



UNIVERSITETI I PRISHTINËS
"HASAN PRISHTINA"
UNIVERSITY OF PRISTINA
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY
Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e "Fakulteteve Teknike", 10000 Prishtinë, Kosovë
Tel: +383 38 554 899 URL: <https://fin.uni-pr.edu> e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. 633/2

Prishtinë 18.03.2024

Formulari F3

RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS MASTER

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	975/1	Date	14.04.2023
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.	PROJEKTIMI I DETAJUAR SIZMIK I STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR			
Vlerësimi i dorëshkrimit				
<p>Vlerësim i dorëshkrimit:</p> <p>"PROJEKTIMI I DETAJUAR SIZMIK I STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR" të kandidatit Ilaz 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;">R A P O R T</p> <p>Punimi Master, me titull: " PROJEKTIMI I DETAJUAR SIZMIK I STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR", i përgatitur nga Ilaz 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>				



UNIVERSITETI I PRISHTINËS
"HASAN PRISHTINA"
UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

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

Tel: +383 38 554 899

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

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

I. Analiza e punimit

Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në pesë kapituj. Në kapitullin e parë jepen njohuri mbi parimet kryesore për projektimin e detajuar sizmik të strukturave nga betoni i armuar dhe rezistencën e tyre ndaj tërmeteve. Aty janë treguar kërkesat për performancën sizmike të strukturave nga betoni i armuar si dhe njohuritë për projektimin konceptual të sistemeve dhe rëndësia në rezistencën sizmike të strukturave.

Në kapitullin e dytë të punimit është dhënë projektimi i detajuar sizmik i strukturave nga betoni i armuar. Kjo pjesë analizon sekuencat e operatoreve në projektimin e detajuar si dhe faktorët e materialeve në dimensionimin sipas gjendjeve kufitare. Aty është treguar dimensionimi i elementeve të strukturës nga veprimet sizmike. Kjo pjesë analizon, sidomos, vlerësimet sizmike duke iu referuar kryesisht terminologjisë dhe metodologjisë të spektrave të projektimit sipas Eurokodit 8 si dhe vlerësimet dhe verifikimet që lidhen me kushtin e rezistencës si dhe kushtin e duktilitetit lokal dhe global për projektimin e strukturave nga betoni i armuar. Përmbajtjen kryesor të këtij kapitulli e përmbajnë Informacionet përkatëse dhe identifikimi i parametrave të cilat ndikojnë në



UNIVERSITETI I PRISHTINËS
"HASAN PRISHTINA"
UNIVERSITY OF PRISTINA
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY
Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e "Fakulteteve Teknike", 10000 Prishtinë, Kosovë
Tel: +383 38 554 899 URL: <https://fin.uni-pr.edu> e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

marrëdhëniet duktilitet-rezistencë dhe që karakterizojnë thelbin e procedurës dhe rregullave të Projektimit sipas Kapaciteteve.

Kapitulli i tretë i punimit i është kushtuar analizës sizmike të një objekti P+5 me sistem dual nga betoni i armuar. Në analizë është përdorur softueri ETABS. Aty janë treguar kriteret e konceptimit të modeleve llogaritëse dhe rekomandimet përkatëse për vlerësimin e analizës sizmike të një strukture të caktuar si dhe principet bazë të konfigurimit, vlerësimet dhe verifikimet që lidhen me zgjidhjen e metodës së analizës nga veprimet sizmike. Kjo pjesë analizon, sidomos, kriteret për rregullsinë në plan dhe lartësi, klasifikimin e sistemit strukturor dhe faktorin e sjelljes, shpërndarjen e forcave prerëse, kombinimin e komponentëve të veprimit sizmik, zhvendosjet anësore, kufizimet e dëmtimeve, verifikimi i efekteve të rendit të dytë si dhe kërkesat për duktilitet.

Në kapitullin e katërt të punimit janë analizuar verifikimet e sigurisë sizmike duke përdorur metodat e analizës jolineare. Aty janë treguar njohuritë mbi modelimin në analizë jolineare dhe Analizën Pushover si dhe hapat bazë të metodës N2 sipas Fajfarit.

Vlerësimi dhe Propozimi i Komisionit

Vlerësimi:

Në bazë të analizës së punimit master, Komisioni vlerëson se kandidati me sukses shtjellon problematikën e projektimi të detajuar sizmik të 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

Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

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.

Propozim:

Komisioni për vlerësimin e punimit master me titull :
"PROJEKTIMI I DETAJUAR SIZMIK I STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR", të kandidatit Ilaz 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, 18.03.2024

Komisioni:

Prof. dr. Naser Kabashi, kryetar

Prof. Asoc.dr. Misin Misini, mentor

Prof. Ass.dr. Hajdar Sadiku, anëtar

Pranuar me: 08.03.2024			
Nj. org.	Numër	Shtojca	Vite
06	590/1	-	-

Abstract:

This study aims to establish a comprehensive and scientific understanding of detailed design of reinforced concrete structures in compliance with the requirements of European Standard Codes 8 (EC8). Reinforced concrete structures play a critical role in the infrastructure of buildings, especially in their safety against natural hazards such as earthquakes. This research addresses an important need to understand and implement best practices in the design and construction of these structures in accordance with the latest standards in this field.

The methodology of this study includes an in-depth analysis of specialized literature, including international codes and standards, as well as previous scientific work in the field of structural engineering. The use of specialized software for structural analysis and earthquake risk simulations will be a key component of this research. Through the use of advanced analytical methods and numerical modeling, the aim is to develop a comprehensive understanding of the behavior of reinforced concrete structures under earthquake risks.

In practical terms, this study aims to identify the main challenges engineers encounter in the design and construction of reinforced concrete structures and propose innovative solutions to them. Considering the goal of improving the safety and resilience of these structures in earthquake scenarios, the research aims to make a significant contribution to the practice of structural engineering and to develop a more sustainable framework for the design and construction of buildings in earthquake-prone regions.

Through a scientific and practical approach, this study aims to provide sustainable and appropriate recommendations for designers, engineers, and builders in the field of civil engineering. In particular, the study will address the most effective methodologies and techniques for designing reinforced concrete structures in compliance with EC8, including seismic risk impact analysis and identification of strong and weak areas of the structure.

Pranuar me: 08.03.2024			
Nj org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	580/1	-	-

Abstrakti:

Ky studim synon të krijojë një kuptim të thelluar dhe shkencor të projektimit të detajuar të strukturave beton-arme në përputhje me kërkesat e Kodeve Evropiane të standardit 8 (EC8). Strukturat beton-arme luajnë një rol kritik në infrastrukturën e ndërtimeve, veçanërisht në sigurinë e tyre në rast të rreziqeve natyrore si tërmetet. Ky hulumtim adreson një nevojë të rëndësishme për të kuptuar dhe zbatuar praktikën më të mira në projektimin dhe ndërtimin e këtyre strukturave në përputhje me standardet e fundit në këtë fushë.

Metodologjia e këtij studimi përfshin një analizë të thelluar të literatureve të specializuara, duke përfshirë kodet dhe standardet ndërkombëtare, si dhe punë të mëparshme shkencore në fushën e inxhinierisë së ndërtimit. Përdorimi i softuerëve të specializuar për analizën e strukturave dhe simulimet e rreziqeve nga tërmetet do të jetë një komponent kyç i këtij hulumtimi. Përmes përdorimit të metodave të avancuara analitike dhe modelimeve numerike, synohet të zhvillohet një kuptim i thelluar i sjelljes së strukturave beton-arme nën rreziqet e tërmeteve.

Në aspektin praktik, ky studim synon të identifikojë sfidat kryesore që inxhinierët hasin në projektimin dhe ndërtimin e strukturave beton-arme dhe të propozojnë zgjidhje inovative për to. Duke pasur parasysh qëllimin e përmirësimit të sigurisë dhe rezistencës së këtyre strukturave në rast tërmetesh, hulumtimi synon të ofrojë një kontribut të rëndësishëm për praktikën e inxhinierisë së ndërtimit dhe për zhvillimin e një kornize më të qëndrueshme për projektimin dhe ndërtimin e ndërtimeve në rajonet e ndërtuesave të rrezikuara nga tërmetet.

Përmes një qasjeje shkencore dhe praktike, ky studim synon të përcaktojë rekomandime të qëndrueshme dhe të përshtatshme për projektuesit, inxhinierët dhe ndërtuesit në fushën e inxhinierisë civile. Në mënyrë të veçantë, studimi do të adresojë metodologjitë dhe teknikat më efikase për projektimin e strukturave beton-arme në përputhje me EC8, duke përfshirë analizën e ndikimit të rreziqeve seizmike dhe identifikimin e zonave të forta dhe të dobëta të strukturës.

**Universiteti i Prishtinës
Fakulteti i Ndërtimtarisë dhe Arkitekturës
Departamenti i Ndërtimtarisë
Drejtimi Konstruktiv**



PROJEKTIMI I DETAJUAR SIZMIK I STRUKTURAVE NGA BETONI I ARMUAR

Punim diplome - Master

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

**Kandidati:
Ilaz Hajra**

Prishtinë, 2024

Abstrakti:

Ky studim synon të krijojë një kuptim të thelluar dhe shkencor të projektimit të detajuar të strukturave beton-arme në përputhje me kërkesat e EUROKODIT 8 (EC8). Strukturat beton-arme luajnë një rol kritik në infrastrukturën e ndërtimeve, veçanërisht në sigurinë e tyre në rast të rreziqeve natyrore si tërmetet. Ky hulumtim adreson një nevojë të rëndësishme për të kuptuar dhe zbatuar praktikën më të mira në projektimin dhe ndërtimin e këtyre strukturave në përputhje me standardet e fundit në këtë fushë.

Metodologjia e këtij studimi përfshin një analizë të thelluar të literatureve të specializuara, duke përfshirë kodet dhe standardet ndërkombëtare, si dhe punë të mëparshme shkencore në fushën e inxhinierisë së ndërtimit. Përdorimi i softuerëve të specializuar për analizën e strukturave dhe simulimet e rreziqeve nga tërmetet do të jetë një komponent kyç i këtij hulumtimi. Përmes përdorimit të metodave të avancuara analitike dhe modelimeve numerike, synohet të zhvillohet një kuptim i thelluar i sjelljes së strukturave beton-arme nën rreziqet e tërmeteve.

Në aspektin praktik, ky studim synon të identifikojë sfidat kryesore që inxhinierët hasin në projektimin dhe ndërtimin e strukturave beton-arme dhe të propozojnë zgjidhje inovative për to. Duke pasur parasysh qëllimin e përmirësimit të sigurisë dhe rezistencës së këtyre strukturave në rast tërmetesh, hulumtimi synon të ofrojë një kontribut të rëndësishëm për praktikën e inxhinierisë së ndërtimit dhe për zhvillimin e një kornize më të qëndrueshme për projektimin dhe ndërtimin e ndërtimeve në rajonet e ndërtesave të rrezikuara nga tërmetet.

Përmes një qasjeje shkencore dhe praktike, ky studim synon të përcaktojë rekomandime të qëndrueshme dhe të përshtatshme për projektuesit, inxhinierët dhe ndërtuesit në fushën e inxhinierisë civile. Në mënyrë të veçantë, studimi do të adresojë metodologjitë dhe teknikat më efikase për projektimin e strukturave beton-arme në përputhje me EC8, duke përfshirë analizën e ndikimit të rreziqeve seizmike dhe identifikimin e zonave të forta dhe të dobëta të strukturës.

LISTA E SIMBOLEVE

μ - Duktilitetit

μ_ϕ - Duktiliteti i disponushëm i kurbaturës

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

μ_θ - Faktor i duktilitetit të rrotullimit

μ_ε - 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

ξ - Shuarja totale e strukturës

ξ_{eq} - Shuarja ekuivalente

$\xi_{viskoze}$ - Shuarja viskoze

E_s - Moduli i elasticitetit të çelikut

E_c - Moduli I elasticitetit të betonit

ε_c - Deformimi i betonit

ε_c^* - Deformimi i betonit të shtrënguar

ε_{cu} - Deformimi kufitarë i betonit

ε_{cu}^* - Deformimi kufitarë i betonit të shtrënguar

ρ_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

ω_w - Raporti volumetrik mekanik i stafave

γ_c - Koeficient i sigurisë së materialit për betonin

γ_s - Koeficient i sigurisë së materialit për çelikun

γ_G - Koeficient i sigurisë për ngarkesat e përhershme

γ_Q - Koeficient i sigurisë për ngarkesat e përkohshme

U - Forca e normalizuar

N_{Ed} - Forca normale llogaritëse

V_{Ed} - Forca prerëse llogaritëse

M_{Ed} - Momenti i përkuljes llogaritës
 σ_c - Sforcimi i betonit
 σ_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
 α_n - Koeficienti i efektivitetit të shtrëngimit, raporti i sipërfaqes së bërthamës së betonit të shtrënguar.
 α_s - Koeficienti i efektivitetit të shtrëngimit ndërmjet stafave fqinje.
 β - Amplifikatori i rezistencës
 $(1+K)$ – Amplifikatorë i rezistencës
 σ_2 - Sforcimi anësor efektiv në shtypje sipas gjenjes së fundit kufitare (ULS)
 σ_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

Abstrakti:	2
LISTA E SIMBOLEVE	3
KAPITULLI 1: PARIMET KRYESORE PËR PROJEKTIMIN E STRUKTURAVE TË BETONIT PËR REZISTENCËN NDAJ TËRMETEVE	8
1.1 KËRKESAT PËR PERFORMANCËN SEIZMIKE TË NDËRTIMEVE TË BETONIT	8
1.1.1 SITUATA AKTUALE: THEKSIMI NË SIGURINË E JETËS	8
1.1.2 KËRKESAT BAZUAR NË PERFORMANCË	9
1.1.3 PROJEKTIMI, VLERËSIMI OSE RINDËRTIMI BAZUAR NË PERFORMANCË SIPAS EUROKODIT 8	12
1.2 PROJEKTIMI BAZUAR NË FORCË SEIZMIKE.....	14
1.2.1 PROJEKTIMI BAZUAR NË FORCË PËR SHPËRNDARJEN E ENERGJISË DHE ELASTICITETIN	14
1.3 PROJEKTIMI KONCEPTUAL I NDËRTESAVE TË BETONIT PËR REZISTENCË NDAJ TËRMETEVE.....	16
1.3 PARIMET DHE RREGULLAT PËR PROJEKTIMIN KONCEPTUAL TË STRUKTURAVE TË NDËRTESAVE.....	16
1.3.1 RËNDËSIA E PROJEKTIMIT KONCEPTUAL PËR REZISTENCËN NDAJ TËRMETEVE.....	16
1.3.2 ATRIBUTET THEMELORE TË NJË PLANIFIKIMI STRUKTURAL TË MIRË	18
1.3.3 SISTEMI I QARTË PËR TË REZISTUAR NGARKESAT ANËSORE	19
1.4.1 THJESHTËSIA DHE UNIFORMITETI NË GJEOMETRINË E SISTEMIT PËR TË REZISTUAR NGARKESAT ANËSORE	20
1.4.2 SIMETRIA DHE RREGULLSIA NË PLAN.....	20
1.4.3 NGURTËSIA E RROTULLIMIT RRETH NJË BOSHTI VERTIKAL	25
1.4.4 GJEOMETRIA, MASA DHE NGURTËSIA ANËSORE E RREGULLT NË LARTËSI	26
KAPITULLI 2: PROJEKTIMI I DETAJUAR SEIZMIK I NDËRTESAVE BETON-ARME.....	1
2.1 HYRJE	1
2.1.1 SEKUENCAT E OPERACIONEVE NË PROJEKTIMIN E DETAJUAR PËR REZISTENCËN KUNDËR TËRMETEVE.....	1
2.1.2 FAKTORËT E PJESSHËM TË MATERIALEVE NË DIMENSIONIMIN SIPAS GJENDJES KUFITARE TË THYERJES OSE E FUNDIT (ULS) TË ANËTARËVE.....	2
2.2 DIMENSIONIMI I ANËTARËVE TË KORNIZAVE.....	2
2.2.1 HYRJE	2
2.2.2 DIMENSIONIMI I TRAJEVE.....	3
2.2.3 DIMENSIONIMI I SHTYLLAVE	4
2.3 DIZAJN I DETAJUAR I TRARËVE NË PËRKULJE	11
2.3.1 DIMENSIONIMI I PËRFORCIMIT LONGITUDINAL TË TRAUT PËR ULS NË PËRKULJE	11
2.3.2 DETAJIMI I PËRFORCIMIT LONGITUDINAL TË TRARËVE	13

2.3.3 KËRKESAT E SHËRBIMIT NË EC2 - NDIKIMI NË PËRFORCIMIN LONGITUDINAL TË TRARËVE	16
2.3.4 REZISTENCA E MOMENTIT TË TRAJEVE NË SEKSIONET E FUNDIT	20
2.4 DIZAJN I DETAJUAR I SHTYLLAVE NË PËRKULJE	21
2.4.1 PROJEKTIMI I KAPACITETIT I ; TRA I FORTË - SHTYLLË E DOBËT	21
2.4.2 DIMENSIONIMI I PËRFORCIMIT VERTIKAL TË SHTYLLES PËR EFEKTET E VEPRIMIT NGA ANALIZA.....	23
2.2 PROJEKTIMI I DETAJUAR I TRARËVE DHE SHTYLLAVE NGA FORCAT PRERËSE	31
2.2.1 KAPACITETI I FORCAVE PRERËSE PROJEKTUESE NE TRAJE OSE SHTYLLA.....	31
2.2.2 DIMENSIONIMI I TRARËVE PËR ULS NË FORCA PRERËSE.....	36
2.2.3 RREGULLA TË VEÇANTA PËR PROJEKTIMIN SIZMIK TË RAJONEVE KRITIKE NË TRAJET DC H PËR ULS NGA FORCAT PRERESE	38
2.2.4 DIMENSIONIMI I SHTYLLAVE PËR ULS NË FORCA PRERESE	39
2.6 DIZAJN I DETAJUAR I MUREVE DUCTILE NË PËRKULJE DHE NGA FORCA PRERESE	42
2.6.1 PROJEKTIMI I MUREVE TË PJERRËTA NË PËRKULJE	42
2.6.2 PROJEKTIMI I MUREVE TË PJERRËTA NGA FORCAT PRERESE	48
2.7 HOLLËSI PËR DUKTILITETIN	53
2.7.1 "RAJONET KRITIKE" NË ANËTARËT DUKTILE	53
2.7.2 KËRKESAT MATERIALE	54
2.7.3 KËRKESA PËR DUKTILITET CURVATURE NË "RAJONET KRITIKE"	56
2.7.4 KUFIRI I SIPËRM DHE I POSHTËM NË RAPORTIN E PËRFORCIMIT LONGITUDINAL TË TRARËVE PRIMARË	57
2.7.2 KUFIZIMI I PËRFORCIMIT NË "RAJONET KRITIKE" TË SHTYLLAVE PRIMARE	58
2.7.6 IZOLIMI I "ELEMENTEVE KUFITARE" NË SKAJET E NJË SEKSIONI MURI	60
2.7.7 IZOLIMI I SEKSIONEVE TË MURIT OSE SHTYLLAVE ME MË SHUMË SE NJË PJESE DREJTKËNDËSHE	62
2.8 DIMENSIONIMI PËR EFEKTET E VEPRIMIT VEKTORIAL PËR SHKAK TË KOMPONENTËVE TË VEPRIMIT SIZMIK TË NJËKOHSHËM	63
2.8.1 QASJET E PËRGJITHSHME	63
2.8.2 IMPLIKIMET PËR VLERAT E FORCËS AKSIALE TË SHTYLLES NË LLOGARITJET E PROJEKTIMIT TË KAPACITETIT	65
2.9 ELEMENTE SIZMIKE DYTËSORE	66
2.9.1 KËRKESAT E VEÇANTA TË PROJEKTIMIT PËR ANËTARËT "SEKONARË" DHE IMPLIKIMET PËR ANALIZËN	66
2.9.2 VERIFIKIMI I ANËTARËVE "DYTËSORË" NË SITUATËN E PROJEKTIMIT SIZMIK.....	67
2.9.3 MODELIMI I ANËTARËVE "SEKONARË" NË ANALIZË	68
KAPITULLI 3: MODELIMI DHE ANALIZA E STRUKTURWS NGA BETONI I ARMUAR.....	70
3.1. Karakteristikat gjeometrike të strukturës e cila do të analizohet	70

3.2. Sistemi strukturor, Zona sizmike	72
3.3. Spektri i projektimit për Gjendjen e Fundit Kufitare	72
3.3.1. Faktori i sjelljes “q”	72
3.3.2. Llogaritja e peshave sizmike	73
3.4. Kombinimi i ngarkesave	75
3.2. Format e lëkundjeve	76
3.6. Përcaktimi i qendrës së masës dhe qendrës së shtangësisë	78
3.7. VERIFIKIMET NË GJENDJEN E FUNDIT KUFITARE DHE VERIFIKIMET GJEOMETRIKE	79
3.7.1. Llogaritja e zhvendosjeve	79
3.7.2. Llogaritja e drifteve të kateve	81
3.7.3. Llogaritja e efektit P- Δ	82
3.8 Verifikimet ne ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje	89
hw-është lartësia e traut	90
3.9 Verifikimi ne prerje	94
Trau B1-B2:	94
3.10 Detajimi për duktilitet lokal	94
3.11 Shtyllat C1 dhe C2: Verifikimet e rezistencës në përkulje	96
3.12 Analiza statike jolineare - ANALIZA PUSHOVER	102
KAPITULLI 4: PËRFUNDIMET	110
4.1 Përfundimet e nxjerrura nga tema e shtjelluar dhe shembulli i përzgjedhur	110
REFERENCAT	111

KAPITULLI 1: PARIMET KRYESORE PËR PROJEKTIMIN E STRUKTURAVE TË BETONIT PËR REZISTENCËN NDAJ TËRMEETEVE

Kapitulli 1 prezanton kërkesat e vendosura nga kodet dhe standardet seizmike moderne për mbrojtjen e jetës dhe pronës në dizajnet e ndërtimeve të reja dhe nënvizon mjetet e ofruara për plotësimin e tyre. Kërkesat dhe rregullat e projektimit të dhëna në eurokode për projektimin seizmik të ndërtimeve të reja - EN 1998-1: 2004, i njohur edhe si Pjesa 1 e Eurocode 8, i jepet një theks i caktuar dhe krahasohen me homologët e tyre amerikanë. Këto rregulla Eurocode 8 elaborohen më tej në Kapitullin 5 në kontekstin e procesit për projektimin e detajuar të ndërtimeve të reja të betonit për rezistencën ndaj tërmetejeve. Kapitulli 1 gjithashtu jep një pasqyrë të një mendimi të ri për një mbulim më të gjerë të nevojave të performancës seizmike të pronarëve dhe banorëve gjatë jetës së ndërtesës. Ky mendim aktualisht po penetron në kodet dhe standardet e reja që po dalin për vlerësimin seizmik dhe përmirësimin e ndërtimeve ekzistuese nën standarde, duke përfshirë EN 1998-3: 2005 (njohur edhe si Pjesa 3 e Eurokodi 8). Kërkesat dhe rregullat e dhëna në këtë Standard Evropian të dytë për vlerësimin dhe rindërtimin seizmik të ndërtimeve ekzistuese janë elaboruar më tej në Kapitullin 6.

1.1 KËRKESAT PËR PERFORMANCËN SEIZMIKE TË NDËRTIMEVE TË BETONIT

1.1.1 SITUATA AKTUALE: THEKSIMI NË SIGURINË E JETËS

Tradicionalisht, introdukimi dhe zbatimi i kodeve dhe standardeve për projektimin strukturor ka qenë përgjegjësi e Autoriteteve kompetente, me sigurinë publike si konsideratë kryesore. Si rrjedhojë, kodet ose standardet tradicionale për projektimin seizmik të ndërtimeve synojnë të mbrojnë jetën humane duke parandaluar rrëzimin lokal ose global nën një nivel të vetëm të tërmetit. Kërkesa për mos-(rrëzimin lokal-) rrëzim zakonisht referohet në një veprim seizmik të rrallë, i quajtur "veprim seizmik i dizajnuar". Në shumicën e kodeve aktualë, "veprimi seizmik i dizajnuar" për strukturat e zakonshme zakonisht zgjidhet konvencionalisht si ai që ka një probabilitet prej 10% për të tejkaluar në një jetë pune konvencionale prej 50 vjetësh, ose 0.2% në një vit të vetëm. Kjo përputhet me një periudhë mesatare rikthimi prej 475 vjetësh për "veprimin seizmik të dizajnuar".

Brenda një strukturë projektimi të vetëm, siguria e përmirësuar e objekteve që janë të domosdoshme ose kanë zëvendësime të mëdha zakonisht arrin duke modifikuar nivelin e rrezikut (periudha mesatare e rikthimit) të "veprimi seizmik i dizajnuar". Veprimi seizmik shumëfishohet me një "faktor rëndësi", γ_I . Sipas përkufizimit, $\gamma_I = 1.0$ për strukturat e rëndësishme të zakonshme (ndërtime të "Klasës së Rëndësisë" II në Eurokodin 8). Për ndërtime të cilat rrëzimi i tyre mund të ketë pasoja të jashtëzakonshme sociale ose ekonomike (ndërtime me zëvendësime të mëdha, si shkollat ose sallonet e tubimeve publike, etj.) ose për objekte që strehojnë institucione me rëndësi kulturore (p.sh., muze të Eurokodin 8 rekomandon një vlerë $\gamma_I = 1.2$ (ndërtime të "Klasës së Rëndësisë" III në Eurokodin 8). Ajo rekomandon $\gamma_I = 1.4$ për ndërtime që janë të rëndësishme për mbrojtjen civile gjatë periudhës së menjëhershme pas tërmetit: spitalet, stacionet e zjarrit ose

policiisë, qendrat e energjisë elektrike, etj. (kategorizuar si "Klasa e Rëndësisë" IV). Për ndërtime të vogla për sigurinë publike (dmth, që përfshihen në "Klasën e Rëndësisë" I, duke përfshirë ndërtime bujqësore dhe të ngjashme) Eurokodin 8 rekomandon një vlerë $\gamma_I = 0.8$.

1.1.2 KËRKESAT BAZUAR NË PERFORMANCË

Edhe në vitet 1960, komuniteti ndërkombëtar i inxhinierisë sërishitje u kuptua plotësisht për humbjen e pronësisë që mund të shkaktohej nga ngjarjet seizmike të shpeshta dhe pasojat e tyre ekonomike të tjera. Duke njohur që nuk është e mundur të shmangim çdo dëm nën tërmete shumë të fuqishme, Shoqata e Inxhinierëve Strukturorë të Kalifornisë (SEAOC) në rekomandimet e saj të vitit 1968, adoptoi kërkesat vijuese për projektimin seizmik: "Ndërtime duhet, në përgjithësi, të jenë në gjendje të:

- Të rezistojnë një nivel të vogël të lëvizjes së tokës nga tërmeti pa dëmtim.
- Të rezistojnë një nivel të moderuar të lëvizjes së tokës nga tërmeti pa dëmtim strukturor, por mund të përjetojnë disa dëme jostrukturore.
- Të rezistojnë një nivel të madh të lëvizjes së tokës nga tërmeti me intensitet të barabartë me më të fortin që ka përjetuar ose që është parashikuar për vendndodhjen e ndërtesës, pa rrëzim, por mund të ketë disa dëme si strukturore ashtu edhe jostrukturore."

Tërmetet e mëdha që goditën vendet e zhvilluara në gjysmën e dytë të viteve 1980 dhe në gjysmën e parë të viteve 1990 shkakuan relativisht pak viktima, por dëme shumë të mëdha në pronësi dhe humbje ekonomike të mëdha. Si përgjigje ndaj kësaj, "Inxhinieria seizmike bazuar në performancë" u shfaq në dokumentin SEAOC Vision 2000 dhe u zhvillua në idenë më të rëndësishme të viteve të fundit për projektimin ose rindërtimin seizmik të ndërtimeve (SEAOC 1995).

"Inxhinieria bazuar në performancë" përqendrohet në qëllimet, veçanërisht në aftësinë e objektit të inxhinierisë për të përmbushur qëllimin e tij të qëlluar, duke marrë në konsideratë pasojat e dështimit të tij për ta përmbushur atë. Në kundërshtim, kodet e zakonshme të projektimit struktural janë të orientuara në proces, duke theksuar mjetet, pra rregullat preskriptive, të lehta për t'u zbatuar, por shpesh të paqarta që fshehin ndjekjen e performancës së kënaqshme. Këto rregulla janë zhvilluar në kohë si një mjet i përshtatshëm për të siguruar zgjidhje të sigurta, por ekonomike për kombinime të zakonshme të planifikimit të ndërtesës, dimensioneve dhe materialeve. Ata lënë hapësirë të kufizuar për projektuesin për të ushtruar gjykimin dhe kreativitetin dhe nuk ofrojnë një bazë racional për dizajne inovative që përfitojnë nga zhvillimet e fundit në teknologji dhe materiale strukturale.

"Inxhinieria seizmike bazuar në performancë" në veçanti përpiqet të maksimizojë përfitimin nga përdorimi i një objekti duke minimizuar kostot totale të pritshme, duke përfshirë kostot e shkurtër të punës dhe vlerën e pritshme të humbjes në tërmete të ardhshme (në terma të viktimave, kostot e riparimit ose zëvendësimit, humbja e përdorimit, etj.). Dëshira është të merren në konsideratë të gjitha ngjarjet seizmike të mundshme në të ardhmen me probabilitetin e tyre vjetor dhe të kryhet një konvolucion me pasojat përkatëse gjatë jetës së punës së projektimit të objektit. Megjithatë, kjo nuk është praktike. Prandaj, aktualisht "inxhinieria seizmike bazuar në performancë" advokon vetëm zëvendësimin e projektimit të vetëm të një strukture kundër rrëzimit dhe rregullave preskriptive të saj, me një dizajn seizmik shumëkatësh dhe transparent, që përmbush më shumë se një "nivele performancë", çdo një nën një ngjarje seizmike të ndryshme, të identifikuar nëpërmjet probabilitetit të saj vjetor të tejkalimit dhe quajtur "nivel rreziku seizmik". Përputhja e të gjitha "niveleve performancë" të konsideruara për një rast të caktuar me "nivelet e rrezikut seizmik" të

asociuar quhet, në inxhinierinë seizmike bazuar në performancë, "objektiv performancë". Çdo "nivel performancë" identifikohet normalisht me një gjendje fizike të objektit, e përshkruar mirëbashkë me pasojat e mundshme: viktima të mundshme, lëndime dhe humbje pronësie, funksionimi i vazhdueshëm, kostot dhe mundësia e riparimit, gjatësia e pritshme e ndërprerjes së përdorimit, kostot e zhvendosjes së banorëve, etj. Përgjithësisht, identifikohen katër "nivele performancë"

(i) "Operational"

Definimi: Objekti ka pësuar praktikisht asnjë dëmtim struktural ose jo-struktural dhe mund të vazhdojë të shërbejë qëllimit origjinal të projektimit të tij me pak ndërprerje të përdorimit për riparime. Operimi i vazhdueshëm mbështetet ose nga linjat e paprekura të jetës ose nga sistemet e rezervuara. Çdo riparim që është i nevojshëm mund të kryhet në të ardhmen pa ndërprerje të banimit ose përdorimit.

(ii) "Okupimi i menjëhershëm"

Definimi: Objekti mund të kthehet në përdorim të plotë, sapo sistemet e shërbimeve të funksionojnë përsëri dhe pastrimi të përfundojë. Struktura vetë është dëmtuar shumë pak: disa zgjatje të armatimit mund të jenë ndodhur dhe çarjet e betonit mund të jenë të dukshme, por nuk ka devijime të mbetur ose deformime strukturore të tjera të përhershme. Rreziku për jetën është neglizhues. Struktura ruajt plotësisht forcën dhe ngurtësinë e saj para tërmetit dhe aftësinë e saj për të rezistuar ndaj tërmeteve të ardhshme, duke përfshirë tërmetet e pasdëm. Komponentët dhe sistemet jo-strukturore mund të kenë dëmtime të vogla (p.sh., çarje të shpërndara në muret e mbushjes) që mund të riparohen lehtë dhe ekonomikisht në një fazë më të vonë.

(iii) "Siguria e Jetës"

Definimi: Struktura, ose pjesët e saj, nuk rrëzohen, duke ruajtur integritetin dhe kapacitetin e mbetur të ngarkesës pas tërmetit. Struktura është dëmtuar ndjeshëm dhe mund të ketë devijime të moderuara të përhershme, por ruajt kapacitetin e plotë të mbështetjes vertikale dhe mjaftueshëm forca dhe ngurtësinë e mbetur anësore për të mbrojtur jetën edhe gjatë tërmeteve të forta pasdëm. Komponentët jo-strukturore janë të dëmtuar, por nuk bllokojnë rrugët e evakuimit ose shkaktojnë lëndime që rrezikojnë jetën duke rënë. Në disa raste, reparimi është i diskutueshëm nga pikëpamja ekonomike dhe shkatërrimi mund të jetë më i preferueshëm.

(iv) Pranë Rrëzimit

Definimi: Struktura është e dëmtuar në mënyrë të konsiderueshme dhe ekzistojnë shenja të qarta të rrëzimit të mundshëm. Rreziku për jetën është i lartë. Struktura mund të rrëzohet me një tërmet të fuqishëm të dytë ose ndërprerje të fortë. Çdo përdorim i objektit në këtë nivel është i rrezikshëm dhe duhet të kufizohet ose të shfuqizohet deri sa të bëhet vlerësimi i dëmtimit dhe të merren masat e nevojshme për rindërtimin ose riparimin e ndërtesës.

Ndonjëherë, bëhet referencë për dy nivele shtesë performancë: Fillimi i Dëmtit, si një nivel performancë para "Operacional", i lidhur me absolutisht asnjë dëmtim struktural ose jo-struktural; dhe "Riparues", si një nivel performancë midis "Okupimi i Menjëhershëm" dhe "Siguria e Jetës", i lidhur me dëmtim struktural ose jo-struktural që është jo vetëm teknikisht, por edhe ekonomikisht, riparues.

Kritere të ndryshme performancës gjithashtu janë të përcaktuara për vërtetimin e elementeve strukturore ose jo-strukturore nën nivelet e ndryshme të performancës. Kriteret për dëmet strukturore ose jo-strukturore zakonisht shprehen në kufij deformacioni. Për shembull, nivelin e performancës (i) ("Operacional") mund të identifikohet me "dëmtimin" e elementeve strukturore,

ndërsa nivelin e performancës (iv) ("Pranë rrëzimit") shpesh lidhet me zbehjen e afërt të deformacionit "të fundit" të elementit, që tregon humbjen e kapacitetit të ngarkimit anësore. Kriteret e kufizimit të dëmit për mbulesat jo-strukturore ose pjesët që ndjekin deformacionet e karkasës strukturore zakonisht shprehën në kufij drifti ndërkatës. Për pajisjet e montuara ose të mbështetura në strukturë, kufijtë përkatës ndaj dëmit mund të shprehën në terma të përsheptimit të përgjigjes në pikat e mbështetjes së pajisjes.

Nivelet diskrete të rrezikut normalisht përputhen me katër nivelet kryesore të performancës të listuara më lart në (i)-(iv) për projektimin e ndërtimeve të reja të zakonshme (pra, me zëvendësi me standard), janë:

1. një tërmet (i shpeshtë), pritët të ndodhë gjatë jetës konvencionale të punës së ndërtesës, duke pasur kështu një periudhë mesatare të rikthimit shumë më të shkurtër se 50 vjet (p.sh., rreth 25 vjet);
2. një tërmet (rastësishëm), i cili nuk pritët gjatë jetës konvencionale të punës së ndërtesës, me një periudhë mesatare të rikthimit midis 75 dhe 200 vjet;
3. një tërmet (rrallë), me një periudhë mesatare të rikthimit rreth 500 vjet;
4. një tërmet (shumë rrallë) ose (maksimum i konsideruar), me vlera të përcaktuara të periudhës mesatare të rikthimit në rendin e 1000-2500 vjet.

Sipas kësaj ideje, "objektivi i performancës" për strukturat e rëndësishme të zakonshme është të përmbushë nivelin e performancës (i) nën nivelin e rrezikut (1), (ii) nën (2), dhe kështu me radhë. Nëse dëshirohet një performancë më e lartë, ose për objekte kritike, mund të zgjidhet një 'objektiv i përmirësuar' – për shembull, nivelin e performancës (ii), ose madje (iii), nën nivelin e rrezikut (1), etj. Vlerësojini se, në varësi të rënive të egra të kurvës së rrezikut seizmik, në çdo vend të dhënë disa aspekte të projektimit mund të jenë të udhëhequra nga realizimi i një niveli të performancës nën nivelin e rrezikut të përkatës. Nivelet e performancës tjera do të përmbushen pastaj automatikisht në nivelet e rrezikut të asociuar. Nëse kjo aplikohet në përgjithësi për të gjitha llojet e ndërtimeve në një vend gjeografik ose rajon të caktuar, atëherë një dizajn seizmik i bazuar në performancë me katër nivele mund të zvogëlohet në një numër më të vogël të niveleve (p.sh., një dy-nivel).

Dizajni seizmik bazuar në performancë shërben më mirë interesave dhe objektivave të pronarëve, duke lejuar marrjen e vendimeve më racional, me verifikim eksplisit të niveleve të performancës që lidhen me humbjet e pronës dhe operimin e objektit nën tërmete të shpeshta ose të rastësishme. Gjithashtu, ai mund të ofrojë më shumë fleksibilitet në projektimin konceptual, pasi parandalimi i rrëzimit nën ngjarje shumë të rralla verifikohet eksplisit, në vend që të projektohet indirektisht vetëm në nivelin e 'sigurisë së jetës' dhe duke përdorur projektimin e kapacitetit si mbrojtje kundër rrëzimit nën tërmete shumë më të fuqishme (shih Seksioni 1.3). Nga ana tjetër, një proces dizajni i plotë bazuar në performancë mund të jetë i vështirë dhe i kompleks. Përveç kësaj, ka një çështje përgjegjësie për t'u zgjidhur: projektuesi është i mbrojtur në një masë të caktuar kundër pretendimeve të përgjegjësisë ose akuzave të tjera për humbje të pronës, viktimat, etj., në një ngjarje të paparashikuar të ardhshme, nëse ai ose ajo ka përmbushur në mënyrë strikte të gjitha rregullat e një kodi preskriptiv të brezit aktual, i cili është i fshehtë në lidhje me qëllimin e synuar të performancës. Kjo nuk është më rasti në një kontekst dizajni bazuar në performancë, me objektiva performancë të qarta dhe transparente që pronarët ose gjykatat mund t'i interpretojnë si të garantuar. Për këto arsye, ende ka një rrugë të gjatë për të shkuar përpara para se kodet e projektimit seizmik për ndërtime të reja të pranojnë një qasje të plotë bazuar në performancë. Megjithatë, një qasje e tillë është përfaqësuar në udhëzime dhe standarde për vlerësimin seizmik dhe rindërtimin e ndërtimeve ekzistuese, pasi është aty që fleksibiliteti i lindur i qasjes mund të

sjellë më mirë përfitime për të pranuar interesat, objektivat dhe mjetet specifike të pronarëve. Për më tepër, ndërtesat që nuk janë dizajnuar sipas kodeve seismike të ditëve të sotme zakonisht nuk posedojnë veçori strukturore që shërbejnë si mbrojtje kundër rrëzimit nën tërmete shumë të fuqishme (p.sh., një shpërndarje dhe një hierarki e forcave që parandalojnë koncentrimin e kërkesave të deformacionit në një pjesë të vogël të sistemit struktural). Prandaj, ndërtesat më të vjetra kërkojnë verifikim të qartë kundër një rezultati të tillë.

1.1.3 PROJEKTIMI, VLERËSIMI OSE RINDËRTIMI BAZUAR NË PERFORMANCË SIPAS EUROKODIT 8

Në Evropë nivelet e performancës në projektim, vlerësimin ose rindërtimin seismik lidhen me, ose identifikohen me, Gjendjet Kufi të strukturës. Koncepti i Gjendjeve Kufi u shfaq në Evropë në vitet 1960, për të definuar gjendjet e papërshtatshme të strukturës për qëllimin e saj të paraparuar (CEB 1970, Rowe 1970). Gjendjet Kufi që lidhen me sigurinë e njerëzve ose të strukturës quhen Gjendjet Kufi Ultimative. Ata që lidhen me funksionin normal dhe përdorimin e zakonshëm të strukturës, komfortin e banorëve të saj, ose dëmtimet në pronë (kryesisht në përfundime dhe elementet jo-strukturore) quhen Gjendjet Kufi të Shërbimit. Mund të merren parasysh edhe Gjendjet Kufi Ndërmjetëse (CEB 1988b). Sipas Eurokodit "Baza e Projektit Struktural" (CEN 2002) qasja e Gjendjeve Kufi është struktura kurriore e projektimit struktural për çdo lloj veprimi, duke përfshirë atë seismikun. Pjesa 1 e Eurokodit 8 (CEN 2004a) parashikon një dizajn seismik me dy nivele për ndërtime të reja, me nivelet e performancës ("Gjendjet Kufi") të mëposhtme:

1. No-(local-)collapse, i cili konsiderohet si Gjendja Kufi Ultimative kundër së cilës struktura duhet të dizajnohet sipas Eurokodit 'Baza e Projektimit Struktural' (CEN 2002). Kjo përfshin mbrojtjen e jetës nën një veprim seismik të rrallë, duke parandaluar rrëzimin e çdo pjese strukturore dhe ruajtjen e integritetit struktural dhe kapacitetit të mbetur i ngarkimit pas ngjarjes.
2. Kufizimi i dëmeve, që luan rolin e Gjendjes Kufi të Shërbimit kundër së cilës struktura duhet të dizajnohet sipas CEN (2002). Qëllimi është zvogëlimi i humbjeve të pronës në tërmete të shpeshta, duke kufizuar dëmet strukturore dhe jo-strukturore. Pas një tërmeti të tillë, elementet strukturore supozohet të mos kenë deformime të qëndrueshme, të ruajnë plotësisht forcën dhe ngurtësinë e tyre dhe të mos kenë nevojë për riparim. Elementet jo-strukturore mund të vuajnë disa dëme, të cilat mund të riparohen lehtë dhe ekonomikisht në një kohë më vonë.

Niveli i performancës së no-(local-)collapse arrin përmes dimensionimit dhe detajimit të elementeve strukturore për një kombinim të forcës dhe ductilitetit që ofron një faktor sigurie (në rendin e 1.5–2) kundër humbjes substanciale të rezistencës ndaj ngarkesave anësore.

Niveli i performancës për kufizimin e dëmeve arrin përmes kufizimit të deformimeve të përgjithshme (displasimeve anësore) të ndërtesës në nivele të pranueshme për integritetin e të gjitha pjesëve të saj (përfshirë ato jo-strukturore). Specifikisht, raportet midis shkallëve të ndërstoreve (të përcaktuara si diferencën midis displasimeve mesatare anësore të kateve të afërta, të pjestuara me lartësinë e ndërstoreve) kufizohen në vlerat e mëposhtme:

(i) 0.5%, nëse kati ka elemente jo-strukturore brëndelet të lidhura me strukturën (përfshirë në veçanti mbushjet e zakonshme të murit);

(ii) 0.75%, nëse elementet jo-strukture të katisë janë të duktila; ose

(iii) 1%; kur nuk ka elemente jo-strukture që ndjekin deformimet e sistemit struktural.

Në Eurokod, dy nivelet e performancës eksplicite - parandalimi i rrëzimit lokal dhe kufizimi i dëmeve - ndjekën dy veprime seizmike të ndryshme. Veprimi seizmik nën të cilin duhet të parandalohet (local) rrëzimi quhet "veprim seizmik i projektimit". Ai për të cilin kufizimi i dëmeve është i ndjekur quhet "veprim seizmik i kufizimit të dëmeve". Brenda filozofisë Eurokodi për kompetencën kombëtare në çështjet e sigurisë dhe ekonomisë, nivelët e rrezikut për këta dy veprime seizmike lënë në përcaktimin kombëtar. Për strukturat e rëndësisë së zakonshme, Pjesa 1 e Eurokodit 8 rekomandon:

1. një "veprim seizmik i projektimit" që ka një probabilitet prej 10% të tejkalohet në 50 vite (një periudhë mesatare rikthimi e 475 viteve); dhe
2. një "veprim seizmik i kufizimit të dëmeve" me një probabilitet prej 10% të tejkalohet në 10 vite (periudha mesatare rikthimit: 95 vjet).

Edhe pse jo e eksplicuar, një objektiv performancës shtesë në ndërtesat e dizajnuara për të siguruar rezistencën ndaj tërmeteve duke shpërndarë energjinë është të parandalojë rrëzimin global gjatë një tërmeti shumë të fortë dhe të rrallë (niveli i performancës (iv) në Seksionin 1.1.2 nën nivelin e rrezikut (4)). Ky objektiv i performancës implicit përcillet përmes aplikimit sistematik dhe i përgjithshëm i projektimit të kapacitetit, i cili imponon një hierarki të forcave që lejon kontroll të plotë të mekanizmit të përgjigjes joelastike (shih Seksionin 1.3). Ndjekës për shembullin e standardit amerikan për ri-habilitimin seizmik (ASCE 2007) dhe paraardhësit e tij drafte, Pjesa 3 e Eurokodit 8 për vlerësimin dhe rindërtimin e ndërtesave (CEN 2005a) ka pranuar plotësisht qasjen "bazuar në performancë". Ajo parashikon tre nivele të ndryshme të performancës (quajtur Gjendje Limit):

1. "Kufizimi i Dëmeve" (DL), që korrespondon me "Okupim i menjëhershëm": Struktura nuk ka deformat të përjetshme; elementet e saj nuk kanë deformacione të përjetshme, ruajnë plotësisht forcën dhe ngurtësinë e tyre dhe nuk kanë nevojë për riparim. Anëtarët verifikohen për të mbetur elastikë.
2. "Dëme të Konsiderueshme" (SD), që korrespondon me "Siguria e Jetës" dhe me nivelin e parandalimit të (lokal-)rrëzimit për të cilin ndërtesat e reja janë të dizajnuara sipas Pjesës 1 të Eurokodit 8. Struktura është dëmtuar ndjeshëm, mund të ketë deforma të përjetshme mesatare, por ruajt një pjesë të forcës dhe ngurtësiit të saj të mbetur ndaj forcave anësore dhe kapacitetit të plotë të saj të mbajtjes vertikale të ngarkesave. Riparimi mund të jetë joekonomik. Verifikimet duhet të ofrojnë një margjin kundër kapaciteteve ultimative të anëtarëve.
3. "Afër rrëzimit" (NC), i ngjashëm me "Parandalimi i rrëzimit" në SHBA: Struktura është dëmtuar rëndë, mund të ketë deforma të përjetshme të mëdha, ruajt pak forcë ose ngurtësi të mbetur anësore, por elementët vertikalë ende mund të mbajnë ngarkesat gravitative. Në verifikime, një anëtar mund të afronë kapacitetin e tij të forcës ose deformacionit ultimativ.

Nivelet e "Rrezikut Seizmik" për të cilat tre Gjendjet Limit duhet të përmbushen zgjidhen ose në nivel kombëtar përmes Aneksit Kombëtar për këtë pjesë të Eurokodit 8, ose nga pronari nëse vendi lë hapësirë për zgjedhjen. Eurokodit-ja vetë nuk jep asnjë rekomandim, por përmend se objektivi i performancës i rekomanduar si i përshtatshëm për ndërtesat e reja të zakonshme është një tërmet 225-vjeçar (20% probabilitet të tejkalohet në 50 vjet), një ngjarje 475-vjeçare (10% probabilitet në 50 vjet), ose një 2475-vjeçar (2% probabilitet të tejkalohet në 50 vjet), për Gjendjen Limit DL,

SD ose NC, në radhë të rendit. Shtetet (ose pronarët, nëse vendi u jep atyre zgjedhjen) kanë autoritetin për të vendosur nëse të gjitha tre Gjendjet Limit do të verifikohen, ose nëse kontrollimi i një ose dy prej tyre në nivelin përkatës i rrezikut seizmik është i mjaftueshëm.

1.2 PROJEKTIMI BAZUAR NË FORCË SEIZMIKE

1.2.1 PROJEKTIMI BAZUAR NË FORCË PËR SHPËRNDARJEN E ENERGJISË DHE ELASTICITETIN

Për të përmbushur kërkesën e mungesës së rrëzimit lokal për "veprimin seizmik të projektuar", struktura nuk ka nevojë të mbetet elastike nën këtë veprim. Kjo do të kërkonte një rezistencë forcë anësore afër 50% të peshës së ndërtesës. Edhe pse është teknikisht e mundur, kjo është ndaluese ekonomikisht. Ajo gjithashtu është plotësisht e panevojshme, pasi tërmeti është një veprim dinamik dhe i jep strukturës një hyrje energjie totale të caktuar dhe kërkesa të caktuara për shkëputje dhe deformacione, por jo kërkesa për të mbajtur forca specifike. Prandaj, kodet aktuale për projektimin e rezistencës ndaj tërmeteve lejojnë strukturat të zhvillojnë deformacione të rëndësishme jo-elastike nën veprimin seizmik të projektuar, nëse integriteti i anëtarëve individualë dhe i strukturës në tërësi nuk është i dëmtuar. Për këtë, qasja e projektimit mbetet ende bazuar në forca, por qëllimi i vërtetë është të japë strukturës kapacitet për shpërndarjen e energjisë dhe elasticitetin. Projektimi bazuar në forca seizmike është kundër realitetit fizik. Është deformimi që shkakton një anëtar struktural të humbasë rezistencën e tij për forcat anësore. Janë zhvendosjet anësore (dhe jo forcat anësore) që shkaktojnë rrëzimin e strukturave nën peshën e tyre gjatë tërmetit. Megjithatë, projektimi bazuar në forca seizmike është i stabilizuar mirë në kodet e tanishme të projektimit seizmik, sepse:

- Inxhinierët strukturalë janë të familjarizuar me projektimin bazuar në forca për lloje të tjera të veprimeve (si ngarkesat e gravitetit dhe të erës).
- Ekuilibri statik për një set ngarkesash të caktuara të jashtme është një bazë e qëndrueshme për analizën.
- Mjetet për verifikimin drejtpërdrejt të strukturave për deformacione seizmike ende nuk konsiderohen të zhvilluara plotësisht për aplikim praktik.

Pikërisht kjo e fundit i referohet si metoda jo-lineare për llogaritjen e kërkesave për deformim dhe estimimi i kapaciteteve për deformime të anëtarëve strukturalë.

Për të gjithë këto arsye, duket se në të ardhmen e afërt, dizajni bazuar në forca për energjinë dhe elasticitetin seizmik nuk do të zhduket nga kodet dhe praktika e projektimit. Dizajni bazuar në forca për elasticitetin seizmik bazohet në spektrin e përgjigjes jo-elastike të një sistemi me një grad liri (SDOF) me kurvën e forcës-displazimit elastic-perfektisht plastike, $F-\delta$, në ngarkim monotik. Për një vlerë të caktuar të amortizimit të lëngshëm (vlera $\zeta = 5\%$ është e zakonshme për konventë), spektri jo-elastik lidhet:

- Periodi, T , i sistemit SDOF;
- Raporti $q = F_{el}/F_y$ i forcës maksimale, F_{el} , që do të kishte zhvilluar nëse sistemi SDOF ishte linear-elastik, me forcën e rendimentit të sistemit, F_y , (q quhet "faktor i sjelljes" në Evropë, ndërsa termi "faktor reduktues i forcës" ose "faktor modifikues i përgjigjes" dhe simboli R përdoren në SHBA për këtë);
- Kërkesa maksimale për zhvendosje të sistemit SDOF jo-elastik, δ_{max} , e shprehur si një raport me zhvendosjen e rendimentit, δ_y (pra, si faktori i elasticitetit të zhvendosjes, $\mu\delta = \delta_{max}/\delta_y$).

Eurokodi 8 ka adoptuar spektrat jo-elastike të propozuara në (Vidic et al. 1994):

$$\mu_s = q, \quad \text{if } T \geq T_C$$

$$\mu_s = 1 + (q - 1) \frac{T_C}{T}, \quad q = 1 + (\mu_s - 1) \frac{T}{T_C} \quad \text{if } T < T_C$$

Ku T_C është periudha "tranzicionale" ose "këndi" i spektrit elastik midis spektrit pseudo-akseleracionit konstant dhe spektrit pseudoshpejtësisë konstant (shih Figurën 1.1, për spektra joelastike normalizuar në përforcim maksimal të tokës prej 1 g, me $T_C = 0.6s$). Zvogëlimi i përgjigjes së forcës për shkak të elasticitetit ka disa ngjashmëri me efektin e një dendësie më të lartë viskoze në një sistem SDOF elastik. Mekanizmi bazë është i ngjashëm: shkarkimi i energjisë; i viskoz në rast të sistem SDOF elastik, i natyrës histeretike për atë elastik-perfektisht plastik. Formula (1.1), e zbatueshme në varësi të kohës së mesme-te-gjatë, shpreh rregullin e njohur të "barazimit të shkëputjeve" të Newmark, pra vëzhgimin empirik që në gamën konstante të pseudo-shpejtësisë spektrale, përgjigja e shkëputjes së pikës së sistemeve SDOF joelastike dhe të elastic kanë rreth njësoj. Arsyja fizike bazë është që inercioni tendos të mbajë masën e një sistem SDOF të lëvizshëm në të njëjtën pozicion absolute ndërsa toka lëviz nën të, pa marrë parasysh nëse thikëza e sistemit përjedhet apo jo. Formula (1.2) sugjeron se një elasticitet shumë i lartë duhet për të zvogëluar dukshëm forcën maksimale në një sistem shumë të ngurtë (pra, një me $T \ll T_C$): për shkarkimin e energjisë histeretike për të zvogëluar ndjeshëm përgjigjen e forcës, sistemi duhet të përjetojë shkëputje të mëdha, të cilat, kur ndahen me shkëputjen e ulët të shkarkimit, δy , të sistemit shumë të ngurtë përkthehen në kërkesa të shumëta të elasticitetit.

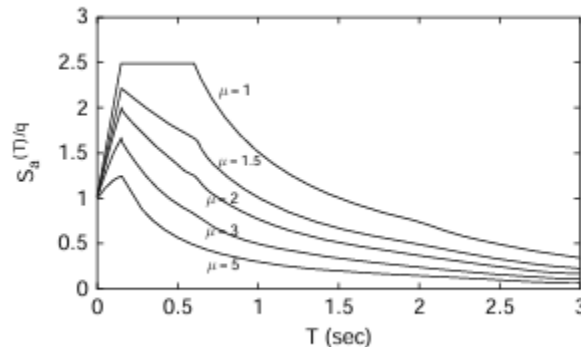


Figura 1.1: Spektra inelastike nga Ekuacionet (1.1) dhe (1.2) të normalizuara në përceptatën maksimale të tokës së sipërfaqes

Faktori "i sjelljes" q (si dhe faktori "reduktues i forcës" ose "faktori i modifikimit të përgjigjes" R) aplikohet si një faktor reduktues global i forcave të brendshme që do të zhvillohen në paraqitjen fiktive të strukturës si elastike me 5% amortizim (përkatesisht, në forcën seizmike të inercisë që do të zhvillohej në strukturën hipotetike elastike dhe që do të shkaktojë forcat e brendshme seizmike). Kështu, forcat e brendshme seizmike për të cilat dimensionohen anëtarët e strukturës mund të llogariten përmes analizës lineare elastike. Më pas, një set rregullash preskriptive përdoret për të furnizuar strukturën me qëllimin real të projektimit, nënkuptuar kapacitetin për të rezistuar një shkëputje globale pikërisht të barabartë me shkëputjen globale të saj të shkarkimit herët të saj shkarkimi të shkaktuar nga faktori i shkëputjes së shkëputjes së forcash elastike (shih Ekuacionet (1.1) dhe (1.2)). Struktura e dizajnuar dhe e detajuar në këtë mënyrë konsiderohet të ketë

kapacitetin e "elasticitetit" ose "shkarkimit të energjisë" - një term më i gjerë shpesh i përdorur në Evropë dhe në Eurokodin 8, pasi që elasticiteti gjatë përgjigjes ciklike implikon që anëtarët dhe struktura si një e tërë shkarkojnë një pjesë të madhe të hyrjes së energjisë seizmike përmes histerezës.

1.3 PROJEKTIMI KONCEPTUAL I NDËRTESAVE TË BETONIT PËR REZISTENCË NDAJ TËRMETEVE

Ky kapitull është kushtuar ekskluzivisht projektimit seizmik të ndërtesave të reja. Nënvizon rëndësinë e strukturës së sistemit për performancën seizmike të ndërtesës dhe thekson principet që duhet të ndiqen dhe rreziqet që duhen shmangur gjatë fazës fillestare të procesit të projektimit, veçanërisht gjatë projektimit konceptual. Jepen shembuj të performancës jo të kënaqshme të ndërtesave të betonit me vendosje të dobët strukturore.

Tre llojet kryesore të sistemeve strukturore të përdorura në ndërtesat e betonit për rezistencën kundër ngarkesave anësore:

- struktura me rrëshqitje dhe shtylla,
- mure strukturore, dhe
- kombinimi i tyre në një sistem "dual"

prezantohen, së bashku me avantazhet dhe disavantazhet e tyre dhe me udhëzime për dimensionimin paraprak të komponenteve të këtyre sistemeve gjatë projektimit konceptual. Nënvizohet rëndësia e vendosjes së sistemit të themelit për performancën seizmike dhe projektimin e sipërfaqes së ndërtesës, ndërsa theksohen avantazhet dhe disavantazhet e opsioneve të sistemeve të themelit të përflakëve të disponueshme dhe prezantojnë rregullat e përgjithshme për projektimin seizmik të sistemit të themelit.

Si në Kapitulli 1, një përqendrim i caktuar jepet për dispozitat relevante të Standardit Europian për projektimin seizmik të ndërtesave të reja (CEN 2004a), me parashikimet e tyre në SHBA gjithashtu të prezantuara për krahasim.

1.3 PARIMET DHE RREGULLAT PËR PROJEKTIMIN KONCEPTUAL TË STRUKTURAVE TË NDËRTESAVE

1.3.1 RËNDËSIA E PROJEKTIMIT KONCEPTUAL PËR REZISTENCËN NDAJ TËRMETEVE

Në dallim nga dy fazat kryesore të projektimit, të cilat janë analiza dhe projektimi i hollësishëm, të cilat tani janë plotësisht nën ndikimin e përdorimit të kompjuterit, projektimi konceptual ende nuk është penetruar nga kompjuterët, dhe me gjithë gjasat që kurrë nuk do të jetë. Prandaj, projektimi konceptual është faza ku projektuesi mund të përdorë më mirë kreativitetin, imagjinatën, zgjuarsinë, aftësinë për inovacion dhe përvojën e tij ose saj, pa asnjë konkurrencë nga "zoti" i ri i zyrës së projektimit, kompjuteri. Në projektimin konceptual të një strukture:

- zgjidhen materialet strukturore,
- zgjidhet lloji dhe planifikimi i sistemit struktural,
- bëhet dimensionimi paraprak i anëtarëve strukturalë, të paktën të rëndësishmit,
- specifikohet (joformalisht ose formalisht) metoda e ndërtimit.

Në këtë fazë të procesit të projektimit, inxhinieri struktural përdor vlerësimin dhe krijimtarinë dhe përfiton nga përvoja e tij ose saj për të shqyrtuar opsione alternative dhe për të vlerësuar efektshmërinë e tyre financiare për përmbushjen e kërkesave të performancës së strukturës për:

- sigurinë,
- shërbimi,
- durueshmërinë

brenda kufijve të kufizimeve të projektimit të imponuara nga:

- konsideratat për planin arkitektural dhe funksionalitetin,
- kushtet e vendit dhe të tokës,
- buxheti i disponueshëm,
- konsideratat e kohës dhe planifikimit të ndërtimit,
- materialet, punëtorja dhe pajisjet e disponueshme,
- tj., duke përfshirë kërkesat e posaçme të pronarit.

Nëse ndërtesa duhet të jetë e rezistent ndaj tërmeteve, atëherë zgjedhja e planifikimit struktural dhe materialeve strukturore në projektimin konceptual duhet të synojë reduktimin e pasigurisë së përgjigjes së saj ndaj tërmetit, promovimin e performancës së saj të kënaqshme ndaj tërmetit dhe lehtësimin e projektimit të saj të detajuar në një mënyrë ekonomike.

Konsiderata kryesore në projektimin konceptual të strukturave që nuk kontrollohen nga veprimi i tërmetit është maksimizimi i efektshmërisë së tyre financiare, brenda kufizimeve të vendosura nga kërkesat për performancë dhe kufizimet e projektimit. Siguria rrallëherë është një shqetësim kryesor në projektimin konceptual të strukturave që nuk janë të rezistueshme ndaj tërmeteve, pasi ajo në thelb është e garantuar kryesisht nga fazat e mëvonshme të projektimit, veçanërisht nga aplikimi i metodave të Analizës së Gjendjes së Artit dhe dimensionimit dhe detajimit të anëtarëve në përputhje me kodet e projektimit. Në kundërshtim, nëse dizajni drejtohet nga rezistenca ndaj tërmetit, planifikimi struktural është faktori kyç që përcakton performancën ose vulnerabilitetin e ndërtesës ndaj tërmetit. Dëmtimi në tërmetet e forta tregon se, të gjitha kushtet e projektimit të tjerë qëndrojnë të njëjta (kodi i projektimit, metodat dhe mjetet kompjuterike, shkathtësia profesionale dhe përpjekja e projektimit), strukturat e pazakonta dhe komplekse gjeometrike shfaqin në mesatar më keq se ato të thjeshta dhe të rregullta. Prandaj, rezistenca ndaj tërmetit duhet të jetë një konsideratë e rëndësishme në projektimin konceptual që nga fillimi. Projektuesi nuk duhet kurrë të konfigurujë fillimisht sistemin struktural për rezistencë ndaj ngarkesave gravitatore dhe pastaj të përpiqet të shtojë veçori për rezistencë ndaj tërmetit si një vazhdim i kësaj.

Është e pamundur (ose shumë e shtrenjtë) të korrigojnë plotësisht zgjedhjet e gabuara të projektimit konceptual gjatë fazave të mëvonshme të projektimit, p.sh. përmes analizave të sofistikuar, vëmendjes jashtëzakonisht të detajuar, madhësive më të mëdha të anëtarëve dhe më shumë armërimi, etj. Vendimet e gabuara të marra në fazën e projektimit konceptual mund të korrigjohen më vonë vetëm duke i rishikuar dhe kthyer ato. Përndryshe, fazat e mëvonshme të projektimit mund të zvogëlojnë vetëm pasojat e këtyre vendimeve, gjithmonë në një kosto të lartë dhe në kurriz të performancës së rishikuar. Kështu, projektuesi do të duhej të sigurohet se hapat e tij të parë gjatë projektimit janë në drejtimin e duhur.

Ka zakonisht vështirësi për të arritur një planifikim struktural të duhur, nëse detyra e projektimit struktural fillon pasi dizajni arkitektonik është përfunduar. Një dizajn konceptual i mirë mund të arrihet më lehtë nëse inxhinieri struktural komunikon dhe ndërmjetësohet me arkitektin që nga fazat e hershme të projektimit arkitektonik. Në disa raste, një ndryshim i vogël dhe i padhimbshëm në planifikimin arkitektonik lehtëson shumë punën e dizajnerit struktural.

Në Preambul dizajni konceptual i ndërtesave të rezistueshme ndaj tërmetit është vendosur në

kontekstin e projektimit struktural të përgjithshëm për rezistencë ndaj tërmetit. Lidhja e tij me fazat mëvonëse të procedurës së projektimit u theksua. Kapitulli 1 theksoi se kontrolli i përgjigjes sërishike joelastike është një qëllim kryesor i projektimit për rezistencë ndaj tërmetit dhe se dizajni i kapacitetit është mjeti kryesor i projektimit të detajuar për arritjen e këtij qëllimi. Në këtë lidhje, Kapitulli 2 përqendrohet në atë që projektuesi duhet të përpiqet ose të evitojë paraprakisht, në fazën e projektimit konceptual, për të përmirësuar efektshmërinë e projektimit të kapacitetit dhe të rregullave të tjera të projektimit të kodifikuar që synojnë të kontrollojnë përgjigjen sërishike joelastike.

Rregullat e kodit aktual të projektimit sërishik janë zhvilluar kryesisht për struktura mjaft të thjeshta dhe të rregullta. Sa më kompleks dhe i paturpshëm të jetë planifikimi struktural, aq më larg është struktura nga kufijtë e zbatueshmërisë së metodave dhe kodit aktual të projektimit. Në veçanti, një planifikim struktural i thjeshtë dhe i rregullt redukton ndryshimin e përgjigjes reale dhe fort në elastikitet nga veprimi sërishik i projektimit i llogaritur me analizë të thjeshtuar elastike dhe i përdorur si bazë për dimensionimin e anëtarëve. Kujtohet në këtë drejtim se në projektimin sërishik të kodifikuar aktual, veprimi sërishik i projektimit është rreth- q herë më i fortë se ai që shkakton përgjigje të plotësisht elastike. Kështu që ai shkakton deformime joelastike të konsiderueshme në shumicën, nëse jo në të gjithë, anëtarët strukturalë. Performanca e strukturës nën veprimin sërishik të projektimit do të jetë e kënaqshme, nëse kapaciteti i deformimit i këtyre anëtarëve- siç përcaktohet nga detajimi i tyre- tejkalojnë kërkesat për deformim joelastik korrespondues. Këto kërkesa nuk llogariten eksplicitisht gjatë procesit të projektimit. Ata zëvendësohen në vend të tyre me- të përafërt me ato të llogaritura elastikisht nën veprimin sërishik të projektimit, të zvogëluar nga faktori q (konstantja e proporcionitetit është e barabartë me q). Kjo përvojë nuk është larg realitetit, përveç nëse planifikimi struktural është mjaft i thjeshtë dhe i rregullt, ashtu siç është presupozuar gjatë zhvillimit të kodeve të projektimit sërishik aktual. Nëse nuk është kështu, përgjigja globale mund të jetë krejtësisht ndryshe nga ajo që parashikohet nga analiza elastike, me kërkesa të deformimit joelastik që mund të përqendrohen në disa elemente ose pjesë të strukturës dhe të çojnë në dështime lokale. Kështu që, nëse projektuesi dëshiron të projektonte një strukturë të qëndrueshme ndaj tërmetit në një kosto efektive duke përfituar nga vlerat relativisht të larta të faktorit q të lejuara nga kodet- në rendin e 5 ose më shumë- atëherë ai / ajo duhet të zgjedhë një sistem struktural të thjeshtë dhe të qartë. Përndryshe, më mirë është të zgjedhë një vlerë më të ulët të q, kështu që përgjigja sërishike nën tërmetin e projektimit të tokës të jetë brenda gamës elastike dhe brenda kufijve të zbatueshmërisë së analizës elastike. Në vëmendje, përdorimi i gjerë i kodit të sigurt të kompjuterëve për analizën elastike të strukturave në 3D ka bërë që disa dizajnues të jenë shumë të sigurt për aftësinë e tyre për të prodhuar një dizajn të sigurt ndaj tërmetit, madje edhe për planifikime strukturore shumë të kompleksuara dhe të paturpshme.

Kënaqësia e tillë është e justifikuar vetëm për ngarkesat e përcaktuara mirë (p.sh., për ngarkesat e gravitetit) dhe nëse projektuesi ka përvojën dhe aftësitë e nevojshme për ndërtimin e një modeli matematik që përfaqëson mirë kompleksitetet e strukturës reale.

1.3.2 ATRIBUTET THEMELORE TË NJË PLANIFIKIMI STRUKTURAL TË MIRË

Gjithëpërfshirës, planifikimi konceptual është subjektiv dhe personal. Kjo varet në mënyrë të konsiderueshme nga përvoja, krijimtaria dhe gjykimi i projektuesit. Megjithatë, ka disa principe themelore që duhet të merren në konsideratë për të arritur një koncept struktural që konsiderohet i qëndrueshëm për rezistencën ndaj tërmetit. Prandaj, veçori të rëndësishme të një plani të mirë të strukturës së një ndërtese janë:

- Qartësia e sistemit për t'u mbajtur nga ngarkesat anësore.
- Thjeshtësia dhe uniformiteti.
- Simetria dhe rregullsia në plan
- Stifësia e madhe përdredhëse në drejtim vertikal.
- Rregullariteti i lartësisë në geometri, masë dhe ngurtësi anësore.
- Rregullariteti i rezistencës anësore në lartësi.
- Redundanca e sistemit për t'u mbajtur nga ngarkesat anësore.
- Vazhdimësia e rrugëve të forcës, pa koncentrimet lokale të forcës ose kërkesave të deformimit.
- Lidhja horizontale efektive e elementeve vertikale në të gjitha nivelet e katit.
- Masa minimale totale.
- Efektet minimale të dëmshme të elementeve që nuk konsiderohen si pjesë e sistemit për t'u mbajtur nga ngarkesat anësore dhe të mbushjeve të murit në veçanti.

1.3.3 SISTEMI I QARTË PËR TË REZISTUAR NGARKESAT ANËSORE

Sistemi strukturor që reziston veprimin seizmik duhet të jetë i qartë, jo vetëm për atë që e zgjedhi atë, por edhe për çdo projektues të aftë. Për një ndërtesë betoni, një sistem i qartë për të rezistuar ngarkesat anësore është ai që përbëhet nga disa plane kornizash dhe / ose mure strukturore të vendosura në dy drejtime horizontale ortogonale. Çdo kornizë e vetme plane duhet të jetë e qëndrueshme nga njëra anë e planit të ndërtesës deri në anën tjetër, pa ndërprerje (të ketë traje që lidhin shtyllat e afërta të kornizës në të gjitha katet) ose ndalesa, ose mbështetjet e pakryera të disa trajeve mbi të tjerat. Vërejtja se trajet që mbështeten në mënyrë të pafuqishme janë shumë më pak efektive se anëtarët e kornizës dhe shkaktojnë një mosbesim të konsiderueshëm në lidhje me ndërveprimin me trarin mbështetës.

Forma dhe dimensionet kryesore të mureve duhet të jenë konsistentë me modelimin dhe dimensionimin e tyre si anëtarë prizmatikë. Kryesisht duhet të shmangen seksionet e kryqëzuar komplekse dhe hapësirat në murje - të ndërprera ose jo.

Pozicioni i pritëshëm i përgjigjes së padëshiruar inelastike, pra vendndodhja e qernierave plastike, gjithashtu duhet të jetë e qartë. Qernierat plastike duhet të kufizohen në fundet e trajeve dhe në seksionin më të ulët të elementeve vertikale. Rregullat e kodit seizmik të së cilave për projektimin e kapacitetit të shtyllave në lidhjet e tyre me trajet (shih Seksionin 1.3.4) dhe të murit në të gjitha seksionet mbi bazën (shih Seksionin 1.3.5) janë për të siguruar që qernierat plastike do të formohen në traje. Megjithatë, projektuesi nuk duhet të mbështetet shumë në aplikimin mekanistik të këtyre rregullave: ai / ajo duhet të promovojë formimin e qernierave plastike në vendet e dëshiruara duke shmangur (reduktimin e konsiderueshëm) të dimensioneve të seksioneve vertikale nga një kat në tjetrin dhe duke zgjedhur që nga fillimi madhësi të mëdha shtyllash. Kujtojmë që disa eurokode (përfshirë Eurokodin 8) lejojnë qerniera plastike mbi bazën e disa shtyllave të caktuara: p.sh. në shtyllat e sistemeve të dyfishta të dominuara nga muret strukturore, ose në disa shtylla të brendshme të kornizave me shumë shtylla. Shtyllat e tilla dhe vendndodhja e qernierave plastike në to duhet të identifikohe qartë në fazën e projektimit konceptual.

1.4.1 THJESHËSIA DHE UNIFORMITETI NË GJEOMETRINË E SISTEMIT PËR TË REZISTUAR NGARKESAT ANËSORE

Thjeshësia dhe uniformiteti shkojnë dorë për dorë me qartësinë dhe rregullsinë. Nëse, në secilën prej dy drejtimeve horizontale ortogonale, sistemi i rezistencës ndaj ngarkesave anësore përbëhet nga disa mure strukturore identike dhe të rregullta, atëherë kërkesat për fuqi dhe deformim në çdo kat do të jenë të shpërndara në mënyrë të barabartë për të gjitha muret, pa koncentrim të panevojshëm të kërkesave për deformim në një vend ose mur të vetëm dhe dështim të hershëm i mundshëm. Sistemet e rezistencës ndaj ngarkesave anësore që përbëhen nga struktura plane identike dhe të vendosura rregullisht, me të gjitha anët duke pasur gjatësinë dhe seksionet e njëjta, gjithashtu do të kenë kërkesa të shpërndara në mënyrë të barabartë seizmike. Në fakt, nëse dy shtyllat e jashtme të një strukturi të tillë kanë rreth gjysmën e fortësisë efektive të seksionit dhe rezistencën në momentin e brendshëm të shtyllave, kërkesat seizmike (momentet e lëvizjes dhe rrotullimeve) do të jenë të njëjta në të gjitha përfundimet e trajeve të një katit. Vlerësohet që një zgjedhje e tillë është e konsistente me kërkesën për rezistencën në momentin e shtyllave të jashtme për të tejkaluar atë të një trajeve të vetëm, në vend të dy trajeve si në rastin e shtyllave të brendshme.

Çernierat plastike do të zhvillohen pothuajse njëkohësisht kudo që pritet të formohen. Sistemi do të ketë një forcë të kufizuar shtesë pas formimit të çernierave plastike dhe pak mundësi për të rizgjatur forcën nga disa vende në të tjera.

1.4.2 SIMETRIA DHE RREGULLSIA NË PLAN

Një nga kriteret e Eurokodit 8 (CEN 2004a) për rregullsinë e ndërtesës në plan është simetria e përkatësisë së shtrirjes anësore dhe masës në raport me dy boshtet ortogonale horizontale.

Nëse çdo plan i strukturës dhe shpërndarja e masës në plan janë plotësisht simetrike në lidhje me dy boshtet ortogonale horizontale, atëherë përgjigja ndaj komponentëve horizontale të lëvizjes nuk do të përfshijë përdredhje rreth një boshti vertikal. Një komponent rrotullues i lëvizjes së tokës rreth një boshti të tillë, që mund të dalë nga dallimet e komponentit gjatësorë midis anëve të kundërta të themelit të ndërtesës, mund të shkaktojë, megjithatë, një përgjigje përdredhëse të tillë. Sa më e madhe të jetë përgjigja përdredhëse, aq më e madhe është dallimi në zhvendosjet seizmike midis anëve të kundërta të ndërtesës dhe aq më të mëdha janë kërkesat e deformimit lokal në anën që zhvillon zhvendosjen më të madhe (quajtur "ana e lëvizshme"). Përveç nëse janë dizajnuar mjaftueshëm kundër kërkesave të tilla seizmike më të mëdha, ana e ndërtesës që i përjeton ato mund të dorëzohet më herët në krahasim me anën e kundërt ("e forta"). Redukimi rezultues i qëndrueshmërisë efektive të menjëhershme të anës "të lëvizshme" mund të përkeqësojë përzierjen në qëndrueshmëri dhe të rrisë më tej përgjigjen përdredhëse, duke çuar në dështimin e hershëm të disa elementeve të anës "të lëvizshme". Figura 2.1



Fig. 2.1 Rënja e një ndërtese për shkak të përgjigjes përdredhëse rreth një trangu të fortë në një kënd, tërmeti i Athinës (1999)

Figura 2.1 tregon shembullin e një ndërtese 3-kateshe (plus kat i sipërm) që kishte ngurtësi dhe rezistencë anësore të përqendruar pranë një prej cepave për shkak të shkalleve dhe ashensorit. Pjesa tjetër e katit kishte një hapësirë të madhe të hapur. Përgjigja ndaj tërmetit të Athinës në vitin 1999 ishte shumë përdredhëse rreth cepit "të ngurtë". Elementet vertikale në anët e tjera (ato "fleksibël") patën kërkesa të mëdha deformimi dhe dështuan.

Mungesa e simetrisë në plan shpesh matet në terma të "ekscentricitetit statik" midis "qendrës së masës" të një kati (qendra e masave mbi të dhe kryqëzimi i masave, treguar me CM) dhe "qendrës së ngurtësisë" (CR) ose "qendrës së rezistencës" (CV). "Qendra e ngurtësisë" është e rëndësishme gjatë përgjigjes elastike, ndërsa "qendra e rezistencës" mund të bëhet e rëndësishme kur ndërtesa përgjigjet mirë në zonën inelastike.

Një udhëzues i dobishëm për atë që përmban një magnitudë të pranueshme të "ekscentricitetit" statik, e, vjen nga një nga kriteret e Eurokodit 8 (CEN 2004a) për rregullsinë në plan. Sipas këtij kriteri, për të konsideruar një ndërtesë si e rregullt në plan, "ekscentriciteti" statik, e, midis qendrës së masës së katit dhe qendrës së ngurtësisë të katit anësore nuk duhet të tejkalojë 30% të rrethit përdredhës, r , të katit korresponduese në secilën nga dy drejtimet horizontale ortogonale, X dhe Y, të afërsisë-simetrisë:

$$e_x \leq 0.3 r_x; \quad e_y \leq 0.3 r_y \quad (2.1)$$

"rrezja e përdredhjes" ' r_x ' në Ekuacionin (2.1) përcaktohet si rrënja katrore e raportit të:

- ngurtësi përdredhëse i katit në lidhje me qendrën e ngurtësisë anësore, me
- igiditeti anësore i katit në drejtimin Y (ortogonal ndaj X).

Për ' r_y ' ngurtësia anësore i katit në drejtimin X (ortogonal ndaj Y) përdoret në pjesën e poshtme. Qendra e ngurtësisë anësore (CR) përcaktohet si pikë në plan nëpërmjet së cilës aplikimi i forcave anësore në strukturën elastike prodhon vetëm translacion të kateve individuale, pa përzierje të ndonjë kati. Mund të përcaktohet nga analiza e veçantë në dy drejtime ortogonale horizontale të ndërtesës, me të gjitha lëvizjet nodale në çdo kate të kufizuara të jenë të njëjta në drejtim të forcave anësore të aplikuara dhe zero në drejtimin ortogonal. Pastaj qendra e ngurtësisë anësore përcaktohet në çdo kat si në (Cheung dhe Tso 1986, Tso 1990), në veçanti si pikë aplikimi e rezultatit të forcave të aplikuara në katin në drejtim të forcave anësore të aplikuara nga anëtarët mbi dhe poshtë. Në të kundërt, çdo set torzesh të kateve (të momenteve në lidhje me boshtin vertikal, Z) prodhon vetëm rrotullim të kateve rreth boshtit vertikal që kalon përmes qendrës së

ngurtësiit anësore, pa translacion të atij pike në X dhe Y në ndonjë kate. Nëse një pikë e tillë ekziston dhe është e pavarur nga shpërndarja në lartësi e forcave anësore të katit, rreziqi përdredhëse është unik dhe i përcaktuar mirë. Mund të llogaritet duke i aplikuar ndërtesës veçmas:

- ngurtësiit përdredhëse të katit në raport me qendrën e ngurtësiit anësore, me
- një grup forcash dyqanore në drejtimin horizontal të interesit por përmes qendrës së përforcimit anësore unike, me magnitudat proporcionale me ato të momenteve të dyqanit përkatës: $F_i = T_i/c$, dhe një zgjedhje arbitraze të leverit i krahu, c .

Pastaj, ngurtësia përdredhëse përcaktohet si raporti i:

- momenti përdredhës i katit (shuma e të gjitha momenteve të përdredhëse të aplikuar mbi dhe në katin i), me
- Përdredhja përkatëse e katit në lidhje me bazën e ndërtesës.

Në të njëjtën mënyrë, përforcimi anësore përcaktohet si raporti i:

- forca prerëse e katit, me
- zhvendosja horizontale korresponduese e katit në lidhje me bazën.

Nëse qendra e përforcimit anësore është e pavarur nga shpërndarja e përforcimeve anësore me lartësi, vlera e përcaktuar kështu e r -it është gjithashtu e pandryshueshme dhe e vetme, pavarësisht nga modeli i shpërndarjes së forcave anësore në lartësi, T_i , dhe të forcave të dyqanit, $F_i = T_i/c$.

Fatmirësisht, qendra e përforcimit anësore, CR, siç është përcaktuar më lart, dhe rrezja përdredhëse, r , janë unike dhe të pavarura nga ngarkimi anësore vetëm në ndërtesat me një dyqan. Në ndërtesat me më shumë dyqane, qendra e përforcimit anësore varet nga shpërndarja e ngarkimit anësore me lartësi. Kjo është veçanërisht e vërtetë nëse sistemi strukturor përbëhet nga nën-sistemet që zhvillojnë modele të ndryshme të përkeqjeve horizontale të dyqanit nën të njëjtat forcime të dyqanit. Duke neglizhuar varësinë e CR nga shpërndarja e ngarkimit anësore me lartësi, kjo shpërndarje zakonisht zgjidhet të jetë e njëjtë me atë e forcave anësore (ekvivalente) në metodën e forcës anësore të analizës (pra, proporcionale me prodhimin e masës së dyqanit, m_i , me lartësinë e tij nga).

Një përafërsi e përshtatshme e qendrës së ngurtësisë anësore mund të fitohet si vijon. Një analizë e parë e strukturës elastike kryhet nën një set katesh që janë proporcionale me prodhimin e masës së kates, m_i , me lartësinë nga baza, z_i (si për forcën anësore të katit, F_i , në metodën e analizës së forcës anësore). Qendra e krivinës (CT) për çdo katë për shkak të këtyre grupeve të kateve T_i është përcaktuar gjeometrikisht. Qendra (projeksioni horizontal i) e krivinës në lartësinë z nga baza, i barabartë me rreth 80% të lartësisë totale të ndërtesës, H , nga kjo analizë mund të merret si qendra e rigiditetit lateral të ndërtesës, sepse një set forcash horizontale, F_i , proporcionale me mizi dhe të aplikuar në nivelet e kates përmes atij pikë, prodhon shtrirje të kateve individuale me minimum (në një kuptim të sheshuar të shkallës së më të vogël) krivine përreth vertikalisht. Sapësuar qendra e krivinës në $z = 0.8H$ për shkak të këtyre torqeve të kates, një analizë elastike tjetër kryhet për secilën nga dy drejtimet horizontale ortogonale, këtë herë nën një set forcash horizontale të kates, F_i , në atë drejtim, numerikisht të barabartë me T_i të analizës së parë dhe të aplikuar te masat e kates. Pastaj, për llogaritjen e radiusit torsional, r :

- forca përdredhëse në numer kalkulohet si raporti i momentit të aplikuar total, $\sum_i T_i = \sum_i F_i$; me rotacionin rezultues $\theta_{0.8H}$ në $z=0.8H$ nga analiza elastike e parë.

- Ngurtësia anësore në emërues llogaritet si raporti i totalit të forces të aplikuar, $\sum_i F_i$, për lëvizjen totale $\theta 0.8H$ në $z=0.8H$ në drejtimin horizontal të forcave F_i , nga analiza elastike e dytë.

Për njësitë e gjatësisë të marrura si për raportin e njërive të $\sum_i T_i = \sum_i F_i$ është i barabartë me $r = \sqrt{(\delta 0.8H / \theta 0.8H)}$

Seksioni 4.10.5.2 dhe Figura 4.14 shembullojnë qendrën e përveshjes (CT) në një ndërtim të rregullt në lartësi, i përbërë nga nën-sisteme që zhvillojnë modelet e ngjashme të shpërndarjeve horizontale të kateve nën forcave horizontale të kateve F_i proporcionale me mizi. Në atë rast, CT është afër qendrës së ngurtësisë anësore të përcaktuar rigorozisht siç është përcaktuar më lart dhe e cila është shënuar në Figurën 4.14 si CR-efektive. Në atë rast, si dhe në ndërtime të rregullta në lartësi të fortë të ndarë, siç janë Seksionet 2.4.2 (Figura 2.22) dhe 4.10.5.3 (Figura 4.19), përbërë nga nën-sisteme me modele të ndryshme të lëvizjeve horizontale të kateve nën forcave të kateve F_i proporcionale me mizi (mure dhe struktura kornizë), pikës CT ndryshon pa problem prej kate në kate, edhe pse qendra e rigorozitetit, CR-efektive, nuk e bën.

Për ndërtimet me një kat, ku qendra e ngurtësisë anësore, CR, dhe rrezja përdredhëse janë të pavarura nga modeli i ngarkimit, ato mund të përcaktohen në përmbledhje nga momentet e inercisë së prerjeve të elementeve vertikale, duke neglizhuar efektin e brezave, si:

$$x_{CR} = \frac{\sum (x E I_y)}{\sum (E I_y)}; \quad y_{CR} = \frac{\sum (y E I_x)}{\sum (E I_x)} \quad (2.2)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum [(x - x_{CR})^2 E I_y + (y - y_{CR})^2 E I_x]}{\sum (E I_y)}},$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum [(x - x_{CR})^2 E I_y + (y - y_{CR})^2 E I_x]}{\sum (E I_x)}}$$

(2.3)

Në Ekuacionet (2.2) dhe (2.3), $E I_y$ dhe $E I_x$ shënojnë ngurtësinë e seksionit për përkulje në një drejtim vertikal paralel me drejtimet horizontale X ose Y, përkatësisht (pra përreth një boshti paralel me boshtin Y ose X, përkatësisht).

Ekuacionet (2.2) dhe (2.3) mund të përdoren për të përcaktuar qendrën e ngurtësisë anësore dhe rrezën përdredhëse edhe në ndërtime me shumë kate, nëse sistemi i tyre struktural përbëhet nga nën-sisteme që zhvillojnë modelet e ngjashme të lëvizjeve horizontale të kateve nën forcave horizontale të kateve F_i proporcionale me mizi: në veçanti vetëm kornizat momenti (që shfaqin një model lëvizjeje horizontale tip shpërthimi-kambë përkatësisht), ose vetëm muret (që përcjellin si cantilever vertikale). Për sistemet me mure, në të cilat deformimet e shqisave janë gjithashtu të rëndësishme përveç atyre të përqëndrimit, duhet të përdoret një ngurtësi i barabartë i seksionit në Ekuacionet (2.2) dhe (2.3). Ndryshe nga metodat e përgjithshme dhe më të sakta të përcaktuara në paragrafet e mëparshme, që japin një çift të vetëm të r_x dhe r_y për ndërtesën e tërë, kur seksioni i elementeve vertikale ndryshon nga kate në kate, përcaktimi i aproksimuar i Ekuacioneve (2.2) dhe (2.3) jep çifte të ndryshme të r_x dhe r_y në kate të ndryshme.

Kodet amerikane bazojnë përcaktimin e të padrejtsisë në plan në ndryshimin e lëvizjeve të kateve nga ana analizës, për shkak të komponentit përdredhës të përgjigjes:

- Një ndërtesë konsiderohet "e padrejtë në plan", nëse, në ndonjë pikë të një kate, lëvizja e katit tejkalon me 20% ose më shumë lëvizjen mesatare të katit.
- Një ndërtesë konsiderohet "ëkstremisht e padrejtë në plan" nëse, në ndonjë pikë të një kate, lëvizja tejkalon me 40% ose më shumë lëvizjen mesatare të katit.

Këto kritere nuk janë të dobishme për dizajnimin konceptual, pasi kërkojnë kryerjen e analizave të plotë elastike. Në kundërshtim, kriteret e Eurokodit 8 (CEN 2004a), Ekuacionet (2.1), të përdorura së bashku me përafërsinë në Ekuacionet (2.2) dhe (2.3), mund të verifikohen lehtë në fazën e projektimit konceptual.

Në ndërtesa me masa dhe sisteme strukturore të përkryera simetrike në plan, qendrat e masës, ngurtesit dhe rezistencës përputhen. Nëse kjo përputhje nuk është e shkaktuar nga simetria e plotë aktuale e sistemit struktural dhe e masave, por nga arsye të tjera "rastësore", mund të përplasat "aksidentalisht" nëse shpërndarjet reale të masës dhe / ose ngurtesit ose rezistencës së anëtarëve ndryshojnë nga ato të konsideruara në llogaritjet e projektimit. Kodet e projektimit seizmik parashikojnë një "ekscentricitet aksidental" të masave të kateve në plan nga vendndodhja e tyre nominale, për t'u kombinuar me mënyrën sistematike "statike" të ekscentricitetit në mënyrën më të dëmshme. Për shembull, Eurokodit 8 (CEN 2004a) dhe kodet amerikane, zakonisht caktojnë ekscentricitetin aksidental në 5% të dimensionit të ndërtesës paralelisht në plan (shih Seksionin 4.8). Nëse "ekscentriciteti statik" është i madh, efekti i "ekscentricitetit aksidental" në përgjigjen seizmike të llogaritur është i vogël.

Në shumicën e rasteve në praktikë, simetria e plotë në plan të sistemit struktural dhe të masave nuk është e mundur. Fatmirësisht, analiza elastike në 3D, e cila kërkohet nga kodet moderne seizmike për ndërtesa të asimetrike dhe të pa rregullta në plan, kap mjaftueshëm përgjigjen seizmike përdredhëse joelastike (Kosmopoulos dhe Fardis 2007) dhe ofron një bazë të besueshme për projektimin seizmik kundër efekteve të saj.

Nëse plani i ndërtesës është larg nga drejtkëndëshi, atëherë përgjigja seizmike nuk mund të jetë mjaftueshëm parashikuese, edhe pse qendrat e kateve të masës mund të përputhen me ato të ngurtesit dhe / ose rezistencës. Eurokodi 8 (CEN 2004a) vendos një kriter tjetër për të cilin ndërtesa duhet të konsiderohet si e rregullt në plan, përveç Ekuacionit (2.1) më lart dhe Ekuacionit (2.4) në Seksionin 2.1.6: që kontura e strukturës në plan (siç është definuar nga elementet vertikale më të jashtme) të ketë një organizim të ngushtë, i kufizuar nga një vijë poligonale konvekse. Asnjë cep i vetëm i strukturës së perimetrit nuk duhet të lërë një sipërfaqe mes perimetrit dhe vijës poligonale konvekse që e përmbys, që është më shumë se 5% e sipërfaqes brenda konturit. Planimetritë në formën e L-së, C-së, H-së, I-së ose X-së duhet të respektojnë këtë kusht, që struktura të konsiderohet si e rregullt në plan sipas Eurokodit 8 (CEN 2004a).

Në praktikën e projektimit seizmik, diafragmat e kateve zakonisht supozohen të jenë të rigidë. Nëse kjo supozim është larg nga realiteti, një element i pasigurisë së përgjigjes vihet në dukje. Dysheme të planit T, U, H ose L mund të mos sillen si diafragmat e rigidë, por deformohen brenda planit të tyre horizontal, duke lejuar krahët fleksibël të ndërtesës të dridhen ndaras. Për më tepër, tensione të konsiderueshme në rrafshin horizontal mund të zhvillohen në cepat e periferisë të diafragmave jo-drejtkëndëshe, duke shkaktuar shpërthime të hershme dhe dështim të tensionit në të dhe zvogëlimin e efektshmërisë së tyre në lidhjen në nivelet e kateve të anëtarëve vertikale në një sistem të pandarë (shih gjithashtu Seksionin 2.1.11). Seksionet 2.4.2 dhe 2.4.4 prezantojnë dy raste reale të ndërtesave me plan të katit në formë L, ku dobësia e diafragmës së katit ka kontribuar në rrëzimin e një prej dy krahëve të ndërtesës.

Nëse plani i ndërtesës përbëhet nga më shumë se një pjesë (aproximativisht) drejtkëndëshe me dimensione plani të rëndësishme, problemet dhe pasiguritë e lidhura me formën e diafragmës

mund të shmangen nëse ndërtesa ndahet në dy ose më shumë sisteme strukturore të pavarura të planit drejtkëndësh (p.sh. në dy pjesë të tilla për ndërtesa me plan në formë L ose T, ose në tre për planimetritë në formë U, H ose Z,

dhe të tjera). Lidhja (seizmike) midis sistemeve strukturore të pavarura individuale duhet të jetë mjaft e gjerë për të parandaluar goditjen nën veprimin seizmik të projektimit, ose, në rast se një goditje e tillë ndodh, të kufizojë pasojat e saj. Lidhja seizmike mund të mbushet, lokalisht ose në mënyrë të plotë, me një material jo-struktural të butë. Eurokodi 8 (CEN 2004a) parashikon gjerësinë e nevojshme të lidhjes seizmike siç është shpjeguar më poshtë:

Displasimet maksimale horizontale të të dy njësive strukturore të pavarura në kënd të kundërt me lidhjen mes tyre llogariten si më poshtë për veprimin seizmik të projektimit. Nëse analiza përdor spektrin e përgjigjes së projektimit (pra, spektrin elastic me 5% amortizim, i ndarë nga faktori i sjelljes q), atëherë displasimi i katesë nga veprimi seizmik i projektimit merret si ai nga analiza herësjellëse që merr vlerën e faktorit të sjelljes q i pranuar në drejtimin horizontal në kënd me kundërshtinë me lidhjen. Nëse analiza është jo-lineare, displasimet e katesë përcaktohen drejtpërdrejt nga analiza për veprimin seizmik të projektimit. Përveç nëse analiza është lloji i historisë së përgjigjes, ajo jep vetëm vlerat maksimale të displasimeve të katesë gjatë përgjigjes. Për të marrë parasysh moskonkurimin e këtyre pikave, gjerësia e lidhjes seizmike merret si rrënja katrore e shumës së katrorëve të pikave horizontale të displasimeve të dy njësive në nivelin përkatës. Eurokodi 8 lejon zvogëlimin e gjerësisë së lidhjes së llogaritur kështu me 30%, nëse në çdo kate, kate të dy njësive strukturore të pavarura që bien njëra mbi tjetrën në lartësi, kështu që nuk ka rrezik që njëra të godasë elementet vertikale të tjetrës në lartësinë e tyre të qartë.

1.4.3 NGURTËSIA E RROTULLIMIT RRETH NJË BOSHTI VERTIKAL

Nëse ndërtesa ka një modalitet natyral që është tërësisht ose kryesisht përdredhja rreth boshtit vertikal dhe ka periudhë natyrale më të gjatë se modaliteti më i ulët (tërësisht ose kryesisht) translacional, atëherë arsye aksidentale mund të shkaktojnë rrotullim rreth boshtit vertical, me transferim të energjisë së vibracionit nga përgjigja në modalitetin më të ulët translacional në atë përdredhës. Përgjigja përdredhëse mund të shkaktojë lëvizje horizontale të konsiderueshme dhe të papara në perimetër të ndërtesës, duke shtyrë ndonjë nga elementet aty drejt deformimeve ultimative

Situatat e tilla duhet të parandalojnë me një projektim konceptual i duhur, veçanërisht duke zgjedhur një sistem struktural, periudha natyrore e të cilit kryesisht përdredhëse është (shumë) më e shkurtër sesa periudha më e ulët translacionale në secilin nga dy drejtimet horizontale ortogonale. Kriteri i rëndësishëm i Eurokodit 8 për rregullsinë në plan (në shtesë të atyre të dhënës në Seksionin 2.1.5) është: Rrezja përdredhëse e katërshes në secilin nga dy drejtimet horizontale ortogonale, X dhe Y, të afërsisë simetrisë, nuk është më e vogël se rrezja e inercisë së masës së katit:

$$r_x \geq l_s; r_y \geq l_s \quad (2.4)$$

Rrezja e inercisë së masës së katit në plan, l_s , është definuar si koren katrore e raportit të:

- momenti polar i inercisë në plan të masave të mbivendosura në lidhje me qendrën e masës së katit, me
- masën totale e mbivendosur.

Nëse masa është e shpërndarë njëformësisht në sipërfaqen e kateve drejtkëndëshe me dimensione l dhe b (përfshirë edhe sipërfaqen e katesë që është jashtë skicës së elementeve vertikale të sistemit struktural), atëherë $l_s = (l^2 + b^2)/12$. Përmbushja e Ekuacionit (2.4) siguron që periudha e

modalitetit themelor (kryesisht) translacional në secilën nga dy drejtimet horizontale, X dhe Y, nuk është më e shkurtër se ajo e modalitetit më të ulët (kryesisht) rrotullues përreth boshti vertical Z. Ajo parandalon gjithashtu lidhjen e fortë të përgjigjes rrotulluese dhe translacionale, e cila konsiderohet si e pa-kontrollueshme dhe potencialisht shumë e rrezikshme. Fakti është se, pasi ls është i definuar në lidhje me qendrën e masës së katit në plan, "rreze rrotulluese" r_x dhe r_y që duhet të përdoren në Ekuacionin (2.4) për renditjen e dëshirueshme të tre modaliteteve që të sigurohet janë ato në lidhje me qendrën e masës së katit, r_{mx} dhe r_{my} . Këto janë të lidhura me "rreze rrotulluese" r_x , r_y në lidhje me qendrën e masës së katit së qëndrueshmërisë anësore si: $r_{mx} = r_x^2 + e_x^2$, $r_{my} = r_y^2 + e_y^2$.

Nëse elementët e sistemit që reziston ngarkesat anësore janë të shpërndarë në plan në mënyrë të barabartë me masën, atëherë Ekuacioni (2.4) është i plotësuar në margjin. Për të përmbushur Ekuacionin (2.4), elementët kryesorë që rezistojnë ngarkesat anësore pranë qendrës në plan (p.sh., mure të forta rreth një qendre shërbimesh që përmban ashensorë, shkallë, përtacë vertikale, etc.), duhet të jenë të balancuar me elementët e perimetrit (mure ose korniza) të paktën dy herë më të fortë se ato në qendër. Murat strukturalë pranë mesit të të katër anëve të planit, si në Figura 2.2(a), është një mënyrë e rekomanduar për të arritur këtë qëllim. Nëse vendosen pranë qoshesh - ku efektshmëria e tyre kundër përgjigjes rrotulluese mund të rritet ndjeshëm duke i dhënë atyre një kryqashkë L si në Figura 2.2(b) - murat ndalojnë shkurtimin dhe mund të shkaktojnë shkëputjen e kateve. Për më tepër, është e vështirë të sigurohet fiksiteti i murit të qoshës në bazë. Vetëm tre mure të mëdha në perimetër si në Figura 2.2(c) mund të jenë efektive nga pikëpamja e qëndrueshmërisë rrotulluese përreth boshti vertical, por janë më pak të redundante kundër shpërthimit ose dështimit të vetëm një muri. Nëse muri i hershëm është një nga dy paralelet, qëndrueshmëria rrotulluese mund të zvogëlohet ndjeshëm. Nëse është muri i vetëm në drejtimin e tij, qëndrueshmëria dhe forca në atë drejtim mund të zvogëlohen shumë.

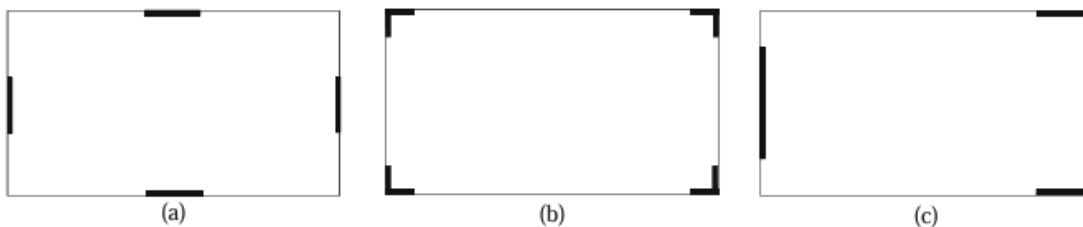


Figura 2.2 Renditja e mureve në plan: (a) e preferueshme; (b) që kufizon kate dhe e vështirë për të siguruar bazën në skaje; (c) e cila është e rrezikshme nëse një muri i vetëm dështon

1.4.4 GJEOMETRIA, MASA DHE NGURTËSIA ANËSORE E RREGULLT NË LARTËSI

Nëse masa e katesë, ose dimensionet horizontale, ose ngurtësia anësore e katit së ndërtesës ndryshon në mënyrë të konsiderueshme nga kate në kat, atëherë forma e modalitetit themelor në dy drejtime horizontale ortogonale mund të ndryshojë në mënyrë të konsiderueshme nga njëra lineare në lartësi që është baza e ndarjes së forcave anësore për katet individuale, e hipotekuar nga shumica e kodit të projektimit sismik në kuadrin e "ekivalentit statik" ose "metodës së forcave anësore" të analizës lineare sismike. Kështu, shumica e kodeve të projektimit sismik, duke përfshirë edhe Eurokodin 8 (CEN 2004a), nuk lejojnë përdorimin e kësaj procedure për ndërtesa me lartësi të ndryshme në lartësi.

Për shembuj të ndryshimeve të konsiderueshme në lartësi të ngurtësisë anësore të kateve mund të përmenden:

- Reduktim i konsiderueshëm i seksionit (ose madje ndërprerja) i një ose më shumë elementeve vertikale të rëndësishme nga një kate në tjetrën
- Një lartësi kate që është shumë më e shkurtër krahasuar me të tjerat në ndërtesë (p.sh., një kate "shërbimi").
- Një kat që nuk përhapet nëpër planin e ndërtesës në një nivel të caktuar (p.sh., në një meskat),
- Një kat që është shumë më i lartë se të tjerat (p.sh., kati i parë, nëse përdorimi i nivelit të rrugës, për tregti, parkim, etc., është krejtësisht ndryshe nga kate të tjera standard mbi të).

Figura 2.3 tregon rrëzimin e kateve të sipërme në ndërtesa me tërheqje të rëndësishme dhe Figura 2.4 rrëzimin në kate të mesme ku ngurtësia ose forca e elementeve vertikale u reduktua bruskërisht. Koncentrimi i kërkesave të deformimit inelastik në nivel(et) ku ndodh një ndryshim drastik në masë, gjeometri ose ngurtësia e kateve nuk mund të parandalohet vetëm përmes zgjedhjes së metoda për analizë lineare. Përveç kësaj, tërheqjet ekstreme në lartësi, si rritja në dimensionet e planit nga toka në çati, ose një reduktim i madh në seksionin trasversal (ose edhe ndërprerja) e elementeve vertikale të rëndësishme nga kate të sipërme në ato më poshtë, duhet të shmangen që në fazat fillestare të projektimit.



Figura 2.3: Rrëzimi i kateve të sipërme me dimensione të reduktuara në plan (majtas): Kalamata (GR) 1986; (djathtas): Kocaeli (TR) 1999



Figura 2.4: Rrëzimi i kateve mesatare për shkak të ndryshimeve të menjëhershme në ngurtësi ose rezistencë të elementeve vertikale (Kobe 1995)

Etapa e projektimit konceptual është shkallë e rëndësishme, pasi pasojat e tyre negative nuk mund të parandalohen në mënyrë domethënëse në etapat e mëvonshme të projektimit. Guida shumë e mirë për projektimin konceptual të ndërtimeve të rregullta në lartësi janë kriteret e kodit të përputhshëm. Veçanërisht të dobishme janë kriteret e Eurokodit 8 (CEN 2004a), pasi ato janë cilësore dhe për këtë arsye janë të lehta për t'u aplikuar në fazën e projektimit konceptual. Sipas tyre, një ndërtesë karakterizohet si e rregullt në lartësi, nëse përmbush të gjitha kriteret e mëposhtme:

1. Masa e çdo kate dhe ngurtësia anësore janë ose konstante në të gjitha kateve, ose bien graduale dhe pa probleme nga baza deri në çatinë.
2. Të gjitha nën-sistemet që mbajnë ngarkesën anësore (rama, mure, etj.) vazhdojnë nga themelet deri në pjesën e sipërme të pjesës së ndërtesës përkatëse.
3. Kthimet individuale të çdo anë të ndërtesës nuk e kalon 10% të dimensionit paralel të kates më poshtë (shih Figurën 2.5).
4. Nëse kthimet nuk janë simetrike në anët e kundërta të ndërtesës, kthimi total i çatisë në çdo anë në krahasim me bazën e ndërtesës nuk e kalon 30% të dimensionit paralel në bazën e ndërtesës (Figura 2.5).

5. Nëse ka një kthim i vetëm brenda 15% të lartësisë totale të ndërtesës, ai nuk e kalon 50% të dimensionit paralel në bazën e ndërtesës. Në atë rast të veçantë, nuk duhet të ketë mbështetje të tepërt në zgjerimin e Struktura në bazë (e quajtur "podiumi") duhet të lehtësojë transferimin e forcave sismike të zhvilluara në kullën e sipërme në tokë. Idealet janë që forcat sismike në kullë duhet të transferohen kryesisht përmes vazhdimësisë së strukturës së kullës poshtë në nivelin e tokës. Në anën tjetër, podiumi duhet të transferojë kryesisht forcat sismike të veta në tokë. Kjo ndarje e transferimit të forcave sismike ndihmon në sigurinë dhe stabilitetin, ashtu siç ilustron në Figurën 2.5.

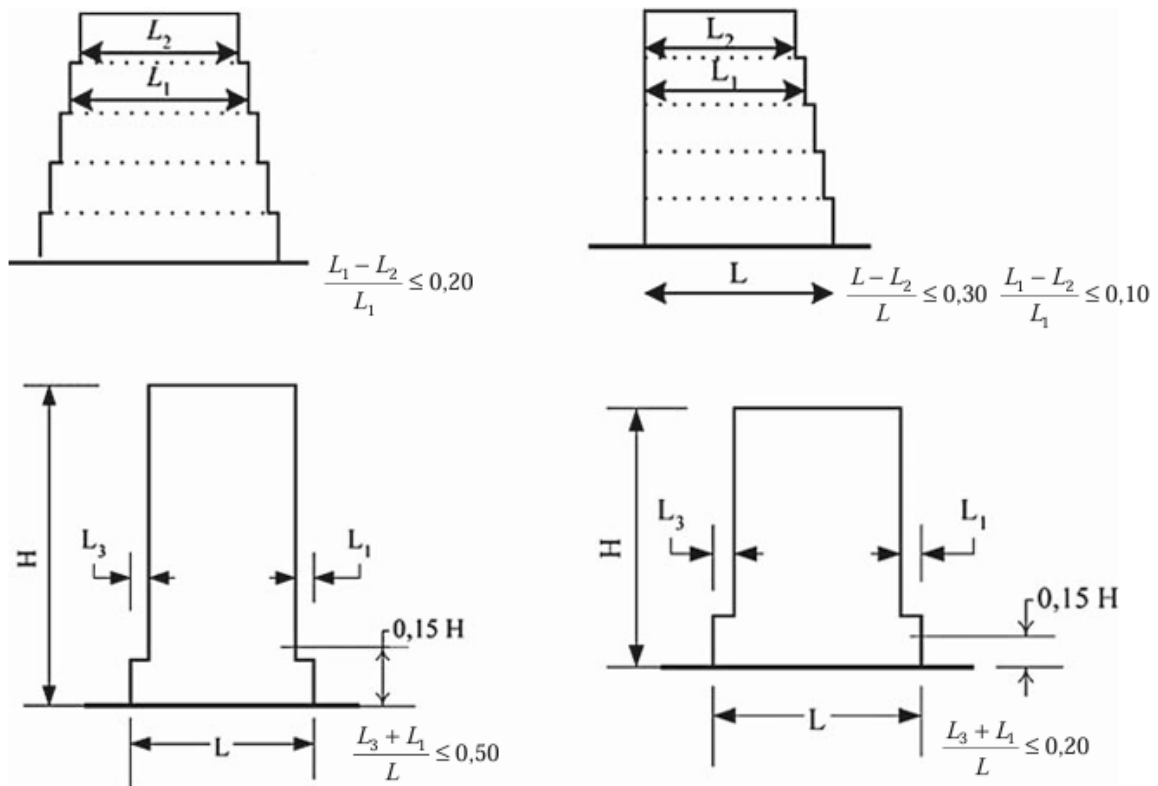


Figura 2.5 Kriteret e Eurokodit 8 për rregullsin në nivel të ndërtesave me kthime

6. Në ndërtesat me strukturë kornizore, nuk duhet të ketë ndryshim të papritur të forcës së mbivendosjes së kateve individuale, duke përfshirë edhe kontributin e mbushjeve me tulla në forcën e shiritit të kullës, (shih Seksionin 2.1.13.3) në krahasim me forcën e projektuar të shiritit të kateve. Nëse sistemi që reziston ngarkesat anësore përmbush kriteret e mësipërme nr. 1 dhe 2, kriteri i forcës së mbivendosjes së kateve mund të konsiderohet i përmbushur, përveç në raste kur ka ndryshime të papritura të mbushjeve nga kati në kat. Në rastin e fundit, kapaciteti i forcës së shiritit të kateve do të duhet të përcaktohet. Normalisht, kjo mund të llogaritet duke mbledhur mbi të gjithë elementet vertikale raportin e kapacitetit të momentit në fund të katit me shiritin përkatës (gjysmën e lartësisë së qartë të katisë për shtyllat, ose rreth gjysmës së distancës nga fundi i katisë deri në krye të ndërtesës për muret) dhe forcën e shiritit të të gjitha mureve të mbushjes (për të cilën është

e barabartë me minimumin e sipërfaqes horizontale të seksionit të murit, shumëzuar me forcën e shiritit të lidhjeve të shtratis). Megjithatë, rezistenca në moment të elementeve vertikale nuk dihet në momentin që projektuesi ka nevojë për të karakterizuar ndërtesën si të rregullt në lartësi apo jo. Në këtë fazë, mund të supozohet që dizajni i mëtejshëm i elementeve vertikale të sistemit të rezistencës ndaj ngarkesave anësore do t'u sigurojë atyre një rezistencë totale të forcës së kateve të barabartë me shiritin sismik projektuar në drejtimin horizontal të përkatës. Pastaj, vlera e η në një kate me mbushje të reduktuara, e dhënë nga Ekuacioni (2.7) në Seksionin 2.1.13.3, mund të përdoret me lehtësi për karakterizimin e ndërtesës së kornizës si të rregullt ose jo në lartësi në bazë të forcës së mbivendosjes së kateve. Nëse nuk e tejkalon vlerën 1.1, forca e mbivendosjes së kateve në ndërtesë mund të konsiderohet si e rregullt në lartësi.

Kriteri 1 përmendet për masën e katit dhe për ngurtësinë anësore dhe jo për dimensionet e planit të katesë në strukturë. Në anën tjetër, kriteret 4 dhe 5 përmenden specifikisht për reduktimet e dimensioneve të planit të një kateje në krahasim me katin nën të. Sipas përmbajtjes së këtyre kriterëve, ndërtesat me shtrirje të katesë nuk duhet të konsiderohen domosdoshmërisht si të padrejta në lartësi. Megjithatë, në thelb, ato janë. Kështu që, një dizajn konceptual i shëndetshëm do të shmangte shtrirjet në sistemin struktural.

Kriteret e kodit amerikan (BSSC 2003, SEAOC 1999) për rregullaritet në lartësi janë shifrore, bazuar në ndryshimin e masës, ngurtësisë anësore dhe forcës nga kati në katin. Sipas këtyre kriterëve, një ndërtesë konsiderohet si e padrejtë në lartësi, nëse:

- masa e çdo katesë tejkalon me 50% atë të një katesë të afërt; ose
- dimensionin horizontal i sistemit që reziston ngarkesave tejkalon me të paktën 30% dimensionin paralel të një katesë të afërt; ose
- ngurtësia e çdo katesë është më e vogël se 70% e asaj të katit së sipërme, ose më e vogël se 80% e ngurtësisë mesatare të tre katesëve sipër

Një "katë ekstremisht e butë" është ai me ngurtësi më pak se 60% e ngurtësisë së katit së sipërme, ose 60% e ngurtësisë mesatare të tre kateve sipër. Edhe pse janë të kuantitative, kriteret amerikane janë të lehta për të verifikuar dhe zbatuar në fazën e projektimit konceptual, sepse, për qëllime të pikës së fundit ose të identifikimit të një "katë ekstremisht të butë", ngurtësia anësore e kateve mund të vlerësohet në bazë të shumës së raporteve, EI/h , të elementeve vertikale. Në fazat e mëvonshme të projektimit është e preferueshme të vlerësohen ndryshimet në ngurtësinë anësore të kateve në bazë të raportit të shumës së shkarkimit të kateve ndaj shkarkimit ndërkatësor nga analiza lineare (qofshin ata sipas metodeve "fuqi anësore" ose "ekvivalent statik"). Nëse rezultatet e një analize të tillë janë të disponueshme, kodet amerikane të projektimit seizmik lejojnë që një ndërtesë të konsiderohet si e rregullt në lartësi pavarësisht nga kriteret në tre pikat e mësipërme, përveç nëse në çdo katë tjetër përveç dy të fundit, raporti i shkarkimit ndërkatësor nuk kalon 130% e raportit të shkarkimit ndërkatësor në katin e sipërme.

KAPITULLI 2: PROJEKTIMI I DETAJUAR SEIZMIK I NDËRTESAVE BETON-ARME

2.1 HYRJE

2.1.1 SEKUENCAT E OPERACIONEVE NË PROJEKTIMIN E DETAJUAR PËR REZISTENCËN KUNDËR TËRMETEVE

Subjekti i këtij kapitulli, projektimi i detajuar, është faza e tretë në procesin e përgjithshëm të projektimit. Faza e dytë është analiza për veprimet e projektimit; Një nën-fazë e projektimit konceptual është "dimensionimi i elementëve", pra, zgjedhja e dimensioneve të prerjeve të tyre kryqëzore, të cilat në këmbim përcaktojnë ngurtësinë elastik të elementit, një hyrje e nevojshme në analizën e sistemit strukturor për çdo veprim, duke përfshirë edhe veprimin seizmik. Prandaj, "dimensionimi" duhet të ndodhë para çdo analize dhe, si të tillë, është pjesë e projektimit konceptual. Megjithatë, do të adresohet në këtë kapitull, sepse ka lidhje të ngushtë me rregullat e projektimit të detajuar dhe kërkesat për to.

Projektimi i kapacitetit prezanton një ndërvarësi të fortë nëpër fazat e ndryshme të projektimit të detajuar të një ndërtese, sipas Eurokodi 8, në të njëjtën element si edhe midis elementeve të ndryshme, veçanërisht në korniza:

- Nëse shtyllat janë të projektuara me kapacitet rreth nyjeve për të qenë më të forta në përkulje se trarët, armimi longitudinal i trarit duhet të jetë e njohur paraprakisht; për këtë qëllim, trajet janë elementet e parë që duhet të dimensionohen; në fakt, skajet e trarit dhe seksioni bazë i mureve zakonisht janë vetëm vendet e vetme që projektimi i tyre i detajuar bazohet ekskluzivisht në rezultatet e analizës - në këtë rast, në momentet e përvijimit të tyre.

- Dimensionimi i një shtylle ose një trari ndaj forcave prerese varet nga armimi longitudinale i vetë shtyllës/trarit dhe atij të elementeve që lidhen në të në të dyja skajet; kështu, kjo bëhet pasi sasia dhe plani i armës së trarit dhe shtyllës janë përcaktuar .

- Dimensionimi i çdo kati të një muri DCH nga forcat prerese varet nga armimi vertikal në bazë të secilit kati; duhet të bëhet pasi sasia dhe plani i armimit të kësaj të fundit është përcaktuar.

- Projektimi i bazave të izoluara dhe të brezave të tyre lidhës dhe verifikimi i tokës nën to varet nga armatura longitudinale e elementeve vertikale që ato mbështesin; kështu, duhet të bëhet më vonë.

Operacionet në projektimin detajuar duhet të ndjekin sekuencat e theksuar më lart, në mënyrë që të gjitha informacionet e nevojshme në çdo hap të jenë të disponueshme paraprakisht. Programet e integruara të kompjuterit për projektimin e detajuar sipas Eurokodit 8 duhet të jenë të strukturuar për të kryer këto operacione në sekuenca e lartpërmendur; edhe kur shtyllat nuk kanë nevojë të jenë të projektuara për kapacitet për të qenë më të forta sesa trajet.

Prandaj, është e përshtatshme të ndiqet të njëjta sekuenca, por në këtë rast duke përdorur, për dimensionimin e shtyllës në përvijim, momentet e saj të përvijimit nga analiza, MEd,c, në vend të rezistencave momentale të trarit, MRd,b.

2.1.2 FAKTORËT E PJESSHËM TË MATERIALEVE NË DIMENSIONIMIN SIPAS GJENDJES KUFITARE TË THYERJES OSE E FUNDIT (ULS) TË ANËTARËVE

Eurokodi 8 adopton qasjen e Eurokodit 2 për dimensionimin në gjendje kufitare të fundit (ULS), ku verifikimi i përgjithshëm i Gjendjes Kufitare të Fundit (ULS), Ekuacioni (1.1), përdor një vlerë projektuese të rezistencës së forcës ose momentit, Rd, të llogaritur nga vlerat projektuese të forcave të materialeve; këto të fundit merren duke përqafuar vlerat nominale ose karakteristike me faktorët e pjesshëm të përputhshëm të materialeve:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad , \text{ per beton;}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad , \text{ per qelik.}$$

Si koeficientë të sigurisë, faktorët γ_c dhe γ_s janë NDP (Parametra i Përcaktuar Nga Vendet). Eurokodi 8 nuk rekomandon vlera për to, por përmend opsionet e:

1. duke përdorur vlerat $\gamma_c = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ të rekomanduara në Eurokodin 2

përdimensionimin në ULS kundër veprimeve jo seizmike, ose

2. duke vendosur $\gamma_c = 1.0$, $\gamma_s = 1.0$, të cilat janë vlerat e rekomanduara për projektimin kundër veprimeve aksidentale. Zgjedhja 1 është shumë e përshtatshme për projektuesin, pasi ai pastaj mund të dimensionojë elementet për të siguruar një vlerë projektuese të rezistencës së forcës, Rd, të paktën të barabartë me vlerën më të madhe të projektimit të efektit të veprimit për shkak të kombinimeve jo-seizmike ose seizmike të veprimeve. Me zgjedhjen 2, elementët duhet të dimensionohen një herë për efektin e veprimit të kombinimeve jo-seizmike dhe pastaj për atë të veprimit të kombinimeve seizmike, duke përdorur çdo herë vlera të ndryshme të γ_c dhe γ_s për Rd.

2.2 DIMENSIONIMI I ANËTARËVE TË KORNIZAVE

2.2.1 HYRJE

Nëse madhësitë e anëtarëve nuk zgjidhen me kujdes nga fillimi, projektuesi do të përballet me probleme në fazën e projektimit të hollësishëm pas analizës, për shembull:

- dështimi i anëtarëve të vogël për të përmbushur verifikimin e ULS ndaj forcave prerese ose (më rrallë) në përkulje, pavarësisht nga sasia e përforcimit të tyre;

- ngjeshja e jashtëzakonshme e përforcimit në anëtarët e vogël;

- përdorimi i dobët i materialeve në anëtarët e mëdhenj (të cilët mund të kenë vetëm përforcimin longitudinal minimal), me shpërndarje të padëshirueshme të përforcimeve të tepërta në strukturë,

duke çuar në një koncentrim të padëshirueshëm të joelasticitetit në anëtarët që nuk janë të mëdhenj, etj.

Këto probleme, veçanërisht tipet e para të tyre, kërkojnë rishikim të madhësive të anëtarëve dhe përsëritje të analizës. Përveç kësaj, edhe nëse këto dy lloje problemesh nuk shfaqen, zgjedhja e dobët e madhësive të anëtarëve mund të çojë në performancë nëntëstandarde në përgjithësi dhe efektivitet të ulët në raport me koston e ndërtimit të ndërtesës.

Paragrafët vijues japin udhëzime për të dimensionuar trajet dhe shtyllat, në mënyrë që të ndihmojnë në përmbushjen e rregullave të Eurokodit 8 dhe 2 gjatë fazës së projektimit të hollësishëm. Përveç procedurës në Seksionin 5.2.3.4, e cila, në kuptimin e vërtetë, kërkon njohuri të përforcimit longitudinal të trajeve, pjesa tjetër mund të përdoret gjatë projektimit konceptual para çdo analize.

2.2.2 DIMENZIONIMI I TRAJEVE

Për të lehtësuar vazhdimësinë e shufrave të sipërme dhe të poshtme të traut në një shtyllë, seksioni i trareve duhet të jetë i njëjtë në të gjitha sektorët e një kornize të rrafshët. Thellësia e trarit zakonisht kontrollohet nga ngarkesat e gravitetit, ose (në ndërtesa me korniza pa mure me forca prerese) nga kontrolli i lëvizjes nën tërmetet që kufizojnë dëmet (shih Seksioni 1.3.2); zakonisht zgjidhet rreth një të dhjetën e gjatësisë mesatare të sektorit në kornizë.

Rëndësia e një gjerësie të konsiderueshme të web-it (pjesa e mesme e trarit) shpesh harrohet; në vend të kësaj, projektuesi shpesh përpiket të përshtatë trarin brenda trashësisë së një murit jo-strukturor nën tra. Web-i duhet të jetë mjaft i gjerë.

1. -për të shmangur ngjeshjen e tepërt të shufrave longitudinale (të vendosura në mënyrë të preferueshme në një shtresë),
2. -për të siguruar së paku mbulimin minimal prej betonit për armaturat në anët e trarit sipas Pjesës 1-1 të Eurokodit 2, dhe
3. -për të siguruar të paktën distancën minimale aksiale mesatare të shufrave longitudinale në sipërfaqen e betonit sipas Pjesës 1-2 të Eurokodit 2.

Shohim që, në varësi të klasës së ekspozimit mjedisore dhe vlerësimit të caktuar të rezistencës ndaj zjarrit, kërkesat nën pikën 2 dhe 3, përkatësisht, mund të jenë të kufizuara. Për pikën 1: te mbështetjet në shtylla, shumica e shufrave të sipërme të trarit duhet të vendosen brenda shiritit me shufrë diagonale të trarit, por disa mund të jenë jashtë këtyre shiritave në një pllakë sipërme; nëse hf është trashësia e asaj pllakë, shufrat e sipërme mund të vendosen brenda një gjërësie efektive të flaxhës në sforcim që përputhet me Eurokodin 8 në të dy anët e trarit deri te faqja e shtylles paralele me të, dhe edhe përtej, me:

- 4hf, nëse shtylla është brenda në drejtimin e trarit dhe një tra i ngjashëm në thellësi futet në

shtyllë në drejtimin transversal;

- 2hf, nëse shtylla është jashtë në drejtim të trarit dhe mban një tra të ngjashëm në drejtim të kryqzuar, ose është brenda por pa një tra të kryqzuar.

Gjithashtu, nëse thellësia e shtylles në drejtim të trarit është e vogël, kufizimet e rënda për madhësinë e shufrave të trarit sipas Eurokodi 8(e nënvizuara në Seksionin 5.2.3.3) mund të rezultojnë në një numër të madh të shufrave me diametër të vogël, përkeqësimi i ngjeshjes së trajeve në mbështetje tek shtyllat dhe kërkesa për web-it (pjesa e mesme e trarit) edhe më të gjerë. Lidhja ideale e një trari me një shtyllë është e qendrueshme, kur shtylla është më e gjerë se webi i trarit në secilën anë me të paktën 50 mm, për të lejuar shufrat longitudinale të trarit të kalojnë nëpër seksionin e brendshëm të shtylles mes shufrave më të jashtme të saj. Nëse një lidhje e plotësisht qendrueshme nuk është e mundur, ekscentriciteti midis qendrave të aksit të trarit dhe shtylles kufizohet nga Eurokodi. Për të përmbushur këtë kusht, trajet e perimetrit që kanë anën e jashtme të përshtatshme me atë të shtyllave të jashtme duhet të kenë hapësirë më të gjerë se gjysma e madhësisë më të madhe të shtylles në kënd të drejtë me aksin e trarit.

2.2.3 DIMENSIONIMI I SHTYLLAVE

2.2.3.1 HYRJE

Forcat prerese seizmike te kateve dhe forcat aksiale të shtyllave zvogëlohen nga baza deri në tavan; prandaj, dikush mund të kishte dëshirë të reduktonte seksionin e shtyllës në katin e sipërme. Megjithatë, përvoja në terren dhe testet ofrojnë dëshmi të forta se një reduktim i tillë është i dëmshëm për performancën seizmike të shtyllave në katin e mesem ose në katin e sipërm, veçanërisht në ndërtesat me lartësi të mesme dhe të larta. Për më tepër, kur seksioni i shtyllës ndryshon nga një kat në tjetrin, është e vështirë të detajohen tejkalimi i shufrave të shtyllës nëpër lidhje. Përveç kësaj, për një raport të njëjtë të armimit (shpeshherë minimumi i 1% sipas Eurokodi t 8) dhe seksion i kryqëzuar, rezistenca e momentit të shtyllës zvogëlohet në katin e sipërme për shkak të reduktimit të sforcimit aksial të shtyllës. Duke kujtuar në këtë se momentet sizmike të shtyllës në sistemet të dyfishta (rame-mur) janë shpeshherë më të vogla në katin e poshtëm, ndërsa ato të shkaktuara nga ngarkesat e gravitetit janë gjithmonë më të mëdha në katin e fundit; kështu, nëse shtylla është më e vogël në katet e sipërme, mund të ketë nevojë për më shumë armim vertikal atje. Prandaj, përveç arsyeve arkitekturore serioze, madhësia e një shtylle duhet të mbahet konstante në të gjitha katet, siç është përcaktuar nga kati më kritik.

Opsioni më i efektshëm në kosto, i cili gjithashtu plotëson kërkesën për të pasur një sistem strukturor të qartë, është të kesh sa më uniforme të mundshme madhësinë e shtyllave në ndërtesë: përvoja nga tërmetet e kaluara tregojnë se shtyllat më të mëdha në sistem kanë më shumë gjasë për dështim krahasuar me ato më të voglat, edhe kur kanë raporte më të larta të çelikut në drejtim vertikal.

Eurokodi 8 vendos një gjatësi minimale prej 200 ose 250 mm për njërin prej anëve të një shtylle DC M ose H, përkatësisht. Gjithashtu, nëse koeficienti i ndjeshmërisë për efektet e rendit të dytë,

$\theta = P\delta/Vh$ tejkalojnë 0.1, anët e shtyllës duhet të jenë të paktën të barabarta me 5% të distancës së pikës së kthimit tek shtylla për përvijim brenda një plani paralel me anën. Megjithatë, duhet të theksohet se këto vlera minimale mund të zbatohen vetëm për anët e ngushta të seksioneve të përbëra nga më shumë se një pjesë drejtkëndëshe (T-, L-, C-, etj).

2.2.3.2 KUFIRI MAKSIMAL I NGARKESËS AKSIALE TË NORMALIZUAR NË SHTYLLA

Për të siguruar një duktilitet fleksibel minimale të shtyllës, Eurokodi 8 vendos kufij të lartë për raportin e ngarkesës aksiale të saj:

- Per DC M: $v_d \leq 0.65$ (2.1a)

- Per DC H: $v_d \leq 0.55$ (2.1b)

ku $v_d = N_d/(A_c f_{cd})$, me N_d që tregon ngarkesën aksiale të shtyllës në situatën e projektimit seizmik dhe A_c si zona e prerjes së shtyllës. Për të zgjedhur A_c që nga fillimi, në mënyrë që të përmbushen Ekuacionet (2.1) dhe kufizimet e tjera të listuara më poshtë, duhet të parashikohet një vlerë për N_d para analizës:

- Nëse trajet paralele me komponentën horizontale të veprimit seizmik futen në shtyllë nga të dy anët (siç bëjnë zakonisht në shtyllat e brendshme), një llogari e shpejtë mund të japë N_d si totalin e zonës së planit të shtyllës në të gjitha katet (: zona e planit të shtyllës përkatëse në një kat tipik shumëzuar me numrin e kateve mbi të) shumëzuar me ngarkesën e ngarkesa pothuajse e përhershme e gravitetit për njësi të zonës së katit në situatën e projektimit seizmik (tipikisht nga 7 deri në 9 kN/m²).

- Nëse trajet futen në shtyllë në drejtimin horizontal të veprimit të tërmetit vetëm nga një anë (p.sh., si në një shtyllë që është e jashtme në atë drejtim të tërmetit), kjo vlerë e N_d për shkak të ngarkesa pothuajse e përhershme e gravitetit duhet të rritet në çdo kat me forcën prerese maksimale të mundshme të trarit. Kjo forcë merret si shuma e rezistencës maksimale të momentit të përvërtetësisë në fund të trarit që futen në shtyllë, plus ajo në anën kundërvajtëse, e përqafuar me hapjen e qartë të trarit; nëse kërkohet vlera minimale e N_d në situatën e projektimit seizmik (p.sh., për përdorim në Ekuacionet (2.2) më poshtë), forca prerese e trarit llogaritet nga shuma e rezistencës së momentit të përvërtetësisë në fundin që futen në shtyllë, së bashku me atë në fundin kundërvajtës dhe zbritet nga vlera e N_d për shkak të ngarkesa pothuajse e përhershme e gravitetit. Kjo llogari nuk mund të bëhet në praktikë para dimensionimit të trajeve; prandaj:

- nëse shtylla në pyetje është e jashtme, forca seizmike totale e forces aksiales në rreshtin e shtyllave të jashtme të ndërtesave drejtkëndëshe në plan mund të merret e barabartë me momentin total seizmik kthyes në mes të lartësisë së kateve, i ndarë me dimensionin në plan paralel me drejtimin horizontal të veprimit të tërmetit: nëse lartësia totale e ndërtesës është H_{tot} dhe të gjitha katet janë rreth të njëjtës masë, momenti total seizmik kthyes në mesin e lartësisë së katit bazë - me lartësinë e katit H_{st} - mund të merret si forca prerese në bazë e shumëzuar me $(2/3)H_{tot} - H_{st}/6$; shtyllat e jashtme ndajnë këtë forcë në proporcion me sipërfaqen e tyre në prerje;

- nëse shtylla është e brendshme në plan, forca seizmike e saj aksiale mund të injorohet (por kjo është një përkufizim i dyshimtë për shtyllat që nuk janë të lidhura me trajet në të dy anët).

2.2.3.3 MADHËSIA E SHTYLLES PËR LIDHJEN E SHUFRAVE TË TRARËVE NË NYJAT TRA-SHTYLLE

Eurokodi 8 vendos një kufi shumë të kufizuar, megjithatë plotësisht të arsyeshëm, për thellësinë e shtyllës, h_c , paralel me një tra që futet në shtyllë, për të përshtatur sforcimet shumë të larta të lidhjes gjatë gjatësisë së një shufre të trarit në një nyje të brendshme tra-shtyllë, ose ankorimi i shufrave të trarëve që përfundojnë në një nyje, të jashtme ose jo. Nëse diametri i shufres është d_{bL} , atëherë kufiri është:

- në një nyje të brendshme tra-shtyllë:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} * \frac{1 + 0.8 v_d}{1 + k \frac{\rho_2}{\rho_{1,max}}} \quad (2.2a)$$

- në një lidhje tra-shtyllë që është jashtë në drejtim të trarit:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} * (1 + 0.8 v_d) \quad (2.2b)$$

ku:

- per DCM, $\gamma_{Rd} = 1.0$, $k = 0.5$;
- per DCH, $\gamma_{Rd} = 1.2$, $k = 0.75$;
- vlera e $v_d = NEd/fcdAc$ është minimale në të gjitha kombinimet e veprimeve seizmike të projektuara me ngarkesat e rëndësishme të vërtetura nga analiza ose vlerësimi i përafërt i shënjestruar në nënseksionin e mëparshëm ($v_d = 0$ për sforcim neto aksial, siç mund të ndodhë në shtyllat e jashtme të ndërtimeve të mesme ose të larta);
- $\rho_{1,max}$ është vlera maksimale e raportit të përforcimit së sipërme të trarit dhe ρ_2 është raporti i çelikut në pjesën e poshtme (i marrë si $\rho_2 = 0.5\rho_{1,max}$, nëse armatura e trarit nuk dihet ende dhe vetëm kombinimi i diametrit maksimal të lejuar dhe thellësia e shtyllës është në kërkim).

Për Ekuacionet (2.2), duket se më kritike është kati i fundit, por pasi që varësia nga v_d është mjaft e dobët, të kontrolluarit më të zakonshëm janë zakonisht kate që kërkojnë sasinë më të madhe të përforcimit të trarit në mbështetje, për të përshtatur me numrin minimal të mundshëm të shufrave (më të mëdha). Për vlera të zakonshme të raportit të ngarkimit aksial (p.sh., $v_d \sim 0.2$), dhe për cilësi çeliku (500 MPa) dhe cilësi të ulët të betonit ($f_{ck} = 20$ MPa), kërkohet një thellësi shtyllash h_c rreth 40dbL, për DC H! Madhësia e kërkuar zvogëlohet në rreth 30dbL për ngarkime aksiale të mesme- të larta dhe cilësi të lartë të betonit. Nëse zgjidhet DC M, madhësia e kërkuar e shtyllës zvogëlohet rreth 25%.

2.2.3.4 DIMENSIONIMI I SHTYLLAVE PËR TË PËRMBUSHUR KUFIZIMET E VIJËS SË HOLLËSISË NË EUROKODIN 2

Rregullat e EC2 lidhur me efektin e dytë në analizën dhe verifikimet për ngarkesat e gravitetit vendosin kërkesa të forta për madhësinë e shtyllave. Ndërtesat e projektuara për rezistencë kundër tërmeteve nuk plotësojnë domosdoshmërisht në mënyrë të paracaktuar rregullat komplekse lokale dhe globale të vijës së hollësisë në Eurokodin 2 kundër efekteve të rendit të dytë. Sipas tyre, nëse këto efekte janë të rëndësishme, rezistenca ULS e anëtarëve duhet të verifikohet për forcën e brendshme nga një analizë që plotëson ekuilibrin në gjendjen e deformuar dhe ka parasysh të gjitha efektet që rrisin deformimet lokale dhe globale: qarja, jo-lineariteti i materialit, deformimi gradual, përkulje biaksiale, fleksibiliteti i tokës, ndikimi i strukturës së tokës, devijimet e supozuara të anëtarëve vertikalë nga vertikala, etj." Kjo aplikohet në kombinimin e veprimeve të marrë në konsideratë dhe të kalueshëm" në EN1990, ku veprimet e perhershme dhe ato variable hyjnë duke u shumëzuar me faktorët e pjesëshëm të ngarkesave dhe lëvizjet e anëtarëve vertikalë nga vertikala merren në konsideratë. Situata e projektimit seizmik është e përjashtuar, pasi është e mbuluar nga dispozitat specifike të Eurokodi 8 për efektet e të dytë (shihni Seksionin 3.1.12). Të dy, Eurokodi 2 dhe 8 lejojnë neglizhimin e këtyre efekteve, nëse ato janë më pak se 10% të atyre të rendit të parë dhe japin kritere të thjeshtuara për të kontrolluar nëse janë. Duke marrë parasysh që lloji i analizës sipas Eurokodi 2 që llogarit efektet e rendit të dytë është i rëndë, projektuesi duhet ta shmangë duke plotësuar këto kritere. Duke u konsideruar si rregulla "të parashikuara për të përmbushur", këto kritere të thjeshta janë në favor të sigurisë dhe japin madhësi anëtarësh më të mëdha se sa ato të kërkuara nga një analizë rigorozë me efekte të rendit të dytë. Eurokodi 2 jep një kriter të thjeshtuar për raportin e hollësisë së shtyllave të izoluara, λ :

$$\lambda \equiv \frac{l_0}{i_c} \leq \lambda_{\min} = 20 \frac{ABC}{\sqrt{n}} \quad (2.3)$$

"ku l_0 është gjatësia efektive e shtyllës, i_c rreze e shkallëzimit të seksionit të shtyllës pa rrënuar, dhe $n=N_{Ed}/A_c f_{cd}$, me N_{Ed} forcën aksiale të shtyllës në "situatën e projektimit të vazhdueshëm dhe të kalueshëm" në EN1990 (i.e., me veprime të përhershme dhe të imponuara të shumëzuar me faktorët e tyre të ngarkesës së pjesëshme). Nëse është e nevojshme, N_{Ed} mund të përcaktohet para analizës si prodhimi i sipërfaqes totale tributare të shtyllës në të gjitha katet (: plani tributar i shtyllës në një kat tipik herë numri i kateve mbi të) herë shuma e ngarkesës së përvetshme të faktuar për njësi të sipërfaqes së kates (vlera e parashikuar midis 10 dhe 12 kN/m² në ndërtesa tipike) dhe ngarkesës së imponuar të specifikuar të faktuar për njësi të sipërfaqes së katit. Eurokodi 2 jep vlera parazgjedhje për A, B dhe C:

- A=0.7 për A, e cila korrespondon me një koficient "efektiv" të deformimit gradual prej 2.1;
- B=1.1 për $B=\sqrt{(1+2\rho_{tot}f_{yd}/f_{cd})}$; vlera parazgjedhje korrespondon me një raport çeliku në shtyllë, ρ_{tot} , pak mbi minimumin e 0.4% të rekomanduar në Eurokodin 2; B=1.2 përshtatet më mirë me minimumin e 1% të raportit të çelikut në shtyllë sipas Eurokodi 8;
- C=0.7 për $C=1-M_{01}/M_{02}$, ku M_{01} , M_{02} janë momentet e parë të fundit të shtyllës, me $|M_{02}| \geq |M_{01}|$; C=0.7 rekomandohet nëse ndërtesa nuk është mbështetur nga mure sipas Ekuacionit (2.11) më poshtë, ose nëse momentet e parë të shtyllës janë kryesisht rezultat i ngarkesave anësore apo devijimeve e parashikuar nga vertikala.

Gjatësia efektive e shtyllës përcaktohet nga lartësia e qartë, H_{cl} , si vijon:

- Për ndërtesa që nuk janë të mbështetura nga muret dhe që përmbushin momentin total të inercisë sipas Ekuacionit (2.11):

$$l_0 = H_{cl} \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (2.4a)$$

- Për ndërtesat me mbështetje nga muret sipas Ek. (2.11):

$$l_0 = 0.5 H_{cl} \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)} \quad (2.4b)$$

Në Ekuacionet (2.4), k_i është ngurtësia rotacionale e shtyllës në nyjen e fundit $i (= 1, 2)$ në krahasim me ngurtësinë totale të ndalimit (momenti, M_i , i aplikuar në nyje të ndarë me rotacionin rezultues, θ_i) të anëtarëve që lidhen në nyjen i në drejtim të përvijimit të shtyllës të cilën po konsiderohet:

$$k_i = \frac{\theta_i}{M_i} \sum \frac{EI_{c,eff}}{H_{cl}} = \frac{\sum \frac{EI_{c,eff}}{H_{cl}}}{4 \sum \frac{EI_{c,eff}}{H_{cl}} + 4 \sum \frac{EI_{b,eff}}{L_{cl}}} \quad (2.5)$$

Shumat e vlerave të ngurtësisë të shtyllës ose trarit në Ekuacionin (2.5) merren rreth nyjes i . L_{cl} është gjatësia e qartë e një trari që shtrihet në nyjen i brenda drejtimeve të përvijimit të shtyllës që po konsiderohet dhe $EI_{b,eff}$ është ngurtësia e zgjatur e përvijimit të këtij trari, duke marrë në konsideratë deformimin gradual, pra, llogaritur me modulusin dizajnuar të betonit, $E_{cd} = E_{cm}/1.2$, ndarë më tej me $(1 + \varphi_{eff})$, ku φ_{eff} është koficienti final i deformimit gradual herë fraksioni i momentit total të përvijimit në kombinimin e veprimeve që është për shkak të ngarkesës pothuajse të përhershme. Nëse d është thellësia efektive e trarit, b është gjerësia e një fllangje që është në përleshje në gjithë trashësinë e saj, t , dhe bw është trashësia e rrjetës, $EI_{b,eff}$ mund të marrë si:

$$EI_{b,eff} = E_s b d^3 \left\{ \frac{1}{a} \left[\frac{\xi^2}{2} \left(\frac{1 + \delta}{2} - \frac{\xi}{3} \right) \frac{b_w}{b} + \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\xi - \frac{t}{2d} \right) \left(1 - \frac{t}{2d} \right) \frac{t}{2d} \right] + \right. \\ \left. \frac{(1 - \delta)}{2} \left[(1 - \xi) \rho_1 + (\xi - \delta) \rho_2 + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta) \right] \right\} \quad (2.6)$$

ku $\alpha = (1 + \varphi_{eff}) E_s / E_{cd}$ është raporti i moduleve efektive elastike (çelik-beton) dhe thellësia e qendrës neutrale (normalizuar në d) llogaritet si:

$$\xi = \sqrt{a^2 A^2 + 2aB} - aA \quad (2.7)$$

ku;

$$A = \frac{b}{b_w} (\rho_1 + \rho_2 + \rho_v) + \frac{1}{a} \frac{t}{d} \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right),$$

$$B = \frac{b}{b_w} (\rho_1 + \rho_2 \delta + 0.5 \rho_v (1 + \delta)) + \frac{1}{2a} \left(\frac{t}{d} \right)^2 \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right) \quad (2.8)$$

Në ekuacionet (2.6)-(2.8) ρ_1, ρ_2 janë raportet e armimit së tërheqjes dhe shtypjes, ρ_v është raporti i armimit longitudinal në anët e web-it - (pjesa e mesme e trarit) midis çelikut të tërheqjes dhe shtypjes (të gjitha raportet normalizohen në bd) dhe $\delta = d_1/d$ është distanca centroidale e shufrave shtypëse nga fibrat ekstreme të shtypjes, e normalizuar në d .

Nëse nuk ka një pllakë shtypëse të qartë, ekuacionet (2.6)-(2.8) aplikohen me $b=b_w$. Nëse ka një pllakë shtypëse, por ekuacionet (2.7), (2.8) japin një thellësi të qendrës neutrale, ξd , më të vogël se trashësia e pllakës së shtypjes, t , atëherë ekuacionet (2.6)-(2.8) janë (ri) aplikuar në një formë të thjeshtuar, me b_w e marrë si baraz me b .

Nëse dy trajet janë paralele me planin e përparimit të shtyllës futen në fytyrat e kundërta të nyjes i , ato duhet të konsiderohen në radhë me njëra pllakë sipërfaqe të një trari në sforcim dhe pllaka tjetër në shtypje. Vlerëso se, edhe pse në kuptimin strikt, gjerësia efektive e pllakës duhet të përfshihet në b kur fllangja shtypëse përfshin pllakën, ka pak dallim në rezultatin e Ekuacionit (2.6) nëse gjerësia e web-it - (pjesa e mesme e trarit) është marrë si b , nëse vlera e përdorur është gjithashtu e njëjtë kur ρ_1, ρ_2, ρ_v , janë normalizuar në b_d . Lidhur me ngurtësinë e thyer perkuljeal të një shtylle, $EI_{c,eff}$, Eurokodi 2 jep një aproksimim.

$$EI_{c,eff} = E_s I_s + E_{cd} \sqrt{\frac{f_{ck} (MPa)}{20}} \frac{K_2 I_c}{1 + \varphi_{eff}} \quad (2.9)$$

ku E_s dhe I_s janë moduli elastik dhe momenti i inercisë i armimit të seksionit (i cili, nëse nuk dihet, mund të merret në këtë fazë nga raporti minimal i çelikut prej 1% në Eurokodin 8) në lidhje me qendrën e masës së seksionit, I_c është momenti i inercisë i seksionit bruto të betonit pa thyer dhe K_2 merret si

$$K_2 = \frac{n\lambda}{170} = \frac{1}{170} \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \frac{l_0}{i_c} \leq 0.20 \quad (2.10)$$

Në Eurokodin 2 rekomandohet një vlerë minimale $k_i = 0.1$ në një skaj të shtyllës ku shtylla është e fiksuar kundër rrotullimit (këtu te baza e katit të parë në tokë). Vërejmë se shtylla një kate më lart ka skajin e poshtëm më pak të mbajtur dhe mund të jetë më kritike, edhe pse ka ngarkesë aksiale më të ulët. Prandaj, madhësia minimale e shtyllës që përmbush ekuacionin (2.3) në të gjitha kateve duhet të kërkojë në dy kate më të ulëta.

Pasqyra efektive e panjohur e gjatësisë së shtyllës, l_0 , dhe madhësia e seksionit të saj (përmes i_c dhe A_c) hyjnë në Ekuacionet (2.3)-(2.2) dhe (2.9), (2.10) në një mënyrë të pashprehur jo lineare, prandaj ato duhet gjetur përmes iterimeve, pasi të jetë bërë dimensionimi i armimit të sipërfaqes së sipërme të trarit në mbajtësit për të përcaktuar $E_{Ib,eff}$.

Eurokodi 2 lejon të konsiderohet ndërtesa si e shtrënguar në një drejtim horizontal të caktuar dhe të aplikohet Ekuacioni (2.4b) në vend të (2.4a), nëse ka mure me një moment total të inercisë së seksionit bruto të paprekur në atë drejtim horizontal, $\sum I_w$, i cili përmbush kushtin në krye të themeleve ose një bazamenti të rigid.

$$F_{V,Ed} \leq 0.31 \frac{n_{st}}{n_{st} + 1.6} \frac{E_{cd} \sum I_w}{H_{tot}^2} \quad (2.11)$$

ku $F_{V,Ed}$ është ngarkesa totale vertikale që vepron në të gjitha n_{st} kate të ndërtimit mbi sipërfaqen plane dhe H_{tot} është lartësia e mureve mbi majën e themelit ose e një bodrumi të ngurtë.

Ekuacioni (2.11) supozon që muret e ndërtimit janë të qara. Nëse mund të tregohet se ato mbeten të pa-qara ndërsa kryejnë funksionin e tyre mbajtës në kombinimin e veprimeve të ULS (pra, për situatën "e vazhdueshme dhe e perkoshme" të projektimit, me ngarkesa të përafërta të vazhdueshme dhe të impozuara dhe devijimet gjeometrike), atëherë pjesa e djathtë e Ekuacionit (2.11) shumëzohet me 2, duke reduktuar me 50% vlerën minimale të kërkuar të $\sum I_w$. Muret mbajtëse duhet të dimensionohen në ULS për të rezistuar forcat anesore të plota në ndërtim për shkak të devijimit nga vertikali i parashikuar në Eurokodin 2.

Nëse një ndërtesë është e brishtë nga muret që plotësojnë kriteret e paragrafit të mësipërm në një drejtim horizontal, atëherë ekuacioni (2.3) mund të përmbushet me një thellësi të arsyeshme të shtyllës në atë drejtim (si në ndërtesën e shembullit të Kapitullit 7); në të kundërt, ato mund të dalin shumë të mëdha (Fardis et al., 2012). Muret që janë të mjaftueshme për të krahasuar në mënyrë anesore ndërtesën, në përputhje me paragrafin e mësipërm, zakonisht marrin një pjesë të mjaftueshme të forcës së bazës elastike për sistemin kundër fuqisë anesore të kualifikuar si dual (edhe pse është ekuivalent i strukturave me konstrukcion). Kështu, shtyllat e sistemeve kornizore janë të ndëshkuara më së shumti nga rregullat e Eurokodit 2 për efektet e rendit të dytë. Në anën pozitive, shtyllat e ndërtesave pa mbështetje anesore, si dhe muret e mjaftueshme në ato me mbështetje, japin një rezistencë dhe një ngurtësi të konsiderueshëm për forcën anesore, falë së cilës një ndërtesë mund të ketë performancë të mirë në një tërmet që nuk është projektuar për të (Fardis et al., 2012).

"Siç është përmendur në mbyllje të Seksionit 2.2.3.1, për të aplikuar Ekuacionet (2.6)-(2.8), armimi longitudinal i trarit duhet të jetë i njohur. Kjo është e mundur vetëm kur procedura në nënseksionin aktual aplikohet në kontekstin e projektimit të detajuar pasi trajet janë plotësisht dimensionuar dhe projektuesi dëshiron të kontrollojë nëse efektet e rendit të dytë në fakt mund të injorohen. Në atë fazë, vlera e N_{Ed} që do të përdoret në Ekuacionet (2.3), (2.10) është ajo nga analiza në situatën e projektimit "e vazhdueshme dhe e perkoshme" sipas EN1990. Për të dimensionuar shtyllat në fazën konceptuale të projektimit, procedura mund të aplikohet me armim longitudinal të trajeve të vlerësuara në dy kate më të ulëta për qëllimet e Ekuacioneve (2.6)-(2.8): p.sh. me $\rho_v = 0$ dhe armimin e sipërm dhe të poshtëm të marrë nga raportet maksimale dhe minimale të çelikut përkatës, përputhurisht, sipas Eurokodit 8. Për një aplikim shembullor të këtij Seksioni

në një nga shtyllat e ndërtesës së shembullit me 7 kate, shih Seksionin 7.6.2.2."

2.3 DIZAJN I DETAJUAR I TRARËVE NË PËRKULJE

2.3.1 DIMENSIONIMI I PËRFORCIMIT LONGITUDINAL TË TRAUT PËR ULS NË PËRKULJE

Shufrat e sipërme dhe të poshtme në dy skajet e çdo trau janë dimensionuar për ULS në deformim pa forca aksiale për vlerave më ekstreme të momenteve që rezultojnë nga analiza nën:

a) kombinimi i ngarkesave të faktorizuara të gravitetit ("situata e vazhdueshme dhe kalimtare e projektimit" për EN1990),

dhe

b) kombinimi i ngarkesave pothuajse të përhershme të gravitetit, $G + \psi_2 Q$, me plus dhe minus e veprimit të projektimit sismik

Momentet sismike të traut në (b) janë dalja përfundimtare e kombinimit të momenteve për shkak të komponenteve horizontale të veprimit sismik të projektimit, E_x , E_y , për E_{qs} . (3.99) ose (3.100) në seksionin 3.1.7 dhe të përfshijë efektin e ekscentriteteve aksidentale të këtyre përbërësve (shih seksionin 3.1.8).

Sipërfaqja kryesore e përforcimit të sipërm, A_{s1} , të secilës prej zonave të fundit dimensionohet si përforcimi i sforcimit të nevojshëm për një moment që vepron, M_{Ed} , i barabartë me momentin maksimal të përvijimit në fytyrën e shtyllës; zakonisht në këtë dimensionim, kombinimi (b), me momentet e traut sismik të marra si hogging, kontrollon mbi (a). Sipërfaqja kryesore e armimit të poshtëm, A_{s2} , dimensionohet si armim i sforcimit për një moment që vepron, M_{Ed} , i barabartë me atë në fytyrën e shtyllës, ose në një seksion pranë, ku momenti i përvijimit arrin maksimumin e tij; në këtë rast, M_{Ed} merret nga kombinimi (b), por me momentin seizmik të trarit marre si përvijim. Përveç kësaj, barat kryesore të poshtme të trarit dimensionohen nga një seksion rreth mes-spa dhe normalisht ku momenti i përvijimit nga kombinimi (a) arrin vlerën maksimale brenda shiritit.

Kreu i përforcimit, A_s , i sforcimit mund të dimensionohet lehtësisht nga vlera ekstreme e momentit të veprimit relevante M_{Ed} (p.sh., momenti ekstrem i përvijimit për armimin e poshtëm ose momenti ekstrem i përvijimit për atë të sipërmin) duke marrë krahun e brendshëm të levës së traut (midis akordeve të tensionit dhe kompresimit të tij) (midis shiritëve të sforcimit dhe atyre të shtypjes), z , si të barabartë me distancën midis trareve të sforcimit dhe atyre të shtypjes, $d - d_2$, ku d është thellësia efektive e seksionit dhe d_2 është distanca e qendrave të trarit të shtypjes nga fibrat ekstreme të shtypjes.

$$A = |M_{Ed}| / (f_{yd} (d - d_2)) \quad (2.12)$$

ku " f_{yd} " është shprehja e sforcimit të prerjes së projektimit për çelikun. Kujtohu se përdoret vlera absolute e M_{Ed} ; shenja e tij përcakton anën e seksionit (sipërme ose poshtme) ku janë fibrat e tensionit dhe zona e armimit të sforcimit, A_s , është vendosur.

Në mënyrë alternative për të përmisuar përforcimin, mund të përdoren standardet më të rrepta në

përputhje me parashikimet në Eurokodin 2 për ULS në përkulje pa forca aksiale për beton me klasë, f_{ck} , deri në 50 MPa. Kjo alternativë përdor momentin e veprimit pa dimensione:

$$\mu_d = |M_{Ed}| / (b_{eff} d^2 f_{cd}) \quad (2.13)$$

ku b_{eff} është gjerësia efektive e flazhës së përshkueshme dhe f_{cd} është fuqia e projektimit të betonit. Nga vlera e μ_d , raporti mekanik i përforcimit të sforcimit, i cili përcaktohet si:

$$\omega = A_s / (b_{eff} d) (f_{yd} / f_{cd}) \quad (2.14a)$$

llogaritet si:

$$\omega = 0.973 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\mu_d}{0.973}} \right), \text{ ose} \quad (2.15a)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_d} \quad (2.15b)$$

Ekuacioni (2.15a) merret nëse përdoret ligji standard i betonit σ - ε parabolik-rektangulor (kombinon tiparet e një parabolë me ato të një drejtkëndëshi) për projektimin në ULS; Ekuacioni (2.12b) rezulton, në vend të tij, nga blloku i sforcimit drejtkëndësh në 80% të skajit ekstrem të zonës së shtypjes. Asnjëra prej këtyre shprehjeve nuk llogaritet praninë e shufrave longitudinale në zonën e shtypjes. Është e nevojshme të llogaritet, nëse momenti që vepron, i shprehur si një numër i padimensionuar, μ_d , është aq i madh sa që thelbi neutral – i normalizuar në $d - \xi$, arrin një vlerë përtej së cilës armatura e sforcimit nuk është edhe në gjendje zgjatjeje kur fibrat ekstreme të shtypjes përdorin sforcimin maksimal të betonit në projektimin ULS për përkulje, ε_{cu2} (= 0.32% për $f_{ck} \leq 20$ MPa), pra kur ξ arrin vlerën:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + f_{yd} / E_s} \quad (2.16)$$

Nëse merret ligji standard parabolic-rectangulor σ - ε i betonit për projektimin në ULS, vlera kufitare e μ_d që i përket vlerës së ξ nga Ekuacioni (2.16) është:

$$\mu_{d,lim} = 0.81\xi(1 - 0.416\xi_{lim}) \quad (2.17a)$$

ndërsa, nëse blloku i sforcimit drejtkëndësh në 80% ekstrem të zonës së përforcimit është i pranuar:

$$\mu_{d,lim} = 0.8\xi(1 - 0.4\xi_{lim}) \quad (2.17b)$$

Pjesa e μ_d që tejkalon vlerën e $\mu_{d,lim}$ nga Ekuacionet (2.17) i caktohet një moment rezistent i prodhuar nga armimi i shtypjes me sipërfaqe prerëse A_s' dhe një raport mekanik të definuar si:

$$\omega' = A_s' / (b_{eff} d) (f_{yd} / f_{cd}) \quad (2.14b)$$

dhe llogaritur nga:

$$\omega' = \frac{\mu_d - \mu_{d,\text{lim}}}{1 - d_2 / d} \quad (2.18)$$

Më pas, përforcimi në sforcim llogaritet si:

$$\omega = \omega_{\text{lim}} + \omega' \quad (2.19)$$

ku ω_{lim} është vlera e ω e dhënë nga Ekuacionet (2.12) për $\mu_d = \mu_{d,\text{lim}}$. Termi i dytë është pjesa e përforcimit të sforcimit që nevojitet për të vepruar si një çift me përforcimin e shtypjes nga Ekuacioni (2.18).

Vlerat e nevojshme të sipërfaqeve kryesore dhe të fundit të përforcimit, $As1$ dhe $As2$, përcaktohen si më sipër, duke përdorur si momentin që vepron, MEd , momentin ekstrem i përpjekjes së lartë për $As1$ dhe momentin ekstrem i përkeqësimit për $As2$. Vlera e përfundimtarë e $As2$ nuk duhet të jetë më e vogël se sipërfaqja e përforcimit të shtypjes, As' , e cila merret nga momenti ekstrem i përpjekjes së lartë përmes Ekuacioneve (2.14b), (2.13) dhe (2.12) deri në (2.18) (nëse Ekuacionet (2.13) deri në (2.19) përdoren në vend të (2.12)).

Eurokodi 8 lejon të numërojë në $As1$ zonën ndërseksionale, $\Delta As, slab$, nga të gjitha shufrat e pllakave të cilat janë:

-paralel me traun,

-brenda gjerësisë efektive të flazhes në sforcim sipas Eurokodit 8, e cila shtrihet në të dy anët e vijës-webit në anën e shtylles paralele me trarin, sipas gjerësive të dhëna në Seksionin 2.2.2, dhe

-janë të ankoruara mirë brenda njëjës ose përtej.

Megjithatë, projektimi i trajeve në përkulje është zakonisht një procedurë e veçantë nga projektimi i pllakave; për këtë arsye, $\Delta As, slab$ nuk është i disponueshëm në këtë fazë të projektimit të detajuar. Kështu, shpeshherë projektuesi nuk përfiton nga kjo mundësi për të ulur sasinë e vërtetë të përforcimit të sipërfaqes së trajeve me $\Delta As, slab$, duke supozuar këtë lëshim të përshtatshëm për të qenë i sigurt. Në të vërtetë, është kështu për ULS në përkulje të trajeve, por është i pasigurt kudo ku rezistenca e momentit të trajeve përdoret si kërkesë në llogaritjet e "projektimit të kapacitetit" (shih Seksionet 2.3.4 dhe 2.4.1).

Te gjitha këto aplikohen për traje në përkulje pa ngarkesë aksiale. Në fakt, vlerat e forcave aksiale të trajeve që mund të dalin nga analiza varen shumë nga modeli i diafragmave e kateve dhe/ose mënyra se si sforcimet anësore aplikohen në kate. Prandaj, në përgjithësi ato janë fiktive dhe do të ishin më mirë të neglizhoheshin në dimensionimin e trajeve. Në çdo rast, mënyra për të konsideruar një forcë aksiale (reale) në dimensionimin e një trau për ULS në përkulje paraqitet në Seksionin 6.3.8, në rastin e një force të postuluar aksiale për projektimin e trajeve të lidhura midis themelave.

2.3.2 DETAJIMI I PËRFORCIMIT LONGITUDINAL TË TRARËVE

Në përkthimin e $As1$ dhe $As2$ në një kombinim prej diametrave të shufravedhe numrave, projektuesi duhet të respektojë rregullat e detajimit të Eurokodit 8 të përmbledhura në Tabelën 2.1.

Rregulli në rreshtin e katërt lidhur me raportin maksimal të përforcimit në sforcim, ρ_{max} , është i vetmi nga këto rregulla që nuk është i detyrueshëm; në të njëjtën kohë, është më i kufizuar: pasi vlera e $As1$ për tu përshtatur brenda një gjerësie të caktuar të traut, b , nuk mund të zvogëlohet nën atë çfarë është e nevojshme për të rezistuar momentin që vepron, MEd , mënyra më e mirë për të përmbushur rregullin për ρ_{max} është duke rritur raportin e përforcimit në kompresion, ρ' , në seksionin e fundit.

Përmasat e diametrit të zgjedhura të trajeve duhet gjithashtu të respektojnë maksimumin e lejuar nga Ekuacionet (2.2) për një thellësi të caktuar të seksionit, hc , të shtylles ku këto trajë janë të lidhura (në shtyllat e jashtme) ose kalojnë (në ato të brendshme).

Tabela 2.1 EC8 detajimi i shufrave longitudinale në trarët primarë (në ato sekondare si në DCL)

	DC H	DC M	DC L
"critical region" length at member end	1.5h	H	
$\rho_{min} = A_{s,min}/bd$ at the tension side	0.5 f_{ctm}/f_{yk} ⁽¹⁾		0.26 f_{ctm}/f_{yk} ⁽¹⁾ , 0.13% ⁽²⁾
$\rho_{max} = A_{s,max}/bd$ in critical regions ⁽²⁾	$\rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu_f \epsilon_{yd} f_{yd})$ ⁽³⁾		0.04
$A_{s,min}$, top and bottom bars	2 $\Phi 14$ (308mm ²)	-	
$A_{s,min}$, top bars in the span	0.25 $A_{s,top}$ -supports	-	
$A_{s,min}$, bottom bars in critical regions	0.5 $A_{s,top}$ ⁽⁴⁾		-
$A_{s,min}$, bottom bars at supports	0.25 $A_{s,bottom}$ -span ⁽²⁾		
anchorage length for diameter d_{bL} ⁽⁵⁾	$l_{bd} = a_{tr} [1 - 0.15(c_d/d_{bL} - 1)] (d_{bL}/4) f_{yd} / (2.25 f_{ctd} a_{poor})$ ^{(6),(7),(8),(9)}		

(1) f_{ctm} (MPa) = 0.3(f_{ck} (MPa))^{2/3}: Forcamesatare të betonit në sforcim në ditë të 28-të; f_{yk} (MPa): sforcimi nominal i shtrirjes së çelikut gjatësore.

(2) NDP (Parametri i Përcaktuar nga Shteti) sipas EC2; vlera e rekomanduar në EC2 jepet këtu.

(3) ρ' : raporti i çelikut në anën kundër seksionit; μ_f : faktori i duktilitetit të kryqëzimit i korrespondueshëm përmes ekuacioneve (2.64) me vlerën bazë të faktorit të sjelljes, q_0 , të aplikueshëm për projektimin; $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$.

(4) Kjo $A_{s,min}$ është shtesë për çelikon e shtypjes nga verifikimi ULS i seksionit në fund të përkuqjes nën momentin ekstrem të kërcimit nga analiza për situatën e projektimit seizmik.

(2) Gjatësia e ankorimit në sforcim zvogëlohet për 30% nëse fundi i trarit shtrihet $\geq 2d_{bL}$ pas një përcjellje $\geq 90^\circ$.

(6) c_d : mbulimi me beton i shiritit të ankoruar, ose një gjysmë distancë në afërsi të shiritit të ankoruar paralel, çfarëdo që është më e vogël.

(7) $a_{tr} = 1 - k(nwAs_w - A_{s,t,min})/A_s \geq 0.7$, me As_w : sipërfaqja e prejardhjes së lidhjes brenda mbulimit të shiritit të ankoruar; nw : numri i këtyre shtyllave lidhëse në gjatësinë l_{bd} ; $k = 0.1$ nëse shiriti është në një cep të një harku ose lidhësi, $k = 0.02$ në të kundërt; $A_s = \pi d_{bL}^2/4$ dhe $A_{s,t,min}$ specifikohet në EC2 si e barabartë me 0.22 A_s .

(8) $f_{ctd} = f_{ctk}, 0.02/\gamma_c = 0.7f_{ctm}/\gamma_c = 0.21 f_{ck}^{2/3}/\gamma_c$: vlera e projektimit të forcës sforcimale të betonit me 2% fraktal.

(9) $a_{poor} = 1.0$ nëse shiriti është në 0.22 m e poshtme të thellësisë së trarit, ose (në trajë më të thella se 0.6 m) ≥ 0.3 m larg kufirit të sipërm të trarit; në të kundërt, $a_{poor} = 0.7$.

Shufrat e zgjedhura në bazë të dy seksioneve fundore dhe asaj rreth mes-shtrirjes ku shtrirja e

shufrave të poshtme përcaktohen, përfundojnë sipas zarrfit të momentit pozitiv dhe negativ; Ato shtrihen përtej pikës ku nuk janë të nevojshme sipas zarrfit nga "ndërrimi i sforcimit" gjatësia $z = 0.9d-d_2$ në Eurokodin 2.

Eurokodi 2 konsideron rënie lineare të sforcimit të shufres gjatë gjatësisë së ankorimit, l_{bd} (e dhënë në rreshtin e fundit të Tabelës 2.1), nga f_{yd} në zero. Nëse këndi i mbulesës së momentit (pra, forca e shkëputjes, V) tejkalon fuqinë e shkëputjes së shufres, $f_{yd}\pi dbL^2/4$, here raportit i krahut të brendshëm, z , me l_{bd} (pra, nëse $V > (2.22\pi f_{ctd} a_{poor})d_{bL}z/\{a_{tr}[1-0.12(c_d/d_{bL}-1)]\}$) sipas shënimit të Tabelës 2.1), atëherë shufra duhet zgjatur për më shumë se l_{bd} përtej pikës ku nuk nevojitet sipas mbulesës së momentit. Përndryshe, shufra kontribuon plotësisht në gjatësinë e l_{bd} për t'i rezistuar momentit.

Gjithë vargu i plotë i trarëve ("trarët e vazhdueshëm") në një kornizë duhet të projektohet në përkulje së bashku, duke kombinuar kërkesat për përforsim nga djathtas dhe majtas të nyjeve të brendshme. Rekomandohet gjithashtu të kombinohen shufrat e ndryshme të sipërm ose të poshtëm në shufra të vazhdueshëm, nëse fundet e tyre afrohen ose përplasen. Për këtë qëllim, duhet të përdoren pak madhësi shiritash (edhe një madhësi e vetme) gjatë gjithë gjatësisë së secilit varg i trarëve.

Rregullat në Tabelën 2.1 për DC L nuk aplikohen për trarë të thellë, të cilat përcaktohen në Eurokodin 2 si ato me thellësi, h , më pak se një të tretën e hapësirës së tyre. Eurokodi 2 gjithashtu kërkon përforsim të sipërfaqes së jashtme në anët anesore të trarëve 1m thellë ose më të thella. Për qëllimet e detajimit të përforsimit longitudinal të trarëve, trarët e thella mund të përcaktohen sa më thellë sa më e vogla mes 1 metrit, ose një të tretën e hapësirës së tyre ose më të thella. Eurokodi 2 përcakton një rrjet të përforsimit ortogonal për secilën anë anesore të një trari të thellë, me distancë maksimale të shufres që është e vogla mes 300 mm ose dy herë trashësia e rrjetit dhe sipërfaqja kryesore për anë dhe drejtim të pakët se 120 mm²/m ose 0.02% e sipërfaqes së betonit (pra, 0.1% total për të dy anët). Kërkesat e Eurokodit 2 për përforsimin e sipërfaqes së jashtme vendosur për të kontrolluar qarjet në pjesën e webit të trarëve me 1 metër thellësi ose më shumë janë shumë më të rrepta (shih Seksionin e ardhshëm). Vërejme se raporti minimal i hekurit të sforcimit, ρ_{min} , në rreshtin 2 të Tabelës 2.1 është gjithashtu për të kontrolluar qarjet potenciale në zonën e sforcimit. Megjithatë, nëse është i përqendruar vetëm te i sforcimit, efektshmëria e tij në këtë rol reduktohet në pikat më larg. Kështu, nëse trari është më thellë se 1 metër, Eurokodi 2 cakton këtë rol për të përforsuar lëkurën të shpërndarë në tërë zonën e sforcimit. Në këtë rast, vendosja në kordën e sforcimit një sasi, $A_{s,min}$, të përforsimit minimal të barazuar me ρ_{min} here sipërfaqja efektive e pjesshme e kryqzuar, bd , nuk do të ishte vetëm një duplikim, por një humbje. Për ta shmangur këtë, këtu rekomandohet për trarët e thellë:

- për të përcaktuar përforsimin minimal të përqendruar te korda e sforcimit, $A_{s, min}$, si ρ_{min} nga rreshti 2 i Tabelës 2.1, herë produkti i b dhe një thellësie prej 1 metri;
- për të shpërndarë në gjatësi të thellësisë së seksionit përforsim horizontal të sipërfaqes së jashtme në një raport çeliku të ρ_{min} ; ky përforsim gjithashtu duhet të dimensionohet për kontrollin e qarjeve në web, sipas Seksionit të ardhshëm.

2.3.3 KËRKESAT E SHËRBIMIT NË EC2 - NDIKIMI NË PËRFORCIMIN LONGITUDINAL TË TRARËVE

2.3.3.1 HYRJE

Eurokodi 2 përfshin kërkesa të rëndësishme për Gjendjen Kufitare e Përdorimit (SLS) lidhur me nivelin e sforcimeve në çelik ose beton dhe hapësirën e qarjes nën ngarkesat e shërbimit, si dhe shumën dhe formën e përforcimit të nevojshëm për të kontrolluar qarjet për shkak të deformimeve të pa-përcaktuara të imponuara dhe shkaqeve të tjera të padefinuara, shpesh herë të rastësishme. Këto kërkesa janë relevante për trarët, por kanë shumë pak të bëjnë me projektimin seizmik; për më tepër, ato zakonisht përmbushen automatikisht në trarët e zakonshme të dizajnuara dhe të detajuara për rezistencën kundër tërmetejeve. Prandaj, në kuptimin strikt, ato janë jashtë fushëveprimin e këtij cikli. Megjithatë, shpesh kontrollojnë përforcimin longitudinal në trarë të jashtëm, si trarët e thellë të themeleve, veçanërisht ata që shërbejnë si mure perimetrale të kateve të nëntokave. Në fakt, në Kapitullin 7 ato aplikohen në këto elemente të ndërtesës shembull dhe zbulohet se kontrollojnë përforcimin e tyre longitudinal. Prandaj, dhe për shkak të një boshllëku në literaturën që lidhet me aplikimin e Eurokodit 2 për këtë temë, këto kërkesa për SLS po theksohen këtu, së bashku me udhëzime mbi atë si t'i aplikoni ato në traje. Ato kanë lidhje me ato pjesë të një trari ku sforcimi mund të ndërtohet nën kushte shërbimi: zakonisht në pjesën e sipërme të flanaxave në seksionet e fundit të trarëve në ndërtesë dhe në pjesën e fundit nën hapsire; e kundërta në trarët e themeleve. Për një aplikim shembullor të Seksioneve 2.3.2 dhe 2.3.3 në trara dhe shtylla të ndërtesës shembull me 7 kate.

2.3.3.2 KUFIZIMI I SFORCIMIT SLS

SLS e kufizimit të sforcimit vë kufij sforcimi në beton dhe çelik në kushte të shërbimit. Kufijtë janë Parametra të Përcaktuar Kombëtarisht (NDP) me vlerat e rekomanduara:

-nën ngarkesat "karakteristike" të gravitetit, G+Q:

- sforcimi në beton, $\sigma_{c,G+Q} \leq 0.6f_{ck}$;
- sforcimi në çelik, $\sigma_{s1,G+Q} \leq 0.8f_{yk}$

-nën ngarkesat pothuajse të përhershme të gravitetit, G+ ψ 2Q:

- sforcimi në beton, $\sigma_{c,G+\psi 2Q} \leq 0.42f_{ck}$.

Pasi përcaktohet sasia e sforcimit, shtypjes dhe forcimit të web-it në seksionin e traves sipas Seksioneve 2.3.1 dhe 2.3.2, etj., kufijtë e mësipërm verifikohen si vijon:

$$\sigma_{sl,G+Q} = E_s \frac{M_{G+Q}}{EI_{b,eff}} (1 - \xi) d \leq 0.8 f_{yk} \quad 2.20$$

$$\sigma_{c,G+Q} = E_{cm} \frac{M_{G+Q}}{EI_{b,eff}} \xi d \leq 0.6 f_{ck} \quad 2.21a$$

$$\sigma_{c,G+\psi 2Q} = E_{cm} \frac{M_{G+\psi 2Q}}{EI_{b,eff}} \xi d \leq 0.45 f_{ck} \quad 2.21b$$

Ku E_s dhe E_{cm} janë modulusi i elasticitetit të çelikut dhe betonit (vlera mesatare) dhe $EI_{b,eff}$, ξ përcaktohen nga Ekuacionet (2.6)-(2.8). Pasqyrimet që shkaktajnë këto sforcime janë të afërta me afati të gjatë, kështu që ka kuptim të përdoret në Ekuacionet (2.6)-(2.8) vlera $\alpha = (1 + \varphi_\infty) E_s / E_{cm}$ me φ_∞ vlerën përfundimtare të koeficientit të strukturës së shkarkimeve të afërta. Kjo është në përputhje me sigurinë për σ_{as1} , por zvogëlon vlerësimin e σ_c .

2.3.3.3 GJERESIA E SHPËRTHIMIT TË ÇARJES SIPAS SLS

Vlera karakteristike të gjerësisë së çarjes, w_k , nën ngarkesat e përhershme të rëndësisë së përkohshme, G+ ψ 2Q, kontrollohet kundër një vlerës së lartë kufi, w_{max} , e cila është një NDP (Parametër i Përcaktuar Nga Shteti), me një vlerë të rekomanduar prej 0.3 mm për klasat e ekspozimit të zakonshme të mjedisit në ndërtesa. Sipas Eurokodit 2, për ngarkesa afatgjata (si ngarkesat e përhershme quasi), w_k mund të llogaritet si:

$$w_k = 1.7 \left(2(c_{nom} + d_{bw}) + 0.1 \frac{d_{bl,mean}}{\rho_{eff}} \right) \frac{\max \left(\left(\sigma_{sl,G+\psi 2Q} - 0.4 f_{cm} \frac{1 + \alpha \rho_{eff}}{\rho_{eff}} \right); 0.6 \sigma_{sl,G+\psi 2Q} \right)}{E_s} \quad (2.22)$$

Koeficienti 1.7 në Ek. (2.22) konvertion vlerën mesatare të gjerësisë së çarjes në një vlerë karakteristike; termi që vijon është një vlerë e përafërt gjysmë-empirike e distancës mes çarjeve; termi i fundit është një vlerë e përafërt e dallimit të sforcimeve mesatare të çelikut dhe betonit midis çarjeve të pranishme. Në lidhje me simbolet, c_{nom} është mbulimi nominal i betonit të trullës (minimumi i kërkuar për durueshmëri, plus një tolerancë prej 10 mm), d_{bw} diametri i grirës, d_{bl} , mesatar diametri mesatar i çelikut longitudinal në zonën e sforcimit dhe $\sigma_{sl,G+\psi 2Q}$ sforcimi i çelikut për shkak të ngarkesave të përhershme quasi, i llogaritur nga Ek. (2.20), duke përdorur $M_{G+\psi 2Q}$ në vend të M_{G+Q} . Raporti i çelikut të sforcimit:

$$\rho_{eff} = A_{sl} / A_{c,eff} \quad 2.23$$

$A_{c,eff}$ është referuar në sipërfaqen efektive të betonit në sforcim që rrethon armimin e sforcimit, A_{sl} . Për seksione në përkulje, me zonën e sforcimit të formës katror me gjerësi bw , Eurokodi 2 e përcakton $A_{c,eff}$ si:

$$A_{c,eff} = \min \left(2.5 d_1; \frac{h - \xi d}{3} \right) b_w \quad 2.24A$$

Ku d_1 është distanca centroidale e A_{sl} nga fibrat ekstreme të sforcimit dhe $h - \xi d$ është thellësia e zonës së sforcimit. Nëse A_{sl} është përhapur në një zonë sforcimi me formë të përcaktuar mirë T-

ose L me gjerësi fllangje b dhe trashësi t , dhe nëse b_w tregon gjerësinë e *web*-it, atëherë (Figura 2.1):

$$A_{c,eff} = \min\left(2.5d_1; \frac{h-\xi d}{3}\right)b_w + \min\left(t; 2.5d_1; \frac{h-\xi d}{3}\right)(b-b_w) \quad 2.24b$$

Për t'u bërë më i saktë, rasti i Ek. (2.24a) nuk është ai i gjerësisë efektive të fllangjes në sforcim që është prezantuar në Seksionin 2.2.2, i cili kontribuon në rezistencën e momentit të përkuljes së fundit të trasesë së trarit me shufrat e saj të pllakes. Ky koncept është prezantuar në Eurokodin 8, jo në Eurokodin 2, dhe ka të bëjë me ULS, jo me SLS. Për të njëjtën arsye, shufrat e pllakes në atë gjerësi efektive në sforcim nuk janë përfshirë në *As1* për qëllimet e Ek. (2.23). Një rast përfaqësues ku aplikohet Ek. (2.24b) është fundamenti i shiritit të trarit të thellë në Figurën 7.42, me të gjitha tetë shufrat e tij longitudinale të përfshirë në *As1*.

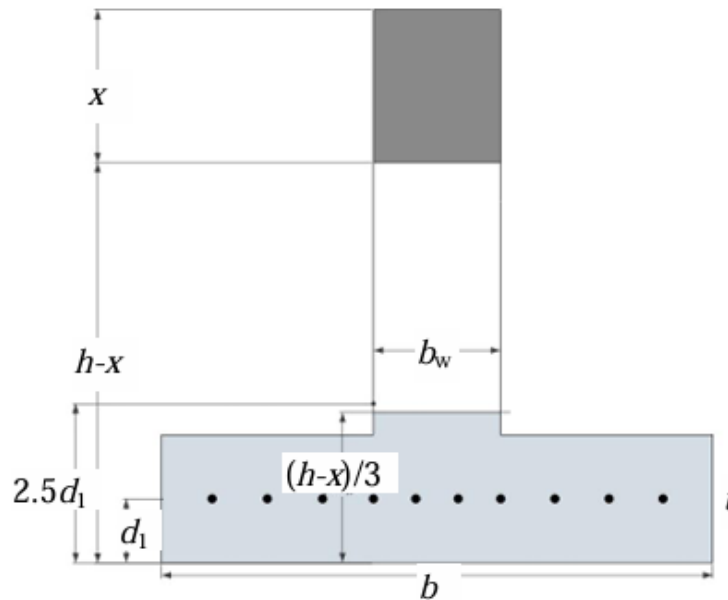


Fig. 2.1 Zona efektive e betonit në sforcim për kontrollin e çarjes

Eurokodi 2 përkrahet α për përdorim në Ek. (2.22) si $\alpha = E_s/E_{cm}$. Megjithatë, pasi gjerësia e çarjes llogaritet për ngarkesat pothuajse të përhershme, ka më shumë kuptim të përdoret vlera $\alpha = (1+\varphi_\infty)E_s/E_{cm}$, siç bëhet për Ek. (2.20) dhe (2.21).

Eurokodi 2 dallon vlerësimin e gjerësisë së çarjes në zbrëthimin e trajeve të thella ku vendoset armimi i shtresës së jashtme (shih pjesën e fundit të Seksionit 2.3.2 më sipër dhe 2.3.3.4 më poshtë): koeficienti para $d_{bL,mesatar}/peff$ në termin që paraqet distancën mesatar të çarjeve është 0.2, në vend të 0.1; gjithashtu, përdoret një vlerë mesatare e $\sigma_{s1,G+\psi 2Q}$ mbi zbrëthimin, e barabartë me gjysmën e maksimumit të sforcimit të çelikut të llogaritur nëpër seksion.

2.3.3.4 MINIMUMI I ÇELIKUT PËR KONTROLLIMIN E QARJES

Nëse ndodh çarja për shkak të deformimeve të pamatshme të impozuara ose një shkak tjetër i pa-përcaktuar, ndoshta edhe njëherë e cila ndodh në mënyrë të rastësishme, çeliku që kalon nëpër

çarje duhet të jetë në gjendje të mbajë gjerësinë e qarjes nën vlerën e aplikueshme kufi, w_{max} . Për këtë qëllim, sasia e tij e sipërfaqes së prerë në zonën e sforcimit, $A_{s,min}$, duhet të jetë e mjaftueshme për të rezistuar forcën sforcimale të liruar kur pjesa e seksionit deri më tani e pa-çara që është në sforcim çarës, dhe në të vërtetë, duke zhvilluar një sforcim të çeliku, σ_s , i cili është i ulët aq sa të mbajë gjerësinë e çarjes rezultuese nën w_{max} . Sipas Eurokodit 2, vlera e zakonshme e kufirit $w_{max} = 0.3$ mm arrihet, nëse $A_{s,min}$ zhvillon një sforcim, σ_s , i cili varet nga diametri mesatar i shtyllës, $d_{bL,mesatar}$, si:

$$\text{— nëse } 8 \text{ mm} < d_{bL,mesatar} \leq 12 \text{ mm: } \sigma_s \text{ (MPa)} = 280 + 20 \times (12 - d_{bL,mesatar}) \quad (2.22a)$$

$$\text{— nëse } 12 \text{ mm} < d_{bL,mesatar} \leq 16 \text{ mm: } \sigma_s \text{ (MPa)} = 240 + 10 \times (16 - d_{bL,mesatar}) \quad (2.22b)$$

$$\text{— nëse } 16 \text{ mm} < d_{bL,mesatar} \leq 22 \text{ mm: } \sigma_s \text{ (MPa)} = 200 + (40/9) \times (22 - d_{bL,mesatar}) \quad (2.22c)$$

$$\text{— nëse } 22 \text{ mm} < d_{bL,mesatar} \leq 32 \text{ mm: } \sigma_s \text{ (MPa)} = 160 + (40/7) \times (32 - d_{bL,mesatar}) \quad (2.22d)$$

Nëse zona e sforcimit në seksionin pa-çarës është drejtkëndëshe, me gjerësinë e web-it, b_w , dhe thellësinë, $y_{cg,t}$, të barabartë me distancën e qendrës së seksionit pa-çarës tek ekstremet e fibrave të sforcimit, atëherë, përforcimi minimal i trarëve në përkulje sipas Eurokodi 2 është:

$$A_{s,min} = 0.4k_h b_w y_{cg,t} \frac{f_{ctm}}{\sigma_s} \quad 2.26a$$

Ku k_h reflekton reduktimin e forcës neto të sforcimit në seksione të thella për shkak të sforcimeve jo-uniforme që vetë-ekuilibrohen.

$$\text{— nëse } h \leq 0.3 \text{ m: } k_h = 1.0 \quad (2.27a)$$

$$\text{— nëse } 0.3 \text{ m} < h \leq 0.8 \text{ m: } k_h = 1.21 - 0.7h(\text{m}) \quad (2.27b)$$

$$\text{— nëse } 0.8 \text{ m} < h: k_h = 0.62 \quad (2.27c)$$

Nëse zona e sforcimit në trarin e pa-çarës ka formë T- ose L-, dhe b dhe t shënojnë gjerësinë dhe trashësinë e fllanxhës së sforcimit, ndërsa b_w ende përfaqëson gjerësinë e web-it, atëherë:

$$A_{s,min} = \left[0.4k_h b_w y_{cg,t} + \max \left(0.5; 0.9k_b \left(1 - \frac{t}{2y_{cg,t}} \right) \right) (b - b_w) t \right] \frac{f_{ctm}}{\sigma_s} \quad (2.26b)$$

ku k_b është kundërpjesa e k_h për një fllanxh sforcimi të gjerë:

$$\text{— nëse } (b - b_w) \leq 0.3 \text{ m: } k_b = 1.0 \quad (2.28a)$$

$$\text{— nëse } 0.3 \text{ m} < (b - b_w) \leq 0.8 \text{ m: } k_b = 1.21 - 0.7(b - b_w) \text{ (m)} \quad (2.28b)$$

$$\text{— nëse } 0.8 \text{ m} < (b - b_w): k_b = 0.62 \quad (2.28c)$$

Rregullat në Eurokod 2 lidhur me armimin minimal të sipërfaqes për kontrollin e shkëputjes në

trajet e thella lejojnë marrjen e $\sigma_s = f_{yk}$ dhe $k_h = 0.2$, duke dhënë një raport minimal të armimit horizontal të web-it

$$\rho_{h,\min} = 0.5k_c \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (2.29)$$

ku k_c reflekton shpërndarjen e sforcimeve në sipërfaqen kontribuese të armimit të sipërfaqes së jashtme - është kundërpjesës i 0.4 në Ekuacionet (2.26a) dhe $0.9k_b(1-0.2t/y_{cg,t})$ në (2.26b). Kushti më i rëndësishëm është një shpërndarje uniforme e sforcimeve, si në sforcim të paster; atëherë $k_c = 1.0$. Kjo jep të njëjtën raport minimal të çelikut siç është listuar në rreshtin e dytë të Tabelës 2.1 për kornizat DC M ose H, por këtë herë të shpërndarë në anët e web-it. Eurokodi 2 nënvizon se, nëse qëllimi është kontrolli i gjerësisë së qarjes në web në $w_{max} = 0.3$ mm, vlera e σ_s që korrespondon me diametrin e armimit të sipërfaqes së jashtme sipas Ekuacioneve (2.22) duhet të përdoret në Ekuacionin (2.29), në vend të f_{yk} .

2.3.4 REZISTENCA E MOMENTIT TË TRAJEVE NË SEKSIONET E FUNDIT

Pas dimensionimit dhe detajimit të trajeve të gjatë longitudinal të trasesë së kornizës në dy seksione të fundit, vlerat e projektimit të rezistencës së momentit të trarit në këto seksione llogariten nga sipërfaqet përfundimtare të ristrukturimit të saj. Nëse në seksion ka vetëm ristrukturim në pjesën e sipërme dhe atë të poshtme, A_{s1} dhe A_{s2} , vlerat e projektimit të rezistencës së momentit në përgjysmim ose shtypje, respektivisht, mund të vlerësohen si:

$$M_{Rd,b}^- = \min(A_{s1}, A_{s2}) f_{yd} (h - d_1 - d_2) + \max[0, (A_{s1} - A_{s2})] f_{yd} [h - d_1 - 0.5(A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / (b_w f_{cd})] \quad (2.30a)$$

$$M_{Rd,b}^+ = A_{s2} f_{yd} \max\left[\left(h - d_2 - 0.5A_{s2} f_{yd} / (b_{eff} f_{cd})\right), (h - d_1 - d_2)\right] \quad (2.30b)$$

ku:

- d_1, d_2 janë distancat qendrore të A_{s1}, A_{s2} , nga sipër ose fundi i seksionit të trarit, përkatësisht,
- b_w, b_{eff} janë gjerësitë efektive në shtypje të fllanxhës së poshtme (normalisht ajo e web-it) dhe fllanxhës së sipërme, përkatësisht.

Shpesh një zgjidhje më e thjeshtë konsiderohet për të siguruar precizitet të mjaftueshëm:

$$M_{Rd,b}^- = zA_{s1} f_{yd} \quad ; \quad M_{Rd,b}^+ = zA_{s2} f_{yd} \quad (2.30c)$$

ku sharti i brendshëm i krahut, z , mund të merret i barabartë me $0.9d$.

Vlerat nga Ekuacionet (2.30) përdoren në "projektimin e kapacitetit" të shtyllave në përkulje, Ekuacioni (2.31), dhe për forcën e prerjes në vetë trarin dhe shtyllat që lidhen me të (shih Ekuacionet (2.42) dhe (2.44), përkatësisht). Eurokodi 8 thekson se, kur Ek. (2.30a) përdoret për këto qëllime "projektimi i kapacitetit", zona, $\Delta A_{s,slab}$, e të gjitha shufrat e pllakës që janë: a) paralel me trarin, b) vendosur në secilën anë të saj brenda gjerësisë efektive të fllanxhes në sforcim sipas

Eurokodit 8 (të dhënë në Seksionin 2.2.2) dhe c) mirë të ankeruar brenda bashkëlidhjes ose përtej saj, duhet të përfshihet në $As1$, pavarësisht nëse ata mbështeten për të siguruar zonën e sforcimit, As , e nevojshme për ULS në përpjekje nën momentin ekstrem të përfaqimit sipas Seksionit 2.3.1 (shih edhe paragrafin e dytë nga fundi i atij seksioni).

Rezistenca në moment e trajeve të thella, që kanë armim të shpërndarë në mënyrë të barabartë mes shtresave të sipërme dhe të poshtme, $As1$ dhe $As2$, mund të llogaritet nga Seksioni 2.4.3, i cili aplikohet në seksione shtyllash me asimetri në armim me shpërndarje të barabartë të armimit në anët anesore, duke vendosur ngarkesën aksiale në zero. Kjo metodë mundëson përcaktimin e rezistencës në moment në këto kushte.

2.4 DIZAJN I DETAJUAR I SHTYLLAVE NË PËRKULJE

2.4.1 PROJEKTIMI I KAPACITETIT I ; TRA I FORTË - SHTYLLË E DOBËT

Eurokodi 8 thekson rëndësinë e arritjes së duktilitetit global duke inkurajuar mekanizmat e lëvizjes së traveve dhe duke marrë masa për të parandaluar një situatë soft-storey (shihni Seksionet 2.2, 4.2.2, 2.4.2). Një mekanizëm soft-storey (i ilustruar në Figurën 2.9(a)) zhvillohet në një sistem kornizash kur të dyja skajet e sipërme dhe të poshtme të (të gjithë) shtyllave në një kat bien në kundërshtim në drejtimin e përdredhjes dhe fillojnë të bëjnë rotacione përdredhëse pa një rritje të konsiderueshme të momenteve të përdredhjes përtej rezistencës së momentit përkatës, M_{Rc} (kjo është, në fakt, siç përcaktohet një "shtyllë e plastikës" përdredhëse). Mënyra për të parandaluar katet e buta në korniza është duke detyruar "shtyllat plastike të përdredhura" jashtë shtyllave dhe në traje, kështu që të zhvillohet një mekanizëm lëvizjeje i trajeve (Figura 2.9(b) dhe (c)). Për këtë qëllim, brenda çdo plani vertikal ku synohet të parandalohet një situatë e katit të butë, dy shtyllat që lidhin një lidhje shtyllë-tra nga lart dhe nga poshtë dimensionohen të jenë bashkërisht 30% më të forta se (një, dy ose më shumë) traje të lidhura me të njëjtën lidhje nga çdo anë (Figura 2.2):

$$\sum M_{Rd,c} \geq 1.3 \sum M_{Rd,b} \quad (2.31)$$

ku;

- $M_{Rd,c}$: vlera e projektimit të rezistencës së momentit të shtyllës në fytyrën e lidhjes, në planin vertikal të përdredhjes ku synohet të parandalohet një situatë e katit të butë (pra, me vektorin e momentit në kënd të drejtë me atë plan), me shumën që i referohet segmenteve shtyllë mbi dhe poshtë lidhjes;

- $M_{Rd,b}$: vlera e projektimit të rezistencës së momentit të trarit në fytyrën e lidhjes, ku shuma përfshin të gjitha fundet e trajeve të lidhura me lidhjen; trajet që nuk janë në planin vertikal në të cilin synohet të parandalohet një situatë e shtyllës së butë por në një kënd α me atë, hyjnë në Ek. (2.31) me vlerën e tyre $M_{Rd,b}$ të shumëzuar me $\cos\alpha$.

Normalisht Ek. (2.31) kontrollohet në dy plane vertikale ortogonale. Për shtyllat zakonisht me seksion të përbërë nga pjesshëm drejtkëndorësh (përfshirë edhe seksione L- ose T-, etj.), këta plane vertikale zgjidhen paralel me anët e shtyllës, që lehtëson llogaritjen e $M_{Rd,c}$. Në rastin më të zakonshëm kur trajet lidhen me shtyllën në lidhje janë paralele me anët e shtyllës, ato kanë $\alpha = 0$ në njërin prej dy drejtimeve horizontale në të cilat kontrollohet Ek. (2.31) dhe $\alpha = 90^\circ$ në atë ortogonale.

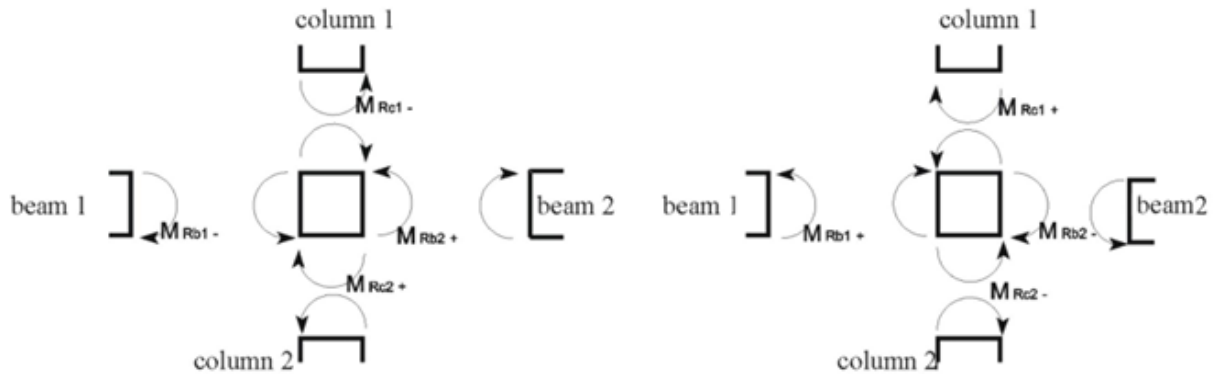


Figura 2.2: Kuptimi i rezistencës së momentit të shtyllës dhe trarit rreth një lidhjeje në verifikimin e kapacitetit të shtyllës

Kontrollimi i Ekuacionit (2.31) bëhet dy herë në secilën nga dy plane vertikale të cilat po merren parasysh: fillimisht me të dy momentet e shtyllës, $M_{Rd,c}$, që vepronin në drejtim të orës rreth nyjeve në drejtim normal ndaj atij plani dhe pastaj në drejtim kundërt. Rezistencat e momentit të trajeve, $M_{Rd,b}$, merren të vepronjë në lidhje në drejtim të kundërt në krahasim me ato të shtyllave. Vlerat e $M_{Rd,b}$ mund të llogariten nga Ekuacionet (2.30); trajet e lidhura në njërin anë të nyjes në lidhje me normalen e planit vertikal janë në drejtim të ardhurit dhe vlera e tyre $M_{Rd,b}$ llogaritet nga Ekuacioni (2.30a); ato të lidhura në anën tjetër janë në gjendje rrëzimi, dhe për to përdoret Ekuacioni (2.30b).

Llogaritja e rezistencës së momentit të shtyllës, $M_{Rd,c}$, për armimin e njohur të shtyllës dhe forca aksiale, N , e dhënë, trajtohet në Seksionin 2.4.3. Vlera e N që duhet të përdoret në këtë llogaritje duhet të jetë më e sigurt për plotësimin e Ekuacionit (2.31), veçanërisht forca minimale shtypëse ose forca maksimale tërheqëse në varg të vlerave të nxjerra nga analiza për "situatë projektimi seizmik". Në përgjithësi, kjo vlerë ekstreme e N është e përfituar duke u zbritur nga ngarkesa aksiale për shkak të ngarkesa e peshës vetjake pothuajse të përhershme, $G + \psi_2 Q$, vlera e N për shkak të veprimit projektimit seizmik. Megjithatë, aplikimi i kësaj rregulle të përgjithshme duhet të jetë konsistent fizikisht me kuptimin e veprimit (në drejtimin e akrepave të orës ose në drejtim të kundërt) të $\sum M_{Rd,b}$ në Ekuacionin (2.31), dhe në këtë mënyrë edhe me vlerën e saj. Seksioni 2.8.6 merret në mënyrë më të hollësishme me vlerën e N në llogaritjet e projektimit të kapacitetit.

Ekuacioni (2.31) quhet "projektimi i kapacitetit" i shtyllave në perkulje, sepse kërkesa për rezistencën e kërkuar (vlera e projektimit të momentit të shtyllës, $M_{Rd,c}$) nuk është një efekt veprimi nga analiza, por "kapacitetet" (vlerat e projektimit të) $M_{Rd,b}$, në vendet ku lejohen (dhe madje promovohen) zvarritjet plastike, në këtë rast të skajet e trajeve. Kjo rregull projektimi përdor vetëm ekuilibrin (e momenteve) dhe është i pavarur nga madhësia e veprimeve të projektimit seizmik; kështu, arrin qëllimin e vet për çdo tërmet, pavarësisht sa i fortë është ai. Vërejtja në këtë pikë është që, megjithatë që ekuilibri i momenteve duhet të referohet të "qendra" e nyjeve, ku akset e trajeve dhe shtyllave teorisht ndërseksionohen, transferimi i $M_{Rd,c}$, $M_{Rd,b}$, nga faqet në qendrën e nyjes për qëllime të përshtatshme është injoruar në Ekuacionin (2.31). Kjo është një kriter që siguron siguri, nëse $1.3hb/hc > Hcl/Lcl$, ku hb , hc paraqesin thellësinë e përparme të trajeve dhe shtyllave, ndërsa Lcl , Hcl janë gjatësia mesatare e pastër e trajeve në të dyja anët e nyjes, ose lartësia mesatare e pastër e kateve mbi dhe poshtë të saj, respektivisht, të gjitha në planin vertikal në të cilin Ekuacioni (2.31) kontrollon (shih Fardis (2009)).

Eurokodi 8 e përjashton nga zbatimin e Ekuacionit (2.31) rastet e mëposhtme të shtyllave:

1. Në drejtimet horizontale ku muret marrin të paktën 20% të forcës elastike bazë, pra, sistemi kualifikohet si një sistem muresh ose një sistem i dyfishtë i krahasueshëm me mure; arsyeja është se një muri (edhe me raportin minimal të gjatësisë në përputhje me trashësinë 4 sipas Eurokodi 2) është shumë i pakëzueshëm të bëjë deformime në kundër-perkulje në të dyja seksionet e sipërme dhe të poshtme të një kati (Figura 2.9(d), (f)); kështu, nëse ka mjaft prej tyre në një drejtim horizontal, ato parandalojnë mekanizmat e katit të butë.

2. Rreth nyjeve të katin e sipërm, pa marrë parasysh sistemin struktural; një arsye është se bën pak dallim për mekanizmin plastik nëse zona permanente e deformimit formohet në pjesën e sipërme të një shtylle të kthesës së katit të fundit, apo në skajet e trajeve të lidhura me të; një arsye tjetër është dukshmëria e mirë e shtyllave të kthesës së katit të fundit falë ngarkesës së tyre aksiale të ulët; vërejtje gjithashtu që është e vështirë të plotësohet Ekuacioni (2.31) me vetëm një seksion shtylle në anën e majtë.

3. Në ndërtesa dy-kateshe të çfarëdo sistemi struktural, nëse asnjë nga shtyllat e katit të parë nuk ka raport ngarkese aksiale, $v_d = N_d / (A_c f_{cd})$, mbi 0.3, për ngarkesën maksimale aksiale të shtylles, N_d , në çdo kombinim të situatës së projektimit seizmik (veprim seizmik i projektimit plus ngarkesat e përcjella gravitetore, $G + \psi 2Q$); shtyllat e tilla kanë ductilitet të mjaftueshëm për të rezistuar koncentrimin e kërkesës së tërë deformimit në një kat në vend të dy, me rritje të kërkesës së ductilitetit në shtyllat e kates së parë.

4. Një nga katër shtyllat për çdo kornizë horizontale me shtylla të madhësisë së ngjashme, në një drejtim horizontal që nuk është përjashtuar nga Ek. (2.31) në bazë të pikës 1 më lart; është e vlefshme të përfitohet nga ky përjashtim në nyjet e brendshme më shumë se në ato të jashtme, ku një tra është i lidhur vetëm nga njëra anë dhe Ek. (2.31) plotësohet lehtë. Eurokodi 8 parashikon se një sharnirë plastike do të formohet në çdo fund të shtylles ku Ek. (2.31) nuk kontrollohet falë përjashtimeve të mësipërme dhe kërkon që këto rajone të sharnirës plastike të detajohen në mënyrë që ato të zhvillojnë deformime të konsiderueshme inelastike pas formimit të sharnirës plastike. Në fakt, rregullat e njëjta të detajimit aplikohen në këto rajone si ato të aplikuara në bazën e shtylles - ku një sharnirë plastike lejohet në çdo rast.

2.4.2 DIMENSIONIMI I PËRFORCIMIT VERTIKAL TË SHTYLLES PËR EFEKTET E VEPRIMIT NGA ANALIZA

Seksioni bazë në këndin e poshtëm të një shtylle (lidhja me themelin), si dhe të gjitha shtyllat që janë përjashtuar nga rregulli i projektimit të kapacitetit, Ek.(2.31), dimensionohen për ULS në perkulje dydrejtimshme me forcë aksiale, duke përdorur tripletë My-Mz-N nga analizat për kombinimin e veprimeve seizmike të projektimit me ngarkesa të peshës vetjake pothuajse të përhershme, $G + \psi 2Q$. Kjo është kombinimi (b) në Seksionin 2.3.1 për situatën e projektimit seizmik; kombinimi (a) zakonisht nuk është kritik për dimensionimin e shtyllave kryesore dhe mund të injorohet.

Seksionet e shtyllave menjëherë sipër dhe menjëherë poshtë një lidhjeje tra-shtylle shërbehen nga shufrat e njëjta vertikale. Përveç kësaj, siç është theksuar në Seksionin 2.2.3.1, është praktikë e mirë të shmangim ndryshimin e seksionit të shtyllës nga një kat në tjetrin. Prandaj, këto dy seksione dimensionohen si një seksion i vetëm, për të gjithë tripletët My-Mz-N që analiza i jep për to në

situatën e projektimit seizmik, ku çdo tripletë është tripletë e vetme për ngarkesa e peshës vetjake pothuajse të përhershme $G+\psi 2Q$ plus një ngarkesë seizmike (shihni Seksionin 2.8 për numrin dhe kompozimin e tripletës seizmike, në varësi të metodës së analizës dhe përdorimit të Ek. (3.99) ose (3.100)). Triplet me rëndësi më të madhe është ai që ofron sasinë më të madhe të armimit në një nga dy seksionet; megjithatë, nuk është e lehtë të shihen ato që nuk janë kritike. Për më tepër, për gamën e zakonshme të vlerave të ngarkesës aksiale pa dimension, $N_d/A_c f_{cd}$, më kritik midis tripletëve me momente biaxiale të ngjashme është ai që ka force shtypese aksiale me te vogel.

Ka disa algoritme iterativë për verifikimin e ULS të seksioneve me çdo formë dhe sasi dhe strukturë të armimit për një kombinim My-Mz-N. Ata përdorin analizën e seksionit dhe ligjet $\sigma-\varepsilon$ të përdorura për projektim (elastikisht-perfektisht plastike për çelikon, zakonisht parabolike-drejtëndëshe për betonin) për të gjetur shpërndarjen e shtrirjes që plotëson ekuilibrin. Pastaj kontrollohet nëse, në atë shpërndarje të shtrirjes, tejkalohet shtrirja ultimative e zakonshme e betonit, ε_{cu2} , në cepat e seksionit. Megjithatë, nuk ka një algoritmë të përgjithshëm për llogaritjen direkte të armimit të seksionit për një triplet My-Mz-N të dhënë. Metoda tradicionale manuale me diagrame projektimi nuk është praktike për numrin e madh të shtyllave të një ndërtese të vërtetë; gjithashtu është shumë e kufizuar për planimetrien e çelikut dhe klasën e çelikut. Një procedurë praktike, megjithatë tërthorë e përafërt, hap pas hapi, propozohet në paragrafet e mëposhtme për dimensionimin drejtpërdrejt të seksioneve simetrike me forcim të rregullt drejtëndëshe nën një set triplet My-Mz-N.

1. Raporti i forcimit mekanik, $\omega 1d = A_s 1 / (bd) \cdot (f_{yd} / f_{cd})$, i hekurit të vendosur në të dy anët kundërsë të seksionit me gjatësi b , vlerësohet nën momentin uniaxial, M , me forcën aksiale, N , duke injoruar komponentin ortogonal të momentit; d është thellësia efektive në kënd të drejtë me vektorin e M (shih Ekuacionet (2.13)); secila shtresë hekuri me sipërfaqe të prerë $A_s 1$ është në distancë qendrore d_1 nga ana më e afërt e seksionit me gjatësi b . M , N dhe d_1 normalizohen si:

$$\mu_d = M / (bd^2 f_{cd}), \quad \nu_d = N / (bdf_{cd}), \quad \delta = d_1 / d \quad (2.32)$$

Analiza e seksionit përdoret me ligjet e materialeve $\sigma-\varepsilon$ dhe kriteret e pranuar në Eurokodi 2 për projektimin në ULS:

- hekuri elastik-perfektisht plastik, me një rezistencë të prerjes prej f_{yd} dhe kapacitet të deformimit.
- Ligji parabolik-drejtëndësish për $\sigma-\varepsilon$ për betonin, me forcën e projektimit f_{cd} në deformimin ε_{cu2} , me deformimin ultimativ ε_{cu2} (për $f_{ck} \leq 20$ MPa, $\varepsilon_{c2} = 0.002$, $\varepsilon_{cu2} = 0.0032$).

Në varësi të vlerës së ngarkesës dimensionale aksiale, ν_d , ka tre raste të mundshme: (i) Rasti më i zakonshëm është të kemi armim në sforcim dhe shtypje pasi kanë tejkaluar kapacitetin e prerjes:

$$\delta \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \equiv \nu_2 \leq \nu_d < \nu_1 \equiv \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \quad (2.33a)$$

ku $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$. Pastaj, thelbi i qendrës së ekuilibrin, x , i normalizuar në d si $\xi = x / d$, është:

$$\xi = \frac{v_d}{1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}}} \quad (2.34a)$$

Mund të zëvendësohet në kushtin për v_d në ekuacionin vijues, që do të zgjidhet drejtpërdrejt për ω_{1d} :

$$(1 - \delta_1)\omega_{1d} = \mu_d - \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] \quad (2.32a)$$

(ii) Rasti i dytë më i zakonshëm është kur shufrat në sforcim përplasen, por ato në shtypje janë elastike; kjo ndodh nëse v_d është më e vogël se v_2 , siç është dhënë në pjesën e majtë të Ekuacionit (2.33a):

$$v_d \leq \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \equiv v_2 \quad (2.33b)$$

Pastaj, ξ dhe ω_{1d} lidhen me forcën e aksialit pa dimension dhe momentin përmes:

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \right] \xi^2 - \left[v_d + \omega_{1d} \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] \xi - \omega_{1d} \frac{\varepsilon_{cu2} \delta_1}{\varepsilon_{yd}} = 0 \quad (2.34b)$$

$$\omega_{1d} \frac{1 - \delta_1}{2} \left(1 + \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) = \mu_d - \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] \quad (2.32b)$$

Përmes zëvendësimit të ω_{1d} nga Ekuacioni (2.32b) në (2.34b), fitohet një ekuacion shumë jo-linear për ξ , që duhet zgjidhur në mënyrë numerike me metoda iterative; pastaj ω_{1d} përcaktohet nga Ekuacioni (2.32b).

(iii) Rasti më i rrallë (dhe i pakëndshëm) është kur shufrat e shtypjes lëvizin dhe ata të sforcimit janë të elasticizuar; kjo ndodh nëse v_d tejkalon v_1 , siç është dhënë nga pjesa e djathtë e Ekuacionit (2.33a):

$$v_1 \equiv \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \leq v_d \quad (2.33c)$$

Atëherë, ξ dhe ω_{1d} janë të lidhura mes tyre dhe me v_d , μ_d , përmes:

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \right] \xi^2 - \left[v_d - \omega_{1d} \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] \xi - \omega_{1d} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} = 0 \quad (2.34c)$$

$$\omega_{1d} \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(1 + \frac{1-\xi}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) = \mu_d - \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] \quad (2.32c)$$

Duke zëvendësuar për ω_{1d} në Ekuacionin (2.32b) shprehjen nga (2.32c), rezulton një ekuacion shumë i përcjellshëm për ξ , që duhet zgjidhur në mënyrë numerike me metoda iterative; pastaj ω_{1d} përcaktohet nga Ekuacioni (2.32c).

2. Procedura në hapin 1 më lart zbatohet fillimisht me të gjitha kombinimet My-N në setin e kombinimeve My-Mz-N, ku b është gjatësia e anës paralele me vektorin e My dhe dimensionet d, d1 në kënd të drejtë me të. Kombinimi më kritik jep sasinë totale të armëzimit, Asy, në secilën prej anëve paralele me vektorin e My. Ky proces përsëritet me të gjitha kombinimet Mz-N dhe rolet kalojnë, për të gjetur sasinë totale të armimit, Asz, në secilën nga dy anët e tjera – ato paralele me vektorin e Mz. Pasi kombinimi My-N nga i cili rrjedh Asy më të gjitha gjashtë të jetë në të njëjtin kombinim My-Mz-N si kombinimi Mz-N që jep Asz, këto kërkesa për perforcim janë vendosur në seksion dhe janë përkthyer në një plan gërshetimi që përmbush rregullat e detajimit të Eurokodi 8 në Tabelën 2.2 për shufrat vertikale të shtyllave, ku ato në këndët numërohen për të dyja anët (Figura 2.3).

Tabela 2.2 EC8 rregullat e detajimit për shufrat vertikale në shtyllat primare (në ato dytësore: si në DC L)

	DCH	DCM	DCL
$\rho_{\min} = A_{s,\min}/A_c$	1%		$0.1N_d/A_c f_{yd}$, 0.2% ⁽¹⁾
$\rho_{\max} = A_{s,\max}/A_c$	4%		4% ⁽¹⁾
diameter, d_{bL}	≥8mm		
number of bars per side	≥3		≥2
spacing along the perimeter of bars restrained by a tie corner or hook	≤150mm	≤200mm	-
distance along perimeter of unrestrained bar to nearest restrained one	≤150mm		
lap splice length ⁽²⁾	$l_0 = 1.5 [1 - 0.15(c_d/d_{bL} - 1)] a_{tr}(d_{bL}/4) f_{yd} / (2.25 f_{ctd})$ ^{(3), (4), (5)}		

(1) NDP (Parametri i Përcaktuar Nga Shteti) sipas EC2; vlera e rekomanduar në EC2 jepet këtu.

(2) Gjatësia e ngulitjes në sforcim zvogëlohet për 30% nëse pjesa e fundit e shiritit shtrihet për ≥ 2dbL pas një përcaktimi ≥ 90°.

(3) c_d : minimumi i: mbulimit të betonit të shiritit të mbuluar dhe 20% e distancës së qartë në shiritin e përparës në krahasim me përparësinë e lidhjes së bashku.

(4) $a_{tr} = 1 - k(2nwAsw - As_{t,\min})/As$, me $k = 0.1$ nëse shiriti është në një cep të një rripi ose lidhi, $k = 0.02$ në raste të tjera; Asw: zona e shiritit të shtylles; nw: numri i lidhëseve në mbulimin e shiritit të përparë në tre e treta të gjatësisë l_0 ; $As = \pi dbL^2/4$ dhe $As_{t,\min}$ është specifikuar në EC2 si e barabartë me As.

(2) $f_{ctd} = f_{ctk}, 0.02/\sigma_c = 0.7f_{ctm}/\sigma_c = 0.21f_{ck}^2/3/\sigma_c$: vlera e projektimit të forcës së betonit të fortë të prekshme 2% në beton.

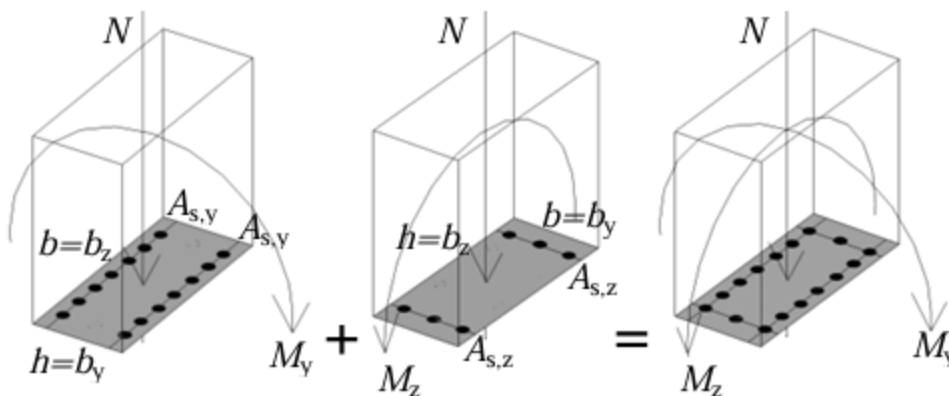


Fig. 2.3 Dimensionimi i përforcimit në seksionin e shtyllës për momentet biaksiale me forcë aksiale

3. Nëse është në dispozicion, një algoritëm iterativ mund të përdoret në fund për të verifikuar se seksioni me planin e zgjedhur të përforcimit plotëson shtrirjen përfundimtare të betonit, ϵ_{cu2} , nën çdo cilëndo nga M_y - M_z - N . Nëse nuk e plotëson, një shufer mund të shtohet në çdo anë, derisa seksioni të përmbushë kriteret e verifikimit.

Procedura më lartë mund të aplikohet në seksione të përbërë nga më shumë se një pjesë drejtkëndëshe, të ndërsjella (L, T, etc.). Në Hapat 1, një seksion i tillë zëvendësohet me një drejtkëndësh të barabartë, duke pasur sipërfaqen e seksionit të njëjtë si ai real dhe thellësinë efektive të njëjtë në kënd të drejtë ndaj vektorit të momentit njëaksial të përdorur. Sipërfaqet e armimit, $A_{s,y}$ dhe $A_{s,z}$, që dalin nga ky ushtrim, janë të shpërndara nëpër fibra ekstreme të sforcimit dhe shtypjes të seksionit përkatës, duke përmbushur rregullat e detajimit në Tabelën 2.2. Nëse hapi 3 kryhet, duhet të realizohet për formën reale të seksionit dhe planifikimit të çelikut.

"Projektimi i kapacitetit" përmes Ek. (2.31) normalisht sundon mbi verifikimin ULS në përkulje biaxiale dhe forcë aksiale duke përdorur efektet e veprimit nga analiza për situatën e projektimit seizmik. Prandaj, nëse Ek. (2.31) duhet të përmbushet në një nyjë, ka kuptim ta përdorim atë nga fillimi si bazë për dimensionimin e armimit vertikal të shtyllave, në vend të rezultateve të analizës. Për këtë qëllim, në Hapat 1 më sipër, secili moment uniaxial nga analiza zëvendësohet me gjysmën e vlerës maksimale të anës së djathtë të Ek. (2.31) për momentet e trajëve në drejtimin e orës ose në drejtim të kundërt të mbingarkesave në nyjë në planin vertikal të përkuljes së interesit, pra, në kënd të drejtë me çiftin e anëve të shtyllës ku armimi i përcaktuar në këtë mënyrë është i vendosur. Hapi 1 përsëritet me gjysmën e vlerës maksimale të anës së djathtë të Ek. (2.31) në një plan vertikal të përkuljes ortogonale me atë të parën, për të përcaktuar armimin në trarët tjetër të seksionit. Siç theksuam në Seksionin 2.4.1, vlera e forcës aksiale të shtyllës që duhet të përdoret është forca minimale shtypëse ose forca maksimale e sforcimit mbi kombinimet në situatën e projektimit seizmik që prodhojnë vlera N konsistente me kuptimin e veprimit të $\sum M_{Rd,b}$ në nyjë - drejtë ose kundërdrejtë; zakonisht është ndryshe për dy drejtimet e përkuljes.

Ky është një rregull i lejuar nga Eurokodi 8 për të shmangur procesin e vështirë të verifikimit të seksioneve në përkulje biaxiale me forcë aksiale. Lejon zëvendësimin e tij me verifikime uniaxiale të veçanta, por nën çiftet $(M_y/0.7)$ - N dhe $(M_z/0.7)$ - N , pra me momente të rritura për 43%.

Megjithatë, kjo strategji mund të jetë shumë e konservuar (sidomos nëse efektet e veprimit seizmik merren nga Ek. (3.100) në Seksionin 3.1.7) nëse My është i ndryshëm nga Mz. Pra, nëse keni aftësi për verifikimin biaxial të vërtetë, nuk ka nevojë të përdorni këtë përafërsim uniaxial. Kini parasysh gjithashtu se, normalisht, rregullat e detajimit në Tabelën 2.1 dhe / ose afrimi i lartë i armimit të nevojshme për të plotësuar rezultatet e analizës për shufrat prodhojnë një vlerë të $\sum M_{Rd,b}$ në Ekuacionin (2.31) që tejkalon më shumë se 10% kapacitetin e shufrave të nevojshëm sipas analizës. Pra, nëse "projektimi i kapacitetit", Ekuacioni (2.31), plotësohet për forcën më të sigurtë (kompresive minimale ose tërheqëse maksimale) të shtylles, atëherë verifikimi i thjeshtuar uniaxial për ULS sipas Eurokodit 8 është gjithashtu i plotësuar automatikisht; nuk ka arsye për të bërë të dyja.

Nëse "projektimi i kapacitetit", përmes Ekuacionit (2.31), aplikohet në seksionin e sipërm të një shtylle në katin e poshtëm, ai mund të japë më shumë performancë vertikale atje se sa në seksionin e bazës të të njëjtës shtylle, i cili nuk është nën "projektimin e kapacitetit" dhe është dimensionuar vetëm për ULS në përcjellje me forcën e prerë me forcën aksiale nën efektet e veprimeve nga analiza për situatën e projektuar seizmike. Prandaj, është praktikë e mirë të vendosni në seksionin e bazës armimin e njëjtë si në pjesën e sipërme. Në të vërtetë, kjo kërkohet në Eurokodin 8 për ndërtesat DC H. Kjo siguron që, pas formimit të pjesës plastike në bazë të shtylles, momenti në pjesën e sipërme nuk do të rritet në vlera shumë më të mëdha se sa në pjesën e poshtme.

2.4.3 Llogaritja e rezistencës së momentit të shtylles për përforcimin e dhënë dhe ngarkesën aksiale

Ky seksion është për vlerat e projektimit të rezistencës së momentit në ULS të një shtylle, MRd,c, që do të përdoren në Ek. (2.31) dhe në llogaritjet e tjera të "projektimit të kapacitetit" të Seksionit 2.2.

Në seksionet drejtkëndëshe, MRd,c përfshin qendrat qendrore paralele me anët. Parashikimet e bëra në Seksionin e mëparshëm aplikohen. E njëjta gjë për notacionin e introduktuar atje, duke përfshirë Ekuacionet (2.32). Notacion shtesë introduktohet këtu për përforcim (i njëjtë me atë të përdorur në Seksionin 2.2.3.4 për Ekuacionin (2.6)):

- Raporti mekanik i armimit $\omega_{1d} = A_{s1}/(bd) \cdot (f_{yd}/f_{cd})$ i referohet vetëm fllangjës në sforcim; për shkak të përgjithshmërisë, fllangja në kompresion mund të ketë përforcim të ndryshëm, A_{s2} , me raport mekanik $\omega_{2d} = A_{s2}/(bd) \cdot (f_{yd}/f_{cd})$; distanca e qendrës së tyre qendrore nga fibrat ekstreme të shtypjes është ende d_1 .

- Ka shufra ndërmjet përforcimit në sforcim dhe atij në shtypje, të shpërndarë në mënyrë të barabartë në gjatësi $(h-2d_1)$ thellësisë së seksionit të drejtkëndëshit. Sipërfaqja e përgjithshme kryesore e tyre, A_{sv} , është e shpërndarë në këtë gjatësi, me raportin mekanik të armimit:

$$\omega_{vd} = A_{sv} / (bd) * (f_{yd} / f_{cd}) \quad (2.36)$$

Vetëm një gjysmë e secilës shufre këndore përfshihet në A_{s1} ose A_{s2} ; gjysma tjetër numërohet si pjesë e A_{sv} . Ka tre raste (i)-(iii), analoge me ato në Seksionin 2.4.2, por të përgjithësuara për të pranuar dispozitat e armimit më të përgjithshme:

(i) Rendimenti i armimit në sforcim dhe shtypje, nëse ngarkesa aksiale e normalizuar ndodhet në

këtë shtrirje:

$$\begin{aligned} \omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left(\delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} &\equiv v_2 \leq v_d < v_1 \equiv \\ &\equiv \omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left(\frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - \delta_1 \right) + \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} \end{aligned} \quad (2.37a)$$

Vlera e projektimit të rezistencës në moment është:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Rd,c}}{bd^2 f_{cd}} &= \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] + \frac{(1 - \delta_1)(\omega_{1d} + \omega_{2d})}{2} + \\ &+ \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left[(\xi - \delta_1)(1 - \xi) - \frac{1}{3} \left(\xi \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (2.38a)$$

me thellësinë e trarit neutral të normalizuar të llogaritur nga:

$$\xi = \frac{(1 - \delta_1)(v_d + \omega_{1d} - \omega_{2d}) + (1 + \delta_1)\omega_{vd}}{(1 - \delta_1) \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \right) + 2\omega_{vd}} \quad (2.39a)$$

(ii) Shufrat në sforcimit kanë prerje, ato të shtypjes janë elastike, nëse v_d është më pak se v_2 nga Ekuacioni (2.37a):

$$v_d \leq \omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1 - \delta_1} \left(\delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \equiv v_2 \quad (2.37b)$$

Pastaj vlera e projektimit të rezistencës së momentit është:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Rd,c}}{bd^2 f_{cd}} &= \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] + \frac{(1 - \delta_1)}{2} \left(\omega_{1d} + \omega_{2d} \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) + \\ &+ \frac{\omega_{vd}}{4(1 - \delta_1)} \left[\xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) - \delta_1 \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \left(\frac{\xi - \delta_1}{\xi} \right) \right] \left[1 - \frac{\delta_1}{3} - \frac{2}{3} \xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.38b)$$

me ξ rrënja pozitive e ekuacionit:

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} + \frac{\omega_{vd}}{2(1-\delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd})^2}{\varepsilon_{cu2}\varepsilon_{yd}} \right] \xi^2 - \left[\nu_d + \omega_{1d} - \omega_{2d} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} + \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left(1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \delta_1 \right) \right] \xi - \left[\omega_{2d} - \frac{\omega_{vd}\delta_1}{2(1-\delta_1)} \right] \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \delta_1 = 0 \quad (2.39b)$$

(iii) Kjo është situata ku shufrat e sforcimit janë në fazën e zgjatur, ndërsa ato të shtypjes janë në fazën elastike; kjo ndodh nëse ν_d tejkalon ν_1 në pjesën e djathtë të barabartësisë (2.37a):

$$\nu_1 \equiv \omega_{2d} - \omega_{1d} + \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left(\frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} - \delta_1 \right) + \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} \leq \nu_d \quad (2.37c)$$

pastaj

$$\frac{M_{Rd,c}}{bd^2 f_{cd}} = \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1-\xi}{2} + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] + \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(\omega_{1d} + \frac{1-\xi}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} + \omega_{2d} \right) + \frac{\omega_{vd}}{4(1-\delta_1)} \left[1 - \xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \left(\frac{1-\xi}{\xi} \right) \right] \left[\frac{1}{3} - \delta_1 + \frac{2}{3} \xi \left(1 - \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right]$$

me ξ rrënjën pozitive të ekuacionit:

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} - \frac{\omega_{vd}}{2(1-\delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd})^2}{\varepsilon_{cu2}\varepsilon_{yd}} \right] \xi^2 + \left[\omega_{2d} + \omega_{1d} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} - \nu_d + \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left(\frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} - \delta_1 \right) \right] \xi - \left[\omega_{1d} - \frac{\omega_{vd}}{2(1-\delta_1)} \right] \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} = 0 \quad (2.39c)$$

Vini re se ν_1 në anën e djathtë të Ekuacionit (2.37a) dhe anën e majtë të (2.37c) është ngarkesa pa dimension, "ngarkesa e balancës". Për atë vlerë të ν_d , Ekuacionet (2.38a) dhe (2.38c) japin vlerën maksimale të mundshme të MR_{d,c} që seksioni mund të zhvillojë. Siç do të shohim në Seksionin 2.2, kjo rezistencë momenti në "ngarkesën e balancës" është e interesit për forcën prerese të trajeve dhe shtyllave.

Për një aplikim të mësipërm në një seksion shtyllë drejtkëndëshe, shihni Shembullin 2.3 në fund të Kapitullit.

Nëse seksioni drejtkëndësh përbëhet nga më shumë se një pjesë drejtkëndëshe në dy drejtime ortogonale (seksione L, T ose C, etj.), është e përshtatshme të llogarisësh rezistencën e momentit, MR_{d,c}, në lidhje me boshtet qendrore që janë paralele me dy drejtimet ortogonale të anëve, pasi

trajet e lidhura me shtyllën janë paralele ose normale me anët e pjesëve drejtkëndëshe. Nëse është në dispozicion një algoritëm iterativ i tipit të përmendur në Seksionin 2.4.2 (për shembull, në Hapat 3) për verifikimin e (ULS) të seksioneve me çdo formë dhe organizim armimi nën çdo kombinim My-Mz-N, atëherë ai mund të përdoret për llogaritjen e MRd,c, duke vendosur shtrirjen në gjatësi të ekstremet e fibrave të shtypjes barazohen me ϵ_{cu2} dhe duke kërkuar për një thellësi boshti neutral që ekuilibron ngarkesën aksiale N. Nëse një algoritëm i tillë nuk është në dispozicion, MRd,c mund të vlerësohet duke konsideruar seksionin si një drejtkëndësh, me gjerësinë b që është ajo e shtypjes së fortësës së shtypjes. Kjo është e pranueshme, nëse gjerësia e zonës së shtypjes është konstante midis boshtit neutral dhe fibrave ekstreme të shtypjes (dmth, zona e shtypjes ndodhet brenda një nga pjesët drejtkëndëshe të seksionit).

2.2 PROJEKTIMI I DETAJUAR I TRARËVE DHE SHTYLLAVE NGA FORCAT PRERËSE

2.2.1 KAPACITETI I FORCAVE PRERËSE PROJEKTUESE NE TRAJE OSE SHTYLLA

Perparësia ose sjellja ciklike e anëtarëve të betonit në përkulje është mjaft duktile: pas momentit të çlirimit nga përkujat ato mund të mbajnë deformime joelastike të konsiderueshme (pra, rotacione), me humbje të vogla të rezistencës në moment. Duktiliteti i tyre natyror në përkulje mund të përmirësohet lehtësisht më tej duke përdorur stafa të dendura, të mbyllura, ose lloje të ngjashme të armimit transversal, të cilat kufizojnë betonin anash dhe parandalojnë shpërndarjen e shufrave gjatësore. Në kundërshtim, anëtarët e betonit kanë natyrshëm një strukturë të krahut në shpërthim, përderisa të arrijnë rezistencën e tyre në shpërthim para se të fillojnë të formohen në përkulje, ata vuajnë një zbritje drastike dhe shpeshherë të papritur në rezistencë menjëherë pas kulmit të saj. Për këtë arsye, dështimi në shpërthim i anëtarëve para se të formohen në përkulje duhet të parandalohet me çdo kusht. Eurokodi 8 arrin këtë qëllim duke zbatuar "projektimin e kapacitetit" të të gjithë anëtarëve ndaj forcave prerese. Projektimi i kapacitetit të trarit ose shtyllave në forca prerese është një aplikim më i drejtpërdrejtë dhe më efektiv i konceptit të "projektimit të kapacitetit" krahasuar me atë në Seksionin 2.4.1 për shtyllat në përkujat. Ky Seksion do të tregojë se, një herë që pretendohet se nyjet plastike formohen në skajet e anëtarit të rëndësishëm, ekuilibri i momenteve mjafton për të vendosur forcën maksimale të shkëputjes në anëtarin e lejuar fizikisht nga "kapacitetet", MRd, të nyjeve plastike. Duke projektuar kundër kësaj shkëputjeje "projektimi i kapacitetit", në vend të forcës së shkëputjes nga analiza për situatën e projektimit seizmik, ne parandalojmë dështimin e shkëputjes të brendshme të trarit ose shtyllës jo vetëm para formimit të deformimeve të përkuljes, por edhe pas tyre; në fakt, përgjithmonë, për çdo nivel të tërmetit.

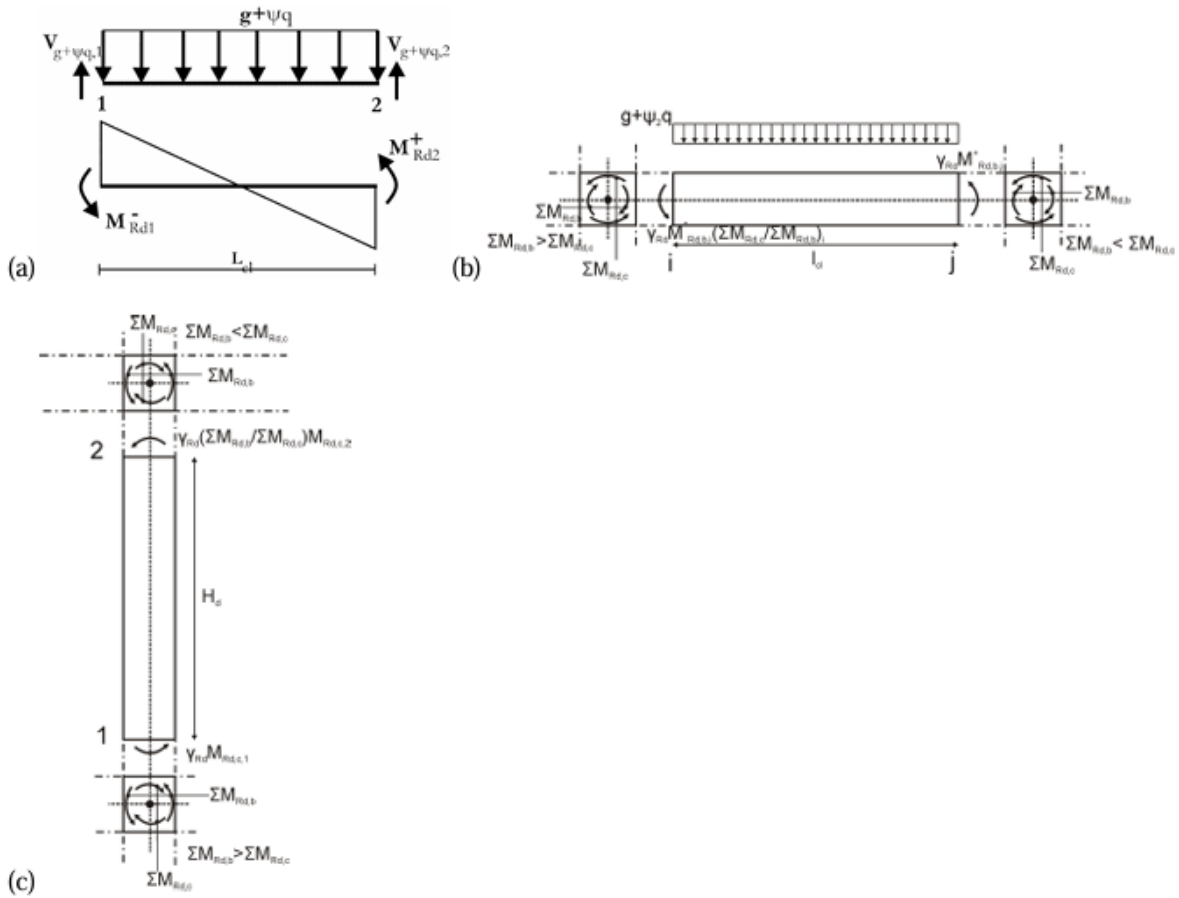


Fig. 2.4 Momentet fundore të konsideruara për projektimin e kapacitetit ndaj forcave prerëse : a) një tra të izoluar; b) një tra të lidhura me shtyllat me plastikë që varen rreth nyjës në tra ose në fund të shtylles; c) një shtyllë të lidhura me trarë me plastikë që varen rreth nyjës në shtyllë ose në fund të traut

Me forcat e brendshme te anëtarit në skajet e trajeve në Figurën 2.4(a) marrë si pozitive, ekuilibri i momenteve përreth një skaje jep forcën e shkëputjes në skajin tjetër:

$$V_1 = V_{g+\psi/q,1} + \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad (2.40a)$$

$$V_2 = V_{g+\psi/q,2} - \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad (2.40b)$$

Ku $V_{g+\psi/q,1}$ dhe $V_{g+\psi/q,2}$ janë momentet e ngarkesës të trashë që vepron midis dy skajeve në raport me skajin 2 ose 1, përkatësisht, të ndara me shpërndarjen e qartë të trarit, l_{cl} (dmth, reagimet ndaj kësaj ngarkese kur trari është thjesht i mbështetur). Vlera maksimale e V_1 zhvillohet kur M_1 dhe M_2 në shumën M_1+M_2 arrijnë vlerat e tyre maksimale pozitive të mundshme; kur M_1 dhe M_2 arrijnë vlerat e tyre minimale negative algebrike, V_2 arrin vlerën minimale të mundshme.

Nëse trari është i lidhur në të dy skajet me shtylla më të forta, të cilat përmbushin Ek.(2.31) pa

faktorin 1.3, vlerat maksimale të mundshme pozitive të M_1 dhe M_2 janë rezistencat korresponduese momenti, marrë për lehtësi si të barabarta me vlerat e tyre projektuese, M_{Rd} , herë një faktor i tepruar, $\gamma_{Rd} \geq 1.0$. Sipas kësaj, në Ek.(2.40a) ne marrim:

$$M_1 = \gamma_{Rd} M_{Rd,b1}^-, \quad M_2 = \gamma_{Rd} M_{Rd,b2}^+ \quad (2.41a)$$

dhe në (2.40b):

$$M_1 = -\gamma_{Rd} M_{Rd,b1}^+, \quad M_2 = -\gamma_{Rd} M_{Rd,b2}^- \quad (2.41b)$$

Duke përdorur Ekuacionet (2.40a), (2.40b) vlerat e M_1 , M_2 nga Ekuacionet (2.41a), (2.41b), përkatësisht, ne marrim forcën e mundshme maksimale (“dizajn kapaciteti”) të ndarjeve 1 dhe 2, përkatësisht, të një trari që është më i dobët se shtyllat me të cilat është i lidhur.

Trari i lidhur me shtylla më të dobëta (pra, që nuk plotëson Ekuacionin (2.31) pa faktorin 1.3) më gjasë nuk do të zhvillojë cerniera plastike në trarët e tyre para se të bëjnë shtyllat. Duke supozuar që në fund të i (: 1, 2) të trarit, momenti i trarit është negativ dhe që shumica e rezistencave të momentit të projektimit të trarit rreth njëse të kalon shtyllat në kuptimin e lidhur me momentin negativ të trarit në atë fund, $M_{Rd,bi}^-$ në Ekuacionin (2.41a) duhet të zëvendësohet me momentin e trarit në kapacitetin e shtylles që varet në lart dhe poshtë njëse të fundit i. Duke presupozuar se momenti i hyrjes nga shtyllat që bien në tratë elastikëve ndahet ndërmjet dy trajeve të lidhura me nyjen në proporcion me rezistencën e tyre të momentit, momenti i traut në fund të i, pasi shtyllat bien, mund të merret i barabartë me $M_{Rd,bi}^- [\Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b}]_i < M_{Rd,bi}^-$, ku $\Sigma M_{Rd,b}$ referohet te seksionet e traut në krye të nyjes në fund të i dhe $\Sigma M_{Rd,c}$ është shumica e rezistencës së momentit të shtylles mbi dhe poshtë nyjes, për përqendrueshmeri të traut në drejtimin vertikal të traut (për shtyllat me anë në kënd ψ në atë plan, vlerat e $M_{Rd,c}$ me respekt për qendra të përqendrimit paralele me anët në $\Sigma M_{Rd,c}$ shumëzohen me $\sin\psi$). Në të njëjtin mënyrë për prirjen pozitive të përvetësimit të traut në fundin i. Pra, një përgjithësim racional i Ekuacioneve (2.40), (2.41) për vlerën e projektuar të sforcimit maksimal në një seksion x në pjesën e traut më afër fundit i (me j që shënon fundin tjetër të traut) është (shih Fig. 2.4(b)):

$$\max V_{i,d}(x) = \frac{\gamma_{Rd} \left[M_{Rd,bi}^- \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_i + M_{Rd,bj}^+ \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_j \right]}{l_{cl}} + V_{g+\psi q,0}(x) \quad (2.42a)$$

ku:

- të gjitha momentet dhe (forcat prerese) hyjnë si pozitive;
- nëse $M_{Rd,bi}$ vepron në drejtimin e ores në bashkëveprim, gjithashtu bën $(\Sigma M_{Rd,b})_i$, por $(\Sigma M_{Rd,c})_i$ vepron në drejtimin e kundert të ores;
- $V_{g+\psi q,0}(x)$ është forca prerëse në seksionin x për shkak të ngarkesave gravitatore gjysmëpermanente, me trarin thjeshtë mbështetur (shënja: o); nëse ngarkesa gravitatore nuk është e shpërndarë në mënyrë të barabartë gjatë trarit, mund të llogaritet me lehtësi nga rezultatet e

analizës së strukturës së plotë vetëm për këto ngarkesa gravitetore: atëherë $V_{g+\psi q,0}(x)$ mund të merret si forca prerëse $V_{g+\psi q}(x)$ në seksionin x në strukturën e plotë, korrigjuar për forcen prerëse $(M_{g+\psi q,1}-M_{g+\psi q,2})/l_{cl}$ për shkak të momenteve të përdredhura $M_{g+\psi q,1}$ dhe $M_{g+\psi q,2}$ te seksionet e krahut të trarit 1 dhe 2 në strukturën e plotë;

- $\gamma_{Rd} = 1.2$ për trarë të DC H dhe $\gamma_{Rd} = 1$ për DC M.

Me $V_{g+\psi q,0}(x)$ të marra si pozitive te seksionet x në pjesën e krahut të afërt me fundin i, forca minimale në shkëmbinjte në atë seksion është:

$$\max V_{i,d}(x) = - \frac{\gamma_{Rd} \left[M_{Rd,bi}^+ \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_i + M_{Rd,bj}^- \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{Rd,b}} \right)_j \right]}{l_{cl}} + V_{g+\psi q,0}(x) \quad (2.42b)$$

Momentumet dhe forcat prerese në të djathtën e Ekuacionit (2.42b) janë të shënuara pozitivisht, kështu që rezultati mund të jetë pozitiv ose negativ. Nëse është negativ, forca prerese në seksionin x mund të ndryshojë drejtimin e veprimit gjatë përgjigjes së tërmetit (nga poshtë lart, ose anasjelltas). Ne do të shohim në Seksionin 2.2.3 se, në dimensionimin e përforcimit transversal të trajeve në ndërtesat e tipit DC H, Eurokodi 8 përdor raportin:

$$\zeta_i = \frac{\min V_{i,d}(x_i)}{\max V_{i,d}(x_i)} \quad (2.43)$$

Si masë e përmbyesjes së forcave prerëse në fundin i (ngjashëm në fundin j).

Ekuacioni (2.42a) jep rezultate të sigurta edhe në një situatë kur pika e cernierave plastike pozitive nuk zhvillohet në fund të trarit j, por në një pikë pranë, ku rezistenca e momentit në drejtim pozitiv përdoret për herë të parë nga kërkesa e momentit nën kombinimin e ngarkesave kufizuese quasi-permanente dhe veprimin tërmetor që shkakton hedhjen e trarit apo shtyllës - cila godet së pari - rreth bashkëveprimit në fundin i.

Karakteristika e ngarkesave të trasura në tra dhe – në përgjithësi – armimi i ndryshëm i gjatësive të tij dy fundore, vlera e forcës prerëse e projektimit të kapacitetit nga Ekuacioni (2.42a) ndryshon gjatë trarit. Vlera absolute maksimale e forcës prerëse në një kros-seksion të caktuar x , $\max V_{i,d}(x)$ nga Ekuacioni (2.42a), është në të njëjtin drejtim (poshtë ose lart) si forca prerëse në x për shkak të ngarkesave quasi-permanente gravitetore në trarin e thjeshtë të mbështetur, $V_{g+\psi q,0}(x)$; vlera absolute minimale, $\min V_{i,d}(x)$ nga Ekuacioni (2.42b), është në drejtim të kundërt; $\max V_{i,d}(x)$ dhe $\min V_{i,d}(x)$ ndodhin kur trari eksploron në fundin i tij i rezistencës në një pozicion inflektion ose në një pozicion qarkullues.

Nëse një traverzë nuk është e lidhur në skajin i me një një traverzash-shtyllë, por është ("ndihmësisht") i mbështetur në një traverzë tjetër ose në një trarë, nuk pritet të zhvillojë momente të mëdha seizmike atje, as momentin e rezistencës së tij nën ngarkesat seizmike. Forca prerëse e projektimit të kapacitetit në traverzë mund të vlerësohet duke zëvendësuar $M_{Rd,bi}^+$ ose $M_{Rd,bi}$ në Ekuacionet (2.42) me momentin në skajin i nën ngarkesat me rëndësi seizmike vetëm, $M_{g+\psi q,i}$ (e marrë si pozitiv nëse indoktrinon sforcimin në të njëjtën fllangje traverze si rezistenca e momentit që zëvendëson, ose negativ në të kundërt).

Imazhi është shumë më i thjeshtë në shtylla, pasi nuk ka force prerese në mes të dy skajeve; prandaj, shpërbërja e projektimit të kapacitetit është konstante gjatë gjithë shtyllës. Forca e shpërbërjes së projektimit në drejtim të një seti të anëve të një shtylle, me lartësi të qartë H_{cl} brenda drejtpërdrejtësisë së përqendrimit (në përgjithësi, e barabartë me distancën e sipërfaqes së sipërme të traverzës ose pllakës në bazën e shtyllës deri te plafoni i traverzës në krye të shtyllës), seksioni i simetrik dhe armimi (kështu që $M_{Rd,c}$ është i njëjtë në drejtimin e orës ose kundëroror) dhe skajet me indeksin 1 dhe 2, jepet nga një e krahasuar me Ekuacionin (2.42a):

$$V_{CD,c} = \frac{\gamma_{Rd} \left[M_{Rd,c1} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_1 + M_{Rd,c2} \min \left(1; \frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_2 \right]}{H_{cl}} \quad (2.44)$$

$M_{Rd,c1}$ dhe $M_{Rd,c2}$ janë rezistencat e momentit në lidhje me qendrat e peshave në kënd të drejtë me forcën e shpërberjes që po llogaritet. Mundësia për të pasur shpërberje plastike në fund (të) shtyllës vetë ose në traverzat e lidhura me të merret në konsideratë (Figura 2.4(c)); $\Sigma M_{Rd,c}$ referohet tek seksionet e shtyllës mbi dhe poshtë njëjës dhe $\Sigma M_{Rd,b}$ tek seksionet e traverzës në anët e kundërta të saj (për një traverzë në kënd α me forcën prerese të shtyllës që po llogaritet, $M_{Rd,b}$ hyn në $\Sigma M_{Rd,b}$ të shumëzuar me $\cos\alpha$); drejtimi i veprimit të $\Sigma M_{Rd,c}$ në njëje është i njëjtë me atë të $M_{Rd,ci}$, ndërsa i $\Sigma M_{Rd,b}$ është i kundërt.

Eurokodi 8 specifikon $\gamma_{Rd} = 1.3$ për shtyllat në ndërtesat e DC H dhe $\gamma_{Rd} = 1.1$ për ato të DC M. Për vlerën më të madhe absolute të shpërberjes së kapacitetit të traverzës nga Ekuacioni (2.42a) dhe vlerën algjebrike minimale të ζ në Ekuacionin (2.43), vlerat e $\Sigma M_{Rd,c}$ që duhen përdorur në Ekuacionet (2.42) duhet të jenë maksimale brenda kufirit të luhatjes të ngarkesës aksiale të shtyllës nga analiza për të gjitha kombinimet e veprimeve të projektimit seizmik me ngarkesat e përhershme të gravitetit. Vlera maksimale e rezistencës së momentit, $M_{Rd,c}$, zakonisht merret nga forca maksimale e shtypjes në atë rang të N, pra, vlera e N për shkak të ngarkesave të përhershme të gravitetit, $G+\psi_2Q$, së bashku me vlerën për shkak të veprimit dizajnuet seizmik. Megjithatë, nëse kjo shumë e tejkalon "ngarkesën e balancuar" $v_{1bdf_{cd}}$ (shih anën e djathtë të Ekuacionit (2.37a) ose anën e majtë të (2.37c) në Seksionin 2.4.3 për v_1) $M_{Rd,c}$ merret si rezistenca e momentit në "ngarkesën e balancuar" përmendur pas Ekuacionit (2.39c).

Në lidhje me kapacitetin e projektuar të forces prerëse të shtyllave, $V_{CD,c}$ nga Ekuacioni (2.44), siç do të shohim në Seksionin 2.2.4, kapaciteti i forces së prerëse të një shtylle sipas Eurokodit 2 rritet me rritjen e shtypjes aksiale. Për të zbuluar cilin prej tyre është verifikimi më kritik i forces prerëse të shtyllës, ne mund të duhet të konsiderojmë më shumë se një vlerë të mundshme të forcës aksiale për $M_{Rd,ci}$ ($i = 1, 2$) në Ekuacionin (2.44), pra:

1. Shtypja minimale, që zakonisht zvogëlon kërkesën, $V_{CD,c}$, dhe kapacitetin, $V_{Rd,c}$.
2. Shtypja maksimale, që e maksimizon $V_{Rd,c}$ dhe shpeshherë edhe $V_{CD,c}$ (përveç në rastin 3 më poshtë).
3. "Ngarkesa e balancuar" e përmendur në paragrafin e mëparshëm, nëse është më e vogël se shtypja maksimale në 2 më sipër; kjo "ngarkesë e balancuar" maksimon $V_{CD,c}$ dhe jep një vlerë ndërmjetëse të $V_{Rd,c}$.

Këshilla më të hollësishme për vlerat ekstreme të N për shkak të veprimeve seizmike të projektuara jepen në Seksionin 2.8.6.

Për një aplikim të këtij nënseksioni në një trarë, shihni Shembullin 2.4 në fund të kapitullit. Për aplikime të ndërthurura të nënseksionit dhe pjesës tjetër të Seksionit 2.2 në traje dhe shtylla të një ndërtese prej 7 kateve, shihni Seksionet 7.6.2.2 dhe 7.6.2.3.

2.2.2 DIMENSIONIMI I TRARËVE PËR ULS NË FORCA PRERËSE

Eurokodi 2 përdor për rezistencën ndaj forcave prerese në ULS modelin e këndit të ndryshueshëm të tundjes së strukturës: një model me kënd të lëvizjes, θ , të fushës së sforcimit në anën e përforcimit në raport me boshtin e elementit që ndryshon në këtë gamë:

$$0.4 \leq \tan \theta \leq 1 \quad (22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ) \quad (2.42)$$

Sipas këtij modeli:

1. Përforcimi transversal me vlerë të projektuar të sforcimit të prerjes f_{ywd} dhe raporti gjeometrik $\rho_w = A_{sh}/b_w s_h$ (ku A_{sh} është sasia totale e Përforcimit transversal me distancë s_h në gjatësinë e trarit) kontribuon në një rezistencë të forcave prerese të barabartë me:

$$V_{Rd,s} = \rho_w b_w z f_{ywd} \cot \theta \quad (2.46)$$

2. Rezistenca në prerje nuk mund të tejkalojë vlerën kufizuese të mëposhtme, pa shembje të strukturës në kompresion diagonal të webit:

$$V_{Rd,max} = 0.3 b_w z \left(1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right) f_{cd} \sin 2\theta \quad (2.47)$$

Forca prerese projektuese në seksionin x përgjate trarit, $V_{Ed}(x)$, është maksimumi i dy vlerave:

- nga projektimi i kapacitetit, Ekuacioni (2.42a);
- nga analiza për ngarkesat e gravitetit në "situatë dizajnuese të qëndrueshme dhe tranzitore".

Procedura e përgjithshme për dimensionimin në prerje të seksionit x të një tra është si vijon:

1. $V_{Ed}(x)$ vendoset të jetë e barabartë me $V_{Rd,max}$ dhe Ekuacioni (2.47) kthehet për një vlerë të θ .
2. Në rastin shumë të pazakonshëm që $V_{Rd,max}$ është më i vogël se $V_{Ed}(x)$ edhe për $\theta = 42^\circ$, gjërësia e webit rritet në mënyrë që $\theta \leq 42^\circ$.
3. Në rastin shumë të zakonshëm kur kushti $V_{Ed}(x) = V_{Rd,max}$ jep një vlerë të θ -së më poshtë kufirit të ulët në Ekuacionin (2.42), θ vendoset të jetë e barabartë me atë kufi.
4. Përforcimi i forcave prerese dimensionohet duke vendosur: $V_{Ed}(x) = V_{Rd,s}$ për vlerën

përfundimtare të θ .

2. Dimensionimi i forcave prerese fillon në një seksion në një distancë d nga faqja e një shtyllë mbështetëse; shpërndarja e mjeteve e dimensionuar kështu në seksion mbahet deri te faqja e shtyllës.

6. Përveç pikës 2 më lart, zbatohet një rregull i kundërt "zhvendosjeje" për shpërndarjen e mjeteve të shpërndara në seksionin x : mund të mbahet konstant në një distancë $z \cot \theta$ në drejtim të shtyllës së mbështetjes më të afërt, në drejtim të sasisë rritëse të forcave prerese.

Më sipër aplikohet për situatën "seizmike" dhe atë "të qëndrueshme dhe tranzitore". Shpërndarja e forcave prerese duhet të respektojë rregullat e detajimit të parapara në Eurokodi 2 dhe 8, të përmirësuara në Tabelën 2.3.

Tabela 2.3 EC8 rregullat detajuese për përforcimin transversal të trarëve primarë (në ato dytësore: si në DC L)

	DC H	DC M	DC L
<i>outside critical regions</i>			
spacing, $s_h \leq$	0.75 d		
$\rho_w = A_{sh}/b_w s_h \geq$	(0.08 $\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)) / f_{yk} (MPa) ⁽¹⁾		
<i>in critical regions</i>			
diameter, $d_{bw} \geq$	6mm		
spacing, $s_h \leq$	6 d_{bL} ⁽²⁾ , $h/4$, 24 d_{bw} , 175mm	8 d_{bL} ⁽²⁾ , $h/4$, 24 d_{bw} , 225mm	-

(1) NDP (Parametër i përcaktuar në nivel kombëtar) për EC2; Këtu jepet vlera e rekomanduar në EC2.

(2) d_{bL} : diametri minimal i të gjitha shufrave longitudinale të sipërme dhe të poshtme brenda rajonit kritik.

Përveç rregullave speciale të dimensionimit për trajet DC H që theksohen në Seksionin 2.2.3, ndryshimi i vetëm që krijohet për dimensionimin kundër veprimeve seizmike sipas Eurokodi 8 ose atyre jo-seizmike sipas Eurokodi 2 për trajet ndaj forcave prerese është detajimi i veçantë i caktuar në Eurokodi 8 për shpërndarësit në zonat e fundit ku janë të pranishme cernierat plastike. Këto quhen "zonat kritike" dhe është specifikuar një gjatësi konvencionale për to. Shpërndarësi maksimal i caktuar i distancës si një shumëfish i diametrit të shufrave longitudinale synon të parandalojë përkuljen e këtyre shufrave.

Diametri dhe distanca e shpërndarësve janë konstante brenda çdo "zone kritike", duke respektuar rregullat përkatëse të detajimit në Tabelën 2.3 dhe të përcaktuara nga kushti $V_{Ed}(x) = V_{Rd,s}$ në një distancë $x = d$ nga faqja e shtyllës. Një ndikim praktik i detajimit të ndryshëm të "zonave kritike" është se shpërndarësi në shkëmbin e mbetura dimensionohet nga kushti $V_{Ed}(x) = V_{Rd,s}$ në një distancë, x , nga faqja e shtyllës e barabartë me gjatësinë e "zonës kritike" plus $z \cot \theta$. Ai zakonisht mbahet konstant midis "zonave kritike", siç kontrollohet nga seksioni më i kërkuar përtej një distance $z \cot \theta$ nga të dyja skajet e tyre.

2.2.3 RREGULLA TË VEÇANTA PËR PROJEKTIMIN SIZMIK TË RAJONEVE KRITIKE NË TRAJET DC H PËR ULS NGA FORCAT PRERESE

Në trajet e betonit duktil (DC H), rregullat shpesh të Eurokodit 8 bëjnë dallim më tej në dimensionimin e "zonave kritike" në forcat prerese nga pjesa tjetër e trarit. Për dimensionimin e këtyre zonave në "situatë dizajni seizmik", Eurokodi 8 cakton në Ekuacionet (2.46) dhe (2.47) këndin e shqartimit, θ , të barabartë me 42 gradë. Kjo zgjedhje (pra, $\tan\theta = 1$) jep vlerën minimale të $V_{Rd,s}$ në gamën e θ sipas Eurokodit 2, Ekuacionit (2.42). Kjo përbën një trussë të njohur si "Mörsch-Ritter 42°" për projektimin nga forcat prerese pa një term të kontributit të betonit.

Arsyeja për këtë zgjedhje është se në cernierat plastike, rezistenca ndaj prerjeve në drejtim të shkurtër, për shkak të përforcimit ndërmjetues, zvogëlohet me rritjen e deformimeve ciklike të pandryshueshme (Biskinis et al, 2004); magnitudi i këtyre deformimeve është i rëndësishëm në shkëmbinjtë DC H. Edhe pse ky duket të jetë një penalitet i madh për $V_{Rd,s}$, dendësia e stafave të trarit në "zonat kritike" të trajeve DC H zakonisht kontrollohet nga kërkesat e detajimit në rreshtin e fundit të Tabelës 2.3.

Kurse pjesa tjetër ku projektimi i forcave prerese në "zonat kritike" të trajeve DC H dallohet nga rregullat e Eurokodi 2 në Seksionin 2.2.2 është përdorimi i shufrave të nën kënd për mbrojtjen nga shkëputja e shkaktuar nga forces prerese në seksionin e fundit të një trarinë një moment të përgjigjes kur ky seksion është çarë në thellësi dhe forca prerese është e lartë. Kjo mund të ndodhë nëse forca prerese ka kthime të mëdha dhe një vlerë pikë të lartë. Për shkak se një seksion që është çarë në tërësi nuk është i mbuluar nga stafat, Eurokodi 8 kërkon për të shufra nën kënd për shkaktarët e forcave prerese, nëse me ζ nga Ek. (2.43), të dy kriteret e mëposhtme janë të plotësuar:

$$-1 \leq \zeta < -0.5 \quad (2.48)$$

$$\max V_{i,d} > (2 + \zeta) f_{ctd} b_w d \quad (2.49)$$

"ku $\max V_{i,d}$ është forca maksimale e projektimit nga forcat prerese nga Ek. (2.42a) në seksionin e fundit të "zonës kritike" të trajeve në fund të i; vlera e projektimit të frakturës 2% të forcës të betonit është $f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.21 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$ (MPa). Kufiri i forcave prerese në të djathtë të Ek. (2.49) është nga një e treta deri në gjysmën e vlerës së $V_{Rd,max}$ për $\theta = 42^\circ$."

Nëse të dy ekuacionet (2.48) dhe (2.49) janë të përmbushura, seksioni i fundit duhet të kalojë nga shuafat e ngritura në një kënd α në raport me boshtin e trajeve. Këto shufra, me sipërfaqe të përgjithshme të përbashkët A_s , duhet të rezistojnë me komponentët vertikale $A_s f_{yd} \sin\alpha$ të forcës së tyre të mbipopullimit - në sforcim dhe kompresion - gjysmën e $\max V_{i,d}$ nga Ek. (2.42a). Gjysma tjetër duhet të rezistohet nga stafat e ngritura, sipas rekomandimit në Eurokodi 2 për të marrë të paktën gjysmën e forcës së projektit të projektimit me lidhëset e forcës prerese.

$$A_s f_{yd} \sin \alpha \geq 0.5 \max V_{i,d} \quad (2.20)$$

Nëse trari është i shkurtër, shufrat e ngritura vendosen në mënyrë të përshtatshme nëpër dy diagonale të tij në nivel (shihni trarin e lidhjes së figurës 2.2); atëherë $\tan\alpha$ është rreth $(d-d_1)/L_{cl}$.

Nëse nuk është i shkurtër, këndi i diagonaleve të tij në raport me boshtin e trajeve është i vogël dhe shufrat e vendosura në to nuk janë efikase; në raste të tilla është më ekonomik të vendosen dy sete të lidhëseve të forcës prerese: një në një kënd $\alpha = 42^\circ$ me boshtin e trarit, tjetra në $\alpha = -42^\circ$. Megjithatë, konstruktimi dhe konglomerimi i perforcimit pengojnë këtë opsion.

Përmbajtja është se normalisht nuk ka rrezik nga shpëputja e forces prerese ose nevojë për perforcim të ngritur në kënd, nëse i shmangim trajet që janë të shkurtër dhe nuk ngarkohen me ngarkesa të rëndësishme graviteti (në këto traje , termi i parë në anën e djathtë të ekuacionit (2.42b) është i madh dhe ai i dyti është i vogël).

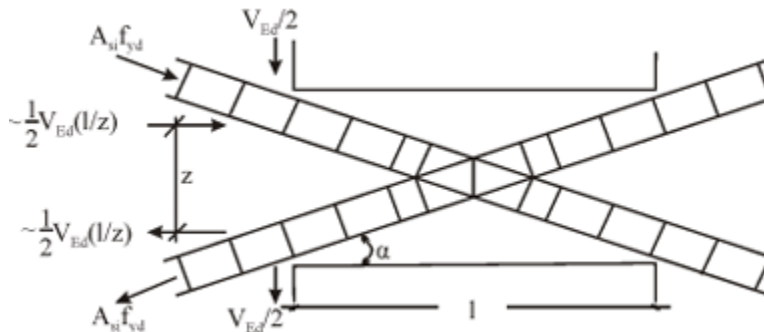


Fig. 2.2 Trajet e çiftezuara me përforcim diagonal për EC8

2.2.4 DIMENSIONIMI I SHTYLLAVE PËR ULS NË FORCA PRERESE

Në shtylla të projektuara sipas Eurokodit 8, formimi i pika plasike nën veprimin projektimit seizmik është një përjashtim. Nëse ndodh, kjo shkakton kërkesa më të ulëta për elasticitet në krahasim me trajet DC H dhe, si rezultat, një reduktim më të vogël të rezistencës në forcë të mbiemërshme. Prandaj, Eurokodi 8 injoron këtë reduktim për shtyllat. Shtyllat janë të nënshtruar në prerje praktikisht të plotë kundër kthesave të prerjes në drejtim të shkurtër, ndërsa forcat e tyre të projektimit të kapacitetit nga Ekuacioni (2.44) zakonisht e tejkalojnë limitin në krahasim me pjesën e djathtë të Ekuacionit (2.49) për $\zeta = -1$. Megjithatë, Eurokodi 8 nuk kërkon për to shufra të ngritura në kënd për shkaktarët e rrëzimit të forces prerese, duke besuar se forcave aksiale do t'u mbyllin qarqet në seksionin e fundit kundër deformimeve të ulëta plastike që mund të krijojnë sforcimet në shufra vertikale. Lëvizja ndalohet gjithashtu nga veprimi i kapilareve dhe thurjes së shufrave të madhësisë së mesme midis këndëve, të cilat mbeten elastike kur ndodhin prerjet dhe momentet kulminante në shtyllë. Prandaj, dimensionimi i shtyllave në prerje bëhet sipas Eurokodi 2 vetëm, duke marrë në konsideratë efektin e ngarkesës aksiale në rezistencën ndaj prerjeve, si vijon:

1. Forca aksiale kompresive, N_d , rrit rezistencën e shear-it, $V_{Rd,s}$, për shkak të ardhmërisë së komponentit të shiritit që mbart N nga zona e shtypjes në seksionin e sipërm të shtylles në atë të fundit në një kënd të z/H_{cl} në raport me aksin e shtylles:

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \rho_w b_w z f_{ywd} \cot \theta \quad (2.47a)$$

2. Me specifikatet e Eurokodi 2 për faktorin miks të VRd,max, i cili është një faktor shumëzues empirik dhe është një funksion i $v_d = Nd/Acfcd$ dhe merr parasysh: a) kontributin e Nd në rezistencën ndaj shear, në të njëjtën kohë si b) ngarkesën e vendosur në fushën e shtypjes të pjerrët që shoqëron sforcimin në armimin anash për sforcimin në armimin e trasheve, nga komponenti normal i sforcimit në strukturë për shkak të N për $v_d > 0.2$.

$$V_{Rd,max} = 0.3 \min(1.25; 1 + v_d; 2.5(1 - v_d)) b_w z \left(1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right) f_{cd} \sin 2\theta \quad (2.47a)$$

Me këto modifikime në formulat e rezistencës ndaj forcave prerese, hapat 1 deri në 4 të procedurës së përgjithshme në Seksionin 2.2.2 për dimensionimin e trajeve në shpërthim janë gjithashtu të aplikueshme edhe për shtyllat, duke përdorur gjithmonë VCD,c nga Ekuacioni (2.44), në vend të VEd(x). Ky procedurë ndiqet ndarazi në dy drejtime të këndshme të shtylles, duke përdorur vlerat korresponduese të VCD,c si forca prerese projektimi. Në shtyllat drejtkëndëshe 116, gjatësia anësore në kënd të drejtë me sipërfaqen e përqendrimit përdoret si bw në Ekuacionet (2.46a), (2.47a) dhe 90% e thellësisë efektive, d, në drejtim tjetër përdoret si z.

Nëse seksioni përfshin më shumë se një pjesë drejtkëndëshe në dy drejtime ortogonale, është më e thjeshtë dhe më e sigurt të caktohet forca prerese e projektimit të çdo drejtimi të kundërt vetëm në pjesën më të gjatë të seksionit në atë drejtim (pra, në një këmbë për çdo drejtim në një seksion T- ose L-formë). Ajo pjesë luan rolin e rrjetit; vetëm këmbët e përqendrimit në të cilat janë paralele me forca prerese e projektimit kontribuojnë në sipërfaqen e përqendrimit të perforcim në njësi të lartësisë së shtylles, Ash/sh, në drejtimin e caktuar.

shtyllat me anë më të gjatë se rreth 220 mm në DC H ose 300 mm në DC M duhet të kenë shufra vertikale ndërmjetëse të angazhuara në një cep të një përqëndruesi ose nga kuku i një lidhëse kryq (shih rregullën relevante në Tabelën 2.2, rreshti 3 nga fundi). Këmbët e këtyre përqëndruesve ndërmjetësorë ose lidhësve kryq kontribuojnë në rezistencën ndaj forcave prerese sipas Ekuacionit (3.46a) në kënd të drejtë me anën e shtylles; sipërfaqja e tyre e prerë qëndron në $\rho_w = Ash/bwsh$ shumëzuar me $\cos\alpha$, ku α është këndi mes këmbës dhe drejtimin e forcave prerese. Edhe pse sipërfaqja e prerë dhe/ose distanca e përqëndruesve të ndërmjetëm ose lidhësve kryq mund të ndryshojnë nga ato të rrethoreve të perimetrit, zakonisht ato zgjidhen të njëjta, për të qenë më të thjeshta.

Perforcimi transversal duhet të respektojë rregullat për detajimin në Tabelën 2.4. Përveç atyre që lidhen me raportin efektiv mekanik $a \leq w/d$ të përqëndruesve, të cilat kanë një bazë themelore të shpjeguar në Seksionet 2.7.3, 2.7.2, këto rregulla janë empirike. Si në traje, rregulli që cakton distancën maksimale të përqëndruesve në "zonat kritike" si një shumëfish të diametrit të shufrave longitudinale synon të parandalojë plasaritjen.

Nëse diametri dhe/ose distanca e përqëndruesve nuk kontrollohen nga forcat prerese sipas projektimit, VCD,c, i cili është konstant në gjithë shtyllën, por nga rregullat e detajimit, të cilat janë të ndryshme në "zonat kritike" dhe jashtë tyre, Përforcim transversal mund të zgjidhet ndryshe në çdo "zonë kritike" në një katin dhe ndërmjet këtyre zonave. Për të qenë më të thjeshtë, Përforcim transversal shpesh zgjidhet i njëjti në të gjithë katet, duke u kontrolluar nga më i kërkuari nga dy "zonat kritike".

Tabela 2.4 EC8 rregullat e detajimit për përforcimin transversal në shtyllat primare (ato dytësore: si në DC L)

	DC H	DC M	DC L
critical region length ⁽¹⁾ ≥	1.5h _c , 1.5b _c , 0.6m, H _c /5	h _c , b _c , 0.45m, H _c /6	h _c , b _c
<i>Outside the critical regions</i>			
diameter, d _{bw} ≥	6mm, d _{bl} /4		
spacing, s _w ≤	20d _{bl} , h _c , b _c , 400mm		
at lap splices of bars with d _{bl} > 14mm, s _w ≤	12d _{bl} , 0.6h _c , 0.6b _c , 240mm		
<i>In critical regions ⁽²⁾</i>			
diameter, d _{bw} ≥ ⁽³⁾	6mm, 0.4√(f _{yd} /f _{ywd})d _{bl}	6mm, d _{bl} /4	
spacing, s _w ≤ ^{(3), (4)}	6d _{bl} , b _c /3, 125mm	8d _{bl} , b _c /2, 175mm	as outside critical regions
mechanical ratio ω _{wd} ≥ ⁽⁵⁾	0.08	-	
effective mechanical ratio aω _{wd} ≥ ^{(4), (5), (6), (7)}	30μ _φ ⁺ v _d ε _{yd} b _c /b _o - 0.035	-	
<i>In the critical region at the base of the column (at the connection to the foundation)</i>			
mechanical ratio ω _{wd} ≥	0.12	0.08	-
effective mechanical ratio aω _{wd} ≥ ^{(4), (5), (6), (8), (9)}	30μ _φ v _d ε _{yd} b _c /b _o - 0.035		-

1. h_c, b_c, H_c: Këto janë dimensionet e anëve të shtylles dhe gjatësia e qartë e saj.
2. Për DC M: Nëse një vlerë e q ≤ 2 përdoret për projektimin, përqëndruesi trasversal në zonat kritike të shtyllave me një raport ngarkese aksiale □ ≤ 0.2 mund të ndjekë vetëm rregullat për shtyllat DCL.
3. Për DC H: Në dy kate të fundit të ndërtesës, kërkesat për d_{bw}, s_w aplikohen për një distancë nga segmenti i fundit jo më pak se 1.2 herë gjatësia e zonës kritike.
4. Indeksi c dhe o: Indeksi c tregon seksionin e plotë të betonit; indeksi o tregon qëndrueshmërinë e mbetur përreth qendrës së rrethit të jashtëm; bo është krahu më i vogël i kësaj qendër.
- 2 □_{wd}: Është raporti volumik i përqëndruesve të përqëndrimit me qendrën e kufirit të rrethit (kundrejt qendrës së rrethit të jashtëm) shumëzuar me fywd/fcd.
6. a = (1-s/2bo)(1-s/2ho)(1-{bo/[(nh-1)ho]+ho/[(nb-1)bo]}/3): Është faktori i efektshmërisë së përqëndruesit, nëse ky është një përqëndrues drejtkëndësh me vijat nb paralele me anën e qendrës me gjatësi bo dhe nh vija paralele me anën e gjatësisë ho.
7. Për DCH: Nëpër skajet e shtyllave të mbrojtura nga plasaritja plastike përmes kontrollit të kapacitetit në lidhjet trabe-shtyllë, □□* është vlera e faktorit të formës së rrokjes që përputhet me 2/3 të vlerës bazë qo, të faktorit të sjelljes që aplikohet në dizajn; në skajet e shtyllave ku plasaritja plastike nuk parandalohet, për shkak të përjashtimeve nga zbatimi i Ek. (2.31), □□* merret i barabartë me □□ i përcaktuar në shënimin (8) (shih gjithashtu shënimin (9)); □_{yd} = fy_d/E_s.
8. □□: Është faktori i formës së rrokjes që përputhet me vlerën bazë qo, të faktorit të sjelljes që aplikohet në dizajn.
9. Për DCH: Kërkesa aplikohet edhe në zonat kritike në skajet e shtyllave ku plasaritja plastike nuk parandalohet, për shkak të përjashtimeve nga zbatimi i Ek. (2.31).

2.6 DIZAJN I DETAJUAR I MUREVE DUCTILE NË PËRKULJE DHE NGA FORCA PRERESE

2.6.1 PROJEKTIMI I MUREVE TË PJERRËTA NË PËRKULJE

2.6.1.1 PROJEKTIMI I MOMENTEVE TË MUREVE TË DUKTILE

Eurokodi 8 kërkon që për të siguruar që shpërthimi plastik në flexion të kufizohet në bazën e murit dhe që muri të mbetet elastic mbi të, edhe pas zhvillimit të shpërthimit plastik në bazë, duhet të projektosh për një envelopë lineare të momenteve pozitive dhe negative të murit, të derivuar nga analiza për veprimin seismic në dizajn. Envelopa lineare tregohet skematikisht në Figurën 2.6, për shkak të thjeshtësisë pa shfaqurin e shpërndarjes së sforcimit; shembujt e vërtetë të diagrameve të momentit të murit nga analiza janë paraqitur në pjesën e sipërme të Figurës 7.44 në Kapitullin 7, pranë envelopave të projektimit të përshtatura për to sipas Eurokodit 8 dhe të zhvendosura lart për shkak të shpërndarjes së sforcimit. Për shkak të forcës së shtuar në flexion që rezulton, pjesa tjetër e murit nuk ka nevojë për të qenë detajuar posaçërisht për Ductiliteti fleksibël, as për të qenë dizajnuar për forca prerese në qarjet plastike duke marrë në konsideratë zvogëlimin ciklik të rezistencës në qarjet plastike; prandaj, projektimi dhe ndërtimi i saj janë shumë më të thjeshta dhe, ndoshta, më pak të kushtueshme.

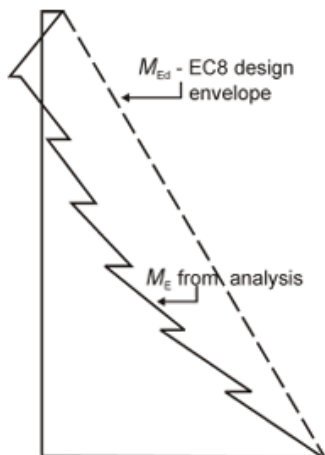


Figura 2.6: Diagrami i momentit të përqendrimit të një murit nga analiza dhe envelopa e momentit sipas EC8 për Projektimi N e një muri ductile në flexion.

Një falangë murit që është më e gjatë se 4 herë trashësia e saj kualifikohet si një mur në drejtimin ortogonal (mure me forma T-, L-, H- ose C-). Pastaj momentet e projektimit në atë drejtim merren nga një envelopë lineare siç është paraqitur në Figurën 2.6 dhe jo drejtpërdrejt nga analiza.

2.6.1.2 DIMENSIONIMI DHE DETAJIMI I PËRFORCIMIT VERTIKAL NË MURET DUKTILE

Projektimi i detajuar i një murit fillon me dimensionimin e armës vertikale në seksionin bazë për efektet e veprimeve normale (moment(et) dhe forca aksiale) të përcaktuara nga analiza për situatën e projektimit seismic, sipas kritereve dhe rregullave të Eurokodit 2 për Gjendjet Kufitare të Fundit (GKF) në perkulje me forcë aksiale. Ky seksion paraqet procedurën e dimensionimit, pas një hyrjeje rreth shpërndarjes së armës vertikale në një seksion të murit. Një mur dallon nga një shtyllë

e strukturës në formën e diagramit të momenteve seizmike nga analiza. Ai ndryshon nga një shtyllë e izoluar, e cila mbështetet në theme pa lidhje me ndonjë travesë katërsh ose shpatull, vetëm në formën e seksionit të kryqzuar, i cili, në një mur, përfshin një apo më shumë pjesë drejtkëndëshe të zgjatura – konvencionalisht sipas Eurokodit 2 dhe 8 me raport të anëve mbi 4.0. Nëse përbëhet nga një pjesë e vetme drejtkëndëshe e zgjatuar, muri zhvillon në thelb esencialisht momente dhe forces uniaksiale (në një plan vertikal perkuljei në drejtimin e gjatë të seksionit), edhe kur reagimi seizmik është po aq i fortë në dy drejtime horizontale. Impakti kryesor i gjeometrisë së seksionit në projektimin e murit, edhe në seksione me dy ose më shumë pjesë drejtkëndëshe të zgjatura (seksione L-, T-, I-, C-, etj.), është ndarja e qartë e dy skajeve të seksionit në drejtimin e gjatë. Këto rajone skaje ofrojnë shumicën e rezistencës së momentit përmes sforcimit vertikal – tërheqës në një rën skaj, shtypës në tjetrën – dhe luajnë rolin kryesor për duktilitetin në perkulje: është vetëm ato që janë të mbuluara me rripa çeliku për kufizimin e betonit dhe mbajtjen anti-buckling të arëve vertikale. Në këtë kuptim, ato ngjajnë me "flanjat" e sipërme dhe të poshtme të një tra. Një pikë e përbashkët tjetër me trajet është se pjesa e seksionit mes "flanjave" të forcuar në drejtim të gjatë (dhe me forcë) reziston kundër forces së shpërthimit, duke vepruar si një "rrjet". Një e tretë përbashkësi është, natyrisht, flexioni (bazikalisht) uniaxial, paralel me "rrjetin". Në kundërshtim, një shtyllë (edhe një e madhe që vepron si një shpatull vertikale) vepron në të dy drejtimet trasverse dhe kërkon arë vertikale dhe kufizim në të gjithë seksionin.

Si një tra i thellë, një mur ka arë të gjatë në "rrjet" gjithashtu, për të kontrolluar gjerësinë e qarjeve perkuljeale ose të qarjeve në këtë pjesë të murit. Ky arë vendoset në dy perde (një pranë secilës faqe të "rrjetit", shih Figurën 2.7 dhe shembujt në Figurat 7.42-7.47 të Kapitullit 7) dhe zakonisht zgjidhet në bazë të kërkesave minimale të rregulluara të Eurokodit 2 dhe 8, të listuara në Tabelën 2.2 nën "Web" dhe "arët vertikale". Kujtojeni që rregullat e detajimit lidhur me raportin minimal të çelikut, diametrin e arëve dhe distancën maksimale të arëve në secilën perde japin një raport të arëve vertikale të rrjetit $\rho_v = A_{sv}/b_{sv}$, ku A_{sv} është sasia e qartësipërfaqës së dy arëve të rrjetit (një për perde), s_v është distanca midis arëve në gjatësi, l_w të seksionit të murit dhe b është gjerësia e flanjës së shtypjes (ky ρ_v normalizohet me gjerësinë e flanjës së shtypjes, b , ndërsa raportet minimale dhe maksimale të rrjetit në Tabelën 2.2 normalizohen me trashësinë aktuale të rrjetit, $b_{wo} \leq b$). Përputhja e përgjithshme mekanike për këtë është $\omega_{vd} = \rho_v f_{yd} / f_{cd}$

Tabela 2.2 EC8 rregullat e detajimit për muret duktile

	DC H	DC M	DC L
critical region height, h_{cr}	$\geq \max(l_w, H_w/6)$ ⁽²⁾ $\leq \min(2l_w, h_{storey})$ if wall ≤ 6 storeys $\leq \min(2l_w, 2h_{storey})$ if wall > 6 storeys		-
<i>Boundary elements</i>			
a) in critical height region:			
- length l_c from wall edge \geq	0.15 l_w , 1.5 b_w , part of the section where $\epsilon_c > 0.0035$		-
- thickness b_w over $l_c \geq$	0.2m; $h_{st}/15$ if $l_c \leq \max(2b_w, l_w/5)$, $h_{st}/10$ otherwise		-
- vertical reinforcement:			
ρ_{min} over $A_c = l_c b_w$	0.5%		0.2% ⁽¹⁾
ρ_{max} over A_c	4% ⁽¹⁾		

spacing along perimeter of bars restrained by tie corner or cross-tie hook	≤150mm	≤200mm	-
- confining hoops (index w) ⁽³⁾ :			
diameter, $d_{bw} \geq$	6mm, $0.4\sqrt{(f_{yd}/f_{ywd})} d_{bL}$	6mm,	wherever $\rho_L >$
spacing, $s_w \leq$ ⁽⁴⁾	$6d_{bL}$, $b_o/3$, 125mm	$8d_{bL}$, $b_o/2$, 175mm	2% in section:
$\omega_{wd} \geq$ ⁽³⁾	0.12	0.08	as over rest of
$a\omega_{wd} \geq$ ^{(4), (5)}	$30\mu_\phi(\nu_d + \omega_v)\epsilon_{yd}b_w/b_o - 0.035$		the wall (see case b below)
b) over the rest of the wall height:	Wherever in the section $\epsilon_c > 0.2\%$: $\rho_{v,min} = 0.5\%$; elsewhere: 0.2% In parts of the section where $\rho_L > 2\%$: - distance of unrestrained bar in compression zone to nearest restrained bar ≤ 150mm; - hoops with $d_{bw} \geq \max(6\text{mm}, d_{bL}/4)$, spacing $s_w \leq \min(12d_{bL}, 0.6b_{wo}, 240\text{mm})$ ⁽¹⁾ till distance $4b_w$ above or below floor slab /beam; $s_w \leq \min(20d_{bL}, b_{wo}, 400\text{mm})$ ⁽¹⁾ beyond that distance		
<i>Web</i>			
thickness, $b_{wo} \geq$	$\max(150\text{mm}, h_{storey}/20)$		-
vertical bars (index: v):			
$\rho_v = A_{sv}/b_{wo}s_v \geq$	0.2%, but 0.5% wherever in the section $\epsilon_c > 0.002$		0.2% ⁽¹⁾
$\rho_v = A_{sv}/b_{wo}s_v \leq$	4%		
$d_{bv} \geq$	8mm	-	
$d_{bv} \leq$	$b_{wo}/8$	-	
spacing, $s_v \leq$	$\min(25d_{bv}, 250\text{mm})$	$\min(3b_{wo}, 400\text{mm})$	
horizontal bars (index: h):			
$\rho_{h,min}$	0.2%	$\max(0.1\%, 0.25\rho_v)$ ⁽¹⁾	
$d_{bh} \geq$	8mm	-	
$d_{bh} \leq$	$b_{wo}/8$	-	
spacing, $s_h \leq$	$\min(25d_{bh}, 250\text{mm})$	400mm	
$\rho_{v,min}$ at construction joints ⁽⁶⁾	$\max(0.25\%; \frac{1.3 f_{ctd} - N_{Ed} / A_c}{f_{yd} + 1.5\sqrt{f_{ctd} f_{yd}}})$		-

(1) NDP (Parametri i Përcaktuar Nga Shteti) sipas EC2; vlera e rekomanduar në EC2 jepet këtu.

(2) l_w : anë i gjatë i seksionit drejtkëndësh të murit ose pjesa drejtkëndëshe e tij; H_w : lartësia totale e murit; h_{storey} : lartësia e katinëve.

(3) (Vetëm në DC M) Rregullat e DCL aplikohen për armtimin kufizues të elementeve kufizuese, nëse: nën forcën maksimale aksiale në mur nga analiza për situatën e projektimit seizmik, raporti i ngarkimit aksial të murit $\square d = N_{Ed}/A_{cfd}$ është $\square \leq 0.12$; ose, nëse $\square d \leq 0.2$ por vlera e q që përdoret në dizajn është $\square \leq 82\%$ e vlerës së q që lejohet kur përdoret armtimi kufizues i DC M në elementet kufizuese.

(4) Shënimet (4), (2), (6) të Tabelës 2.4 aplikohen për qendrën e kufizuar të elementeve kufizuese.

(2) $\square \square$: vlera e faktorit të duktilitetit të kurbaturës, që përrpethet përmes Ekuacioneve (2.64) me shumëzimin e vlerës bazë q_0 të faktorit të sjelljes me raportin M_{Ed}/M_{Rd} të momentit në bazën e murit nga analiza për situatën e projektimit seizmik me vlerën e projektimit të rezistencës së momentit në bazën e murit për forcën aksiale nga ana e njëjtë e analizës; $\square_{yd} = f_{yd}/E_s$; \square_{vd} : raporti mekanik i armës vertikale të rrjetit.

(6) N_{Ed} : ngarkesa minimale aksiale nga analiza për situatën e projektimit seizmik (pozitive për kompresion); $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 0.7f_{ctm}/\gamma_c = 0.21f_{ck}/\gamma_c$; $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.7f_{yk}/\gamma_s$: vlera e projektimit të forcës të qetësisë 2%-ile të forcës të qetësisë

të betonit.

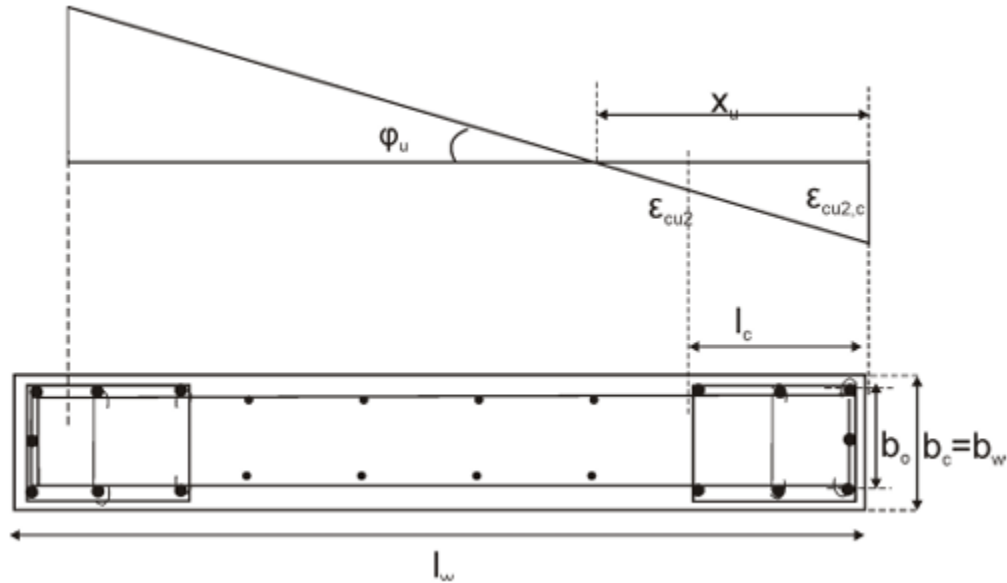


Fig. 2.7 Skematizimi i organizimit vertikal të armimit në një seksion muri duktil dhe përcaktimi i gjatësisë së elementit kufi.

Armimi vertikal që është i konsoliduar pranë krahut të sforcimit konsiderohet për qëllimet aktuale si i grumbulluar në qendrën e sipërfaqes së tij të prerë, As_1 , në një thellësi efektive d ; ne e përcaktojmë raportin mekanik të tij si $\omega_1 d = As_1 / (bd) \cdot (f_{yd} / f_{cd})$. Ne presupozojmë që armimi vertikal i konsoliduar pranë krahut të shtypjes ka të njëjtën sipërfaqe të prerë si ajo pranë sforcimit, $As_2 = As_1$, dhe është i grumbulluar në qendrën e tij në një distancë d_1 nga fibrat e shtypjes ekstreme; raportin e tij mekanik është $\omega_2 d = \omega_1 d$.

Duke përdorur si bazë Ekuacionet (2.37)-(2.39) në Seksionin 2.4.3, të cilat marrin në konsideratë armimin e rrjetit me një raport mekanik të përgjithshëm, ω_{vd} , mes armimit të sforcimit dhe atij të shtypjes, ne mund të modifikojmë procedurën e propozuar në Seksionin 2.4.2 për shtylla drejtkëndëshe me armatim të simetrikë sforcim-kompresion vetëm, për të llogaritur $\omega_1 d = \omega_2 d$, për ω_{vd} të njohur dhe parametra dimensionless të dhënë siç janë të përcaktuar nga Ekuacioni (2.32) në Seksionin 2.4.2. Vërejt se muret kanë një raport të ulët të ngarkimit aksial; në fakt, për muret, Eurokodi 8 cakton një limit të sipërm prej 0.32 për DC H dhe 0.4 për DC M për raportin e ngarkimit aksial maksimal nga analiza për situatën e projektimit seizmik ndaj A_{cfcd} – i cili tejkalon $\omega_1 d$ siç është definuar në Ekuacionin (2.32). Kemi atëherë vetëm rastet (i) dhe (ii), siç vijon.

(i) armimi i sforcimit dhe i shtypjes japin të dy, nëse $\omega_1 d$ është në këtë gamë:

$$\frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\delta_1 \frac{\epsilon_{cu2} + \epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{c2} / 3}{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{yd}} \equiv v_2 \leq v_d < v_1 \equiv \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\frac{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu2} + \epsilon_{yd}} - \delta_1 \right) + \frac{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{c2} / 3}{\epsilon_{cu2} + \epsilon_{yd}} \quad (2.21a)$$

Pastaj, me një thellësi të qendrës së neutralizimit të normalizuar të llogaritur si:

$$\xi = \frac{(1-\delta_1)v_d + (1+\delta_1)\omega_v}{(1-\delta_1)\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}}\right) + 2\omega_v} \quad (2.22a)$$

gjejmë armtimin simetrik të krahut, $\omega_{1d} = \omega_{2d}$, nga:

$$(1+\delta_1)\omega_{1d} = \mu_d - \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] - \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left[(\xi - \delta_1)(1-\xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{\xi \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right)^2 \right] \quad (2.23a)$$

(ii) Çeliku i sforcimit lëshon, por ai i shtypjes është elastic; vd është më pak se v2 nga Ekuacioni (2.21a):

$$v_d \leq \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left(\delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}/3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \equiv v_2 \quad (2.21b)$$

Atëherë \square është rrënja pozitive e ekuacionit:

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} + \frac{\omega_{vd}}{2(1-\delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd})^2}{\varepsilon_{cu2}\varepsilon_{yd}} \right] \xi^2 - \left[v_d + \omega_{1d} \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) + \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left(1 + \frac{\varepsilon_{cu2}\delta_1}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] \xi - \left[\omega_{1d} - \frac{\omega_{vd}\delta_1}{2(1-\delta_1)} \right] \frac{\varepsilon_{cu2}\delta_1}{\varepsilon_{yd}} = 0 \quad (2.22b)$$

Mund të zëvendësojmë ω_{1d} në Ekuacionin (2.22b) në funksion të \square dhe momentit nga:

$$\omega_{1d} \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(1 + \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) = \mu_d - \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] - \frac{\omega_{vd}\delta_1}{4(1-\delta_1)} \left[\xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) - \delta_1 \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \left(\frac{\xi - \delta_1}{\xi} \right) \right] \left[1 - \frac{\delta_1}{3} - \frac{2}{3} \xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right] \quad (2.23b)$$

Ekuacioni shumë i padrejtë është zgjidhur numericisht për \square ; pastaj ω_{1d} është gjetur nga Ekuacioni (2.23b).

Sipas Ekuacioneve (2.23), sipërfaqja e armtimit në kufi, $As_1 = \omega_{1d}(bd) \cdot (f_{cd}/f_{yd})$, zbatohet si një numër arërash pranë kufirit të seksionit, zakonisht të shpërndara në një distancë të caktuar, l_c , nga ai, p.sh., gjatë një "elementi kufitar" (shih Figurën 2.7 dhe shembujt në Figurat 7.42-7.47 të Kapitullit 7). Vlera minimale e l_c e specifikuar nga Kodi Europian 8 brenda regjionit kritik në bazë të murit jepet në pjesën e sipërme të "elementeve kufitare" të tabelës 2.2. Distanca d_1 e këtij armimi nga kufiri i seksionit lidhet me qendrën e këtyre arërave. Vërejtje se, për shkak të konsiderimit të

ω vd si i njëjti në mes të qendrave të ω 2d dhe ω 1d, një pjesë $(lc/d - \square 1)/(1 - \square 1)$ e sipërfaqes totale të armimit të rrjetit, ρ vbd, bie brenda distancës lc mbi të cilën është shpërndarë armimi i kufirit dhe duhet të shtohet te $As1 = \omega 1d(bd) \cdot (fcd/fyd)$ para se të përkthehet në një sipërfaqe armimi kufiri.

armimi minimal i rrjetit vazhdon deri në pjesën e sipërme të murit. Ka dy mënyra për të vendosur në cilat nivele armimi i kufirit i vendosur në seksionin bazë do të jetë i prerë:

1. "Ne marrim nga secila prej zonave të këndeve një çift çelësa në një kohë (në fytyrat e gjata të kundërt të murit), ose madje dy çifte ose më shumë. Derisa distanca nga baza e murit është më e vogël se lartësia kritike e zonës, hcr , e dhënë në pjesën e sipërme të Tabelës 2.2, gjatësia lc e "elementit kufi" ende aplikohet; çelësat e hequr zgjidhen nga ata të pa mbajturat në perimetër të "elementit kufi", idealisht larg nga fibrat ekstreme." "Mbi lartësinë kritike të zonës, çifti i çelësave që hiqet është ai më larg nga fibrat ekstreme; madhësia e "elementit kufi" zvogëlohet përputhësisht, nën minimumin e caktuar nga Kodi Evropian 8 për zonën kritike; armët minimale të rrjetës së brendshme shtrihen mbi hapësirën e lirë në seksion." "Rezistenca e momentit të mbetur të seksionit llogaritet duke përdorur Ekuacionet (2.37)-(2.39) nga Seksioni 2.4.3 dhe krahasohet me përhapjen lineare të momentit sipas Kodi Evropian 8 (Figura 2.6), për të gjetur nivelin ku armët e zvogëluara të këndit të mjaftojnë. Vërejtje: ky nivel duhet të jetë i përputhur me vlerën e forcës aksiale të murit, N , të përdorur në Ekuacionet (2.37)-(2.39) me sasinë e zvogëluar të armëve." "Procesi vazhdon me çifte të tjera të çelësave që hiqen nga çdo kënd, deri në pjesën e sipërme të murit."

2. "Qasja e dytë përshtatet më mirë për dimensionimin sistematik brenda një mjedisi kompjuterik të integruar. Ajo parashikon që çelësat fillojnë në nivelin e katesë së çdo kate dhe shërbejnë për seksionin e poshtëm të katesë së lartë; në nivelin e kësaj kate, çelësat lidhen me shtrirje te disa nga çelësat e këndeve që fillojnë aty, ose vazhdojnë për të siguruar fiksimit nëse ata nuk nevojiten më." "Procedura e dimensionimit të përshkruar më lart për bazën e murit (Ekuacionet (2.21)-(2.23)) përsëritet në seksionin e poshtëm të çdo kate, me vlerat e momentit dhe forcës aksiale që aplikohen aty, për të dimensionuar armët e këndeve të cilat duhet të vijnë nga kateja më poshtë, në mënyrë që të përmbushin kërkesat në perkulje me forcë aksiale në seksionin e poshtëm të kates." "Në të gjitha kate që bazat e tyre bien brenda lartësisë së zonës kritike, hcr , në Tabelën 2.2, vendosja e çelësave pranë çdo kënde ndjek atë në "elementin kufi" të bazës, për sa i përket skicës dhe vendndodhjes së çelësave të mbajtur në perimetrin e "elementit kufi". Mbi zonën kritike, merret pak kujdes për të ndjekur të njëjtën mode si në zonën kritike ose për të vendosur çelësat shumë pranë atyre që vijnë nga kateja më poshtë; konsiderata kryesore është të shpërndahen çelësat në një distancë lc nga fibrat ekstreme, në mënyrë që raporti maksimal i çelikut të mos shkelësohet brenda hapësirës $Ac = lcbw$."

"Nëse seksioni i murit përfshin dy ose më shumë pjesë të drejtkëndësh të zgjatura që janë në kënd të drejtë me njëra-tjetrën (si në seksione T, L, C ose H), duhet të projektohet në perkulje si njësi, për tripletën My-Mz-N të gjithë seksionit, duke presupozuar që ai mbetet i rrafshët. Procedura 3-hapëshe e propozuar në Seksionin 2.4.2 për dimensionimin e armët vertikale të shtyllave, të drejtkëndëshe ose jo, nën tripletën My-Mz-N, mund të përshtatet me Ekuacionet (2.21)-(2.22), për të marrë parasysh çelësat e rrjetës midis dy këndeve në drejtimin e konsideruar." "Procedura e modifikuar kështu, në mënyrë normale, jep një vlerësim të sigurt të armët vertikale pranë qoshkëve të seksionit jo-drejtkëndësh. Armët e plota vertikale vendosur mbi seksion gjithashtu duhet të përmbushin rregullat për detajimin në Tabelën 2.2 për elementet kufi, armët minimale të rrjetës së brendshme, etj. Vini re se madhësia e çdo elementi kufi të nevojshëm rreth seksionit jo-

drejtkëndësh mund të vlerësohet nga profili i sforcimit të fituar gjatë Hapat 3 të procedurës, përmes algoritmit iterativ për verifikimin ULS të seksioneve me çdo formë dhe vendosje të armëve për çdo kombinim My-Mz-N."

Faktikisht, edhe një mur drejtkëndësh është i nënshtruar ndryshimeve biaxiale me forcë aksiale, My-Mz-N. Kështu, megjithëse kjo bëhet rrallë për muret drejtkëndëshe, pasi armët vertikale janë vlerësuar dhe vendosur sipas rregullave përkatëse të detajimit, seksioni i bazës së çdo kate mund të verifikohet për ULS në përqendrim me forcë aksiale për të gjitha kombinimet My-Mz-N nga analiza për situatën e projektimit seizmik. Momenti në drejtimin e fortë të muri, le të themi My, merret nga përhapja lineare në Figurën 2.6; vlera e Mz është ajo nga analiza...

Çelësat e këndit të skurtër sipas procedurës 1 ose 2 më lart – ose çdo alternative – duhet të zgjaten vertikalisht mbi nivelin ku ata nuk janë më të nevojshëm për ULS në përqendrim me forcë aksiale me një gjatësi të barabartë me $z \cot \theta / 2$, sipas "rregullës së lëvizjes" sipas EC2, ku θ është vlera e këndit të krahut të përdorur në atë nivel në projektimin e murit në prerje (shih Seksioni 2.6.2). Ata zgjaten nga gjatësia e tyre të fiksimit, vetëm nëse këndi i përhapjes së momentit në vertikal (i cili është i qëndrueshëm në gjithë makinën, shih Figura 2.6) tejkalon forcën e lëndimit të çelësit, $f_y d \pi db L / 4$, herësuar me raportin e krahut të brendshëm, z , me l_{bd} (pra, $(2.22 \pi f_{ctd}) db L z / \{ \text{atr} [1 - 0.12 (cd/dbL - 1)] \}$) me shënimin e Tabelës 2.2).

2.6.2 PROJEKTIMI I MUREVE TË PJERRËTA NGA FORCAT PRERESE

2.6.2.1 PROJEKTIMI NGA FORCAT PRERESE I MURE TË PJERRËTA

"Muret 'duktile', të projektuara për të zhvilluar një qark plastyk vetëm në bazë, mbrohen nga Kodi Evropian 8 nga dështimi në prerje gjatë gjithë lartësisë së tyre. Vlera e projektimit të rezistencës së momentit në seksionin e bazës së murit, M_{Rd0} , dhe ekuilibri vetëm nuk janë të mjaftueshme për përcaktimin e prerjeve maksimale seizmike që mund të zhvillohen në nivelet e ndryshme të murit, sepse, në kundërshtim me rastet në Figurën 2.4, forcët e aplikuar në mur në nivele të ndërmjetme janë të panjohura dhe ndryshojnë gjatë përgjigjes seizmike." "Është e arsyeshme të presupozohet se, nëse M_{Rd0} e tejkalon momentin e përqëndrimit në bazë nga analiza elastike për veprimin seizmik të projektimit, M_{Ed0} , prerjet seizmike në çdo nivel të murit e tejkalojnë ato nga e njëjta analizë elastike në proporcion me M_{Rd0}/M_{Ed0} . Ky është një shumëzim i forcave prerëse nga analiza elastike për veprimin seizmik të projektimit, V'_{Ed} , me një faktor shumëzimi për projektimin e kapacitetit ε :"

$$\varepsilon = \frac{V_{Ed}}{V'_{Ed}} = \gamma_{Rd} \left(\frac{M_{Rd0}}{M_{Ed0}} \right) \leq q \quad (\text{if } \rightarrow h_w / l_w \leq 2) \quad (2.24a)$$

"ku γ_{Rd} mbulon mbivlerësimin në bazë, p.sh. për shkak të forcës së çelikut që përforcohet. Nëse muri është drejtkëndësh, M_{Rd0} mund të vlerësohet sipas Seksionit 2.4.3, Ekuacioneve (2.37)-(2.39). Paragrafi i fundit i Seksionit 2.4.3 aplikohet për muret jo-drejtkëndëshe."

"Kodi Evropian 8 pranon Ekuacionin (2.24a) me $\gamma_{Rd}=1.2$, për muret DC H me raportin e lartësisë së murit me dimensionin horizontal, $h_w/l_w \leq 2$ ('i sheshtë'). Nëse një mur DC H ka $h_w/l_w > 2$ ('i hollë'), Kodi Evropian 8 amplifikon më tej forcat e prerjes nga analiza elastike, V'_{Ed} , për të marrë parasysh një rritje të prerjeve pas qarkut plastyk në bazë për shkak të modeleve më të larta. Në

këtë aspekt, Kodi Evropian 8 ndjek qasjen në (Eibl dhe Keintzel 1988, Keintzel 1990). Kjo qasje në thelb presupozon thelbësisht se:"

1. " M_{Ed0} dhe V_{Ed} llogariten përmes analizës elastike të "forcës anesore", me një periudhë të modës së parë $T1$."
2. "Faktori i sjelljes, q , duhet të aplikohet vetëm në rezultatet e modës së parë; përgjigja e modeleve më të larta është elastike – të paktën për sa i përket prerjeve të murit."
3. Periudhat e modës së larta ndodhen në tavolinën e konstante-spektr-akselerimit elastik; akselerimi i tyre spektral është i barabartë me $S_a(TC)$, ku TC është periudha e krahut të sipërm të tavolinës.
4. Raporti i shumës së katroreve të faktorëve të pjesëmarrjes së modës së lartë me katrorin e faktorit të pjesëmarrjes së modës së parë është i barabartë me 0.1 – pra, një vlerësim shumë i sigurt.

Këto konsiderata çojnë në një rritje të ε në muret DC H me $h_w/l_w > 2$ sipas Kodi Evropian 8:"

$$\varepsilon = \frac{V_{Ed}}{V_{Ed}} = \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd0}}{M_{Ed0}}\right)^2 + 0.1 \left(q \frac{S_a(T_C)}{S_a(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (if \rightarrow h_w / l_w > 2) \quad (2.24b)$$

ku $T1$ është periudha e modës së parë në drejtimin horizontal më afër atij të forcës së prerjes së murit.

Ekuacioni (2.24b) jep vlera shumë të sigurt (pra, të larta), veçanërisht nëse M_{Ed0} dhe V_{Ed} llogariten përmes një analize elastike të "spektrit të përgjigjes modale" (Antoniou et al, 2014).

Vlera e M_{Rd0}/M_{Ed0} , dhe kështu edhe e ε në Ekuacionet (2.24), mund të tejkalojë lehtë 1.0 nëse:

- Baza e murit është e zgjeruar në raport me kërkesën seizmike, M_{Ed0} , dhe ka armët minimale vertikale në rrejtën e saj dhe – të konsiderueshme – në elementet kufi. Për të reduktuar këtë lloj mbivlerësimi, muri nuk duhet të jetë kaq i trashë sa të ketë kërkesat minimale sipas Tabelës 2.2 që të kontrollojnë armët e tij vertikale.

- "Analiza për veprimin seizmik të projektimit prodhon një forcë aksiale të lartë në bazën e murit. Armët vertikale në bazën e murit janë të ndikuar nga shenja e veprimit seizmik të projektimit duke dhënë – përkrah momentit, M_{Ed0} – kompresionin minimal aksial nga analiza për situatën e projektimit seizmik. Kur shenja e veprimit seizmik të projektimit ndryshon, kemi kompresionin maksimal aksial por të njëjtin moment, M_{Ed0} , duke prodhuar një mbivlerësim të madh: $M_{Rd0} \gg M_{Ed0}$. Një mbivlerësim i tillë është i ndjeshëm në muret e vendosura pranë këndeve në plan të ndërtimeve të larta, në shtyllat e mureve të lidhur, etj.

Si mbrojtje nga vlerat e tepërta të ε nga Ekuacionet (2.24) për shkak të arsyeve të mësipërme, Kodi Evropian 8 përcakton për muret DC H tetën e vlerës së q , në mënyrë që forca e fundit e projektimit, V_{Ed} , të mos tejkalojë vlerën qV_{Ed} që i përshatet një përgjigjeje krejtësisht elastike.

Për të shmangur kompleksitetin dhe konservativizmin intrinzik të Ekuacioneve (2.24), Kodi Evropian 8 lejon për muret DC M nënvizimin e mëposhtëm:

$$\varepsilon = \frac{V_{Ed}}{V_{Ed}} = 1.5 \quad (2.22)$$

Vërejtje se, për dallim nga Ekuacionet (2.24) që mund të jenë tepër konservativa, Ekuacioni (2.22) jep një margjin shumë të ulët të sigurisë (nëse ekziston ndonjë) kundër mbivlerësimit perkuljeal në bazë ose efekteve të modës së lartë joelastike. Efektet e modës së lartë në prerjet joelastike janë më të mëdha në kate të ulta të murit, veçanërisht në sisteme të dyfishta (korniza-mur). Në këto sisteme, kornizat e kufizojnë muret në kate të ulta, në atë masë sa që prerjet e murit në katin e fundit ose në një kat më poshtë nga analiza e "forcës anesore" ndryshojnë shenjë dhe janë në anën kundërfatke të prerjes seizmike totale të aplikuar." "Në përgjithësi, analiza elastike jep prerje shumë të vogla të murit në kate të ulta, të cilat nuk do të afrohen fare me vlerat relativisht të larta që mund të zhvillohen atje për shkak të modeve të larta, madje edhe pas shumëfishimit me faktorin ε të Ekuacioneve (2.24) deri te (2.22) (shih Figura 2.8, ku vijat e pikuar paraqesin forcën e prerjes nga analiza dhe vlerën e saj të shumëfishuar me ε)."

Për të përballuar këtë problem, Kodi Evropian 8 vendos një minimum për forcën e prerjes së projektimit në pjesën e sipërme të mureve të dukshme në sistemet dyfishte (korniza-mur), e barabartë me gjysmën e forcës së shumëfishuar në bazë, që rritet linearisht deri te vlera e shumëfishuar e forcës së prerjes, εV_{Ed} , në një të tretën e lartësisë së murit nga baza (Figura 2.8).

Për një aplikim shembullor të pjesës së këtij nënseksioni dhe të pjesës tjetër të Seksionit 2.6 që lidhet me muret DC M, shih Seksionin 7.6.2.4 për muret e ndërtesës shembull me 7 kate.

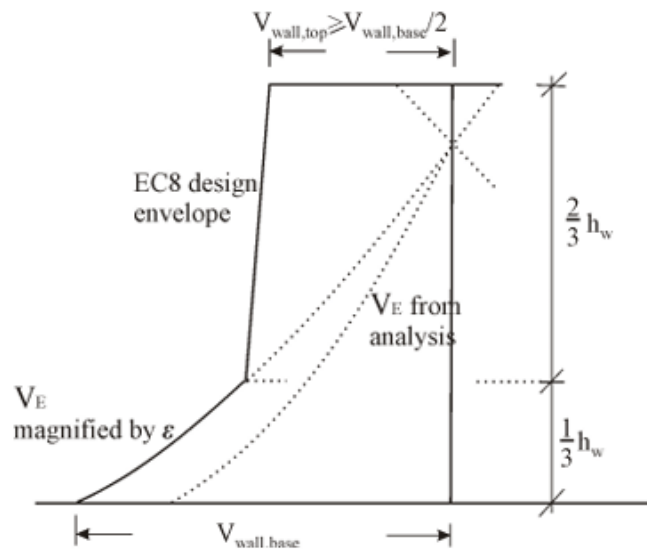


Fig. 2.8 Projektimi i forcave perse për EC8 sipër një muri ductile në një sistem të dyfishtë (me kornizë muri).

2.6.2.2 VERIFIKIMI I MUREVE DUCTILE NDAJ FORCAVE PRERESE- RREGULLA TË VEÇANTA PËR RAJONET KRITIKE TË MUREVE TË DCH

Rregullat e Kodit Evropian 2, të theksuara në Seksionin 2.2.2 për traje dhe 2.2.4 për shtylla, aplikohen për vërtetimin në prerje të mureve DC M në gjithë lartësinë e tyre dhe të atyre DC H jashtë lartësisë kritike. Kontributi i ngarkesës aksiale në VRd,s (kapacitetin e rezistencës në prerje) është i vogël; kështu, Ekuacioni (2.46) mund të aplikohet. Krahun e brendshëm, 'z', mund të marrë si 80% e gjatësisë, 'lw', të seksionit të murit. Po ashtu, përforcimi i rrjetës duhet të përmbushë rregullat e detajimit të specifikuara në Tabelën 2.2.

Tre lloje të veçanta të rregullave aplikohen në zonën kritike të mureve DC H:

1. Vlera e projektimit të rezistencës në prerje, e kontrolluar nga kompresioni diagonal në rrjetë, VRd,max, merret si 40% e vlerës së dhënë nga Ekuacioni (2.47) sipas Kodit Evropian 2. Vlera e θ nuk është fikse në gamën e Ekuacionit (2.42), por, me një reduktim të tillë drastik në VRd,max, ka kuptim të merret $\theta = 42^\circ$. Ky ulërim i madh mbështetet plotësisht nga të dhënat e testimeve ciklike në dispozicion (Biskinis et al, 2004, Fardis, 2009). Ky nuk është zgjeruar edhe për muret DC M, sepse, nëse aplikohet bashkë me shumëfishimin e forcave të projektimit sipas Seksionit 2.6.2.1 (Ekuacioni (2.22)), mund të jetë e ndaluar të përdoret mure duktil për rezistencë ndaj tërmeteve sipas Kodi Evropian 8. Megjithatë, duhet të ushtrohet kujdes në përdorimin e vlerës liberale të VRd,max të Ekuacionit (2.47a) në muret duktile të DC M.

2. Në kundërshtim me shtyllat (por si trajet DC H), muret duktile të DC H duhet të verifikohen eksplisht kundër shpëputjes, sepse niveli i ngarkesës aksiale është shumë i ulët për të mobilizuar friksion të mjaftueshëm dhe shtyllat e rrjetës janë me diametra më të vegjël dhe më të rrallë sesa në shtyllat. Baza e çdo kate brenda lartësisë kritike të murit duhet të verifikohet në shpëputje në prerje. Vlera e projektimit të forcës rezistuese kundër shpëputjes horizontale në drejtim të seksionit të bazës në një kate jepet nga Kodi Evropian 8 si:

$$V_{Rd,SLS} = V_{fd} + V_{dd} + V_{id} \quad (2.26)$$

d.m.th., si shuma e:

rezistencës së friksionit, Vfd, të zonës së shtypjes:

$$V_{fd} = \min \left(\mu_f \left[\left(\sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right]; 0.3 \left(1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right) f_{cd} b_{wo} (\xi d) \right) \quad (2.27)$$

me:

- μ_f : koeficienti i friksionit, i barabartë me 0.7 për ndërfaqe të ashpëra ose me 0.6 për ato të buta;
- $\sum A_{sj}$: sipërfaqja totale e shiritave vertikale në rrjetë dhe atyre të vendosura në elementet kufi veçanërisht kundër shpëputjes në prerje pa u numëruar në ULS për përqendrim;
- MEd, NEd: vlerat nga analiza për situatën e projektimit seizmik; dhe
- ξ : thelbi normalizuar i qendrës së dendur, nga Ekuacionet (2.39) në Seksionin 2.4.3;

- një vlerë e projektimit të rezistencës së çartës, V_{dd}:

$$V_{dd} = \sum A_{sj} \min \left(1.3 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0.25 f_{yd} \right) \quad (2.28)$$

për klasën e betonit mbi C20/22, termi i dytë udhëheq në Ekuacionin (2.28); ai reflekton lëshimin e çartës në prerje pure pa forcë aksiale, me një margjin sigurie rreth 2.3;

- projektioni horizontal, V_{id}, i rezistencës së projektimit të çdo shiriti të ngritur, me një sipërfaqe totale (në të dy drejtimet) ΣA_{si}, i vendosur në një kënd ±φ me bazën e murit:

$$V_{id} = \sum A_{si} f_{yd} \cos \varphi \quad (2.29)$$

Shiritat e ngritur duhet të kalojnë idealisht nëpër seksionin e bazës rreth gjysmës së gjatësisë, për të shmangur ndikimin - përmes çiftit të komponenteve vertikale të forcave të tyre të sforcimit dhe shtypjes - në rezistencën e momentit, MR_{do}, të përdorur në Ekuacionet (2.24) për projektimin e prerjes, V_{Ed}, ose në vendndodhjen e heqjes plastike; ata duhet të zgjasin të paktën deri në një nivel të gjatësisë l_w/2 mbi seksionin e bazës, duke bërë një kënd φ = 42° jo vetëm të përshtatshëm, por edhe shumë efektiv në kosto. Edhe pse shiritat e ngritura nevojiten vetëm nëse V_{fd} + V_{dd} është më i vogël se prerja e projektimit, V_{Ed}, Kodi Evropian 8 kërkon që ato të vendosen gjithmonë në bazë të mureve "të ulëta" (pra, ato me h_w/l_w ≤ 2) të DC H, në një sasi të mjaftueshme për të rezistuar, përmes V_{id}, të paktën 0.2V_{Ed}. Në këto mure Kodi Evropian 8 kërkon shirita të ngritur në bazë të të gjitha kateve, në një sasi të mjaftueshme për të rezistuar të paktën 22% të prerjes së projektimit të katit.

Kujdesohu që përforcimi minimal i fiksimit i kërkuar në gjunjëzime ndërtimi (pra, në seksionin bazë të çdo kates) në një mur DC H sipas rreshtit të fundit në Tabelën 2.2 numëron gjithashtu kundër shpërthjes në prerje. Termi i dytë, jo prediktiv në këtë kërkesë, vjen nga kushti që bashkëveprimi, plus friksioni, plus veprimi i çartës në një gjunjëzim të tillë tejkalojë sforcimin e prerjes në betonin e gdhendur pikërisht mbi gjunjëzim.

3. Një rregull i veçantë aplikohet për dimensionimin e raporteve të përforcimit të rrjetës, horizontale p_h, dhe vertikale p_v, në ato kate të mureve DC H ku raporti maksimal i shpërthimit në prerje, α_s = M_{Ed} / (V_{Ed}l_w) (normalisht në bazën e katit) është më pak se 2. Ky rregull është një modifikim i rregullës së Kodit Evropian 2 për llogaritjen e përforcimit të prerjes në anëtarë me 0.2 < α_s < 2:

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,c} + \rho_h b_{wo} (0.75 l_w \alpha_s) f_{yhd} = V_{Rd,c} + \rho_h b_{wo} \left(0.75 \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right) f_{yhd} \quad (2.60)$$

ku;

- p_h është raporti i përforcimit horizontal, i normalizuar në përmasën e rrjetës, b_{wo}, dhe fy_{hd} është forca e tij projektimi i çlirimit;

- V_{Rd,c} është rezistenca e projektimit në prerje e anëtarëve pa përforcim të prerjes sipas Kodit Evropian 2 (në kN):

$$V_{Rd,c} = \left\{ \min \left[\frac{180}{\gamma_c} (100 \rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} f_{ck}^{1/6}} \right] \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_{ck}^{1/3} + 0.15 \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \right\} b_{wo} d$$

(2.61)

ku ρ_L është raporti i përforcimit të sforcimit, γ_c është faktori pjesërisht për betonin, f_{ck} është në MPa, b_{wo} dhe d janë në metra, zona e bruto e seksionit të murit, A_c , është në m² dhe N_{Ed} është në kN (në zonën kritike të murit, $V_{Rd,c} = 0$ nëse N_{Ed} është në sforcim).

Raporti i përforcimit vertikal të rrjetës, ρ_v , pastaj dimensionohet për të siguruar një kënd 42° të fushës së shtypjes të betonit në rrjetë, së bashku me përforcimin horizontal dhe kompresionin vertical në rrjetë si rezultat i forcës aksiale minimale në situatën e projektimit seizmik, $\min N_{Ed}$:

$$\rho_h f_{ydh} b_{wo} z \leq \rho_v f_{ydv} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (2.62)$$

Vërejtje se M_{Ed} në α_s vjen nga M-envelopa e Figurës 2.6, e cila nuk shfaq pikë kulmi në çdo kate, dhe V_{Ed} vjen nga Ekuacionet (2.24) – dhe envelope në Figurën 2.8, nëse muri i përket një sistemi dual (muri-rama). Kështu, α_s mund të jetë më pak se 2 në kate të sipërme të mureve me l_w të madhe, duke dhënë përforcim të panevojshëm të rrjetës. Në raste të tilla duhet përdorur kujdes, pasi këto shprehje janë krijuar për zonën bazë të mureve "të ulëta" (ata me $h_w/l_w \leq 2$); përveç kësaj, për shkak të njohurive dhe të dhënave shumë të kufizuara në atë kohë mbi sjelljen ciklike dhe dështimin në prerje të mureve të ulëta, Ekuacionet (2.60), (2.62) janë konservativë (të sigurta).

Rregullat e veçanta për zonën kritike të mureve DC H (përfshirë veçanërisht nr. 1 më sipër lidhur me $V_{Rd,max}$), në lidhje me zgjerimin e forcave në prerje nga analiza sipas Ekuacioneve (2.24) në Seksionin 2.6.2.1, e bëjnë të vështirë verifikimin e mureve DC H në prerje. Normalisht, nuk është shumë efektive rritja e trashësisë së rrjetit, b_{wo} , për të përmbushur këtë verifikim: kjo do të rriste në proporcion $V_{Rd,max}$, por gjithashtu do të rriste, megjithatë më pak se në proporcion, forcën seizmike në prerje nga analiza. Është shumë më efektive të mbani raportin $M_{Rd,o}/M_{Ed,o}$ në bazën e murit sa më të ulët të jetë e mundur, idealisht pranë 1.0 (shih diskutimin pas Ekuacionit (2.24b) në Seksionin 2.6.2.1).

2.7 HOLLËSI PËR DUKTILITETIN

2.7.1 "RAJONET KRITIKE" NË ANËTARËT DUKTILE

Nga dy përbërësit e betonit të armatosur, çeliku është duktil në sforcim por jo në kompresion, pasi shiritat mund të mbërrijnë, duke humbur forcën e tyre dhe rrezikuar thyerjen. Betoni është krumbullak, përveç nëse shtrirja e tij anësore është mirë e kufizuar nga kufizimi. Kështu, mënyra e vetme për të ndërtuar një anëtar RC që është i dukshëm dhe mund të shpërndajë energji me besueshmëri gjatë përgjigjes seizmike inelastike është duke kombinuar:

- shiritat e armatosur në drejtimin ku pritet të zhvillohen streset sforcimale kryesore; dhe
- betoni dhe armatim në drejtimin e sforcimit kryesor kompresiv, me lidhje të dendur për të kufizuar anësoreisht betonin dhe për të kufizuar shiritat kundër mbërthyerjes.

Kjo është e mundur aty ku streset dhe sforcimet kryesore zhvillohen gjithmonë gjatë përgjigjes së seizmikut në drejtimet ku armimi mund të vendoset lehtësisht. Në anëtarët e betonit të armatosur njëdimensional (trabë, shtylla, mure të hollë), është e përshtatshme të vendoset armimi në drejtimet longitudinale dhe transversale. perkuljei ciklik në fakt prodhon në fibrat ekstreme të një anëtari të betonit të armatosur stresa dhe sforcime kryesore në drejtimin longitudinal dhe lejon përdorimin efektiv të armimit, si për të marrë drejtpërdrejt sforcimin ashtu edhe për të kufizuar betonin dhe shiritat e shtypjes në drejtimet e tyre kompresive të trasësuar. perkuljei është mekanizmi i vetëm i transferimit të forcës në një anëtar të tillë që lejon përfitim dhe përdorim të dukshëm të dukshëm të armimit të sforcimit dhe për të përmirësuar efektivisht dukshërinë e betonit dhe të shiritave të shtypjes përmes kufizimit anësor. Zonat e anëtarit të dominuara nga perkuljei nën ngarkesën seizmike janë skajet e tij, ku momentet seizmike marrin vlerën e tyre maksimale. Pasi pjesa e fundit fillon të jepet në perkulje, aty zhvillohet një kyç perkuljeal plastik, duke shpërndarë energji në perkulje alternativ pozitiv dhe negativ. Eurokodi 8 e quan këtë zonë "zonë kritike", e cila ka një konotacion më konvencional se termi "zonë e shpërndarjes së energjisë", i përdorur gjithashtu në Eurokodi 8 për pjesën e një anëtari ose lidhjeje të çdo materiali ku shpërndarja e energjisë ndodh sipas projektimit.

Zona "kritike" është një pjesë e përcaktuar konvencionalisht e një anëtari primar të betonit të armatosur, deri në një distancë të caktuar prej të

1. Seksioni bazë i një muri duktil, pra, në lidhjen me themele ose në krye të një bodrumi të fortë.
2. Një fund i një shtyllë ose një shtrirje e një trabe të lidhur me një trabe ose një element vertikal, përkatësisht, pa marrë parasysh magnitudën relative të rezistencave të momentit të anëtarëve rreth lidhjes që tregojnë se një kyç plastik në atë fund është i mundur. Trabrat e shtrirura që nuk janë të projektuara për një veprim seizmik vertikal, ose një fund trabe që mbështetet në një kambanë në një distancë nga një lidhje e kambanës me një element vertikal, nuk mund të zhvillojnë momente të mëdha seizmike; kështu që në këto raste nuk ka "zonë kritike" të trabeve.
3. Një seksion trabe ku momenti i rrotullimit nga analiza për situatën e projektuar seizmike arrin vlerën maksimale në gjatësi; shpesh ky seksion është në fund të trabe ose pranë tij dhe "zona kritike" përkon me një nga ato të përshkruara nën 2 më sipër.

Gjatësia e "zonave kritike" të caktuara për anëtarët e betonit të armatosur nga Eurokodi 8 jepet në krye të Tabeleve 2.1, 2.4 dhe 2.2. Këto tabela japin rregullat e veçanta për detajet - kryesisht me karakter preskriptiv - që aplikohen në këto zona. Seksionet 2.7.4 deri në 2.7.2 më poshtë fokusohen dhe shpjegojnë zbatimin e atyre rregullave për detajet që kanë një bazë të qëndrueshme.

2.7.2 KËRKESAT MATERIALE

Duktiliteti varet jo vetëm nga detajet e anëtarëve të betonit të armatosur, por edhe nga duktiliteti dhe cilësia e materialeve të tyre. Kështu, kërkesat e Eurokodi 8 për betonin dhe çelikun rriten me DC-në. Eurokodi 8 vendos një kufi më të ulët prej 16 MPa për forcën nominale cilindrike të betonit (klasa e betonit C16/20) në elementet kryesore të ndërtimeve DC M, ose prej 20 MPa (klasa e betonit C20/22) në ato të DC H. Këto kufij janë në pjesën e ulët të asaj çfarë normalisht përdoret në ndërtime në Evropë. As Eurokodi 8 as Eurokodi 2 nuk vendosin një kufi të ulët për forcën e betonit në ndërtime DC L. Të gjitha klasat e betonit parashikuara në Eurokodi 2 lejohen nga Eurokodi 8: nuk ka kufi të lartë për çdo DC.

Kërkesat e Eurokodi 8 për çelin e armatës janë përmbledhur në Tabelën 2.6. Kufijtë e ulët për fraktalin 10%-sh të raportit të fortifikimit, f_t/f_y , dhe të shtrëngimit në pikën maksimale të sforcimit (i njohur edhe si forcë tërheqëse, f_t), ϵ_{su} , sigurojnë një shtrirje minimale të shtyllës plastike të përparë dhe një duktilitet minimal të këndëve, në radhë të radhës. Qëllimi i kufijeve të larta për f_t/f_y dhe për fraktalin 92%-sh të sforcimit të vërtetë është të shmangësh forcimin e tepërt në këndët plastike përtej asaj që mbulohet nga faktorët e forcimit γ_{Rd} në Ekuacionet (2.31), (2.42), (2.44) dhe (2.24), si dhe të evitohet rrezikimi i projektimit të kapacitetit të shtyllave në flexion dhe të vijave, shtyllave ose mureve në shqyerje, përkatësisht.

Kërkesat për ndërtesat DC M ose L plotësohen me çelik të klasave B ose C sipas Eurokodi 2. Kërkesat për DC H në dy rreshtat e fundit të Tabelës 2.6 plotësohen me çelik të klasës C sipas Eurokodi 2, por jo me klasën B. Ajo për $f_{yk,0.92}/f_{yk}$ për DC H vjen nga Eurokodi 8 dhe nuk përmbushet automatikisht nga çelikut e klasës C (apo më pak nga klasa B); megjithatë, llojet e çelikut me duktilitet të veçantë, të prodhuara dhe të përdorura në pjesën më të prekshme nga tërmetet e Europës, plotësojnë këtë kërkesë shtesë. Kujdes, kjo kërkesë ndonjëherë shkellet kur një sasi çeliku, i cili fillimisht prodhohet për një vlerë nominale të forcës së sforcimit, por nuk përmbush kriteret minimale për vlerën e tij f_{yk} si fraktal 2%, pastaj ricertifikohet dhe shitet si çelik me vlerë nominale të ulët të sforcimit.

Tabela 2.6 EC8 kërkesat për përforcimin e çelikut në anëtarët kryesorë

Ductility Class	DC L or M	DC H
5%-fractile of yield strength (: nominal yield strength), f_{yk}	400 to 600 MPa	
95%-fractile of actual yield strength to nominal, $f_{yk,0.95}/f_{yk}$	-	≤ 1.25
10%-fractile of the ratio of tensile strength (maximum stress) to the yield strength, $(f_t/f_y)_{k,0.10}$	≥ 1.08	≥ 1.15 ≤ 1.35
10%-fractile of strain at maximum stress, $\epsilon_{su,k,0.10}$	$\geq 5\%$	$\geq 7.5\%$

Shembulli 2.2 ilustron kategorizimin e çelikut sipas kriterëve të Eurokodi 8 për DC L, M ose H, në bazë të statistikave të pronave të çelikut nga mostra të çarçave. Kërkesat në Tabelën 2.6 për DC L aplikojnë gjatë gjithë gjatësisë së çdo elementi kryesor. Strikët në fjalë, ato për DC M ose H aplikojnë vetëm brenda "zonave kritike". Megjithatë, gjatësia e tërë e një elementi kryesor të DC M ose H duhet të përmbushë kërkesat në shtyllën e dytë të tabelës, pasi duktiliteti lokal i tij nuk mund të jetë i ulët në krahasim me atë të një elementi DC L në çfarëdo aspekti. Kërkesat shtesë në shtyllën e fundit aplikohen vetëm për "zonat kritike" në ndërtesat DC H. Megjithatë, nuk është praktikë e vërtetë të zbatohen specifikime të ndryshme të materialeve në "zonën kritike" krahasuar me pjesën tjetër të gjatësisë së elementit. Prandaj, në praktikë, kërkesat për çelik në "zonat kritike" aplikohen në gjithë gjatësinë e një elementi kryesor të DC M ose H, duke përfshirë edhe pllakën me të cilën mund të jetë në punë (pasqyron çelikon e pllakës që janë paralel me një trarë kryesor dhe bien brenda gjërësisë së vërtetë efektive të flanaxhave në sforcim të përcaktuara në Seksionin 2.2.2).

2.7.3 KËRKESA PËR DUKTILITET CURVATURE NË "RAJONET KRITIKE"

Në fakt, Eurokodi 8 lidh kërkesën lokale për deformim, për të cilën duhet të specifikohet një zonë plastike, me vlerën bazë të faktorit të sjelljes, q_0 , i cili aplikohet për DC-në e ndërtesës dhe sistemin strukturor sipas Tabelës 4.1 në Seksionin 4.6.3. Vetëm në disa raste vlerat e q_0 në Eurokodi 8 janë diskrete: për sistemet e pendulave të kthyer ose ato të fleksibël përdredhesisht dhe për sistemet murale të DC M; në të gjitha sistemet e tjera strukturore të DC M ose H, q_0 është proporcionale me μ/μ_1 (shihni Seksionin 4.6.3), dhe merr vlera në një gamë të vazhdueshme. Prandaj, nuk është e mundur të specifikohen vlera diskrete të faktorit të zgjatjes së qarkullimit, μ_ϕ , për këto sisteme strukturore të tjera. Prandaj, Eurokodi 8 jep μ_ϕ si një funksion algebrik të q_0 (shihni Ekuacionet (2.64), më poshtë). Ky shprehje është përcaktuar nga:

1. Lidhjen q - μ - T midis faktorit global të zgjatjes së lëvizjes, μ_δ , pjesës së që zavendëson zgjaturinë, q_μ , dhe periudhës, T , të një oscilatori SDOF i pranuar në Eurokodi 8
2. Barazimin e afërt, $\mu_\theta \approx \mu_\delta$, të faktorit lokal të zgjatjes së qarkullimit të kordës, μ_θ , atyre pika ku formohen zinxhirë plastik në një mekanizëm kërcimi kordash në strukturën e detyruar nga një kërcim kordash-beam që krijohet nga kërcimi i fortë/të fortë i dhëmbëve të murit ose të njërive ekuivalente të murit, ose nga shtyllat e forta të njërive duale të kornizave ose të njërive ekuivalente të kornizave
3. Një aproximim të sigurt të faktorit të zgjatjes së qarkullimit në seksionin e fundit të anës së anës, μ_ϕ , në terma të μ_θ , i mbështetur nga modeli i Eurokodi 2 për beton të rrethuar dhe një gjatësi të sigurt të pike të plastikut të mesatares, L_{pl} , e barabartë me 18.2% të zgjatjes së qarkullimit (M/V -ratio), L_s , në seksionin e fundit të një anëtari tipik të RC në ndërtesa:

$$\mu_\phi = 1 + 3 \frac{L_{pl}}{L_s} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_s} \right) (\mu_\theta - 1) \approx 1 + 0.5 (\mu_\theta - 1) \quad \rightarrow \mu_\phi = 2\mu_\theta - 1 \quad (2.63)$$

4. Një supozim të sigurt se vlera e plote e bazës së faktorit të sjelljes është për shkak të duktilitetit, duke injoruar forcën e tepërt: $q_0 = q_\mu$.

Duke kombinuar 1 deri 4 sipër, Eurokodi 8 jep lidhjen vijuese mes q_0 dhe μ_ϕ :

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{if } T \geq T_c \quad (2.64a)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T} \quad \text{if } T < T_c \quad (2.64b)$$

Ky parameter "T" tregon kohën për një cikël të plotë të shpërthimit të strukturës, ndërsa "TC" është koha kur intensiteti i përplasjeve tërmetore është në pikun e tij në shkallë konstante të akceleracionit spektral elastik

Ekuacionet (2.64) përdorin vlerën bazë, q_0 , në vend të vlerës së fundit, q , të faktorit të sjelljes; q mund të jetë më i vogël se q_0 për shkak të parregullësive në lartësi, ose karakteristikave të tjera që mund të ndikojnë në kapacitetin global të elasticitetit për kapacitetet lokale të caktuara të elasticitetit (për shembull, për shkak të shpërndarjes së pabarabartë të elasticitetit në ndërtesa të

parregullta në aspektin e lartësisë).

Në muret duktilë të projektuara sipas Eurokodi 8, rezistenca kundër forcës anesore - e cila është sasia drejtpërdrejt lidhur me faktorin q - varet vetëm nga kapaciteti momental i seksionit bazë. Raporti MRdo/MEdo përmban forcën shtesë të murit (ku MEdo është momenti në bazën e murit nga analiza për veprimin seizmik të projektimit dhe MRdo vlera e projektimit të rezistencës së momentit nën forcën aksiale të përputhshme nga analiza). Prandaj, vlera e faktorit të sjelljes q që përdoret nga muri është $q/(MRdo/MEdo)$, Eurokodi 8 lejon përcaktimin e $\mu\phi$ në bazë të mureve të veçanta të ductile duke përdorur në Ekuacionet (2.64) vlerën e q_0 e ndarë me vlerën minimale të raportit MRdo/MEdo të murit në të gjitha kombinimet e situatës së projektimit seizmik.

Për shkak se një çelik më pak duktil i Klasës B sipas Eurokodi 2 i përdorur si armaturë longitudinale në "zonën kritike" të një elementi kryesor (ashtu siç lejohet në DC M, shihni Tabelën 2.6) mund të reduktojë dukshmërinë e saj flexuale, Eurokodi 8 kërkon që për përmirësimin e elementeve me çelik Klasës B të përdoret një vlerë e $\mu\phi$ e rritur për 20% mbi atë rezultuese nga Ekuacionet (2.64).

2.7.4 KUFIRI I SIPËRM DHE I POSHTËM NË RAPORTIN E PËRFORCIMIT LONGITUDINAL TË TRARËVE PRIMARË

Për një seksion të gjerë të kryqëzuar të një mbështetjeje, armatura longitudinale mund të shpërthejë kur betoni kërcejë, nëse nuk mund të rezistojë momentin e kërcitjes pa rënë në shtrydhje. Me fjalë të tjera, momenti i shtrydhjes duhet të tejkalojë momentin e kërcitjes. Kjo kusht jep rapinin minimal të çelikut të listuar në rreshtin 2 të kërkesave në Tabelën 2.1 për mbështetjet DC M ose H (rreth dyfishi i rapinit minimal për mbështetjet DC L sipas Eurokodi 2). Edhe pse rapinimi minimal i çelikut aplikohet vetëm në anën e sforcimit të mbështetjes, është i këshillueshëm të zbatohet në të dy anët e sipërfaqes, sepse madhësia e momenteve seizmike dhe shpërndarja e tyre në gjatësi të mbështetjes janë shumë të paqarta.

Kur kujtojmë limitin e ulët të listuar në Tabelën 2.6 për 10%-fraktalin midis forcës së sforcimit, f_t , dhe rezistencës së çelikut në rënie, f_y , dhe duke marrë parasysh se rezistenca mesatare në rënie, f_{ym} , zakonisht tejkalojë vlerën nominale, f_{yk} , rreth 12%, rapinimi minimal i çelikut për mbështetjet DC M dhe H në Tabelën 2.1 jep një rezervë sigurie kundër mundësisë së shpërthimit të çelikut për shkak të shtuarës së forcës së betonit në sforcim (92%-fraktali i forcës së betonit në sforcim tejkalon f_{ctm} -në rreth 30%, por rritet shumë pak me kalimin e kohës në krahasim me forcën e përparuar).

Kufiri i sipërm i raportit të çelikut për vijat DC M ose H i listuar në rreshtin e tretë të kërkesave në Tabelën 2.1 synon të sigurojë që vlera e $\mu\phi$ nga Ekuacionet (2.64) të arrihet në seksionin e fundit. Është dalluar nga..

- $\mu\phi$ përkufizohet si raporti i: (a) kruturës, ϕ_u , kur fibrat e shtypjes ekstrem arrijnë deformimin ultim të betonit sipas Eurokodi 2, $\epsilon_{cu2} = 0.0032$, me (b) kruturën në momentin e dhënies së formës, ϕ_y , e cila është barabartë me vlerën semi-empirike $\phi_y = 1.24\epsilon_y/d$, të përshtatur me testimet e traveve ose shtyllave (Fardis 2009); dhe..."

- "Llogaritja e ϕ_u si $\epsilon_{cu2}/(\xi_u d)$, me ξ_u e marrë nga Ekuacioni (2.39a) në Seksionin 2.4.3 për ω_{vd}

= 0, $\nu_d = 0$, $\epsilon_{cu2} = 0.0032$ dhe $\epsilon_c = 0.002$."

"Shembulli 2.6 në fund të këtij kapitulli ilustron aplikimin e Ekuacioneve (2.64) bashkë me llogaritjen e përqindjes së maksimale të armimit në trave."

Kuptimi fizik pas përqindjes së maksimale të armimit të sipërm është si vijon: Mënyra më e mundshme e dështimit të nyjeve plastike është prishja e zonës së ngushtë të shtypjes në pjesën e poshtme, në përpjekjen e saj për të ekuilibruar forcën e sforcimit të armimit të sipërm për shkak të përvijimit në maje të belit (shih Figurën 2.22(c)). Zona e shtypjes ndihmohet në këtë detyrë nga armimi i poshtëm, me të cilin ndan forcën që duhet të ekuilibrohet. Kështu, sa më e vogël të jetë ndryshimi midis armimit të sipërm dhe atij të poshtëm, aq më pak është barrë për betonin (matematikisht, aq më e ulët është vlera e ξ nga Ekuacioni (2.39a)) dhe rreziku i dështimit të tij."

Kufiri i sipërm për përqindjen e armimit të sipërm është shumë i kufizuar te mbështetjet e traveve DC M dhe H, veçanërisht nëse vlera e $\mu\phi$ është e lartë (sidomos për vlerat e larta të q_0 për DC H). Sasia e armimit të çelikut të sipërm që travi duhet për të përmbushur SLS në përvijim te mbështetjeve në situatën e projektimit seizmik dhe situatën "e qëndrueshme dhe të kalimtare" të EN1990 (pra, nën ngarkesat e gravitetit faktorizuar) është e caktuar. Për ta përshtatur atë pa rritur tepër gjerësinë e traveve për të ulur përqindjen e çelikut të sipërm, përqindja e armimit të poshtëm, ρ' , duhet të rritet idealisht përtej vlerave minimale të rekomanduara në rreshtin e dytë të kërkesave në Tabelën 2.1 dhe në dy rreshtat e fundit të saj.

2.7.2 KUFIZIMI I PËRFORCIMIT NË "RAJONET KRITIKE" TË SHTYLLAVE PRIMARE

"shtyllat zakonisht kanë armatim longitudinal simetrik: $\omega_{1d} = \omega_{2d}$. Përveç kësaj, zona e shtypjes duhet gjithashtu të rezistojë forcën e shtypjes, ν_d . Pra, në një nyje plastike flexuale të një shtylle, vlera e $\mu\phi$ nga Ekuacionet (2.64) nuk mund të arrihet në të njëjtën mënyrë si në një trave, pra, duke ulur ξ nga Ekuacioni (2.39a) përmes uljes së $(\rho_1 - \rho_2)$. Në vend të kësaj, fibrat ekstreme të betonit lejohen të arrijnë deformimin e tyre të fundit, $\epsilon_{cu2} = 0.0032$, dhe të shpërthejnë; pas kësaj, nyja plastike mbështetet në deformimin e tyre të fundit të shtuar të qelizave të betonit të mbajtur brenda qarqeve, për të siguruar vlerën e kërkuar të $\mu\phi$ përmes mbajtjes."

"Vlera efektive mekanike e raportit volumik të armimit të mbajtjes, $\alpha\omega_{wd}$, i kërkuar në nyjet plastike të shtyllave DC M ose H jepet në rreshtin e fundit të Tabelës 2.4 (shih gjithashtu shënimet (4)-(6) aty) dhe përsëritet këtu për lehtësi:"

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu_{\phi}\epsilon_{yd}\nu_d\frac{b_c}{b_o} - 0.035 \quad (2.62a)$$

Raporti volumik mekanik ω_{wd} përkufizohet si $(\rho_h + \rho_b)fy_{wd}/f_{cd}$, me raportet e armimit të rrumbulluar, ρ_h , ρ_b , të normalizuar në anët e qarqit të mbajtjes në qendër të rrethit të jashtëm:"

$$h_0 = h_c - 2(c + d_{bw} / 2) \quad ; \quad b_0 = b_c - 2(c + d_{bw} / 2) \quad (2.66)$$

Ku h_c , b_c janë thelbi dhe gjerësia e jashtme të seksionit të shtylles, në rend të radhës, c është mbulimi i betonit në anën e jashtme të qarqit dhe d_{bw} diametri i qarqit. Faktori i efektshmërisë së

mbajtjes, α , është produkt i:

- një komponenti, α , që reflekton ndryshimin e mbajtjes nëpër një shtyllë me shurrë të shpërndarë, dhe
- an, që shpreh prezumimin se nuk ka mbajtje mbi pjesën e seksionit jashtë këndvijave parabolike që dalin nga qendrat e shiritave të përkulur horizontalisht në katrorët e lidhur anësoreisht në cepat e lidhjes ose krocujt e lidhjes kryq, në një kënd prej 42° ndaj kordes që lidh këto dy qendra të shiritave."

Për një seksion drejtkëndësh me një qarq mbajtës në një distancë qendrore prej s , faktori i efektshmërisë së mbajtjes, α , është:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2 / 6}{b_o h_o}\right) \quad (2.67)$$

Ku produkti i dy termave të parë është α dhe termi i tretë është an (ku b_i shënon distancën në perimetër midis shiritave të përkulur horizontalisht të shtrirë, mbledhja zgjatet për të gjitha çiftet e këtyre shiritave dhe emëruesi është zona e mbyllur nga vija poligonale që lidh qendrat e shiritave të përkulur horizontalisht, shih Figura 2.9).

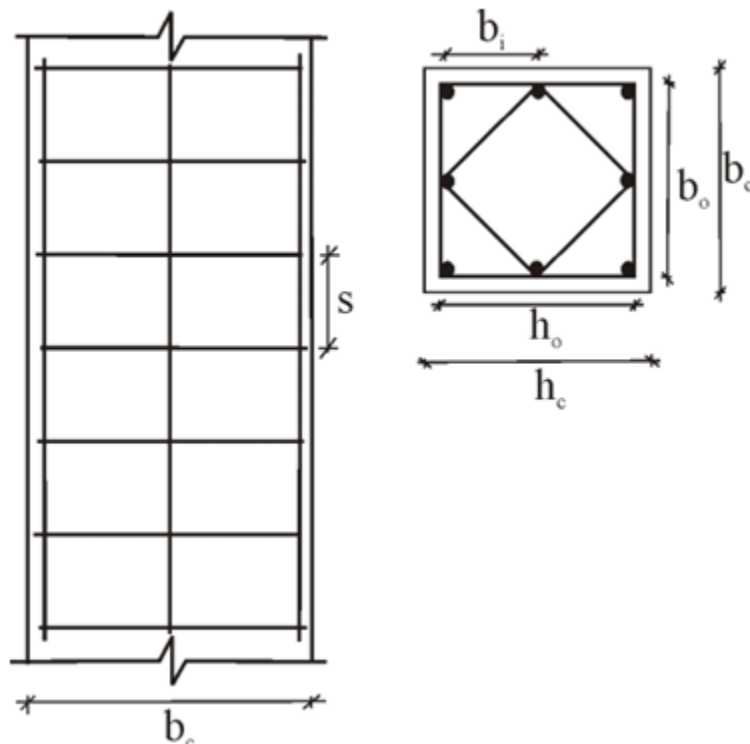


Fig. 2.9 Përkufizimi i termave gjeometrikë për izolimin e një shtylle drejtkëndëshe

Shembulli 2.7 në fund të këtij kapitulli ilustron aplikimin e Ekuacioneve (2.64), (2.62a), (2.66), (2.67), ndërsa Shembujt 2.8 dhe 2.9 demonstrojnë përkufizimin dhe llogaritjen e an në seksione jo-drejtkëndëshe. Fundja, Shembulli 2.10 tregon paraqitje alternative të armimit të mbajtjes dhe i

krahasojnë ato në aspektin e efikasitetit të koston. Edhe pse ato duken aq të ndryshme, shprehja për ω_{wd} në Ekuacionin (2.62a) dhe përqindja maksimale e çelikut në trave në rreshtin e tretë të kërkesave në Tabelën 2.1 përdoren në mënyrë të ngjashme; dallimet nga dy pikat në Seksionin 2.7.4 janë se:"

- Përdoret thelbi i plotë i seksionit, h , në vend të thelbit efektiv, d , në vlerat jo-dimensionale, siç janë $\xi_u = x_u/h$, $vd. = Nd/(bhfd)$, etj., në shprehjen semi-empirike: $\phi_y = 1.72\epsilon_y/h$, etj.;
- ϕ_u llogaritet për qelizën e mbajtjes, me deformimin ultim të fibrave ekstreme të shtypjes të saj të dhënë si funksion i ω_{wd} sipas modelit të mbajtjes në Eurokod 2, me $\xi_u = x_u/h$ llogaritur nga Ekuacioni (2.39a) për $vd. = Nd/(bhfd)$, $\omega_{1d} = \omega_{2d}$ dhe ω_{vd} e injoruar, krahasuar me vd .

Kontrolli i armimit të mbajtjes sipas Ekuacionit (2.62a) kërkohet nga Eurokodi 8, jo në mënyrë të pakontrolluar në çdo "zonë kritike" të një shtylle, por vetëm aty ku mund të formohet një nyje plastike sipas projektimit, pra te baza e shtyllave DC M ose H - në lidhje me themele ose në krye të një kate të rigidë. Në të gjitha "zonat kritike" të tjera të shtyllave DC M, zbatohen vetëm rregullat paragjyqësore të detajimit në Tabelën 2.4 për vlerën minimale të ω_{wd} , distancën maksimale, sw , dhe diametrin minimal, dbw , të shurrupave. Në ndërtesat me shtylla DC H, megjithatë, Eurokodi 8 kërkon armatim të mbajtjes sipas rreshtit të fundit të Tabelës 2.4 në "zonat kritike" në të gjitha përfundimet e shtyllave që nuk janë të kontrolluara sipas Ekuacionit (2.31) - pra, ato që bëhen pjesë e përjashtimeve nga Ekuacioni (2.31) sipas Eurokodit 8, të cilat janë listuar këtu në Seksionin 2.4.2 - shih Shënimet (7) dhe (9) në Tabelën 2.4. Përveç kësaj, disa armatim mbajtës kërkohet edhe në "zonat kritike" të përfundimet e shtyllave DC H të cilat janë të mbrojtura nga formimi i nyjes plastike duke plotësuar Ekuacionin (2.31) në të dy drejtimit horizontale. Kjo armatim mbajtës llogaritet nga Ekuacioni (2.62a), por për një vlerë $\mu\phi$ (të shënuar në Tabelën 2.4 si $\mu\phi^*$) e cila përdor në Ekuacionet (2.64) dy të tretat e vlerës bazë të faktorit q , q_0 , i cili aplikohet për projektim, në vend të vlerës së plotë të q_0 (shih Shënimin (7) në Tabelën 2.4). Kudo ku kërkohet, armimi mbajtës duhet të llogaritet veçmas në dy drejtime të përvijimit, duke përdorur vlerat e q_0 (dhe në këtë mënyrë të $\mu\phi$) që aplikohen për sistemin struktural në këto dy drejtime dhe vlerën më të pa favorshme (pra, maksimale) të forcës aksiale nga analiza për situatën e projektimit seizmik. Vlera më e madhe nga këto dy llogaritje të ndara duhet të përdoret për ω_{wd} .

Kjo duhet të implementohet si shuma e raporteve mekanike të armimit në të dy drejtimit trasversale, $(\phi_h + \phi_b)fy_{wd}/f_{cd}$, duke siguruar rreth të njëjtte për shuarje në të dy drejtimit trasversale: $\phi_h \approx \phi_b$. Nëse vlera e ω_{wd} rezulton të jetë negative për $b_0 = b_c$, atëherë vlera e synuar e $\mu\phi$ mund të arrihet nga seksioni i pa-shpërthyer pa mbajtje. Në këtë rast, shurrupat në "zonën kritike" mund të ndjekin thjesht rregullat paragjyqësore të detajimit të përputhshëm të DC për vlerën minimale të tyre të ω_{wd} , distancën maksimale sw , diametrin minimal dbw , etj. (shih Tabelën 2.4).

2.7.6 IZOLIMI I "ELEMENTEVE KUFITARE" NË SKAJET E NJË SEKSIONI MURI

Ky fragment nënvizon një dallim në projektimin dhe detajimin e mureve si anëtarë të betonit të armuar, në krahasim me shtyllat: rezistenca ndaj momentit të një muri ofrohet nga "korda të sforcimit dhe shtypjes" ose "flanxhe" në krahas të seksionit të tij; rezistenca e tij ndaj shpërthjes sigurohet nga "qarqet" në mes të tyre. armimi i mureve vertikal është i konsoliduar në "elementet kufizuese" në dy anët e seksionit; mbajtja e betonit është gjithashtu e kufizuar aty (shih Figurën 2.7 dhe shembujt në Figurat 7.42-7.47 të Kapitullit 7).

Tabela 2.2 jep në seksione të ndara rregullat e detajimit të Eurokodit 8 për "elementet kufizuese" dhe "web". Pjesa e parë e seksionit "elementet kufizuese" i referohet zonës kritike; e dyta, pjesës së mbetur të lartësisë së murit. Rreshtat para rreshtit të fundit në pjesën e parë japin rregulla paragjyqësore për gjeometrinë, shiritat vertikale dhe armimin mbajtës të elementeve kufizuese; rreshti i fundit specifikon raportin volumik efektiv mekanik të armimit mbajtës, $\alpha\omega_{wd}$, në elementet kufizuese të murit DC H ose M si funksion i vlerës së $\mu\phi$, e cila korrespondon, përmes Ekuacioneve (2.64), me produktin e q_0 me raportin ME_{do}/MR_{do} në bazën e murit (shih paragrafin e dytë nga fundi i Seksionit 2.7.3):

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu\phi\varepsilon_{yd} \left(v_d + \omega_{vd} \right) \frac{b_w}{b_o} - 0.035 \quad (2.62b)$$

Eq. (2.62b) ka një qasje dhe derivim të njëjtë me Ek. (2.62a) për shtyllat, por përfshin gjithashtu raportin mekanik të shiritave vertikale në "web", $\omega_{vd} = \rho v_{fyd}/f_{cd}$, si të pakuptimtë në krahasim me v_d . Në këtë rast, b_w shfaqet në Ekuacionin (2.62b) në vend të b_c , por ka të njëjtën kuptim: është gjerësia e jashtme e flaxhit të shtypjes.

Shënim (3) në Tabelën 2.2 nënvizon se, nën kushte të caktuara që shpesh ndodhen në praktikë, Eurokodi 8 lejon të përcaktohet armimi mbajtës i elementeve kufizuese në muret DC M sipas rregullave për muret e DC L. Në fakt, nën kushtet e përcaktuara në atë shënim, Ekuacioni (2.62a) më shumë se sa gjithmonë jep një rezultat negativ për $\alpha\omega_{wd}$ kur $b_o = b_w$, pra, vlera synuese e $\mu\phi$ mund të arrihet në seksionin e pa-shpërthyer pa mbajtje (shih paragrafin e fundit në Seksionin 2.7.2).

Mbi "zonën kritike" të mureve DC M ose H, rregullat e DC L aplikohen për armimin mbajtës të elementeve kufizuese, si dhe për gjeometrinë dhe shiritat vertikale. Ato vijnë nga Eurokodi 2 dhe kryesisht kërkojnë elemente kufizuese më të vogla rreth çdo regjioni të krahut të seksionit në të cilin shiritat vertikale japin një raport lokal të çelikut vertikal mbi 2%. Një regjion i tillë duhet të jetë i mbyllur me shurrup, duke iu përmbajtur rregullave paragjyqësore në Eurokodin 2 lidhur me diametrin dhe distancën e shurrupave; këto rregulla janë shumë më të relaksuara në krahasim me ato të Eurokodit 8 për zonën kritike të mureve DC H ose M.

Përmasa horizontale e një elementi kufizues të kufizuar në zonën kritike mund të kufizohet në pjesën e seksionit ku, kur muri arrin deformimin e tij maksimal, deformimi i betonit tejkalon deformimin maksimal të betonit të papërkulur sipas Eurokodit 2, pra, $\varepsilon_{cu2} = 0.0032$. Shqiponja që e mbyll një element kufizues duhet të ketë gjatësi qendrore prej $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ në drejtim të gjatësisë së murit, $l_w (= h_c)$, me thelbin e qendrës pas shpërthimit të betonit, x_u , të vlerësuar si:

$$x_u = \left(v_d + \omega_{vd} \right) \frac{h_c b_c}{b_o} \quad (2.68)$$

dhe deformimi maksimal i betonit të papërkulur, $\varepsilon_{cu2,c}$, vlerësuar sipas Eurokodit 2 si:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} \quad (2.69)$$

Duke përdorur vlerën reale të $\alpha\omega_{wd}$ në elementin kufizues. Në Ekuacionin (2.68), b_c , h_c janë të

njëjta si gjerësia e murit bw dhe gjatësia lw, përkatësisht. Gjatësia totale e elementit kufizues të kufizuar përfshin mbulimin e betonit dhe shurrupin e perimetrit:

$$l_c \geq x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) + 2 \left(c + \frac{d_{bw}}{2} \right) \quad (2.70)$$

Vlera përfundimtare e lc duhet të respektojë vlerat minimale në rreshtin e parë të pjesës (a) "zonave kritike" në seksionin "elementet kufizuese" të Tabelës 2.2. Për një aplikim shembullor të këtij Seksioni për lartësinë kritike të një murit të ndërtesës shembull 7-katëshe, shih Seksionin 7.6.2.4.

2.7.7 IZOLIMI I SEKSIONEVE TË MURIT OSE SHTYLLAVE ME MË SHUMË SE NJË PJESË DREJTKËNDËSHE

Seksionet e mureve ose shtyllave shpesh përbëhen nga disa pjesë drejtkëndëshe: seksione me forma T, L, I, U, mure me "hulahop" në krahat e seksionit, etj. Për këto seksione, ωwd duhet të përcaktohet veçmas për çdo pjesë drejtkëndëshe të seksionit që mund të luajë rolin e një flanxi të shtypjes nën çdo drejtim të veprimit seizmik. Ekuacionet (2.62) duhet të aplikohen fillimisht duke përdorur gjerësinë e jashtme të flanxhit të shtypjes te fibrat ekstreme të shtypjes si bc në Ekuacionin (2.62a), ose si bw në Ekuacionin (2.62b).

Kjo vlen gjithashtu edhe për normalizimin e NEd dhe të sipërfaqes së armimit të vertikal midis flanjave të sforcimit dhe shtypjes, As_v , si $vd = NEd/(hc_bcfcd)$, $\omega vd = As_v/(hc_bcfcd)$, me hc tregon dimensionin maksimal të seksionit të pa-shpërthyes në kënd të drejtë me bc (si nëse seksioni ishte drejtkëndësh me gjatësi bc dhe thellësi hc). Për të aplikuar këtë, zona e shtypjes duhet të kufizohet brenda flanxhit të shtypjes, gjerësia e të cilit është bc. Për të kontrolluar nëse kjo është rasti, thelbi i qendrës së paanshme, xu, në kthesën e fundit pasi mbulimi i betonit shpërthen në flanxin e shtypjes llogaritet nga Ekuacioni (2.68).

Rezultati më pas krahasohet me dimensionin e flanxhit të shtypjes drejtkëndëshe në kënd të drejtë me bc (pra, paralel me hc), pasi është ulur duke u zvogëluar me $(c+dbw/2)$ për shpërqëndrim. Nëse kjo dimension i ulur tejkalon xu, rezultati i Ekuacioneve (2.62) për ωwd implementohet duke vendosur shurrupat në flanxin e shtypjes në fjalë. Është preferuar që të sigurohen rrethana të ngjashme të shurrupit në të dy drejtimet e kësaj flanxi të shtypjes. Megjithatë, në këtë rast, kryesorja është raporti i çelikut të këmbëve të shurrupit në kënd të drejtë me bc. Nëse vlera e xu nga Ekuacioni (2.68) tejkalon dimensionin e flanxhit të shtypjes në kënd të drejtë me bc shumë më shumë se $(c+dbh/2)$, ka dy mundësi praktike:

1. Për të rritur fizikisht dimensionin e flanxhit të shtypjes drejtkëndëshe në kënd të drejtë me bc, kështu që, pas zvogëlimit të tij me $(c+dbw/2)$ për shkak të shpërthimit, të tejkalohej xu nga Ekuacioni (2.68).

2. Për të kufizuar pjesën drejtkëndëshe të seksionit në kënd të drejtë me flanxin e shtypjes (njohur si "web"), në vend të vetë flanxhit të shtypjes. Kjo është kuptimplotë vetëm nëse flanxi i shtypjes, për të cilin thelbi i qendrës është llogaritur fillimisht nga Ekuacioni (2.68), është i ulët dhe nuk është shumë më i gjerë se "webi". Ekuacionet (2.62) duhet të aplikohen atëherë me një gjërësi bc ose bw e barabartë me trashësinë e "webit" (edhe në normalizimin e NEd dhe As_v në vd, ωvd). Rezultati i Ekuacioneve (2.62) për ωwd duhet të implementohet përmes shurrupave në "web".

Është e konsistente me këtë zgjedhje të sakrifkohet flanxi i shtypjes duke vendosur në pjesët e tij jashtë "webit" armatim trasversal që plotëson vetëm rregullat paragjyqësore për distancën dhe diametrin e shurrupave, pa kërkesa për kufizim. Megjithatë, është më i kujdesshëm të vendosen aty të njëjtit armatim mbajtës si në "web".

Shembulli 2.11 në fund të këtij kapitulli demonstroi lidhjen midis çelikut të mbajtës në pikat kyçe të një seksioni murie dhe faktorit të dukshëm të elasticitetit të disponueshëm sipas Eurokodit 8. Çfarë është thënë deri më tani në këtë Seksion mbulon të dy muret dhe shtyllat me seksion kompozit. Për muret e këtij lloji, Eurokodi 8 kërkon një qasje rigorozë, pra të shkojnë në parimet themelore (ekuilibër, ligjet σ - ε për çelikun dhe betonin e kufizuar sipas Eurokodit 2, etj.), për të siguruar vlerën e nevojshme të $\mu\phi = \phi_u / \phi_y$. Niveli i sigurisë i siguruar nga Ekuacionet (2.62) duhet të ruhet.

2.8 DIMENSIONIMI PËR EFEKTET E VEPRIMIT VEKTORIAL PËR SHKAK TË KOMPONENTËVE TË VEPRIMIT SIZMIK TË NJËKOHSHËM

2.8.1 QASJET E PËRGJITHSHME

Të shtrirat dimensionohen për forcën e përçarjes ose forcën e prerjes për forcën interne skalar, pra momentin e përqendrimit ose forcën e prerjes, në radhë të rendit. Nga ana tjetër, shtyllat dhe muret dimensionohen për përqendrim uniaxial (ose biaxial) me forcë aksiale dhe për prerje uniaxial me forcë aksiale, pra për dy ose tre forca të brendshme konkurruese.

Le të konsiderojmë këto forca të brendshme si të organizuara në një vektor: $[M_y, M_z, N]$ T për përqendrim biaxial me forcë aksiale, $[M, N]$ T, ose $[V, N]$ T, për përqendrim uniaxial ose prerje me forcë aksiale, në radhë të rendit. Nëse ishte rezultat i një komponente të vetme të veprimit seizmik, ky vektor do të shtohet dhe zbritet nga kundërpjesët e tij për shkak të veprimeve kvozipermanente; dimensionimi ose verifikimi do të bëhet veçmas për shumën vektoriale dhe dallimin vektorial.

Kjo pyetje është se si kombinojmë vektorët e përgjigjeve kulminante të parashikuara përmes analizës lineare për komponentët individualë të veprimeve seizmike, veçanërisht ato horizontale X dhe Y, kur dimë se këto përgjigje kulminante nuk janë simultane? Le të marrim parasysh përqendrimin biaxial, me vektorët e efekteve të veprimeve seizmike të prodhuara nga komponentët horizontalë X dhe Y të shënuar si:

$$E_x = [M_{y,x}, M_{z,x}, N_x]^T ; E_y = [M_{y,y}, M_{z,y}, N_y]^T \quad (2.71)$$

Ek. (3.99) jep vlerat e pritura maksimale të komponentëve të forcës së brendshme individuale për shkak të komponenteve të veprimit tërheqës horizontal tërheqës, X dhe Y:

$$\pm M_{y,\max} = \pm \sqrt{M_{y,x}^2 + M_{y,y}^2} , \quad \pm M_{z,\max} = \pm \sqrt{M_{z,x}^2 + M_{z,y}^2} , \quad \pm N_{\max} = \pm \sqrt{N_x^2 + N_y^2} \quad (2.72)$$

Kundërshtarët e tyre nga Ek. (3.100) janë:

$$M_{y,\max} = \pm \max \left[\left(|M_{y,X}| + \lambda |M_{y,Y}| \right); \left(\lambda |M_{y,X}| + |M_{y,Y}| \right) \right] \quad (2.73a)$$

$$M_{z,\max} = \pm \max \left[\left(|M_{z,X}| + \lambda |M_{z,Y}| \right); \left(\lambda |M_{z,X}| + |M_{z,Y}| \right) \right] \quad (2.73b)$$

$$N_{\max} = \pm \max \left[\left(|N_X| + \lambda |N_Y| \right); \left(\lambda |N_X| + |N_Y| \right) \right] \quad (2.73c)$$

Është fizikisht e paplaushtë dhe shumë konservatore të presupozohet se maksima të tre forcave të brendshme në Ek. (2.72) - ose Ek. (2.73) - ndodhin në të njëjtën kohë si:

$$E = \left[\pm M_{y,\max}, \pm M_{z,\max}, \pm N_{\max} \right]^T \quad (2.74)$$

Ku $M_{y,\max}$, $M_{z,\max}$, dhe N_{\max} jepen nga Ekuacionet (2.72) ose (2.73). Megjithatë, Ekuacioni (2.74) përdoret zakonisht në praktikë. Kombinime alternative, më të besueshme, janë përshkruar në (Fardis 2009); ato varen nga lloji i analizës lineare të kryer. Një pyetje tjetër lidhet me permutacionet e shenjave midis tre forcave të brendshme. Analiza e spektrit të përgjigjes modale gjithmonë jep rezultate pozitive, duke marre në konsideratë shenjën plus dhe minus. Në kundërshtim, metoda e forcës anesore jep rezultate me shenja; kështu, kur shenja e veprimit tërheqës është kthyer, të gjitha forcat e brendshme ndryshojnë shenjë: forcat e brendshme me të njëjtin shenjë mbajnë të njëjtën shenjë; ato me shenja të kundërta mbeten me shenja të kundërta.

Një përjasje e thjeshtë sugjerohet më poshtë si një alternativë ndaj tetë kombinimeve të Ekuacionit (2.74). Për të qenë striktësisht i saktë, ajo nuk ka një bazë rigoroz, por është racional dhe jep rezultate të arsyeshme, afër atyre të përjasjeve rigorozë të theksuara në (Fardis 2009). Për rastin e përgjithshëm të zgjatjes biaxial, Ekuacionet (2.71), kjo alternativë përfshin nëntëmbëdhjetë kombinime:

$$\left[\pm M_{y,\max}, \pm M_{z,\max}, \pm N_{\max} \right]^T \quad (2.72a)$$

$$\left[\pm \lambda M_{y,\max}, \pm M_{z,\max}, \pm N_{\max} \right]^T \quad (2.72b)$$

Vektori i forcave të brendshme për shkak të komponenteve të veprimit tërheqës translacional, X dhe Y, është shtuar mbi vektorin për shkak të momenteve të prodhuar nga eksentricitetet e rastësishme të të dy komponenteve horizontale (shihni Seksionin 3.1.8). Pasqyra e dytë e këtij vektori llogaritet përmes analizës statike, komponentët e tij kanë shenja, të cilat mund të kthehen në tërësi por jo individualisht.

Nëse kombinimi i komponenteve ruajt shenjat e efekteve individuale të veprimeve, shtesa ndodh

me shenja, në mënyrë që forca e brendshme që maksimizohet në vektorin për shkak të komponenteve translacionale shtohet me kundërshtarin e saj për shkak të momenteve nga eksentricitetet aksidentale me të njëjtin shenjë; shenjat e komponenteve të tjera të vektorit për shkak të eksentriciteteve aksidentale vazhdojnë në të njëjtën linjë, në mënyrë që ato të jenë të njëjta ose të kundërta me njëra-tjetrën, në përputhje me mënyrën se si janë rezultuar nga analiza statike.

2.8.2 IMPLIKIMET PËR VLERAT E FORCËS AKSIALE TË SHTYLLES NË LLOGARITJET E PROJEKTIMIT TË KAPACITETIT

Vlera e rezistencës së momentit të shtyllës, $MR_{d,c}$, e përdorur në llogaritjet e projektimit të kapacitetit duhet të bazohet në një vlerë të sigurt, por gjithashtu të kuptueshme të forcës aksiale të shtyllës, N , brenda gamës së vlerave nga analiza për kombinimin e veprimit tërheqës dizajn me ngarkesat kvasi-permanente. Specifikisht:

1. Për projektimin e kapacitetit të shtyllës së fortë-kembe të Ekuacionit (2.31), duhet të përdoret forca minimale e shtypjes ose forca maksimale e thartësisë në aksin e shtyllës.
2. Për kapacitetin e projektimit të shkatëve, Ekuacionet (2.42), përdorim forcën maksimale shtypëse aksiale në shtyllat e lidhura me shkatën.
3. Për kapacitetin e projektimit të shkatës së vetë shtyllës, Ekuacioni (2.44), jemi të interesuar si për forcën maksimale shtypëse ashtu edhe për forcën maksimale të thartësisë (ose forca minimale e shtypjes) në shtyllën e vetë.
4. Për projektimin e kapacitetit të sistemit të themeleve dhe verifikimin e kapacitetit të mbajtjes së tokës, janë të rëndësishme si forca maksimale shtypëse ashtu edhe forca maksimale e thartësisë (ose forca minimale e shtypjes) në shtyllën e vetë.

Forcat aksiale shtypëse maksimale ose minimale në situatën e projektimit tërheqës vijnë nga forcat aksiale maksimale shtypëse dhe maksimale thartësore, përkatësisht, nga analiza për veprimin tërheqës.

Në princip, vlera e përdorur për N duhet të jetë në përputhje me drejtimin e veprimit (shenjën) të $MR_{d,c}$. Për shembull, për një përgjigje të dominuar nga modi i parë në një drejtim horizontal të caktuar, bishtat plastike fleksuale në bazë të shtyllave zakonisht kanë thartësi në anën "me erë" të shtyllës dhe shtypje në anën kundërshtare; kundërshtari mbajti zakonisht në bishtat plastike në kokën e shtyllave. Nga ana tjetër, përgjigja e dominuar nga modi i parë shkakton forca të thartësisë në pjesën e sipërme dhe të poshtme të shtyllave të jashtme të anës "me erë" dhe forca shtypëse në ato të anës "pa erë".

Komponenta e momentit që kontrollon është ajo për të cilën formohet një bisht plastik, le të themi M_y . Komponenta tjetër e momentit nuk është e interesuar. Nëse $MR_{d,c}$ merret konvencionalisht si pozitiv, M_y konsiderohet pozitiv nëse ka të njëjtin drejtim veprimi si $MR_{d,c}$. N merret si pozitiv nëse është shtypës.

1. EX dhe EY kombinohen përmes Ekuacionit (3.99): Forca maksimale shtypëse ose thartësore tërheqëse është:

$$\pm \max N_E = \pm \sqrt{(N_X^2 + N_Y^2)} \quad (2.76)$$

Këto vlera përdoren nëse drejtimi (shenja) i momenteve të zgjatjes nuk bën ndonjë dallim në vlerën e $\sum MR_{d,b}$. Nëse bën ndonjë ndryshim, duke supozuar se bishti plastik formohet në drejtimin e M_y , rezultati i Ekuacionit (2.76) shumëzohet me $MR_{d,c}/M_{y,max}$. Një opsion tjetër fizikisht i kuptueshëm është të marrim magnitudën e N si $\sqrt{(N_X^2 + N_Y^2)}$ dhe të përdorim shenjën e forcës aksiale në modën me kontributin më të madh në momentin në drejtim të $MR_{d,c}$ kur ky kontribut ka të njëjtin drejtim (shenjë) si $MR_{d,c}$.

2. E_X, E_Y are combined through Ek. (3.100). If modal analysis is used, or, if the anësore force method is

applied but the sense (sign) of bending moments does not make a difference for the beam moment resistance sums, $\square MR_{d,b}$, the maximum compressive force in the column is:

$$\max N_E = \max \left[(|N_X| + \lambda |N_Y|); (|N_Y| + \lambda |N_X|) \right] \quad (2.77)$$

Forca maksimale thartësore jepet nga e njëjta shprehje por me një shenjë minus. Nëse E_X, E_Y llogariten ndaras nga metoda e analizës së forcës anësore, dhe, përveç kësaj, drejtimi (shenja) i momenteve të zgjatjes bën ndryshim për shumën e rezistencës së momentit të shkaqes së bëmeve, $\sum MR_{d,b}$, atëherë forca maksimale shtypëse në shtyllë merret si:

$$\max N_E = \max \left[\begin{array}{l} \left(\text{sign}(M_{y,x} N_X) N_X + \text{sign}(M_{y,y} N_Y) \lambda N_Y \right); \\ \left(\text{sign}(M_{y,y} N_Y) N_Y + \text{sign}(M_{y,x} N_X) \lambda N_X \right) \end{array} \right] \quad (2.78a)$$

ndërsa forca maksimale thartësore (shtypëse minimale) është:

$$\min N_E = \min \left[\begin{array}{l} \left(\text{sign}(M_{y,x} N_X) N_X + \text{sign}(M_{y,y} N_Y) \lambda N_Y \right); \\ \left(\text{sign}(M_{y,y} N_Y) N_Y + \text{sign}(M_{y,x} N_X) \lambda N_X \right) \end{array} \right] \quad (2.78b)$$

Forcat aksiale të shtylles për shkak të eksentriciteteve aksidentale të të dy komponenteve horizontale (shihni Seksionin 3.1.8) shtohen në forcën aksiale të ekstremeve të përcaktuara si më sipër, me të njëjtin shenjë (pra, si thartës për N minimale, ose si shtypës për N maksimale).

2.9 ELEMENTE SIZMIKE DYTËSORE

2.9.1 KËRKESAT E VEÇANTA TË PROJEKTIMIT PËR ANËTARËT "SEKONDARË" DHE IMPLIKIMET PËR ANALIZËN

Kontributi i anëtarëve "sekondarë" në ngurtësiin anësore është qëllimisht për të injoruar në analizën e përgjigjes sërishmike nga e cila efektet e veprimit tërheqës për verifikimin e anëtarëve "primarë" llogariten. Nga ana tjetër, Eurokodi 8 vendos dy kërkesa speciale për anëtarët "sekondarë", të cilat kërkojnë llogaritje dhe verifikime të veçanta:

1. Kontributi total në ngurtësiin anësore i të gjithë anëtarëve "sekondarë" duhet të jetë më i vogël ose i barabartë me 12% të atij të të gjithë anëtarëve "primarë".

2. Anëtarët "sekondarë" duhet të mbeten elastikë nën zhvendosjet dhe deformimet e imponuara në situatën e projektimit tërheqës.

Për të kontrolluar kushtin nr. 1, por gjithashtu për të vlerësuar deformimet e imponuara në anëtarët "sekondarë" në situatën e projektimit tërheqës, dizajneri ka nevojë të kryejë dy analiza lineare për çdo komponent horizontal të veprimit tërheqës:

a. një që përfshin kontributin e anëtarëve "sekondarë" në ngurtësiin anësore,

b. një tjetër që e neglizhon atë.

Për të përmbushur kushtin nr. 1, zhvendosjet (inter)katsore të llogaritura nga analiza (b) duhet të jenë më të vogla se 1.12 herë ato nga analiza (a). Kujtoju se në bazë të rezultateve të analizës (b) bëhet projektimi i anëtarëve "primarë" dhe që të gjitha verifikimet sipas Eurokodit 8 që nuk kanë të bëjnë me anëtarët "sekondarë" kryhen (përfshirë kontrollin e kufizimit të dëmeve në bazë të zhvendosjeve (inter)katsore për shkak të veprimit të kufizimit të dëmeve tërheqës, shihni Seksionin 1.3.2). Në anën tjetër, një model struktural që përfshin kontributin e anëtarëve "sekondarë" në ngurtësiin anësore është thelbësor për projektimin e këtyre anëtarëve kundër kombinimeve të veprimeve që përfshijnë ngarkesa të tjera anësore, për shembull, nëse ndërtesa është gjithashtu e dizajnuar për erë. Përveç kësaj, të njëjtin model mund të përdoret për analizën nën ngarkesa të peshave faktorizuar ("situate të projektimit të qëndrueshëm dhe të tranzitorshëm"). Fundja, rezultatet e një analize të tipit (a) mund të përdoren për të vlerësuar deformimet e imponuara në anëtarët "sekondarë" në situatën e projektimit tërheqës (shihni seksionin tjetër).

2.9.2 VERIFIKIMI I ANËTARËVE "DYTËSORË" NË SITUATËN E PROJEKTIMIT SIZMIK

Sipas Eurokodit 8, rezistencat e projektimit të momentit dhe forcat e shkares së anëtarëve "sekondarë" në ULT sipas Eurokodit 2, MRd dhe VRd, nuk duhet të jenë më pak se forcat e brendshme (momentet e zgjatjes dhe forcat e shkares) të llogaritura për këta anëtarë nga deformimet e imponuara nga pjesa tjetër e sistemit në situatën e projektimit tërheqës, në një analizë përgjigjeje sërishmike që neglizhon kontributin e anëtarëve "sekondarë" në ngurtësiin anësore. Këto forca të brendshme duhet të derivohen nga deformimet e imponuara tërheqëse duke përdorur ngurtësiin e thyer të anëtarëve "sekondarë" (pra, 20% e ngurtësiit të seksionit brut, pa thyerje).

Në një rast kufi ekstrem, anëtarët "sekondarë" duhet të dizajnohen për efektet e veprimit tërheqës të përcaktuara me një faktor $q=1/1.12=0.87!$ Për të përmbushur këtë kërkesë të vështirë, ngurtësiin anësore i "anëtarëve sekondarë" duhet të jetë në të vërtetë shumë i ulët dhe ngurtësiin global i sistemit të "anëtarëve primarë" dhe lidhja e tyre me "anëtarët sekondarë" duhet të jetë në mënyrë që deformimet sëismike të imponuara në këta të fundit të jenë të vogla.

Kërkesat për deformimet sëismike të imponuara në "anëtarët sekondarë" në situatën e projektimit tërheqës përcaktohen sipas rregullit të baraz-displazimit përmes një procedurë shumë-hapësinore:

I. Kërkesat për deformimet elastike në "anëtarët sekondarë" për shkak të veprimit tërheqës të projektimit vlerësohen nga një analizë sëismike lineare e llojit (a) në seksionin e mëparshëm, pra

duke përfshirë "anëtarët sekondarë" në model. Spektri i projektimit është i përdorur, pra ai i ndarë me faktorin e sjelljes, q , por rezultatet e deformimit janë kthyer prapa duke shumëzuar me q , për të vlerësuar zhvendosjet sikur struktura të ishte elastike.

II. Rezultati i Hapatit I për katin i është shumëzuar me raportin e zhvendosjeve (inter)katore në atë katër nga një analizë lineare e tipit (b) në krahasim me ato nga një analizë lineare e tipit (a). Rezultati është vlerësimi i deformimit që kërkojmë; ai është shumëzuar me ngurtësiin e thyer të anëtarit "sekondar" për të vlerësuar forcat e tij të brendshme, për të krahasuar me MRd dhe VRd (shih Ekuacionin 1.1).

2.9.3 MODELIMI I ANËTARËVE "SEKONDARË" NË ANALIZË

Në modelin struktural për analizën që neglizhon kontributin e anëtarëve "sekondarë" në ngurtësiin anësore (analiza e tipit (b) në Seksionin 2.9.2), "anëtarët sekondarë" duhet të përfshihen vetëm me ato tipare të tyre që janë të domosdoshme për funksionin e tyre të mbajtjes së ngarkesave të peshave:

- Elementet vertikale "sekondare" mund të përfshihen vetëm me ngurtësiin e tyre aksial dhe me zero ngurtësi fleksural, ose me lirime momenti (pra, bishtat) të introduktuara midis fundeve të tyre dhe nyjës në të cilën ato përfshihen. Një përcaktim i tillë është i pranueshëm, përderisa forcat aksiale sëismike në këto anëtarë janë të vogla. Kjo pengon elementet vertikale në perimetër nga kjo modelim (megjithatë, nuk është praktikë e mirë në inxhinieri të konsiderohen këto anëtarë si "sekondare").

- "Shqetësimet sekondare" të lidhura drejtpërdrejt me elementet vertikale dhe të vazhdueshme në dy apo më shumë hapësira duhet të modelohen me ngurtësiin e tyre fleksural siç është parashikuar nga Eurokodi 8 për anëtarët "primarë" (pra, 20% e ngurtësiit të seksionit brut, pa thyerje). Lidhja e tyre me elementet vertikale varet nga fakti nëse këto të fundit janë gjithashtu "sekondare" apo jo; nëse ato janë, zero ngurtësi fleksural i këtyre anëtarëve vertikalë "sekondarë", ose lirime momenti (bishta) në lidhjet e tyre me nyjen e shpatull-shtyllës janë të pranueshme edhe për shpatujt "sekondarë" që mbështeten në to. Nëse elementet vertikale janë "primare", atëherë mund të prezantohen dy nyje të ndara në nyjet e brendëshme të shpatull-shtyllave, me lidhje të thjeshta midis tyre: një nyje në shpatull dhe një tjetër në elementin vertikal; shpatulli dhe elementi vertical që vazhdojnë pas nyjes do të rezistojnë ngarkesat e peshave ose veprimin sëismik, përkatësisht, me ngurtësiin e tyre fleksural sipas Eurokodit 8 (20% e ngurtësiit të seksionit brut, pa thyerje); lirime momenti (bishta) në shpatull mund të përdoren në nyjet ku shpatulli përfundon (kjo përfshin edhe shpatujt e vetëm një-span "sekondarë").

- "Shpatullat sekondare" që nuk mbështeten drejtpërdrejt në elemente vertikale (p.sh., mbështetur në kurrizore) mund të përfshihen në model me ngurtësiin e tyre të plotë fleksural dhe lidhje, pasi efektet e veprimit të tyre sëismik janë të pakuptueshme në çdo rast.

Kujtojmë se përdorimi i modeleve strukturore të ndryshme në analizat e tipit (a) dhe (b) është i pavlefshëm, nëse analiza dhe projektimi zhvillohen në një mjedis kompjuterik të integruar; modulat e projektimit do të duhet të marrin rezultate të analizave për anëtarët të njëjtë ose të ndryshëm nga dy lloje të analizës, dhe t'i kombinojnë/modifikojnë ato në mënyrë të përshtatshme. Alternativa, të përdoret një model i vetëm që neglizhon kontributin e anëtarëve "sekondarë" në ngurtësiin anësore (për analizën e tipit (b)), nuk lejon të kontrollohet Kushti 1 në Seksionin 2.9.1,

as të dizajnohet ndërtesa për veprime anesore të tjera, siç është era. Përveç kësaj, pasi rotacionet e kordës në fund të anëtarëve "sekondarë" për shkak të veprimit tërheqës nuk llogariten nga një analizë e tipit (a), forcat e brendshme në "anëtarët sekondarë" për shkak të kërkesave të tyre të deformimit sëismik mund të vlerësohen vetëm me procedura ad hoc, të përafërta dhe të vështira (Fardis, 2009), më së shumti duke përdorur dorë ose fletëve të punës elektronike.

KAPITULLI 3: MODELIMI DHE ANALIZA E STRUKTURWS NGA BETONI I ARMUAR

3.1. Karakteristikat gjeometrike të strukturës e cila do të analizohet

Është përvetësuar strukturë me formë drejtkëndëshe, me dimensione $B \times L = 31 \times 20\text{m}$. Struktura është josisetrike ndaj drejtimit X dhe simetrike ndaj drejtimit Y, dhe përbëhet nga 6 etazhe. Etazhi i parë është përvetësuar me lartësi 4m, dhe me destinim për afarizëm, ndërsa etazhet tjera kanë lartësi 3m dhe janë të destinuara për banim.

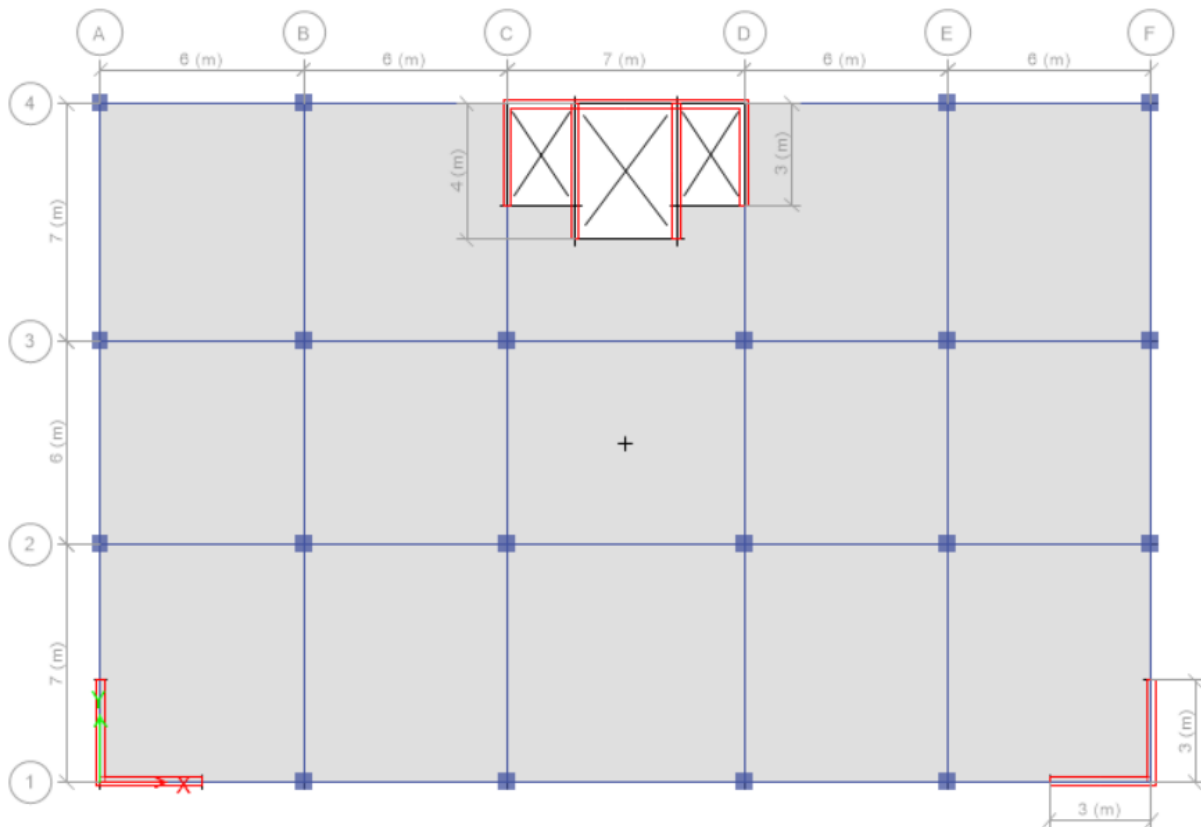
Shtyllat janë përvetësuar me dimensione $20 \times 20\text{cm}$, muret në formë “L” në 2 skajet e poshtme të objektit kanë dimensione $300 \times 300 \times 22\text{cm}$, dhe bërthama e objektit është përvetësuar me trashësi 22cm. Trajet janë përvetësuar me dimensione $30 \times 20\text{cm}$, ndërsa pllakat e meskatit kanë trashësi 20cm. Lidhja e shtyllave me themelin është përvetësuar si e shtangët.

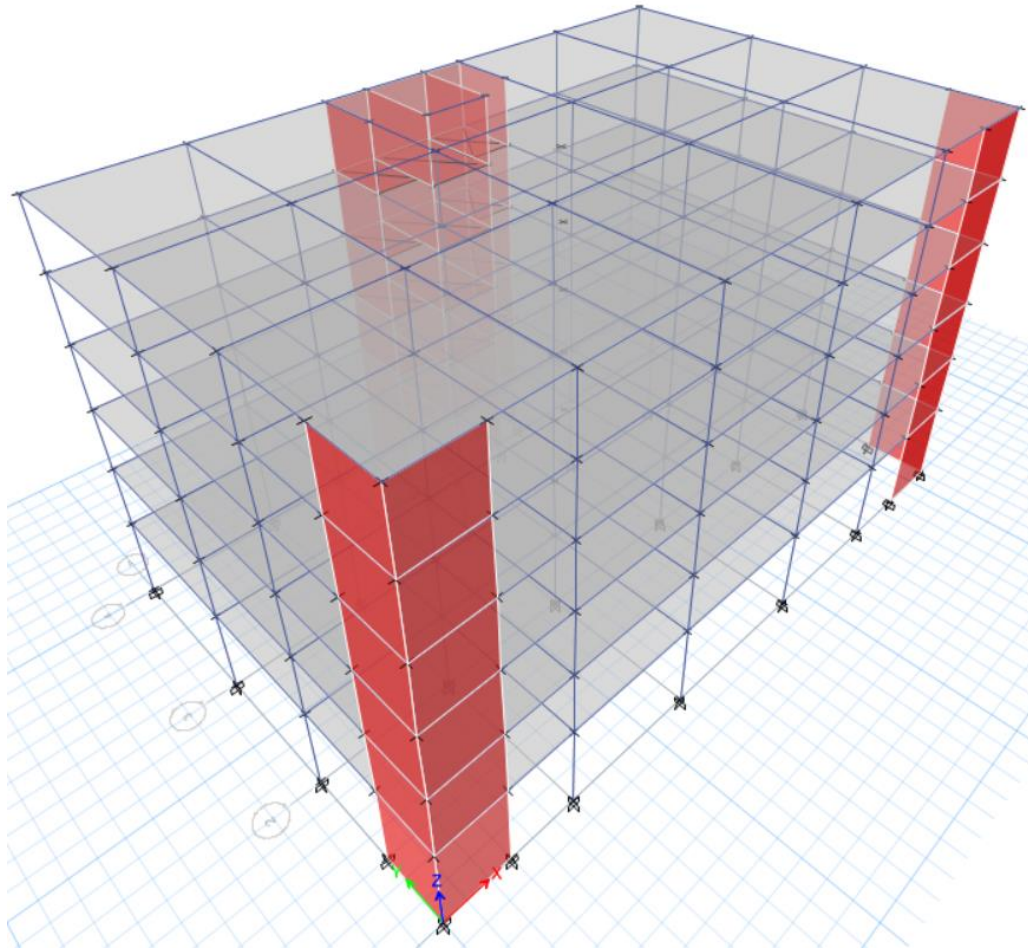
Dimensionet e elementeve strukturorë janë të pandryshuara në lartësi, dhe struktura është e rregullt si në bazë ashtu edhe në lartësi.

Bazuar në EN 1998-1, 4.2.3.2 dhe 4.2.3.3 struktura është e rregullt në plan dhe në lartësi.

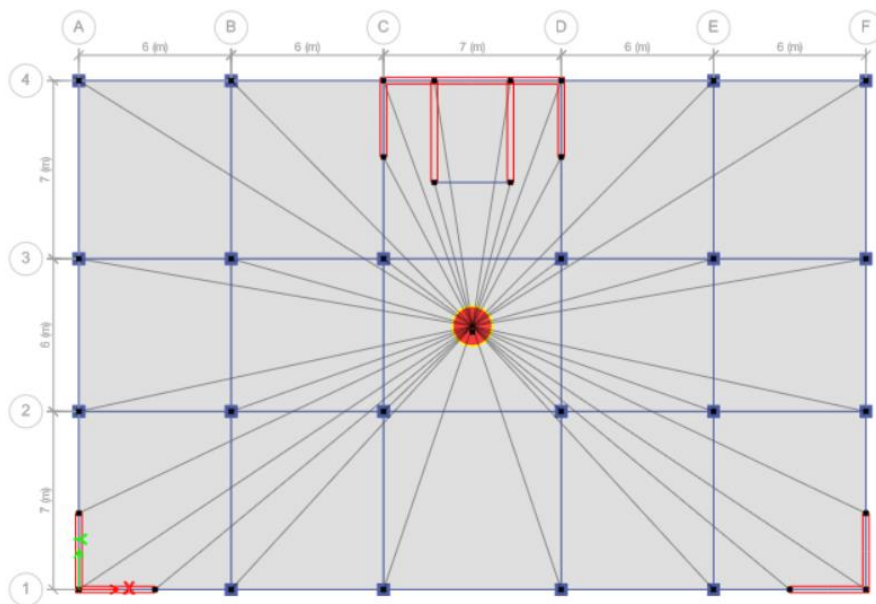
Baza është drejtkëndëshe duke plotësuar kushtin $B/L = 31/20 = 1.22 < 4$

Të gjitha elementet vertikale vazhdojnë pa ndërprerje dhe pa reduktime përgjatë tërë lartësisë së strukturës.





Të gjitha pllakat e meskatit janë përcaktuar të veprojnë si diafragma.



Softveri i përdorur për analizë është ETABS 20.0

3.2. Sistemi strukturor, Zona sismike

Sa i përket sistemit strukturor, kemi të bëjmë me system dual, mur ekuivalent. Struktura është e vendosur në truall të tipit B, me shpejtim referent maksimal të truallit $a_{gR} = 0,22g$. Objekti i përket klasës së rëndësisë 2 (EN 1998-1, Tab 4.3), nga rrjedh $\gamma_1 = 1.0$.

Veprimi sismik projektues është: $a_g = \gamma_1 * a_{gR} = 1.0 * 0.22 = 0.22$

Materialet e përdorura janë betoni me klasë C-30/37 dhe çeliku me klasë B200B. Struktura është paraparë të projektohet me duktilitet të mesëm DCM.

3.3. Spektri i projektimit për Gjendjen e Fundit Kufitare

3.3.1. Faktori i sjelljes “q”

Ndërtesa klasifikohet si tip strukturor sistem dual mur-ekuivalent, e paraparë të projektohet me duktilitet të mesëm DCM. Faktori i sjelljes është i njëjtë për të dy drejtimet X dhe Y, i cili përcaktohet si në vijim:

$$q = q_0 k_w \geq 1.2$$

Vlera bazë e faktorit të sjelljes q_0 për sistem dual mur-ekuivalent të rregullt në lartësi, me duktilitet të mesëm llogaritet përmes shprehjes:

$$q_0 = 3.0\alpha_u/\alpha_1$$

Nga tabela xxx. $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$

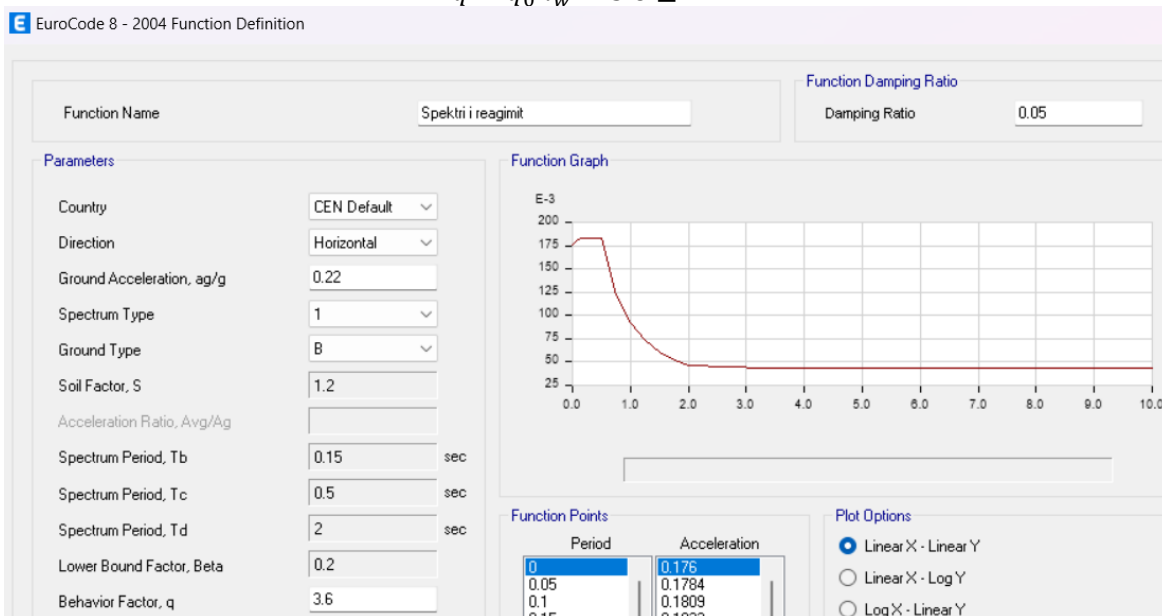
Nga shprehja ... $k_w = 1 + \alpha_0/3 \leq 1$

$$\alpha_0 = \Sigma h_{wi}/\Sigma l_{wi} = 16/3 = 2.333$$

$k_w = 1 + 2.333/3 = 2.776$ Prandaj përvetësohet $k_w = 1.0$

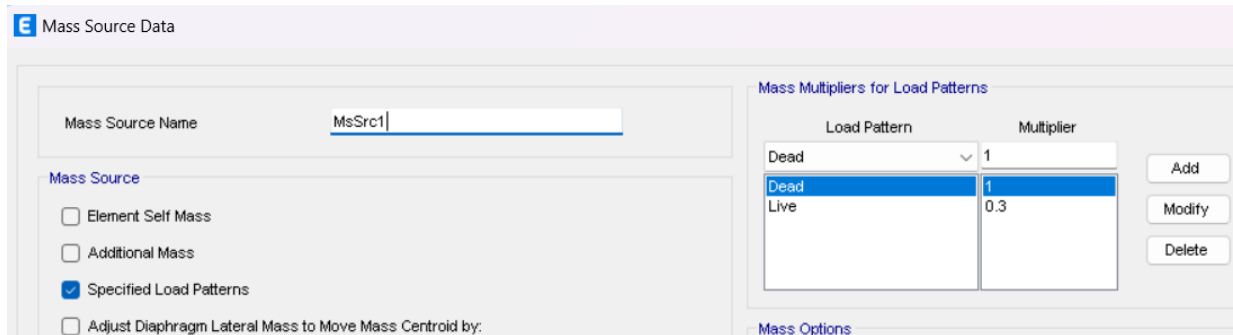
Fitohet faktori i sjelljes për të dy drejtimet i cili ka vlerën:

$$q = q_0 k_w = 3.6 \geq 1.2$$

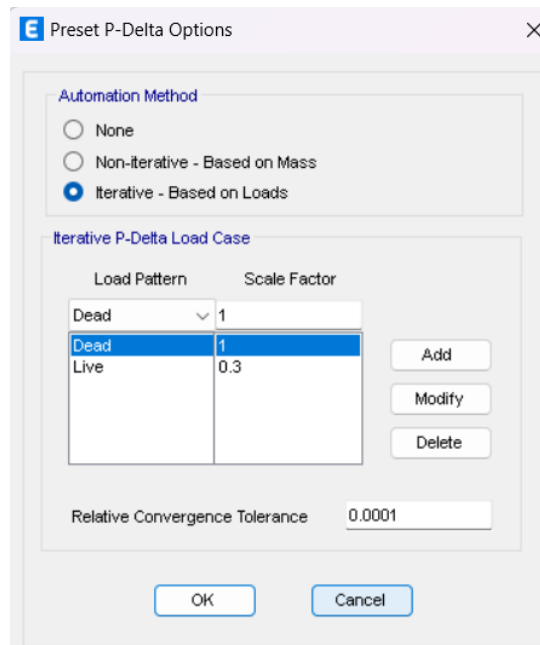


3.3.2. Llogaritja e peshave sizmike

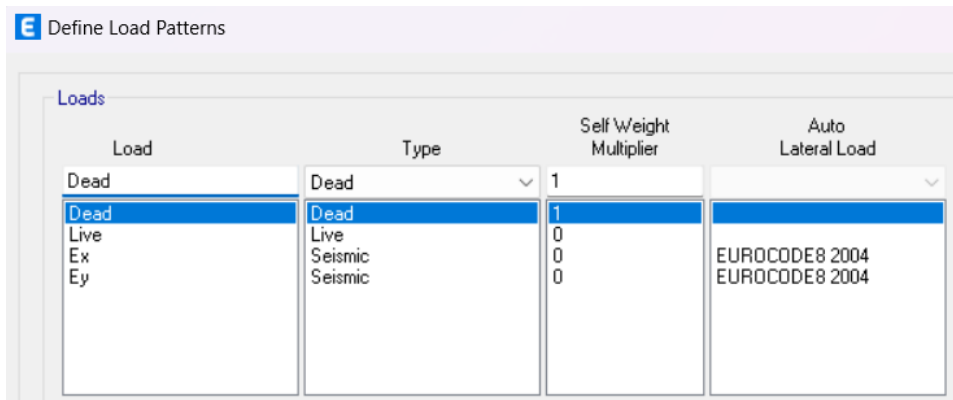
Gjatë analizës modale, për përcaktimin e masës është marrë pjesëmarrja e ngarkesave si në vijim:



Gjatë analizës është paraparë të shqyrtohet edhe ndikimi i efektit P-Δ



Në vijim paraqiten edhe rastet e ngarkesave të cilat janë marrë parasysh gjatë modelimit të objektit.



Gjatë përcaktimit të ngarkesës sizmike në drejtimin X (respektivisht Y), bazuar në kërkesën e EC-8 është marrë parasysh edhe ndikimi i drejtimin Y (respektivisht X), siq shihet në vijim:

$$a) E_{Edx} + "0,3E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$b) 0,3E_{Edx} + " E_{Edy} \quad (4.19)$$

Kombinimi i reagimeve modale është përzgjedhur që të bëhet përmes metodës CQC.

E Load Case Data

General

Load Case Name: Ex [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Default Uniform	9806.65

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

3.4. Kombinimi i ngarkesave

Kombinimi i veprimeve për situatat projektuese të vazhdueshme ose kalimtare, bazuar në EN 1990:2002/6.4.3.2 :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinimi i veprimeve për situatat aksidentale projektuese, bazuar në EN 1990:2002/6.4.3.3 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ose } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\psi_{1,1}$ ose $\psi_{2,1}$ – Zgjedhen varësisht nga lloji i situatës aksidentale (goditje, zjarr etj.)

Kombinimi i veprimeve për situatat e projektimit sizmik, bazuar në EN 1990:2002/6.4.3.4 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Table A1.1 - Recommended values of ψ factors for buildings

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex.			
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

3.2. Format e lëkundjeve

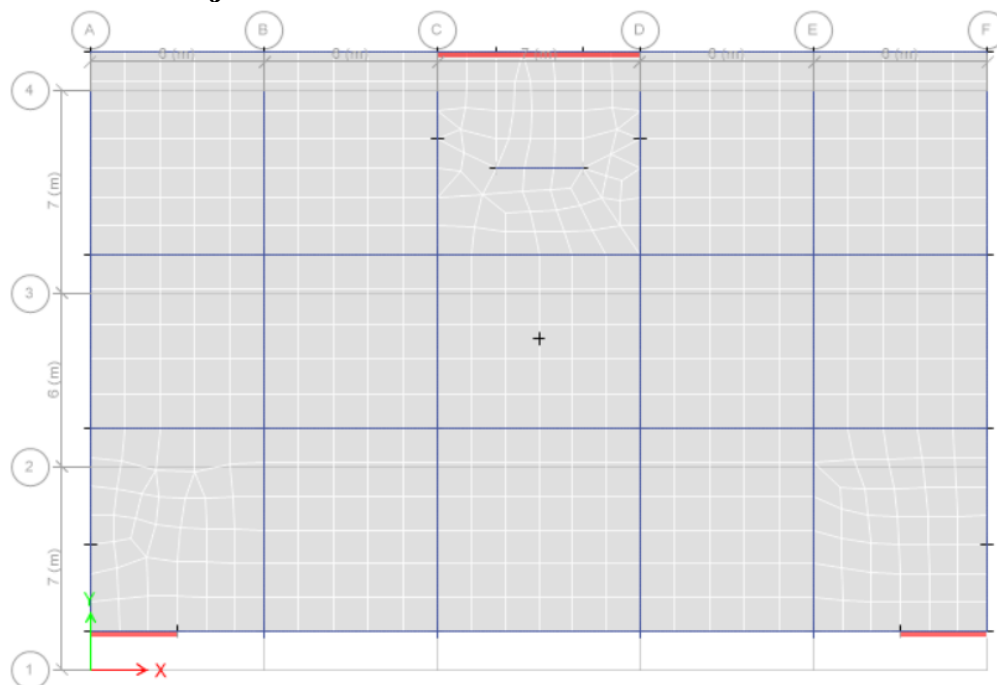


Fig.xx. Forma e parë e lëkundjes – Lëvizje translatore

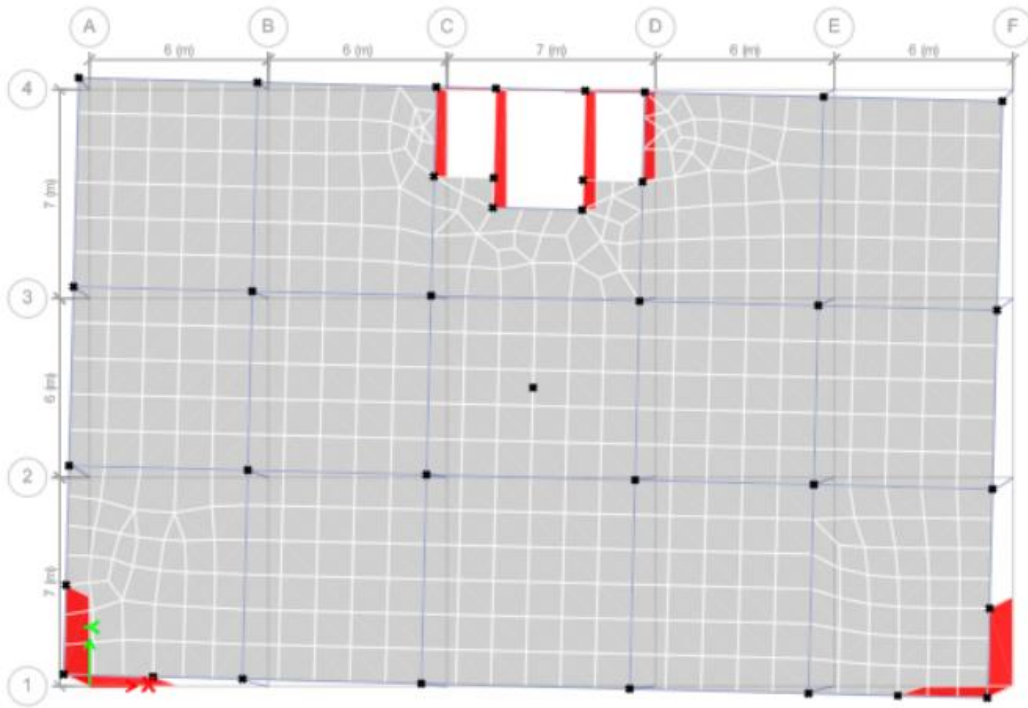


Fig.xx. Forma e dytë e lëkundjes – Lëvizje translatore

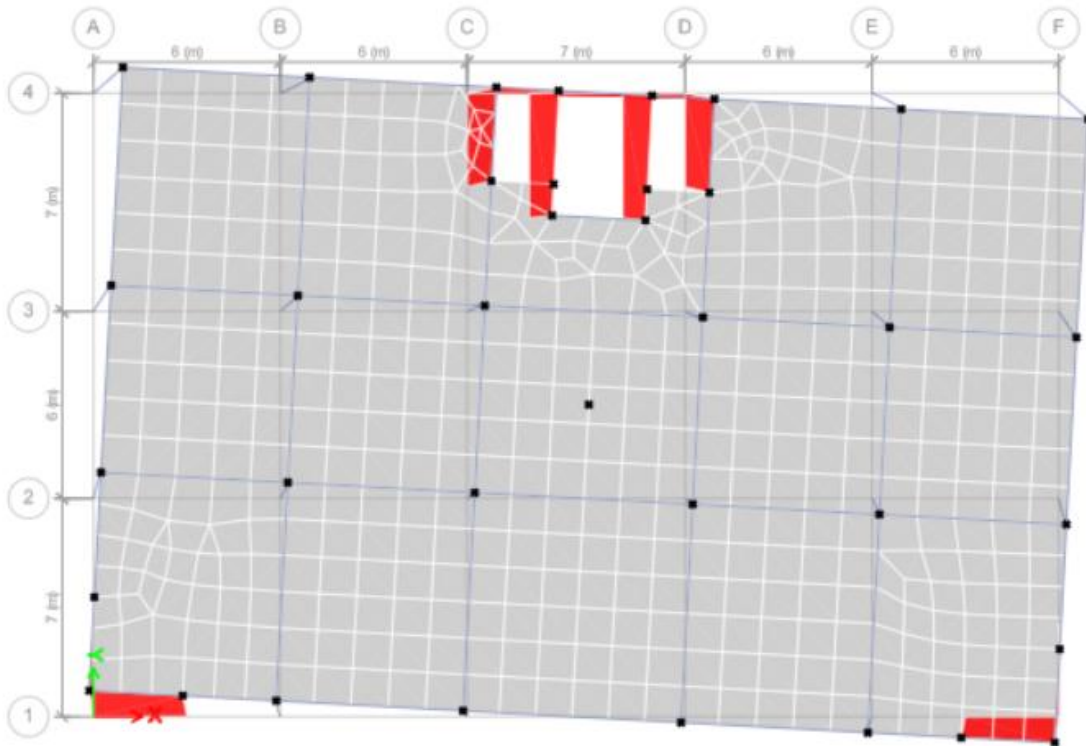


Fig.xx. Forma e tretë e lëkundjes – Përdredhje

	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	0.405	2.471	15.528	241.1189
	Modal	2	0.37	2.706	17.0031	289.1054
	Modal	3	0.266	3.764	23.6496	559.3022
	Modal	4	0.102	9.766	61.3625	3765.3544
	Modal	5	0.101	9.918	62.3197	3883.7504
	Modal	6	0.075	13.335	83.7862	7020.1318
	Modal	7	0.05	20.162	126.6799	16047.8017
	Modal	8	0.047	21.397	134.4413	18074.4699
	Modal	9	0.038	26.34	165.5013	27390.6758
	Modal	10	0.033	30.35	190.6942	36364.2693
	Modal	11	0.029	34.438	216.3801	46820.3354
	Modal	12	0.026	39.002	245.0588	60053.8223

Modal Participating Mass Ratios										
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
▶	Modal	1	0.405	0	0.7598	0	0	0.7598	0	0.2741
	Modal	2	0.37	0.6088	0	0	0.6088	0.7598	0	0
	Modal	3	0.266	0.1806	0	0	0.7894	0.7598	0	0
	Modal	4	0.102	0	0.1679	0	0.7894	0.9277	0	0.5016
	Modal	5	0.101	0.1342	0	0	0.9236	0.9277	0	0
	Modal	6	0.075	0.0255	0	0	0.9491	0.9277	0	0
	Modal	7	0.05	0.0334	0	0	0.9825	0.9277	0	0
	Modal	8	0.047	0	0.0495	0	0.9825	0.9772	0	0.1422
	Modal	9	0.038	0.0022	0	0	0.9848	0.9772	0	0
	Modal	10	0.033	0.0109	0	0	0.9956	0.9772	0	0
	Modal	11	0.029	0	0.0167	0	0.9956	0.9938	0	0.06
	Modal	12	0.026	0.0005	0	0	0.9961	0.9938	0	0

Me përfshirjen e 12 formave të lëkundjeve, shihet se plotësohet kushti për masën efektive për drejtimin X (99.61%) dhe drejtimin Y (99.38%), ashtu siç kërkohet nga EN-1998-1/4.3.3.3.1.

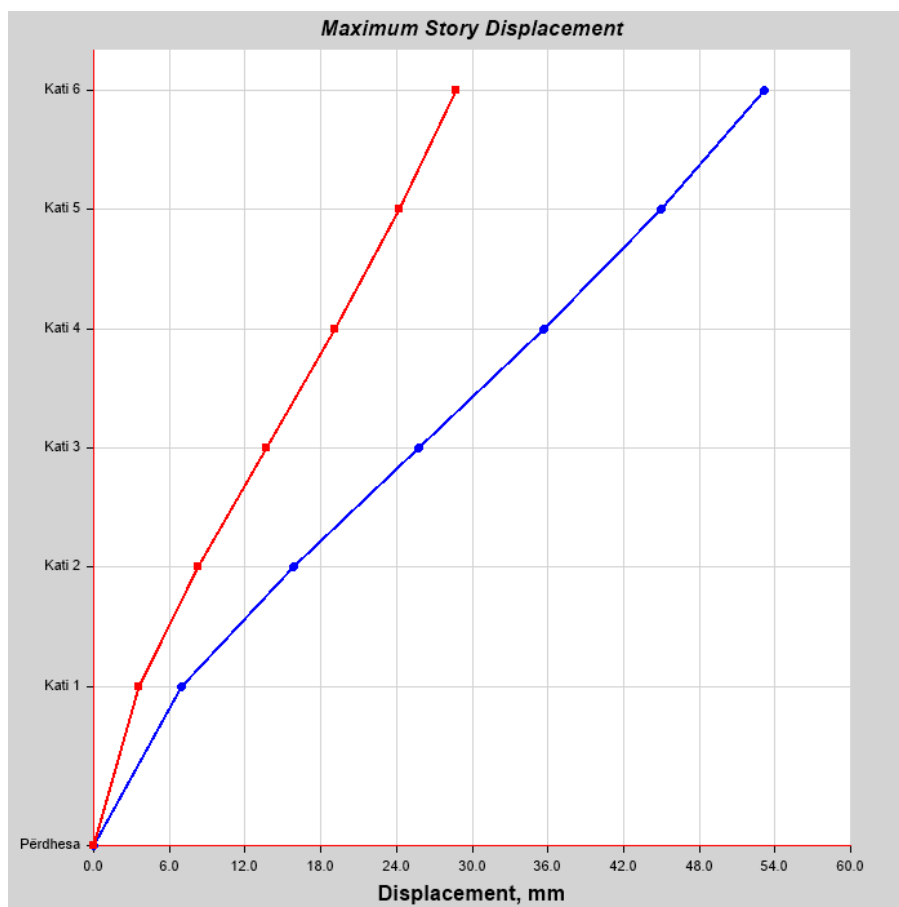
3.6. Përcaktimi i qendrës së masës dhe qendrës së shtangësisë

Centers Of Mass And Rigidity												
Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cum Mass X kg	Cum Mass Y kg	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m	
▶ Kati 6	D1	580745.66	580745.66	15.5	10.1198	580745.66	580745.66	15.5	10.1198	15.5037	13.8423	
Kati 5	D1	611120.33	611120.33	15.5	9.9736	1191865.99	1191865.99	15.5	10.0449	15.5034	13.7644	
Kati 4	D1	611120.33	611120.33	15.5	9.9736	1802986.32	1802986.32	15.5	10.0207	15.5029	13.669	
Kati 3	D1	611120.33	611120.33	15.5	9.9736	2414106.64	2414106.64	15.5	10.0088	15.5022	13.4146	
Kati 2	D1	611120.33	611120.33	15.5	9.9736	3025226.97	3025226.97	15.5	10.0017	15.5014	12.785	
Kati 1	D1	627403.1	627403.1	15.5	10.0097	3652630.06	3652630.06	15.5	10.0031	15.5005	11.6206	

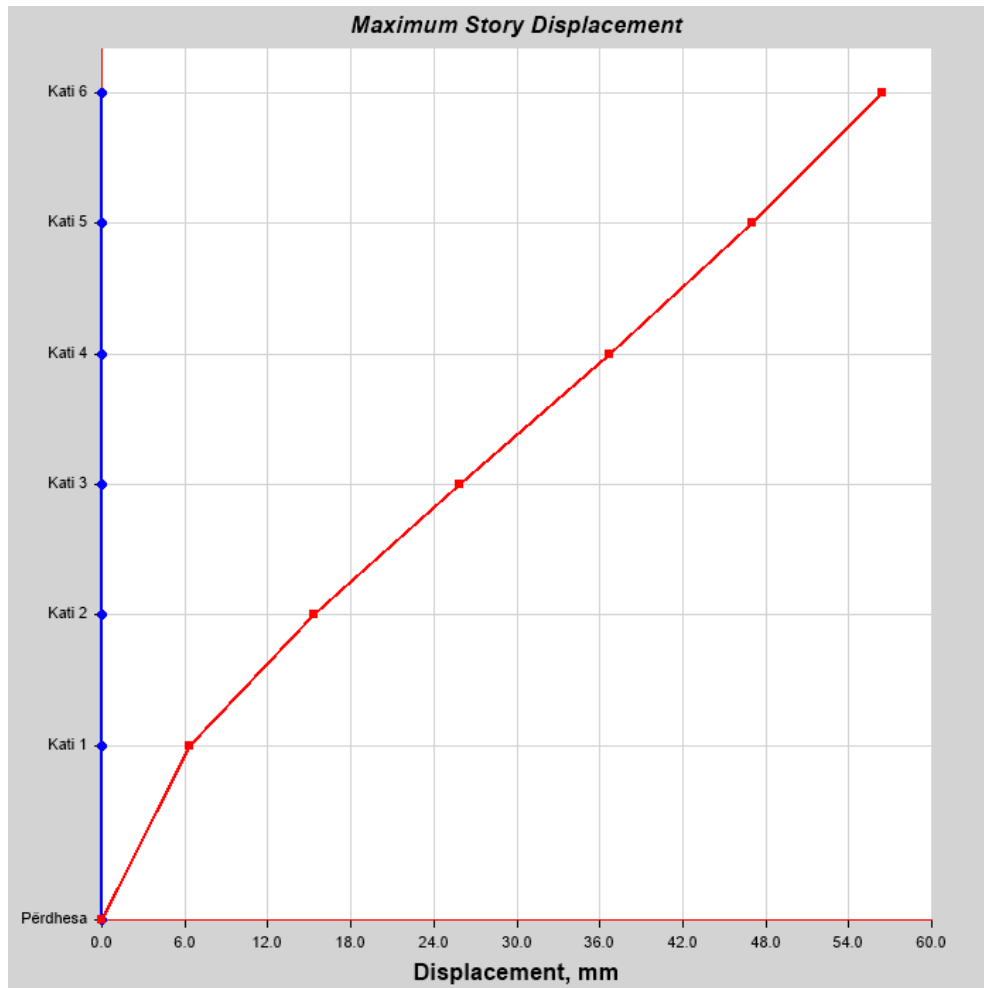
3.7. VERIFIKIMET NË GJENDJEN E FUNDIT KUFITARE DHE VERIFIKIMET GJEOMETRIKE

3.7.1. Llogaritja e zhvendosjeve

Zhvendosjet "ds" në drejtim "X"				
Kati	Lartësia	de(Edx)	Faktori i sjelljes "q"	$d_s = q_a * d_e$
Njësia	m			
Niveli 6	19.0	53.164	3.6	191.390
Niveli 5	16.0	44.955	3.6	161.838
Niveli 4	13.0	35.693	3.6	128.495
Niveli 3	10.0	25.742	3.6	92.671
Niveli 2	7.0	15.814	3.6	56.930
Niveli 1	4.0	6.983	3.6	25.139
Niveli 0	0.0	0	3.6	0.0



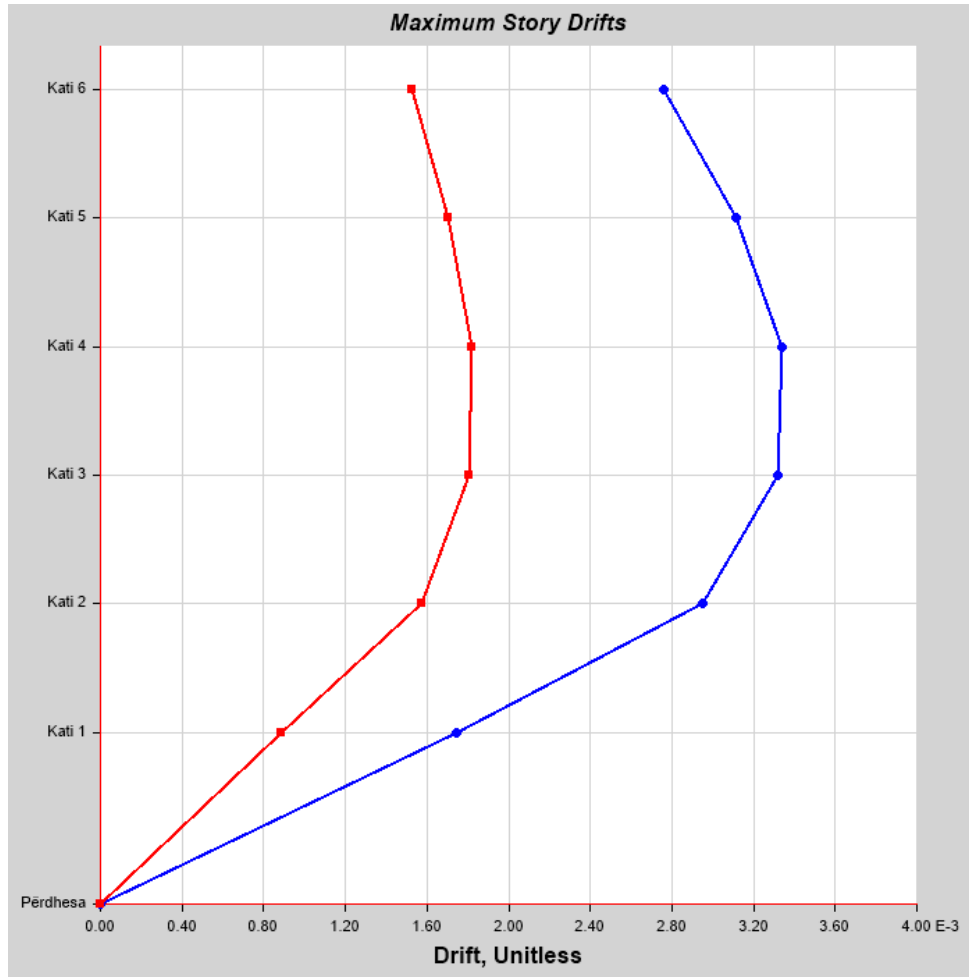
Zhvendosjet "ds" në drejtim "Y"				
Kati	Lartësia	de(Edy)	Faktori i sjelljes "q"	$d_s = q_a * d_e$
Njësia	m			
Niveli 6	19.0	56.464	3.6	203.270
Niveli 5	16.0	46.983	3.6	169.139
Niveli 4	13.0	36.654	3.6	131.954
Niveli 3	10.0	25.841	3.6	93.028
Niveli 2	7.0	15.328	3.6	55.181
Niveli 1	4.0	6.313	3.6	22.727
Niveli 0	0.0	0	3.6	0.0



3.7.2. Llogaritja e drifteve të kateve

Katet	Zhvendosjet ndërmjet kateve (driftet) në drejtimin "X"			
	d_r	d_r (lejuar)	$d_r * v/h$	Plotësohet kushti
	mm	mm	mm	
	<i>Kushti: $d_r * v \leq 0.01 * h$</i>			
6	29.552	0.01	0.0049	✓
5	33.343	0.01	0.0056	✓
4	35.824	0.01	0.0060	✓
3	35.741	0.01	0.0060	✓
2	31.792	0.01	0.0053	✓
1	25.139	0.01	0.0042	✓
0	0	0.01	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: $d_r * v \leq 0.01 * h$</i>			
6	34.132	0.01	0.0057	✓
5	37.184	0.01	0.0062	✓
4	38.927	0.01	0.0065	✓
3	37.847	0.01	0.0063	✓
2	32.454	0.01	0.0054	✓
1	22.727	0.01	0.0038	✓
0	0	0.01	0.0	✓



3.7.3. Llogaritja e efektit P-Δ

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	-	θ ≤ 0.10
Niv. 6	3000	29.552	6174.208	7029.160	0.0087	✓
Niv. 5	3000	33.343	12167.251	12672.149	0.0107	✓
Niv. 4	3000	35.824	18160.294	16989.683	0.0128	✓
Niv. 3	3000	35.741	24153.338	20249.317	0.0142	✓
Niv. 2	3000	31.792	30146.381	22541.124	0.0142	✓
Niv. 1	4000	25.139	36458.783	23858.030	0.0096	✓
Drejtimi X - Sipas EC-8, kushti "P-Δ" plotësohet në të gjitha katet						

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. 6	3000	34.132	6174.208	8597.913	0.0082	✓
Niv. 5	3000	37.184	12167.251	15281.878	0.0099	✓
Niv. 4	3000	38.927	18160.294	20349.480	0.0116	✓
Niv. 3	3000	37.847	24153.338	24104.237	0.0126	✓
Niv. 2	3000	32.454	30146.381	26633.159	0.0122	✓
Niv. 1	4000	22.727	36458.783	27966.121	0.0074	✓
Drejtimi Y - Sipas EC-8, kushti "P-Δ" plotësohet në të gjitha katet						

Bazuar në rezultatet e fituara, efektet e rendit të dytë nuk ka nevojë të llogariten për strukturën e analizuar, pasi që koeficienti i ndjeshmërisë së kateve θ ka vlerë më të vogël se 0.1 për drejtimet X dhe Y.

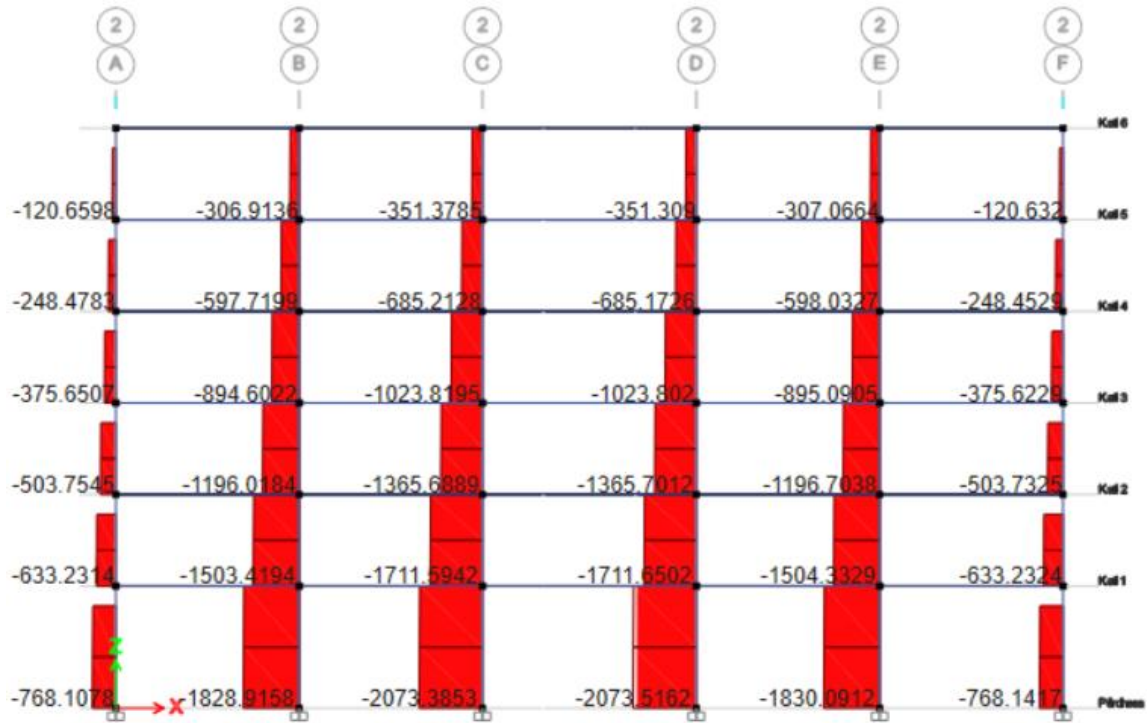


Figura x– Diagrami i forcave Aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

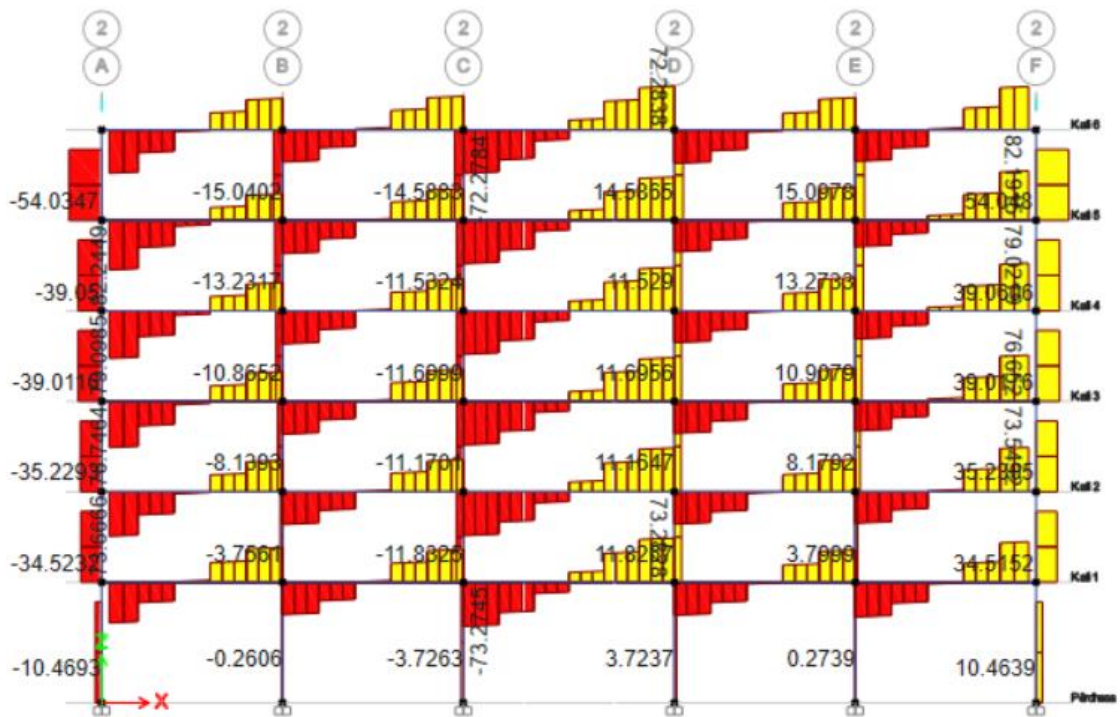


Figura xx– Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

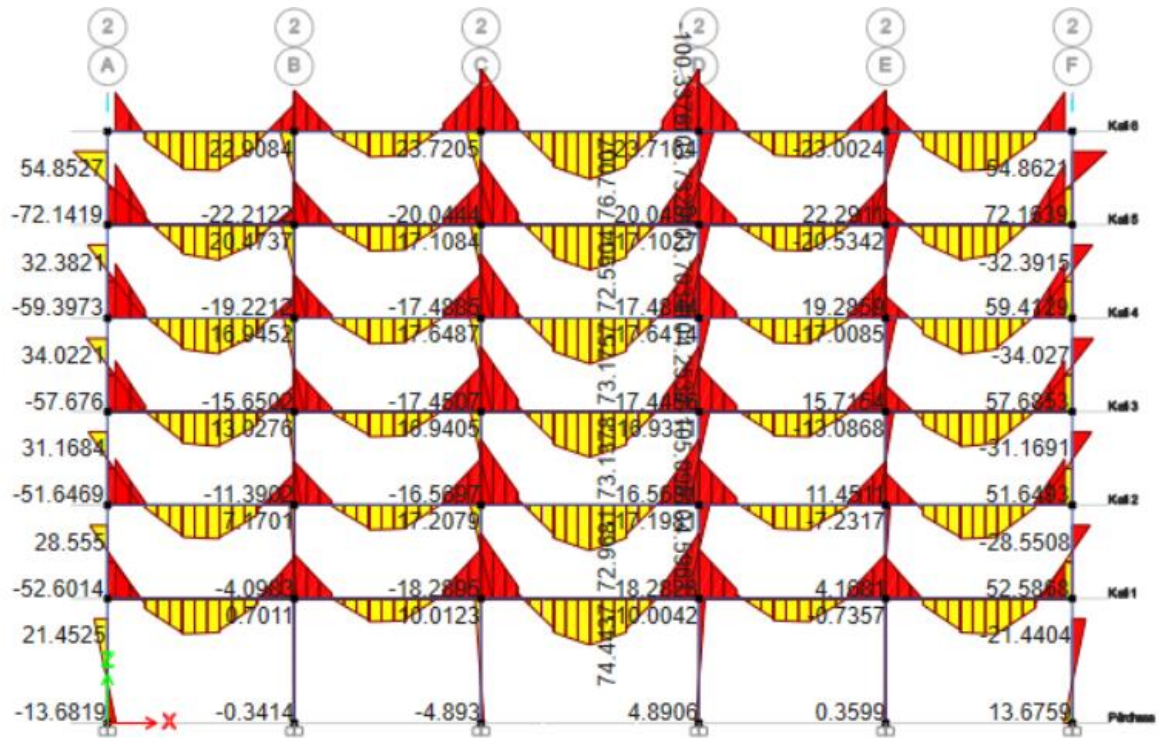


Figura xx– Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

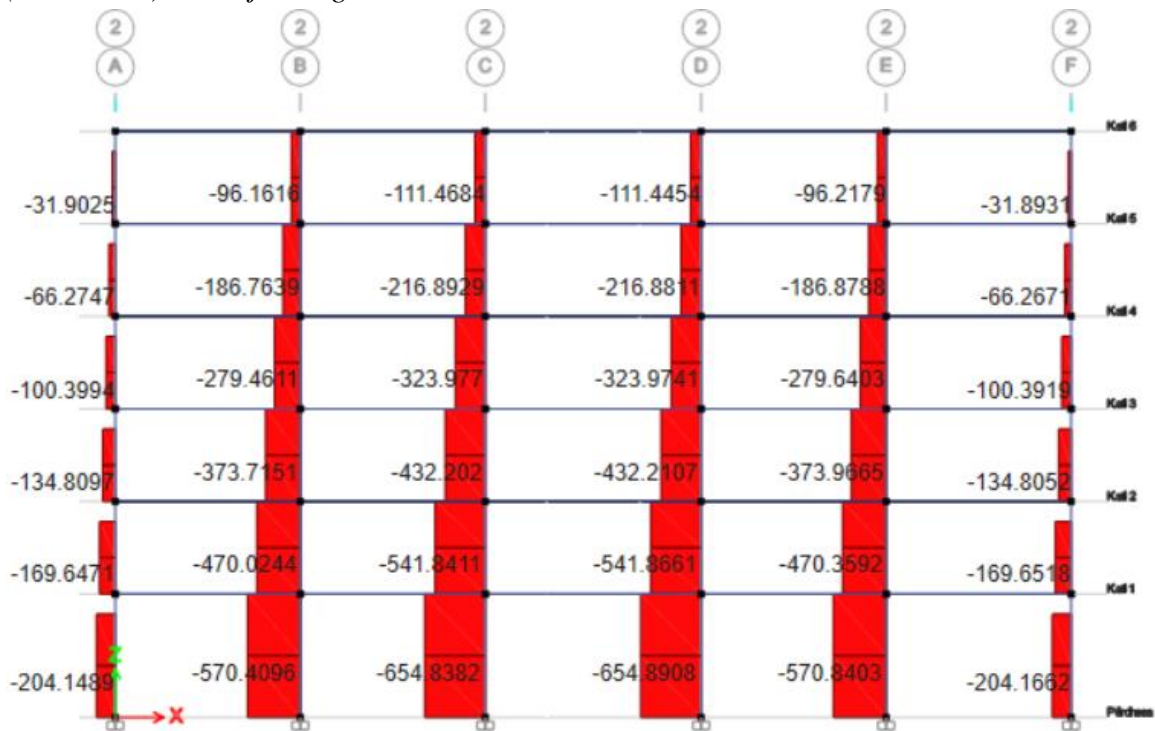


Figura x– Diagrami i forcave Aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Live load) në drejtimin global X të strukturës

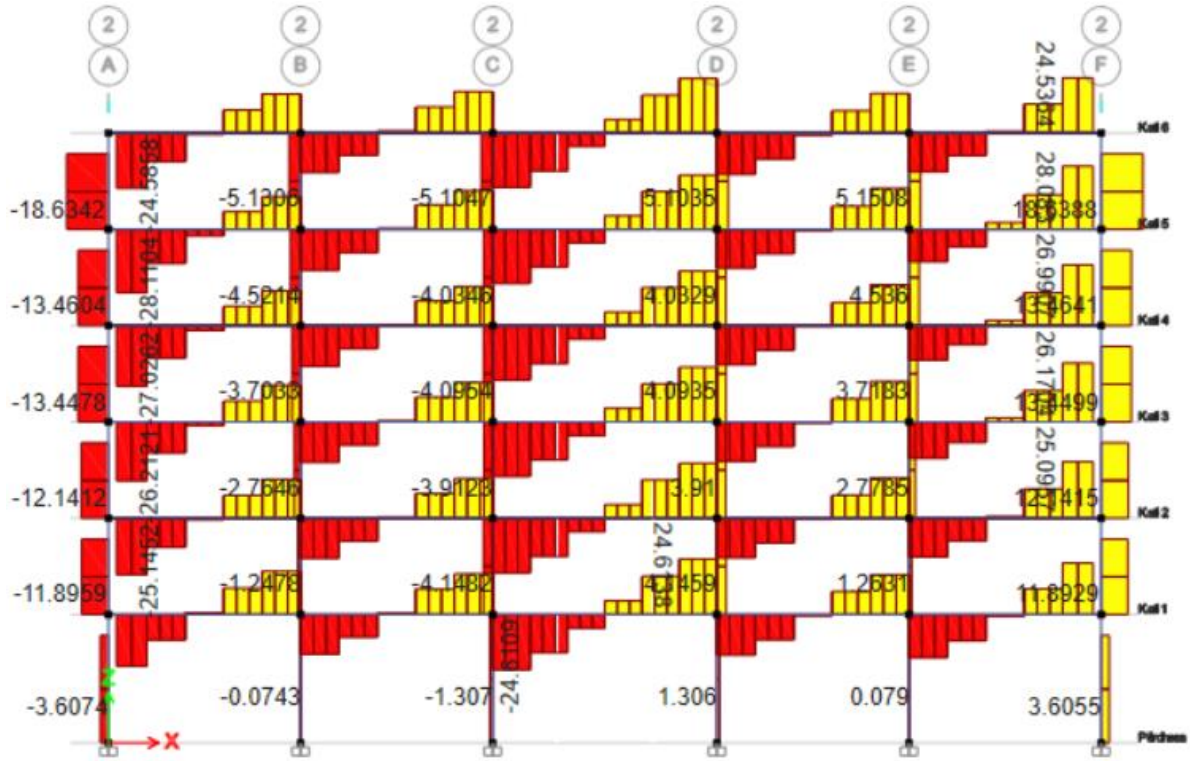


Figura xx– Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Live load) në drejtimin global X të strukturës

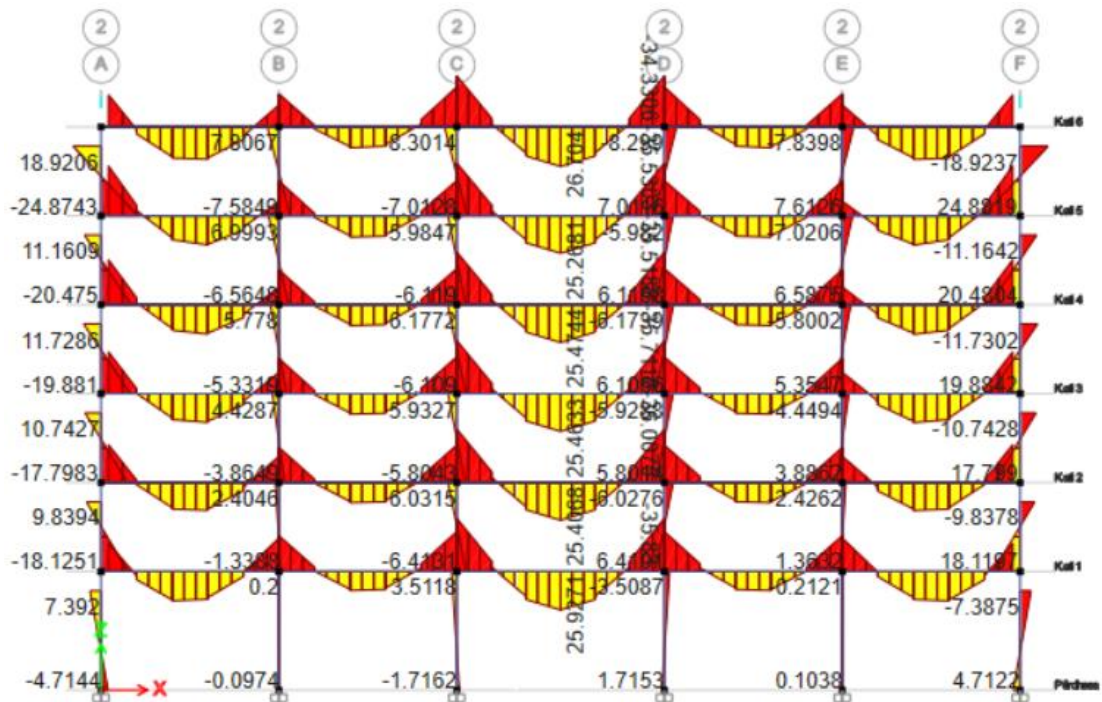


Figura xx– Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Live load) në drejtimin global X të strukturës

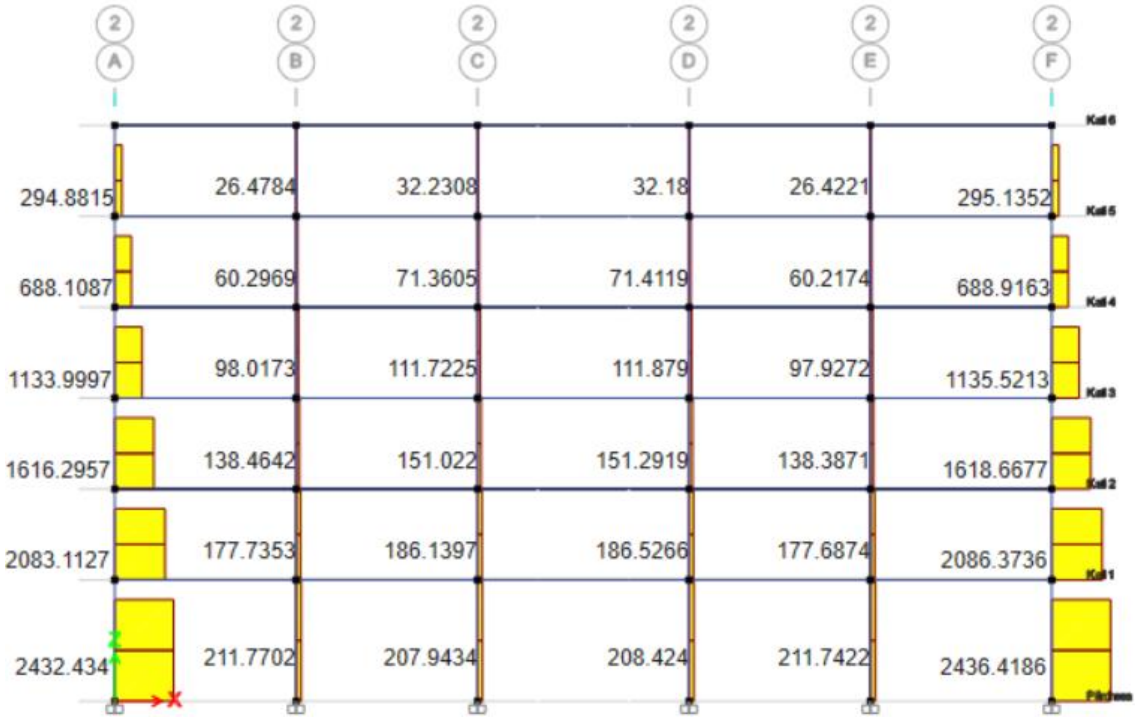


Figura xx– Diagrami i forcave aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Ex) në drejtimin global X të strukturës

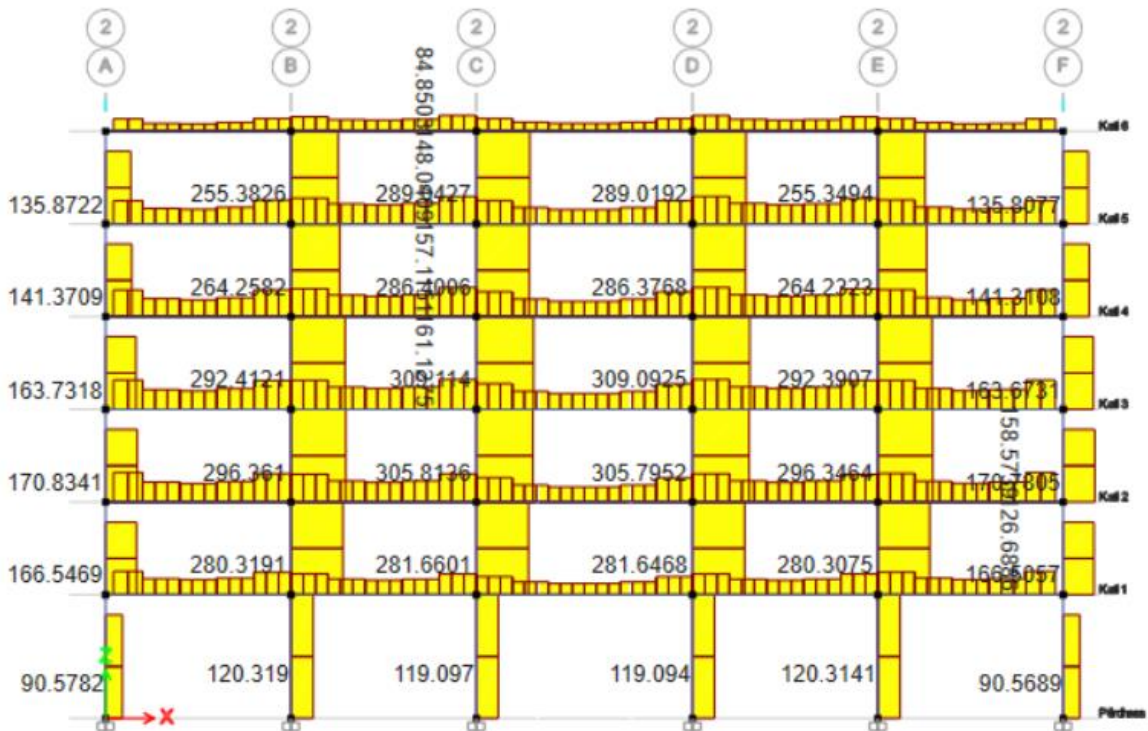
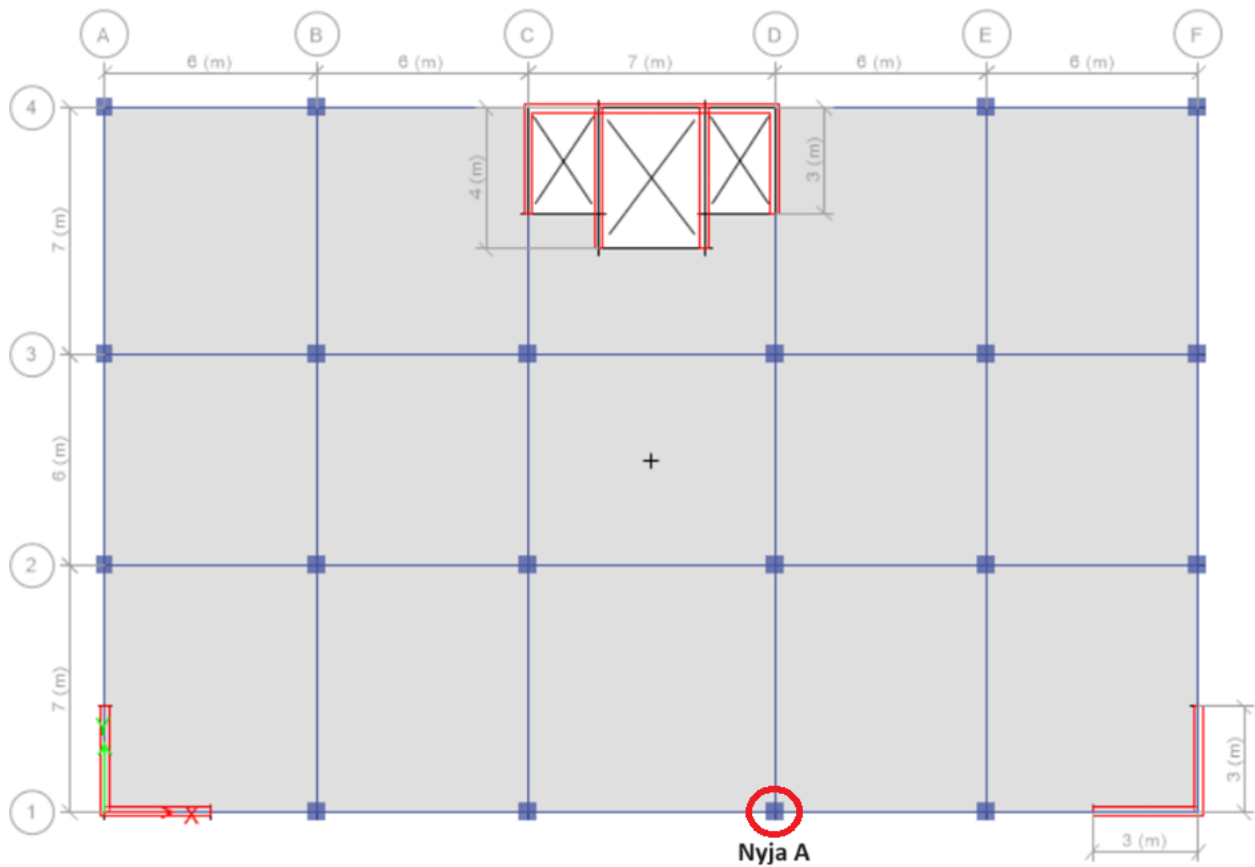


Figura xx– Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Ex) në drejtimin global X të strukturës



Figura xx– Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Sx) në drejtimin global X të strukturës

3.8 Verifikimet ne ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje



Nyja "A":

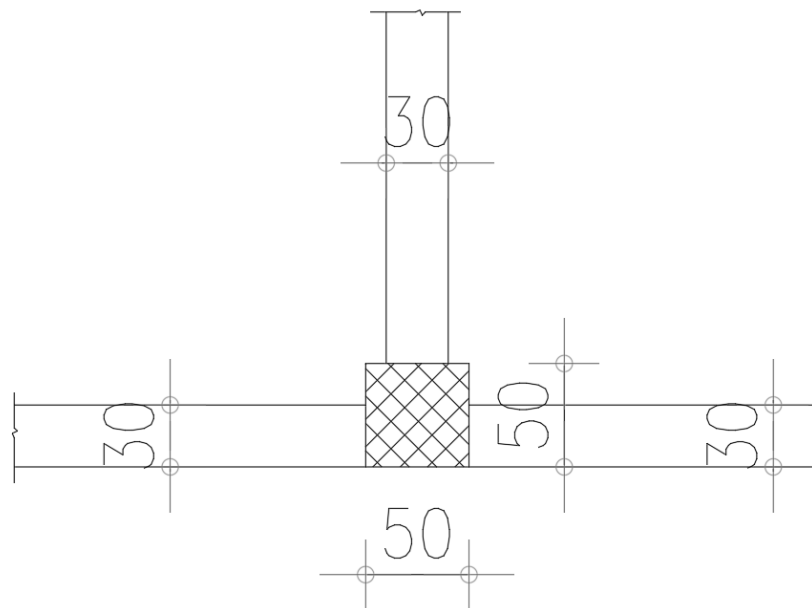
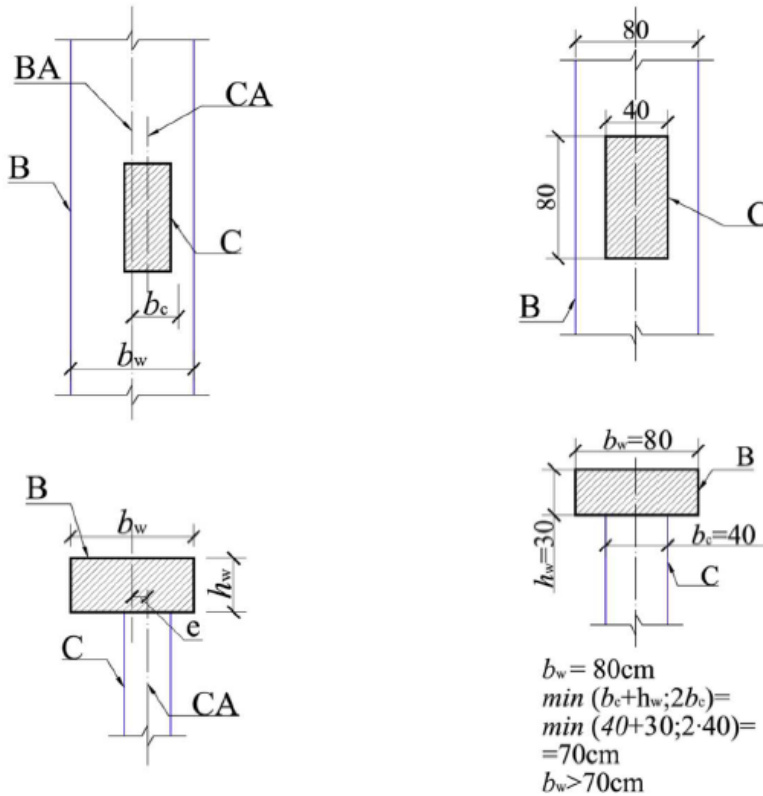


Figura 108– Nyja për shqyrtim

Verifikimet gjeometrike të traut B1 dhe B2



Legjenda

B tra

C kolonë

b_c është përmasa më e madhe e prerjes tërthore të kolonës normale me aksin gjatësor të traut

Figura 109 – Tra i gjerë-shtyllë e ngushtë; a) tregimi i parametrave; b) rast që nuk e përmbush këtë kërkesë

hw-është lartësia e traut.

$$b_w^{tr} \leq \min \{ b_c + h_w; 2b_c \} \rightarrow b_w^{tr} \leq \min \{ 20 + 20; 100 \} \rightarrow b_w^{tr} \leq \min \{ 100; 100\text{cm} \}$$

$$b_w^{sht} = 20 \text{ cm} \geq b_w^{tr} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{plotësohet kushti}$$

Projektimi sipas Kapaciteteve

Projektimi sipas Kapaciteteve respekton të ashtuquajturën hierarki të rezistencës që aplikohet për të shmangur deformime jo duktile. Rregulla e përgjithshme për të gjithë sistemet e strukturave me rama të dhënë në Pjesën 1 të EC-8 është që në çdo nyje për secilin drejtim të veprimit sizmik, shumtë e momenteve rezistues në shtylla duhet të jetë 30% më e madhe se shumtë e momenteve rezistues të të gjithë trarëve të lidhur në njëjën përkatëse.

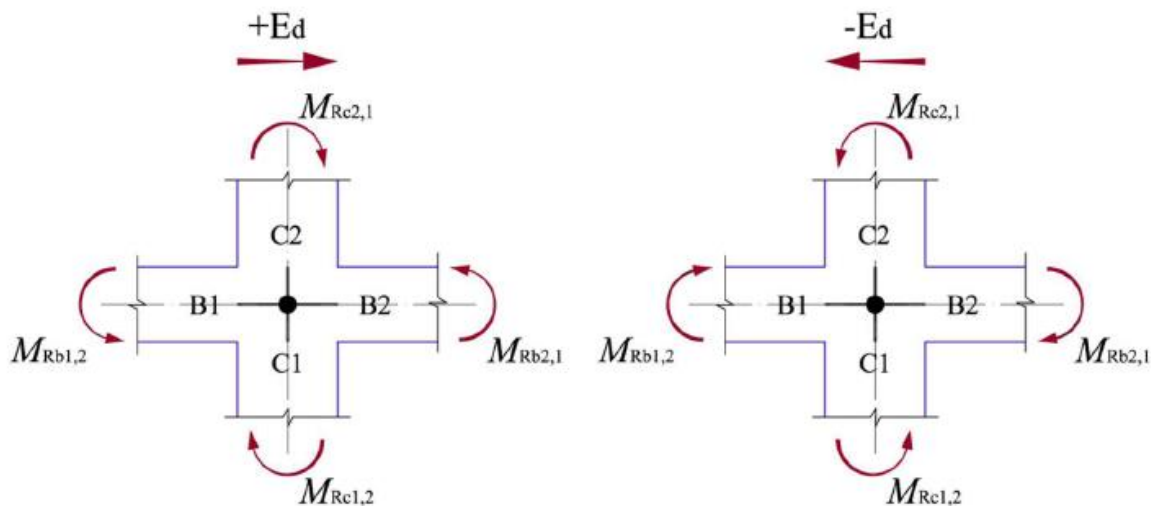
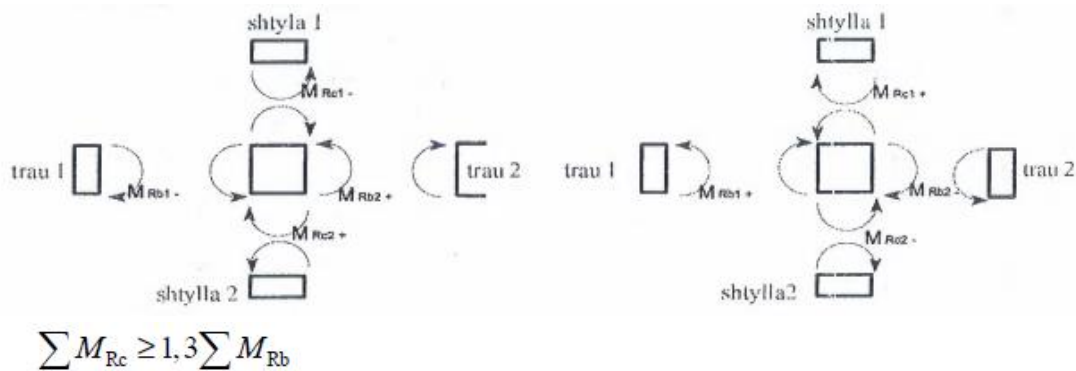
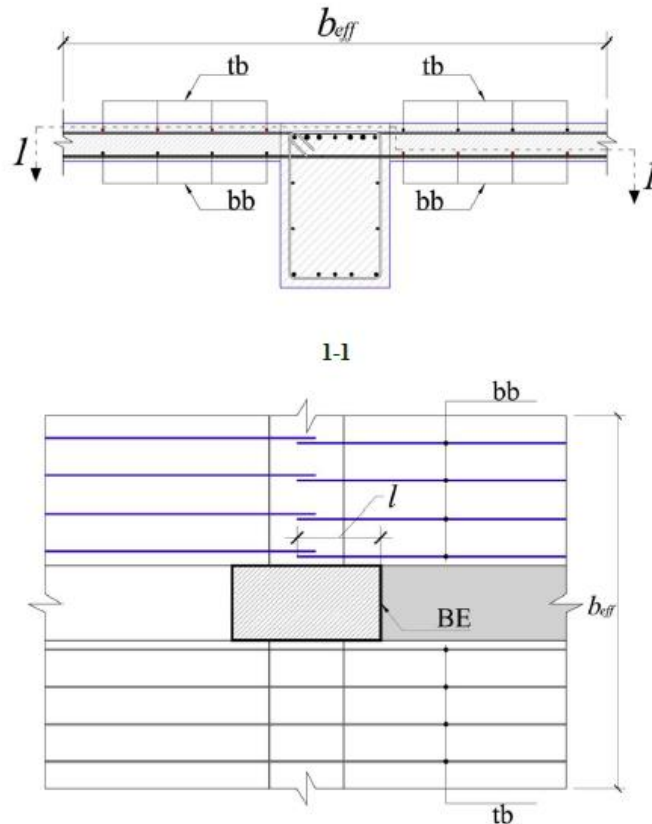


Figura 110 – Rezistenca relative e trarëve dhe shtyllave

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

$\sum M_{Rb}$ - është shuma e vlerave projektuese të momenteve rezistuese të trarëve që hyjnë në një.

Këshillohet të supozohet që armatura e soletës paralel me traun dhe brenda gjerësisë efektive të flanhës (“gjerësisë bashkëvepruese të flanhës me brinjën”), specifikuar në çështjen 2.7.2.3 (EN 1998-1, 2.4.3.1.1(3)), kontribuon në kapacitetet në përkulje të traut të cilat merren parasysh në llogaritjen e $\sum M_{Rb}$, me kusht që ajo armaturë të ankorohet përtej seksionit të traut në faqen e nyjës.



Legjenda

BE Fundi i traut në shqyrtim

bb armatura e poshtme e soletës

tb armatura e sipërme e soletës

l_{eff} gjerësia efektive e brinjës

Nëse $l \geq l_{bd}$ (gjatësia e ankorimit) këshillohet që armatura e soletës të konsiderohet.

Në përgjithësi armatura e sipërme e soletës kalon gjatësinë e ankorimit.

Figura 111 – Armatura e soletës paralel me traun brenda gjerësisë efektive të flanaxhës

Efektet projektuese të veprimit

Në trarët parësorë sizmikë forcat prerëse projektuese duhet të përcaktohen në përputhje me rregullin e projektimit sipas kapaciteteve, mbi bazën e ekuilibrit të trarëve nën: a) ngarkesën tërthore që vepron mbi të në situatën projektuese sizmike dhe b) momentet fundore $M_{i,d}$ (me $i = 1,2$, që përcakton seksionet fundore të traut), të cilat i korrespondojnë formimit të çernierës plastike, për kahun pozitiv dhe negativ të veprimit sizmik. Këshillohet që çernierat plastike të konsiderohen që të formohen në fundet e trarëve (nëse aty formohen më parë) ose në elementët vertikale të lidhura me njëri-tjetrin në fundet e traut.

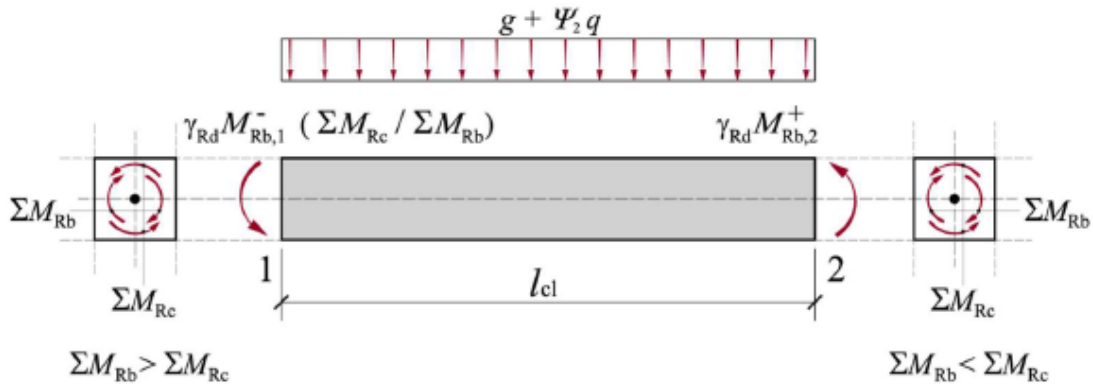
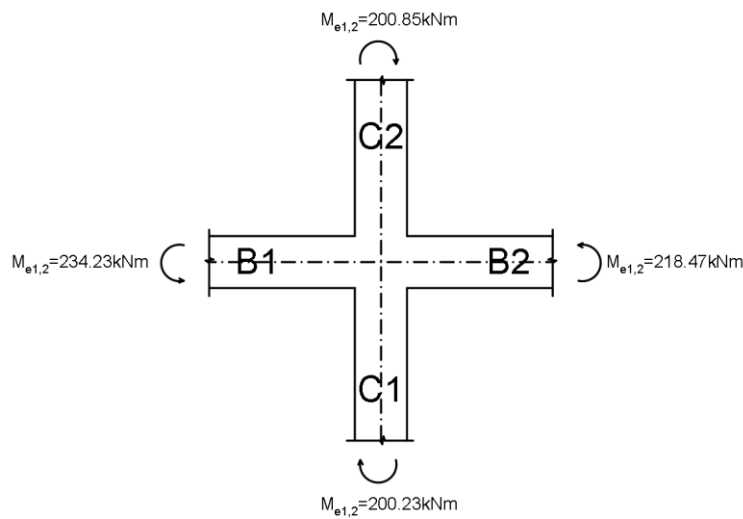
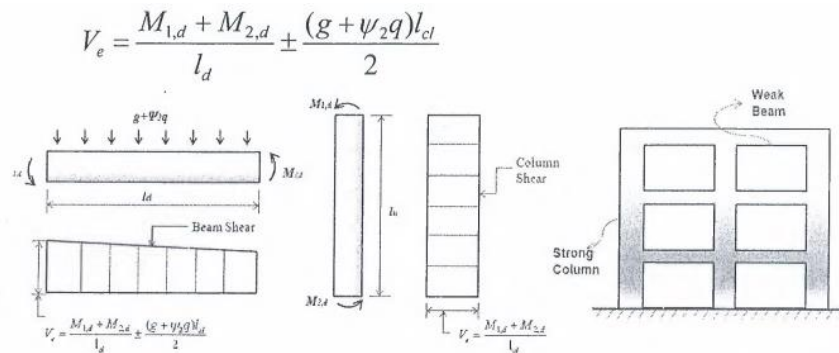


Figura 112– Vlera projektuese të forcave prerëse në trarë të projektimit sipas kapaciteteve

Këshillohet që në seksionin fundor i , të llogariten dy vlera të forcës prerëse vepruese, d.m.th maksimumi $V_{Ed,max,i}$ dhe minimumi $V_{Ed,min,i}$ që i korrespondon momenteve fundore maksimale pozitive dhe maksimale negative që mund të zhvillohen në fundet 1 dhe 2 të traut.



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

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

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb1,1} = 1.0 * 237.22 = 237.22 \text{ kN}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,2} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{M_{Rb}}\right) = 1.0 * 202.82 * \min\left(1; \frac{294.338+295.49}{237.22+202.82}\right) = 202.82 \text{ kN}$$

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

$$V_{ed,max} = \frac{294.338 + 295.49}{3} + \frac{(1.8 + 0.3 * 2.2)3}{2} = 200.29 \text{ kN}$$

$$V_{ed,min} = \frac{294.338 + 295.49}{3} - \frac{(1.8 + 0.3 * 2.2)3}{2} = 192.91 \text{ kN}$$

3.9 Verifikimi ne prerje

Trau B1-B2:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta$$

$$A_{sw} = 2 * 0.2 = 1.0 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$\vartheta_1 = 0.6[1 - f_{ck} / 220]$$

$$\vartheta_1 = 0.6[1 - 22 / 220] = 0.24$$

$$V_{Rd,max} = 1 * 300 * 0.9 * 420 * 0.24 * 16.7 / (1+1) = 247.843 \text{ kN}$$

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

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

3.10 Detajimi për duktilitet lokal

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

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

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

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

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:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 172; 6d_{bL} \right\}$$

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

Hapi s, i armaturës tërthore në zonën kritike është:

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

$$s = \min \left\{ \frac{300}{4}; 100 \right\} = 72 \text{ mm}$$

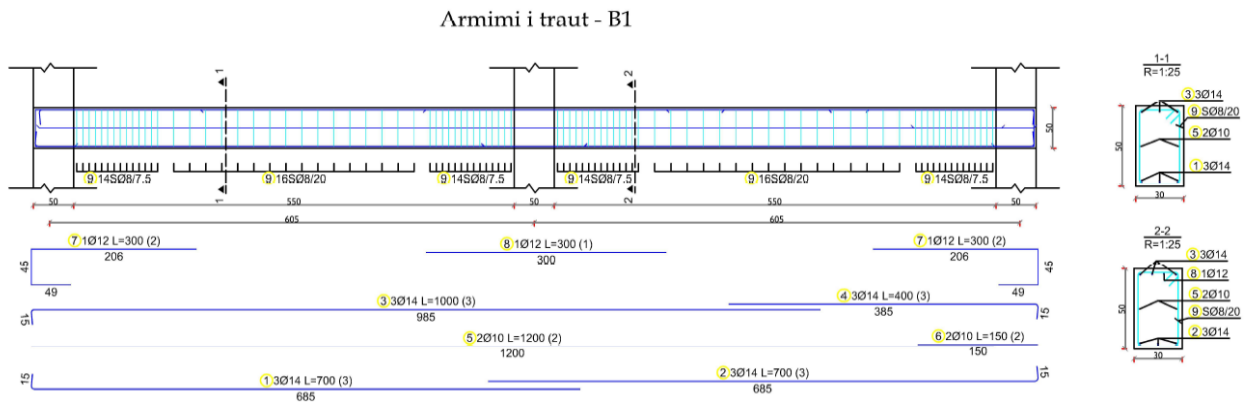
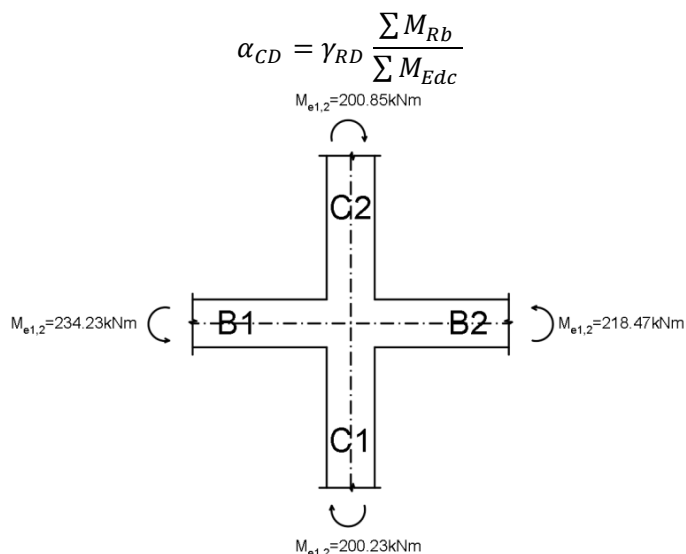


Figura 113 – Detali i armimit të traut

3.11 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):



$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edc}} = 1.3 * \frac{234.23 + 218.47}{200.85 + 200.23} = 1.47$$

$$M_{Edc1,2} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.47 * 200.23 = 294.338 \text{ kNm}$$

$$M_{Edc2,1} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.47 * 200.85 = 295.249 \text{ kNm}$$

Verifikimi i forcës aksiale të normalizuar:

Shtylla C1:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{ck} * A_c} = \frac{1255.49}{3.0 * 2500} = 0.167 < 0.65$$

Shtylla C2:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{ck} * A_c} = \frac{1071.77}{3.0 * 2500} = 0.143 < 0.65$$

7.10.4 Shtyllat C1 dhe C2: Verifikimet në prerje

Shtylla C1:

Vlera minimale e kapacitetit të momentit përkulës ($M3-3$) të shtyllave sipër dhe poshtë përkatësisht të C1 dhe C2, për të dyja senset 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: $M_{Rc1,2} = 294.338$ kNm (që i korrespondon $N_{Ed} = - 1255.49$ kN)

C2: $M_{Rc2,1} = 295.249$ kNm (që i korrespondon $N_{Ed} = - 1071.77$ kN)

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

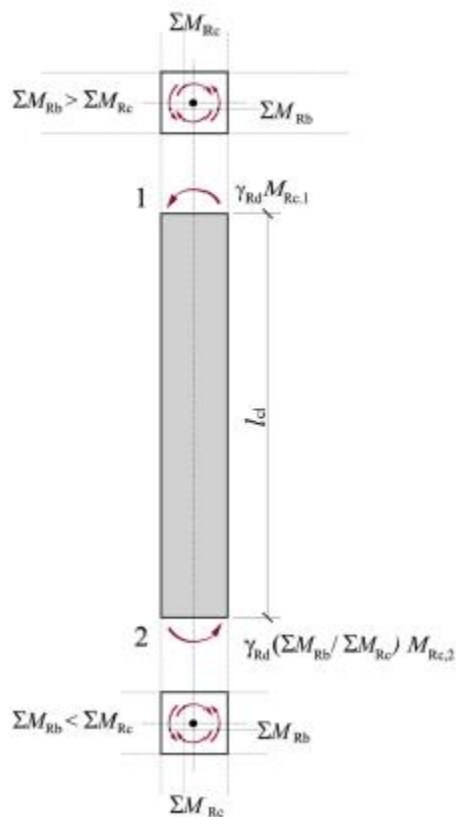
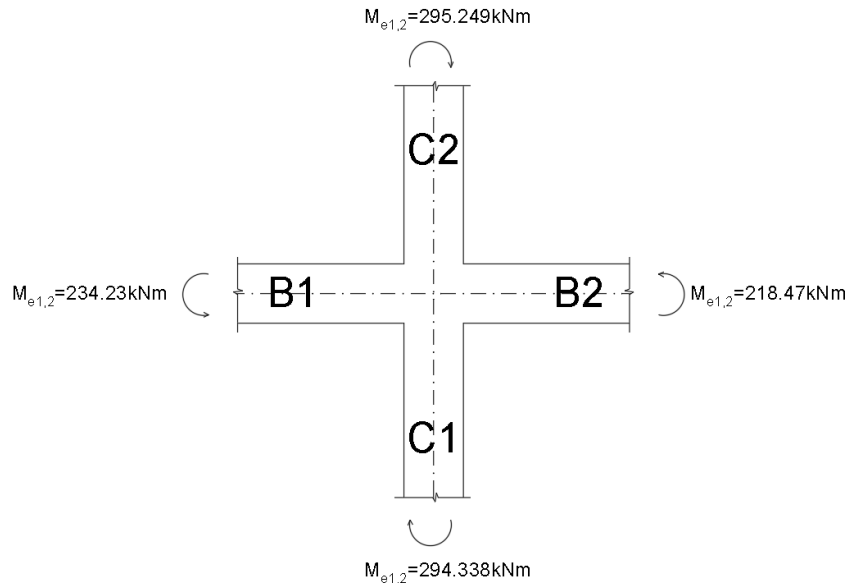


Figura 114 – Vlerat projektuese të forcave prerëse të projektimit sipas kapaciteteve në shtylla



$$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} = \frac{295.249 + 294.338}{234.23 + 218.47} = 1.402 > 1.3$$

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

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{RC1,1} = 1.1 * 294.338 = 323.772 \text{ kN}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{RC,2} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{M_{RC}}\right) = 1.1 * 295.249 * \min\left(1; \frac{234.23+218.47}{294.338+295.249}\right) = 324.773 \text{ kN}$$

Forca prerëse projektuese është:

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_{cl}} = \frac{323.772 + 324.773}{3} = 215.848 \text{ kN}$$

7.10.2 Rezistenca në prerje e betonit:

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

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

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

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

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1255490}{500 * 500} = 3.716 \text{ Mpa}$$

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

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 * 1.6 * (100 * 0.0167 * 25)^{\frac{1}{3}} + 0.12 * 3.716 \right] * 500 * 450 = 250.197 \text{ kN}$$

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

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

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

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

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

7.10.6 Detajimi për duktilitet lokal

Sipas EC-8 kërkesat për duktilitet kurbature plotësohen nëse:

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

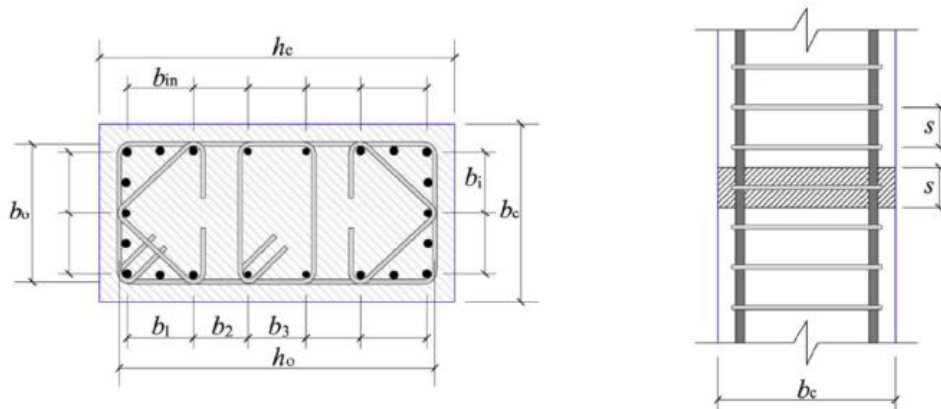


Figura 112 – Detaje të prerjes tërthore të shtyllës

ω_{wd} → Raporti mekanik volumetrik i stafave shtanguese në zonat kritike

μ_{ϕ} – faktori i duktilitetit të kurbaturës

v_d – forca projektuese aksiale e normalizuar

h_c – lartësia globale e seksionit tërthor

h_o – lartësia e bërthames së seksionit (referuar vijës qendrore të stafave)

b_c – gjerësia globale bruto e seksionit tërthor

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

α – faktori i efektivitetit të shtrëngimit (kufizimit)

Armatura minimale dhe maksimale:

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

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

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

Gjatësia e rajoneve kritike të shtyllës:

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

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$$

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

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

$b_c = 50 \text{ cm}$

$h_c = 50 \text{ cm}$

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

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

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

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

$$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{1255.49}{1.67 * 2500} = 0.31 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_h}{V_0} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$V_h = n * b_0 * f_U = |R\emptyset 10; f_U = 0.79 \text{ cm}^2| = (2 * 24 + 4 * 44) * 0.79 = 224 \text{ cm}^3$$

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

$$\omega_{wd} = \frac{224}{19360} * \frac{434.78}{16.67} = 0.302 > \omega_{min} = 0.09$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} = 1 - \frac{8 * 12.22^2 + 4 * 17^2}{6 * 1836} = 0.786$$

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

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.786 * 1.977 = 1.553$$

$$\text{Për } T_1 > T_c \quad \mu_\emptyset = 2q_0 - 1$$

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

μ_\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

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

$$\mu_\emptyset = 1 + (3.6 - 1) * \frac{0.6}{0.405} = 4.85 \text{ për: } T_1 < T_c$$

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

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

$$1.553 * 0.302 \geq 30 * 4.85 * 0.31 * 0.00189 * \frac{50}{44} - 0.032$$

$$0.46 > 0.065 \rightarrow \text{Kushti plotësohet}$$

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

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

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

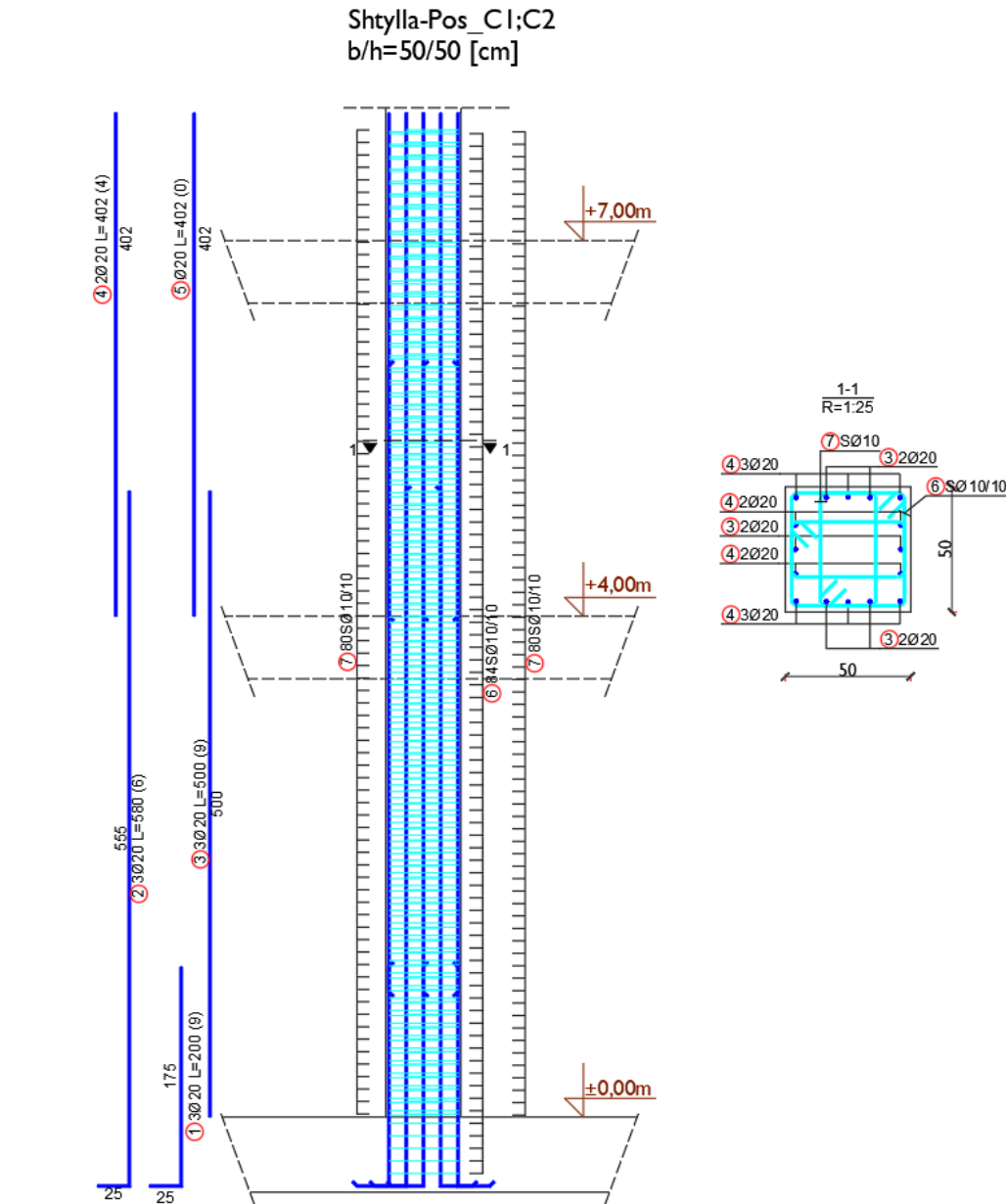


Figura 116 – Detali i armimit të shtyllës

3.12 Analiza statike jolineare - ANALIZA PUSHOVER

Analiza jolineare statike Pushover ose analiza e mbingarkimit gradual është metoda më e njohur dhe më e përdorshme si për nga thjeshtësia po ashtu edhe për nga mundësia që na e ofrojnë softuerët që disponohen në treg.

Analiza Pushover e një strukture, është një analizë statike jolineare nën veprimin konstant të ngarkesave vertikale, dhe ngarkesat pothuajse statike horizontale që rriten gradualisht deri në shkatërrimin e strukturës në mënyrë që të përfaqsoj sa më realisht forcat inerciale sismike. Nëpërmjet kësaj analize përcaktohet kapaciteti real duktil i strukturës. Në procedurën statike jolineare kërkesa bazë dhe parametri i vlerësimit të kapacitetit për analizën strukturore është zhvendosja anësore e ndërtesës.

Së pari bëhet modelimi i karakteristikave jolineare të çernierave plastike të cilat janë pikat e mundshme për lëshim (kolaps) nga veprimi i forcave. Keto pika zakonisht janë afer lidhjes së traut me shtyllën dhe shtyllës me themelin.

Kemi disa mënyra për specifikimin e karakteristikave të çernierave plastike, mirepo ne kemi përdorur modelin e plasticitetit pikë, ku zona e sjelljes joelastike (rrjedhjes) është e përqendruar në një pikë të elementit strukturor.

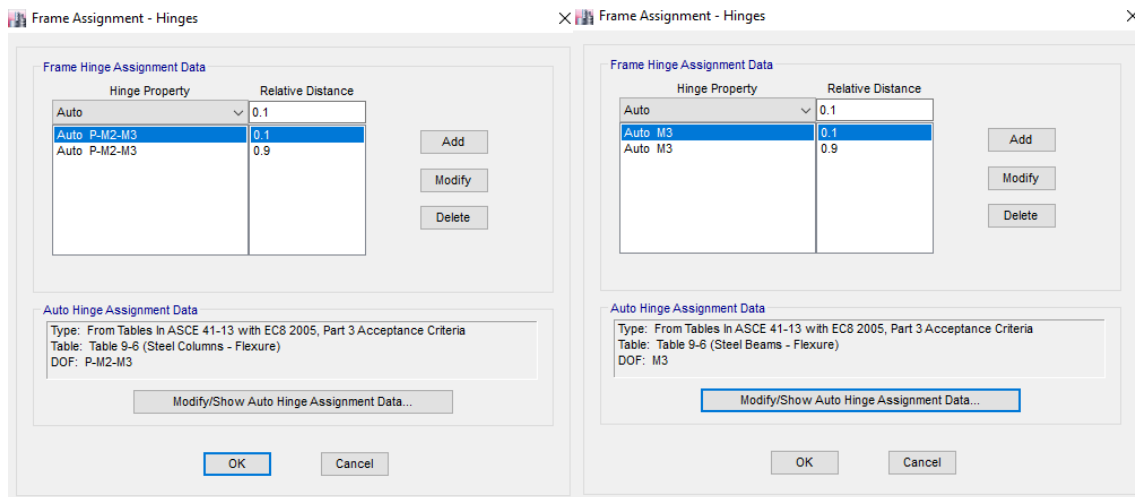


Figura 121 - Definimi i çernierave plastike për shtylla dhe për trajë

Çernierat plastike të shtyllat janë përcaktuar me çernierat perkulëse me karakteristika të varura (P-M2-M3) që përfshijnë bashkëveprimin e forcës aksiale dhe momenteve bi-aksiale në vendin e çernierave ndërsa te trarët kemi: çernierat perkulëse në trarë që janë modeluar me çernierat perkulëse të pavarura (M3).

E Load Case Data

General

Load Case Name: PushX Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	1

Info Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

Figura 12 - Dhënia e parametrave për ngarkesat në rastet e analizës jolineare

Pas kryerjes së analizës jo lineare mund të tregohen rezultatet në formë grafike dhe tabelare. Nga varësia e fituar forcë-zhvendosje, respektivisht pushover lakore të përcaktuara për formë trekëndore të ngarkesës horizontale, mund të fitohen të dhëna për mbajtjen e konstruksionit të ngarkesave hoizontale, shtangimin/fortësinë e tyre, si dhe për duktilitetin global.

Në vijim kemi paraqitur hapat e paraqitjes së çërnierave plastike pas aplikimit të kësaj analize.

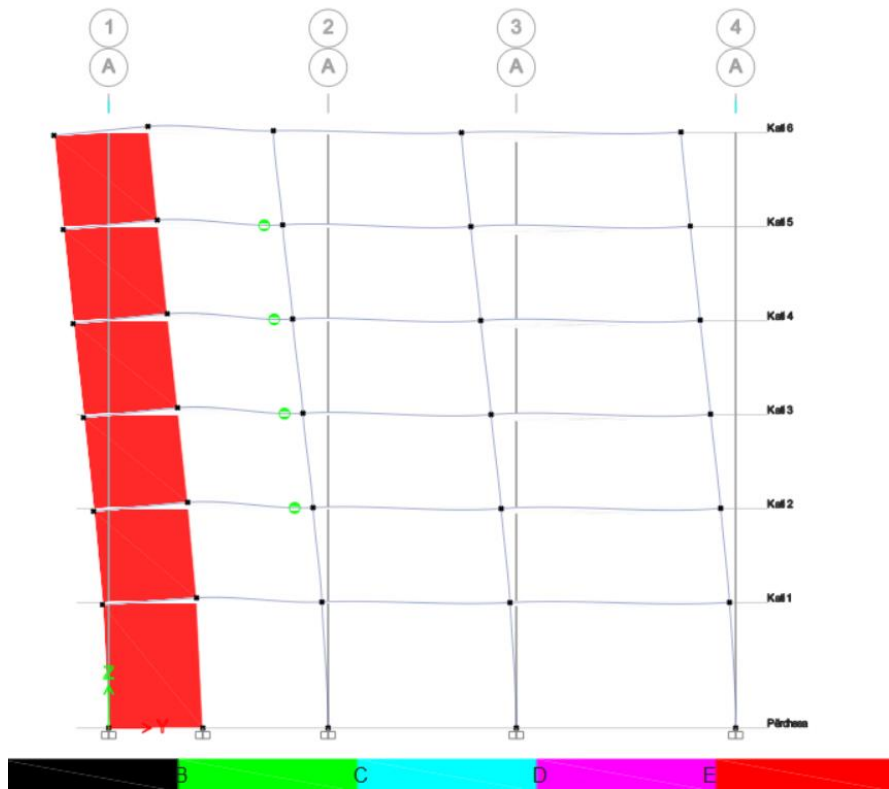


Figura 2 - Zhvendosjet gjate analizēs Push Over – Hapi 4

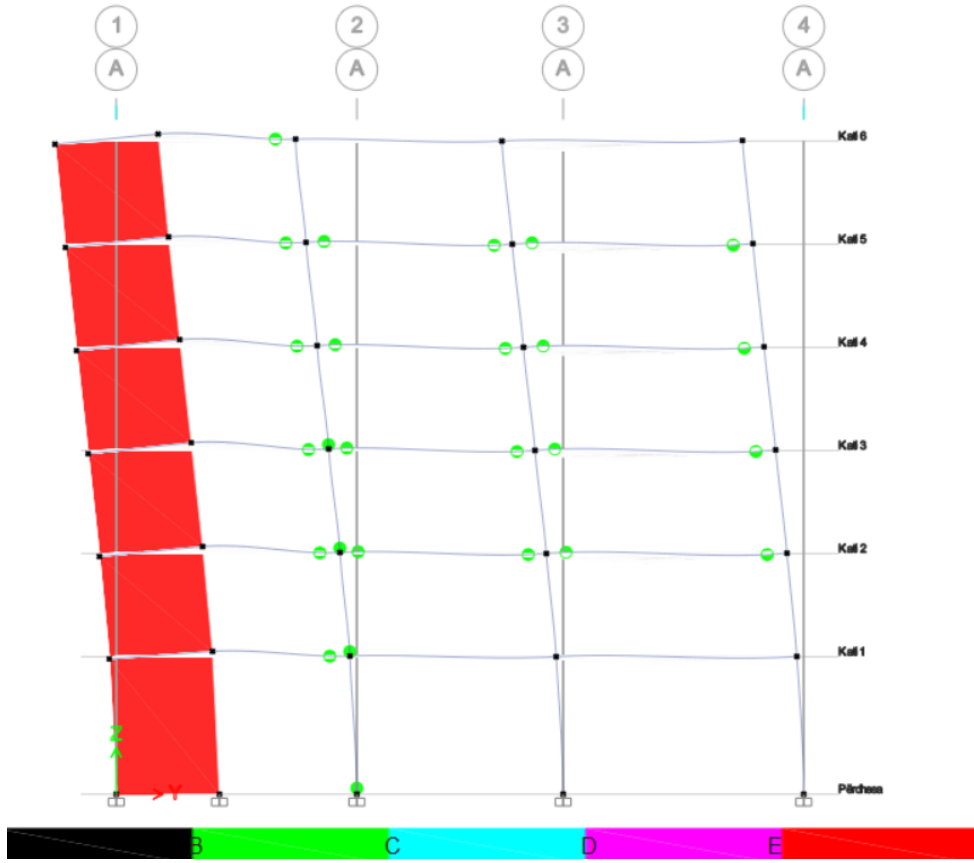


Figura 3 - Zhvendosjet gjate analizēs Push Over – Hapi 10 – Zhvendosja

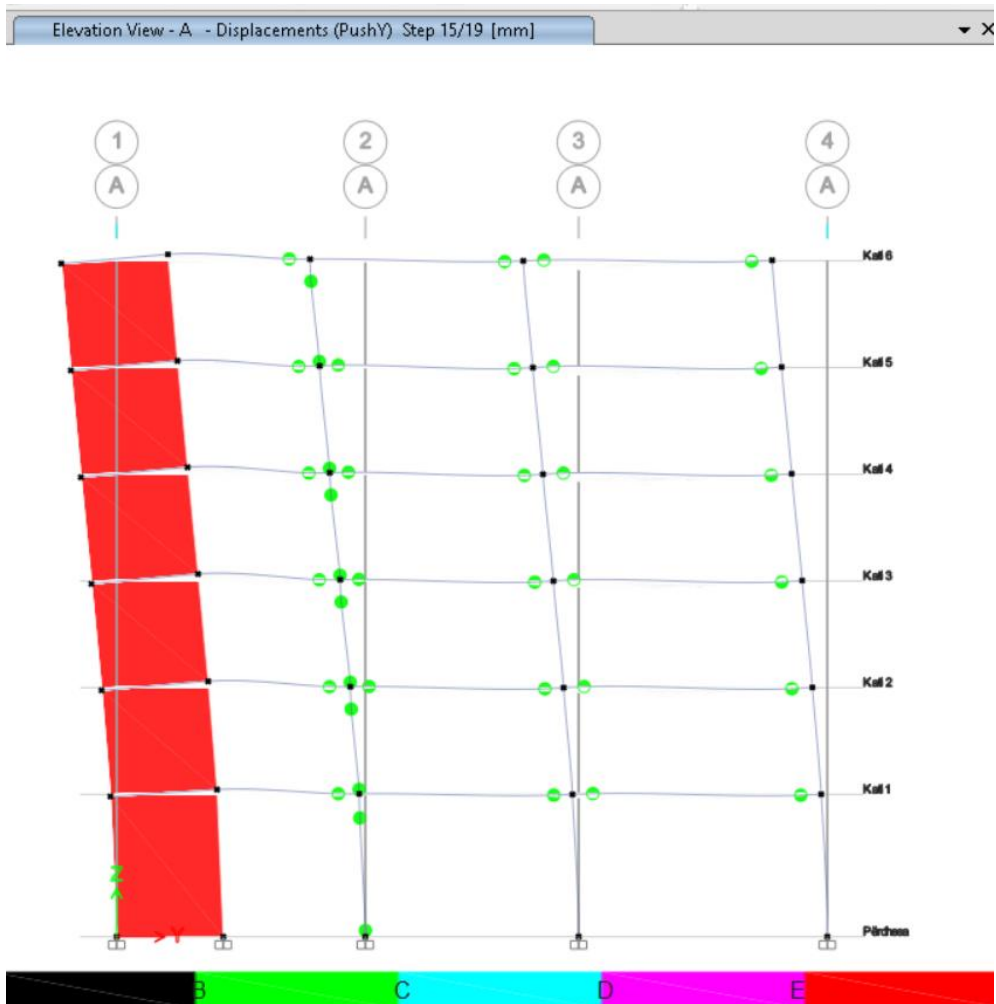


Figura 4 - Zhvendosjet gjate analizës Push Over – Hapi 12

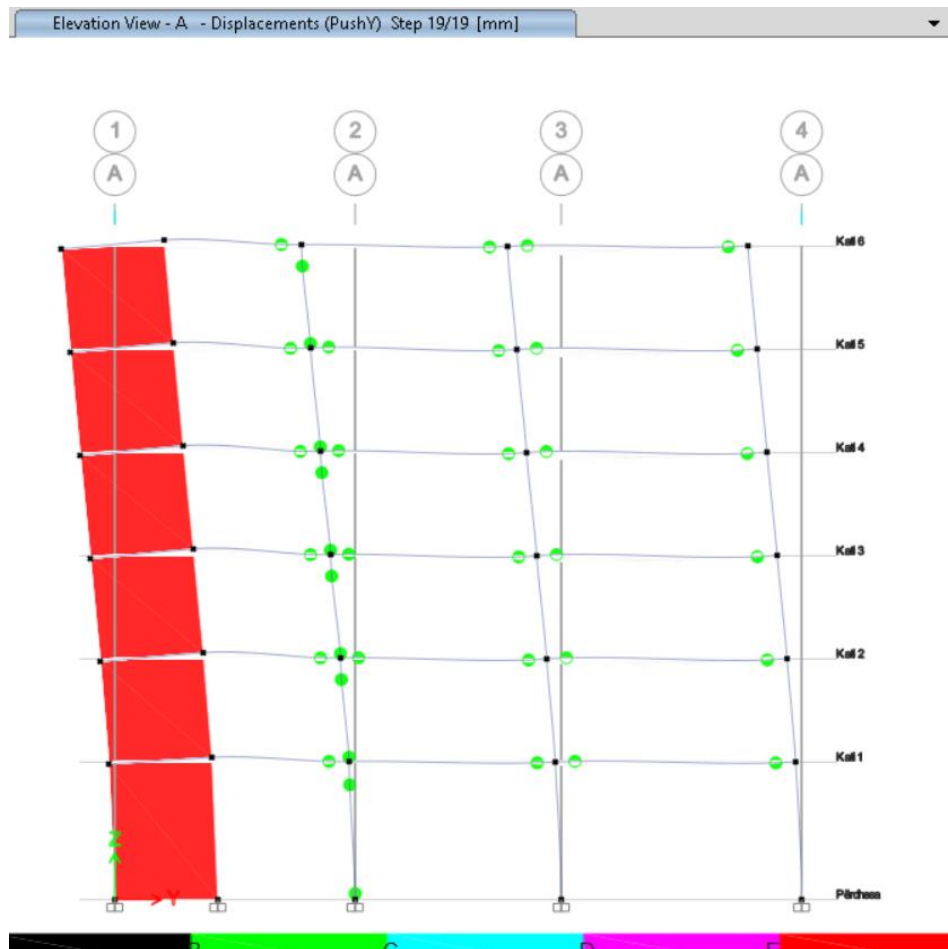


Figura 5 - Zhvendosjet gjate analizës Push Over – Hapi 2 – Zhvendosja

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 4 deri në 19 nga analiza jolineare gjatë shpërndarjes së ngarkesave .

Nga figurat e paraqitura vërehet procesi i rritjes graduale të ngarkesave anësore dhe vazhdon deri në momentin që struktura bëhet e paqëndrueshme, pra në strukturë janë formuar një numër i tillë i çernierave plastike saqë struktura kalon në shkatërrim total.

Rezultat dalës është lakorja forcë-zhvendosje që njihet si kurba e kapacitetit që paraqet marëdhënien e forcës prerëse në bazë me zhvendosjet e pikës së kontrollit (kulmit).

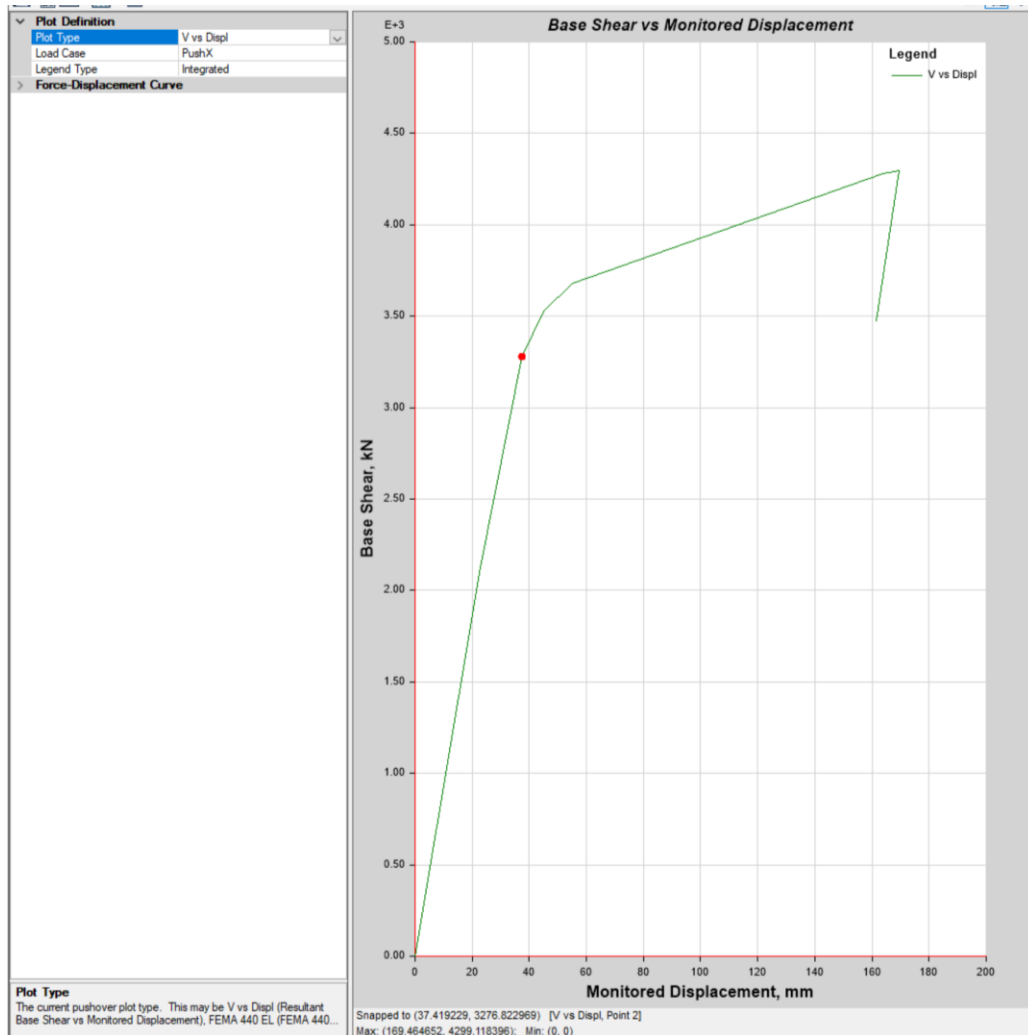


Figura 6 - Kurba e kapacitetit – Kurba PUSHOVER

Me rritjen e ngarkesave anësore përtej pragut të rrjedhshmërisë të elementëve rezistues kundrejt këtyre forcave pjerrësia e kurbës fillon të bjerë dhe vërehet shfaqja e sjelljes jolineare të strukturës.

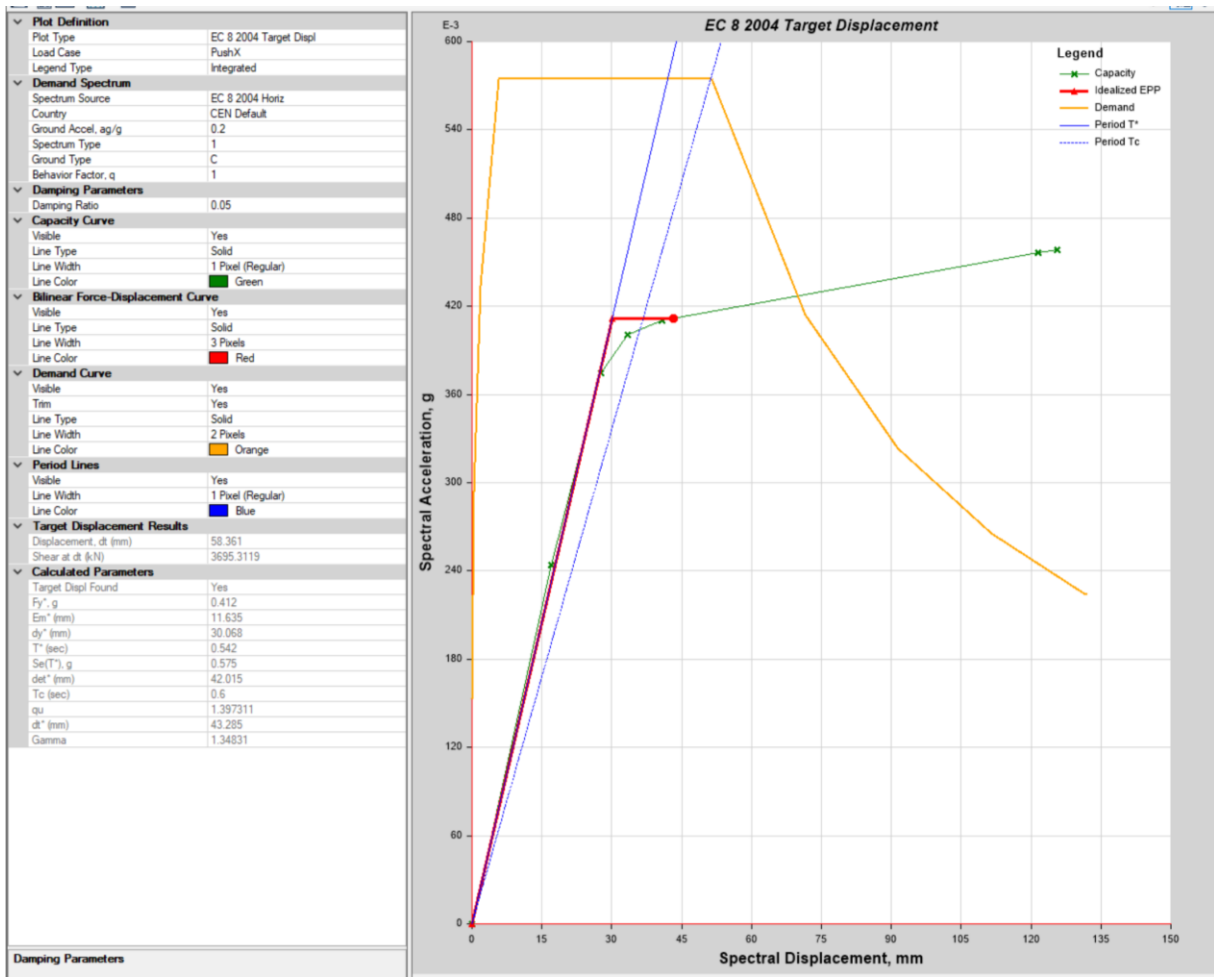


Figura 130 - Spektri i kapacitetit nga analiza pushover në drejtimin "X"

KAPITULLI 4: PËRFUNDIMET

4.1 Përfundimet e nxjerrura nga tema e shtjelluar dhe shembulli i përzgjedhur

Përmes studimit të këtij tematike, është evidente se përdorimi i standardeve të përditësuara të inxhinierisë, siç është Eurokodi 8 (EC8), është i domosdoshëm për sigurinë dhe performancën e strukturave beton-arme në rast të rreziqeve të ndryshme natyrore. Përdorimi i këtij standardi ofron një metodologji të rafinuar për projektimin e detajuar të strukturave në përputhje me kërkesat e sigurisë sismike.

Kjo përfshin një kuptim të thelluar të karakteristikave seizmike të rajonit dhe një analizë të plotë të strukturës, duke përfshirë edhe detaje të caktuara të lidhjeve dhe përforcimeve. Implementimi i këtyre metodave të rafinuara jo vetëm që siguron një nivel më të lartë të rezistencës së strukturës ndaj tërmeteve, por gjithashtu ul rrezikun e dëmeve të mëdha dhe rrit aftësinë e ndërtimit për të mbijetuar rreziqe të tilla.

Në tërësi, përdorimi i EC8 për projektimin e detajuar të strukturave beton-arme sjell një ndryshim thelbësor në metodologjinë e inxhinierisë, duke e bërë atë më të përshtatshme dhe të sigurt për mjediset e ndryshme gjeologjike dhe seizmike. Kjo përmbledhje përcakton rëndësinë e implementimit të këtyre standardeve të avancuara për ndërtimin e strukturave të qëndrueshme dhe të sigurta në raste të rrezikut të tërmeteve.

Në këtë studim, analiza e projektimit të detajuar të strukturave beton-arme sipas Eurokodit 8 (EC8) përmes programimit në etapa ka demonstruar një qasje të përparuar në ndërtimin e strukturave të qëndrueshme ndaj tërmeteve. Përdorimi i teknikave të programimit në etapa ka lejuar për një përpunim më të detajuar dhe një optimizim të mëtejshëm të projektimit në përputhje me kërkesat e kushteve seizmike të cilat ndikonin në performancën e strukturës.

Shembulli i analizuar tregoi se përdorimi i programimit në etapa lejon për një analizë më të plotë të dinamikës së strukturës nën ngarkesat e tërmetit, duke i lejuar inxhinierët të kuptojnë më mirë si ndikon rreziku seizmik në performancën e ndërtimeve. Nëpërmjet kësaj analize të detajuar, është mundur të identifikohen dhe të adresohen më mirë çështjet e ndjeshme të strukturës, si lidhjet e dobëta, deformimet e mëdha, dhe ngarkesat e tepërta.

Një pjesë e rëndësishme e kësaj analize është që ajo mund të përfshijë faktorët e ndryshëm që ndikojnë në performancën e strukturës, si materialet e përdorura, konfigurimi i strukturës dhe rreziqet e mundshme seizmike. Kjo mund të jep një përgjigje të personalizuar dhe të përshtatshme për çdo projekt specifik, duke përmirësuar në fund performancën dhe qëndrueshmërinë e strukturës.

Përfundimisht, shembulli i analizuar tregon se përdorimi i programimit për projektimin e strukturave beton-arme sipas EC8 sjell përfitime të konsiderueshme në sigurinë dhe performancën seizmike të ndërtimeve. Kjo qasje e përparuar në inxhinieri ofron një mjet të fuqishëm për të përballuar sfidat e kërkesave të rritura për sigurinë në mjediset e prekura nga tërmetet, duke kontribuar në ndërtimin e qyteteve më të qëndrueshme dhe më të sigurta për banorët e tyre.

REFERENCAT

1. Baballaku M, Pojani N, Spacone E, Bogdani Sh , Lako N, Lako A, Cullufi, Shkodrani N, *"Material Trajnues"*
2. CEN, Eurocode- 8: .: *"Design of Structures for Earthquake Resistance"* - Part -1: General Rules , Seismic Actions and Rules for Buildings, Final Draft, prEN 1998-, Brussels, December 2003
3. Fardis M, Carvalho E, Fajfar P, Pecker A, *" Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8 "*
4. Penelis G, Penelis G, *"Concrete Buildings in Seismic Regions"*
5. Avramidis I, Athanatopoulou A, Morfidis K, Sextos A, Giaralis A *"Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings"*
6. Elnashai A, Sarno L *"Fundamentals of earthquake engineering"*.
7. Liang.Q. *"Analysis and Design of Steel and Composite Structures"*
8. Misini M. *"Bazat e Inxhinierisë së Tërmeteve"*. Ligjerata të autorizuara. Prishtinë 2018.
9. Mujawar Z, Sangave P, *"Behavior of Reinforced Concrete, Steel And Composite Structures Under The Effect Of Seismic Loading"*
10. Oehlers D, Bradford.M *"Composite steel and concrete structural members"*
11. Pojani N, Lako N.: *"Dinamika e Strukturave"* , SHBLU, Tirana, 1987
12. Pojani N., *"Inxhinieria Sizmike"*, Toena, Tirana, 2003.
13. *Programi per llogaritjen e strukturave "ETABS"*, CSI