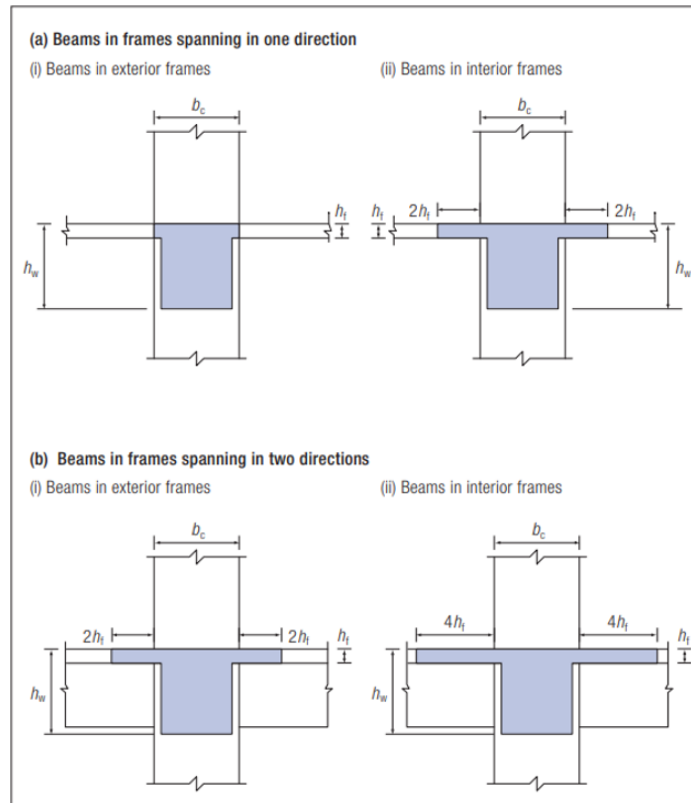


Fig 33 - Gjerësia efektive e flanzhës tek trajet "T"

### Detajimi për duktilitet lokal

Tek trau parësor sizmik, rajone kritike konsiderohen rajonet deri në distancën  $l_{cr}=h_w$  ( $h_w$  tregon lartësinë e traut) nga prerja tërthore fundore ku ai futet në një nyjë tra-shtyllë, gjithashtu edhe rajonet nga të dyja anët e një prerje tjetër tërthore që tenton për të kaluar në rrjedhshmëri në situatën sizmike projektuese.

Tek trarët parësorë sizmikë që mbajnë elementë vertikale të ndërprera, këshillohet që rajonet në një largësi deri në  $2h_w$  nga secila anë e elementit vertikal të mbështetur të shqyrtohen si rajone kritike.

Kërkesa për duktilitet lokal në këto rajone kërkon plotësimin e kushteve vijuese për dy flanzhat e traut:

a) në zonën e shtypur ka një sasi armature jo më pak se gjysma e armaturës së kërkuar për zonën e tërhequr, si shtesë kjo e armaturës së nevojshme për të respektuar verifikimin e ULS-së të traut në situatën sizmike projektuese

b) raporti i armaturës së tërhequr nuk e kapërcen një vlerë  $\rho_{max}$  të barabartë me:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ku

$f_{yd}$  - rezistenca projektuese në rrjedhshmëri e çelikut

$f_{cd}$  - rezistenca projektuese në shtypje e betonit

$\mu_{\Phi}$  - vlera e kërkuar e faktorit të duktilitetit

$\varepsilon_{sy,d}$  - vlera projektuese e çelikut në tërheqje në rrjedhshmëri

Në tërë gjatësinë e traut, raporti i armaturës në zonën e tërhequr  $\rho$ , duhet të jetë jo më i vogël se vlera minimale vijuese:

$$\rho_{min} = 0.5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

Në rajonet kritike të trarëve parësorë sizmikë duhet të sigurohet vendosja e stafave shtrënguese sipas kushteve vijuese:

- a) Diametri i stafave të mbyllura nuk duhet të jetë më pak se 6mm ( $d_{bw}$ )
- b) Hapi, stafave të mbyllura ("s" në milimetra) nuk duhet të kalojë:

$$s = \min \cdot \{h_w/4 ; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}$$

ku:

$d_{bL}$  - diametri minimal i shufrave gjatësore (në milimetra)

$h_w$  - thellësia e traut (në milimetra)

- c) Stafa shtrënguese e parë vendoset jo më larg se 50 mm nga seksioni fundor i traut

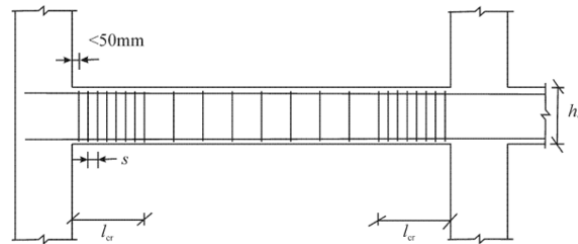


Fig 34 - Armatura tërthore në rajonet kritike të trarëve

## Dispozita për Ankorimet

Sa i përket ankorimit tek trajet, duhet të kemi parasysh dy pika kryesore:

- Pjesa e armimit gjatësor të traut, e cila kthehet në nyje për qëllim ankorimi, duhet të vendoset gjithnjë brenda stafave shtrënguese korresponduese të shtyllës.
- Për të shmangur shkatërrimin e aderencës (lidhjes), diametri  $d_{bL}$  i shufrave gjatësore të traut, të cilat kalojnë përmes nyjave tra-shtyllë, duhet të kufizohet në përputhje me shprehjet vijuese:
  - Për nyjat e brendshme tra-shtyllë:

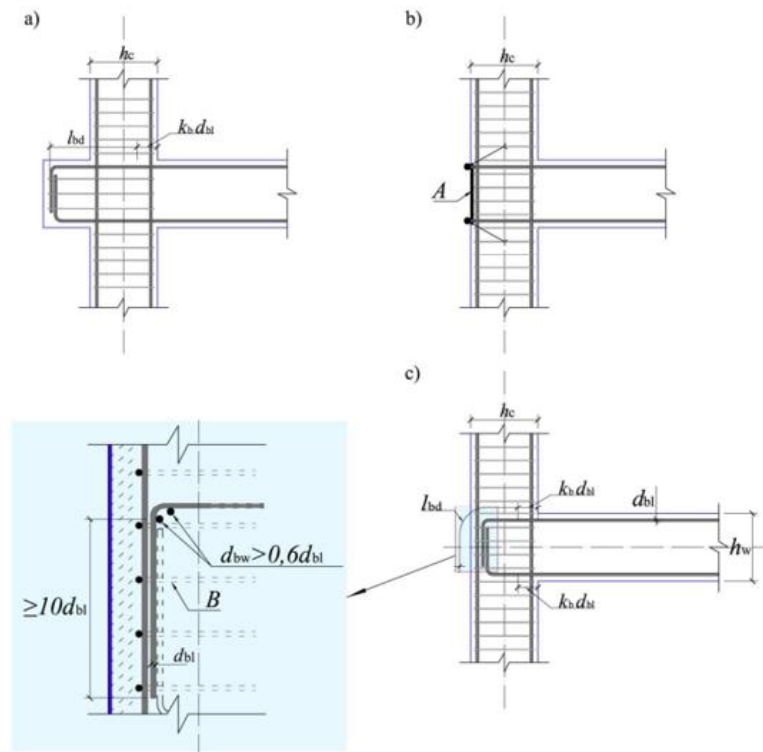
$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 v_d}{1 + 0.75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

- Për nyjat e jashtme tra-shtyllë:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \cdot v_d)$$

ku:

- $h_c$  - gjerësia e shtyllës paralel me shufrat
- $f_{ctm}$  - vlera mesatare e rezistencës në tërheqje të betonit
- $f_{yd}$  - vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri e çelikut
- $v_d$  - forca aksiale e normalizuar projektuese në shtyllë, e marrë me vlerën e saj minimale për situatën projektuese sizmike ( $v_d = N_{Ed}/f_{cd} \cdot A_c$ )
- $k_D$  - faktori që pasqyron klasën e duktilitetit me vlerë 1 (për DCH) dhe 2/3 (për DCM)
- $\rho$  - raporti i shufrave të shtypura të traut që kalojnë nëpër nyja
- $\rho_{max}$  - përqindja maksimale e lejuar e armaturës në tërheqje
- $\gamma_{Rd}$  - faktori i pasigurisë së modelit për vlerën projektuese të rezistencës me vlerë 1.2 (për DCH) ose 1.0 (për DCM)



Legjenda

- A pllakë ankorimi;
- B stafa të mbyllura rreth shufrave të kollonës
- $A_b = 5$  për DCH dhe 0 për DCM

Fig 35 - Dispozita plotësuese për ankorim në nyjat e jashtme tra-shtyllë



## Efektet projektuese të veprimit

Tek shtyllat parësore sizmike vlerat projektuese të forcave prerëse duhet të përcaktohen në përputhje me rregullin e projektimit sipas kapaciteteve, mbi bazën e ekuilibrit të shtyllës nën veprimin e momenteve fundore  $M_{i,d}$  (ku  $i=1,2$  shënojnë seksionet fundore të shtyllës), që i korrespondojnë, për drejtimin pozitiv dhe negativ të veprimit sizmik, momentit të formimit të çërnierës plastike. Këshillohet të pranohet që çërnierat plastike formohen në fundet e trarëve që lidhen me nyjat ku futet skaji fundor i shtyllës, ose (nëse formohen më parë aty) te fundet e shtyllave.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

ku:

$\gamma_{Rd}$  - faktori që merr parasysh mbirezistencën e mundshme për shkak të fortësimit (“strain hardening”) të çelikut dhe shtrëngimit të betonit të zonës së shtypur të seksionit, që mund të merret i barabartë me 1.1

$M_{Rc,i}$  - vlera projektuese e momentit të rezistencës së shtyllës në fundin “i” në kahun e momentit përkulës sizmik, referuar kahut të konsideruar të veprimit sizmik;

$\sum M_{Rc}$  dhe  $\sum M_{Rb}$  - shuma e vlerave projektuese të momenteve të rezistencës të shtyllave dhe shuma e vlerave projektuese të momenteve të rezistencës që hyjnë në një.

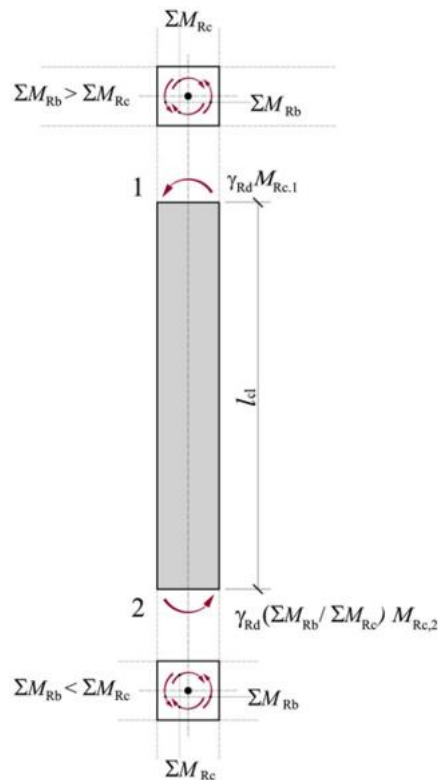


Fig 36 - Vlerat projektuese të forcave prerëse në shtylla të projektimit sipas kapaciteteve



## Verifikimet në ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje

Rezistenca në përkulje dhe në prerje duhet të llogaritet në përputhje me EN 1992-1-1:2004, duke përdorur vlerën e forcës aksiale që merret nga analiza për situatën sizmike projektuese.

Përkulja biaksiale mund të merret parasysht në një mënyrë të thjeshtuar. Kjo bëhet duke bërë verifikim në çdo drejtim veç e veç, duke përdorur një moment rezistence një aksial, i cili reduktohet për 30%.

Në shtyllat parësore sizmike vlera e forcës aksiale të normalizuar  $v_d$  nuk duhet të kalojë vlerën 0,65.

$$v_d = \frac{N_{ed}}{f_{cd}A_c} \leq 0.65$$

### Detajimi për duktilitet lokal

Raporti total i armimit  $\rho_1$  duhet të jetë brenda kufinjëve  $0,01 \leq \rho_1 \leq 0,04$ . Këshillohet që në prerjet tërthore simetrike të sigurohet armim simetrik ( $\rho = \rho''$ ).

Në mënyrë që të sigurohet integriteti i nyjave tra-shtyllë midis shufrave, në këndet (qoshet) përgjatë çdo faqeje kolone duhet të vendoset të paktën një shufër ndërmjetëse.

Zonat që ndodhen brenda largësisë  $l_{cr}$  nga të dyja seksionet fundore të një kolone parësore sizmike duhet të konsiderohen si rajone kritike.

Në mungesë të informacionit më të saktë, gjatësia e rajonit kritik  $l_{cr}$  (në metra) mund të llogaritet përmes shprehjes vijuese:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0.45\}$$

ku:

$h_c$  - dimensioni më e madh i prerjes tërthore të shtyllës (në metra)

$l_{cl}$  - gjatësia neto e shtyllës (në metra).

Nëse  $l_c/h_c < 3$ , e gjithë lartësia e shtyllës parësore duhet të konsiderohet si një rajon kritik.

Nëse, për vlerën e specifikuar të  $\mu_\phi$ , kudo në prerje tërthore është i nevojshëm një deformacion betoni më i madh se  $\epsilon_{cu2}=0,0035$ , atëherë kompensimi i humbjes së rezistencës për shkak të shkëputjes së betonit duhet të arrihet nëpërmjet një shtrëngimi adekuat të bërthamës së betonit, bazuar në vetitë e betonit të shtrënguar në EN 1992-1-1:2004, 3.1.9.

Kjo kërkesë plotësohet nëse kënaqet kushti i mëposhtëm:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (x.x)$$

ku:

$\mu\phi$  - vlera e kërkuar e faktorit të duktilitetit të kurbaturës

$v_d$  - forca aksiale projektuese e normalizuar ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ )

$\varepsilon_{sy,d}$  - vlera projektuese e deformacionit të çelikut të tërhequr në rrjedhshmëri

$h_c$  - lartësia e plotë e prerjes tërthore

$h_o$  - lartësia e bërthamës së shtrënguar (referuar vijës qendrore të stafave shtrënguese)

$b_c$  - gjerësia e plotë e prerjes tërthore

$b_o$  - gjerësia e bërthamës shtrënguar (referuar vijës qendrore të stafave shtrënguese)

$\alpha$  - faktori i efektivitetit të shtrëngimit, i barabartë me  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

$\omega_{wd}$  - raporti volumetrik mekanik i stafave të mbyllura shtrënguese në rajonet kritike

$f_{yd}$  - rezistenca projektuese në rrjedhshmëri e çelikut

$f_{cd}$  - rezistenca projektuese në shtypje e betonit;

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{vëllimi i stafave shtrënguese}}{\text{vëllimi i bërthamës së betonit}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

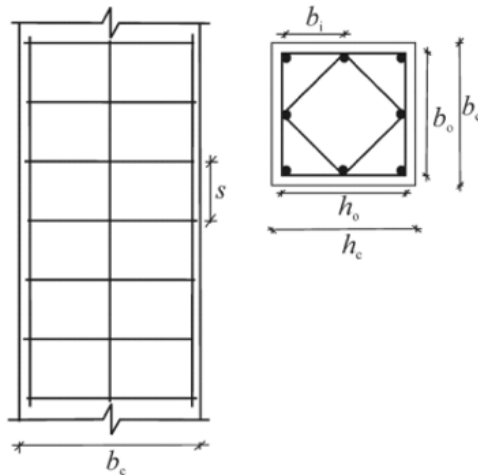


Fig 37 - Shtërngimi i bërthamës së betonit

Hapi ndërmjet stafave shtrënguese (mm) nuk duhet të kapërcejë vlerën:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (x.y)$$

ku:

$b_o$  - dimensioni minimal i bërthamës prej betoni (referuar vijës qendrore të stafave shtrënguese)

$d_{bL}$  - diametri minimal i shufrave gjatësore (në milimetra).

## Dispozita për Ankorimet

Kur llogaritet gjatësia e ankorimit apo e bashkimit të shufrave të shtyllës që kontribuojnë për rezistencën në përkulje të elementëve në rajonet kritike, raporti i sipërfaqes së kërkuar të armaturës kundrejt asaj të vendosur,  $A_{s,req}/A_{s,prov}$ , duhet të merret i barabartë me 1.

Nëse, në kushtet e situatës sizmike projektuese, forca aksiale në një shtyllë është tërheqëse, gjatësitë e ankorimit duhet të rriten me 50% kundrejt vlerave të specifikuara në EN 1992-1-1:2004.

Në strukturat DCH gjatësia e ankorimit e shufrave të shtyllës të ankoruara brenda nyjave tra-shtyllë duhet të matet nga një pikë e shufrës në një distancë  $5d_{bL}$  brenda faqes së nyjës, për të marrë parasysh depërtimin e rrjedhshmërisë për shkak të deformimeve ciklike post-elastike.

## Dispozita për vazhdimet

Brenda rajoneve kritike të kolonave nuk lejohet të bëhet vazhdimi përmes saldimit (me mbivendosje apo kokë më kokë). Vazhdimi mund të realizohet përmes bashkuesve mekanikë, nëse këta kanë kaluar me sukses provat përkatëse në kushte të përputhshme me klasën e zgjedhur të duktilitetit.

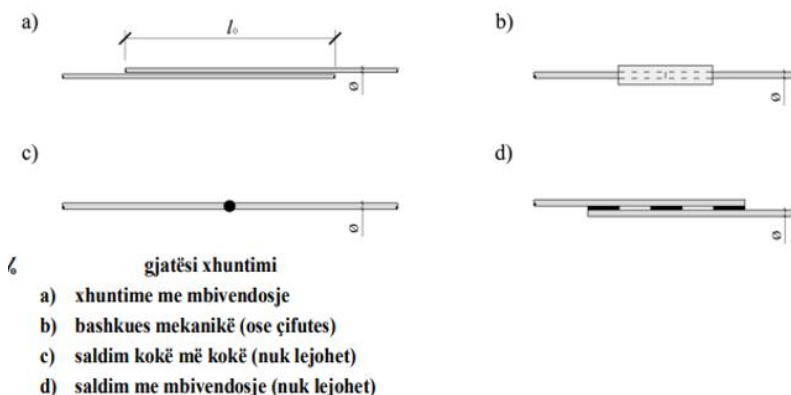


Fig 38 - Tipe të ndryshme vazhdimi

Duhet të plotësohen kërkesat e veçanta të përmendura në paragrafin e ankorimeve tek trarët.

Brenda zonës së mbivendosjes së armaturës gjatësore të kolonave, të vazhduara në të njëjtin vend (sipas EN 1992 1-1:2004), ose të armaturës gjatësore të elementëve kufitare në mure, sipërfaqja e kërkuar  $A_{st}$  e armaturës tërthore mund të llogaritet nga shprehja vijuese:

$$A_{st} = s \cdot (d_{bL}/50) \cdot (f_{yld}/f_{ywd})$$

ku:

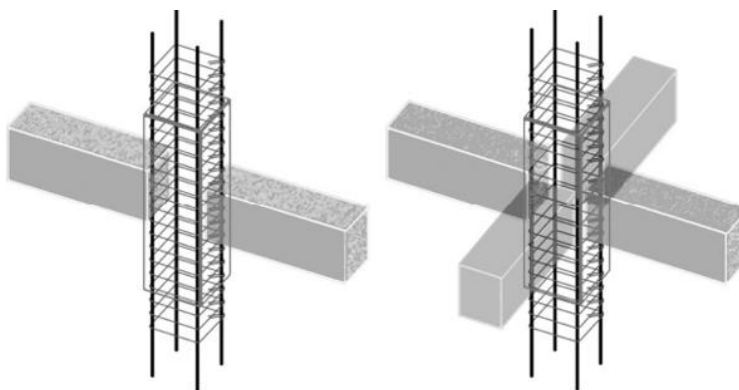
- $A_{st}$  - sipërfaqja e njëres prej degëve të armaturës tërthore
- $d_{bL}$  - diametri i shufrës së vazhduar
- $s$  - hapi i armaturës tërthore

fyld - vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri të armaturës gjatësore  
fywd - vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri të armaturës tërthore

### 7.8.3. Nyjet tra – shtyllë

Armatura shtrënguese horizontale në nyjat lidhëse të trarëve parësorë sizmikë me shtyllat duhet të jetë jo më e vogël se ajo që specifikohet në x.x dhe x.y. për rajonet kritike të shtyllave. Përrjashtim bëjnë rastet e mëposhtme:

- Nëse nga të katër anët e nyjës futen trarë dhe gjerësia e tyre është të paktën 3/4 e përmasës paralele të prerjes tërthore të shtyllës, atëherë hapi i armaturës tërthore shtrënguese horizontale në nyjë mund të rritet dyfish, por nuk duhet të kalojë vlerën 150 mm.



Në të majtë, hapi i stafave të mbyllura brenda në nyjë është i njëjtë si për kolonën duke qenë se trarët futen vetëm në dy anë të nyjës.

Në të djathtë, hapi i stafave të mbyllura brenda në nyjë është marrë 150 mm duke qenë se trarët futen vetëm në katër anë të nyjës dhe gjerësia e tyre është më shumë se 3/4 e përmasës paralele të prerjes tërthore të kolonës.

Fig 39 - Armatura e shtrëngimit horizontal në nyjat tra-shtyllë

Duhet të vendoset të paktën një shufër vertikale ndërmjetëse (ndërmjet shufrave të këndeve të shtyllës) në çdo faqe të nyjeve që lidhin trarët dhe shtyllat parësore sizmike (nuk janë paraqitur në figurë).

### 7.8.4. Muret duktilë dhe muret e çiftuar

Muri duktil është mur i fiksuar në bazën e tij në mënyrë të tillë që pengohet rrotullimi relativ i bazës kundrejt pjesës tjetër të sistemit strukturor, i projektuar dhe i detajuar që të disipojë energji në një zonë çerniere plastike në përkulje që nuk ka hapje ose shpime të mëdha menjëherë sipër bazës së tij.

Muri i çiftuar është element strukturor i përbërë nga dy a më shumë mure të veçanta, të lidhura sipas një modeli të rregullt me anë trarësh duktilë të konceptuar në mënyrë adekuate (trarë çiftues “coupling beams”), të aftë për të reduktuar, të paktën me 25%, shumën e momenteve përkulëse në bazë, të cilët do të shfaqeshin në muret e veçantë në kushtet e një pune të ndarë nga njëri-tjetri.

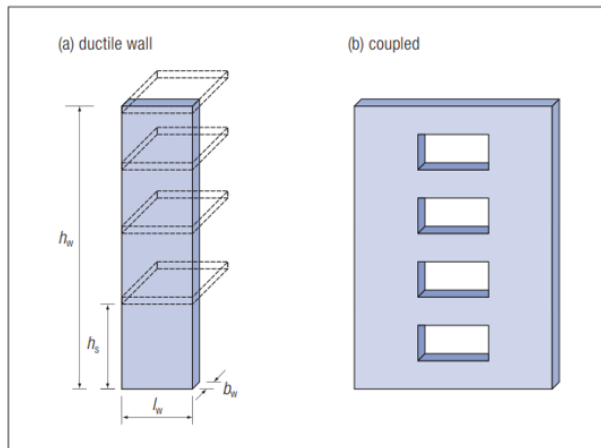


Fig 40 - Muret duktile dhe muret e çiftuara

Këshillohet që trashësia  $b_{w0}$  (në metra) e brinjës të kënaqë kushtin:  $b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s/20\}$ .

### Efektet projektuese të veprimit

Lejohet të bëhet rishpërndarja e efekteve të veprimit sizmik midis mureve parësore sizmike deri në 30%, me kusht që të mos reduktohet kërkesa e rezistencës totale. Këshillohet që forcat prerëse të rishpërndahen së bashku me momentet përkulëse, në mënyrë të tillë që raporti i momenteve përkulëse ndaj forcave prerëse (“shear ratio”) në muret e veçantë të mos preket në mënyrë të konsiderueshme.

Në muret e çiftuar lejohet të bëhet rishpërndarja deri në 20% e efekteve të veprimit sizmik midis trarëve lidhës të kateve të ndryshme, me kusht që të mos preket forca aksiale sizmike në bazën e çdo muri të veçantë (rezultantja e forcave prerëse në trarët lidhës).

Diagrama projektuese e momentit përkulës përgjatë lartësisë së murit jepet nga një mbështjellje e diagramës së momentit përkulës nga analiza, e zhvendosur “me tërheqje” vertikalisht (“tension shift”).

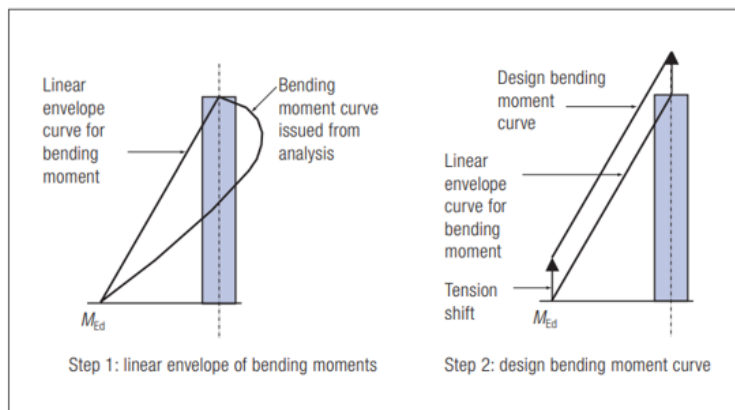


Fig 41 - Vlera projektuese e momentit të përkuljes

### Verifikimet në ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje

Rezistencat në përkulje dhe në prerje duhet të llogariten në përputhje me EN 1992-1-1:2004, duke përdorur vlerën e forcës aksiale që rezulton nga analiza, në situatën projektuese sizmike.

Në muret parësorë sizmike këshillohet që vlera e forcës aksiale të normalizuar  $v_d$  të mos kalojë vlerën 0,4.

Në llogaritjen e rezistencës në përkulje të seksioneve të mureve duhet të merret parasysh armatura e brinjës vertikale.

Këshillohet që seksionet e mureve kompozitë, me formë L, T, U, I, të merren si njësi integrale (të plota), të cilat përbëhen nga një ose disa brinjë paralele ose afërsisht paralele me drejtimin e forcës prerëse vepruese sizmike dhe nga një ose disa flanxha normale ose afërsisht normale me brinjën.

Për llogaritjen e rezistencës në përkulje, këshillohet që gjerësia efektive e flanxhës në secilën faqe të brinjës, të merret duke u shtrirë nga faqja e brinjës me minimumin e:

- a) gjerësisë reale të flanxhës
- b) gjysmës së largësisë nga një brinjë fqinjë e murit
- c) 25% të lartësisë totale të murit sipër nivelit të konsideruar

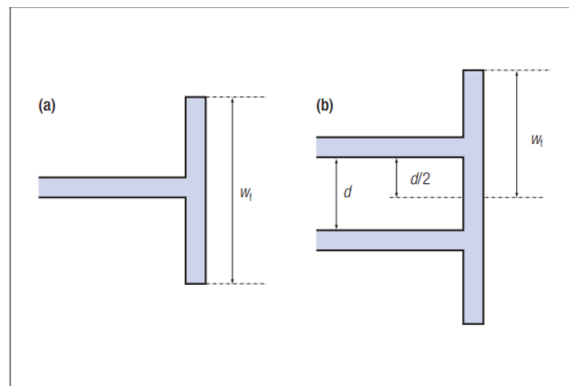


Fig 42 - Gjerësia efektive e flanxhës  $w_f$

### Detajimi për duktilitet lokal

Lartësia  $h_{cr}$  e rajonit kritik sipër bazës së murit mund të vlerësohet si:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6)$$

Por kjo lartësi kufizohet në përputhje me:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} h_s & \text{për } n \leq 6 \text{ kate} \\ 2 \cdot h_s & \text{për } n \geq 7 \text{ kate} \end{cases} \quad \begin{matrix} 2 \cdot l_w \\ \text{për } n \leq 6 \text{ kate} \\ \text{për } n \geq 7 \text{ kate} \end{matrix}$$

$h_s$  -lartësia neto e katit, dhe ku baza përkufizohet si niveli i themelit ose kreu i bodrumit me diafragma rigjide dhe mure perimetrike.

Për muret me prerje tërthore drejtkëndore, këshillohet që raporti volumetrik mekanik i armaturës së kërkuar kufizuese  $\omega_{wd}$  në elementët kufitare, të kënaqë ekuacionin vijues:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

Parametrat janë të njëjtë me ata në shprehjen x.x., përpos  $\omega_v$  e cila paraqet raportin mekanik të armaturës vertikale të brinjës ( $\omega_v = \rho_v f_{yd} / f_{cd}$ ).

Gjatësia e elementit kufitar jepet përmes shprehjes:

$$l_c = \max(0,15l_w; 1,50b_w; x_u(1 - 0,0035/\varepsilon_{cu2,c}))$$

ku:

$x_u$  - thellësia e aksit neutral

$f_{cu2,c}$  - deformacioni i fundit i betonit të shtrënguar i llogaritur  $\varepsilon_{cu2,2} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_d$

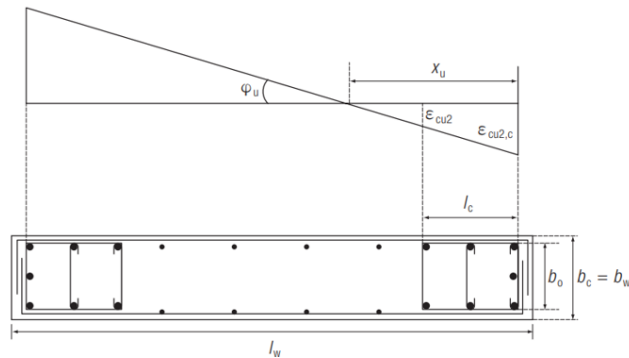


Fig 43 - Gjatësia e pjesës shtrënguese në skajet e murit

Në flanaxhat e mureve me trashësi  $h_f \geq h_s/15$  dhe gjerësi  $b_{f0} \geq h_s/5$  nuk kërkohet element kufitar shtrëngues. Megjithatë, në fundet e flanaxhave të tilla mund të kërkohet të ketë elementë kufitare të shtrënguara, për shkak të përkuljes së murit jashtë planit të tij.

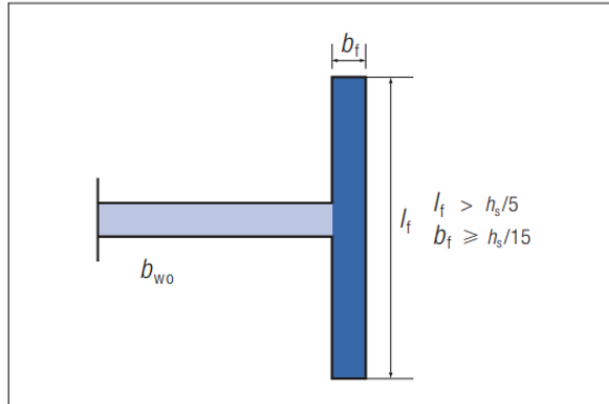


Fig 44 - Flanxha e murit pa element shtrëngues kufitar

Trashësia  $b_w$  e pjesëve të shtrënguara të seksionit të murit (e elementëve kufitare) këshillohet të mos jetë më e vogël se 200 mm.

- Nëse gjatësia e pjesës shtrënguese nuk e kalon vlerën më të madhe ndërmjet madhësive  $2b_w$  dhe  $0,2l_w$ , këshillohet që  $b_w$  të mos jetë më pak se  $h_s/15$ , ku  $h_s$  tregon lartësinë e katit;
- Nëse gjatësia e pjesës shtrënguese e kalon vlerën më të madhe ndërmjet madhësive  $2b_w$  dhe  $0,2l_w$ , këshillohet që  $b_w$  të mos jetë më pak se  $h_s/10$ .

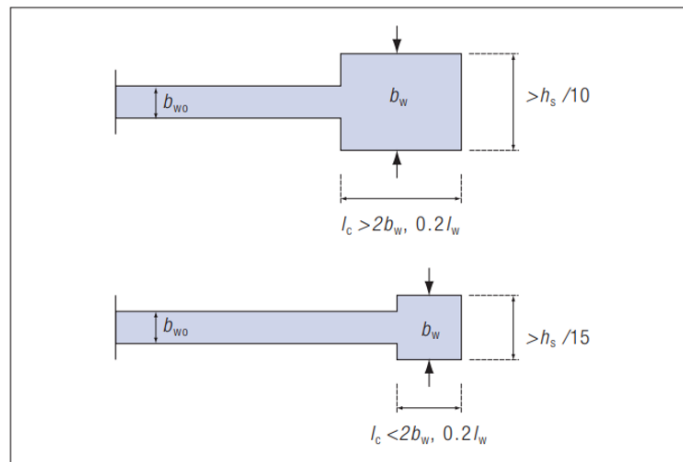


Fig 45 - Pjesët shtrënguese të murit

Në rajonet kritike brenda elementëve kufitarë, duhet të vendosen stafa të mbyllura dhe stafa “S”, me diametër minimal 6 mm, në një hap të tillë që siguron një duktilitet minimal dhe ndalon epjen lokale të shufrave gjatësore. Tipi i stafave të mbyllura duhet të jetë i tillë që prerja tërthore të përfitojë nga kushtet e sforcimeve triaksiale që shkaktohen aty. Hapi ‘s’ midis stafave të mbyllura (në milimetra) nuk duhet të kapërcejë vlerën:

$$s = \min(b_0/2; 175; 8d_{bL})$$



ku:

$b_o$  - përmasa minimale e bërthamës prej betoni (referuar vijës qendrore të stafave të mbyllura);

$d_{bL}$  - diametri minimal i shufrave gjatësore

## **8.0. MODELIMI I STRUKTURËS**

### **8.1. Karakteristikat gjeometrike**

Struktura e cila do të analizohet, është paraparë të ketë dimensione  $B \times L = 30 \times 30 \text{m}$ . Elementet vertikale të strukturës përbëhen nga shtyllat, muret sizmike si dhe bërthama e ashensorit.

Shtyllat janë përvetësuar me dimensione  $50 \times 50 \text{cm}$  edhe lidhja e tyre me themelin është paraparë të jetë lidhje e shtangët.

Muret sizmike janë përvetësuar në formë “L” me dimensione  $600 \times 600 \times 30 \text{cm}$  dhe janë vendosur në dy skaje perimetrike të objektit me qëllim që të analizohet reagimi i strukturës me rastin e shpërndarjes josimetrike të elementeve vertikale.

Bërthama e ashensorit është paraparë të formohet nga muri me trashësi  $30 \text{cm}$  dhe është vendosur në qendër të objektit.

Të gjitha këto elemente vertikale janë të vendosura përgjatë tërë lartësisë së strukturës, dhe dimensionet e tyre mbesin të pandryshuara.

Pllakat e meskatit janë përvetësuar pllaka monolite me trashësi  $20 \text{cm}$ , ndërsa trajet kanë dimensione  $30 \times 50 \text{cm}$ . Këto pllaka janë përvetësuar të veprojnë si diafragma, ashtu siq theksohet tek kapitulli 5.1.5 në pjesën teorike.

Modelimi si dhe analiza e strukturës së përshkruar më lartë do të bëhet përmes softëerit ETABS 20.0. Analiza sizmike e strukturës do të kryhet përmes analizës multimodale sipas spektrit të reagimit.

Objekti është paraparë të jetë i vendosur në truall të tipit B, me vlerë të shpejtimit referent të truallit  $a_g/g = 0.25$ .

Materialet që do të përdoren janë betoni i klasës C-30/37 dhe armatura e tipit B500B.

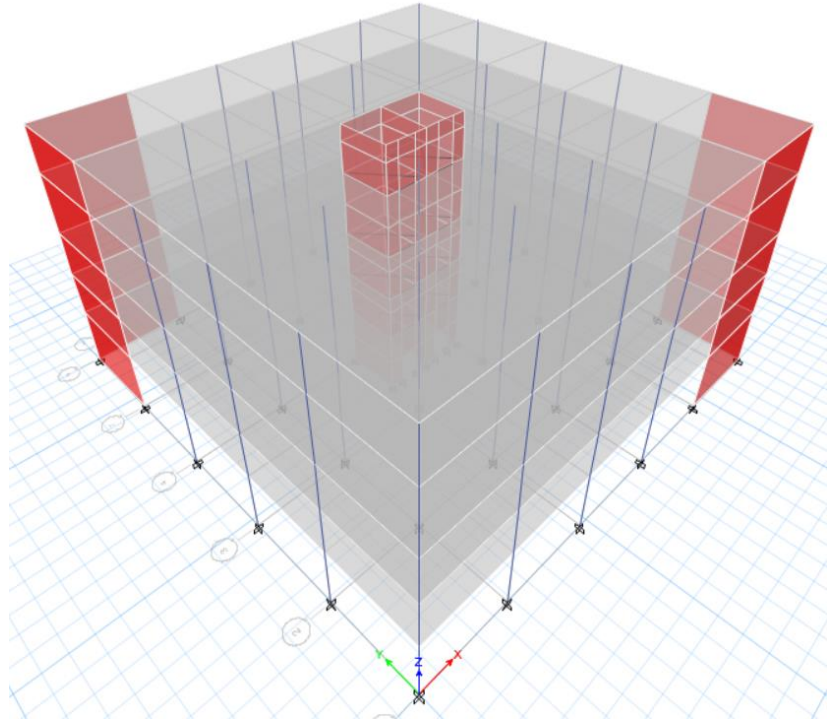


Fig. 46 - Paraqitja 3D e strukturës

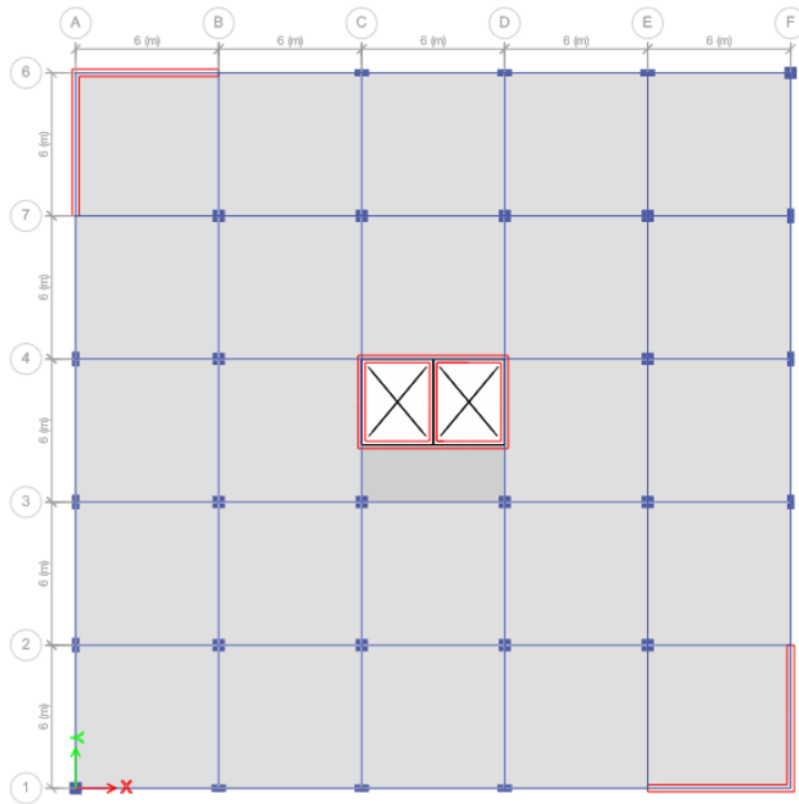


Fig.47 - Paraqitja në plan e strukturës

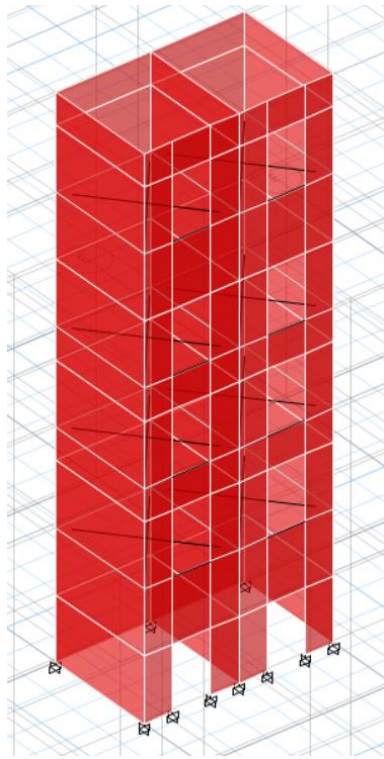


Fig. 48 - Bërthama e ashensorit

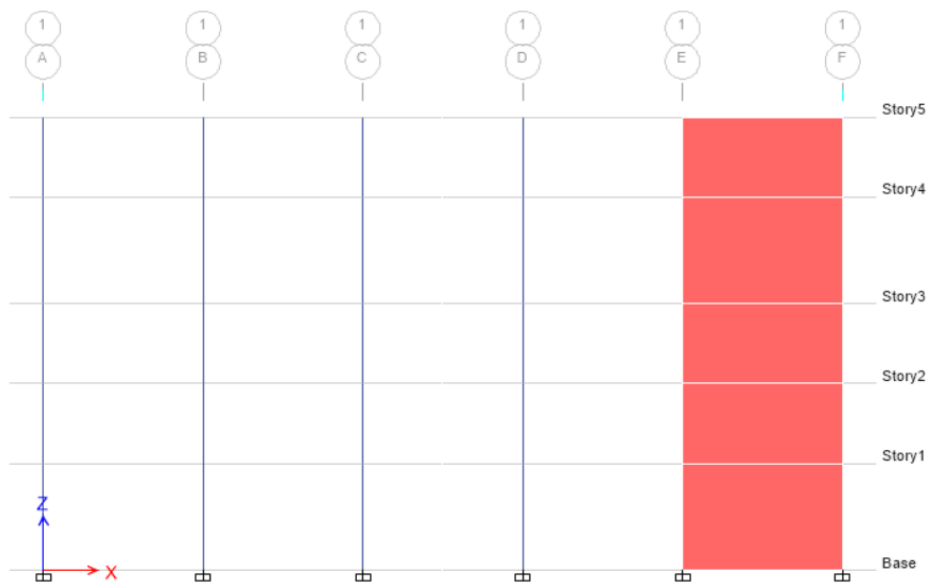


Fig.49 - Aksi 1-1 i strukturës

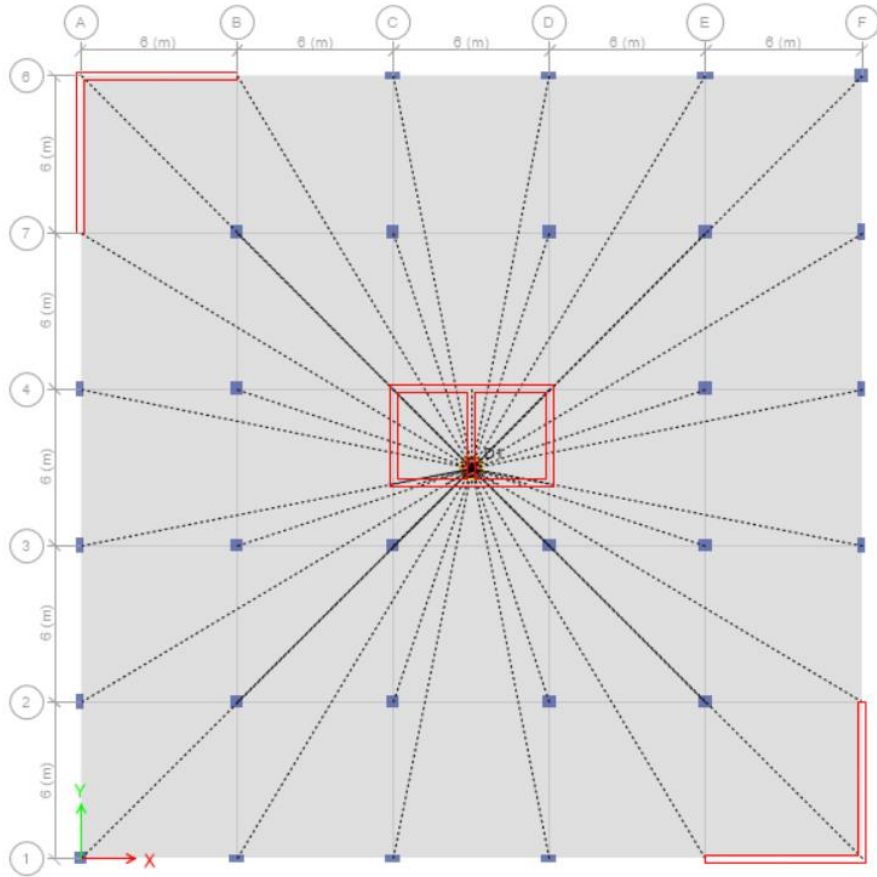


Fig.50 - Veprimi i pllakave të meskatit si diafragma

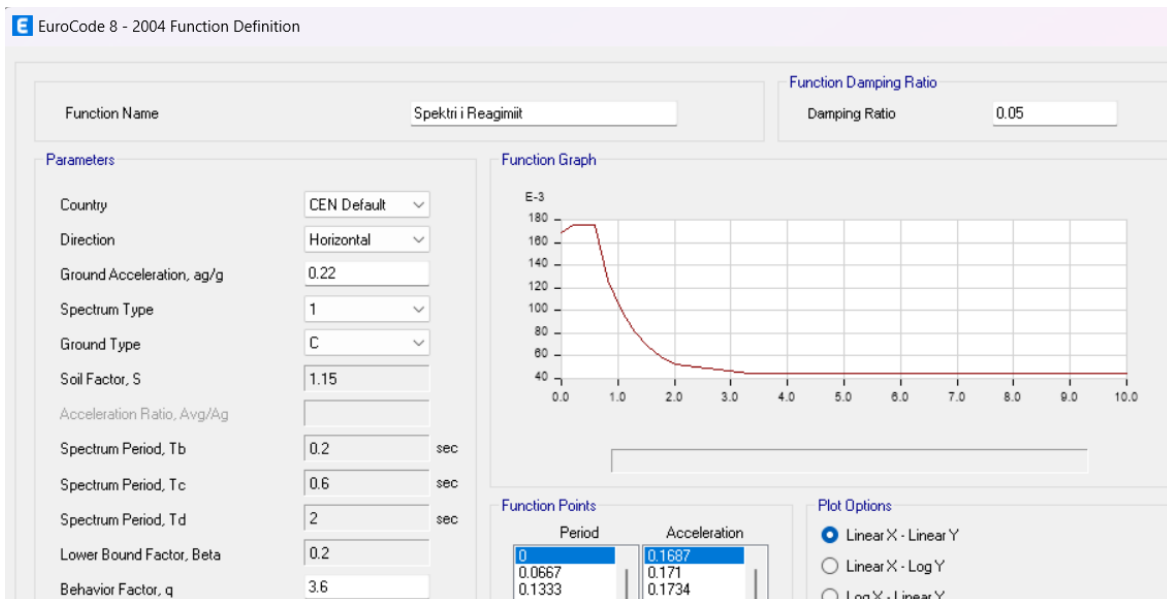


Fig.51 - Definimi i spektrit të reagimit

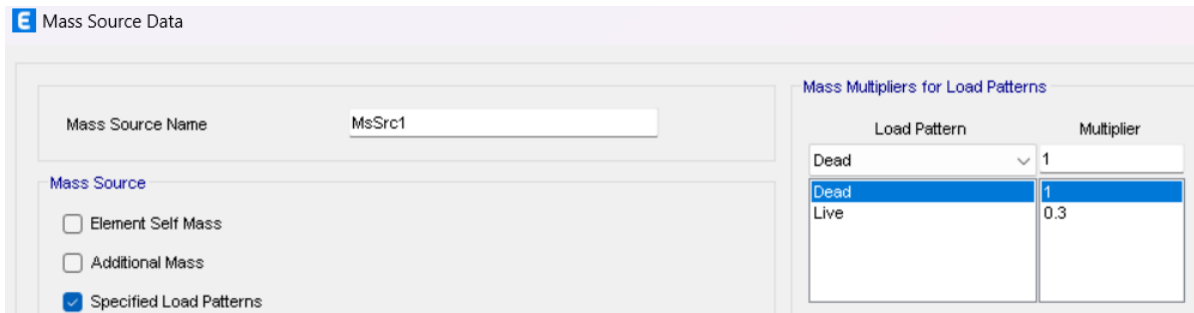


Fig.52. Përfshirja e ngarkesave gjatë llogaritjes së masës së objektit

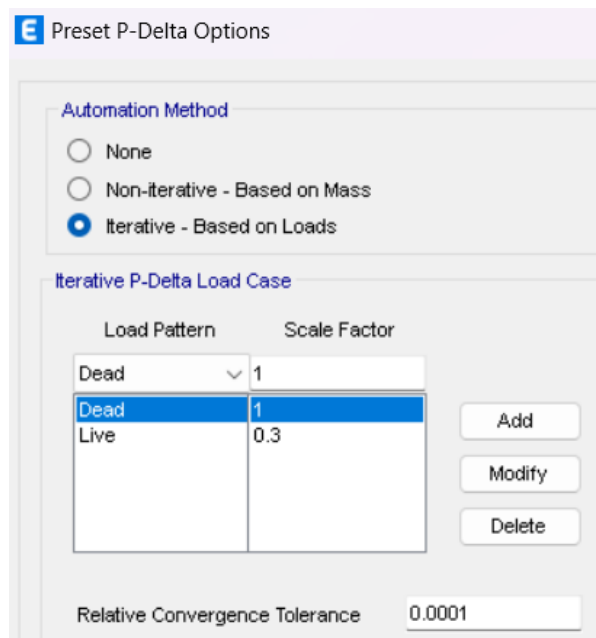


Fig.53 - Efekti P-Delta

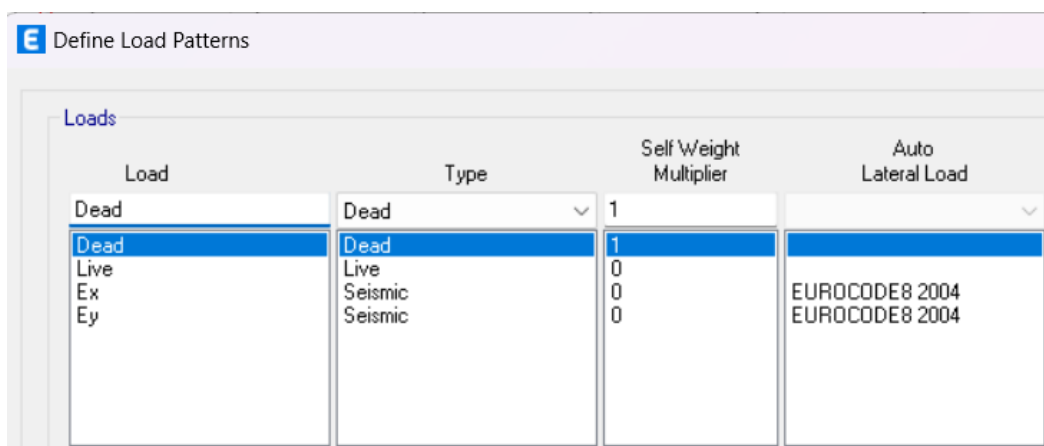


Fig.54 - Rastet e ngarkesave

Bazuar në **EN 1998-1, 4.3.2(1)P**, e cekur në kapitullin 5.4.2 gjatë analizës së strukturës merret parasysh përdredhja aksidentale me aplikimin e një jashtëqendërsie shtesë të masave në nivele të ndryshme.

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

Kombinimi i reagimeve modale bazuar në **EN 1998-1, 4.3.3.3.2 (3)P** realizohet përmes metodës CQC (Complete Quadratic Combination)

Gjatë kombinimit të efekteve të komponentëve të veprimit sizmik, efektet e veprimit për shkak të kombinimit të komponentëve horizontalë të veprimit sizmik mund të llogariten duke përdorur kombinimet vijuese:

- a)  $E_{Edx} + 0.3 E_{Edy}$
- b)  $0.3 E_{Edx} + E_{Edy}$

**E** Seismic Load Pattern - Eurocode8 2004

Direction and Eccentricity		Parameters	
<input type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Country	CEN Default
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Ground Acceleration, ag/g	0.22
<input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Spectrum Type	1
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0.05	Ground Type	C
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Soil Factor, S	1.15
Time Period		Spectrum Period, Tb	0.2 sec
<input type="radio"/> Approximate	Ct (m) =	Spectrum Period, Tc	0.6 sec
<input checked="" type="radio"/> Program Calculated		Spectrum Period, Td	2 sec
<input type="radio"/> User Defined	T =	Lower Bound Factor, Beta	0.2
Story Range		Behavior Factor, q	3.6
Top Story	Story5	Correction Factor, Lambda	1
Bottom Story	Base		

**E** Seismic Load Pattern - Eurocode8 2004

Direction and Eccentricity		Parameters	
<input type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Country	CEN Default
<input type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Ground Acceleration, ag/g	0.22
<input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Spectrum Type	1
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0.05	Ground Type	C
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Soil Factor, S	1.15
Time Period		Spectrum Period, Tb	0.2 sec
<input type="radio"/> Approximate	Ct (m) =	Spectrum Period, Tc	0.6 sec
<input checked="" type="radio"/> Program Calculated		Spectrum Period, Td	2 sec
<input type="radio"/> User Defined	T =	Lower Bound Factor, Beta	0.2
Story Range		Behavior Factor, q	3.6
Top Story	Story5	Correction Factor, Lambda	1
Bottom Story	Base		

## 8.2. Rezultatet e fituara nga analiza e strukturës

### 8.2.1. Format e lëkundjeve

Analiza multimodale sipas spektri të reagimit na jep si rezultat format e lëkundjeve të strukturës, ku siç shihet në vazhdim, në dy format e para kemi lëvizje translator, ndërsa forma e tretë është përdredhje.

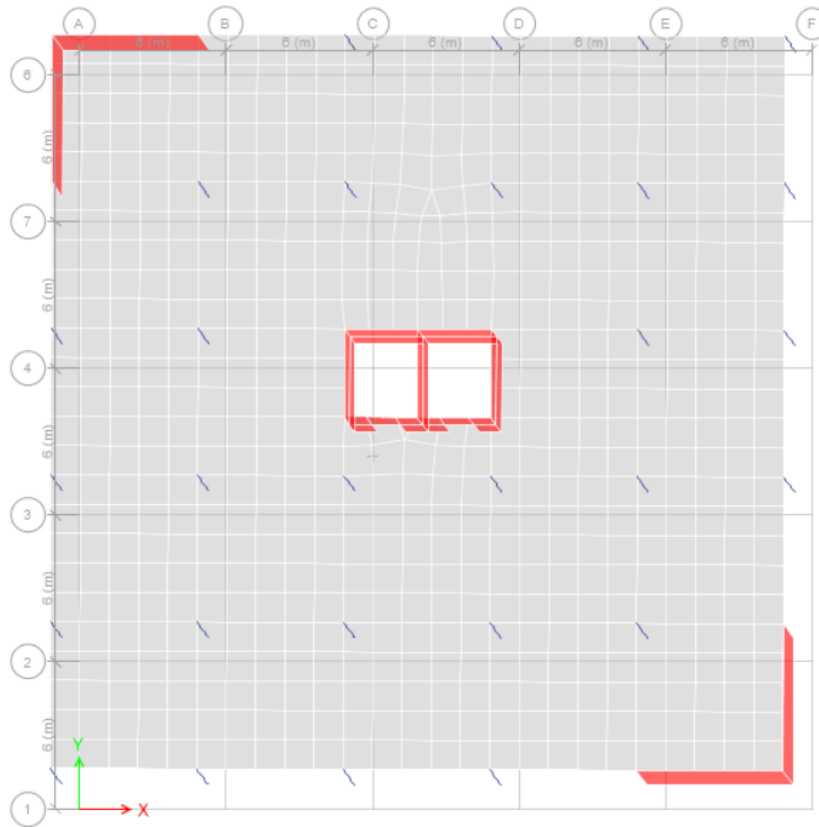
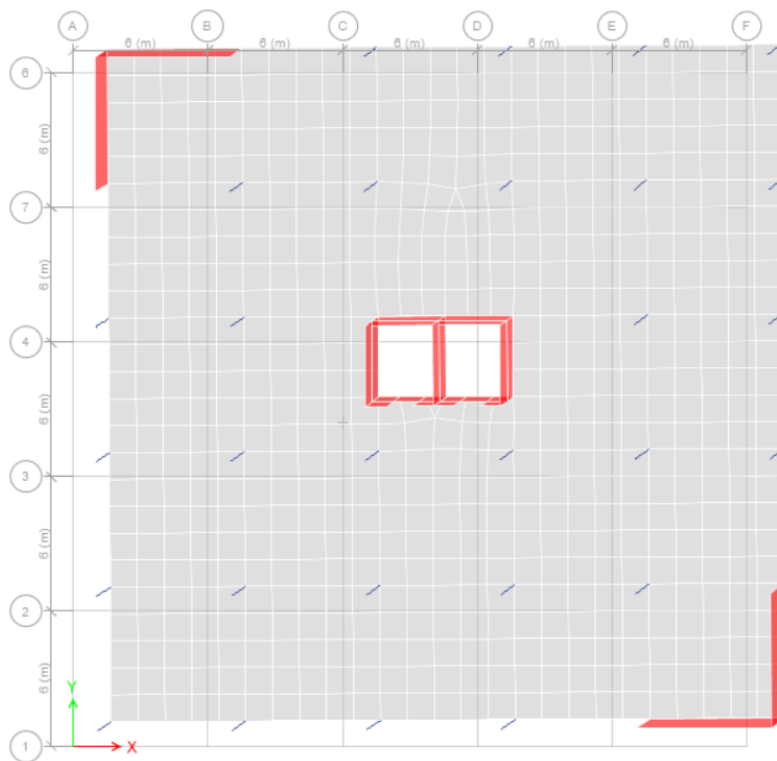
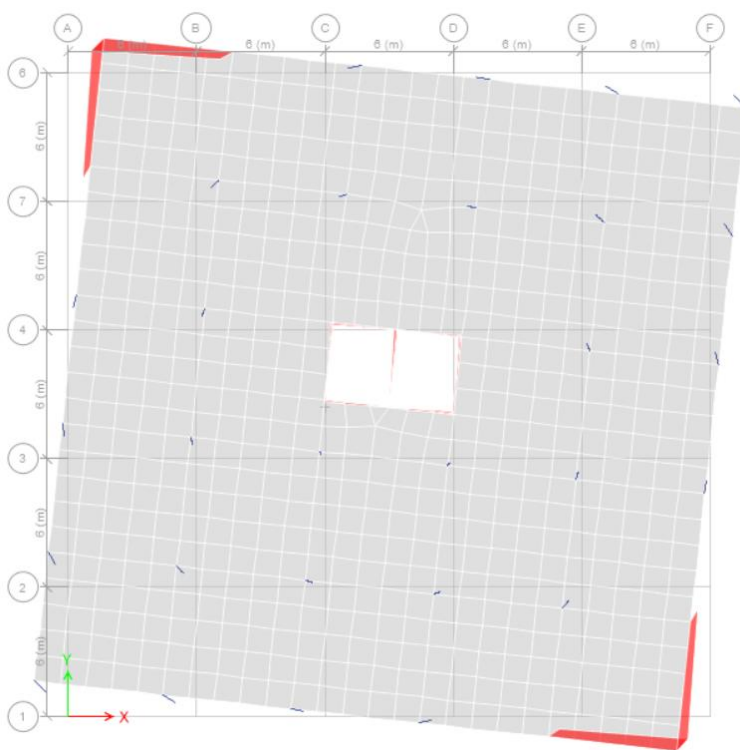


Fig.46 - Forma e parë e lëkundjeve – Lëvizje translator





*Fig.47 - Forma e dytë e lëkundjeve – Lëvizje translator*



*Fig.48 - Forma e tretë e lëkundjeve – Lëvizje translator*

## 8.2.2. Periodat e lëkundjeve

E Modal Participating Mass Ratios								
File Edit Format-Filter-Sort Select Options								
Units: As Noted			Hidden Columns: No			Sort: None		
Filter: None								
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	Modal	1	0.334	0.2489	0.473	0	0.2489	0.473
	Modal	2	0.242	0.4896	0.2579	0	0.7385	0.7309
	Modal	3	0.17	0.0015	3.657E-05	0	0.74	0.7309
	Modal	4	0.074	0.0799	0.1429	0	0.8199	0.8738
	Modal	5	0.063	0.1333	0.0771	0	0.9532	0.9509
	Modal	6	0.046	0.0004	6.776E-06	0	0.9536	0.9509
	Modal	7	0.033	0.0192	0.024	0	0.9728	0.9749
	Modal	8	0.03	0.0175	0.015	0	0.9903	0.9898
	Modal	9	0.023	0.0051	0.0035	0	0.9954	0.9933
	Modal	10	0.022	0.0002	3.313E-05	0	0.9955	0.9934
	Modal	11	0.022	0.0019	0.0039	0	0.9974	0.9973
	Modal	12	0.018	0.0026	0.0001	0	1	0.9974

Përmes marrjes në llogari të 12 formave të lëkundjeve, plotësohet edhe kushti i masës efektive i kërkuar në EN 1998-1, 4.3.3.3.1.

## 8.2.3. Qendra e masës dhe qendra e shtangësisë

XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
15	15.032	15.3192	15.9288
15.002	15.0483	15.2931	15.9037
15.0036	15.0584	15.2353	15.8592
15.0041	15.0601	15.1601	15.7543
15.0046	15.0636	15.0626	15.6068

### 8.3. Verifikimet në gjendjen e fundit kufitare dhe verifikimet gjeometrike

#### 8.3.1. Llogaritja e zhvendosjeve

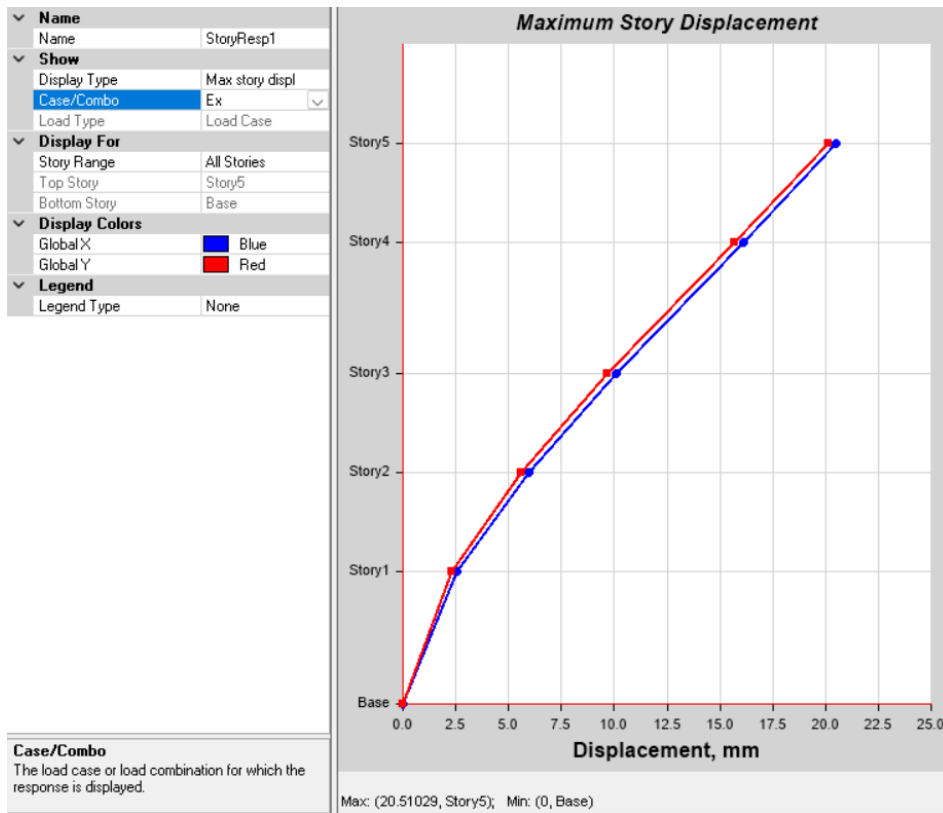


Fig 49 - Zhvendosjet e kateve nga veprimi sizmik Ex

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	UX mm	UY mm	RZ rad	Point
Story5	D1	Ex	LinRespSpec	Max			19.555	19.948	7.3E-05	256
Story4	D1	Ex	LinRespSpec	Max			15.342	15.518	5.8E-05	257
Story3	D1	Ex	LinRespSpec	Max			9.642	9.594	3.7E-05	258
Story2	D1	Ex	LinRespSpec	Max			5.678	5.562	2.2E-05	259
Story1	D1	Ex	LinRespSpec	Max			2.403	2.298	9E-06	260



Fig. 50 - Zhvendosjet e kateve nga veprimi sizmik Ey

Diaphragm Center Of Mass Displacements											
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	UX mm	UY mm	RZ rad	Point	
Story5	D1	Ey	LinRespSpec	Max			19.913	26.799	6.1E-05	256	
Story4	D1	Ey	LinRespSpec	Max			15.516	20.802	4.7E-05	257	
Story3	D1	Ey	LinRespSpec	Max			9.629	12.811	3E-05	258	
Story2	D1	Ey	LinRespSpec	Max			5.576	7.389	1.7E-05	259	
Story1	D1	Ey	LinRespSpec	Max			2.284	3.019	7E-06	260	

**Zhvendosjet "ds" në drejtim "X"**

Kati	Lartësia	de(Edx)	Faktori i sjelljes "q"	$d_s = q_d * d_e$
Njësia	m	mm	/	mm
Niveli 5	16.0	19.555	3.6	70.398
Niveli 4	13.0	15.342	3.6	55.231
Niveli 3	10.0	9.642	3.6	34.711
Niveli 2	7.0	5.678	3.6	20.441
Niveli 1	4.0	2.403	3.6	8.651
Niveli 0	0.0	0.0	3.6	0.0

**Zhvendosjet "ds" në drejtim "Y"**

Kati	Lartësia	de(Edy)	Faktori i sjelljes "q"	$d_s = q_d * d_e$
Njësia	m	mm	/	mm
Niveli 5	16.0	26.799	3.6	96.476
Niveli 4	13.0	20.802	3.6	74.887
Niveli 3	10.0	12.811	3.6	46.120
Niveli 2	7.0	7.389	3.6	26.600
Niveli 1	4.0	3.019	3.6	10.868
Niveli 0	0.0	0.0	3.6	0.0

Katet	Zhvendosjet ndërmjet kateve (driftet) në drejtimin "X"			
	$d_r$	$d_{r(lejuar)}$	$d_r * v/h$	Plotësohet kushti
	mm	mm	mm	
	<i>Kushti: <math>d_r * v \leq 0.05 * h</math></i>			
5	15.167	0.05	0.0025	✓
4	20.520	0.05	0.0034	✓
3	14.270	0.05	0.0024	✓
2	11.790	0.05	0.0020	✓
1	8.651	0.05	0.0011	✓
0	0.0	0.05	0.0	✓

Katet	Zhvendosjet ndërmjet kateve (driftet) në drejtimin "Y"			
	$d_r$	$d_{r(lejuar)}$	$d_r * v/h$	Plotësohet kushti
	mm	mm	mm	
	<i>Kushti: <math>d_r * v \leq 0.05 * h</math></i>			
5	21.589	0.05	0.0036	✓
4	28.768	0.05	0.0048	✓
3	19.519	0.05	0.0033	✓
2	15.732	0.05	0.0026	✓
1	10.868	0.05	0.0014	✓
0	0.0	0.05	0.0	✓

Efekti P-Δ - Drejtimi "X" $\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$						
Kati	h	dr	Ptot	Vtot	θ	Plotësohet kushti
	mm	mm	kN	kN	-	$\theta \leq 0.10$
Niv. 5	3000	15.167	8244.9597	8636.513	0.0048	✓
Niv. 4	3000	20.520	16842.9381	15339.140	0.0075	✓
Niv. 3	3000	14.270	24940.595	19483.758	0.0061	✓
Niv. 2	3000	11.790	33038.2519	22411.019	0.0058	✓
Niv. 1	4000	8.651	41636.2304	24243.290	0.0037	✓
<b>Drejtimi X - Sipas EC-8, kushti "P-Δ" plotësohet në të gjitha katet</b>						

Efekti P-Δ - Drejtimi "Y" $\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$						
Kati	h	dr	Ptot	Vtot	θ	Plotësohet kushti
	mm	mm	kN	kN	-	$\theta \leq 0.10$
Niv. 5	3000	21.589	8244.960	8702.168	0.0068	✓
Niv. 4	3000	28.768	16842.938	15303.604	0.0106	✓
Niv. 3	3000	19.519	24940.595	19324.542	0.0084	✓
Niv. 2	3000	15.732	33038.252	22166.851	0.0078	✓
Niv. 1	4000	10.868	41636.230	23930.671	0.0047	✓

### 8.3. Ndikimet në strukturë

Në vijim janë paraqitur ndikimet në ramën 3-3 nga ngarkesat e përhershme, të përkohshme si dhe nga sizmika.

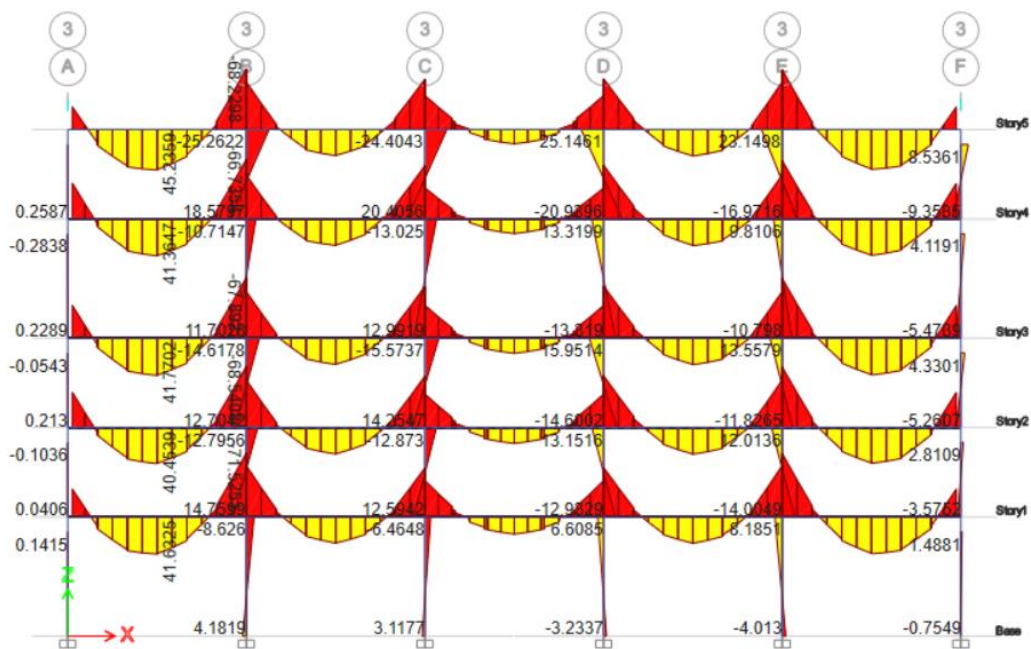


Fig. 51 - Vlera e momenteve në ramën 3-3 nga ngarkesa e përhershme

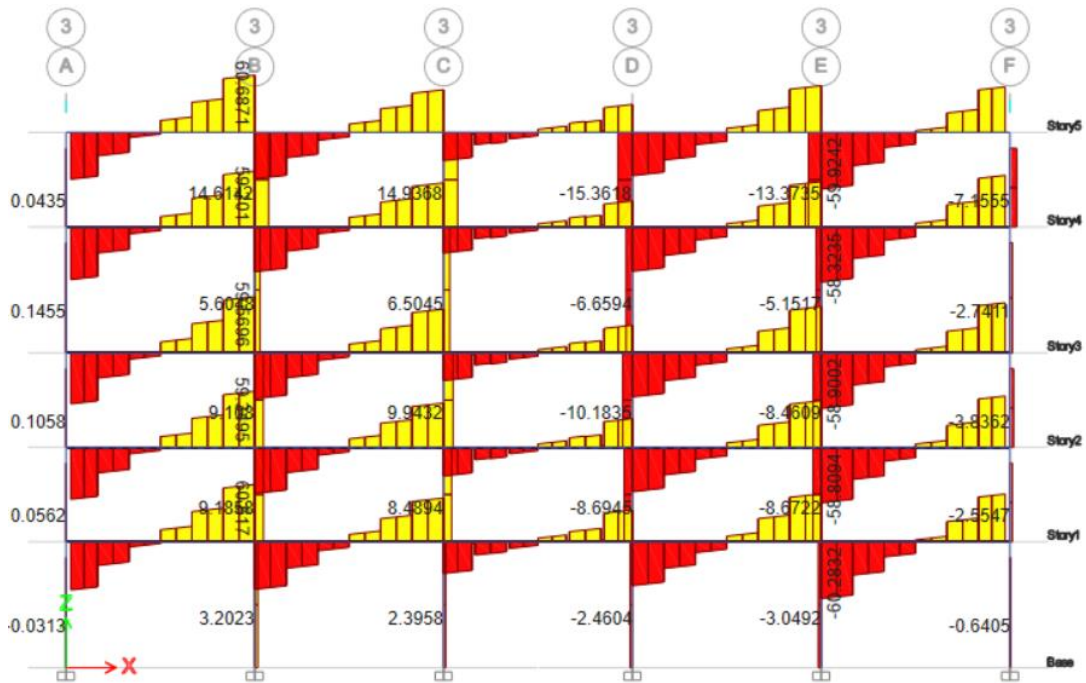


Fig. 52 - Vlera e forcave transversale në ram 3-3 nga ngarkesa e përhershme

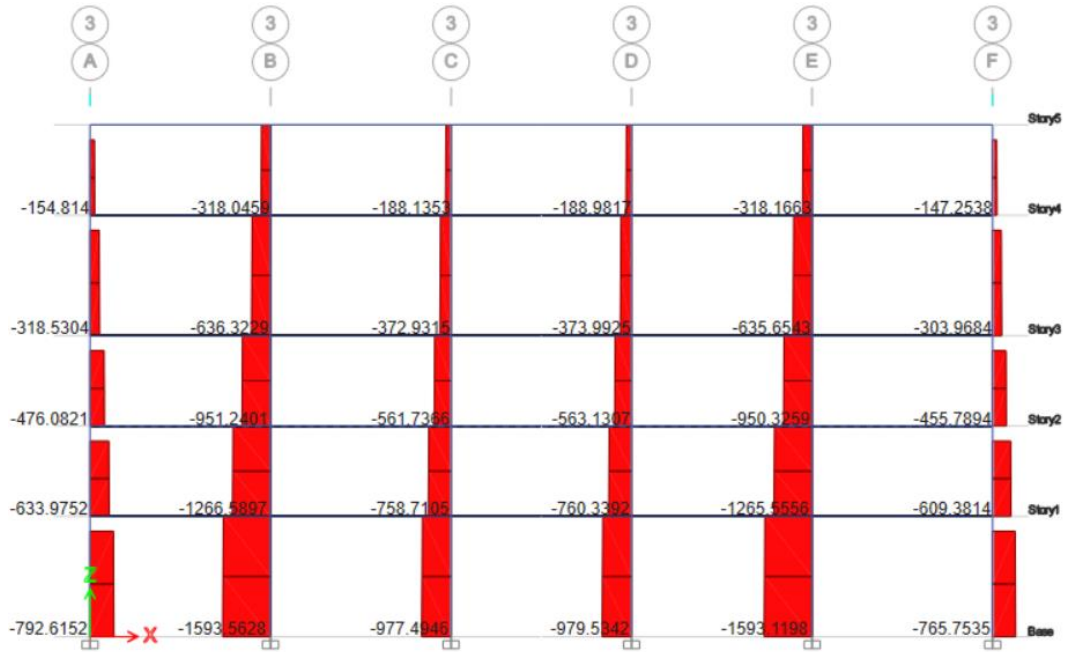


Fig. 53 - Vlera e forcave akisale në ram 3-3 nga ngarkesa e përhershme

Q



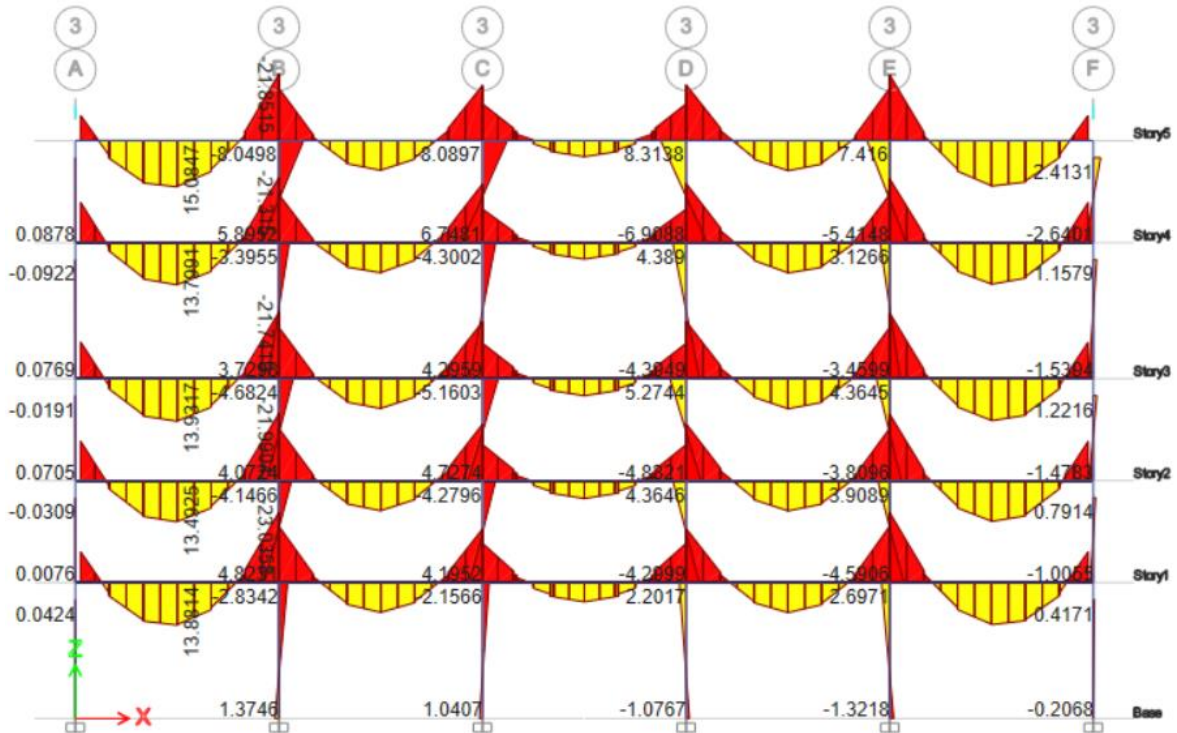


Fig. 54 - Vlera e momenteve në ramin 3-3 nga ngarkesa e përkohshme

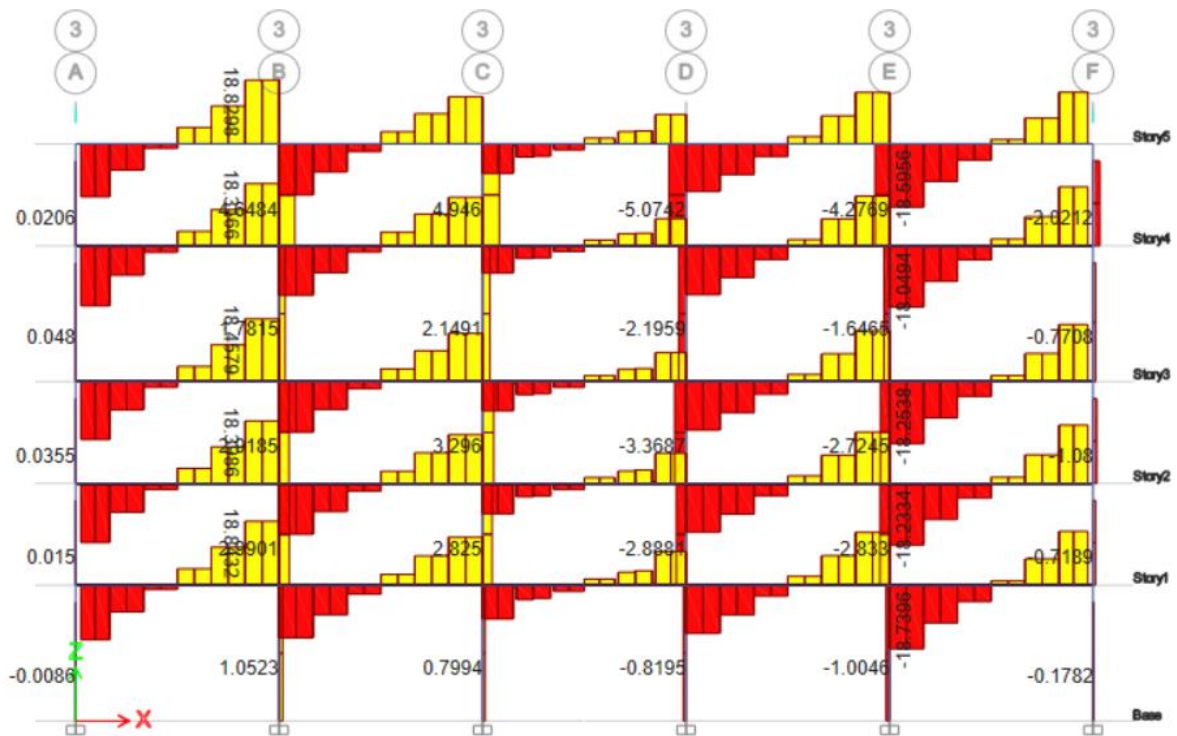


Fig. 55 - Vlera e forcave transversale në ramin 3-3 nga ngarkesa e përkohshme

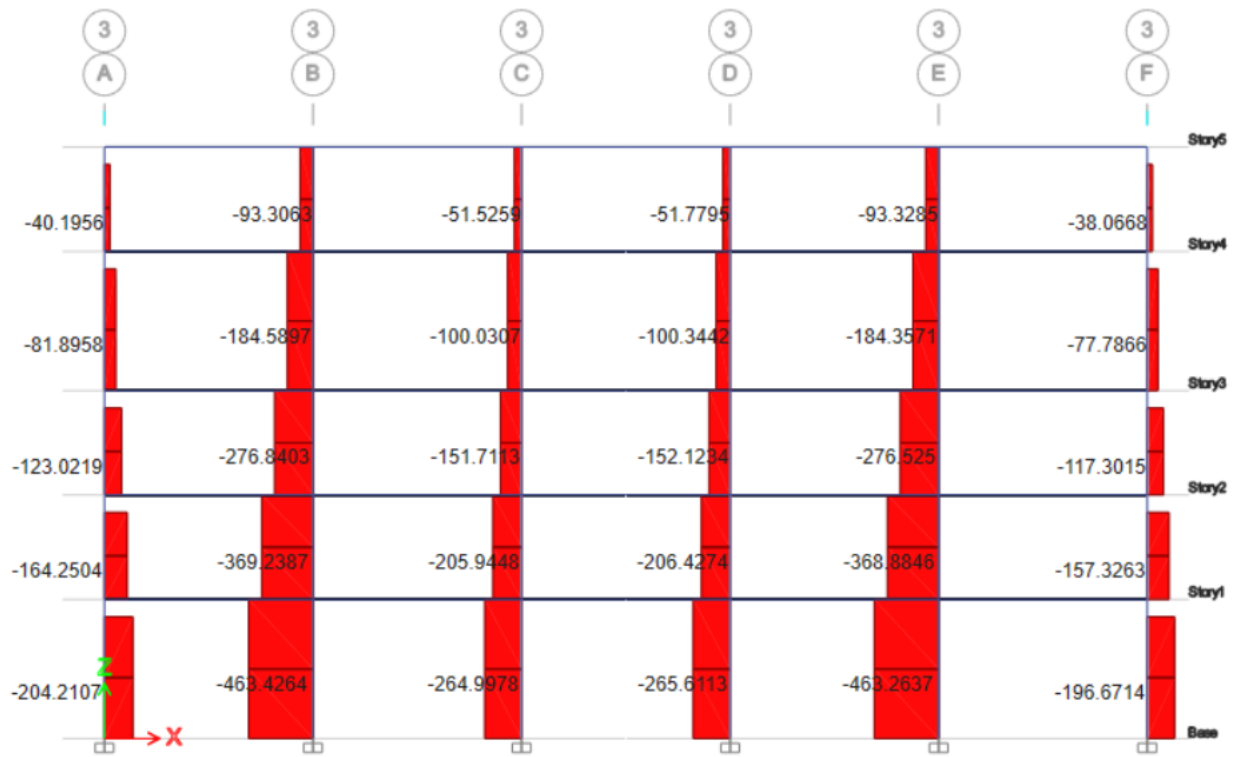


Fig. 56 - Vlera e forcave normale në ramën 3-3 nga ngarkesa e përkohshme

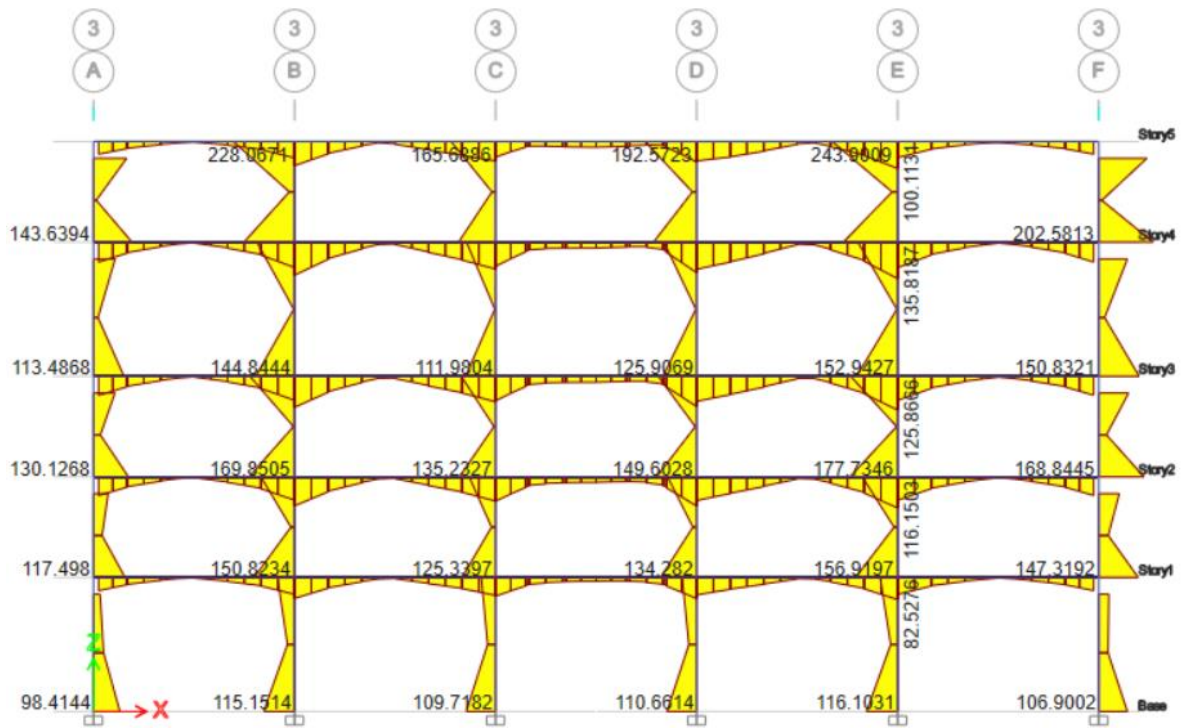


Fig. 57 - Vlera e momenteve në ramën 3-3 nga ngarkesa sizmike Ex

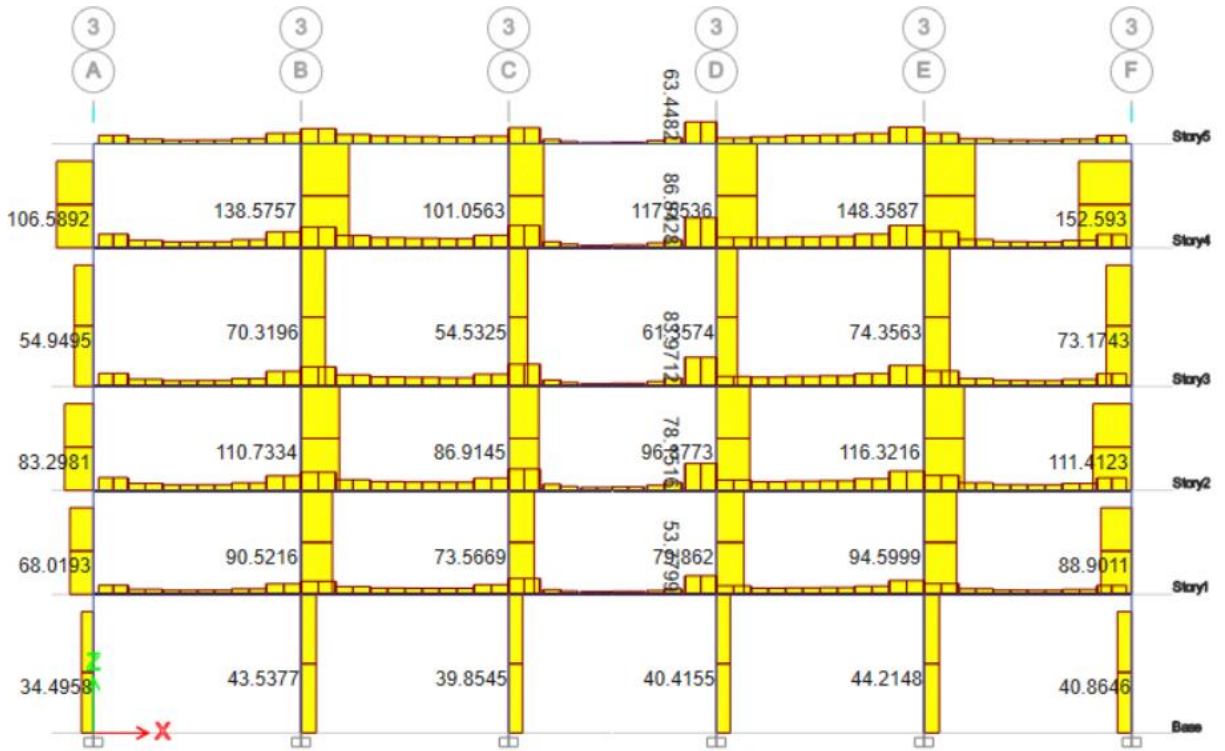


Fig. 58 - Vlera e forcave transverale në ramën 3-3 nga ngarkesa sizmike Ex

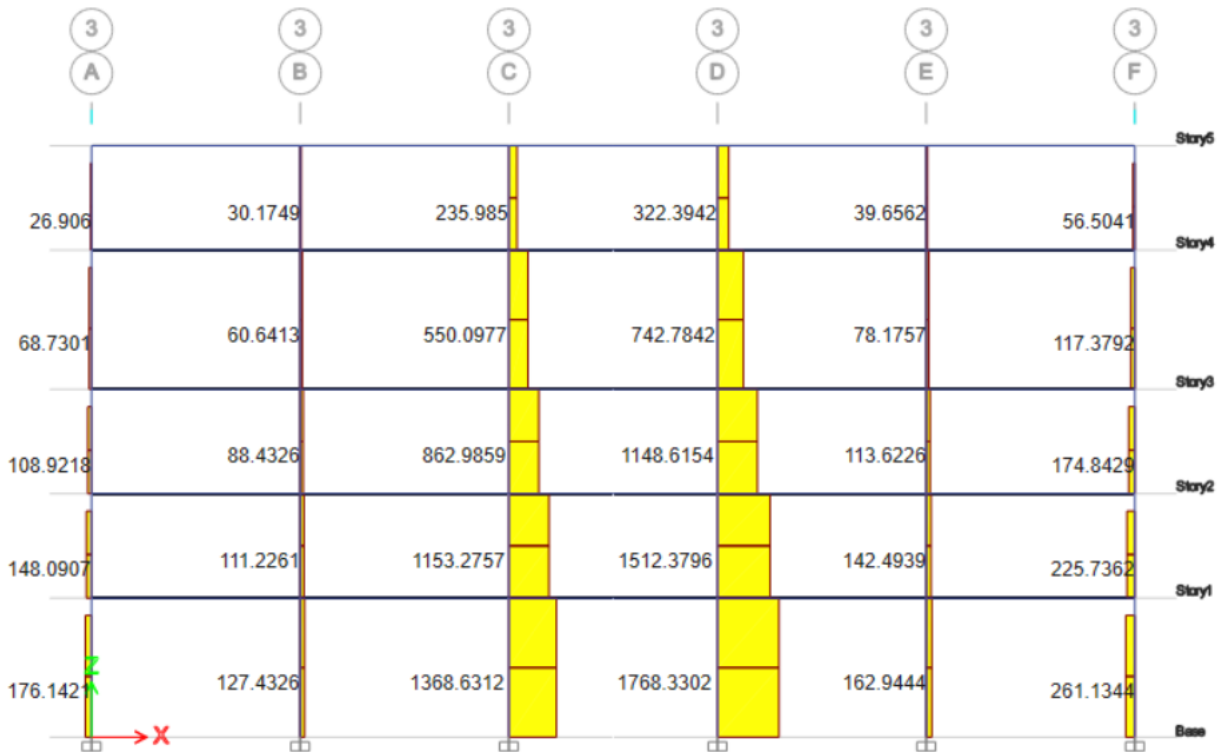


Fig. 59 - Vlera e forcave normale në ramën 3-3 nga ngarkesa sizmike Ex

### Ey

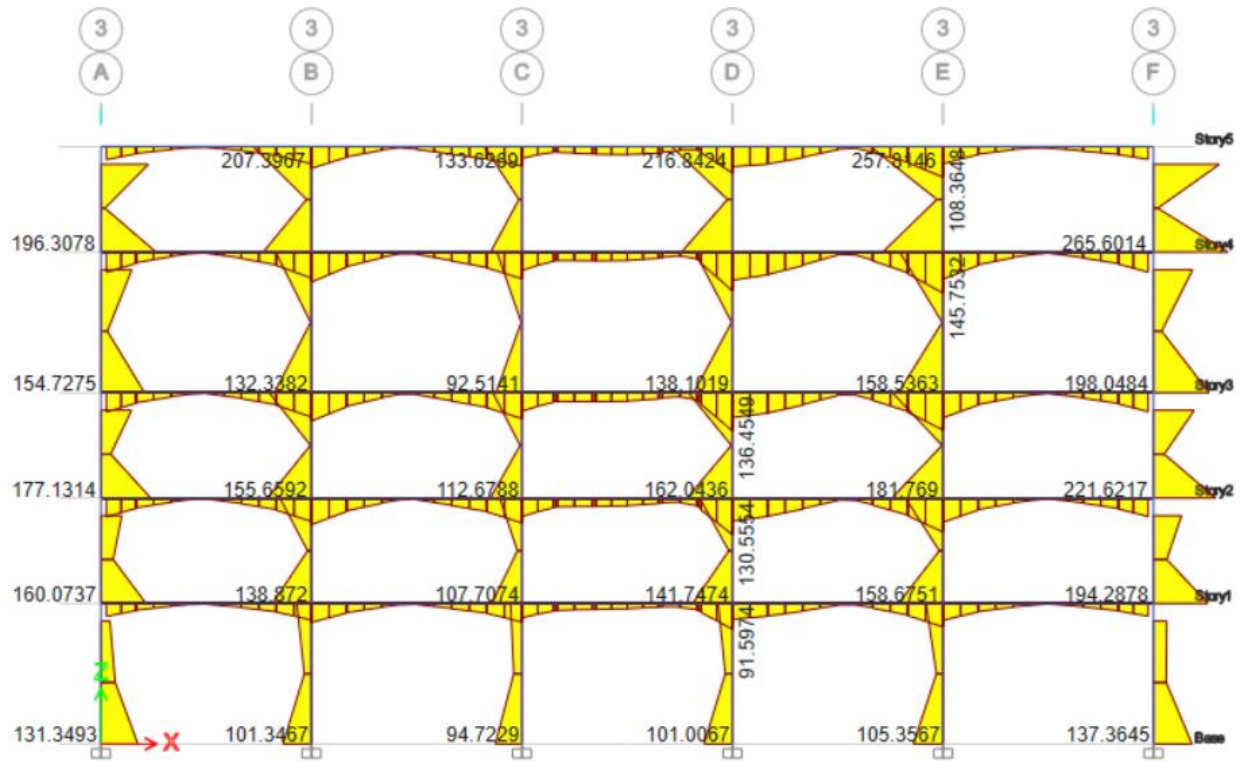


Fig. 60 - Vlera e momenteve në ramën 3-3 nga ngarkesa sizmike Ey

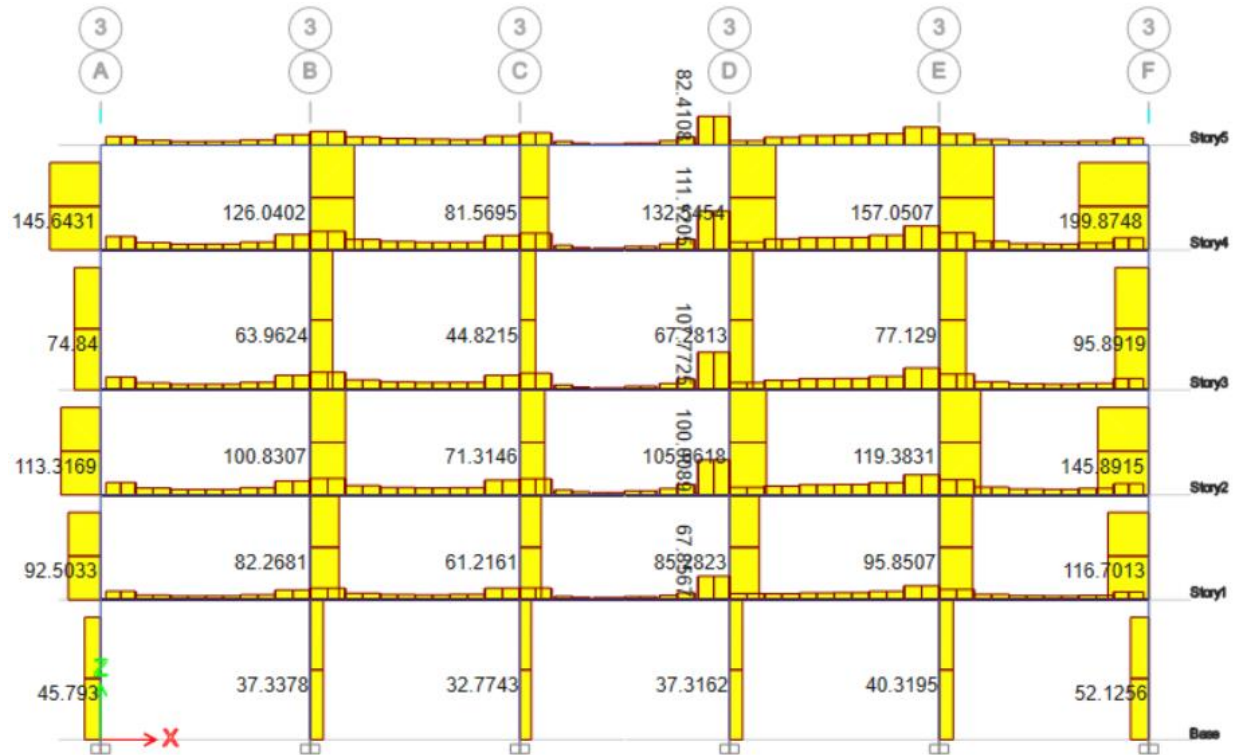


Fig. 61 - Vlera e forcave transverale në ramën 3-3 nga ngarkesa sizmike Ey



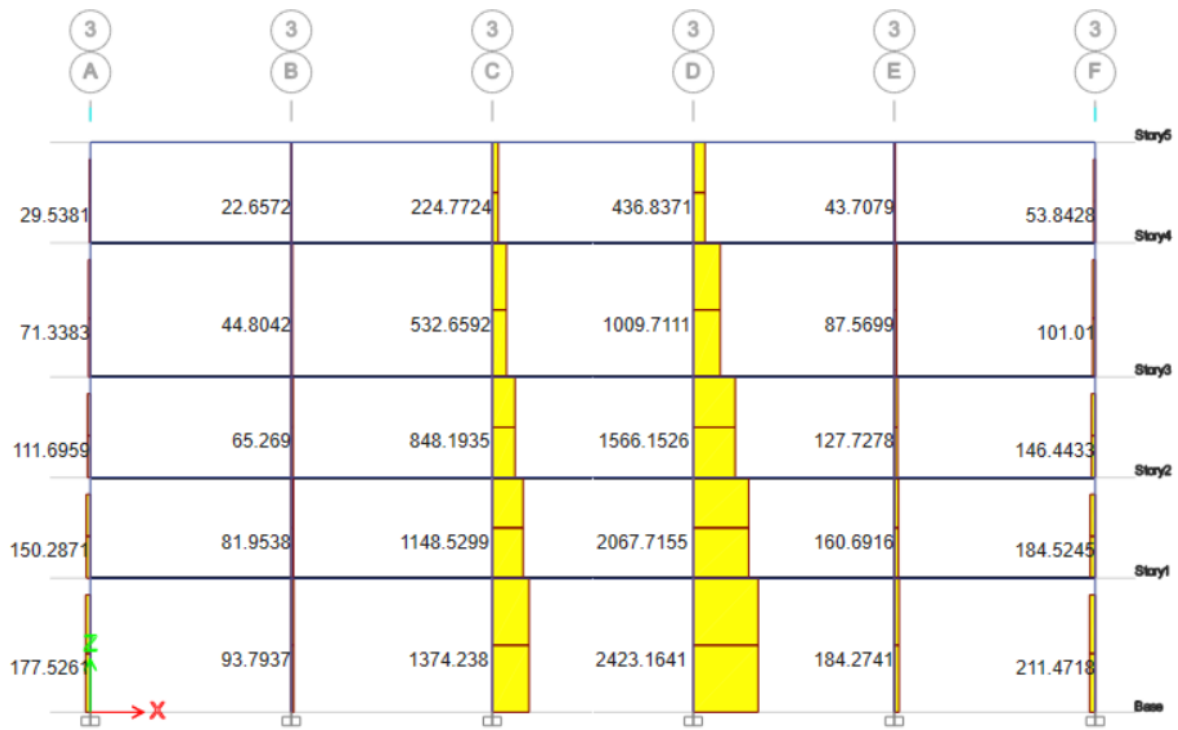


Fig. 62 - Vlera e forcave normale në ramën 3-3 nga ngarkesa sizmike  $E_y$

Plan View - Story4 - Z = 14 (m) Slab Finite Element Design - Bottom Rebar Intensity (Envelopi...

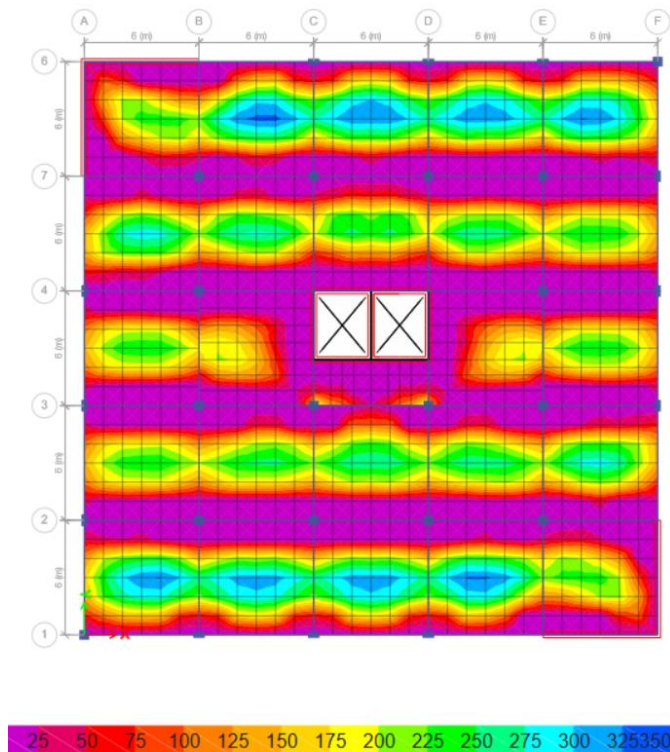


Fig. 63 - Dimensionimi i pllakës së katit 1 (Niveli +4.0m) – Drejtimi X - Zona e poshtme e armimit

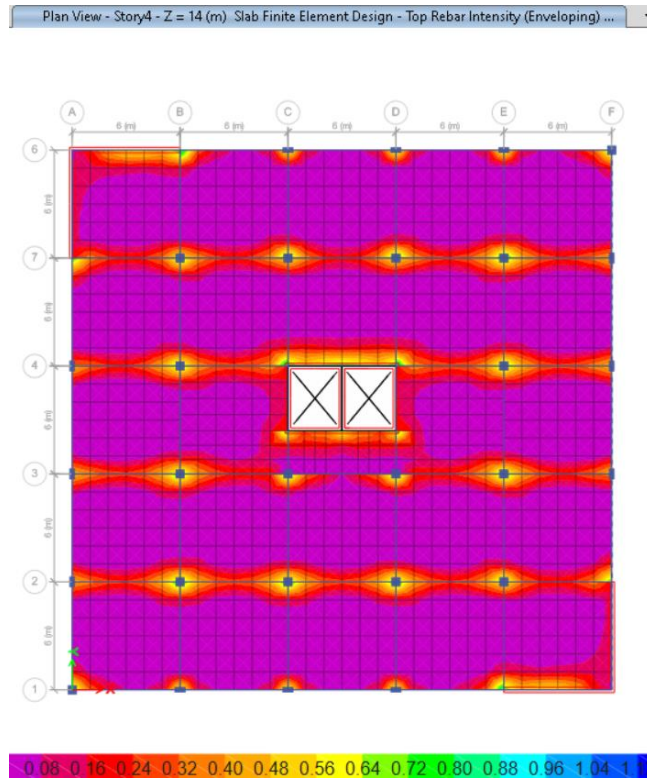


Fig. 64 - Dimensionimi i pllakës së katit 1 (Niveli +4.0m) – Drejtimi X - Zona e sipërme e armimit

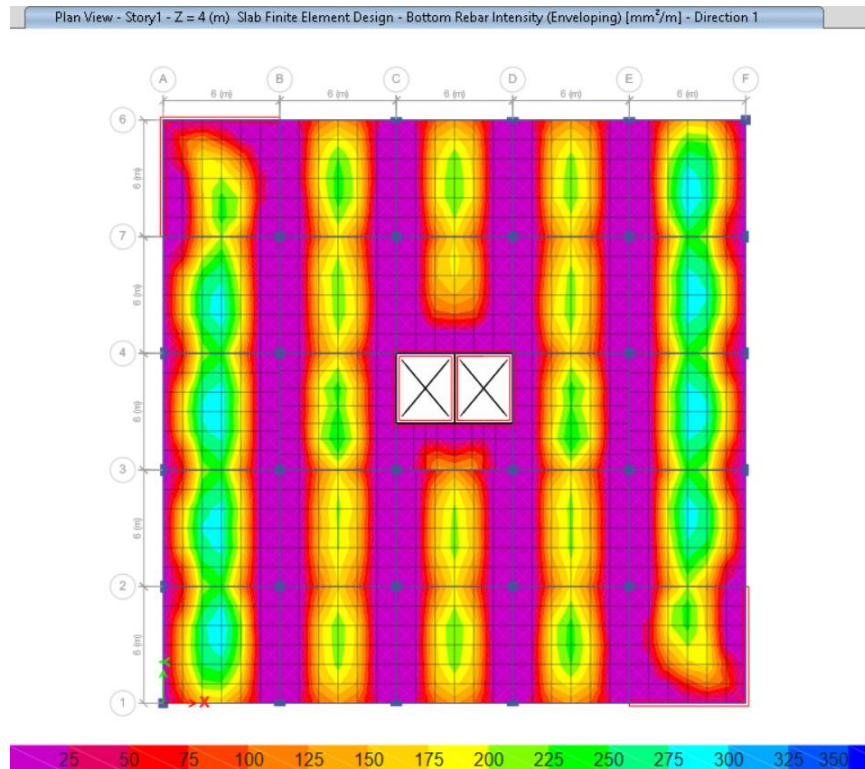


Fig. 65 - Dimensionimi i pllakës së katit 1 (Niveli +4.0m) – Drejtimi Y - Zona e poshtme e armimit

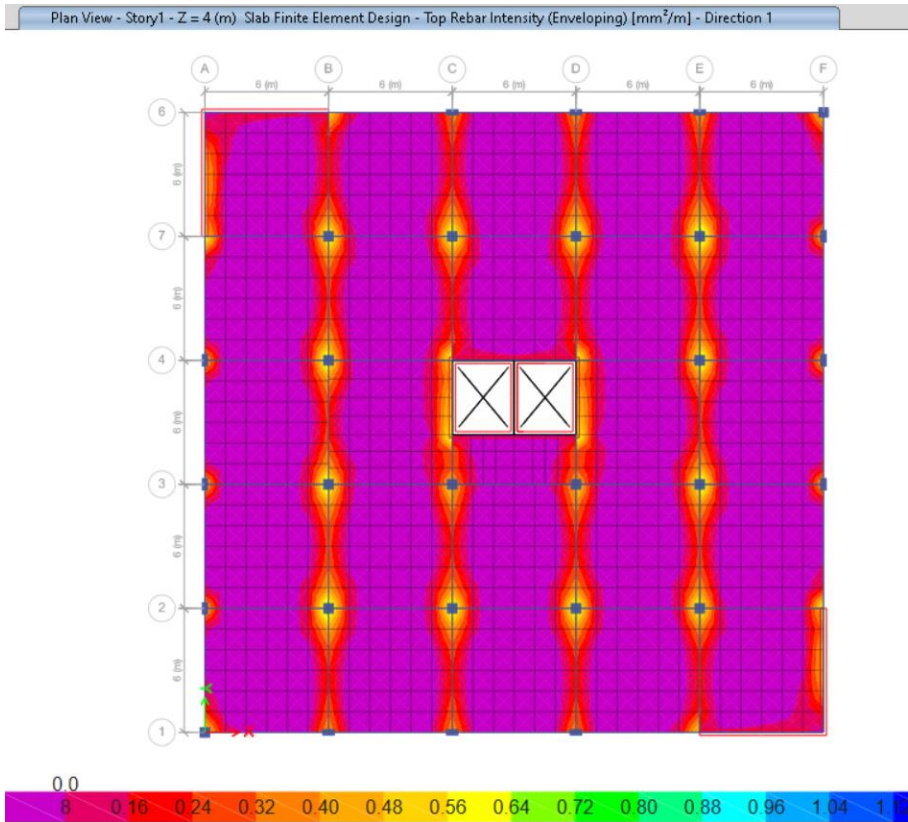


Fig. 66 - Dimensionimi i pllakës së katit 1 (Niveli +4.0m) – Drejtimi Y - Zona e sipërme e armimit

## 8.4. Verifikimet ne ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje

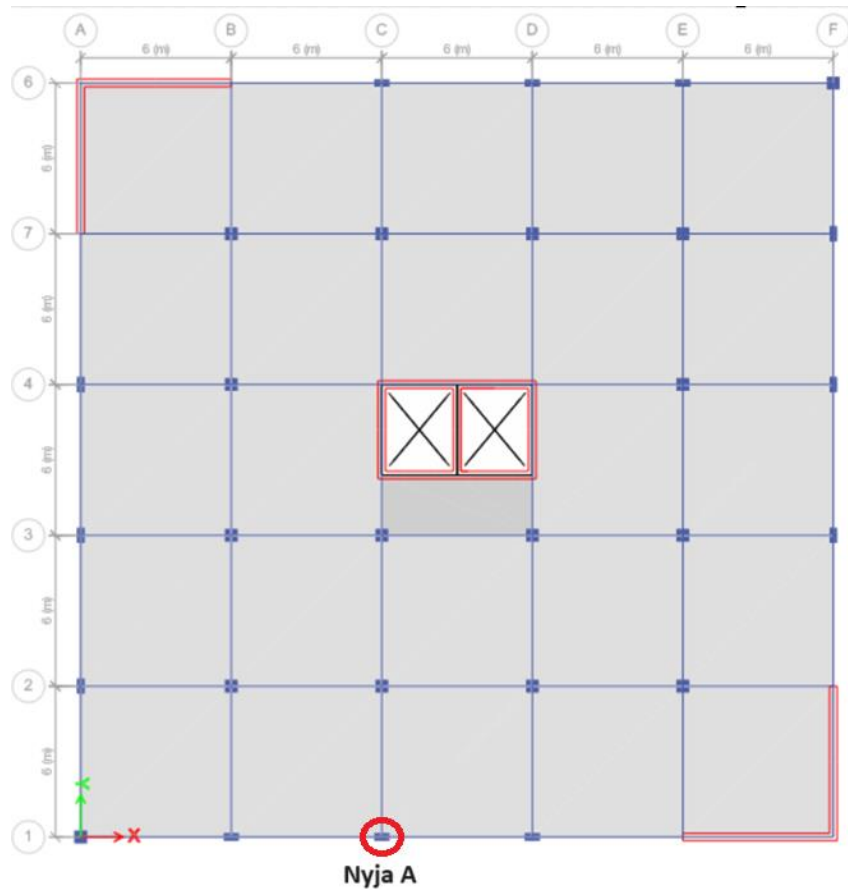


Fig. 67 – Nyja e cila do të shqyrtohet

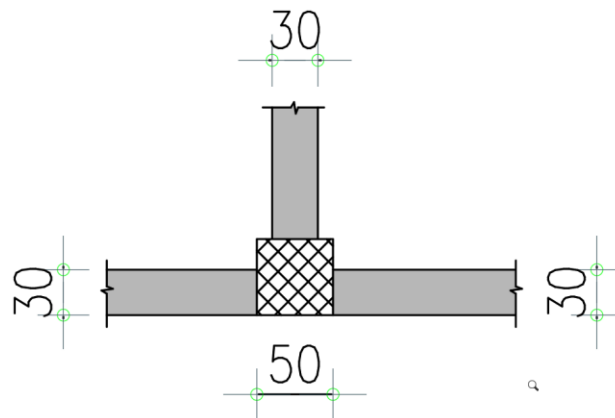


Figure 2. Nyja e cila do të shqyrtohet



## Verifikimet gjeometrike të traut B1 dhe B2

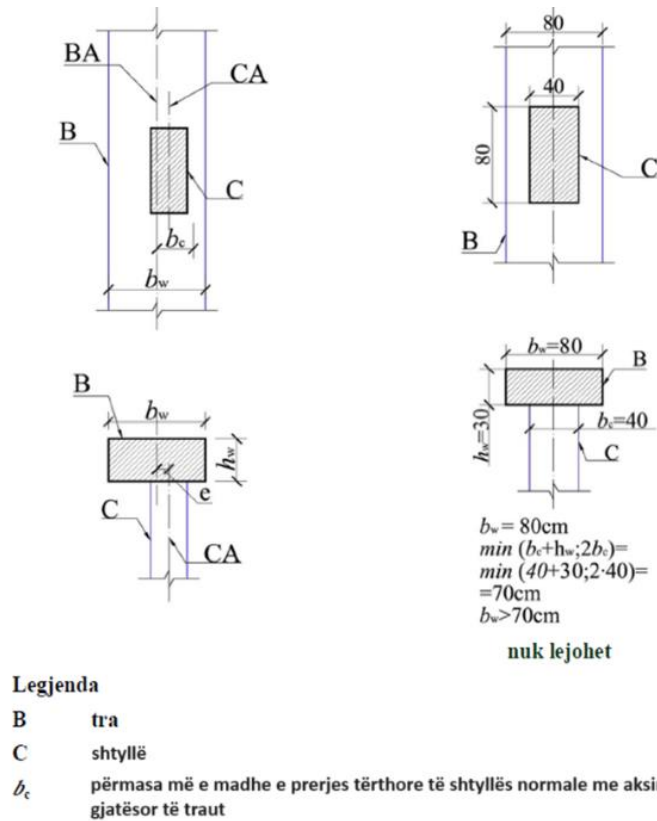


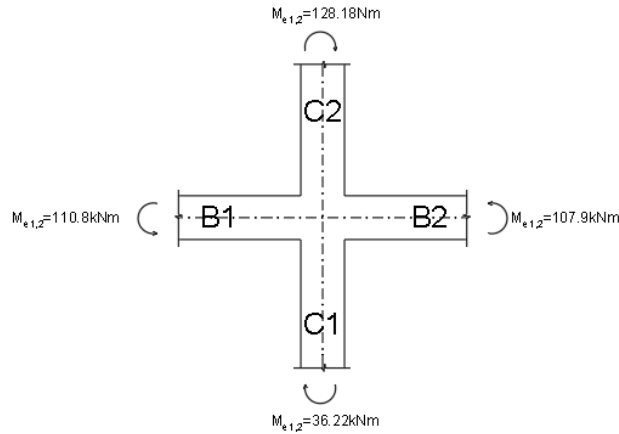
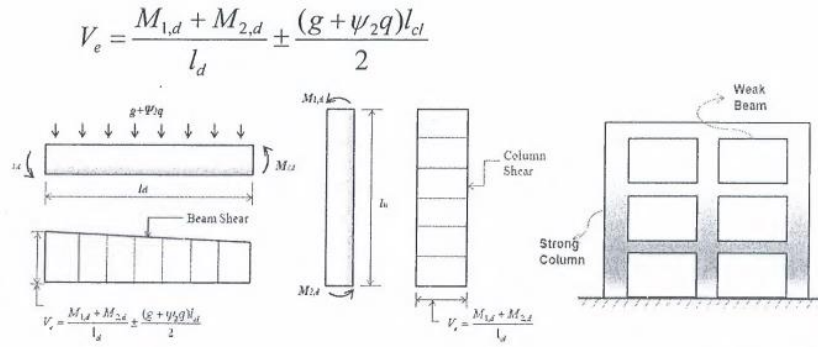
Figura 68 – Tra i gjerë - shtyllë e ngushtë; a) tregimi i parametrave; b) rast që nuk e përmbush këtë kërkesë

$$b_{\bar{e}}^{\text{tr}} \leq \min \{b_c + h_{\bar{e}}; 2b_c\} \rightarrow b_{\bar{e}}^{\text{tr}} \leq \min \{30 + 50; 120\} \rightarrow b_{\bar{e}}^{\text{tr}} \leq \min \{80; 120\text{cm}\}$$

$$b_{\bar{e}}^{\text{sht}} = 50 \text{ cm} \leq b_{\bar{e}}^{\text{tr}} = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{plotësohet kushti}$$

### Efektet projektuese të veprimit

Ashtu siç është cekur në kapitullin 7.8, efektet projektuese të veprimit vlerat projektuese të momenteve përkulëse dhe forcave aksiale duhet të merren nga analiza e strukturës për situatën sizmike të projektimit, në përputhje me EN 1990:2001, 6.4.3.4, duke marrë parasysh efektet e rendit të dytë dhe kërkesat e projektimit sipas kapaciteteve.



Momentet fundore  $M_{i,d}$  mund të përcaktohen si në vijim:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} * \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb1,1} = 1.0 * 110.8 = 110.8 \text{ kN}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,2} * \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rc}}{M_{Rb}} \right) = 1.0 * 107.9 * \min \left( 1; \frac{62.66 + 221.75}{110.8 + 107.9} \right) = 107.9$$

$$V_{ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_d} \pm \frac{(g + \Psi_2 q) l_{cl}}{2}$$

$$V_{ed,max} = \frac{110.8 + 107.9}{3} + \frac{(1.8 + 0.3 * 2.5) * 3}{2} = 76.725 \text{ kN}$$

$$V_{ed,min} = \frac{110.8 + 107.9}{3} - \frac{(1.8 + 0.3 * 2.2) * 3}{2} = 69.075 \text{ kN}$$

## 8.5 Verifikimi ne prerje

### Trau B1-B2:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s\ddot{e}}}{s} * z * f_{y\ddot{e}d} * \cot\theta$$

$$A_{s\ddot{e}} = 2 * 0.2 = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{s\ddot{e}}}{s} * 0.9 * d * f_{y\ddot{e}d} * \cot\theta = V_{Rd,s} = \frac{1.0}{120} * 0.9 * 42 * \frac{20}{1.12} * \cot 45 = 208.29 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s} > V_{ED}$  – Rezistenca në prerje është më e madhe se forca prerëse e projektimit.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{c\ddot{e}} * b_{\ddot{e}} * z * \vartheta_1 * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$\vartheta_1 = 0.6 [1 - f_{ck} / 250]$$

$$\vartheta_1 = 0.6 [1 - 25 / 250] = 0.54$$

$$V_{Rd,max} = 1 * 500 * 0.9 * 450 * 0.54 * 16.7 / (1 + 1) = 913.07 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{ED}$$

$V_{Rd,max}$  – Forca prerëse projektuese maksimale pa shkaktuar thërrmim të betonit në trarë

## 8.6. Detajimi për duktilitet lokal

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\varnothing} * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\mu_{\varnothing} = k [2q_0 - 1] \quad (T_1 > T_c)$$

$$\mu_{\varnothing} = 1 * [2 * 3.6 - 1] = 6.2$$

$$\rho_{max} = 0.0022 + \frac{0.0018}{6.2 * 0.002} * \frac{16.7}{434.78} = 0.008$$

Sipërfaqja maksimale e armaturës

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d = \rho_{max} * b * 0.9 * h = 0.008 * 50 * 0.9 * 50 = 18.0 \text{ cm}^2$$

Raporti i armaturës minimale të zonës së tërhequr është:

$$\rho_{\min} = 0.2 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

$$\rho_{\min} = 0.2 \left( \frac{2.6}{200} \right) = 0.0026$$

Sipërfaqja minimale e armaturës së zonës së tërhequr është:

$$A_{smin} = \rho_{\min} * b * d = \rho_{\min} * b * 0.9 * h = 0.0026 * 50 * 0.9 * 50 = 5.85 \text{ cm}^2$$

Zona kritike llogaritet me shprehjet:

$$s = \min \left\{ \frac{h_{\bar{e}}}{4}; 24d_{b\bar{e}}; 172; 6d_{bL} \right\}$$

$$s = \min \left\{ \frac{200}{4}; 192; 172; 96\text{mm} \right\} = 100\text{mm}$$

Hapi s, i armaturës tërthore në zonën kritike është:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}; 100 \right\}$$

$$s = \min \left\{ \frac{400}{4}; 100 \right\} = 100 \text{ mm}$$

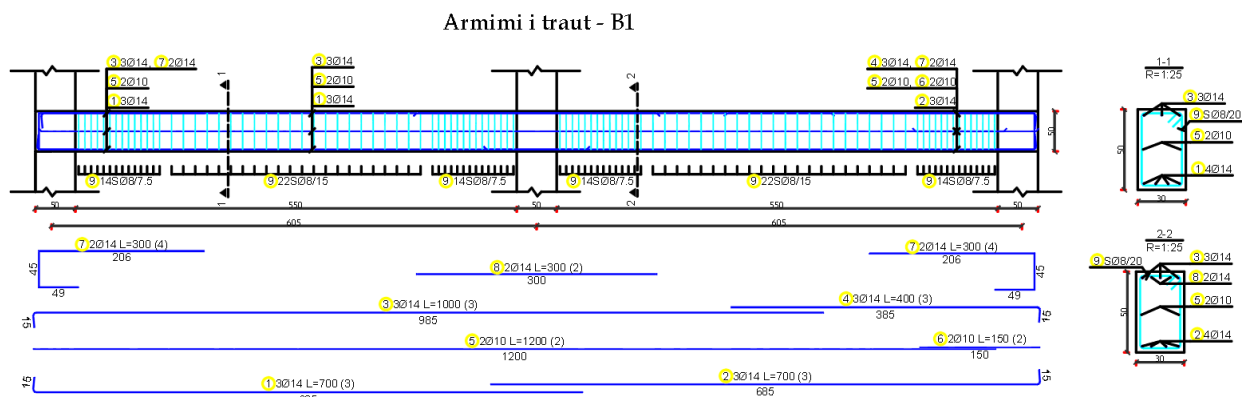
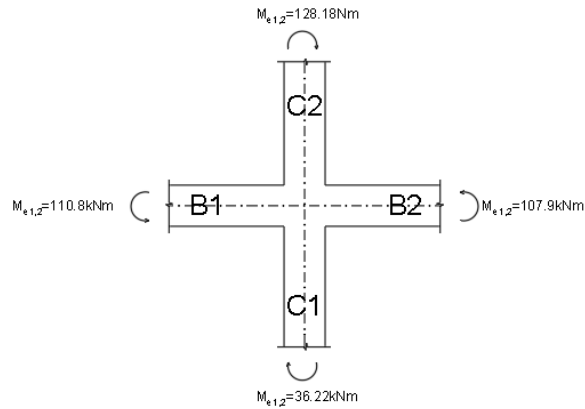


Fig.69. Armimi i traut

## 8.7. Shtyllat C1 dhe C2: Verifikimet e rezistencës në përkulje

Për drejtimin X, këshillohet që momentet përkulëse të shtyllave të nxjerra nga analiza të shumëzohen nga faktori i mëposhtëm i amplifikimit, me qëllim që të kënaqen kërkesat e projektimit sipas kapaciteve (projektim shtyllë e fortë – tra i dobët):

$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edc}}$$



$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edc}} = 1.3 * \frac{110.8 + 107.9}{36.22 + 128.18} = 1.73$$

$$M_{Edc1,2} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.73 * 36.22 = 62.66 \text{ kNm}$$

$$M_{Edc2,1} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.73 * 128.18 = 221.75 \text{ kNm}$$

### Verifikimi i forcës aksiale të normalizuar:

Shtylla C1:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{ck} * A_c} = \frac{1125.49}{2.0 * 2500} = 0.225 < 0.65$$

Shtylla C2:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{ck} * A_c} = \frac{935.33}{2.0 * 2500} = 0.187 < 0.65$$

## 8.8. Shtyllat C1 dhe C2: Verifikimet në prerje

Vlera minimale e kapacitetit të momentit përkulës ( $M_{3-3}$ ) të shtyllave sipër dhe poshtë përkatësisht të C1 dhe C2, për të dyja kahjet e veprimit sizmik, të reduktuara me 30% për të marrë parasysh thjeshtimin nga përkulja biaksiale në atë njëaksiale (EN 1998-1, 2.2.3.2.1(2)):

**C1:**  $MR_{C1,2} = 62.66$  kNm (që i korrespondon  $N_{Ed} = - 1125.49$  kN)

**C2:**  $MR_{C2,1} = 221.75$  kNm (që i korrespondon  $N_{Ed} = - 935.33$  kN)

Theksohet se momentet e mësipërme janë marrë në faqe të njëjës dhe kapaciteti i momentit përkulës është i seksionit me armaturën e vendosur.

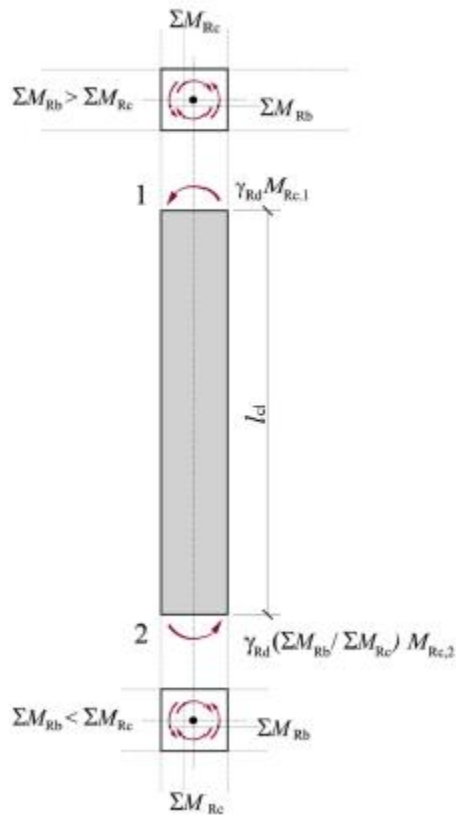
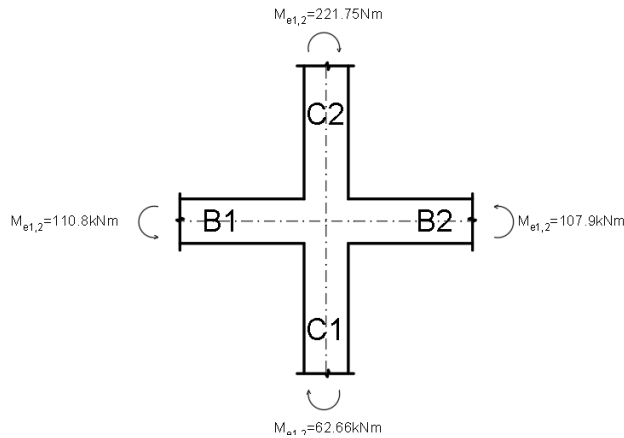


Figura 70 – Vlerat projektuese të forcave prerëse të projektimit sipas kapaciteteve në shtylla



$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = \frac{221.75 + 62.66}{110.8 + 107.8} = 1.32 > 1.3$$

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{M_{Rc}}\right)$$

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc1,1} = 1.1 * 62.66 = 62.66 \text{ kN}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,2} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{M_{Rc}}\right) = 1.1 * 221.75 * \min\left(1; \frac{110.8 + 107.9}{62.66 + 221.75}\right) = 187.56 \text{ kN}$$

Forca prerëse projektuese është:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_{cl}} = \frac{62.66 + 187.56}{3} = 83.406 \text{ kN}$$

7.10.2 Rezistenca në prerje e betonit:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.2 = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{220}} = 1.6 < 2.0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{37.68}{500 * 450} = 0.0167 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1125490}{500 * 500} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} > 0.2 * f_{cd} = 0.2 * 16.7 = 5.022 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0.12 * 1.6 * (100 * 0.0167 * 25)^{\frac{1}{3}} + 0.12 * 4.5 \right] * 500 * 450 = 271.365 kN$$

$$V_{Rd,c} > V_{Ed}$$

Forca prerëse projektuese maksimale pa shkakuar thërrmim të betonit në gjithë zonën e shtyllës është:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \vartheta_1 * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$V_{Rd,max} = 1 * 500 * 0.9 * 550 * 0.54 * 16.7 / (1 + 1) = 1122.67 kN$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed}$$

Përvetësojmë stafa dy prerëse me diameter 10mm, dhe me hap 10cm:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\Phi = \frac{1.57}{10} * 0.9 * 450 * 434.783 * 1 = 276.4 kN$$

#### 7.10.6 Detajimi për duktilitet lokal

Sipas EC-8 kërkesat për duktilitet kurbature plotësohen nëse:

$$\alpha * \omega_{\text{ed}} \geq 30 * \mu_{\phi} * v_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0.032$$

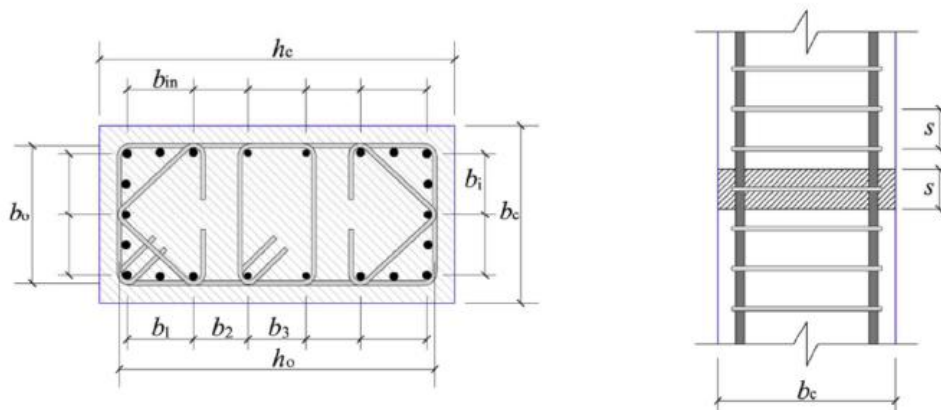


Figura 71 – Detaje të prerjes tërthore të shtyllës

$\omega_{\text{ed}}$  → Raporti mekanik volumetrik i stafave shtanguese në zonat kritike

$\mu_{\phi}$  – faktori i duktilitetit të kurbaturës

$v_d$  – forca projektuese aksiale e normalizuar

$h_c$  – lartësia globale e seksionit tërthor



$h_0$  – lartësia e bërthames së seksionit (referuar vijës qëndrore të stafave)

$b_c$  – gjerësia globale bruto e seksionit tërthor

$b_0$

– gjerësia e bërthames së kufizuar apo të shtrënguar (referuar vijës qëndrore të stafave)

$\alpha$  – faktori i efektivitetit të shtrëngimit (kufizimit)

Armatura minimale dhe maksimale:

$$A_{s,min} = 1\% \cdot A_c = 0.01 \cdot 50 \cdot 50 = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 4\% \cdot A_c = 0.04 \cdot 50 \cdot 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 25 \text{ cm}^2 < A_{s,për} = 12\emptyset 20 = 37.68 \text{ cm}^2 < A_{s,max} = 96 \text{ cm}^2$$

Gjatësia e rajoneve kritike të shtyllës:

$$l_{cr} = \max \left\{ 1.2h_c; \frac{l_{cr}}{6}; 0.42 \right\} = \max \left\{ 1.2h_c; \frac{l_{cr}}{6}; 0.42 \right\} = \max \left\{ 1.2 \cdot 0.8; \frac{3}{6}; 0.42 \right\} = 0.9 \text{ m}$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} \quad \alpha_s = \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot b_0} \right)^2$$

$b_i$  – largësia midis shufrave të njëpasnjëshme të kapura

$s$  – largësia në mes stafave

$V_h$  – vëllimi i stafave kufizuese

$V_b$  – vëllimi i bërthamës së betonit

$$b_c = 50 \text{ cm}$$

$$h_c = 50 \text{ cm}$$

$$b_0 = \left( 50 - 2 \cdot 2.2 - 2 \cdot \frac{1}{2} \right) = 44 \text{ cm}$$

$$h_0 = \left( 50 - 2 \cdot 2.2 - 2 \cdot \frac{1}{2} \right) = 44 \text{ cm}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 50 \cdot 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = b_0 \cdot h_0 = 44 \cdot 44 = 1936 \text{ cm}^2$$

$$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1125.49}{2500 \cdot 1.667} = 0.27 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

$$\omega_{ed} = \frac{V_h}{V_0} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$V_h = n * b_0 * f_U = |R\emptyset 10; f_U = 0.79 \text{ cm}^2| = 0.79 * (4 * 44 + 2 * 34) = 192 \text{ cm}^3$$

$$V_0 = b_0 * h_0 * s = 44 * 44 * 10 = 19360 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{\text{ed}} = \frac{192}{19360} * \frac{434.78}{16.67} = 0.259 > \omega_{\text{min}} = 0.09$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 * A_0} = 1 - \frac{16 * 11^2}{6 * 1836} = 0.824$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2 * h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 * 44}\right) \left(1 - \frac{10}{2 * 44}\right) = 1.977$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0.824 * 1.977 = 1.629$$

Për  $T_1 > T_c$   $\mu_\emptyset = 2q_0 - 1$

Për  $T_1 < T_c$   $\mu_\emptyset = 1 + (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$

$\mu_\emptyset$  – faktori i duktilitetit të kurbaturës

$q_0$  – vlera bazë korresponduese e faktorit të sjelljes

$T_1$  – perioda fillestare

$T_c$  – perioda e kufirit të sipërm të degës me shpejtim konstant në spektër

$$T_1 = 0.405 < T_c = 0.6 \rightarrow \mu_\emptyset = 1 + (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$$

$$\mu_\emptyset = 1 + (3.6 - 1) * \frac{0.6}{0.334} = 5.67 \text{ për: } T_1 < T_c$$

$$\varepsilon_{\text{sy,d}} = \frac{0.002174}{\gamma_s} = \frac{0.002174}{1.12} = 0.00189$$

$$\alpha * \omega_{\text{ed}} \geq 30 * \mu_\emptyset * \nu_d * \varepsilon_{\text{sy,d}} * \frac{b_c}{b_0} - 0.032$$

$$1.629 * 0.259 \geq 30 * 5.6 * 0.27 * 0.00189 * \frac{50}{44} - 0.032$$

$$0.42 > 0.065 \rightarrow \text{Kushti plotësohet}$$

Stafat e mbyllura janë me diametër  $d_{b\bar{e}} = 10 \text{ mm}$ , të cilat kënaqin shprehjen vijuese:

$$d_{bw} > 0.4 * d_{bL,max} * \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$$

$$10 \text{ mm} > 0.4 * 20 * \sqrt{432/432} = 8 \text{ mm}$$

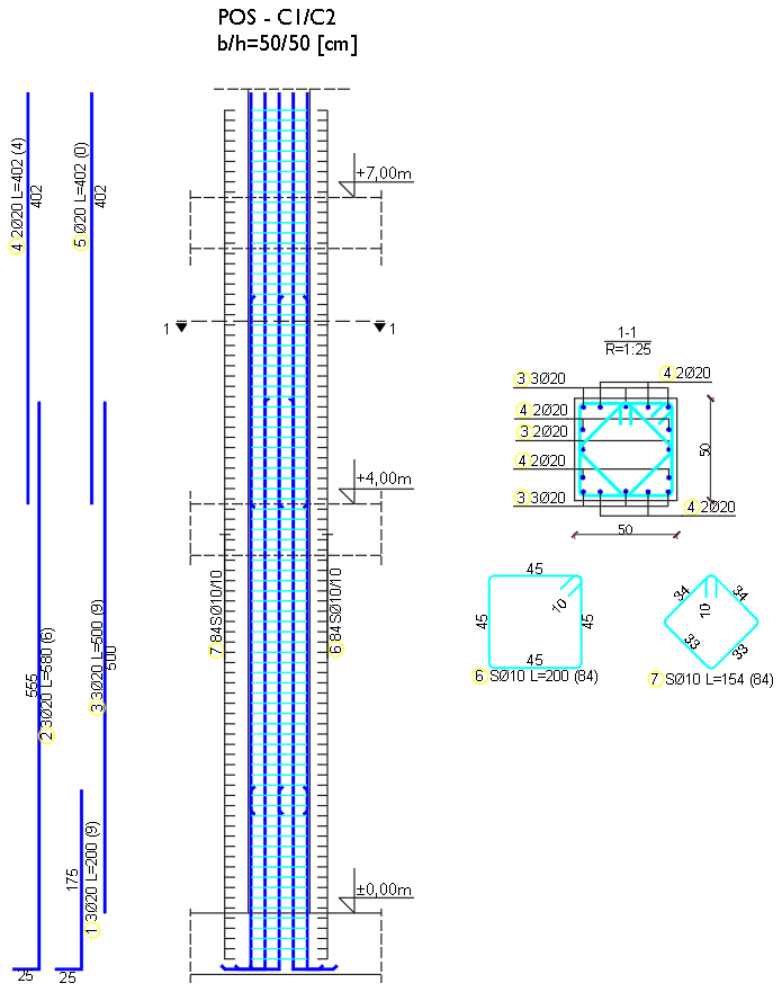


Fig. 72. Detali i armimit të shtyllës me dimensione 50x50cm

## 8.9. Analiza statike jolineare (pushover)

Si pjesë finale e këtij punimi do të përdoret analiza jolineare statike Pushover ose analiza e mbingarkimit gradual.

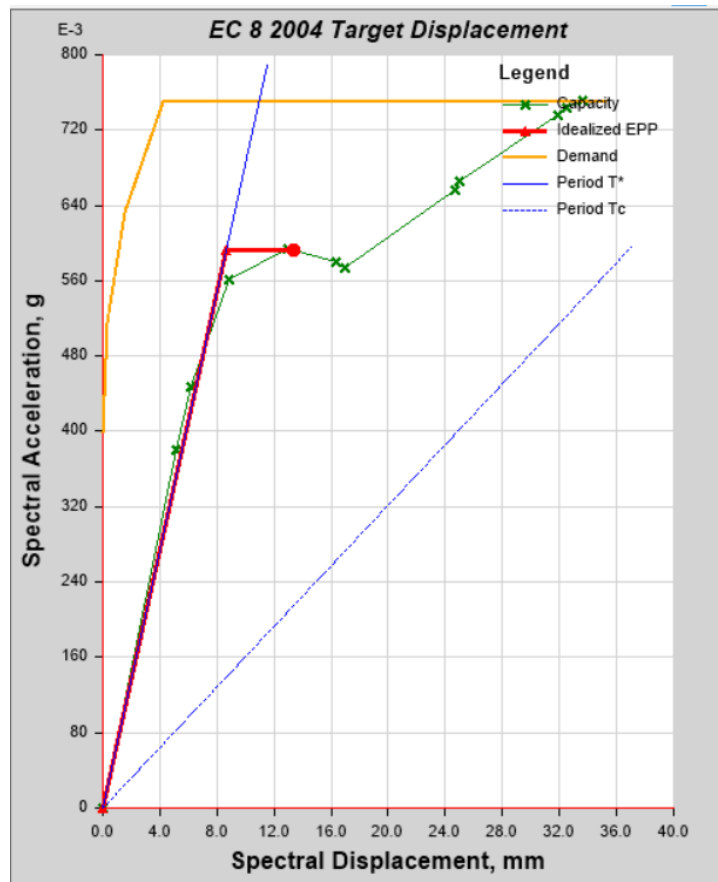
Analiza Pushover është një analizë statike jolineare nën veprimin konstant të ngarkesave vertikale, dhe ngarkesat pothuajse statike horizontale që rriten gradualisht deri në shkatërrimin e struktures në mënyrë që të përfaqsoj sa më realisht forcat inerciale sizmike.

Nëpërmjet kësaj analize përcaktohet kapaciteti real duktil i struktures. Në procedurën statike jolineare kërkesa bazë dhe parametri i vlerësimit të kapacitetit për analizën strukturore është zhvendosja anësore e ndërtesës.

Pikat e elementeve të cilt mund të kenë sjellje jolineare janë të koncentruara në 0.05 dhe 0.95 të gjatësisë së elementeve.

Kurba e kapacitetit përcaktohet në përputhje me EN1998-1: 4.3.3.4.2.3 dhe përfaqëson mardhënien mes forcës prerëse në bazë dhe zhvendosjes së nyjes së kontrollit. Në rastin tonë, nyja e kontrollit është marrë në një pikë skajore të objektit.

Diagrami nxitim spektral – zhvendosje spektrale – drejtimi X



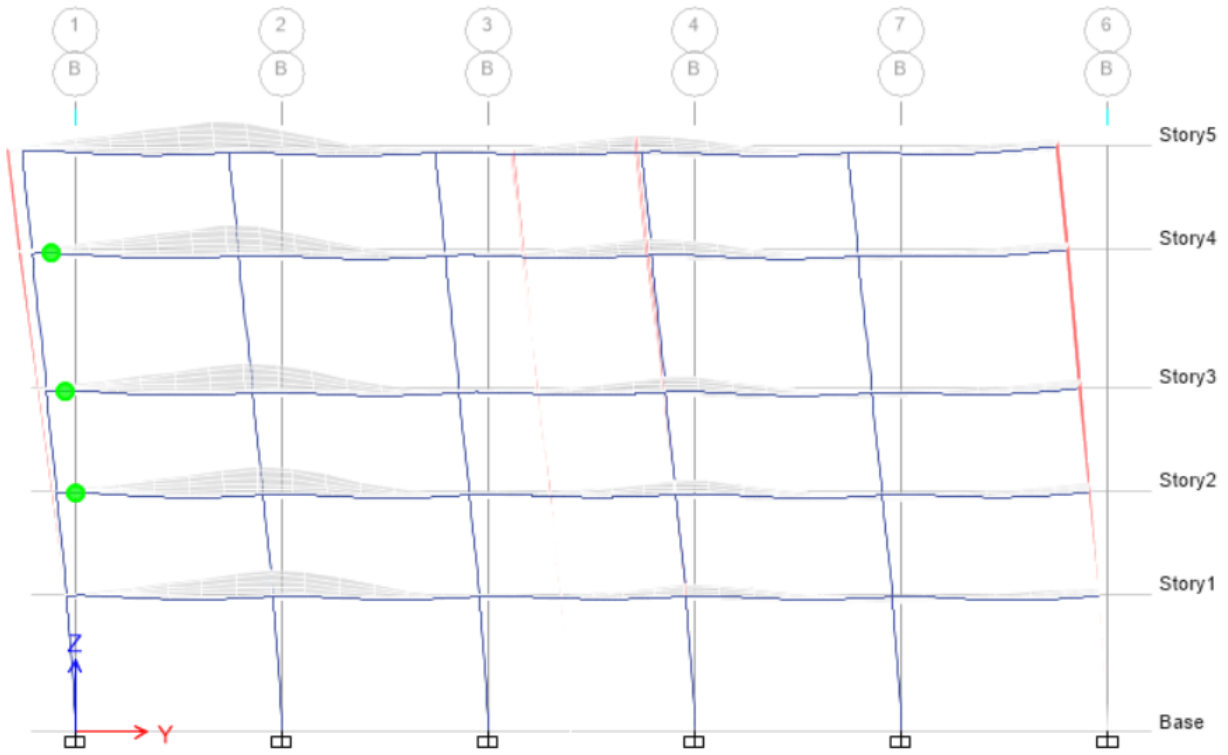


Figura 73 - Zhvendosjet gjate analizës PushOver – Hapi 5

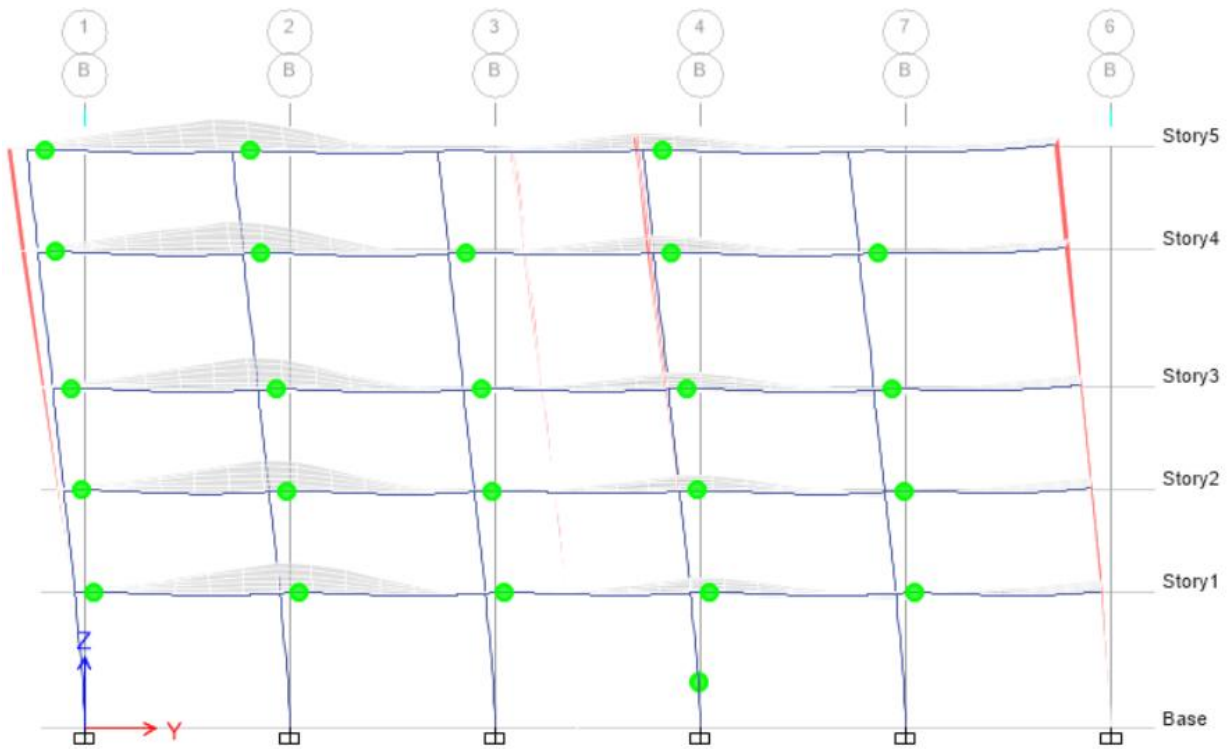


Figura 74 - Zhvendosjet gjate analizës PushOver – Hapi 8

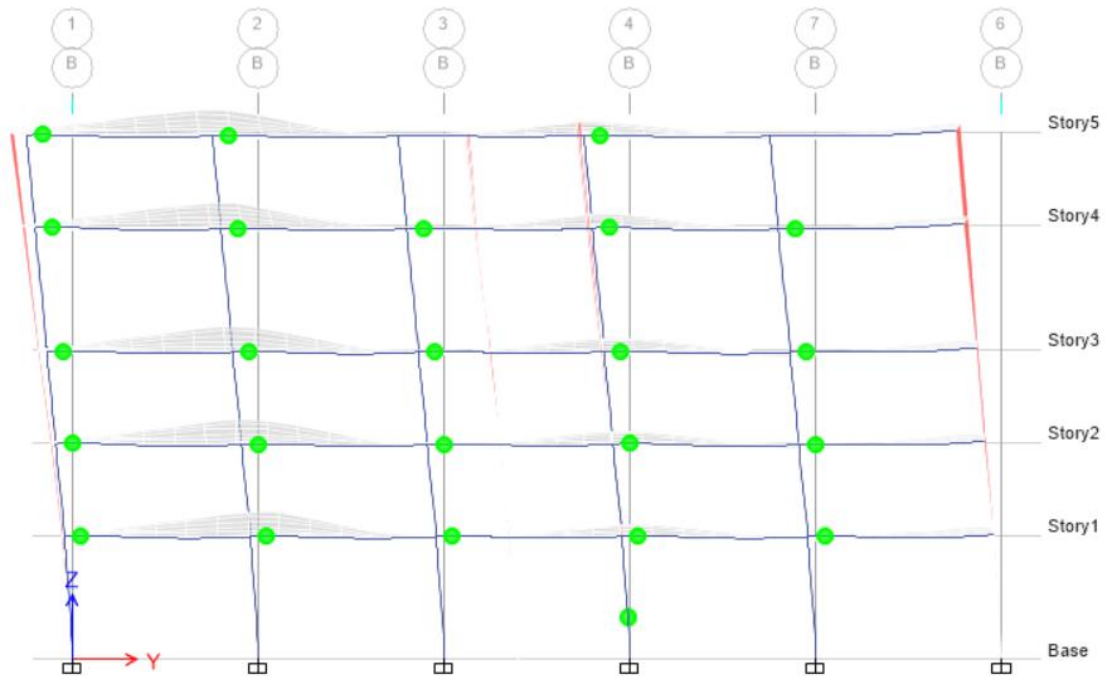


Figura 75 - Zhvendosjet gjate analizës PushOver – Hapi 11

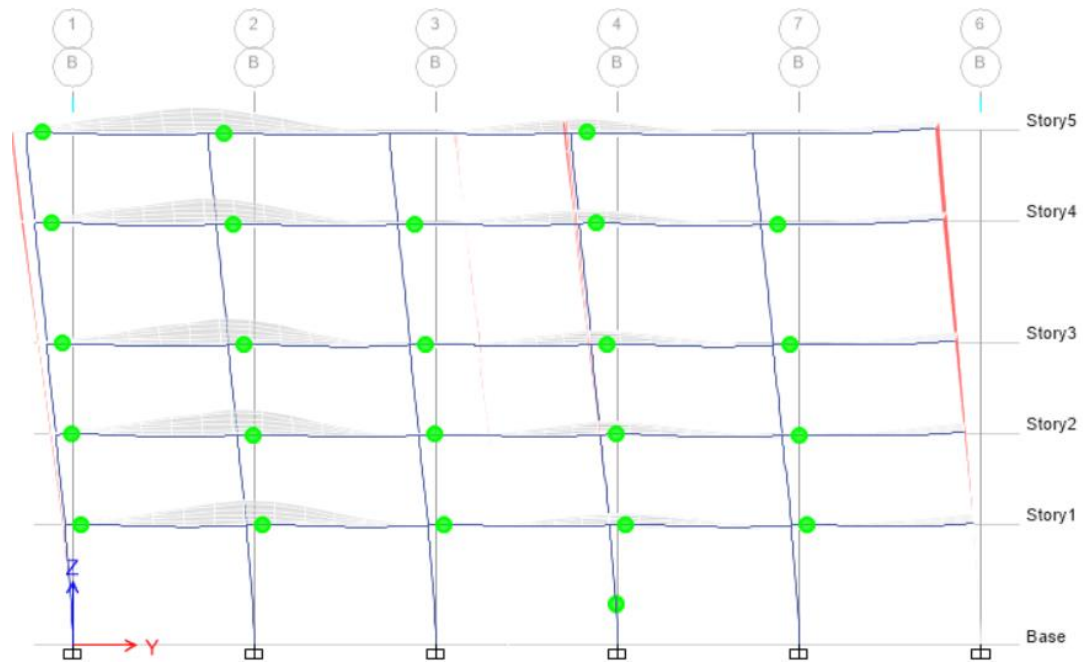


Figura 76 - Zhvendosjet gjate analizës PushOver – Hapi 14

Në figurat e paraqitura më lartë janë dhënë format e deformimit për ramen në drejtim Y dhe shpërndarja e nyjeve kryesore plastike për hapat nga 5 deri në 14 nga analiza jolineare gjatë shpërndarjes së ngarkesave.

## 9.0 PËRFUNDIMET

Fillimisht duhet të kemi parasysh që gjatë modelimit të strukturës të kemi të dhëna të cilat përshkruajnë sa më realisht sjelljen aktuale të strukturës. Kjo për arsye se të dhënat dalëse të analizës varen tërësisht nga zgjedhja e modelit që do të analizohet dhe të dhënat që vendosim në të.

Hap i rëndësishëm gjatë projektimit të strukturave rezistente ndaj tërmeteve është ndjekja e të gjithë hapat specifik të kërkuar nga EC-8, dhe plotësimit të të gjitha kërkesave të cekura nga ai.

Bazuar në shtjellimet teorike dhe në rezultatet e analizës së realizuar, mund të vijmë në përfundim se:

- Përvetësimi i modelit strukturor duke vendosur të dhëna të sakta dhe të cilat do të respektohen gjatë ndërtimit, na mundëson që të arrihet një saktësi mjaft e madhe e rezultateve, dhe na mundëson kontrollimin e secilit element meritor për dimensionim.
- Përvetësimi i pllakave si diafragma rigjide dhe me trashësi të mjaftueshme, na krijon një ngurtësi uniforme në drejtimet kryesore që lehtëson pranimin e ngarkesave në konstruksion.
- Gjatë projektimit duhet të tentohet të arrihet një pozicionim simetrik i elementeve vertikale, e sidomos mureve sizmike. Në këtë mënyrë do të kontribuojmë drejtpërdrejtë në arritjen e rezultateve të favorshme tek format e lëkundjeve të strukturës, si dhe përafrimin e qendrës së masës dhe asaj të shtangësië.
- Duke qenë se pjesa më e madhe e ngarkesës sizmike pranohet nga muret sizmike, kjo na sjell domosdoshmërisht te përfundimi se gjithnjë duhet të synohet të kemi strukturë me mure në brendi të saj.
- Duhet të tentohet që gjithnjë të respektohet rregullsia në plan dhe ajo në lartësi. Nëse kjo nuk arrihet atëherë duhet të merren parasysh të gjithë parametrat dhe ndryshimet që kërkohen nga EC-8, dhe për të cilat është diskutuar në pjesën teorike të këtij punimi.
- Projektimi sizmik kërkon që gjithnjë të përcjellen rregullat e projektimit sipas kapaciteteve, duke trajtuar elementet në mënyrë të detajuar, dhe duke ndjekur konceptin shtyllë e fortë – tra i dobët.
- Si hap i fundit gjatë projektimit të strukturave rezistente ndaj tërmetit, duhet të jetë zhvillimi i një analize jolineare, në rastin tonë analizës Pushover. Kjo analizë na ofron një

pamje të sjelljes reale të strukturës tonë, duke trajtuar nyjet ku paraqiten çërnjerat plastike, e kjo na mundëson të shohim edhe performancën e strukturës që e kemi projektuar.



## REFERENCAT

1. Eurocode– 8: : “*Design of Structures for Earthquake Resistance*” – Part -1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Final Draft, EN 1998-, Brussels, December 2003
2. Baballaku M, Pojani N, Spacone E, Bogdani Sh , Lako N, Lako A, Cullufi, Shkodrani N , *"Material Trajnues"*
3. Fardis M, Carvalho E, Fajfar P, Pecker A, " *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8 "*
4. Pojani N., “Inxhinieria Sizmike”, Toena, Tirana, 2003.
5. Avramidis I, Athanatopoulou A, Morfidis K, Sextos A, Giaralis A *"Eurocode- Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings"*
6. Fajfar P. *"A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design"*. Earthquake spectra. Vol.16 (3): p. 573-592.
7. ISTN- Instituti i Studimeve te Teknologjise se Ndertimit- ISTN- RREGULLA TEKNIKE PROJEKTIMI I NDERTESAVE REZISTENTE NDAJ TERMETEVE RRTP-NRT-2004
8. Jaspert J-P, Weynand K. *"Design of joints in steel and composite structures"*
9. Elnashai A, Sarno L *"Fundamentals of earthquake engineering"*.
10. Liang.Q. *"Analysis and Design of Steel and Composite Structures"*
11. Misini M. *"Bazat e Inxhinierisë së Tërmeteve"*. Ligjerata të autorizuar, Prishtinë 2018.
12. Mujawar Z, Sangave P, *"Behavior of Reinforced Concrete, Steel And Composite Structures Under The Effect Of Seismic Loading"*
13. Oehlers D, Bradford.M *"Composite steel and concrete structural members"*
14. Pojani N, Lako N.: “*Dinamika e Strukturave*” , SHBLU, Tirana, 1987
15. Penelis G, Penelis G, *"Concrete Buildings in Seismic Regions"*