



Ref. nr.

08/2

Prishtinë

04/01/2024

F3

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

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	2175/1	Date	24.06.2022
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	<i>Prof.Dr. Naser Kabashi</i>		Kryetar
	2.	<i>Prof.Asoc.Dr. Misin Misini</i>		Mentor
	3.	<i>Prof..Ass. Dr. Hajdar Sadiku</i>		Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	SJELLJA SIZMIKE E STRUKTURAVE MURATURË			
Vlerësimi i dorëshkrimit				

Vlerësim i dorëshkrimit:

"SJELLJA SIZMIKE E STRUKTURAVE MURATURË" të kandidatit Butrint Blakaj, Bachelor e ndërtimtarisë–drejtimi Konstruktiv.

Bazuar në detyrën e parashtruar në raportin e projekt propozimit dhe punën e realizuar nga kandidati paraqesim këtë:

R A P O R T

Punimi Master, me titull: **"SJELLJA SIZMIKE E STRUKTURAVE MURATURË"**, i përgatitur nga Butrint Blakaj, Bachelor i ndërtimtarisë, përmban gjithsej 168 faqe të shkruara, ku përfshihen edhe figurat, tabelat dhe diagramet. Në fund të punimit prezantohet literatura e përdorur, ku janë të përfshira 23 burime të ndryshme.



Ref. nr. _____

Prishtinë ____ / ____ / ____

I. Analiza e punimit

Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në shtatë kapituj. Në pjesën e titulluar "Kuptimet dhe definicionet për strukturat muraturë" jepen, elementet e muraturës dhe njësitë përkatëse të tyre. Aty janë ireguar materialet e njësive muratuese duke iu referuar kryesisht kerkesave të EC 6-te dhe EC 8-të si dhe standardeve Europiane.

Kapitulli i dytë i punimit i është kushtuar klasifikimit të muratureve. Kjo pjesë analizon, sidomos, termat e veçanta për muraturë sipas EC -6. Aty është treguar për llaçin si dhe përforcimi i strukturës muratur me armaturë.

Shtjellimet teorike mbi karakteristikat mekanike për muraturë janë dhënë në kapitullin e tretë. Aty janë treguar vlerësimet mbi rezistencën në shtypje dhe tërheqje sipas EC-6 si dhe modulit e elasticitetit dhe koeficientin e Poisson-it për njësitë muratuese. Kjo pjesë analizon, sidomos, kapacitetin e aftësisë mbajtëse të muraturës si dhe sjelljen e mureve nën veprimin e forcave prerëse dhe sforcimit në dy plane dhe format e shkatrrimit.



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 ____ / ____ / ____

Kapitulli i katërt i punimit i është kushtuar sistemeve strukturore. Kjo pjesë analizon, sidomos, klasifikimin e mureve dhe tipologjinë e strukturave muraturë.

Kapitulli i pestë i punimit i është kushtuar kushteve të truallit dhe veprimit sizmik. Kjo pjesë analizon, sidomos, vlerësimin sizmik duke iu referuar kryesisht terminologjisë dhe metodologjisë të spektrave të projektimit sipas Eurokodit 8. Aty janë treguar konceptet e përgjithshme të projektimit të strukturave muraturë rezistentente ndaj veprimit sizmike.

Kapitulli i gjashtë i punimit i është kushtuar projektimit të strukturave muraturë rezistente ndaj tërmetit. 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. Tregohen verifikimi i sigurisë duke përdorur metodat e analizës jolineare. Aty janë treguar njohuritë mbi modelimin në analizë jolineare si dhe Analiza Pushover.



Ref. nr. _____

Prishtinë ____ / ____ / ____

Mbi bazën e formulimeve të dhëna, në kapitullin e shtatë, është analizuar një shembuj karakteristikë i një strukture P+2. Struktura e trajtuar parqet struktura murature me mure mbajtëse, ku vlerësohen parametrat të cilat ndikojnë në sjelljen sizmike të elementet e strukturave muraturë. Në analizë është përdorur softueri AmQuake.

II. Vlerësimi dhe Propozimi i Komisionit

Vlerësimi:

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

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,



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

Ref. nr. _____

Prishtinë ____ / ____ / ____

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

Propozim:

Komisioni për vlerësimin e punimit master me titull : "**SJELLJA SIZMIKE E STRUKTURAVE MURATUR**", të kandidatit Butrint Blakaj, 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, 03.01.2024

Komisioni:

Prof. dr. Naser Kabashi, kryetar

Prof. Asoc.dr. Misin Misini, mentor

Prof. Ass.dr. Hajdar Sadiku, anëtar

Abstrakt

Pranuar me: 18.12.2013			
Nj org.	Numër	Shtojca	Vlera
OB	3481/1	-	-

Strukturat muraturë paraqesin nje tip te rendensishem ne boten e ndertimit vecanerisht në ndërtimet ekzistuese, të cilat janë ndërtuar në periudha të ndryshme kohore.

Duke qene ne nje numer te madh, keto sisteme qe ndryshe njihen si "sisteme me mure mbajtëse" paraqesin rastet me te shpeshta te sjellje jo te favorshem gjate veprimeve sizmike veçanerisht në vendet me sizmicitet të lartë, kjo sjellje paraqet nevojën e zgjerimit te nivelit të njohurive, me qëllim të vlerësimit të rezistencës së tyre dhe kapacitetit mbajtës veçanerisht për objektet ekzistuese.

Për arsyeje te natyrës se tyre, sjelljes se tyre komplekse dhe vetive jo te njëjta mekanika modelimi i muraturës për shumë kohë ka qenë gjithashtu një sfidë për inxhinierët dhe shkencëtarët

Synimi i këtij punimi është studimi i sjelljes së strukturës muraturë përgjatë veprimit sizmik, studimi analitik i kërkesave sizmike duke u bazuar ne EC-8, nxjerrja e rezultateve nën reagimin sizmik dhe krahasimi i zhvendosjeve të ndodhura me ato të projektuar.

Analiza jo lineare statike është bërë së fundmi një nga metodat më të përdorshme, për projektim dhe vlerësim të performancës sizmike te ndërtesave, për shkak të thjeshtësisë dhe praktikës se lehte te punimit të saj.

Ky punim i diplomës kryesisht trajton analizën e një strukture muraturë me mure të përforcuara disa katesh e cila ka rregullsi strukturore. Për llogaritjen e një strukture të një objekti prej murature, do të shfrytëzohet analiza "pushover" duke shfrytëzuar programin AMQUAKE. Me këtë analizë, për objektin, përkatësisht strukturën krijohet një model matematikor me ngarkim horizontal deri në shkatërrim.

Bazuar në teorinë e performancës sizmike, procedurat jo lineare statike lejojnë vlerësimin e performancës dhe dëmtimeve nën veprimin e forcës sizmike.

Abstract

Pranuar me: 18.12.2022			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	3481/1	-	-

Masonry structures present a significant type in the world of construction, especially in existing buildings constructed in different time periods. Due to their large number, these systems, also known as "load-bearing systems," often exhibit unfavorable behavior during seismic events, particularly in areas with high seismicity. This behavior necessitates an expansion of knowledge to evaluate their resistance and load-bearing capacity, especially for existing structures.

Due to their nature, complex behavior, and unique mechanical properties, masonry modeling has long been a challenge for engineers and scientists.

The aim of this work is to study the behavior of masonry structures during seismic activity, analytically examining seismic requirements based on EC-8, deriving results under seismic response, and comparing actual displacements with designed displacement .

Nonlinear static analysis has recently become one of the most commonly used methods for designing and assessing seismic performance in buildings due to its simplicity and practicality.

This thesis primarily focuses on analyzing a confined masonry structure with plain regularity. For calculating the behavior of such a structure, the "pushover" analysis using the AMQUAKE program will be employed. This analysis creates a mathematical model of the structure subjected to horizontal loading until collapse.

Based on seismic performance theory, nonlinear static procedures allow the assessment of performance and damages under seismic force actions.



UNIVERSITETI I PRISHTINËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT
PROGRAMI: NDËRTIMTARI



PUNIM DIPLOME

NIVELI I STUDIMEVE - MASTER

Tema: Sjellja Sizmike e Strukturave Murature

Mentor:

Prof.Dr.sc Misin Misini

Kandidati:

Butrint Blakaj

Prishtinë, Dhjetor 2023

Abstrakt

Strukturat muraturë paraqesin nje tip te rendensishem ne boten e ndertimit vecanerisht në ndërtimet ekzistuese, të cilat janë ndërtuar në periudha të ndryshme kohore.

Duke gene ne nje numer te madh, keto sisteme qe ndryshe njihen si “sisteme me mure mbajtëse” paraqesin rastet me te shpeshta te sjellje jo te favorshem gjate veprimeve sizmike veçanërisht në vendet me sizmicitet të lartë, kjo sjellje paraqet nevojën e zgjerimit te nivelit të njohurive, me qëllim të vlerësimit të rezistencës së tyre dhe kapacitetit mbajtës veçanërisht për objektet ekzistuese.

Për arsyeje te natyrës se tyre, sjelljes se tyre komplekse dhe vetive jo te njëjta mekanika modelimi i muraturës për shumë kohë ka qenë gjithashtu një sfidë për inxhinierët dhe shkencëtarët

Synimi i këtij punimi është studimi i sjelljes së strukturës muraturë përgjatë veprimit sizmik, studimi analitik i kërkesave sizmike duke u bazuar ne EC-8, nxjerrja e rezultateve nën reagimin sizmik dhe krahasimi i zhvendosjeve të ndodhura me ato të projektuar.

Analiza jo lineare statike është bërë së fundmi një nga metodat më të përdorshme, për projektim dhe vlerësim të performancës sizmike te ndërtesave, për shkak të thjeshtësisë dhe praktikës se lehte te punimit të saj.

Ky punim i diplomës kryesisht trajton analizën e një strukture muraturë me mure të përforcuara disa katesh e cila ka rregullsi strukturore. Për llogaritjen e një strukture të një objekti prej murature, do të shfrytëzohet analiza “*pushover*” duke shfrytëzuar programin AMQUAKE. Me këtë analizë, për objektin, përkatësisht strukturën krijohet një model matematikor me ngarkim horizontal deri në shkatërrim.

Bazuar në teorinë e performancës sizmike, procedurat jo lineare statike lejojnë vlerësimin e performancës dhe dëmtimeve nën veprimin e forcës sizmike.

Abstract

Masonry structures present a significant type in the world of construction, especially in existing buildings constructed in different time periods. Due to their large number, these systems, also known as "load-bearing systems," often exhibit unfavorable behavior during seismic events, particularly in areas with high seismicity. This behavior necessitates an expansion of knowledge to evaluate their resistance and load-bearing capacity, especially for existing structures.

Due to their nature, complex behavior, and unique mechanical properties, masonry modeling has long been a challenge for engineers and scientists.

The aim of this work is to study the behavior of masonry structures during seismic activity, analytically examining seismic requirements based on EC-8, deriving results under seismic response, and comparing actual displacements with designed displacement .

Nonlinear static analysis has recently become one of the most commonly used methods for designing and assessing seismic performance in buildings due to its simplicity and practicality.

This thesis primarily focuses on analyzing a confined masonry structure with plain regularity. For calculating the behavior of such a structure, the "pushover" analysis using the AMQUAKE program will be employed. This analysis creates a mathematical model of the structure subjected to horizontal loading until collapse.

Based on seismic performance theory, nonlinear static procedures allow the assessment of performance and damages under seismic force actions.

TABELA E PËRMBAJTJES

Abstrakt	iii
Abstract	iv
LISTA E SHKURTIMEVE DHE SIMBOLEVE	xiii
1. KUPTIMET DHE DEFINICIONET PER STRUKTURAT MURATURË	2
1.1 Elementet e muraturës – Njësitë muratuese	2
1.2 Materialet e njësive muratuese	4
1.3 Njësitë muratuese sipas Standardit European:	5
2. KLASIFIKIMI I MUREVE	8
2.1 Termat dhe kuptimet për lloje të mureve	8
2.2 Ndarja sipas numrit të shtresave.....	9
2.2.1 Termet e veçanta për muraturë EC – 1996	10
2.2.2 Ndarja sipas përforcimeve.....	11
2.4 Llaçi.....	13
2.5.1 Armatura.....	14
2. KARAKTERISTIKAT MEKANIKE PËR MURATURË.....	15
3.1 Njësia muratuese	15
3.2 Rezistenca në tërheqje e njësive muratuese	19
3.2.1 Moduli i elasticitetit dhe koeficienti i Poisson-it për njësitë muratuese	19
3.3 Llaci si element i strukture murature	19
3.3.1 Termet dhe kuptimet për llaçet (mortar joints)	21
3.3.2 Moduli i elasticitetit, moduli i rrëshqitjës dhe koeficienti i Poisson-it për llaçet.....	21
3.4 Elementet Murature	22
3.4.1 Veprimet në muraturë.....	23

3.4.2 Kapaciteti i aftësisë mbajtëse të muraturës	25
3.4.3 Rezistenca në shtypje e murit.....	26
3.4.3.1 Përcaktimi eksperimental i rezistencës në shtypje	26
3.4.3.2 Përcaktimi me formulë empirike i rezistencës në shtypje.....	29
3.4.4 Rezistenca në prerje (shkeputje).....	33
3.4.4.1 Modelet e thyerjes	34
3.4.5 Sjellja e mureve nën veprimin e forcave prerëse dhe sforcimit në dy plane.....	37
3.4.7 Format e shkatërrimit	38
3.4.8 Moduli i elasticitetit dhe moduli i rrëshqitjes së murit.....	44
4. SISTEMET STRUKTURORE	46
4.1 Klasifikimi i mureve, kushteve dhe rregullla teknike	46
4.2 Tipologjia e strukturave murature.	49
4.2.1 Muret e pa armuara - Unreinforced Masonry Walls	49
4.2.2 Muret e Perforcuara – Kontuara.....	51
4.2.3 Muret e armuara - Reinforced Masonry Walls.....	52
4.3 Dimensionet, lartësia së objektit dhe numri i kateve.....	53
5.0 TËRMETET DHE REGJISTRIMET SIZMIKE	55
5.1.0 Njohuri themelore mbi veprimin e termetit.....	55
5.1.1 Origjina e termeteve	56
5.2 Karakteristikat themelore te termeteve	57
5.3 Valet sizmike.....	58
5.4 Vlerësimi i tërmeteve dhe dëmtueshmëria në struktura	62
5.5 Sizmiciteti.....	63
5.6 Rreziku sizmik dhe vulnereabiliteti.....	66
5.7 Standartet Europiane të Projektimit	67
5.8 Kërkesat e performancës dhe kriteret e projektimit antisizmik.....	69

5.8.1 Kërkesat themelore.....	69
5.8.2 Verifikimi i Sigurisë dhe Faktorët e Sigurisë për Materialet	71
5.9 Kufizimet nga kushtet e truallit dhe veprimi sizmik	72
5.8.2 Kushtet e truallit	72
5.9.2 Veprimi Sizmik	74
5.9.2.1 Spektrat elastik sipas EuroKodit 8	74
5.9.3 Spektri i projektimit për Gjendjen Kufitare	77
5.10 Faktori i rëndësisë	78
5.11 Kriteret e Rregullsisë Strukturore	79
5.11.1 Kriteret për rregullsinë në plan.....	81
5.11.2 Kriteret e rregullsisë në lartësi	86
5.11.3 Konceptet gjenerale të projektimit të strukturave murature rezistente ndaj veprimit sizmike	89
5.11.3.1 Konceptet e projektimit të pllakave tek strukturat murature	89
5.11.3.2 Hapjet në muret muraturë.....	93
5.11.3.4 Elementet jo strukturore.	94
5.11.3.5 Trajet lidhëse të pllakes (breze horizontale)	95
5.11.3.6 Arkitrau	97
6.0 PROJEKTIMI DHE LLOGARITJA E STRUKTURAVE MURATURE.....	100
6.1 HYRJE NE EUROKODIN EN 1996.....	100
6.1.1 Termet dhe përkufizimet	101
6.1.2 Baza e projektimit	101
6.1.3 Materialet	102
6.1.4 Qëndrueshmëria	102
6.1.5 Analiza strukturore.....	102
6.2 Gjendja kufitare mbajtëse.....	108

6.3 Metodatat e analizës së reagimit sizmik.....	112
6.4 Metoda e Analizës së Forcës Anësore- Analiza e thjeshtuar modale.....	115
6.5 Shpërndarja e forcave sizmike horizontale	117
6.6 Analiza multi-modale sipas spektrit të reagimit.....	118
6.7 Kombinimi i reagimeve modale	120
6.8.1 Te Përgjithshme procedurat statike jolineare	121
6.8.2 Vlerësimet sizmike në EC8 me analizë pushover	122
6.9 Procedura e Analizës Push-over	126
6.10 Analiza jolineare në fushën kohore	133
6.10 Kombinimi i efekteve të komponentëve të veprimit sizmik.....	134
6.12 Komponenti vertikal i veprimit sizmik	135
6.14 Kombinimi i ngarkesave sizmike dhe veprimeve të tjera	136
6.15 Analiza e Zhvendosjeve	138
6.15.1 Gjendja kufitare mbajtëse (Unlimate limite state-ULS)	139
6.15.2 Efektet e rendit të dytë (Efekti $P - \Delta$)	139
6.16 Kufizimi i zhvendosjeve relative nëpërmjet kateve	141
6.17 Duktiliteti dhe Faktori i Sjelljes	142
6.17.1 Faktori i sjelljes	143
7. DETYRA PROJEKTUESE.....	146
Rezultatet e fituara	148
KONSTATIME	166
PËRFUNDIME	166

Lista e Tabelave

TABELA 1 NJESITE MURATUESE.....	3
TABELA 2 KERKESAT PER NJESI MURATUESE	17
TABELA 3 VLERA E FAKTORIT TË FORMËS PËR KONVERTIMIN E REZISTENCËS NGA VLERA MESATARE NË VLERË TË NORMUAR SIPAS EUROKODIT 6 (EC 6)	18
TABELA 4 PERZIRJET TIPIKE DHE VLERAT E REZISTENCËS NË SHTYPJE TË LLAÇIT.....	20
TABELA 5 GJEOMETRIA E MURIT MODEL.....	27
TABELA 6 KUFIJTË E LEJUAR TË REZISTENCËS NË SHTYPJE TË LLAÇIT, BRENDA TË CILËVE MURATURA MUND TË TESTOHET	28
TABELA 7 VLERAT E K PËR LLOJE TË NDRYSHME TË LLAÇEVE DHE GRUPEVE TË ELEMENTEVE	30
TABELA 8 KOEFICIENTET ALFA DHE BETA.....	30
TABELA 9 VLERAT E REZISTENCËS NË PRERJE TË MURATURËS FVK, 0 DHE VLERAT KUFITARE TË FVK	35
TABELA 10 PJESË E SHKËPUTUR NGA TËRËSIA E MURIT	38
TABELA 11 VLERA MAKSIMALE E REKOMANDUAR E LARTËSISË SË OBJEKTIT H DHE NUMRIT TË KATIT	53
TABELA 12 VLERA MAKSIMALE E REKOMANDUAR NDËRMJET MUREVE MBAJTËSE.....	54
TABELA 13 NUMRI I KATEVE MBI NIVELIN E TOKËS, I LEJUAR PËR STRUKTURA TË THJESHTA.....	54
TABELA 14 KLASIFIKIMI I DËMTIMEVE PËR STRUKTURAT MURATURË SIPAS EM-98	65
TABELA 15 LIDHJA NË MES TË GJENDJEVE KUFITARE DHE NIVELEVE TË PERFORMANCËS.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
TABELA 16 TËPËT E TRUALLIT.....	72
TABELA 17 PARAMETRAT E TRUALLIT PËR TIPIN "1" TË TËRMETEVE	76
TABELA 18 PARAMETRAT E TRUALLIT PËR TIPIN "2" TË TËRMETEVE	76
TABELA 19 KLASAT E RËNDËSISË PËR NDËRTHESAT DHE VLERA E KOEFICIENTIT γ_1	79
TABELA 20 SASIA E ARMIMIT SIPAS NUMRIT TE ETAZHES	96
TABELA 21	99
TABELA 22	100
TABELA 23 KOEFICIENTI PARCIAL I SIGURISË	102
TABELA 24 PARAQITJA E METODAVE TE ANALIZES.....	114
TABELA 25 VLERAT E KOEFICIENTËVE TË KOMBINIMEVE	137
TABELA 26 LLOJI I VEPRIMEVE VARIABLE	137
TABELA 27 VLERA E FAKTORIT TË SJELLJES SIPAS EC-8.....	144

Lista e Figurave

FIGURA 1 NJESITE MURATUESE	6
FIGURA 2 ELEMENTET ME DENSITET TE LARTE.....	7
FIGURA 3 LLOJET E MUREVE	9
FIGURA 4 MURET E PA ARMUARA.....	11
FIGURA 5 MURET E PERFORCUARA	11
FIGURA 6 MURE TË PËRFORCUARA ME BREZE NGA BETONI I ARMUAR	12
FIGURA 7 MARATURA TË PARANDERURA.....	13
FIGURA 8 ELEMENTET MBUSHËSE GRUPI 1.....	16
FIGURA 9 ELEMENTET MBUSHËSE GRUPI 2A DHE GRUPI 2B.....	16
FIGURA 10 ELEMENTET MBUSHËSE GRUPI 3.....	16
FIGURA 11 FORCAT NË MURATURË	23
FIGURA 12 FORMA E VEPRIMEVE NË MURATURË	23
FIGURA 13 A) SFORCIMI NË TËRHEQJE NË ELEMENTE,	24
FIGURA 14 REZISTENCA NË SHTYPJE E MURIT	26
FIGURA 15 GJEOMETRIA E MURIT MODEL	27
FIGURA 16 VARSHMERIA E REZISTENCES SE MURIT BAZUAR NE KENDIN E VEPRIMIT.....	32
FIGURA 17 NGARKIMI I KAMPIONIT TË PROVËS NË PRERJE	33
FIGURA 18 THYERJA E MURATURËS NË MES TË LLAÇIT DHE NJËSISË MURATUESE.....	34
FIGURA 19 THYERJA E MURATURËS NË LLAÇ, THYERJA E MURATURËS NË NJËSINË MURATUESE, PARAQITJA E PLASARITJES DIAGONALE NË MES TË NJËSISË MURATUESE DHE LLAÇIT.....	34
FIGURA 20 DENTIMET TIPIKE NE STRUKTURA MURATURE.....	39
FIGURA 21 FORMAT E THYERJEVE	40
FIGURA 22 (A) SHKATËRRIMI NË RRËSHQITJE (HUMBES SË AFTËSISË MBAJTËSE NË PRERJE - FËRKIMIT), (B) SHKATËRRIMI NGA SFORCIMET NË TËRHEQJE – (HUMBES SË AFTËSISË MBAJTËSE PËR SHKAK TË FORCAVE PRERESE) (C) FORMA E SHKATËRRIMIT NGA PËRKULJA	41
FIGURA 23 THYERJA NË RRAFSH PARALEL ME FUGAT DHE THYERJA NË RRAFSH NORMAL ME FUGAT	42
FIGURA 24 MEKANIZMAT E SHKATËRRIMIT PER MURET E JASHTME	43
FIGURA 25 SHKATERRIMI NGA SHTYPJA.....	43
FIGURA 26 LIDHJA SFORCIME-DEFORMIME PËR MURATURËN	44
FIGURA 27 SISTEMET E KONSTRUKSIONEVE ME MURE MBAJTËSE MASIVE.....	46
FIGURA 28 SISTEMI I STRUKTURËS NË NJË DREJTIM GJATËSOR: SISTEMI I STRUKTURËS NË NJË DREJTIM TËRTHOR.....	46
FIGURA 29 SISTEMI I STRUKTURËS I KOMBINUAR.....	47

FIGURA 30 SISTEMI I STRUKTURËS ME MURE (CROSS-WALL).....	47
FIGURA 31 SISTEMI I STRUKTURËS ME MURE NË FORMË CELULAVE (CELLULAR-WALL)	47
FIGURA 32 MURET MBAJTËSE TËRTHORE DHE TË KOMBINUARA	48
FIGURA 33 MURET MBAJTËSE NË DY DREJTIMET ADEKUATE DHE MURET MBAJTËSE NË NJË DREJTIM JOADEKUATEQ	48
FIGURA 34 MURATURA E ARMUAR	53
FIGURA 35 PARAQITJA E STRUKTURES SE BRENDSHME TE TOKES.....	55
FIGURA 36 HIPOQENDRA, EPIQENDRA DHE KARAKTERISTIKA TJETRA NE NJE TERMET	57
FIGURA 37 PET E VALEVE SIZMIKE	60
FIGURA 38 A) AKSELEROGRAMA E KOMPONENTES VERI–JUG (N-S) TË TËRMETIT EI-CENTROS;.....	63
FIGURA 39 PROCEDURA PËR LLOGARITJEN E MAGNITUDËS.....	64
FIGURA 40 LIDHJET MIDIS EUROKODEVE	68
FIGURA 41 NIVELET E PERFORMANCËS, PROBABILITETI VJETOR DHE RENDITJA SIPAS RËNDËSISË SË TYRE	71
FIGURA 42 FORMA E SPEKTRIT ELASTIK	76
FIGURA 43 A) SPEKTRA E REAGIMIT ELASTIK TË TIPIT 1, PËR TRUALL NGA A NË E, SHUARJE 5%.....	77
FIGURA 44 SHPERNDARJA E NGARKESAVE	80
FIGURA 45 NDËRTESË ME SIMETRI NË PLAN NË LIDHJE ME; A) GJEOMETRINË; B) NGURTËSINË; C) MASËN	82
FIGURA 46 PERCAKTIMI I FORMAVE KOMPAKTE	82
FIGURA 47 KONFIGURACIONET E RREGULLTA DHE TË PARRREGULLTA TË PLANIT	83
FIGURA 48 PËRKULSHMËRIA NË PLAN.....	83
FIGURA 49 PERCAKTIMI I QENDRES SE MASES DHE SHTANGESISE	84
FIGURA 50 KERKESAT PER RREGULLESINI NE LARTESI	87
FIGURA 51 FORMA JO TE RREGULLTA TE PUNIMEVE.....	88
FIGURA 52 PERCJELLJA E NGARKESAVE	88
FIGURA 53 A) DIAFRAGMA E NGURTE HORIZONTALE B) DIAFRAGMA FLEKSIBILE HORIZONTALE.....	90
FIGURA 54 LIDHJA E PLLAKAVE ME SITEMIN MURATURE	91
FIGURA 55 FOMA TE LIDHJEVE TE PLLAKAVE	91
FIGURA 56 FORMA TE ANKERIMEVE ME TIPE TE NDRYSHME TE PLLAKAVE.....	92
FIGURA 57 POZICIONIMI I DRITAREVE (A) JO I RREGULLT, (B) I RREGULLT	94
FIGURA 58 PARAQITJA E TRAUT TE MBIHAPJEVE ARKITRAUT.....	97
FIGURA 59 LIDHJA E KONSTRUKSIONIT TE KULMIT	98
FIGURA 60 DIAGRAMI NDERJE-DEFORMIM	103
FIGURA 61 GJATËSIA MINIMALE E MURIT SHTANGUES ME HAPJE.....	106
FIGURA 62 KRYQËZIMET MES MUREVE	107
FIGURA 63 DIAGRAMI I IDEALIZUAR DHE LLOGARITËS.....	108
FIGURA 64 MOMENTET NGA LLOGARITËSE TË PËRKULJES NGA JASHTËQENDËRSIA.....	110
FIGURA 65 FORMA E SHPERNDARJES SE FORCAVE	124

FIGURA 66 KURBA E KAPACITETIT	127
FIGURA 67 TRANSFORMIMI NE SISTEMIN ME NJ.SH.L.....	127
FIGURA 68 PERCAKTIMI I I MARREDHENIES SE IDEALIZUAR ELASTIKE IDEALE PLASTIKE FORCE-ZHVENDOSJE	129
FIGURA 69 IDEALIZIMI I SISTEMIT.....	130
FIGURA 70 PERCAKTIMI I ZHVENDOSJEVE TE SYNUARA: (A) RENDI I PERIODAVE TE MESME DHE GJATA (B) RENDI I PERIODAVE TE SHKURTA.....	132
FIGURA 71 PERCAKTIMI I ZHVENDOSJES SE SYNUAR ME SH.SH.L.....	133
FIGURA 72 PJESËMARRJA E MASAVE NË LËVIZJEN E STRUKTURES	137
FIGURA 73 MËNYRA E PJESËMARRJES SË NDIKIMEVE NË EFEKTIN (P-Δ)	140
FIGURA 74 ZHVENDOSJA RELATIVE NËPËRMJET KATEVE	141
FIGURA 75 PERCAKTIMI I FAKTORIT TE SJELLJES	144
FIGURA 76 PARAQITJA E STRUKTURES	147
FIGURA 77 MODELI I KRIJUAR I LIDHJES SE STRUKTURËS	147
FIGURA 78 DIAGRAMI I KRAHASIMIT TE ZHVENDOSJEVE TARGET DHE ZHVENDOSJES SE SISTEMIT DREJTIMI +X, SHPËRNDARJA E FORCËS UNIFORME.....	151
FIGURA 79 KRITERI I ANALIZES PUSHOVER +X, SHPËRNDARJA E FORCËS UNIFORME	151
FIGURA 80 SPEKTRI I PERGJIGJES SE SISTEMIT ME NJ.SH.L KRAHASUAR ME DIAGRAMIN FORCE ZHVENDOSJE +X, SHPËRNDARJA E FORCËS UNIFORME.....	152
FIGURA 81 DIAGRAMI I KRAHASIMIT TE ZHVENDOSJEVE TARGET DHE ZHVENDOSJES SE SISTEMIT DREJTIMI +X, SHPËRNDARJA E FORCËS NE FORME TREKENDSHE.....	153
FIGURA 82 KRITERI I ANALIZES PUSHOVER	153
FIGURA 83 SPEKTRI I PERGJIGJES SE SISTEMIT ME NJ.SH.L KRAHASUAR ME DIAGRAMIN FORCE ZHVENDOSJE	154
FIGURA 84 DIAGRAMI I KRAHASIMIT TE ZHVENDOSJEVE TARGET DHE ZHVENDOSJES SE SISTEMIT DREJTIMI -X, SHPËRNDARJA E FORCËS UNIFORME.....	155
FIGURA 85 SHKALLA E DËMTIMEVE	155
FIGURA 86 KRITERI I ANALIZES PUSHOVER	156
FIGURA 87 SPEKTRI I PERGJIGJES SE SISTEMIT ME NJ.SH.L KRAHASUAR ME DIAGRAMIN FORCE ZHVENDOSJE.....	156
FIGURA 88 DIAGRAMI I KRAHASIMIT TE ZHVENDOSJEVE TARGET DHE ZHVENDOSJES SE SISTEMIT DREJTIMI -X, SHPËRNDARJA E FORCËS UNIFORME.....	157
FIGURA 89 PARAQITJA E SHKALLLES SE DEFORMIMEVE.....	158
FIGURA 90 KRITERI I ANALIZES PUSHOVER	158
FIGURA 91 DIAGRAMI I KRAHASIMIT TE ZHVENDOSJEVE TARGET DHE ZHVENDOSJES SE SISTEMIT DREJTIMI +Y, SHPËRNDARJA E FORCËS UNIFORME DREJTIMI POZITIV	159
FIGURA 92 SHKALLAE DEMTIMEVE.....	160
FIGURA 93 KRITERI I ANALIZES PUSHOVER	160
FIGURA 94 SPEKTRI I PERGJIGJES SE SISTEMIT ME NJ.SH.L KRAHASUAR ME DIAGRAMIN FORCE ZHVENDOSJE.....	161

FIGURA 95 DIAGRAMI I KRAHASIMIT TE ZHVENDOSJEVE TARGET DHE ZHVENDOSJES SE SISTEMIT DREJTIMI -Y, SHPËRNDARJA E FORCËS UNIFORME.....	162
FIGURA 96 SHKALLA E DEMTIMEVE	162
FIGURA 97 KRITERI I ANALIZES PUSHOVER	163
FIGURA 98 SPEKTRI I PERGJIGJES SE SISTEMIT ME NJ.SH.L KRAHASUAR ME DIAGRAMIN FORCE ZHVENDOSJE.....	163
FIGURA 99 DIAGRAMI I KRAHASIMIT TE ZHVENDOSJEVE TARGET DHE ZHVENDOSJES SE SISTEMIT DREJTIMI -Y, SHPËRNDARJA E FORCËS NE FORME TREKENDSHE	164
FIGURA 100 SHKALLA E DEMTIMEVE	165
FIGURA 101 KRITERI I ANALIZES PUSHOVER	165
FIGURA 102 SPEKTRI I PERGJIGJES SE SISTEMIT ME NJ.SH.L KRAHASUAR ME DIAGRAMIN FORCE ZHVENDOSJE	166

LISTA E SHKURTIMEVE DHE SIMBOLEVE

η	Faktori i korrektimit të shuarjes
h_{tot}	Lartësia e përgjithshme e strukturës nga lartë deri në themele
$\sum EI$	Shuma e shtangësisë së elementeve vertikale në përkulje për drejtimin relevant të objektit
L_i	Përmasa e ndërkatit normal me drejtimin e veprimit sizmik
N_{Ed}	Ngarkesa vertikale llogaritëse (në prerjen e poshtme të ndërtesës)
$S_e(T)$	Spektri i reagimit elastik
T_D	Vlera që përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në specter
a_g	Shpejtimi sizmik i projektimit të truallit në shkëmb ose truall të forte
e_{ai}	Jashtëqendërsia aksidentale e masës i të katit nga pozicioni i saj nominal
f_t	Rezistenca në tërheqje
f_v	Rezistenca në prerje
f_x	Rezistenca në përkulje
b, d	Dimensionet e prerjes tërthore të prizmit (40mm)
l	Gjatësia mbështetëse

P	Forca maksimale që vepron në përkulje
Valët P	Valët primare apo gjatësore
Valët S	Valët sekondare apo tërthor
E	Moduli i elasticitetit
G	Moduli i rrëshqitjes
S	Parametri i truallit
T	Perioda e lëkundjeve e një sistemi linear me një shkallëlorie
T_B, T_C	Kufijtë e degës të shpejtimit spektral konstant
f	Rezistenca në shtypje
n	Numri i kateve
μ	Faktori i duktilitetit
$\sigma - \varepsilon$	Relacioni nderje/derforim

HYRJE

Vlerësimi i kapacitetit sizmik të strukturave murature, sidomos atyre ekzistuese, me qëllim të vlerësimit të reagimit real gjatë tërmeteve paraqet një sfidë të rëndësishme për inxhinierët. Numri i madh i ndërtimeve me mure mbajtëse, veçanërisht në zona me sizmicitet të lartë, ka shtuar nevojën për njohuri të zgjeruara për të vlerësuar rezistencën e tyre për shkak të vulnerabilitetit të strukturave muratore.

Në kohët e fundit, janë zhvilluar studime, eksperimente për sjelljen e strukturave muraturë për të përmirësuar sjelljen e saj në raste tërmetesh, si lidhjet e gurëve, forcimi i këndeve dhe zonave ku ndërpriten muret. Strukturat murature shpesh paraqesin pikën më të dobët në strukturat ekzistuese. Modelimi i muraturës ka qenë një sfidë për inxhinierët dhe shkencëtarët për shkak të sjelljes komplekse dhe karakteristikave mekanike të saj të ndryshme në drejtime të ndryshme.

Përdorimi i analizave jo lineare lejon përcaktimin e kapacitetit të strukturës në formën e një kurbe kapaciteti, e cila pastaj mund të krahasohet me spektrat e kërkesave sizmike për të vlerësuar ndikimin e lëvizjeve të truallit.

Për struktura të veçanta me lartësi të ulët, procedurat statike jo lineare janë njohur dhe pranuar si një alternativë e mundshme, e përdorshme në krahasim me analizat dinamike. Bazuar në filozofinë e inxhinierisë sizmike të bazuar në performancë, procedurat statike jo lineare lejojnë vlerësimin e performancës dhe dëmit nga aktiviteti sizmik në rritje.

Për llogaritjen e një strukture prej sistemit murature, do të shfrytëzohet analiza “pushover” duke shfrytëzuar programin AMQUAKE. Me këtë analizë, për objektin, përkatësisht strukturën krijohet një model matematikor me ngarkim horizontal deri në shkatërrim. Ky model mund të jetë i përbërë nga një apo disa forca horizontale apo nga zhvendosjet e formave modale.

1. KUPTIMET DHE DEFINICIONET PER STRUKTURAT MURATURE

1.1 Elementet e muraturës – Njësitë muratuese

Muratura paraqet sistemin strukturor të përbëhet nga: njësite murature, llaçi lidhës, përforcimet me armature, mbushje betoni apo mbushje tjera.

Një shumëllojshmëri e gjerë lëndësh të para, si natyrore ashtu edhe artificiale, përdoren për prodhimin e njësite të muraturës të prodhuara në mënyrë tradicionale dhe industriale.

Edhe pse çdo përbërës i një strukture murature ka karakteristikat e veta specifike mekanike, pritet që të gjithë të veprojnë së bashku si një material strukturor homogjen në rast se i nënshtrohen veprimeve të përhershme dhe të përkohshme.

Elementet strukturore të veçanta të muratures lidhen në mes veti me ndërhyrje direkte “mur-mur” ose edhe mund të lidhen me elemente konstruktive lidhëse sikur janë brezat nga betoni i armuar.

Elementet strukturore muraturë janë kryesisht elemente sipërfaqësore ndërsa për raste të veçanta të elementeve sikur janë shtyllat dhe trarët konsiderohen si elemente vijore. Të lidhura në mes veti këto elemente me konstruksionet meskatore si dhe elementet tjera përbërëse të strukturës mundësojnë formimin e hapësirave tre dimensionale për shfrytëzim.

Marre parasysh formimin e strukturave murature nga njësite muratuese të muratuara në llaqe, materiale këto të cilat kanë aftësi mbajtëse vetëm në shtypje ndërsa nuk pranojnë tërheqjen atëherë kjo sfidë në aplikimin e tyre, me qëllim të kompensimit të vetive mekanike deficitare jo rrallë ndodhë nevoja e përforcimit përkatësisht sanimit të elementeve të strukturave muraturë me materiale të cilat kanë cilësi mekanike rezistente në tërheqje sikur janë armaturat, shiritat e fibrave të karbonit, brezave të formuara nga betoni i armuar ose edhe rrjet strukturore nga elementet e çelikut.

Njësitë muratuese mund të jenë të formave dhe materialeve të ndryshme të cilat shpeshherë definojnë si produkte të prodhuara në treg dhe dimensionet e tyre janë të standardizuara ose edhe janë jashtë standardeve

Forma dhe cilësia e këtyre materialeve mbushëse bazohen në standardet e vendeve përkatëse dhe prandaj mund të jenë të ndryshme prej vendit në një tjetër. Përveç karakteristikave fizike që kanë, mbushjet e muratures duhet t'i përmbushin dhe kriteret e zë-izolimit, kriteret termike, stabilitetin ndaj veprimeve anësore, duhet të jenë të lehta për ndërtim si dhe të kenë peshë të vogël.

Tabela 1 Njesite muratuese

Njësité muratues nga argjila	EN 771-1
Njësité muratuese nga kalcium silikati	EN 771-2
Njësité muratuese nga betoni	EN 771-3
Njësité muratuese prej betoni poroz	
Njësité muratuese nga betoni me aerante	EN 771-4
Njësité muratuese prej guri të përpunuar	EN 771-5
Njësité muratuese prej gurit të pa përpunuar, natyral	EN 771-6

Në përgjithësi kualiteti i mbushjeve duhet të bazohet në kërkesat e rregullave apo standarteve europiane, duke u nisur nga materiali, prodhimi, rezistenca mekanike, dimensionet dhe tolerancat.

Elementet grupohen dhe vlerësohen me standarte dhe norma të shumta në këtë fushë ku gjatë punës do të shfrytëzohen klasifikimet sipas EC 6 gjegjësisht pjesës së parë të Eurokodit 6 EN 1996-1.

Mbushjet e muraturës duhet të ndërtohen me njëjërën nga gjashtë tipet e elementeve të mëposhtme, të dhëna bashkë me numrin e standardit relevant, i cili kontrollon dhe specifikon prodhimin.

Ne varësi nga formimi i materialeve njësité miratuese mund te klasifikohen edhe sipas formës se tyre, përkatësisht dimensioneve të tyre sikur:

- Njësi muratuese të plota,
- Njësi muratuese me zbrastësira, janë njësi me hapje (vrime) në vëllim më të vogël se 25%
- Njësi muratuese me zbrastesira, zbrastësi me shumë se 25% dhe më e pak se 50%, dhe
- Njësi muratuese me zbrastësira, zbrastësi më shumë se 50% e prerjes tërthore.

1.2 Materialet e njësive muratuese

Janë materiale - elemente të cilat për nga format dhe dimensionet janë të përshtatshme për përdorim si dhe mundësojnë një kombinim në krijimin e një strukture muraturë. Ato gjinden në natyrë apo prodhohen me një teknologji relativisht të thjeshtë dhe mjaft ekonomike. Cilësohen me rezistencë të lartë ndaj kushteve atmosferike – agresivitetit të ambientit, janë zjarrëduruese, estetike dhe ekologjike.

Përveç kapacitetit mbajtës, aspektet e mëposhtme duhet të jenë mirren në konsiderate gjate percaktimit të njësive me të përshtatshme për përdorim:

- Kapaciteti adekuat termoizolues dhe vetite akustike të muraturës, veçanërisht në rastin e mureve të jashtme:

- zvogëlimi i peshës së ndërtesës për të reduktuar ngarkesat sizmike,

- arsyeshmëria në pjesën ekonomike

Përveç njësive të muraturës të prodhuara nga materiale tradicionale dhe moderne, për ndërtimin e mureve të muraturës përdoren ende lloje të ndryshme nga guri natyror (gur gëlqeror, rrasa etj.). Në varesi të kërkesave të EC 6-te dhe EC 8-te, për ndërtimin e njësive murature në zonat sizmike lejohet vetëm përdorimi i njësive të dimensionura të gurit, pra njësive të veshura katrore me faqe horizontale paralele, Ndërtimi tradicional prej njësive murature me dy shtresa të jashtme guri të paprerë me një mbushje të brendshme gurësh rrënojash nuk konsiderohet të jetë rezistent ndaj tërmeteve.

Në çdo rast, njësitë e gurit natyror konsiderohen si njësi, ku kategoria II e prodhimit merren parasysh vlerat e kontrollit të faktorëve të pjesshëm të sigurisë për vetitë e materialit.

Në të gjitha rastet, cilësia e njësive të muraturës duhet të jetë në përputhje me kërkesat e standardeve përkatëse evropiane (EN 77 1-1-6, respektivisht).

Kërkesat që nevojiten të përmbushen në lidhje me materialet dhe prodhimin, dimensionet dhe tolerancat, densitetin, forcën mekanike, thithjen e ujit, rezistencën ndaj ngricave, përmbajtjen e kripërave të tretshme, sigurinë në rast zjarri etj., janë të specifikuar për çdo lloj njësive murature.

1.3 Njësitë muratuese sipas Standardit European:

Sipas EN 771-1:2003 (E)

Sipas EN 177-1 Elementet e njesise se muratures sipas mases vellimore te tyre keto grupohen në :

- LD (low density) elemente me masë vëllimore të ulët $< 1000 \text{ kg/m}^3$
- HD (high density) elemente me masë vëllimore të lartë $> 1000 \text{ kg/m}^3$

Elementet me densitet të ulët (Low Density units)

Kanë përqindje më të madhe të zbrazëtirave dhe hojeve dhe shërbejnë kryesisht për mure ndarëse si mure të cilat nuk kontribuojnë në aftësinë mbajtëse të strukturës.

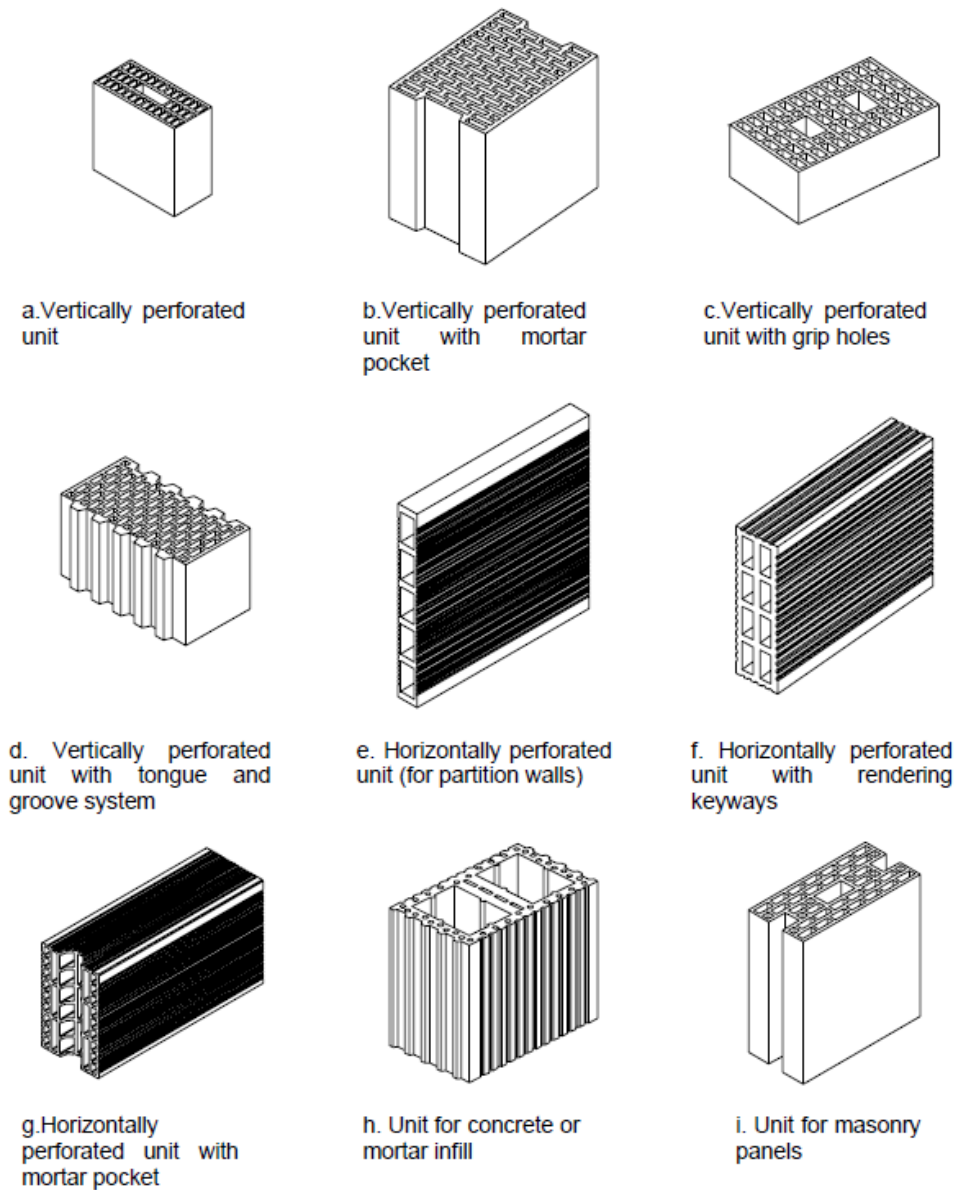


Figura 1 Njesite muratuese

Elementet me densitet të lartë (High Density units):

Janë kryesisht të plota apo me vrima të vogla dhe të shpeshta të cilat përdoren për mure të cilat duhet të pranojnë ngarkesen.

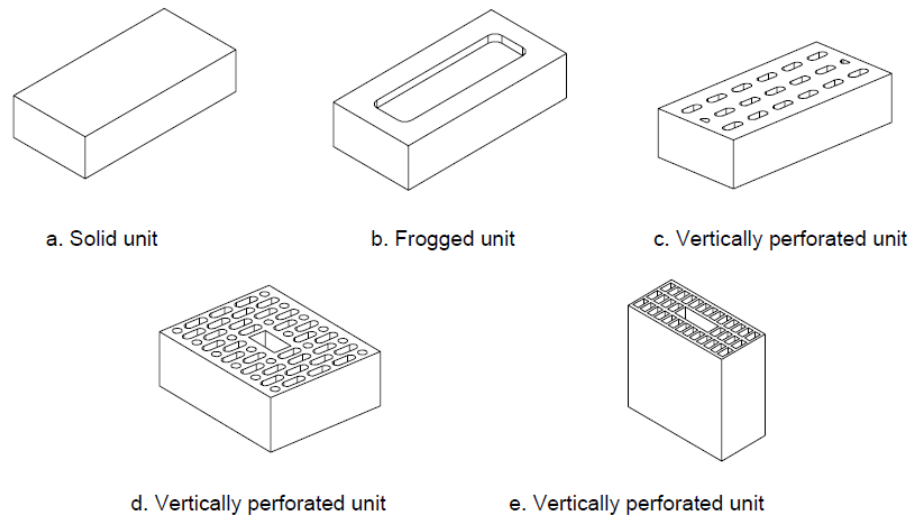


Figura 2 Elementet me densitet te larte

Në rastin e njësive të muraturës së blloqeve të zbrazëta, shtrirja dhe madhësia e vrimave duhet të kufizohen në mënyrë që të shmangen çarjet e parakohshme në fletat e njësive, qoftë gjatë prodhimit dhe trajtimit, qoftë gjatë përdorimit.

Për aplikimin e njësive murature në zonat sizmike, egzistojne kritere strikte prandaj në bazë të EN 1998.1 kapitulli 9 është specifikuar kushti që elementet duhet të kenë aftësi mbajtëse – duktilitet që mos të pësojnë thyerje të brishtë si dhe rezistenca minimale në shtypje vertikale dhe horizontale të përcaktuara me anekse nacionale.

2. KLASIFIKIMI I MUREVE

2.1 Termat dhe kuptimet për lloje të mureve

Sipas EN 1996-1-1:2005, 1.5.10

– *Muri mbajtës*

Muri i projektuar që të pranojë ngarkesa shtesë duke përfshi edhe peshën vetjake

– *Muri i njëfishtë i rrafshët (fletë)*

Mur pa zbrastësira ose i vazhdueshëm vertikal i lidhur në rrafshin e tij

– *Muri me zbrastësira*

Mur i përbërë nga dy “mure të një fishta të rrafshëta” paralele, të lidhura në mënyrë efektive me armim në shtresat e laçit ose edhe me elemente njësi muratuese. Distanca në mes të mureve shërben si hapësirë për vendosjen e termoizolimeve kur muri nuk është mbajtës ose edhe mbushje kur muri është mbajtës

– *Muri i dyfishtë i rrafshët (fletë)*

Mur i përbëhet nga dy rrafshetë të mureve të lidhura në mesveti me fugë gjatësore në mënyrë solide me llaç dhe me elemente ankerë prej çeliku.

– *Muret me zbrastësira të mbushura*

Mur i përbërë nga dy “mure të njëfishta të rrafshëta” paralele, të lidhura në mënyrë efektive me armim në shtresa të llaçit ose edhe me elemente njësi muratuese ndërsa hapësira në mes mureve e mbushur me beton ose llaç

– *Muri i fasadës*

Muri i përbërë nga njësitë me faqe të përfunduar të lidhura në llaç për të formuar një njësi për pranimin e ngarkesës.

– *Muri me njësi guaske (me zbrastësi)*

Muri me njësi muratuese me zbrastësira duke formuar mbështetje njësi nga njësi në dy ose më shumë shirita – fuga të llaçit.

– *Muri furnir – i përfunduar*

Mur i përdorur për fasadë mirëpo nuk lidhet ose kontribuon në shtangësinë e murit - strukturës mbajtëse.

– *Muri në shkëputje*

Muri i cili reziston forcës tërthore – horizontale në rrafshin e tij.

– *Muri për përforcim*

Mur ose mure te vendosura tërthorazi në murin (muri që përforcohet) duke rritur rezistencën e murit ndaj veprimeve horizontale ose edhe për efektin e epjeve.

– *Muret që nuk kanë aftësi mbajtëse – muret ndarëse*

Muret që nuk konsiderohet të ju rezistojnë forcave dhe mund të largohen pa ndikuar në stabilitetin dhe integritetin e strukturës

2.2 Ndarja sipas numrit të shtresave

- Muret njëstresore – fishe;
- Mure te zbrazëta;
- Muret kompozite;
-

Muri njëfletësh, i cili është një mur pa zgavër ose lidhje vertikale të vazhdueshëm në rrafshin e vete.

• Muri me dyfletësh është një mur i përbërë nga dy fleta paralele me një nyje gjatësore midis tyre, jo më shumë se 25 mm, dhe të mbushura plotësisht me llaç. Fletat janë të lidhura së bashku me lidhjet në mur për të arritur veprim të përbashkët nën veprimin e ngarkesave.

• Muri me zbrazëtira, paraqet murin e përbërë nga dy mure paralele me një fleta paralele, të lidhura me lidhëza ose me përforcimin te armaturës. Hapësira midis fletave lihet si zgavër e vazhdueshme ose e mbushur, apo e mbushur pjesërisht, me material izolues termike që nuk pranojnë ngarkesa.

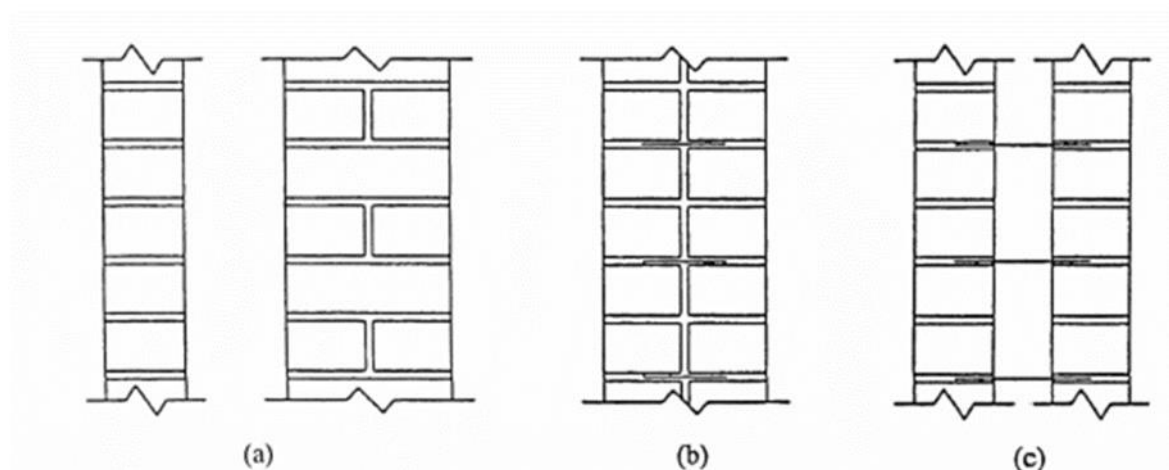


Figura 3 Llojet e mureve

- Muri me zbrazëtira te mbushura, i cili është një mur me dy fleta muri paralele, te vendosura në të paktën 50 mm distance dhe të lidhura me lidhëza dhe përforcime te armaturës ku zgavra është e mbushur me beton për të arritur të bashkëveprim nën ngarkesa vertikale dhe anësore .

Edhe pse nuk ka asnjë kufizim në EC 8 në lidhje me përdorimin e ndonjë prej llojeve të mureve strukturorë në zonat sizmike, është e qartë se muret dyfletëshe preferohen kundrejt mure njëfletëshe dhe mure me zbrazëtira te mbushura kundrejt mure me zbrazëtira, pasi ato sigurojnë sjellje uniforme të murit nën kushtet sizmike.

2.2.1 Termet e veçanta për muraturë EC – 1996

Sipas EN 1996-1-1:2005, 1.5.2

- Muraturë:

Një bashkësi e njësive muratuese dhe llaçit të ndërtuara dhe lidhura në një model.

- Muraturë e armuar:

Muraturë të cilat armatura ose rrjeta (e cila zakonisht është nga çeliku) është e shtuar në llaç ose edhe beton duke krijuar një kompozit të cilat së bashku krijojnë rezistencë

- Muraturë e paranderur:

Muraturë të cilat sforcimet e brendshme në shtypje paraprakisht janë sjellur nga tërheqja e armaturës.

- Muratura e mbyllur:

Muratura e ndërtuar në mes shtyllave nga betoni të armuar ose edhe shtyllave të muratuara dhe të armuara në të katër anët (nuk është e llogaritur si ram me rezistencë).

- Lidhja e muraturës:

Pozita e njësive muratore të muratuara në model të rregullt për të arritur tërësi për veprim të përbashkët.

2.2.2 Ndarja sipas përforcimeve

- Të pa armuara (pa përforcime);

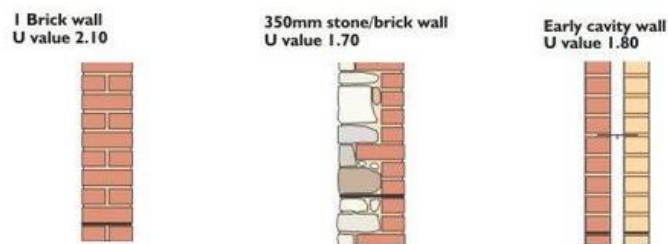


Figura 4 Muret e pa armuara

- Mure te perforcuara me armaturë;

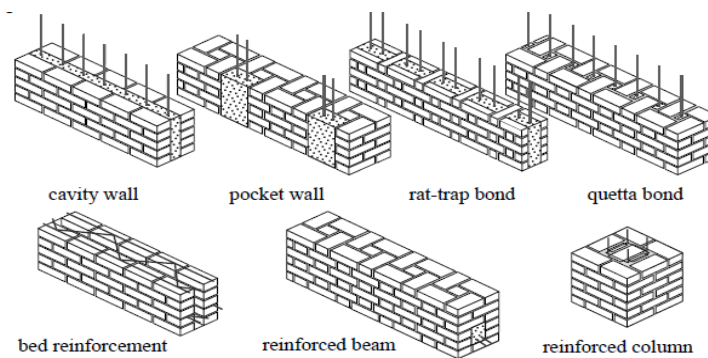


Figura 5 Muret e perforcuara

- Të përforcuara (të përforcuara me breze nga betoni i armuar)

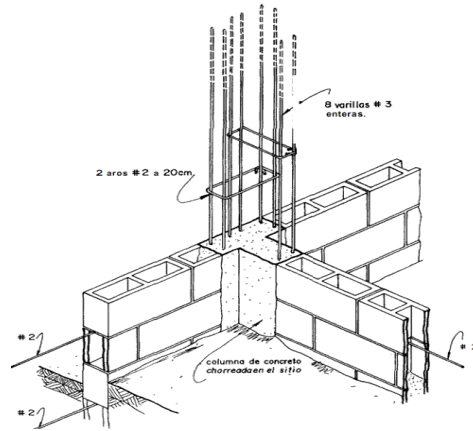
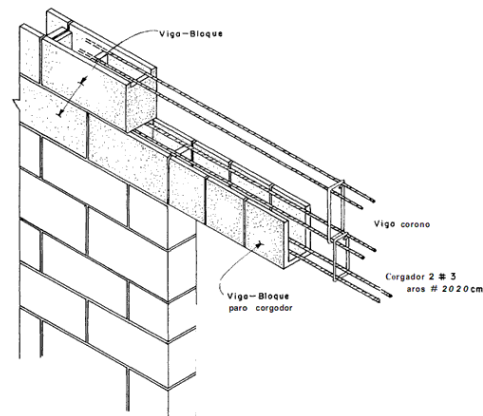


Figura 6 Mure të përforcuara me breze nga betoni i armuar

- Muratura të paranderura



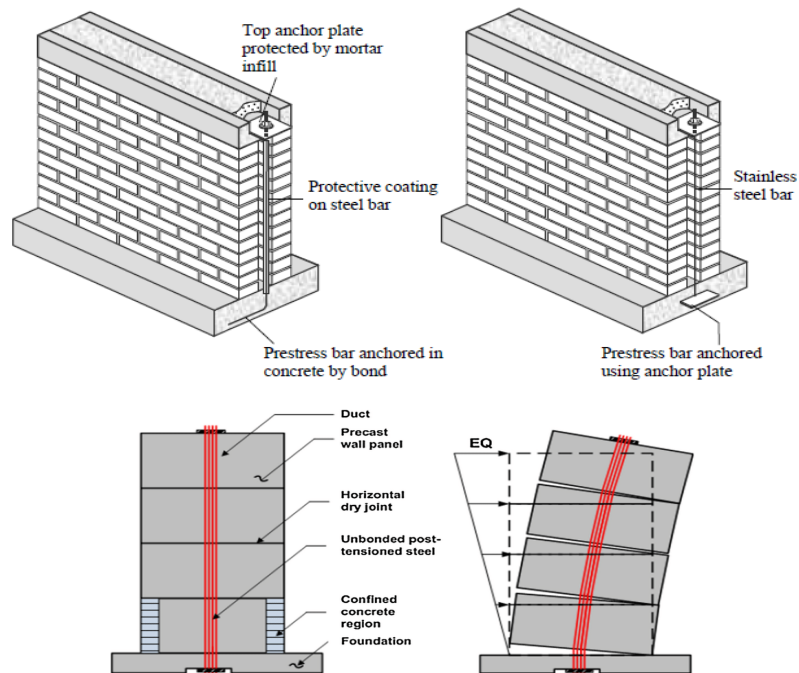


Figura 7 Maratura të paranderura

2.4 Llaçi

Llaçi është përzierje e materialeve lidhësve inorganikë (gëlqeres, dhe/ose çimento) , agregatit dhe ujit, ndonjëherë, për të përmirësuar punueshmërinë e tij, ose për permisimin e vetive tjera, shtohen aditivë të llaçit.

Llaçi është material i cili përdoret për të lidhur elementet e veçanta strukturore për të formuar kështu një strukturë në tërësi. Llaçet shërbejnë për një numër të konsiderueshëm të funksioneve, siç janë:

- lidhja e elementeve
- shpërndarje të njëtrajtshme të ndikimeve nëpër elemente
- mbushin nyjet midis njësive dhe kështu rrisin rezistencën ndaj depërtimit të lagështisë
- përmirësojnë karakteristikat akustike të murit
- përmirësojnë karakteristikat termike të murit

Llaçet mund të ndahen varësisht prej konceptit të prodhimit të tyre, d.m.th. në llaçe të bazuara në receptura dhe në llaçe të projektuara, ku si kriter normalisht është rezistenca në shtypje.

Poashtu llaçet ndahen edhe nga mënyra e prodhimit dhe nga vendi i prodhimit:

- Llaçet e prodhuara në fabrike, janë llaçet e dozuara dhe të përziera në fabrike. Përzierja me ujë bëhet në kantierin e ndërtimit.
- Llaçe gjysme të përgatitur, janë llaçet ku raportet e përzierjeve janë të përcaktuar. Përzierja bëhet në fabrike ose në kantierin e ndërtimit.
- Llaçet e prodhuara në kantier janë llaçe të dozuara dhe përziera në vendin e ndërtimit.

2.5.1 Armatura

Aplikimi i përforcimit të strukture murature me armaturë rrit aftësinë mbajtëse të murit, duktilitetin, si dhe rrit rezistencën e strukture murature gjatë veprimit të ngarkesave të aplikuara

Për strukturat në të cilat vendosen brezet vertikal dhe horizontal (mure të përforcuara me breze), armimi bëhet me armaturë konstruktive duke u batuar në EC 2 ku zakonisht armatura përvetsohet me diametër $\varnothing 6$ ose $\varnothing 8$ e cila vendoset së bashku me llaçin që të arrihet bashkpunimi mes tyre.

Armaturat që përdoren si përforcuese të murit mund të kenë formë gjatësore (formë të shkallëve-rrjetave) ose në formë të kapriatës që vendosen në rrafshin e murit.

2.5.2 Materialet FRP

Një aplikim i rëndësishëm në struktura e kanë edhe polimeret me performancë të lartë, që përdoren si fibra, dhe ato në varesi të përforcimit të strukturave edhe si litare të parandëruara

Përforcimet me fibra nga polimeret (FRP fibre reinforced polymer) përbëhen nga fibrat e karbonit, qelqit apo edhe nga aramidet që kanë një shtangesi në tërheqje që mund të krahasohet me materialet prej çeliku konvencional.

Këto përfshijnë përdorimet në teknologji të larta të fibrave të karbonit në sisteme rrëshirash (CFRP) për pjesët e avionëve ose sisteme të përforcuara me fibra xhami (GFRP) për pjesët e makinave. Në inxhinierinë e ndërtimit ka pasur një përdorim në rritje të vazhdueshme të kompozitave FRP për

rehabilitimi dhe përforcimin e betonit të armuar, dhe drurit, përdorim të tyre gjejne edhe tek strukturat murature.

Materiet FRP përdoren edhe gjate përforcimit, sanimit dhe rehabilitimit të strukturave, "Përforcimi", "forcimi sizmik" ose "përmirësimi sizmik", megjithatë, përfshin ndërhyrjet teknike në sistemin strukturor të një ndërtese që përmirësojnë rezistencën e saj sizmike duke rritur rezistencën dhe duktilitetin. Sipas terminologjisë së përgjithshme, përforcimi i një strukture para një tërmeti quhet "rehabilitim", ndërsa përforcimi pas tërmetit quhet "sanim".

Qëllimi i përdorimit të tyre në strukturë është permisimi i vetive të mëposhtme:

- Kapacitetit në shtypje & tërheqje
- Kapacitetit në prerje
- Kapacitetit në përkulje
- Stabilitetit të elementeve
- Duktilitetit
- Qendrueshmërisë të materialeve konstruktive
- Jetëgjatësisë së objektit

2. KARAKTERISTIKAT MEKANIKE PËR MURATURË

3.1 Njësia muratuese

Sipas EN 1966-1 3.1.1(3) muratura duhet të përbehet nga njësia murature që kanë integritet të mjaftueshëm për të përballur shkatërrimit lokal të tipit të thyeshëm të cilat janë të precizuara në 4 grupe në funksion të materialeve bazë si dhe kerkesave gjeometrike (përqindjes së zbrazëtirave)

Në rastin e përdorimit të elementeve muraturës me boshllëqe në objektet që ndodhen në zonat aktive sizmike, në Eurokodet EC 8 dhe EC 6 kërkohet të plotësohen dhe kërkesat e mëposhtme:

- hapjet në elementet e muraturës të jenë me pak se 50% e vëllimit të prerjes;
- trashësia minimale e mureve mbajtëse duhet të jetë më e madhe se 15mm

Duke u bazuar në këto dy kërkesa Eurokodi 6 (EC 6) grupon elementet mbushëse në katër grupe:

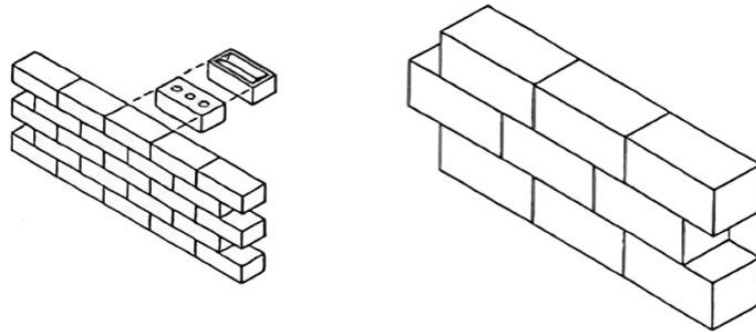


Figura 8 Elementet mbushëse Grupi 1

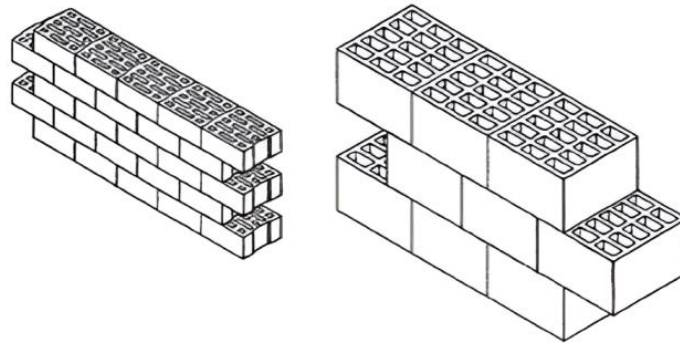


Figura 9 Elementet mbushëse Grupi 2a dhe Grupi 2b

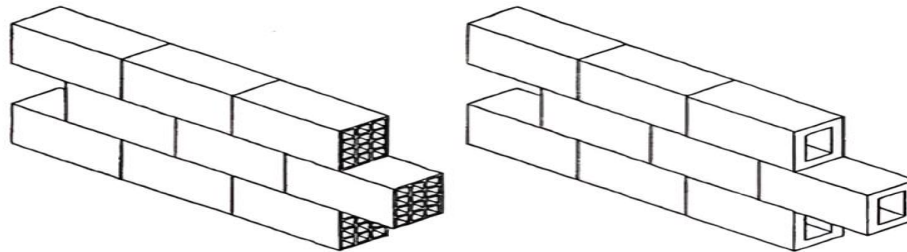


Figura 10 Elementet mbushëse Grupi 3

		Materialet dhe kufizimet për elementet e muraturës						
	Grupi 1	Elementi	Grupi 2		Grupi 3		Grupi 4	
			Vrima vertikale		Vrima horizontale			
Vëllimi I të gjitha vrimave (% të vëllimit bruto)	≤25	Argjilla	>25 : ≤ 55		>25 : ≤ 70		>25 : ≤ 70	
		Silikatë	>25 : ≤ 57		nuk përdoret		nuk përdoret	
		Beton	>25 : ≤ 60		>25 : ≤ 70		>25 : ≤ 50	
Vëllimi I cilesdo vrimë (% të vëllimit bruto)	≤12.5	Argjilla	CiVr ≤ 2 : Vr Pu ≤12.5		CiVr ≤ 2 : Vr Pu ≤12.5		CiVr ≤ 30	
		Silikatë	CiVr ≤ 15 : Vr Pu ≤30		nuk përdoret		nuk përdoret	
		Beton	CiVr ≤ 30: Vr Pu ≤30		CiVr ≤ 30 : Vr Pu ≤30		CiVr ≤ 25	
Vlerat e deklaruara të trashësisë të fletës dhe mbështjellësit (mm)	nuk kerkohet		Fleta	gëzhoj	fleta	gëzhoj	fleta	gëzhoj
		Argjilla	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Silikatë	≥ 5	≥ 10	nuk përdoret		nuk përdoret	
Beton	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20		
Vlera e dekl. të trashës komb të fletës dhe mbështjellësit (%) të gjithë gjerësisë	nuk kerkohet	Argjilla	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Silikatë	≥ 20		nuk përdoret		nuk përdoret	
		Beton	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
CiVr - cilado vrimë ; VrPu - Vrima punuese - për kapje								

Tabela 2 Kerkesat per njesi muratuese

Rezistenca në shtypje minimale :

Elementet prej argjile - min. $f_b = 2.5 \text{ MPa}$

Elementet prej silikateve - min. $f_b = 5 \text{ MPa}$

Elementet prej betoni - min. $f_b = 1.8 \text{ MPa}$

Elemente autoklave prej betoni poroz - min. $f_b = 1.8 \text{ MPa}$

Elementet prej guri artificial dhe natyral – min. $f_b = 15 \text{ MPa}$

Rezistenca në shtypje sipas EC-6

Sipas Eurokodit EC 6 f_b është rezistenca mesatare e normalizuar në shtypje e elementeve (normalised mean compressive strength of the unit). Për aplikimin e elementeve për muraturë në zonat sizmike, kriteret janë më të ashpra prandaj në bazë të EN 1998.1 kapitulli 9 kemi kushtin që Me përjashtim të rasteve me sizmicitet të ulët, rezistenca e normalizuar në shtypje e njësive të muratures, e nxjerre në përputhje me EN 772-1, këshillohet që të mos jete me pak se vlerat minimale që vijnë:

normal me faqen mbështetëse: $f_{b_{min}} = 5 \text{ N/mm}^2$

paralel me faqen mbështetëse në planin e murit: $f_{bh_{min}} = 2 \text{ N/mm}^2$

EC- 6 rekomandon që rezistenca mesatare e normalizuar e shtypjes është ose:

- deklaruar nga prodhuesi; ose

- të fituar nga konvertimi i rezistencës në shtypje duke përdorur koeficient të specifikuar sipas EN 772-1

Rezistenca në shtypje përcaktohet direkt nga ekzaminimi në shtypje.

Zakonisht përdoren dy mënyra të shqyrtimi:

1. Duke rrafshuar elementet me gips apo çimento;
2. Duke përdorur baza të buta, (fije nga druri, tapë etj.) të cilat zvogëlojnë fërkimin në mes pllakës dhe elementeve.

Tabela 3 Vlera e faktorit të formës për konvertimin e rezistencës nga vlera mesatare në vlerë të normuar sipas Eurokodit 6 (EC 6)

Lartësia (mm)	Dimensioni më i vogël horizontal (mm)				
	50	100	150	200	250
50	0.85	0.75	0.7	-	-
65	0.95	0.85	0.75	0.7	0.65
100	1.15	1	0.9	0.8	0.75
150	1.3	1.2	1.1	1	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.1

250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15
-----	------	------	------	------	------

3.2 Rezistenca në tërheqje e njësive muratuese

Rezistenca në tërheqje përcaktohet në bazë të tri mënyrave vijuese të shqyrtimit:

1. Testi në përkulje, ku mostra i nënshtrohet momentit përkulës të shkaktuar nga forca koncentrikë në mes.
2. Testi në çarje, ku mostra i nënshtrohet veprimit të forcave koncentrike lineare në të dy anët, çka shkakton që nga forcat tërheqëse mostra çahet sipas rrafshit në të cilin vepron ngarkesa lineare.
3. Testi direkt në tërheqje, ku mostra i nënshtrohet veprimit direkt në tërheqje, një test i vështirë për realizim sepse nevojiten elemente speciale për tërheqjen e mostrave.

3.2.1 Moduli i elasticitetit dhe koeficienti i Poisson-it për njësiti muratuese

Moduli i elasticitetit i elementeve bazohet nga lloji dhe rezistenca në shtypje e materialit me të cilin ndërtohen elementet.

Moduli i Elasticitetit mund të rezultojë nga diagrami punues $\sigma - \varepsilon$ i elementit ku definohet si tangjentja e cila kalon përmes pikës 0 dhe 1/3 e rezistencës në shtypje të elementit.

Marrëdhënia sforcime-deformime në elementet mbushës varet nga lloji i materialit me të cilin është ndërtuar kjo mbushje. Rezultatet eksperimentale tregojnë se marrëdhënia sforcime - deformime e elementeve mbushës me tulla argjile është pothuaj lineare deri në shkatërrim. Kjo përfundon pastaj me rënie të shpejte të rezistencës, çka do të thotë thyerje të brishtë të tullave.

Bazuar në autorin Sahlin, për tullat prej argjile, me rezistenca në shtypje që sillet në diapazonin 20 deri në 50 MPa, moduli i elasticitetit shprehet si:

$$E_b = 300 \cdot f_b \text{ (MPa)}$$

ku:

f_b është rezistenca mesatare e normalizuar në shtypje e elementeve

Koeficienti i Poisson-it, përgjithësisht në literaturë vlera e tij sillet në kufijtë 0.13-0.22.

3.3 Llaci si element i strukture murature

Llaci është një material që përbëhet nga një përzierje e lidhësit inorganik, agregatit dhe ujit, dhe gjithashtu mund të përmbajë aditivë. Përdoret për lidhjen – athezionin në mes elementeve të

muraturës si dhe për mbushjen e hapësirave në mes tyre Llaçi i muraturës klasifikohet sipas përbërësve të tij dhe vetive mekanike.

Llaçet e mëposhtëm përdoren për strukturat e muratimit:

- llaç çimentoje: llaç me një raport të caktuar të çimentos dhe rërës dhe aditivëve sipas nevojës
- llaç çimento-gëlqere: një përzierje e një sasive të caktuar çimentoje, gëlqereje dhe rëre (llaç zgjatues)
- llaç gëlqereje: një përzierje e një sasive të caktuar të gëlqeres së hidratuar dhe rërës

Sipas EN -1996 llaçet duhet të klasifikohen nga rezistenca e tyre në shtypje, e shprehur me shkronjen M e ndjekur nga rezistenca në shtypje në N / n1m2 P.sh. llaçi M5 ka rezistencën në shtypje 5 N/mm² (MPa) e përshkruar kjo si rezistenca mesatare në shtypje pas 28 ditëve.

Llaçet e prodhuara, sipas raporteve të paracaktuara të përzierjeve 3:1.5:5-çimento:gëlqere: agregat, kanë rezistencë në shtypje por nuk klasifikohen në tipe të llaçeve M. Gjithsesi, rezistenca në shtypje e tyre duhet të dihet me qellim që të caktohet rezistenca në shtypje e murit fk .

Tabela 4 Perzierjet tipike dhe vlerat e rezistencës në shtypje të llaçit

Tipi i llaçit	Rezistenca mesatare në shtypje	Përzierjet aproksimative sipas vëllimit		
		Çimento	Gëlqere	Agregat
M2	2.5 MPa	1	1.25-2.5	2.25-3
M5	5MPa	1	0.5-1.25	2.25-3
M6	6MPa	1	0.5	4-4.5
M10	10MPa	1	0.25-0.5	2.25-3
M12	12MPa	1	0-0.25	3

Të dhënat në Tabelën 3.2 janë vetëm të karakterit informativ (të përafërt), sepse rezistenca në shtypje varet shumë nga kualiteti i çimentos dhe agregatit, përbërja granulometrike e agregatit, pra, në çdo rast do të duhej analiza shtesë për të dhënë një raport ndërmjet pjesëve përbërëse të llaçit. Llaçet me përdorim të përgjithshëm për njesite murature duhet të projektohen EN 998-2 Llaçet e shtresës së hollë dhe të lehta për njesite murature duhet të projektohen si llaçe në përputhje me EN 998-2.

Sipas EC-8,9.2.3 kërkohet që llaçi të ketë një rezistencë minimale, $f_{m, \min}$, të tillë që, në përgjithësi, ta kalojë rezistencën minimale të specifikuar në EN 1996. Vlera e rekomanduar për për strukturat të pa armuara dhe të përforcuara duhet të përdoren llaçet me rezistencë të paktën $f_m = 5 \text{ MPa}$. Ndërkaq, për strukturat e armuara rezistenca në shtypje e llaçit duhet të jetë min. $f_m = 10 \text{ MPa}$.

3.3.1 Termet dhe kuptimet për llaçet (mortar joints)

Sipas EN 1996-1-1:2005, 1.5.9

Fugat horizontale

Shtresa e llaçit e vendosur horizontalisht si shtrat i mbështetjes së njësisë të veçanta muratuese

Fugat vertikale-normale

Shtresat e llaçit të vendosura vertikalisht ndaj shtresave horizontale si dhe sipërfaqes së murit

Fugat gjatësore

Shtresa vertikale e llaçit me brenda trashësisë së murit, paralel me faqen e murit

Fugat e holla të llaçit

Shtresa e llaçit e hollë e vendosur në rende të njësisë muratuese

Fugatimi (fugimi)

Proces i përfundimit të fugave të llaçit si proces i punës

Rrafshimi - mbushja

Proces i mbushjes dhe përfundimit të fugës së llaçit, atje ku sipërfaqet e fugave janë të mënjanuara ose janë mangut të hapura.

3.3.2 Moduli i elasticitetit, moduli i rrëshqitjes dhe koeficienti i Poisson-it për llaçet

Moduli i elasticitetit caktohet në mënyrë të njëjte si për betonet e pa-armuar. Sikurse u theksua edhe për rezistencën, sasia e gëlqeres ka ndikim të madh në sjelljen e llaçit, modulin e elasticitetit dhe deformimet kufitare. Në mungesë të eksperimenteve, moduli i elasticitetit i llaçit vlerësohet sipas shprehjes së mëposhtme:

$$E_m = 1000 f_m$$

ku:

f_m rezistenca në shtypje e tij.

Moduli i rrëshqitjes përvetësohet:

$$G = 0.4E$$

Ndërkaq, koeficienti i Poisson-it ndërmjete vlerave

$$\nu = 0.15 - 0.2$$

Deformimet e llaçit në fugën horizontale janë më të mëdha se sa ato të njëjtit llaç të prodhuar në laborator, për shkak kushteve të ndryshme, një gjë e tillë ndikon në modulin e elasticitetit dhe shtangësinë e tërë murit. Rezultatet tregojnë se moduli i elasticitetit në kantierin e ndërtimit është prej 1-5 herë me i vogël se i të njëjtit llaç, i shqyrtuar në mostrat standarde laboratorike.

3.4 Elementet Murature

Strukturat me elemente muraturë zënë një pozicion të rëndësishëm në strukturat e ndërtuara në vendin tonë, të cilat janë krijuar në periudha të ndryshme kohore. Përgjatë përdorimit të tyre, ato kanë pësuar dëmtime të ndryshme nga shkaqe të tilla si ndryshimet në përdorimin e strukturës, degradimi i strukturës, ngarkesat sizmike, fenomenet bazamentore, kushtet agresive atmosferike, korrozioni, shpërthimet aksidentale, gabimet në projektim dhe ekzekutim, dhe të tjera. Si rezultat i këtyre faktorëve, këto struktura nuk plotësojnë standardet dhe kodet e reja teknike të ndërtimit, duke u bazuar në projektimin sipas "Eurokodeve," të cilat shfaqin një nivel të lartë të njohurive në fushën e Inxhinierisë së Strukturave.

Zhvillimi i ndërtimeve me muraturë, veçanërisht në zonat me rrezik sizmik të lartë në regjionin tone, përfshirë Shqipërinë, si dhe Italinë, Turqinë dhe Greqinë, ka theksuar nevojën për zgjerimin e njohurive në këtë fushë. Kjo ka ndihmuar në vlerësimin e vulnerabilitetit të ndërtimeve ekzistuese me muraturë.

Për të përmirësuar sjelljen sizmike të ndërtimeve me muraturë gjatë periudhës së përdorimit, janë përdorur metoda të tilla ndërtimi si lidhjet me gurë, forcimi i qosheve dhe kryqëzimet e mureve mbajtëse

3.4.1 Veprimet në muraturë

Në strukturat me muraturë gjatë fazës së ndërtimit dhe shfrytëzimit veprojnë ngarkesa statike dhe sizmike, të cilat janë në planin e murit dhe jashtë tij.

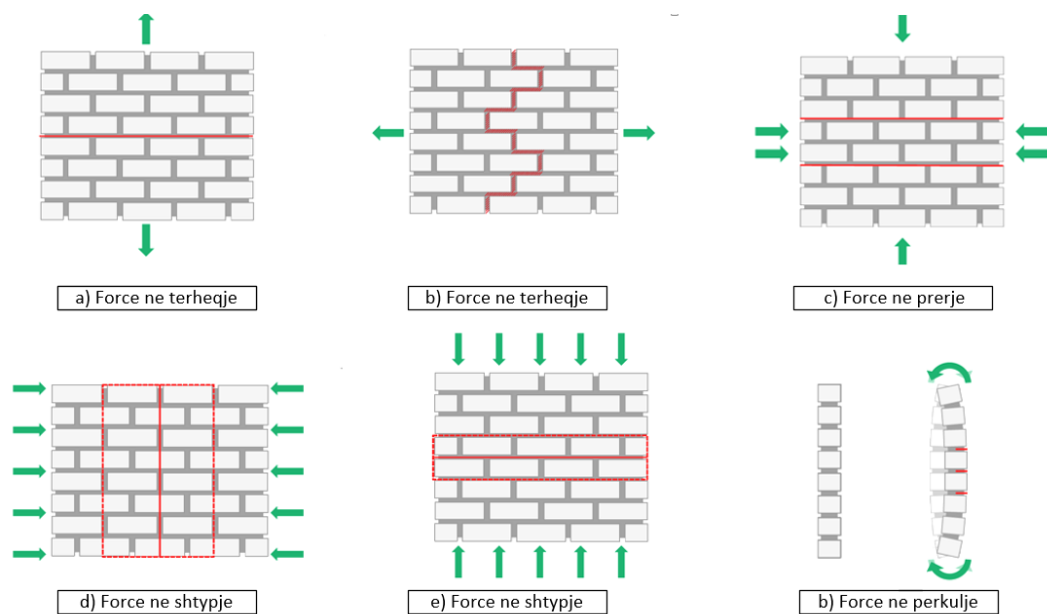


Figura 11 Forcat në muraturë

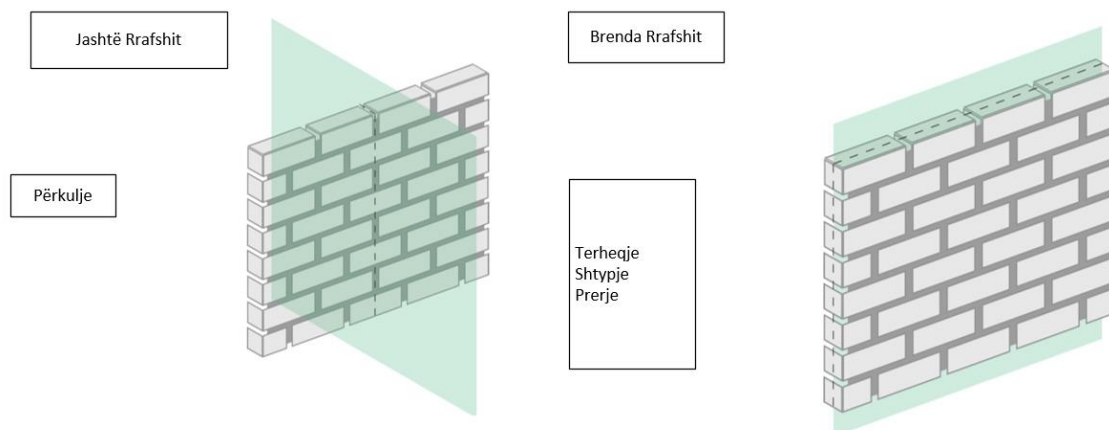


Figura 12 Forma e Veprimeve në muraturë

Për shkak të strukturës së brendshme të kombinimit të elementeve dhe llaçit, muret si tërësi paraqesin pllaka jo homogjenë dhe anizotrope. Ato kanë aftësi të mirë mbajtëse në rrafshin e vetë kurse normal në to kanë rezistencë relativisht të vogël.

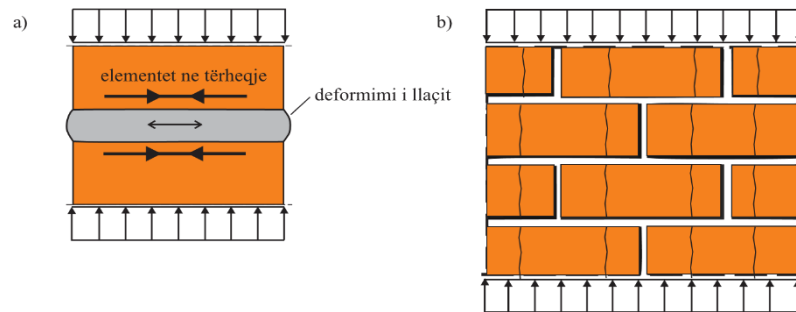
Muratura nuk është material izotropik e për pasojë ka mekanizma të ndryshme shkatërrimi nën veprimin e ngarkesave. Këto struktura paraqesin sjellje të mire zakonisht kur janë nën veprimin e forcave shtypëse normal në fugën horizontale.

Në kushte të përditshme ato zakonisht ngarkohen vetëm me ngarkesa vertikale – nga pesha vetjake e strukturës andaj edhe brenda tij dominon gjendja e ndarë në shtypje, po ashtu ngarkesa horizontale, era që shkakton ndikim normal në rrafshin e murit, gjegjësisht përkulje ka ndikim relativisht të vogël dhe përballohet me vetë peshën duke mos shkaktuar shtypje me jashtëqendërsi të madhe.

Përkundër kësaj gjendje me rastin e ndikimeve sizmike kemi “forca” të mëdha horizontale të cilat shkaktojnë një gjendje krejtësisht të re të nderjeve brenda strukturës, gjendje kjo e cila nëse nuk është e studiuar dhe e mbuluar shkakton dëmtime deri në kolaps.

Në fillim, për nivele të vogla të forcës, vartësia është lineare. Me tej me rritjen e forcës kapaciteti mbajtës i muri sillet si jolinear dhe fillojnë të paraqiten plasaritjet normale në fugën horizontale. Kështu, muri ndahet në disa kolona deri sa humb stabilitetin dhe ndodh shkatërrimi. Nga veprimi i forcës shtypëse deformimet në llaç normalisht do ishin më të mëdha se sa të elementeve mbushëse, mirëpo meqë ka fërkim midis llaçit dhe elementeve, atëherë në elemente paraqiten sforcime në tërheqje. Në të njëjtën kohë llaçi, për shkak të përforcimit nga veprimi bi-aksial mund të përballojë sforcime më të mëdha në shtypje. Kjo çon në atë që forca shtypëse në mure të jetë e kufizuar me rezistencën në tërheqje të elementeve.

Strukturat me muraturë që kanë kërkesa për një rezistencë të lartë në tërheqje ose në përkulje, duhet të përforcohen duke shtuar shufra çeliku ose elemente të tjerë rezistentë në tërheqje.



**Figura 13 a) Sforcimi në tërheqje në elemente,
b) Plasaritjet në elemente normal në sforcimin në tërheqje**

Në muraturë gjate veprimet te ngarkesë ne shtypje sforcimi transversal i llaçi në nyjet e shtratit është normalisht më i madh se ai i njësive te muratures, si rezultat kjo shkakton sforcime tërheqëse tërthore në njësi e murature, kjo forme e veprimet shpreh efektin që është forca në shtypje e muraturës eshte e kufizuar nga forca në tërheqje e njësive.

Kur ngarkesa ne shtypje rritet deri në kapacitetin mbajtës, njësitë do të plasariten normalisht me sforcimet e përmendura në tërheqje.

3.4.2 Kapaciteti i aftësisë mbajtëse të muraturës

Ne rastet e percaktimit te aftësisë mbajtëse të muraturës ndaj ngarkesave vertikale dhe atyre anësore, vlerat e vetive mekanike të muraturës merren si tërsi e njësisë muratuese dhe llaçit dhe jo vlerat e vetive mekanike të secilit veçmas, njësisë muratuese dhe llaçit.

Në EC6 vetitë mekanike të muraturës te cilat duhet të caktohen me metoda të standardizuara janë

- Rezistenca në shtypje f
- Rezistenca në prerje f_v
- Rezistenca në përkulje f_x
- Relacioni nderje – derforim $\sigma - \varepsilon$

Filozofia punuese e EC 6 bazohet ne një ndarje në mes të muraturës - duke e konsideruar atë si një bashkim i njësisë muratuese dhe llaçit që ka veti të caktuara mekanike dhe elementit strukturor nga muratura – murit, vetit mekanike të së cilit varen nga vetit e njësisë muratuese, gjeometrisë së elementit dhe bashkveprimet të elementeve mbushëse (njësisë muratuese dhe llaçit).

Në përputhje me vetit mekanike të specifikuara nga EC 6, për vetitë mekanike te muraturës dhe elementeve muratuese gjithashtu nevojiten të percaktohen edhe këto verifikime numerike.

- Rezistenca në tërheqje si f_t , (as an equivalent to shear strength f_v)
- Moduli i elasticitetit E
- Moduli i rrëshqitjes G
- Faktori i duktilitetit (indicator) μ .

3.4.3 Rezistenca në shtypje e murit

Rezistenca në shtypje e murit përcaktohet në mënyrë eksperimentale. Kur kjo nuk është e mundur rezistenca në shtypje përcaktohet duke u bazuar në shprehjet empirike të nxjerra nga eksperimentet në vendet të ndryshme.

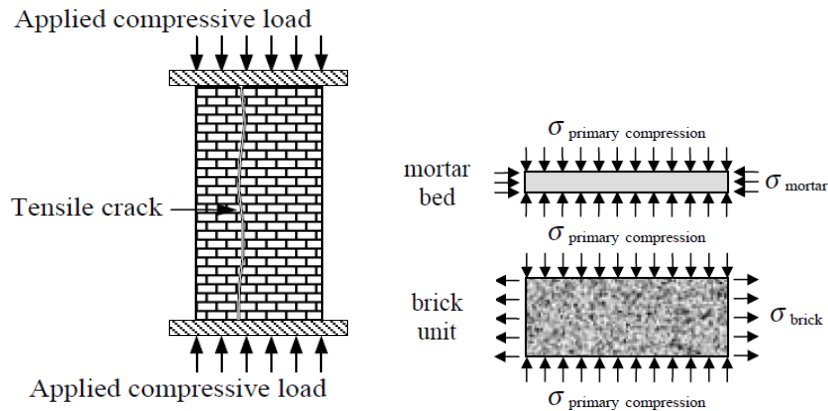


Figura 14 Rezistenca në shtypje e murit

Forma e shkatërrimit të muraturës në veprim të forcave në shtypje është zakonisht ajo në të cilën një çarje tërheqëse përhapet nëpër njësi dhe llaç në drejtim të ngarkesës së aplikuar siç tregohet në figurën 1.42. Kjo çarje është shkaktuar nga sforcimet dytësore tërheqëse që vijnë nga deformimi i frenuar i llaçit në nyjet e shtratit të tullave.

3.4.3.1 Përcaktimi eksperimental i rezistencës në shtypje

Për caktimin e rezistencës në shtypje në mënyrë eksperimentale duhet të përgatitet modeli mur me përmasa të vogla, lartësia e murit duhet të jete prej 2-5 herë me e madhe se trashësia e murit (bazuar në kodet e Zelandës së Re), të ketë së paku 3-4 elemente mbushëse në lartësi dhe gjerësi së paku dy elemente. Sipas normave evropiane, EN 1052-1, gjeometria e modelit mur duhet të realizohet si në fig 3.9 dhe Tab 3.3

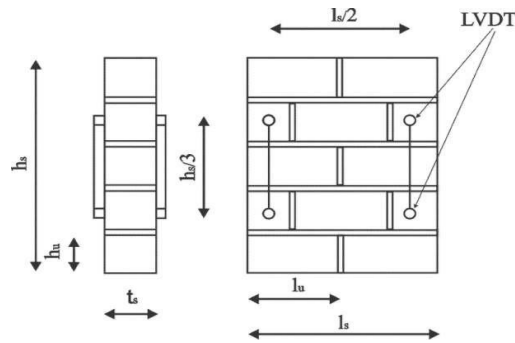


Figura 15 Gjeometria e murit model

Tabela 5 Gjeometria e murit model

Dimensionet e elementeve		Dimensionet e murit model			
l_u	h_u	Gjatësia	Lartësia		Gjerësia
≤ 300	≤ 150	$\geq (2 \cdot l_u)$	$\geq 5h_u$	$\geq t_s$ ≤ 15 $\geq l_s$	$\geq t_u$
	> 150		$\geq 3h_u$		
> 300	≤ 150	$\geq (1.5 \cdot l_u)$	$\geq 5h_u$		
	> 150		$\geq 3h_u$		

Ndërkaq, gjithnjë sipas normave evropiane duhet që:

- Numri i mureve model që testohen për të përcaktuar rezistencën në shtypje të jetë ≥ 3
- Modeli mur të ketë se paku një fuge vertikale në elementet e mesit.

Për secilin test të murit model rezistenca në shtypje përcaktohet me shprehjen

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i}$$

ku:

$F_{i,max}$ është ngarkesa maksimale që arrihet në një mostre individuale murature;

A_i është preja tërthore e ngarkuar e një muri të testuar

Me tej, përcaktojmë rezistencën mesatare në shtypje f të mostrave të muraturës me saktësi 0.1 N/mm^2

Ndërkaq, rezistenca karakteristike në shtypje llogaritet nga:

$$f_k = \frac{f}{1.2} \text{ ose } f_k = f_{i,min}$$

(vlera më e vogël përvetësohet)

ku:

- f është vlera mesatare e rezistencës në shtypje të muraturës
 $f_{i,min}$ është rezistenca më e vogël në shtypje e muraturës

Kur rezistenca në shtypje e elementeve të mbushjes dhe/ose llaçit, në momentin e testimit të murit shmanget prej rezistencës specifike të elementeve mbushës f_{bd} ose llaçit f_{md} , rezistenca në shtypje e murit e përcaktuar nga eksperimenti konvertohet në rezistencën ekuivalente të murit që i korrespondojnë rezistencat e elementeve dhe llaçit me anë të këtij ekuacioni.

$$f_{id} = f_i \cdot \left(\frac{f_{bd}}{f_b}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{f_{md}}{f_m}\right)^{0.25}$$

ku:

- f_{id} është rezistenca e përmirësuar individuale në shtypje e muraturës
 f_i është rezistenca në shtypje e një mostre individuale murature
 f_b është rezistenca mesatare në shtypje e elementeve (bllokave, tullave) në kohën e testimit të muraturës
 f_m është rezistenca mesatare në shtypje e llaçit në kohën e testimit të muraturës
 f_{md} është rezistenca mesatare e specifikuar e llaçit
 f_{bd} është rezistenca mesatare e specifikuar e elementeve (bllokave, tullave) të muraturës

Shndërrimi i vlerës së rezistencës në shtypje për elementet duhet të bëhet vetëm atëherë kur rezistenca mesatare e testit të elementeve është në kufirin 25% të rezistencës specifike dhe rezistenca e llaçit është në kufijtë të dhënë në tabelën Tab.3.4.

Tabela 6 Kufijtë e lejuar të rezistencës në shtypje të llaçit, brenda të cilëve muratura mund të testohet

Klasa e llaçit	Rezistenca minimale në shtypje (f_{md}) (N/mm ²)	Vlera mesatare e rezistencës në shtypje në kohën e testimit (f_m) (N/mm ²)
M 1	1.0	$1.0 \leq f_m < 2.5$
M 2.5	2.5	$2.5 \leq f_m < 5.0$
M 5	5.0	$5.0 \leq f_m < 7.5$
M 7.5	7.5	$7.5 \leq f_m < 10$
M 10	10	$10 \leq f_m < 12.5$
M 12.5	12.5	$12.5 \leq f_m < 15$
M 15	15	$15 \leq f_m < 20$
M 20	20	$20 \leq f_m < 30$

M 30	30	$30 \leq f_m < 40$
------	----	--------------------

Kështu, rezistenca karakteristike në shtypje përcaktohet si vijon:

$$f_k = \frac{f_d}{1.2} \text{ ose } f_k = f_{id,min}$$

(vlera më e vogël përvetësohet)

ku:

f_d është vlera mesatare e rezistencës në shtypje të muraturës
 $f_{id,min}$ është vlera minimale e rezistencës së përmirësuar në shtypje e një murature individuale

Në përgjithësi, modeli i murit i nënshtrohet forcës shtypëse deri sa paraqiten plasaritjet vertikale dhe humb stabilitetin. Ndërkaq, procedurat e testimit janë të ndryshme për vende të ndryshme

3.4.3.2 Përcaktimi me formulë empirike i rezistencës në shtypje

Në pamundësi të provave eksperimentale rezistenca në shtypje e murit mund të përcaktohet duke u bazuar në formula empirike të cilat kanë dalë si rezultat i shumë testeve të realizuara në vende të ndryshme. Duhet të theksohet se përdorimi i formulave empirike mund të merret si i vlefshëm vetëm për kushte dhe materiale të njëjta. Varësisht prej parametrave hyrës dhe raporteve të ndryshme më poshtë paraqesim, rekomandimet e disa kodve dhe autorëve për përcaktimin e rezistencës në shtypje të murit.

Sipas Eurokodit EC 6 shprehja për rezistencën karakteristike të murit jepet në varësi të rezistencës në shtypje të elementeve dhe llaçit pa efektet të epjes, ekcentricitetit të forcës, efektit të pllakës së përkulshme me ane të këtij barazimi:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \text{ (MPa)}$$

Ku:

f_k rezistenca karakteristike e muraturës në shtypje
 K konstantë, e dhënë në tabela (EC6, Pjesa 1-1, tabela 3.3)
 f_b rezistenca mesatare e normalizuar në shtypje për njësinë e muraturës
 f_m rezistenca karakteristike e llaçit në shtypje
 α dhe β janë konstanta, vlerat e të cilave merren nga EC 6 Pjesa 1-1

Raporti në mes të rezistencës karakteristike në shtypje të muraturës f_k , rezistencës mesatare të normaizuar në shtypje për njësinë e muraturës f_b , dhe rezistenca karakteristike e llaçit në shtypje f_m mund të përshkruhet si:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.25} \text{ (MPa)}$$

Muratura prej llaçit të rëndomt dhe llaçit të lehtë

ku:

f_m është në vlerë më të vogël se 20 MPa $f_m \leq 20 \text{ MPa}$ ose $f_m \leq 2f_b$

Tabela 7 Vlerat e K për lloje të ndryshme të llaçeve dhe grupeve të elementeve

Elementet e muraturës		Llaçet në përgjithësi	Llaçet me trashësi të hollë të fugës (fuga horizontale) $\geq 0.5\text{mm}$ dhe $< 3\text{mm}$	Llaçi me densitet të ulët	
				$600 \leq \rho d \leq 800$ kg/m^3	$800 \leq \rho d \leq 1300$ kg/m^3
Argjila	Grupi 1	0.55	0.75	0.30	0.40
	Grupi 2	0.45	0.70	0.25	0.30
	Grupi 3	0.35	0.50	0.20	0.25
	Grupi 4	0.35	0.35	0.20	0.25
Silikatet	Grupi 1	0.55	0.80	+	+
	Grupi 2	0.45	0.65	+	+
Betoni	Grupi 1	0.55	0.80	0.45	0.45
	Grupi 2	0.45	0.65	0.45	0.45
	Grupi 3	0.35	0.50	+	+
	Grupi 4	0.35	+	+	+
Elementet autoklave betoni poroz	Grupi 1	0.55	0.8	0.45	0.45
Gurë artificial	Grupi 1	0.45	0.75	+	+
Gurë natyrorë me dimensione	Grupi 1	0.45	+	+	+

Shënim: Kombinimi i llaçit dhe elementeve zakonisht nuk përdoret

Tabela 8 Koeficientet alfa dhe beta

Lloji i llaçit	Vlerat referente	
	α	B
Llaç i rëndomtë	0.7	0.3
Llaç i lehtë	0.7	0.3
Llaçi në shtresa të holla me trashësi prej (0.5 -3)mm Njësitë muraturë që karakterizohen në Grupin 1, njësitë nga kalcium silikati, betoni dhe ato nga betonet e lehta	0.85	0
Llaçi në shtresa të holla me trashësi prej (0.5 - 3)mm Njësitë muraturë që karakterizohen në Grupin 2	0.7	0

Rezistenca në shtypje jepet në varësi të rezistencës së elementeve dhe rezistencës së llaçit

$$f_k = 0.7 \cdot \sqrt{f_b} \cdot \sqrt[3]{f_m} \text{ (MPa)}$$

Për muret me llaç me shtresa të holla (0.5-3mm) rezistenca në shtypje e murit jepet me anë të shprehjeve:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.85} \text{ (MPa)}$$

për elementet mbushëse që hyjnë në grupin 2 dhe 3 përveç argjilës

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \text{ (MPa)}$$

për elementet prej argjile të grupit 2 dhe 3

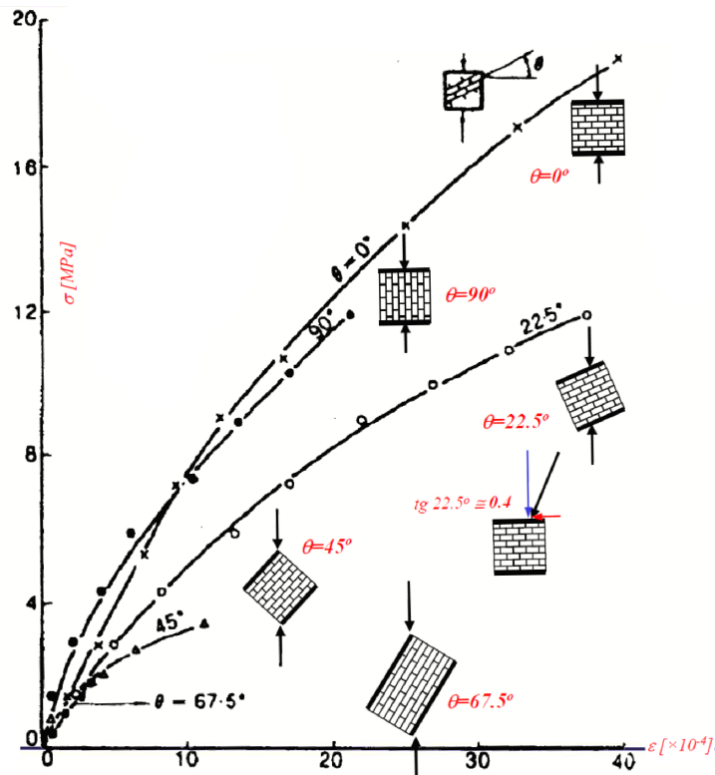


Figura 16 Varshmeria e Rezistences se Murit bazuar ne kendin e veprimit

– Faktorët që ndikojnë në rezistencën në shtypje:

Dy janë faktorët kryesorë që ndikojnë në rezistencën në shtypje të murit:

1. Rezistenca në tërheqje elementeve (elementet me boshllëqe janë të pafavorshme në lidhje me këtë aspekt) dhe
2. Rezistenca në shtypje e llaçit (rezistenca me e madhe e llaçit zvogëlon deformimet anësore).

Por, ka dhe faktorët të tjerë që ndikojnë në rezistencën në shtypje të murit, këta janë:

- trashësia e llaçit në fugën horizontale (rekomandohet lartësia 8-15mm);
- mbushja totale e fugave;
- numri i fugave horizontale, elementet me lartësi më të madhe janë me të favorshëm në këtë aspekt;
- absorbimi i ujit dhe mbajtja e ujit;
- konstruktimi i murit, format dhe metodat e lidhjeve të elementeve;
- drejtimi i ngarkesës shtypës etj.

3.4.4 Rezistenca në prerje (shkeputje)

Forca e prerjes së një materiali përkufizohet si aftësia e tij për t'i rezistuar forcave që shkaktojnë që struktura e brendshme e materialit të rrëshqasë kundër vetvetes. Dihet se rezistenca në prerje e murit varet nga niveli i forcës aksiale që vepron në mur. Megjithatë, për të modeluar mekanizmin e shkatërrimit në prerje tek muret në plan janë përpunuar dy hipoteza të ndryshme. Njëra prej hipotezave e cila është pranuar nga Eurokodi EC6 për përcaktimin e rezistencës në prerje bazohet në teorinë e fërkimit.

Sipas kësaj teorie rezistenca e murit nën veprimin e forcave prerëse definohet si kombinim i rezistencën në prerje kur forca shtypës është zero dhe shtesës të rezistencës që vjen si rezultat i sforcimit në shtypje që vepron normal në planin prerës, d.m.th. të fërkimit në mes llaçit dhe elementeve. Në fakt rezistenca në prerje është kombinim i dy mekanizmave të ndryshëm, i rezistencës në lidhje dhe rezistencës së fërkimit në mes të llaçit dhe elementeve mbushëse.

Në fig 3.11 tregohet skematikisht testi në prerje sipas Euronormës EN 1052-3 për forcën $P = 0kN$ dhe për një nivel të caktuar të forcës P .

Për caktimin e forcës prerëse duhet të bëhen minimum pesë teste të tilla. Parametrat e matur në këtë eksperiment paraqesin sjelljen e fugës horizontale përkundër tërësisë së murit me mbushje. Konkretisht, kemi:

$$f_v = F/2A, \quad \sigma_d = P/2A$$

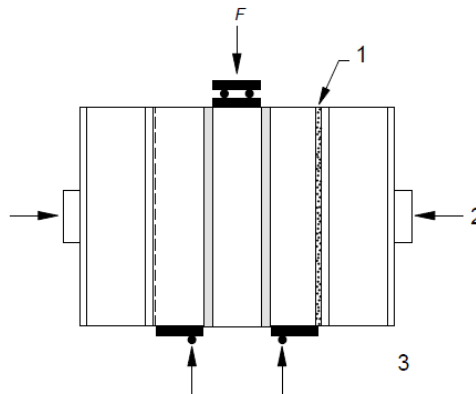


Figura 17 Ngarkimi i kampionit të provës në prerje

Ndërkaq, barazimi bazë i rezistencës në prerje për murin e pa armuar është:

$$f_{vk} = f_{vk,o} + 0.4 \cdot \sigma_d \leq 0.065 f_b$$

Për fugat normale të pa mbyllura

$$f_{vk} = 0,5 \cdot f_{vk,o} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,045 f_b$$

Për muraturat me njësi në formë të guaskës ku shtresat e llaçit janë në dy ose më shumë shirita nga llaçi i rëndomtë për përdorim me gjerësi së paku 30mm, f_{vk} llogaritet sipas shprehjes në vazhdim:

$$f_{vk} = \frac{g}{t} \cdot f_{vk,o} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,045 \cdot f_b$$

ku:

σ_d	është sforcimi në shtypje i llogaritur nga situatat e ngarkimit e që është normal në planin e prerjes
$f_{vk,o}$	është rezistenca fillestare në prerje pa veprimin e sforcimit shtypës
f_{vk}	është rezistenca në prerje e murit jo më e madhe se $0,065 f_b$ ose se vlera kufitare f_{vlt} , opsione që zgjidhen nga kodet nacionale
f_b	është rezistenca mesatare e normuar në shtypje e elementeve
g	është gjerësia e përgjithshme e shiritave të llaçit
t	është trashësia e llaçit

3.4.4.1 Modelet e thyerjes

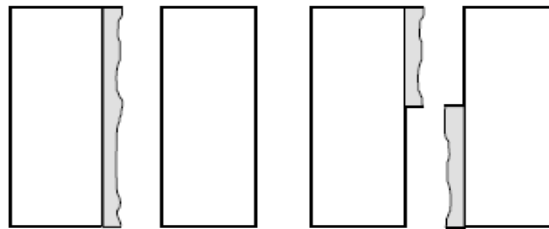


Figura 18 Thyerja e muraturës në mes të llaçit dhe njësisë muratuese

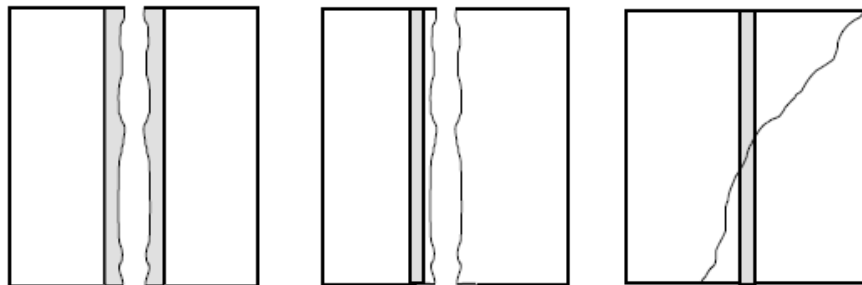


Figura 19 Thyerja e muraturës në llaç, thyerja e muraturës në njësinë muratuese, paraqitja e plasaritjes diagonale në mes të njësisë muratuese dhe llaçit.

Në tabelën e mëposhtme Tab 3.7 paraqiten rezistencat në prerje fillestare dhe kufijtë e rezistencës në prerje.

Për përcaktimin e forcës anësore, vlera e rezistencës në prerje shumëzohet me sipërfaqen rezistuese të prerjes tërthore. Për vlerësim sizmik të rezistencës sipas Eurokodit EC 6 dhe EC 8, forca rezistuese në prerje është:

$$H_{sd,w} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M}$$

ku:

- t trashësia e murit
 l_c gjatësia e pjesës së muri në shtypje
 γ_M koeficienti i sigurisë të materialit

Tabela 9 Vlerat e rezistencës në prerje të muraturës $f_{vk,0}$ dhe vlerat kufitare të f_{vk}

Elementet e muraturës	Llaçi	$f_{vk,0}$ (N/mm ²)	f_{vlt} kufitarë (N/mm ²)
Grupi 1 elementet prej argjile	M10 deri M20	0.3	1.7
	M2.5 deri M9	0.2	1.5
	M1 deri M2	0.1	1.2
Grupi 1 i elementeve përveç ato prej argjile	M10 deri M20	0.2	1.7
	M2.5 deri M9	0.15	1.5
	M1 deri M2	0.1	1.3
Grupi 1 elementet e gurëve natyral	M2.5 deri M9	0.15	1.0
	M1 deri M2	0.1	1.0
Grupi 2a elementet prej argjile	M10 deri M20	0.3	Vlera më e vogël e rezistencës në shtypje ose shiko vërejtjen më poshtë
	M2.5 deri M9	0.2	
	M1 deri M2	0.1	
Grupi 2a dhe Grupi 2b i elementeve përveç argjili dhe Grupi 2b i elementeve prej argjili	M10 deri M20	0.2	1.4
	M2.5 deri M9	0.15	1.2
	M1 deri M2	0.1	1.0
Grupi 3 elementet prej argjili	M10 deri M20	0.3	Nuk ka kufijtë përveç me barazimin (..)
	M2.5 deri M9	0.2	
	M1 deri M2	0.1	

Vërejtje: Për elementet e muraturës të Grupit 2a dhe 2b, rezistenca aksiale në shtypjen e elementeve duhet të matet kur d është më e madhe se 1.0. Kur rezistenca aksiale pritet të jetë më e madhe se 0.15 duke i marrë parasysh formën e boshllëqeve testet nuk janë të nevojshme.

Bazuar në alternativën tjetër sipas Tomazevic supozohet se plasaritjet sipas diagonaleve shkaktohen nga sforcimet kryesore në tërheqje që përhapen në mur kur në të veprojnë forcat e kombinuara vertikale dhe anësore.

Duke e konsideruar murin me mbushje si element strukturor elastik, homogjen dhe izotrop barazimet bazë për vlerësimin e rezistencës në prerje rrjedhin nga Teoria e elasticitetit. Kështu shprehja e sforcimit kryesor në shtypje ka formën

$$\sigma_c = \frac{\sigma_o}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau)^2}$$

kurse sforcimi kryesor në tërheqje në mesin e prerjes tërthore të murit është:

$$\sigma_t = -\frac{\sigma_o}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau)^2}$$

Drejtimit e sforcimeve kryesore i caktojmë nga shprehja

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{2\tau}{\sigma_o}, \quad \text{ose} \quad \alpha = 0.5 \operatorname{arctg} \frac{2\tau}{\sigma_o}$$

ku :

$$\sigma_o = \frac{N}{A_w}$$

sforcimi mesatar në shtypje nga veprimi i forcës normale N;

$$\tau = \frac{H}{A_w}$$

sforcimi mesatar tangenciale nga veprimi i forcës horizontale H;

A_w sipërfaqja horizontale e prerjes tërthore të murit
 l_c faktori i shtrirjes së sforcimeve tangjentore i cili varet nga gjeometria e murit dhe raporti $\frac{N}{H_{max}}$ (në rast se $\frac{h_m}{l_m} = 1.5$ atëherë $b = 1.5$)

Supozojmë se muri sillet si elastik, homogjen dhe izotrop deri në arritjen e forcës e rezistencës maksimale H_{max} që i përgjigjej sforcimi kryesor në tërheqje f_t . Ky sforcim i cili do të shfaqet në këtë rast quhet rezistenca në tërheqje e murit.

$$f_t = \sigma_t = -\frac{\sigma_o}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{2}\right)^2 + (b\tau_{H_{max}})^2}$$

ku:

$$\tau_{H_{max}} = \frac{H_{max}}{A_w}$$

sforcimi tangjentor mesatar në mur kur arrihet rezistenca maksimale H_{max} .

3.4.5 Sjellja e mureve nën veprimin e forcave prerëse dhe sforcimit në dy plane

Pergjate veprimit te ngarkesave anësore qe lindin nga veprimi i tërmetit dhe erërat, kërkohet një vlerësim i rezistencës në shtypje të murit dhe sjelljes së strukture murature. Sforcimet prerëse zakonisht janë të kombinuar me sforcime në shtypje të cilat vijnë si rezultat i veprimit të forcave vertikale.

Nëse nuk priten tërmete në rajon, stabiliteti i strukture muraturës duhet të verifikohen vetëm për ngarkesat e gravitetit. Në rast të një tërmeti, struktura do t'i nënshtrohet një seri veprimesh ciklike horizontale, të cilat shpesh do të shkaktojnë perkulje shtesë të mëdha dhe sforcime nga forcat prerëse në muret e strukture, duke tejkaluar sjelljen elastike të materialeve murature.

Bazuar në rezultatet eksperimente dhe në shkallen e demtimeve të nxjerrura gjatë sjelles së strukture murature pas veprimit të tërmeteve, dallohen tre forma të humbjes së aftësisë mbajtëse që definojnë sjelljen nga veprimi sizmik. Sjellja e murit varet nga dy karakteristika të rëndësishme: brishtësitë e thyerjes së elementeve nën tërheqje dhe demtimet që mund të shfaqen në fugat e llaçit. Kështu, format e shkatërrimit (humbjes së aftësisë mbajtëse) rezultojnë nga kombinimi i plasaritjeve në formë diagonale nëpër elemente për shkak të veprimit të sforcimit në tërheqjes dhe prishjes së lidhjes (debonding) midis llaçit dhe elementeve. Në këtë mënyre mekanizmi i humbjes

së aftësisë mbajtëse varet nga: gjeometria e tij, kualiteti i materialeve kushtet e lidhjeve dhe ngarkesa që vepron në mur.

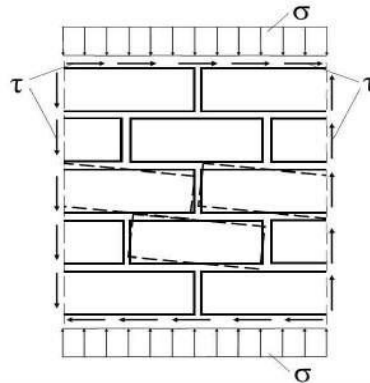


Tabela 10 Pjesë e shkëputur nga tërësia e murit

3.4.7 Format e shkatërrimit

Strukturat murature janë struktura tipike me mure rezistente ndaj forcae prerese, muret murature të cilat në dy drejtimet ortogonale të strukturës, të cilat janë të lidhura së bashku me pllakat, paraqesin elementët themelorë rezistues për të dy ngarkesat vertikale të gravitetit vertikal dhe ngarkesat horizontale sizmike.

Sjellja e strukturave murature nën ngarkesat e tërmetit përcaktohet nga mekanizmat specifik të thyerjeve/mosfuzionimit në nivelin e murit, ndërveprimet midis paneleve të murit si dhe midis mureve dhe pllakave

Muret strukturore, të cilat janë elementet themelore rezistuese ndaj ngarkesave sizmike, do të dëmtohen, dhe nëse nuk do të ishin projektuar dhe detajuar siç duhet për t'i bërë perballur deformimi joelastik dhe për të shpërndarë energjinë e disipimit, forcat e inercionit të shkaktuara mund të shkaktojnë dëme të mëdha ose madje edhe shembje të strukturës

Meqenëse lëvizja në tokë është tre-dimensionale, forcat e inercisë si vertikale ashtu edhe horizontale induktohen, ndryshojnë në kohë dhe rezultojnë në lëkundje tridimensionale të strukturës. Përveç kësaj, për shkak të masës së shpërndarë të mureve të muraturave, forcat e inercisë normal me planin

e mureve gjithashtu induktohen, duke rezultuar në lekundje jashtë planeve të mureve strukturorë dhe jo-strukturorë. Edhe pse tipologjia strukturorë e ndërtesave murature ndryshon përgjatë rajoneve, dëmet e tyre që vijnë nga tërmetet mund të klasifikohen në një mënyrë uniforme.

Nga analiza e modelet e vëzhguara të dëmtimeve të tërmetit mund të identifikohen këto tipe të mëposhtme të dëmtimeve:

- Dëmtime midis mureve dhe pllakave,
- Dëmtime në qoshet dhe në kryqëzimet e mureve,
- Dëmtimet jashtë rrafshit të mureve të perimetrit,
- Çarje në rrezet e harkut dhe / ose në muret e parapetit,
- Çarje diagonale në muret mbajtëse,
- Shpërbërje e pjesshme ose shembje e mureve strukturorë,
- Kolaps i pjesshëm ose i plotë i strukturës.

Analiza e modeleve të dëmtuara mund të identifikojë qartë përparësitë dhe mangësitë e sistemeve të ndryshme strukturorë. Në bazë të analizës së dëmeve, thyerja e mekanizmat të mureve individuale strukturorë dhe të gjithë sistemit strukturor mund të jenë të përcaktuara.

Deformimi dhe lloji tipik i dëmtimit në muret strukturorë të një strukture murature është paraqitur në figurën 3.1 .

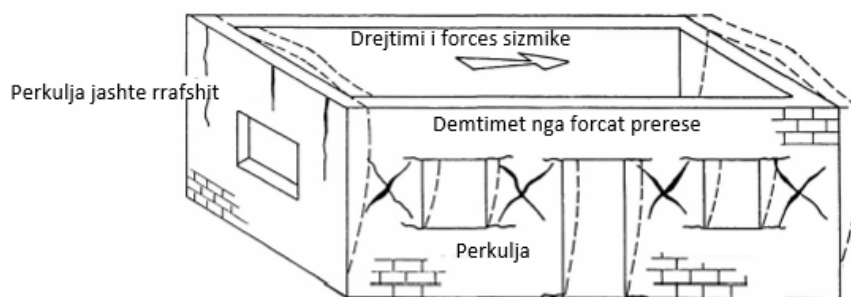


Figura 20 Dëmtimet tipike në struktura murature

Si shihet nga figura: muret strukturore të cilat janë paralele me lëvizjen sizmike i nënshtrohen përkuljes jashtë rrafshit, duke shkaktuar çarje vertikale në qoshet dhe në mes të muret. Sidoqoftë, në rrafshin e mureve, përkulja dhe forca transversale shkaktojnë çarje diagonale në mure horizontale.

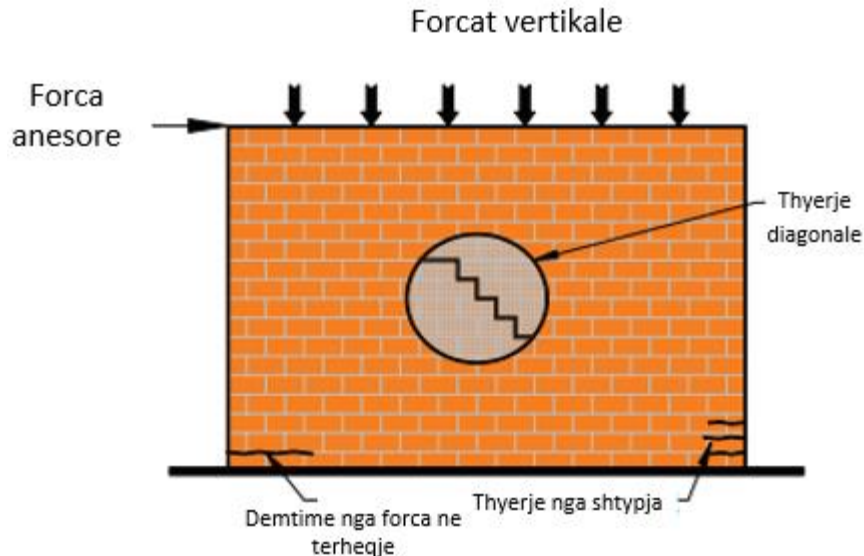


Figura 21 *Format e thyerjeve*

Për shkak të konfigurimit strukturor tipik dhe rezervës në forcën e materialeve muraturë në lidhje me bartjen e ngarkesave vertikale të gravitetit, përgjithësisht nuk ka nevojë për të verifikuar kapacitetin mbajtës të ngarkesave të mureve murature për veprim vertikal sizmik. Gjithashtu, për shkak të shpërndarjes uniforme të mureve në të dyja drejtimet ortogonale, kërkesat gjeometrike për muret e ndaj forcave prerese (lartësia efektive, madhësia dhe pozicioni i hapjeve) dhe lidhja midis mureve dhe dyshemeve, rezistenca jashtë veprimit sizmik zakonisht nuk është kritike.

Prandaj, verifikimi i rezistencës seizmike për ngarkesat anësore jashtë rrafshit është i domosdoshëm vetëm në rastin e distancave ekstreme midis mureve strukturore, të cilat tejkalojnë vlerat e rekomanduara të standarteve.

Sipas rezultateve të analizës së dëmtimit të tërmetit dhe eksperimenteve pasuese, tre lloje të mekanizmit dhe mënyrave të dështimit përcaktojnë sjelljen sizmike të mureve strukturorë murature kur i nënshtrohen ngarkesave sizmike brenda rrafshit.

Mekanizmat e shkatërrimit të struktura murature varen nga gjeometria e murit (raporti lartësi / gjerësi) dhe cilësia e materialeve, por edhe nga kufizimet kufitare dhe ngarkesat që veprojnë në mur

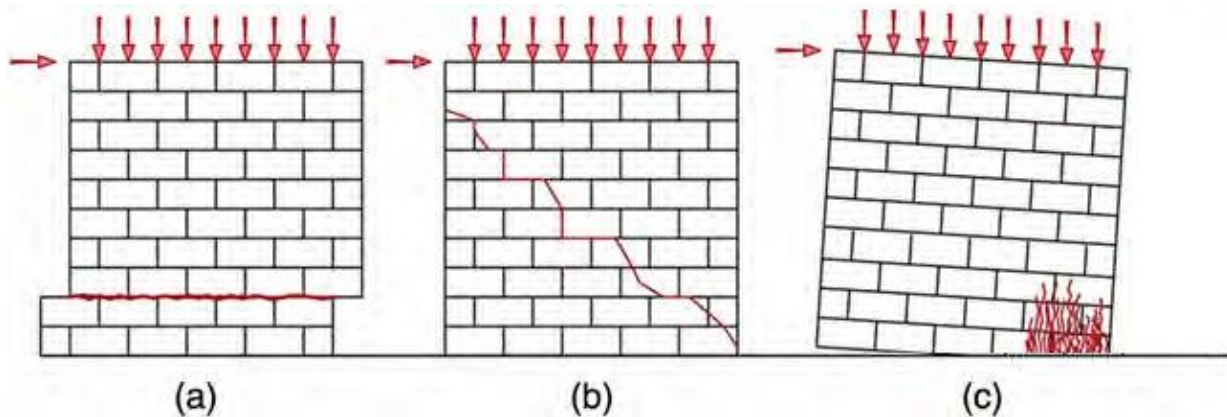


Figura 22 (a) Shkatërrimi në rrëshqitje (humbjes së aftësisë mbajtëse në prerje - fërkimit), (b) Shkatërrimi nga sforcimet në tërheqje – (humbjes së aftësisë mbajtëse për shkak të forcave prerese) (c) Forma e shkatërrimit nga përkulja

– *Shkatërrimi në rrëshqitje (humbjes së aftësisë mbajtëse në prerje - fërkimit)*

Kjo formë e humbjes së aftësisë mbajtëse ndodh edhe për nivele të vogla të sforcimeve në shtypje. Në këtë rast, dukuria ndodh si prishje e lidhjes në sipërfaqen mes llaçit dhe elementeve. Kështu shkaktohet rrëshqitja në fugen horizontale (bed joint) për nivele shume të vogla të forcës si dhe rrëshqitje në forme diagonale nëpër fugat vertikale dhe horizontale.

- *Shkatërrimi nga sforcimet në tërheqje - humbjes së aftësisë mbajtëse për shkak të prerjes*

Kjo formë e shkatërrimit lind nga kombinimi i forcave horizontale dhe nga një nivel mesëm deri i lartë i vlerës së sforcimeve normale. Sforcimet kryesore në tërheqje që shkaktojnë këtë formë të shkatërrimit shfaqen në mur pasi kalojnë rezistencën në tërheqje të murit. Rezistenca në prerjen e llaçit rritet nga veprimi i forcës normale, kështu që në elemente shfaqen plasaritjet ashtu si dhe në fugat vertikale. Kjo formë është tipike për muret që i nënshtrohen veprimeve sizmike.

– Forma e shkatërrimit nga përkulja

Natyra jo-izotropike e strukturave muraturës rezulton në dy mënyra kryesore të shkatërrimit pas veprimit të forcave në përkulje, të cilat duhet të merren parasysh:

- a) Forma e shkatërrimit nën ngarkesat në rrafshin paralel me fugat
- b) Forma e shkatërrimit nën ngarkesat në rrafshin normal me fugat

Në rastet kur rezistenca në prerje është jo e ulët dhe kur ka për raport të madh moment/forcë prerëse, mund të ndodhin thyerje në zonat e shtypura. Ky është një tregues se forma humbjes së aftësisë mbajtëse është përkulëse

Në varshmëri nga format e thyerjes së murit të analizuar më parë muri mund të jetë rrezikuar edhe nga ndikimet normal në rrafshin e tij siç janë shtypja e erës, shtypja e dheut (në bodrume) etj.

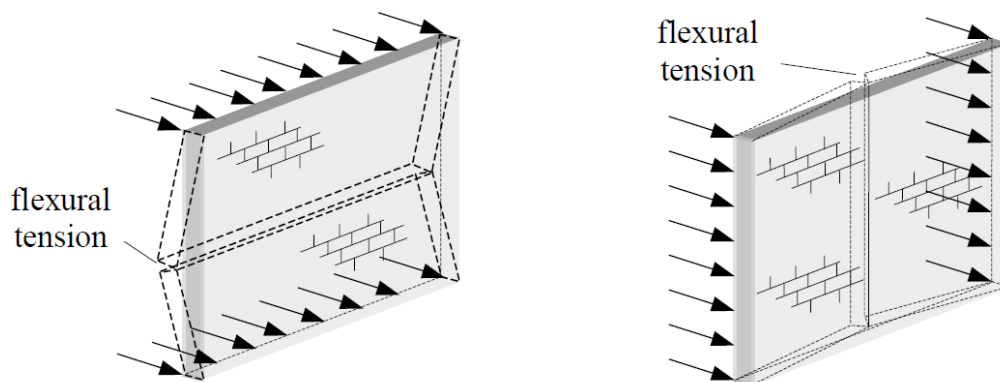


Figura 23 *Thyerja në rrafsh paralel me fugat dhe thyerja në rrafsh normal me fugat*

Raporti i (forca në përkulje paralel me shtratin e fuges) me (forca në përkulje normal me shtratin e fuges) njihet si raporti ortogonal (μ) dhe ka një vlerë tipike prej 0,33 për tullat prej balte, silikat kalciumi dhe betoni dhe 0,6 për blloqe betoni.

Varesisht sjelljes së strukturave murature gjatë veprimit të terrmeteve janë vërejtur edhe raste të formave të formimit të mekanizmave të shkatërrimit jashtë rrafshit të mureve të jashtme të fasadave, këto raste paraqesin rastet

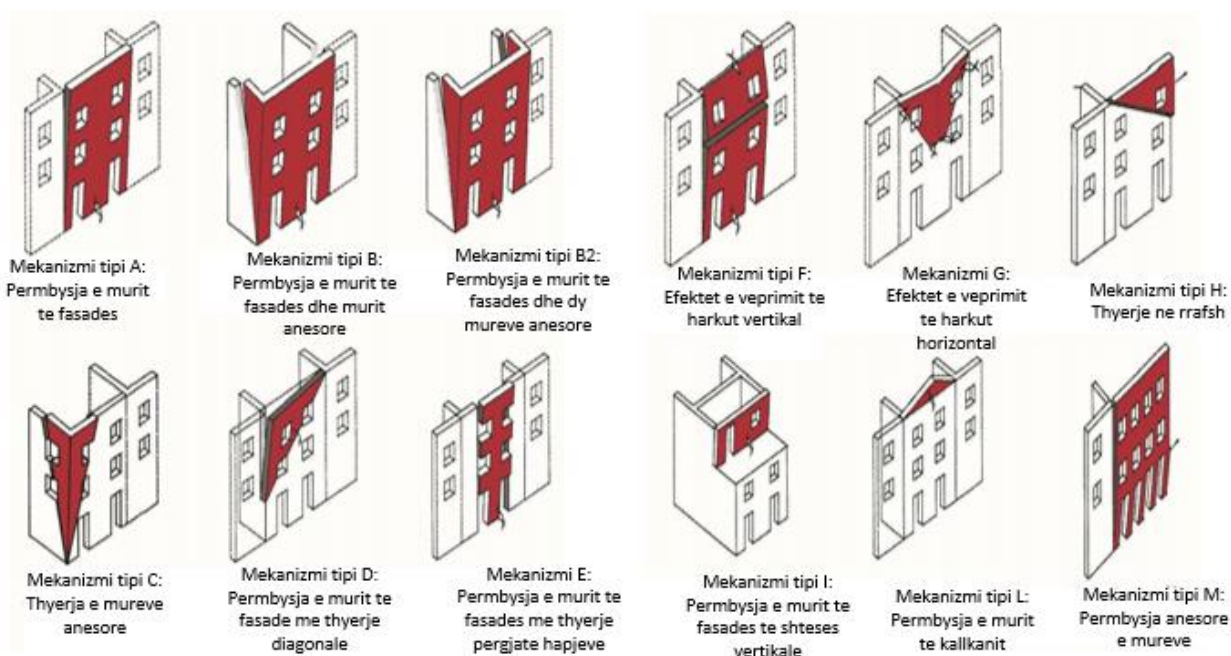


Figura 24 Mekanizmat e shkatërrimit per muret e jashtme

– *Format e shkatërrimit nga shtypja:*

Kjo mënyre ndodh kur sforcimet normale kane vlerat të larta në raport me sforcimin tangenciale, megjithatë, efekti i sforcimeve tangenciale prerës ndikon në zvogëlimin e rezistencës në shtypje të murit.

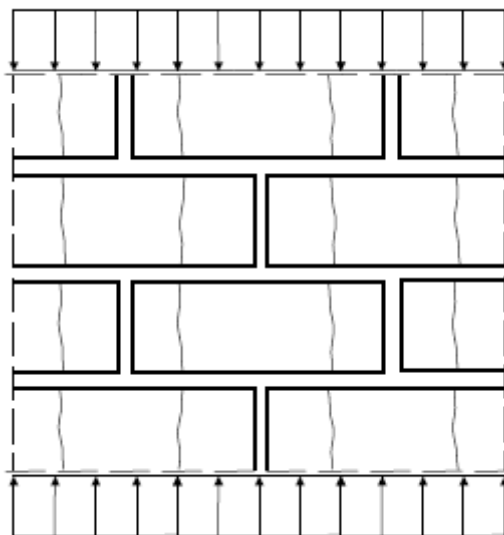


Figura 25 Shkatërrimi nga shtypja

3.4.8 Moduli i elasticitetit dhe moduli i rrëshqitjes së murit

Meqenëse muratura është një material anizotropik, i përbërë, vlera e modulit të elasticitetit, E_m , është e ndryshueshme në varësi të disa faktorëve si materialet e përdorura, drejtimi dhe lloji i ngarkesës etj. Një kurbë tipike sforcim-deformim është paraqitur në figurën 1.46

Gjate shqyrtimit të mureve në shtypje mund të përcaktohet edhe moduli i elasticitetit. Këtë e bëjmë bazuar në Euronormën, EN 1052-1 të definuar si modul sekante në kushtet e shfrytëzueshmerisë së ngarkesave në 1/3 e ngarkesës maksimale.

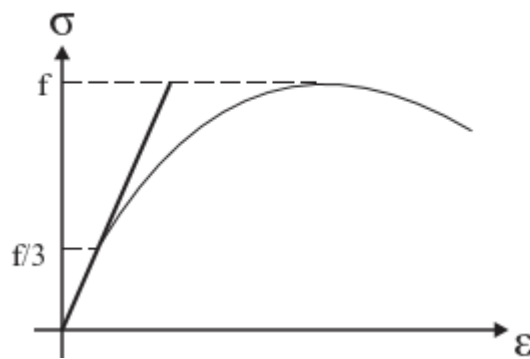


Figura 26 Lidhja sforcime-deformime për muraturën

Përcaktimi i modulit të elasticitetit sipas EN 1052-1 bëhet, sipas shprehjes së më poshtme:

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 \cdot \varepsilon_i \cdot A_i}$$

ku:

$F_{i,max}$ është ngarkesa maksimale që arrihet në një mostër individuale murature

E_i është moduli i elasticitetit të një muri të testuar

ε_i është deformimi mesatar i një muri të testuar në 1/3 e rezistencës maksimale të arritur

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i}$$

ku:

F_i	është rezistenca në shtypje të një mostre të veçantë murature
A_i	është prerja tërthore e ngarkuar e një muri të testuar

Në mungesë të rezultateve eksperimentale për caktimin e modulit E_i Eurokodi EC 6 propozon që vlera e modulit të elasticitetit për analize strukturore të pranohet nga:

$$E = 1000f_k$$

Duke konsideruar se muri është strukturë kompozite e përbërë nga elementet (bllokave, tullave) dhe llaçit, secili prej elementeve ka karakteristika të ndryshme të deformimeve. Bazuar në këto karakteristika moduli i elasticitetit mund të jepet me anën e modeleve analitike. Autorë të shumtë kanë dhënë të njëjtën shprehje, duke supozuar sjelljen elastike për të dy materialet dhe duke supozuar që deformimi total është si shumë e deformimeve të elementeve dhe llaçit në fugën horizontale.

$$E_i = E_0 \frac{\left(\frac{h_u}{j} + 1\right)}{\left(\frac{h_u}{j} + \frac{E_b}{E_m}\right)}$$

ku:

h_u	është rezistenca në shtypje të një mostre të veçantë murature
j	është trashësia e fugës

Kjo shprehje tregon se moduli i elasticitetit të murit është gjithnjë më i vogël se moduli i elasticitetit të elementeve kur llaçi është më i deformueshëm se elementet, si kurse ndodh zakonisht. Aty parashikohet se E_i rritet kur llaçi është më rezistencë më të madhe dhe trashësia e fugës është më e vogël.

Bazuar në Eurokodin EC 6 moduli i rrëshqitjes G mund të merret sa 40% e modulit të elasticitetit.

$$G = 0.4 E$$

Por, bazuar në rezultatet e eksperimenteve vlera e modulit të rrëshqitjes është në fakt më e vogël se sa propozohet nga EC 6. Nëse modulit të rrëshqitjes e shprehim në funksion të rezistencës tërheqëse f_{tk} atëherë kjo vartësi konsiderohet, e barabarte me:

$$1000 f_{tk} < G < 2700 f_{tk}$$

Shumica e rezultateve japin: $G = 2000f_{tk}$

4. SISTEMET STRUKTURE

4.1 Klasifikimi i mureve, kushteve dhe rregulla teknike

1. Muret mbajtëse;
2. Muret jombajtëse;
3. Muret për shtangim;
4. Muret një shtresore –fishë;
5. Muret e perziera njeshtresore;
6. Muret dy shtresore –fishë;
7. Muret dy shtresore me zbrastësira në mes;
8. Shtyllat.

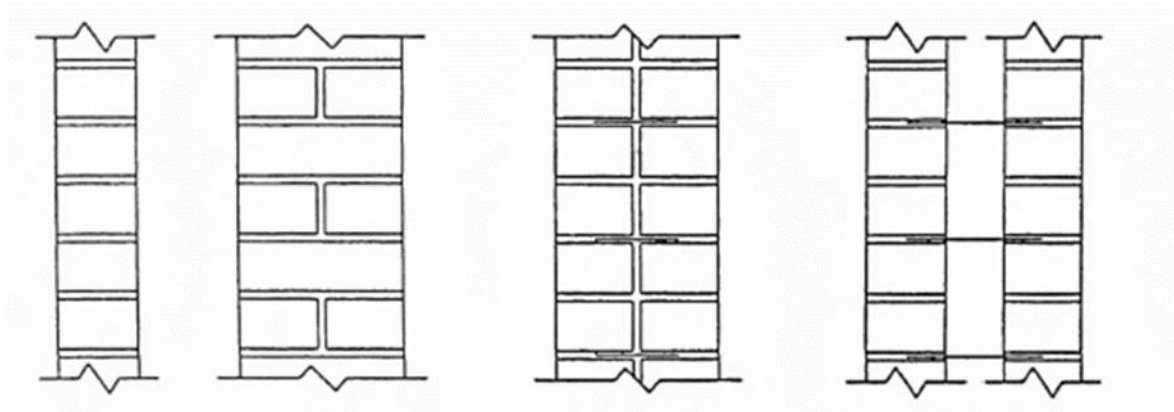


Figura 27 Sistemet e konstruksioneve me mure mbajtëse masive

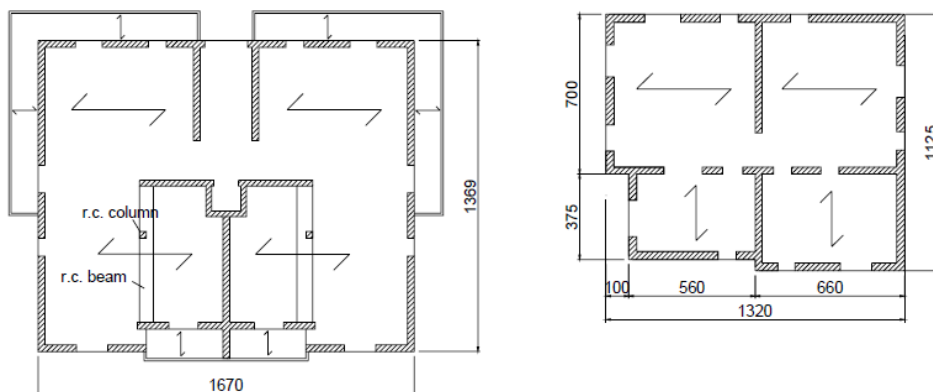


Figura 28 Sistemi i strukturës në një drejtim gjatësor: Sistemi i strukturës në një drejtim tërthor

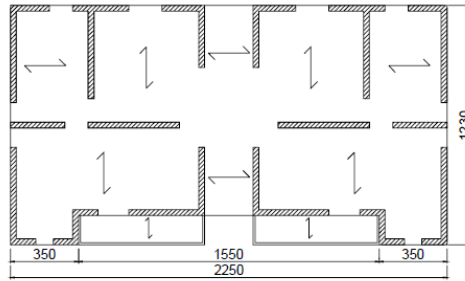


Figura 29 Sisitemi i strukturës i kombinuar

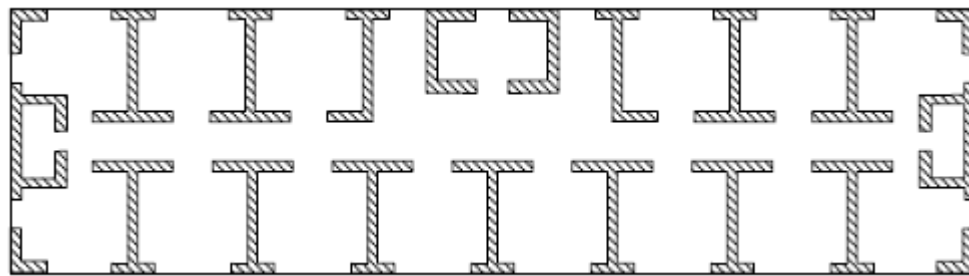


Figura 30 Sistemi i strukturës me mure (cross-wall)

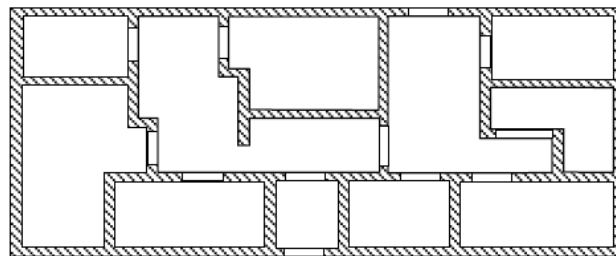


Figura 31 Sistemi i strukturës me mure në formë celulare (cellular-wall)

Tek muret mbajtëse tërthore ose gjatësore konstruksioni meskator mbështetet në një drejtim

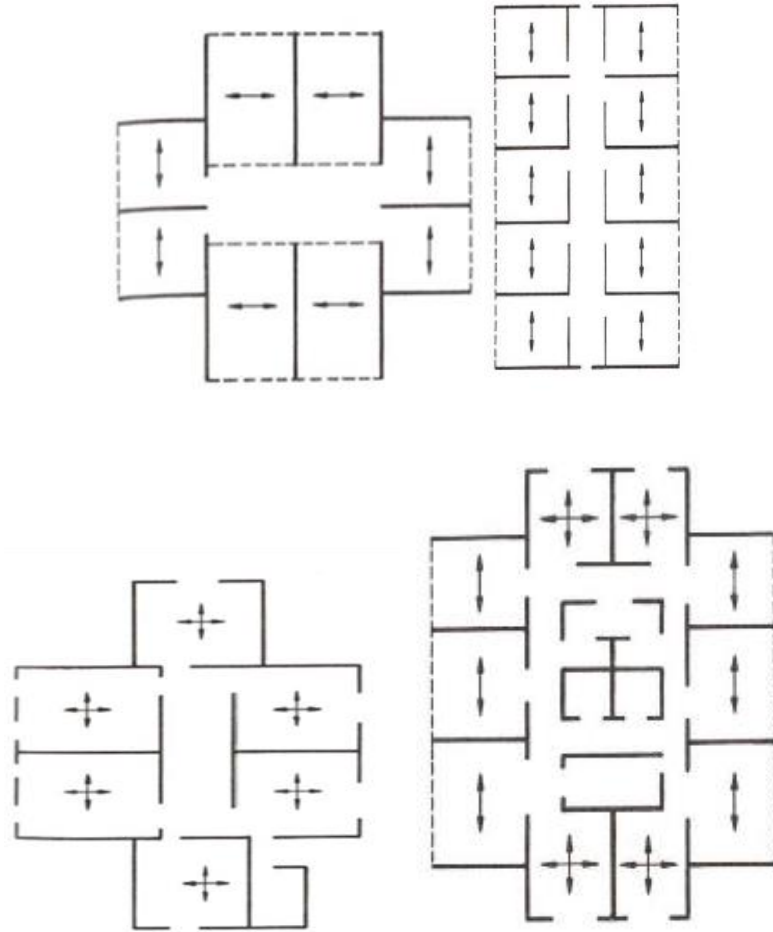


Figura 32 Muret mbajtëse tërthore dhe të kombinuara

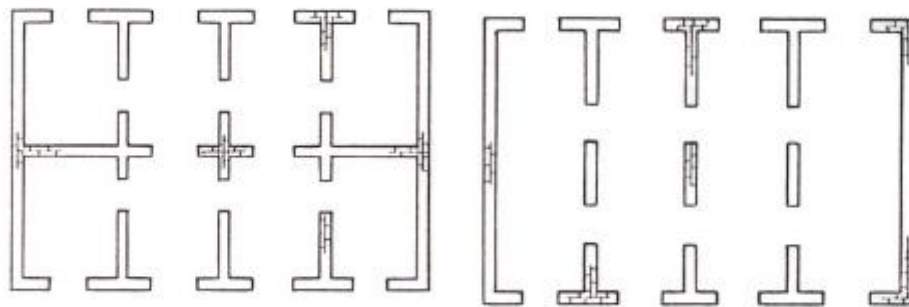


Figura 33 Muret mbajtëse në dy drejtimet adekuate dhe Muret mbajtëse në një drejtim joadekuateq

4.2 Tipologjia e strukturave murature.

Siç u përmend në hyrje, termi "murature" përfshin sistemin me disa lloje të ndryshme të njësive , llaç, montim dhe përforcim. Materialet dhe lidhja e muraturës janë të diferencuara në disa detaje në EC6 (EN1996-1-1, 2005); EC8 Seksioni 9 thjesht e specifikon atë njësitë e muraturës duhet të jenë mjaft të forta për të shmangur thyerjen e brishtë lokale dhe specifikon minimumin e fortësisë e njësisë dhe llaçit që duhet të sigurohen.

Ne varësi te tipit te muratures se përdorur për elementet sizmike-rezistuese, këshillohet qe ndërtesat me murature mbajtëse t'i përkasin njërit prej tipave vijues te ndërtimit: EN 1998-1:2004, 9.3

- a) Struktura me murature te pa armuar;
- b) Struktura me murature te përforcuar
- c) Struktura me murature te armuar;

4.2.1 Muret e pa armuara - Unreinforced Masonry Walls

Strukturat murature pa përforcim me armim (Unreinforced Masonry Walls - URM) përfaqësojnë një sistem ndërtimi i përbërë nga njësi murature, zakonisht tulla, mure, blloqe betoni, të lidhura pa përfshirjen e elementeve përforcuese si çelik apo rrjetë metalike. Sjellja Strukturat murature te pa përforcuar nën ngarkesat e aplikuara karakterizohet nga disa kufizime si rezultati i sjelljes se tyre.

Ne rastet ku ju nënshtrohen ngarkesave vertikale, siç është forca gravitacionale që vepron në strukturë, Strukturat murature pa përforcim përdorin kryesisht forcën e shtypjes së materialit muratur për të rezistuar këtyre forcave. Njësitë murature transferojnë ngarkesat vertikale përmes shtypjes, pasiqe posedojne vetine e resistences ndaj forcave që veprojnë në drejtim normal me rrafshet e tyre.

Ne rastet e veprimit te forcave anesore Strukturat murature si rezultat i mungeses se perforcimeve anesore jane te cenushem dhe mund linden demtime dhe shkaterrimeve si rezultat i veprimit te forcave anesore.

Muratura e pa përforcuar ka qëndrueshmëri relativisht të ulët në tërheqje dhe duktilitet të kufizuar, kështu që është i projektuar zakonisht për të mbetur kryesisht ne rangun elastik. Nëse plotësohen

dispozitat standarde të projektimit, EC8 Tabela 9.1 specifikon një factor të sjelljes q prej 1,5-2,5 për analizën elastike,. Më tej, EC8 §9.3 rekomandon që për forcën minimale të specifikuar të njësitë e muraturës, muratura e papërforcuar nuk duhet të përdoret kur përsheptimi i tokës është projektuar tejkalon 0.2 g, megjithëse shtetet individuale mund ta modifikojnë këtë vlerë në kombëtarin e tyre aneks.

Ne rastet e aplikimit të strukturave të pa armuar trarët nga betoni duhet të sigurojnë lidhje të mureve mbajtëse përgjatë tërësive strukturës

Muret e muosura me tulla dhe bllok duhet të ndërtohen sipas rregullave të mjeshtërisë së mirë të muratorit, siç janë:

Kur është e nevojshme, njësitë e muraturave duhet të ngopen në ujë para ndërtimit në mënyrë që të parandalohet djegia e llaçit, veçanërisht çimentos.

Njësitë e muraturave duhet të mbivendosen në drejtime alternative, në mënyrë që muri të veprojnë si element i vetëm strukturor. Për të siguruar lidhje adekuate, njësi muraturë duhet të mbivendosen me një gjatësi të barabartë, 0, 4 herë lartësinë e njësisë ose 40 mm, cilado që është më e madhe (Fig. 3.13 dhe 3.14).

Në qoshet dhe kryqëzime, mbivendosja nuk duhet të jetë më e vogël se trashësia e njësisë.

Megjithëse trashësia minimale e rekomanduar e mureve që mbajnë ngarkesë nga EC6 është vetëm 100 mm, EC 8 specifikon që, në zonat sizmike, trashësia e muret e mureve të pa përforcuara të muraturave nuk duhet të jenë më pak se 400 mm në rastin e guri natyror, 300 mm në rastin e gurit të prodhuar, dhe 240 mm në rastin të muraturë së mbyllur dhe të përforcuar. Kjo vlerë mund të rekomandohet gjithashtu për njësi muraturë të bëra nga materiale të ndryshme nga guri. Në shumë vende, megjithatë, trashësia 190 mm konsiderohet si minimumi për ndërtimin e muraturave në zonat sizmike.

Për të marrë parasysh stabilitetin e mureve strukturorë, raportin e efektiv të lartësisë deri trashësia e murit nuk duhet të jetë më shumë se 9 në rastin natyror guri, 12 në rastin e gurit të prodhuar, dhe 15 në të gjitha rastet e tjera me një trashësi të mureve individuale konstante në të gjithë lartësinë e strukturs.

4.2.2 Muret e Perforcuara – Kontuara

Muret e perforcuara përcaktohen nga EC6 (EN1996-1-1, 2005) si 'mure të perforcuara me elemente kufizuese të betonit të armuara ose të mureve të armuara në drejtimin vertikal dhe horizontal'.

Ky tip ndertimi është i zakonshëm në vendet me aktivitet sizmik në botën në zhvillim, dhe mund të jetë një metodë e efektshme ndërtimi pasi njesite murature mund të përdoren si kallupe për vendosjen e elementeve kufizuese. Është esenciale të theksohet se elementet kufizuese janë të integruara me murature për të parandaluar që njesite murature të veprojnë si mbushje në një ram betoni, sesa të veprojnë si një sistem i integruar që ofron rezistencë anesore.

E rëndësishme është se muret e perforcuara e pranojnë ngarkesa, çka i dallon ato nga muret e mbushjes (mure ndarese).

Muret e kufizuara kanë performuar relativisht mirë gjatë tërmeteve, duke ofruar një zgjidhje të thjeshtë dhe efektive në raport me armatimin. Tabela 9.1 e EC8 specifikon një faktor të ngjashëm të sjelljes q për të dy llojet e mureve, të armuara dhe të perforcuara, duke lejuar një kapacitet të ngjashëm të shpërndarjes së energjisë për të përdorur në dizajn.

Sipas hulumtimeve eksperimentale dhe eksperiencave të fituara pas tërmeteve, perforcimi i mureve të me elemente kufizuese rezulton në:

- Përmirësim në lidhjen mes mureve konstruktive.
- Përmirësim në stabilitetin e mureve konstruktive të holla.
- Përmirësim në forcën dhe duktilitetin e paneleve murature.
- Redukton në riskun e shpërndarjes së paneleve murature të dëmtuara nga tërmeti.

Për të siguruar integritetin struktural, elementet kufizuese vertikale duhet të vendosen në të gjitha këndet dhe zbrazëtitat e strukture, si dhe në të gjitha bashkimet dhe kryqëzimet e mureve. Elementet kufizuese vertikale duhet të vendosen edhe në të gjitha skajet e lira të mureve konstruktive. Siç ndodh me elementet lidhëse horizontale, distanca mes elementeve kufizuese vertikale nuk duhet të tejkalojë 4.0 m.

4.2.3 Muret e armuara - Reinforced Masonry Walls

Muret e Përforcuar me Armim paraqesin një sistem ndërtimi ku njësitë tradicionale murature, si tulla, bloqe, bloqe betoni, bashkohen me elemente zakonisht nga shufra çeliku të inkorporuara ne structure apo edhe me perforcime me ane te rrjetës metalike te cilat ose vendosen ne rrafhine e njesise murature ose vendosen ne vrimat e njesive dhe pastaj mbusen me llac . Kjo integrim i përforcimit përmirëson forcën dhe duktilitetin e përgjithshëm të muraturës, duke rritur kapacitetin e shpërndarjes së energjisë në mënyrë të konsiderueshme

Muret e armuara përdoren dhe projektohen për ngarkesa anësore jashtë rrafshit dhe ngarkesa boshtore. Shumica e mureve të armuara janë projektuar që të shtrihen vertikalisht dhe të transferojnë ngarkesat anësore në çati, dysheme ose themel. Normalisht këto mure janë projektuar si trarë të thjeshtë që shtrihen midis mbështetësve strukturorë.

Tabela 9.1 e EC8 specifikon faktorin e sjelljes q për muraturën e armuar brend nje rangu që varion nga 2.5-3.0, duke lënë kufizime specifike që do të specifikohen nga anekset e vendeve. Për të përdorur këtë nivel duktiliteti në projektimi, duhet të ndiqen kërkesat përforcuese në EC8 §9.5.4, respektivisht aplikimi i mureve mbajtese ne dy drejtimet ortogonale.

Në strukturat muraturë të armuara vertikalisht, shufrat përforcuese vertikal fillojnë nga baza e themelit. Këto duhet të kalojnë nëpër të gjithë brezat sizmikë dhe të lidhen me përforcimin e brezit horizontal me elemente lidhës dhe në fund të inkastrohen në brezin e çatisë/pllakën e çatisë (meskatit).

Muret e Armuara shfaqin një rezistencë të lartë kur janë nën ngarkesa laterale, si ato të shkaktuara nga ngjarjet sizmike apo forcat e erës. Përforcimi i përfshirë shërben për të shpërndarë dhe rezistuar këtyre forcave laterale, duke minimizuar rrezikun e shqyerjes në prerje dhe duke përmirësuar stabilitetin struktural në përgjithësi. Duktiliteti i sjellë nga përforcimi lejon muren të përballet me deformime të kontrolluara, duke shpërndarë energjinë dhe ulur potencialin për dështim katastrofik.

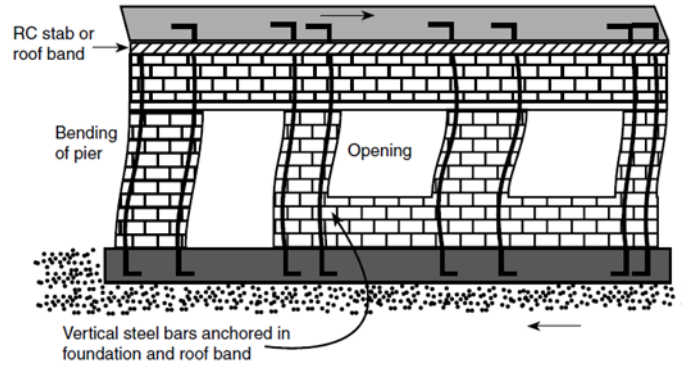


Figura 34 Muratura e armuar

4.3 Dimensionet, lartësia së objektit dhe numri i kateve

Bazuar në paraqitjen e dëmtimeve nga tërmeti si rezultat i materialeve të përdorura dhe sjelljes së sistemit strukturor, llojin e materialeve të përdorura dhe sistemet strukturore të përdorura, dhe duke marrë parasysh nivelin aktual të njohurive teknike dhe teknologjisë së ndërtimit, në shumicën e kodeve sizmike ekzistuese janë vendosur kufizime në lidhje me dimensionet dhe lartësinë e ndërtesave të muraturave. Por bazuar në rezultatet e eksperimenteve dhe investigimeve teorike, dhe me avansimin e teknologjisë dhe metodave të projektimit kufizimet për sa i përket dimensioneve, lartësisë së objektit dhe numrit të kateve janë lehtësuar. Me përjashtim të muraturës së pa armuar në zonat sizmike me $a_g > 0.3g$ që nuk lejohet të jenë më të larta se 2 kate, kufizime të tjera për sa i përket madhësisë së strukturave muraturë nuk janë të specifikuar në EC 6 dhe EC 8.

Edhe pse projektimi sizmik i të gjitha strukturave muraturë duhet të verifikohet me llogari, duhet pasur parasysh kualitetin e materialit dhe teknologjisë, lartësinë dhe numrin e kateve të strukturave muraturë të cilat duhet të ndërtohen me një nga sistemet strukturore që nuk kalon vlerat e rekomanduara në tabelë.

Tabela 11 Vlera maksimale e rekomanduar e lartësisë së objektit H dhe numrit të katit

Nxitimi projektues i truallit (Design ground acceleration a_g)		<0.2g	0.2-0.3g	>0.3g
Muratura të pa armuara	H(m)	12	9	6
	n	4	3	2
Muratura të mbyllura	H(m)	18	15	12
	n	6	5	4
Muratura të armuara	H(m)	24	21	18
	n	8	7	6

Tabela 12 Vlera maksimale e rekomanduar ndërmjet mureve mbajtëse

Nxitiimi projektues i truallit (Design ground acceleration a_g)	<0.2g	0.2-0.3g	>0.3g
Muratura të pa armuara	10m	8m	6m
Muratura të mbyllura	15m	12m	8m
Muratura të armuara	15m	12m	8m

Tabela 13 Numri i kateve mbi nivelin e tokës, i lejuar për struktura të thjeshta

Nxitiimi projektues i truallit (Design ground acceleration a_g)	<0.2g	0.2-0.3g	>0.3g
Muratura të pa armuara	3	2	1
Muratura të mbyllura	4	3	2
Muratura të armuara	5	4	3

Metodologjia e projektimit të ndërtesave me rezistencë sizmike bazohet në parimet dhe tendencat moderne për projektimin e ndërtesave me rezistencë sizmike.

Këto gjetje tregojnë se metoda e propozuar ofron një strategji të dobishme për identifikimin e ndërtesave me dobësi sizmike dhe rekomandon masa urgjente të gatishmërisë ndaj tërmeteëve. Në kërkimet e ardhshme, duhet të përcaktohet vlera e indeksit sizmik të nevojshëm për mbrojtjen e ndërtesave dhe duhet të zhvillohen gjithashtu skema të rinovimit sizmik teknikisht të rregullta dhe me kosto efektive.

5.0 TËRMETET DHE REGJISTRIMET SIZMIKE

5.1.0 Njohuri themelore mbi veprimin e termetit

Tërmeti paraqet lëkundjet të tokës të cilat përcjellen në struktura të që shkaktojnë zhvendosje, shpejtësi dhe nxitim në strukturën e shqyrtuar.

Në modelimin matematikor këto manifestohen si forca horizontale të shkaktuara nga inercioni dhe ndryshojnë me kohën dhe janë në funksion direkt me masën, shtangësinë, rezistencën, elasticitetin, duktilitetin, aftësinë e shuarjes, frekuencave vetjake, karakteristikat e truallit etj.

Mbi bazën e analizave të vrojtimeve të shumta, sizmologjike në radhë të parë, konsiderohet se rruzulli tokësor me rreze rreth 6370km përbehet nga tri shtresa gati koncentrike, që janë: “korja” e Tokës me trashësi 30 ÷ 60km, “manteli” i saj që shkon deri në thellesinë 2900km dhe, në fund, berthama që përbehet nga “berthama e brendshme” dhe “berthama e jashtme”. Nga analiza e regjistrimeve sizmografike të një termeti të ndodhur në vitin 1909 në Kroaci, shkencetari kroat Mohorovicic (Andrija Mohorovicic, 1857 – 1936) identifikonte në thellesinë rreth 50km nga sipërfaqja e Tokës një sipërfaqe, e cila ndante pjesën e ngurtë të Tokës (“litosfera”) – ku bënte pjesë korja e saj dhe shtresa e sipërme e mantelit, nga pjesa “plastike” e Tokës. Kjo sipërfaqe njihet sot si “mos-vazhdueshmeria Moho” (“Moho Discontinuity”), e cila është gjithashtu një nocion kryesor i Sizmologjisë fundamentale.

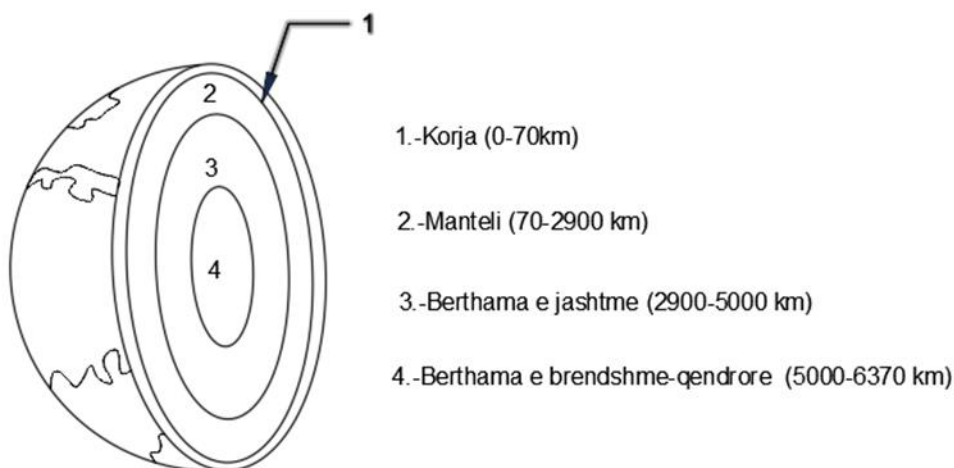


Figura 35 Paraqitja e strukturës së brendshme të tokës

5.1.1 Origjina e termeteve

Shumica dërrmuese e termeteve në Tokë janë të origjinës tektonike. Shkakët e këtyre termeteve lidhen me zhvendosjet relative të ngadalshme të masave të mëdha shkëmbore në koren dhe mantelin të sipërme të Tokës, të cilat ndodhin përgjatë rrafshëve apo sipërfaqeve të shkeputjeve tektonike. Nga zhvendosje të tilla akumulohet një energji e madhe potenciale deformimi, e cila shoqërohet me rritjen e sforcimeve në mantelin shkëmbor që mbush shkeputjet tektonike. Kështu, gradualisht vjen momenti kur në zonat më të sforcuara tejkalohet kufiri i rezistencës së materialit: aty ndodh një thyerje e menjëhershme e tij e cila njihet me terminologji termet.

Nga pikepamja energjetike, gjatë kësaj dukurie natyrore ndodh shndërrimi në energji kinetike i energjisë potenciale të akumuluar nga deformimet e mëdha. Energjia kinetike shfaqet në formën e valeve elastike (sizmike) që përhapen në të gjitha drejtimet.

Shpjegim shkencor për dukurinë e termeteve dhe origjinën e tyre e ka paraqitur gjeologu amerikan Reid (Harry Fielding Reid) përmes studimit të termetit të San Franciskos (1906) ku paraqiti teorinë e tij të shtytjes elastike (Elastic rebound theory) përmes të ciles shpjegon se energjia e deformimit të akumuluar në një thyerje tektonike çlirohet si energji vibracionesh në brendësi dhe sipërfaqe të tokës.

Teoria e Reidit u zhvillua më vonë në kuadrin e teorisë globale të levizjes së pllakave tektonike të Tokës. Në formën e një hipoteze të pare kjo teori u paraqit fillimisht më 1915 nga gjeofizicieni gjerman Wegener (Alfred Wegener 1880-1930). Por, “levizja e kontinenteve”, zgjerimi i fundit të oqeanëve dhe levizja e pllakave dhe mikropllakave litosferike si shkaqe të termeteve tektonike do të trajtoheshin plotësisht vetëm në vitet 1960. Kjo u realizua në vitin 1962, kur gjeologu i shquar amerikan Hess (Harry Hess, 1906-1969) publikoi “Teorinë e pllakave”.

Sot konsiderohet se korrja e Tokës është e përbërë nga 10-12 pllaka të mëdha tektonike si dhe një numër pllakash më të vogla që ndodhen ndërmjet tyre (“mikropllaka”). Pllakat dhe mikropllakat kanë trashëri të ndryshme, që shkon nga pak kilometra në oqeanë, deri në 80km e më shumë në pjesët kontinentale të Tokës. Ato levizin (“notojnë”) mbi pjesën më pak të ngurtë e gati plastike të mantelit, duke pasur si “motor” fenomenet termike që ndodhin në brendësi të Tokës. Termetet lindin kryesisht në kufijtë midis pllakave tektonike apo mikropllakave.

5.2 Karakteristikat themelore te termeteve

Hipoqendra dhe epiqendra e termetit

Zona ne brendesi te Tokes ku ndodh procesi I thyerjes se masave shkembore gjate termetit quhet “hipoqender” ose “vater” e termetit. Kjo eshte origjina nga ku perhapen valet sizmike. Projektioni I vates ne siperfaqe te Tokes quhet epiqender.

Thyerja qe ndodh ne vaten e termetit perhapet shpejt gjate planit te shkeputjes tektonike. Ne termetet e forta thyerja mund te dale deri ne siperfaqe te Tokes, duke u shfaqur ne forme te carash te truallit apo shkeputjeve te dukshme tektonike, madhesia e te cilave varet nga fuqia e termetit.

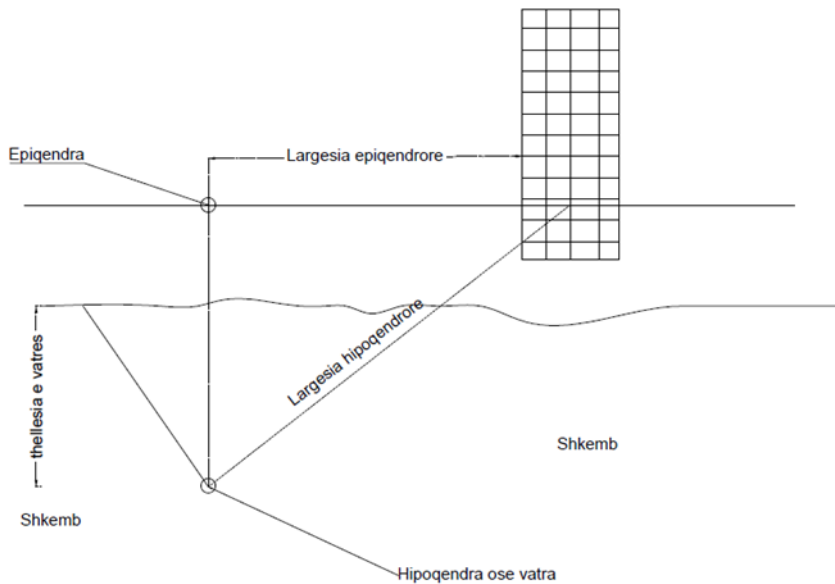


Figura 36 Hipoqendra, epiqendra dhe karakteristika tjetra ne nje termet

Me shpesh, termetet tektonike I kane hipoqendrat e tyre ne thellesine 20-60km nga siperfaqja e Tokes. Keto termete quhen “normale”. Por, vadrat e shumices se termeteve kontinental nuk jane me

te thella se 20km. Ketu hyjne pergjithesisht edhe termetet e Shqiperise. Ne rastin e nje termeti me vater te thelle, duhet pritur qe ai te ndihet ne siperfaqe te medha, por te shkaktoje demtime me te vogla ne krahasim me termetet e ceketa me po ate fuqi.

5.3 Valet sizmike

Kur gjatë një tërmeti, ndodh zhvendosja dhe shkatërrimi i menjëherëshëm i masës shkëmbore, Toka reagon si një trup elastik dhe valët elastike të quajtura në këtë rast valë sizmike, përhapën në të gjithë drejtimet e saj. Sipas një ndarje kryesore, ato mund t'i gruponim në valë sipërfaqësore dhe valë vëllimore.

Valët vëllimore, i ndajmë në:

Valët P (valët primare apo gjatësore) që shkaktojnë lëvizje të mjedisit (grimcat e tij) sipas drejtimit të përhapjes së valës.

Valët S (valët sekondare apo tërthore) që shkaktojnë lëvizje në drejtim normal me drejtimin e përhapjes së valës.

Valet P

Valet sizmike dallohen se pari ne “valet vellimore” dhe “valet siperfaqesore”. Valet vellimore perhapen nga vatrart e termetit ne shtresat e brendshme te Tokes. Vete keto ndahen ne vale paresore (P) dhe sekondare (S).

Valet P ndryshe quhen edhe vale gjatesore. Shpejtesia V_p e perhapjes se tyre ne mjedise homogjene izotrope, me modul elasticiteti E , koeficient te Puasonit ν dhe densitet ρ , teorikisht llogaritet sipas formules:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

Ku λ dhe G (moduli ne prerje) jane konstante te Lames-se:

$$\lambda = \frac{E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Valet P perhapen ne te gjitha llojet e mjedisve. Ne masat shkembore te Tokes ato perhapen me shpejtesi rreth 7-8km/sek (5.8km/sek ne kore, 11.3 km/sek ne berthame).

Gjate perhapjes se tyre valet P shkaktojne ndryshimin e vellimit te mjedisit ku ato kalojne, duke alternuar dukurine e shtypjes me ate te terheqjes se tij. Keto vale jane te afta qe, ne analogji me valet e zerit, te pershkojne edhe shtresat kompakte te forta, sic jane p.sh. masivet malore prej graniti, por edhe mjeside te lengeta, si p.sh. oqeanet. Ne uje, shpejtesia e perhapjes se tyre eshte rreth 1.5km/sek.

Ngjashmeria e valeve P me ato te zerit shfaqet edhe ne ate qe valet P mund te dalin ne sipërfaqe te Tokes dhe ne atmosfere si ne vale zanore. Keto te fundit, kur jane te frekuencave me te medha se 15Hz, ndihen nga njerezit. Keto jane zhurmat e para karakteristike te termeteve. Veprimi I valeve P sikurse ndodh nga goditja e nje vale ajrore, shkakton zhurme dhe kercitje te xhamave ne dritare.

Valet S

Valet S qe ndryshe quhen vale terthore, jane vale me pak te shpejta se valet P. Ne mjediset homogjene e izotrope shpejtesia V_s e perhapjes se tyre ne llogaritet me formulen

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Praktikisht ne masat shkembore te Tokes valet S perhapen me shpejtesi 4-5kmsek (3-3.5km/sek ne koren e Tokes, 7-7.5km/sek ne mantel). Shpejtesia e valeve terthore perdoret gjeresisht ne Gjeotenike sin je nga treguesit kryesore per te karakterizuar fortesine e trojeve ndertimore.

Eurokodi 8 I projektimit të ndertesave rezistente ndaj termetit (EN-1998) përdor pikërisht kriterin e shpejtësive V_s për të bërë ndarjen e trojeve në 5 tipe kryesore (A,B,C,D,E).

Valet tërthore shkaktojnë zhvendosje të grimcave të mjedisit ku ato kalojnë në drejtimin perpendicular me drejtimin e rrugës së këtyre valeve. Pra, kalimi i valeve S shkakton dukurine e prerjes. Është kjo arsyeja që valet S nuk mund të kalojnë nëpër ato pjesë të Tokës që përbehen nga masa të lehtëta (detet, oqeanet). Praktikisht, në ujë shpejtësia e përhapjes së tyre është zero ($V_s=0$).

Kuptohejt se gjatë një termeti të parat që ndihen dhe regjistrohen në stacionet sizmike janë valet me të shpejta, dmth. Valet përsore P. Me pas, mberrijnë valet S, të cilat lëkundin gjithçka dhe nga të gjitha anët. Valet S zhvendosin sipërfaqen e truallit si në drejtimin vertical ashtu edhe në atë horizontal. Në fakt janë këto lëkundje që mund të shkaktojnë dëmtime të mëdha të ndertesave.

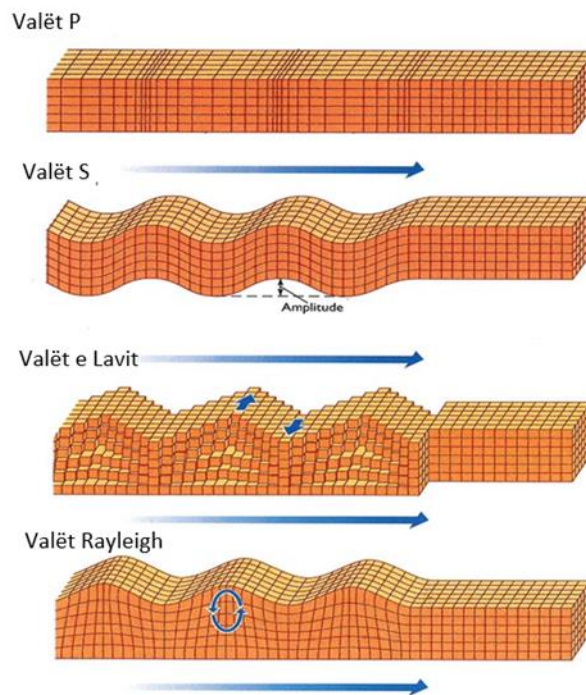


Figura 37 pet e valeve sizmike

Valët sipërfaqësore

Kur mbërrijnë në sipërfaqe të Tokës, valet vëllimore P dhe S shkaktojnë shfaqjen e “valëve të sipërfaqes”. Këto quhen kështu sepse përhapja e tyre është e kufizuar vetëm në një shtresë pranë sipërfaqes së Tokës. Valët sipërfaqësore janë të ngjashme me valëzimet që vërehen në liqene.

Lëkundje më të mëdha ato shkaktojnë në sipërfaqe. Me rritjen e thellësisë amplitude e lëkundjeve të tyre bëhet gjithnjë e më e vogël.

Valët sipërfaqësore ndahen në dy lloje: 1. – Valët e Lavit (sipas shkencëtarit të shquar anglez Augustus Love, 1893-1940), dhe 2. – Valët e Rejleit (sipas shkencëtarit të njohur anglez John Strutt, I njohur si Lordi Rayleigh, 1842-1919).

Valët e Lavit që shpesh dallohen me shkronjën Q, I detyrojnë grimcat e truallit të lëkunden sa në një anë në tjetrën në plane paralele me sipërfaqen e Tokës, por në drejtim perpendicular me atë të përhapjes së tyre. Këto vale u ngajnë valëve vëllimore S sepse shkaktojnë dukurinë e prerjes në mjediset ku ato kalojnë, por me ndryshimin që nuk kanë përbërëse vertikale. Efekti I valëve Q pasqyrohet në lëkundjet horizontale të truallit që u komunikohen themeleve të ndërtesave.

Lloji I dytë I valëve sipërfaqësore, valet e Rejleit shënohen shkurt me R. Ngjashëm me ujën e valëve të detit, grimcat e materialit që “kapen” nga valet e Rejleit levizin horizontalisht dhe vertikalisht në planin vertical të orientuar sipas drejtimit të përhapjes së valëve. Kështu, lëvizja rezultatet që bëjnë grimcat e shtresës ku kalon vala R bëhet sipas një elipsi në planin vertical të përhapjes së kësaj vale. Kjo lëvizje shkakton njëherish dukurinë e shtypjes – tërheqja dhe të prerjes. Me largimin nga epiqendra, karakteri I lëkundjeve që shkaktojnë valet e Rejleit ndryshon.

Valët sipërfaqësore përhapen më ngadalë se valët vëllimore. Valët e sipërfaqes kanë një shpejtësi përhapjeje prej 1.5-5km/sek në troje shumë kompakte ose shkëmbore dhe 0.5-1.5km/sek ose dhe më të vogla në troje jo të forta. Nga të dyja llojet, Q dhe R, të valëve sipërfaqësore, valët e Lavit Q janë përgjithësisht më të shpejta.

Në regjistrimet e tërmeteve, valët sipërfaqësore karakterizohen me amplitude përgjithësisht më të mëdha se të valëve vëllimore. Valët sipërfaqësore zotërojnë energji relativisht të mëdha, prandaj mund të shkaktojnë dëmtime e shkatërrime të objekteve ndërtimore.

5.4 Vlerësimi i tërmeteve dhe dëmtueshmëria në struktura

- Intensiteti i tërmeteve dhe shkallët sizmike

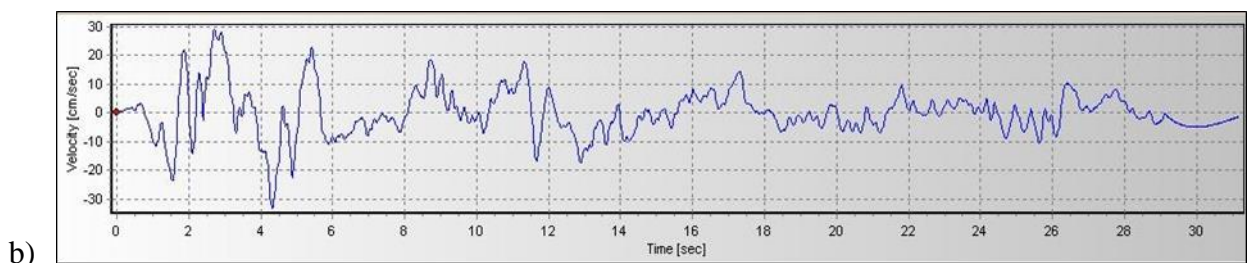
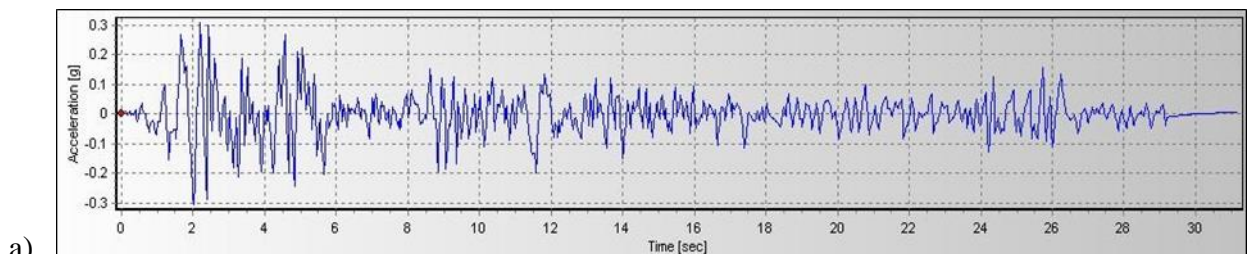
Instrumentet që regjistrojnë lëvizjet sizmike dhe valët sizmike ndahen në dy kategori kryesore:

1. Sizmografët, të cilët regjistrojnë zhvendosjen e truallit si një funksion të kohës.
2. Akselerografët, të cilët regjistrojnë shpejtimin e truallit si një funksion të kohës.

Regjistrimet e sizmografëve quhen sizmograma të cilët zakonisht bëjnë regjistrime të vazhdueshme në kohë reale, ndërsa regjistrimet e akselerografëve quhen akselerograma që zakonisht punojnë në atë mënyrë që realizojnë regjistrime vetëm kur shpejtimi i truallit kapërcen një nivel të caktuar.

Nga “leximi” I nje sizmogramme percaktohen karakteristikat e lekundjes se regjistruar, mbi baze e te cilave nxirren perfundime mbi madhesine e termetit dhe largesine e stacionit sizmik nga epiqendra, lokalizimi i saktei epiqendrave behet duke shfrytezuar largesite epiqendrore qe japin tri ose me shume stacione sizmike.

Per inxhienirer sizmike me interes eshte percaktimi I shpejtimeve sizmike te truallit te cilat arrihen permes regjistrimeve nga akselerogramat, te cilat nuk kane regjim te vazhdueshem pune, filloj te regjistrojne vetem gjate goditjeve te forta sizmike dhe perfundojne derisa lekundjet e truallit te zbresin nen nje nivel te caktuar.



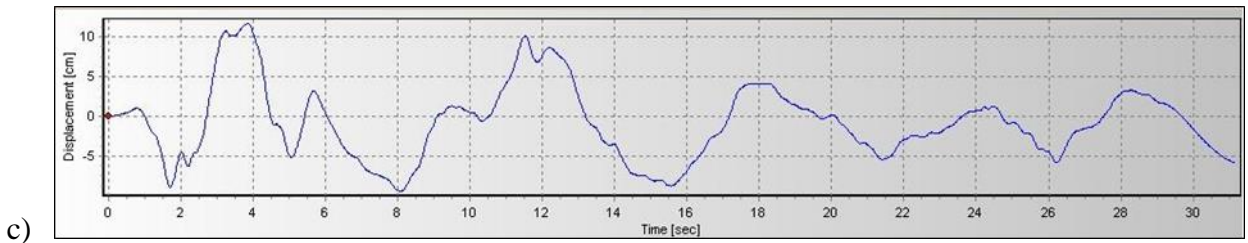


Figura 38 a) Akselerograma e komponentes veri–jug (N-S) të tërmetit EI-Centros; (b) diagramet për shpejtësi; (c) diagramet për zhvendosje

5.5 Sizmiciteti

Sizmiciteti i një rajoni a territori të dhënë shprehet me anë të magnitudave të tërmeteve të ndryshme. Magnituda është një nocion themelor për vlerësimin e tërmetit. Ajo është konceptuar si një madhësi pa përmasa dhe jepet duke iu referuar shkallës së Rihterit. Duke zgjedhur si referencë një kurbë $\log A_0$ që i korrespondon një tërmeti të dobët, (tërmet me magnitudë zero), magnituda M e një tërmeti tjetër me magnitudë A , u përkufizua si diferenca $\log A - \log A_0$, pra:

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

Një shprehje analitike për vlerësimin magnitudës, dhënë se pari nga Rihter është:

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

A – amplituda; R – largësia nga burimi sizmik; C_1 dhe C_2 –koeficienti që marrin parasysh kushtet lokale të truallit

Magnituda është në fakt një formë shprehëse e energjinë E të çliruar nga tërmeti në vatrën e tij. Marrëdhënia midis E dhe M jepet me shprehjen:

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

Në praktikë magnituda e tërmetit, M , llogaritet duke ndjekur procedurën e ilustruar:

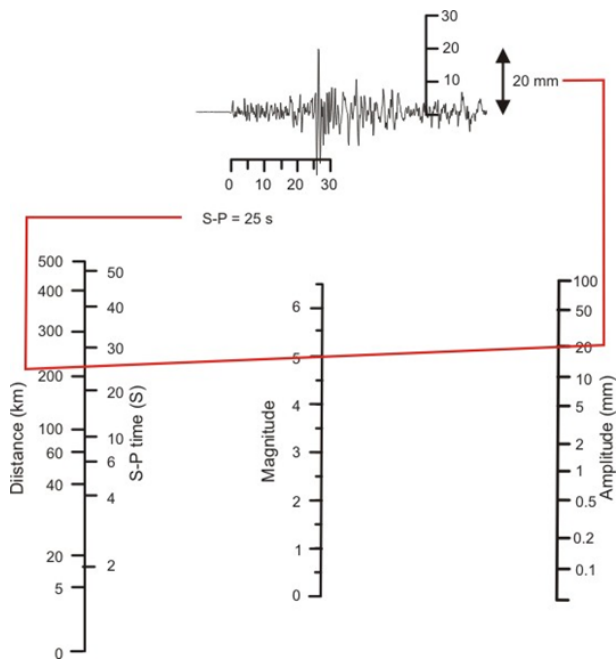


Figura 39 Procedura për llogaritjen e magnitudës

Hapat e llogaritjes së magnitudës

1. Vlerësohet largësia nga vatra e tërmetit, duke përdorur interealin kohor midis dy valëve S dhe P, ($S-P=25\text{sec}$)
2. Matet amplituda A në sizmogramë (22mm)
3. Tërhiqet një drejtëz midis pikave përkatëse të largësisë (majtas) dhe amplitudës (djathtas) dhe përfitohet magnituda ($M_L=5.0$)






Dëmtimet reale pasqyrohen të diferencuara në të ashtuquajturat shkallet sizmike. Shkalla e parë e intensitetit u përpunua nga italianit De Rossi dhe zvicerrani Foreli (RF) dhe është shkallë 10 ballëshe. Një shkallë më të perfeksionuar e propozoi Merkali, ku një variantë e kësaj shkalle 12 ballëshe quhet shkalla e modifikuar e Merkalis (MM) e cila përdoret në SHBA dhe disa vende tjera të botës. Një variant tjetër i kësaj shkalle me modifikimet e bëra nga Cancan dhe Sieberg, njihet me shkurtesën MCS. Një shkallë tjetër që ka gjetur përdorim, është shkalla MSK nga (Medvedev, Sponhauer, Karnik), ku mbi bazën e kësaj shkalle (Shkalla MSK) sot përdoret *Shkalla Makrosizmike Europiane EMS-1992* dhe EMS-98 “*European Macroseismic Scale*”), të cilat sot përdoren në Kontinentin e Europës.

Shkalla EMS-1998 ndryshe quhet shkalla EM-98, kjo shkallë përdor konceptin e vunerabilitetit për të bazuar diferencimin e mënyres me të cilën ndërtesat reagojnë ndaj lëkundjeve të tërmetit.

Klasifikimi i dëmtimeve në shkallën EM-98 është bërë duke iu referuar kryesisht dy tipeve kryesore të ndërtesave: I – *Me mure mbajtëse* (Strukturat muraturë); II – *Betonarme*.

Për tipin e parë, struktura me mure mbajtëse (I) dallohen 5 gradë dëmtimesh, me këto karakteristika si në tabelë:

Tabela 14 klasifikimi i dëmtimeve për strukturat muraturë sipas EM-98

Klasifikimi i dëmtimeve për strukturat muraturë	
	Grada 1: Dëmtime të papërfillshme deri të lehta (dëmtime jo strukturore). Plasaritje shumë të holla në shumë pak mure. Vetëm rënie copash të vogla të suvatimit. Rënie në raste të rralla të gurëve të palidhur nga pjesët e sipërme të ndërtesave.
	Grada 2: Dëmtime të moderuara të mesme (ka dëmtime të lehta strukturore, dëmtime të moderuara jo strukturore). Çarje në shumë mure. Rënie e copave mjaft të mëdha të suvatimit. Rrëzim i pjesshëm i oxhaqeve.
	Grada 3: Dëmtime të rëndësishme deri të rënda (ka dëmtime të moderuara strukturore, dëmtime të rënda jo strukturore). Çarje të gjera dhe të shumta në shumicën e mureve. Tjegullat shkëputen. Shkatërrim oxhaqesh. Shkatërrim i elementeve të veçanta jo strukturore (muret ndarëse).
	Grada 4: Dëmtime shumë të rënda (dëmtime të rënda strukturore, dëmtime shumë të rënda jo strukturore). Prishje të konsiderushme të mureve; shkatërrime të pjesshme strukturore të çatave dhe dyshemeve (konstrukcionit meskator).
	Grada 5: Shkatërrim (dëmtime shumë të rënda strukturore). Rrëzim i plotë ose pothuajse i plotë.

5.6 Rreziku sizmik dhe vulnereabiliteti

Dy kategori mjaft të përdorshme në aplikimin e studimeve sizmologjike, për dhënien e parametrave që zakonisht përdorin ndërtimtaret, janë *rreziku sizmik H* (“Seismic Hazard”) dhe *risku sizmik R* (“Seismic Risk”). Me analizën e rrezikut sizmik merret sizmologjia. Rreziku sizmik shprehet nga probabiliteti i ndodhjes së një ngjarje sizmike (tërmeti i pritshëm) me karakteristikat të përcaktuara. Risku sizmik është probabiliteti i ndodhjes së këtyre pasojave. Rezultati përfundimtar i analizës së rrezikut sizmik mund të jetë përshkrimi i intensitetit të tërmetit me magnitudë të caktuar. Hartat e rrezikut sizmik mund të shprehin intensitetin ose nxitimin gjatë tërmetit. Trajtimi probabilitar i rrezikut sizmik mund t’i referohet edhe shpejtësisë dhe zhvendosjeve sizmike të truallit, apo vlerave spektrale të këtyre madhësive. Kurse rezultat i një analize të riskut sizmik mund të ishte probabiliteti i demit prej një tërmeti me magnitudë të caktuar. Në analizën e riskut përfshihet së pari analiza e rrezikut sizmik, d.m.th. vlerësimin e shpejtëve maksimale sizmike të truallit në sheshin e dhënë të ndërtimit, duke iu referuar një probabiliteti të caktuar mos-kapërcimit të atyre shpejtëve gjatë një periudhe të dhënë kohore. Theksojmë se periudha kohore rekomandohet të jetë sa jetëgjatësia ekonomike e objektit.

Me interes është edhe përcaktimi i kohës mesatare të përsëritjes së një tërmeti që është e ashtuquajtura *perioda e përsëritjes RP* (“Return Period”). Koncepti i periodës RP lidhet drejtpërdrejt me përcaktimin e tërmetit të projektimit.

Në bazë të EC 8 janë dy lloje të riskut (tërmete) të specifikuar:

Tërmeti i shfrytëzueshmërisë me probabilitet 10% në 10 vjet	perioda kthyese T=95 vjet
Tërmeti i projektimit, me probabilitet 10% në 50 vjet	perioda kthyese T=475 vjet

Për të mundësuar analizat inxhinierike të riskut përdoret kuptimi i vulnereabilitetit, ku nëpërmjet vulnereabilitetit shprehet shkalla e dëmtimeve apo, më gjërë shkalla e humbjeve të mundshme (njerëzore, materiale, ekonomike), të cilat vlerësohen në varësi të madhësisë së tërmetit d.m.t.h. të intensitetit i apo të shpejtimit a_g të tij.

Në këndvështrimin ekonomik vulnereabiliteti tregon shkallën e dëmtueshmërisë së një ndërtese, pra humbjet që mund të shkaktohen aty nëse eventualisht ndodh një tërmet me parametra të caktuar. Psh. nëse vlera e një ndërtese zvogëlohet nga 500 000\$ në 300 000 \$ pas rënies së një tërmeti atëherë mund të themi se, në përqindje (%), vulnereabiliteti i asaj ndërtese për atë tërmet është:

$$\frac{500\,000 - 300\,000}{500\,000} = \frac{200\,000}{500\,000} = 40\%.$$

5.7 Standartet Europiane të Projektimit

Eurokodet janë dhjetë standardet evropiane (EN; rregullat teknike të harmonizuara) që specifikojnë se si të bëhet projektimi strukturor brenda Bashkimit Europian (BE). Këto u hartuan nga Komiteti Europian për Standardizim me kërkesë të Komisionit Europian.

Qëllimi i Eurokodeve është të sigurojë:

- një mjet për të vërtetuar pajtueshmërinë me kërkesat për forcën mekanike, stabilitetin dhe sigurinë në rast zjarri të vendosur me ligjin e Bashkimit Europian
- një bazë për specifikimet e kontratës së ndërtimit dhe inxhinierisë
- një kornizë për krijimin e specifikimeve teknike të harmonizuara për produktet e ndërtimit

Modelimi strukturor i ndërtesave dhe punëve të tjera të inxhinierisë së ndërtimit përfshijnë:

- aspektet gjeoteknike;
- modelimi strukturor ndaj zjarrit;
- situata përfshirë tërmetet, ekzekutimin dhe strukturat e përkohshme

NDARJET E EUROKODEVE

EN 1990 – Eurokodi 0: Bazat e projektimit dhe llogarise së strukturave (EC0)

EN 1991 – Eurokodi 1: Veprimet në Struktura (EC1)

Pjesa 1 – 1 Veprimet e përgjithshme-Dendësia, pesha vetjake, veprimet shfrytëzuese për objekte

Pjesa 1 – 2 Veprimet e përgjithshme – Veprimet në strukturat e nënshtruara nga zjarri

Pjesa 1 – 3 Veprimet e përgjithshme – Ngarkesa nga dëbora

Pjesa 1 – 4 Veprimet e përgjithshme – Veprimet nga era

Pjesa 1 – 7 Veprimet e përgjithshme – Veprimet aksidentale

EN 1992 – Eurokodi 2: Projektimi dhe llogaria e strukturave prej betonit (EC2)

EN 1993 – Eurokodi 3: Projektimi dhe llogaria e strukturave prej çelikut (EC3)

EN 1994 – Eurokodi 4: Projektimi dhe llogaria e strukturave kompozite prej çelikut dhe betonit (EC4)

EN 1995 – Eurokodi 5: Projektimi dhe llogaria e strukturave prej drurit (EC5)

EN 1996 – Eurokodi 6: Projektimi dhe llogaria e strukturave murature (EC6)

Pjesa 1– 1: Rregullat e përgjithshme për muret e pa armuara dhe të armuara

Pjesa 1 – 2: Rregullat e përgjithshme për mbrojtjen kundër zjarrit

Pjesa 2: Konsiderata e llogaritjes– projektimit, zgjedhja e materialit dhe ekzekutimi i ndërtimit

Pjesa 3: Metodat e thjeshtuarapër llogaritjen e strukturave

EN 1997 – Eurokodi 7: Projektimi dhe llogaria gjeoteknike (EC7)

EN 1998 – Eurokodi 8: Projektimi dhe llogaria e strukturave perrezistencene termeteve (EC8)

Pjesa 1: Rregulla të përgjithshme, veprime sizmike dhe rregulla për ndërtesat

Pjesa 1– 9: Rregulla specifike për strukturat muraturë

EN 1999 – Eurokodi 9: Projektimi dhe llogaria e strukturave prej aluminit (EC9)

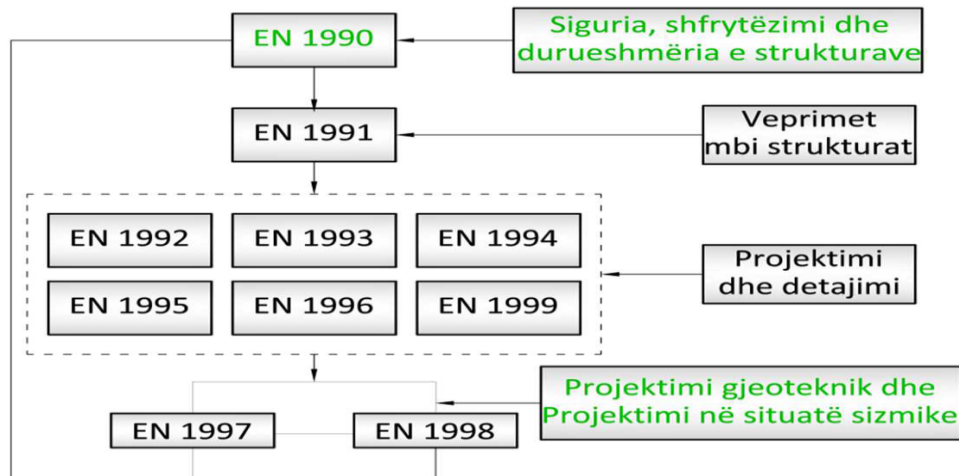


Figura 40 Lidhjet midis Eurokodeve

Struktura duhet të jetë e projektuar dhe e ndërtuar për t'i bërë ballë veprimit sizmik të projektimit pa shembje lokale ose të përgjithshme. Ai gjithashtu duhet të ruajë integritetin strukturor dhe kapacitetin mbajtës pasi të jetë nënshtruar një tërmeti me intensitet të pritshëm (tërmeti i projektimit).

Nëse struktura i nënshtrohet veprimeve sizmike që kanë probabilitet më të lartë të shfaqjes sesa tërmeti i pritshëm i projektuar, por me një intensitet më të vogël, nuk duhet të ketë dëmtime të elementeve strukturorë ose jo-strukturorë që mund të kufizojnë përdorimin e struktues, ose kostot e dëmtimeve do të ishin në përpjestim të lartë.

Prandaj, dy gjendje themelore bazë, sipas EN 1990 që korrespondojnë me kriteret e mësipërme, duhet të verifikohen në projektimin e një strukture për t'i rezistuar ngarkesave sizmike: Gjendja kufitare mbajtëse (ULS-Ultimate Limit State)

1. Gjendja kufitare e përdorimit (SLS-Serviceability Limit State)

Gjendja kufitare mbajtëse që ka lidhje me:

- sigurinë e njerëzve dhe
- sigurinë e strukturës

Gjendja kufitare e përdorimit që ka lidhje me:

- funksionimin e strukturës ose të elementeve strukturore gjatë përdorimit normal;
- komoditetin e njerëzve;
- pamjen (paraqitjen) e veprës së ndërtimit

Situatat llogaritëse – Design situations

Situata llogaritëse relevante duhet të zgjedhet duke llogaritur rrethanat me të cilat struktura duhet të plotësoj funksionin e saj.

Situatat llogaritëse duhet të klasifikohen si:

- Situatat e përhershme llogaritëse, të cilat ju referohen kushteve për rastet e shfrytëzimit të rëndomtë
- Situatat e kaluese-përkohshme llogaritëse, të cilat ju referohen kushteve të përkohshme të zbatueshme të strukturës, gjatë ndërtimit ose riparimit
- Situatat llogaritëse aksidentale, të cilat ju referohen kushteve të jashtëzakonshme të mundura në struktura ose ekspozimit të tyre, sikur zjarri, eksplozimi, ndikimi nga dëmtimet lokale
- Situatat sizmike llogaritëse, të cilat ju referohen kushteve të përdorimit të strukturës ku kemi veprim shtesë sizmiken

5.8 Kërkesat e performancës dhe kriteret e projektimit antisizmik

5.8.1 Kërkesat themelore

Varësisht nga shkalla e intensitetit të tërmetit, reagimet sizmike që transmetohen ndryshojnë ndërmjet tyre. Shkalla e veprimit të tërmetit mund të jetë e ulët, jo shumë e fortë, me mundësi të lartë të dëmeve dhe me probabilitet të perseritjes së madhe, por vlerësimi më i rëndësishëm është vlerësimi për një tërmet të mundshëm të fuqishëm ose shumë të fuqishëm, por me probabilitet të ulët. Kërkesat bazë dhe kriteret për projektim varen në përputhje me fuqinë e tërmeteve. Në përputhje me EC8, dy kërkesa të veçanta merren në konsideratë:

- Për një tërmet të fortë (**Kërkesa e pa dëmtueshmërisë**)

Si vlerë e rekomanduar për shpejtësinë e veprimit sizmik të projektimit apo shkurt tërmetit të projektimit jepet *perioda e tij e përsëritjes*, $T_R=475$ vjet, ($T_{NCR}=475$ vjet - për kërkesën e pa

dëmtueshmërisë). Kjo vlerë i përgjigjet një **probabiliteti të kapërcimit** $P_R= 10\%$ në $T_L= 50\text{-vite}$, ($P_{NCR}=10\%$ - për kërkesen e pa dëmtueshmërisë).

Si kriter korrespondues projektimi është që të mundësohet përballimi i një tërmeti të fortë e relativisht të rrallë, i cili mund të mos ketë dëmtime strukturore si përmbysja, rrëshqitja, shembjet, shkatërrimet globale apo lokale të ndërtesës që do të ishin te rrezikshme sidomos për sigurinë e njerëzve. Projektimi duhet të sigurojë atë që, pas tërmetit, struktura të ruajë akoma një integritet strukturor dhe kapacitet mbajtës të konsiderueshëm. Tërmeti korrespondues i kësaj kërkesë cilësohet "tërmet i projektimit", kurse niveli i projektimit njihet me emërtimin **Gjendja kufitare mbajtëse** (ULS -*Ultimate Limit State*). Sipas kësaj kërkesë bazë, sistemi strukturor duhet të verifikohet për sa i përket rezistencës së mjaftueshme dhe kapacitetit shuarës (disipues) të energjisë sizmike, karakteristika këto të lidhura me reagimin jolinear të strukturave.

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

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

Si kriter projektimi që i përgjigjet kësaj kërkesë është përballimi i tërmeteve të moderuara, pra jo të forta e relativisht të shpeshta, në mënyrë të tillë që të lejueshme janë vetëm disa deformime të kufizuara, të cilat nuk komprometojnë kërkesat specifike të funksionit të një ndërtese. Projektimi që i referohet kriterit të mësipërm njihet me emërtimin **Gjendja e Kufizimit të Dëmtimeve** (*Damage Limitation State*).

Tabela 15 Lidhja në mes të gjendjeve kufitare dhe niveleve të performancës

Gjendjet kufitare	Nivelet e performances		
	Dëmet e kufizuara	Dëmet e Konsiderueshme	Pranë Kollapsit
Plasaritjet			
Nderjet fillestare			
Ndarjet			
Paraqitja e çërnjerave			
Përkuljet Lokale			
Goditjet			
Thyerjet/Çarjet			
Përkuljet Globale			

Zhvendosjet
(Cedimet)

Projektimi i strukturave ndërtimore në rajonet sizmike synon një mbrojtje sa më të sigurt të tyre ndaj tërmeteve të mundshëm, duke kërkuar zgjidhje korrekte inxhinierike, por edhe të pranueshme nga ana ekonomike. Problemi qëndron pikërisht në caktimin e masës së dëmtimeve të pritshme, pra në nivelin e riskut sizmik që pranohet të merret.

Objektivi i performancës ka dy pjesë përbërëse thelbësore: gjendjen e dëmtimit dhe një nivel korrespondues të rrezikut sizmik.

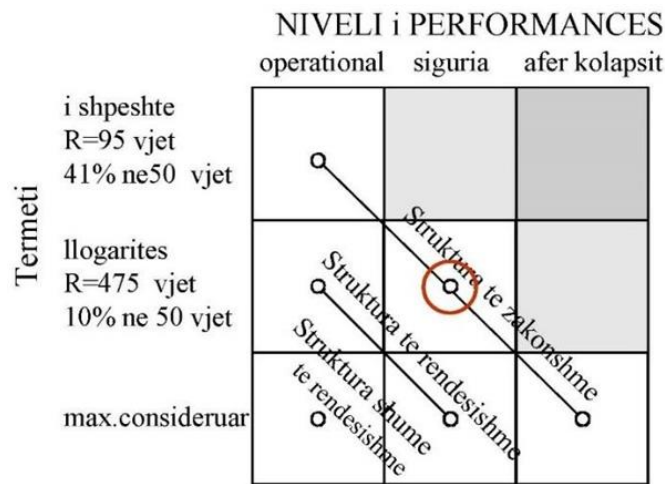


Figura 41 Nivelet e performancës, probabiliteti vjetor dhe renditja sipas rëndësisë së tyre

5.8.2 Verifikimi i Sigurisë dhe Faktorët e Sigurisë për Materialet

Siguria e një strukture ndaj tërmeteve është një funksion i mundshëm i cili varet nga veprimi sizmik i pritur dhe aftësia e sistemit strukturor për t'i rezistuar tërmetit. Sipas EC 6 dhe EC 8, marrëdhënia e përgjithshme e mëposhtme duhet të plotësohet për të gjithë elementët strukturorë

$$E_d \leq R_d$$

ku E_d është vlera e projektuar e ngarkesave sizmike, dhe R_d është aftësia e projektuar të një elementi strukturor në shqyrtim. Kur trajtohet gjendja kufitare për transformimin e strukturës në një mekanizëm, duhet të verifikohet që një mekanizëm nuk ndodh nëse ngarkesat nuk tejkalojnë vlerat e tyre të projektimit.

Sipas EC 8, vlera e projektimit E_d e efekteve të ngarkesave, dmth vlera e projektimit të momenteve të përkuljes, forcave aksiale dhe forcave prerëse në situatën e projektimit sizmik përcaktohet duke kombinuar vlerat karakteristike të veprimeve përkatëse të përcaktuara në EC 8 dhe Eurokodi 1:

$$E_d = \sum G_{j,k} + \gamma_I A_{ED} + P_k + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{j,k}$ = vlera karakteristike e veprimit të përhershëm j , dmth. Pesha e vetë e strukturës (ngarkesa e vdekur), pajisjet fikse, etj.,

A_{ED} = vlera e projektimit të veprimit sizmik për periudhën e kthimit të referencës,

P_k = vlera karakteristike e veprimit të paranderjes, nëse ka,

$Q_{k,i}$ = vlera karakteristike e veprimit të ndryshueshëm i . Bora, era dhe zjarri nuk merren parasysh në rastin e një tërmeti,

γ_I = faktori i rëndësisë,

$\Psi_{2,i}$ = vlera kuazi permanent e koeficientit të kombinimit për veprimit të ndryshueshëm i (ngarkesa e gjallë). Në rastin e ndërtesave të banimit dhe zyrave, $\Psi_{2,i} = 0.3$, në rastin e zonave të kongregacionit dhe blerjeve, sidoqoftë, $\Psi_{2,i} = 0.6$.

5.9 Kufizimet nga kushtet e truallit dhe veprimi sizmik

5.8.2 Kushtet e truallit

Eurokodi 8 diferencon pesë tipe kryesore trojesh (A, B, C, D dhe E) plus dy tipe të veçanta ($S1, S2$) - (Tabela 5.3)

Tabela 16 Tipet e truallit

Tipi i truallit	Përshkrimi i profilit stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}$ (m/s)	NSPT (goditje/30cm)	C_u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë të shumtën 5m material më të dobët në sipërfaqe.	>800	–	–

B	Depozitime me rërë shumë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë shumë të ngurtë, të paktën me disa dhjetëra metra trashësi, të karakterizuara nga një rritje graduale karakteristike mekanike, me rritjen e thellësisë.	360 - 800	>50	>250
C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysmë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë të ngurtë, me trashësi nga disa dhjetëra në disa qindra metra.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depozitime dherash të palidhura deri gjysmë të palidhura (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezive), ose depozitime dherash që në masën mbizotëruese janë të buta (të dobëta) deri në të forta, të lidhura.	<180	<15	<70
E	Një profil dheu që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlera v_s të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon nga rreth 5m deri në 20m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbështetës me $v_s > 800$ m/sek.			
S ₁	Depozitime që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të paktën 10m trashësi- argjile/lyme të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti (PI > 40) dhe nivel të lartë ujërash nëntokësore.	<100 (tregues)	-	10-20
S ₂	Depozitime dherash të lëngëzueshme, prej argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose çdo profil tjetër dheu që nuk përfshihet në tipet A-E ose S ₁ .			

Vendi i ndërtimit këshillohet të klasifikohet sipas vlerës së shpejtësisë së valëve sekondare (tërthore) - $v_{s,30}$, e cila (për vende ndërtimi me shumë shtresa) llogaritet sipas shprehjes:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

ku:

h_i dhe v_i , tregojnë trashësinë (në metër) dhe shpejtësinë e valëve transversale (te niveli i deformimeve relative në shkëputje prej 10-5 ose me pak) të i -shtresave në total N, ekzistojnë nga lartë prej 30m.

Përndryshe, këshillohet të përdoret vlera e numrit të goditjeve nga prova e penetrimit standard, N_{SPT} . Për vendet e ndërtimit me kushte të truallit të ngjashme me ndonjë prej dy llojet e veçanta të truallit S₁ ose S₂, kërkohet që për përcaktimin e veprimit sizmik të kryhen studime të veçanta.

5.9.2 Veprimi Sizmik

Sipas EC 8, rreziku i tërmetit përshkruhet në funksion të vlerës së shpejtimit maksimal referencë i truallit (*PGA*), në truall të tipit A, a_{gR} . Vlerat e shpejtimit maksimal referencë i truallit, jepen nëpërmjet hartave të rrezikut sizmik. Aty jepen shpejtimitet maksimale në truall të tipit A, për periodën e përsëritjes së tërmetit të projektimit, $T_{NCR}=475$ vjet (ose me probabilitet referencë të kapërcimit $P_{NCR}=10\%$ në $T_L=50$ -vite). Kjo periodë referencë e rikthimit lidhet me një faktor rëndësie γ_I të barabartë me 1. Për periodat e tjera të rikthimit, të ndryshme nga ajo e referencës shpejtimi projektues në truall të tipit A është $a_g=\gamma_I a_{gR}$.

Rastet me sizmicitet shumë të ulët, ku nuk është e nevojshme të aplikohen kërkesat e EC 8, konsiderohen ato raste ku a_g është jo më se $0.04g$, ose ato ku a_g është jo më i madh se $0.05g$

5.9.2.1 Spektrat elastik sipas EuroKodit 8

Veprimi i tërmetit mund të matet nga ngarkesat horizontale dhe vertikale të tokës që rezultojnë nga një reagim sizmik. Shkalla e këtyre veprimeve është e varur nga madhësia sizmike, mekanizmi sizmik, vendndodhja dhe thellësia e veprimit në raport me vendin e subjektit, gjeologjia e shtegut të valëve sizmike midis ngjarjes dhe strukture dhe kushtet gjeologjike të strukture.

Një paraqitje e zakonshme e veprimit sizmik është ajo e një kurbe të përgjigjes së nxitimit, e cila përshkruan matjen ose pritjen e nxitimit horizontal të një sistemi me një shkallë të vetme të lirisë si një funksioni i periudhës strukture. Një spektër tipik i përgjigjes së nxitimit është paraqitur më poshtë, siç përcaktohet nga tërmeti El Centro, California i 15 tetorit 1979, me përmasa $M_S = 6.9$ (Figura 3.1).

Pasiqe forma e crregullt e spektrave të reagimit të tereneve nuk janë të pershtatshme për llogaritje poashtu karakteristika e vetëm një tërmeti nuk janë të mjaftueshme, kurbat spektrale ndërtohen për

te paraqitur karakteristikat te pergjithesuara per shume termete referuar zonave te caktuara sizmike dhe kategorive te caktuara te trojeve.

Sipas perkufizimit te EC-8 levizja e termetit ne nje pike ne siperfaqe prezantohet me spektra te nxitimit te tokes te referuar si spektra elastik te pergjigjes.

Shpejtimi maksimal referencë i truallit, i zgjedhur nga Autoritetet Kombëtare për secilën zonë sizmike, i korrespondon periudhës referencë të rikthimit TNCR të veprimit sizmik referuar kërkesës së mosshembjes (ose, në mënyrë ekuivalente, probabilitetit referencë të kalimit në 50 vjet, PNCR) zgjedhur nga Autoritetet Kombëtare

Sipas versionit të publikuar të EC8 në v.2004, spektri i reagimit elastik i shpejtimeve, që aty shënohet me S_e jepet nga:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta * 2.5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

ku:

$S_e(T)$	spektri i reagimit elastik
T	perioda e lëkundjeve e një sistemi linear me një shkallë lirie
a_g	shpejtimi sizmik i projektimit të truallit në shkëmb ose truall të fortë që llogaritet nga: $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$, ku, a_{gR} shpejtimi referencë maksimal të truallit, γ_1 është faktori i rëndësisë
T_B, T_C	kufijtë e degës të shpejtimit spektral konstant (vlerësohen nga kushtet e trualli). Eurokodi 8 diferencon pesë tipe kryesore trojesh (A,B,C,D dhe E) plus dy tipe te veçanta (S_1, S_2)
T_D	vlera që përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në spektër
S	parametri i truallit, që klasifikohet në njërin prej pesë klasave kryesore të truallit
η	faktori i korrektimit të shuarjes që përcaktohet nga shprehja më poshtë

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

për shuarje viskoze $\xi = 5\%$, $\eta = 1$

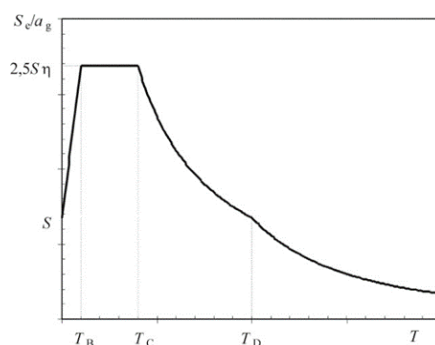


Figura 42 Forma e spektrit elastik

Zgjidhja e spektrit të projektimit (*tipi 1 ose 2*) duhet të bazohet në magnituden e tërmeteve që prekin territorin e ndërtimit sipas vlerësimeve të rrezikut sizmik. Nëse tërmeti më i madh që pritet ka një magnitudë e valëve sipërfaqësore M_S më të madhe se 5.5 atëherë rekomandohet tërmeti i *tipit 1*.

Për pesë klasat *A, B, C, D* dhe *E* të trojeve, vlerat e periodave T_B , T_C dhe T_D si dhe e parametrin të truallit S jepen përkatësisht në *tabelën 5.4* për spektrin e *tipit 1* dhe në *tabelën 5.5* për spektrin e *tipit 2*.

Tabela 17 Parametrat e truallit për tipin "1" të tërmeteve

Tipi i truallit	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.15	0.4	2.0
B	1.20	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

Tabela 18 Parametrat e truallit për tipin "2" të tërmeteve

Tipi i truallit	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

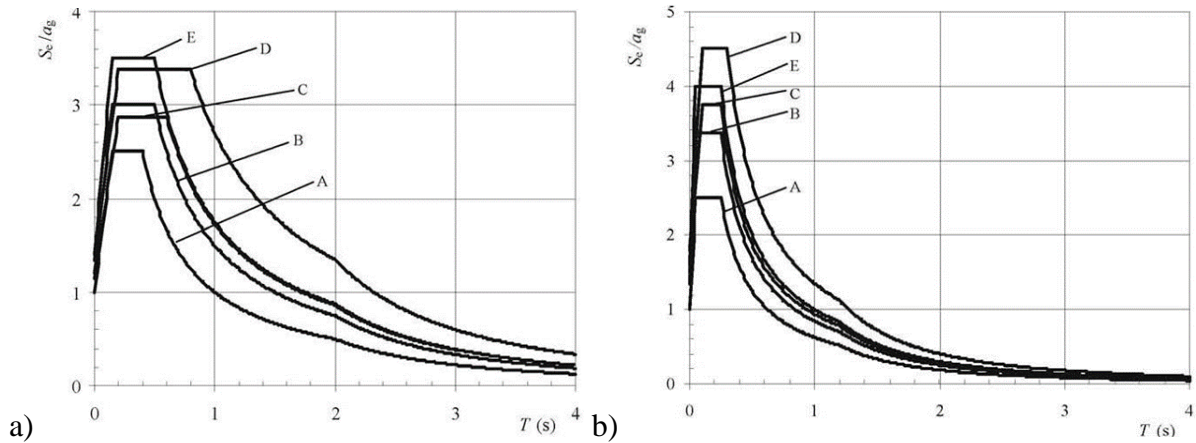


Figura 43 a Spektra e reagimit elastik të tipit 1, për truall nga A në E, shuarje 5%
Figura 44.b Spektra e reagimit elastik të tipit 2, për truall nga A në E, shuarje 5%

Vlerat tipike të rekomanduara për të dhënat hyrëse të veprimit sizmik që do të përdoren për Gjendjen e Fundit Kufitare (kërkesën e mosshembjes) janë:

PNCR=10%; TNCR=475 vite

· Kjo periudhë referencë e rikthimit lidhet më një faktor rëndësie të barabartë me 1,0. Për periudha rikthimi ose probabilitet të kapërcimit të ndryshëm nga ai I referencës, (shih klasat e rëndësisë në 2.1(3)P dhe (4) të EN 1998-1 dhe çështjen 3.2.3 të këtij materiali) shpejtimi maksimal referencë i truallit a_g , në truall të tipit A, është i barabartë me a_{gR} shumëzuar me faktorin e rëndësisë γ_I ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$) (shih shënimin në 2.1(4) EN 1998-1).

5.9.3 Spektri i projektimit për Gjendjen Kufitare

Kapaciteti i sistemit strukturor për të rezistuar veprimit sizmik në rangun jo linear mundeson projektimin e rezistencës ndaj forcave sizmike me të vogla në krahasim me pjesën lineare elastike.

Në mënyrë që të evitohet përdorimi i analizës eksplicite jolineare gjatë projektimit, adaptohet spektri i projektimit që në fakt shpreh kapacitetin e disipimit të energjisë kryesisht përmes sjelljes duktile të elementeve strukturore duke u referuar në spektin elastik të përgjigjes. Ky reduktim mundësohet me përdorim të faktorit të sjelljes q

Per komponentet horizontal te veprimit sizmik spektri I projektimit $S_d(T)$ percaktohet nga keto formula:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right) \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

ku:

$S_e(T)$	spektri i reagimit elastik
T	perioda e lëkundjeve e një sistemi linear me një shkallë lirie
a_g	shpejtimi sizmik i projektimit të truallit në shkëmb ose truall të fortë që llogaritet nga: $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$, ku, a_{gR} shpejtimi referencë maksimal të truallit, γ_1 është faktori i rëndësisë
T_B, T_C	kufijtë e degës të shpejtimit spektral konstant (vlerësohen nga kushtet e trualli). Eurokodi 8 diferencon pesë tipe kryesore trojesh (A,B,C,D dhe E) plus dy tipe te veçanta (S_1, S_2)
T_D	vlera që përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosjekonstante nëspektër

5.10 Faktori i rëndësisë

Objektet klasifikohen në 4 kategori të rëndësisë së tyre, në varësi të pasojave të shkatërrimit total për jetën e njeriut, për rëndësinë e tyre për sigurinë publike dhe mbrojtjen civile për situatat e menjëhershme pas periudhës së tërmetit dhe në pasojat ekonomike, sociale nga shkatërrimet.

Faktori i rëndësisë modifikon spektrin e projektimit duke “marrë pjesë” në vlerësimin e shpejtimit projektues a_g të truallit:

$$a_g = \gamma_I \cdot k \cdot a_{gR}$$

Klasat e rëndësisë së ndërtesave karakterizohen nëpërmjet faktorëve të rëndësisë γ_I të cilat janë dhënë në Tab.5.6.

Tabela 19 Klasat e rëndësisë për ndërtesat dhe vlera e koeficientit γ_I

Klasa e rëndësisë	Strukturat (ndërtesat)
I $\gamma_I = 0.8$	Ndërtesat e një rëndësie të vogël për sigurinë publike, psh. ndërtesat bujqësore etj.
II $\gamma_I = 1.0$	Ndërtesat e zakonshme që nuk u përkasin kategorive tjera
III $\gamma_I = 1.2$	Ndërtesat, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në këndvështrimin e rrjedhjeve që shkakton një shembje, psh. shkollat, sallat e mbledhjeve, institucionet kulturore etj.
IV $\gamma_I = 1.4$	Ndërtesat integriteti strukturor i të cilave gjatë tërmetit është me rëndësi jetësore për mbrojtje civile, si psh. spitalet, stacionet zjarrfikse, centralet energjetike etj

5.11 Kriteret e Rregullsisë Strukture

Vëzhgimet e dëmeve të tërmetit dhe analiza vijuese e shkaqeve të dëmtimeve tregojnë që përveç cilësisë së materialeve strukturore, konfiguracioni i strukturës është i një rëndësie të duhur. Strukturat me rregullsi strukturore, me muret e lidhura siç duhet së bashku në nivelet e pllakave, kanë shpesh performance të mirë, edhe kur ato nuk janë të projektuara për t'i rezistuar tërmeteve.

Sjellja adekuatë sizmike e atyre strukturave vërtetoi se është e mundur të përmirësohet rezistenca sizmike duke marrë parasysh parimet e thjeshta të planifikimit strukturor, dhe përmbushjen e kërkesave për cilësinë e materiale dhe ndërtimit në të njëjtën kohë.

Parimet themelore të mëposhtme duhet të merren parasysh gjithmonë kur projektohet një strukturë muraturë rezistuese ndaj veprimeve sizmike:

- Thjeshtësia dhe rregullsia strukturore, d.m.th uniformiteti dhe simetria,
- Redundancy (qëndrueshmëri),

- Veprimi i diafragmave të ngurta horizontale, dhe
- Themelet adekuate

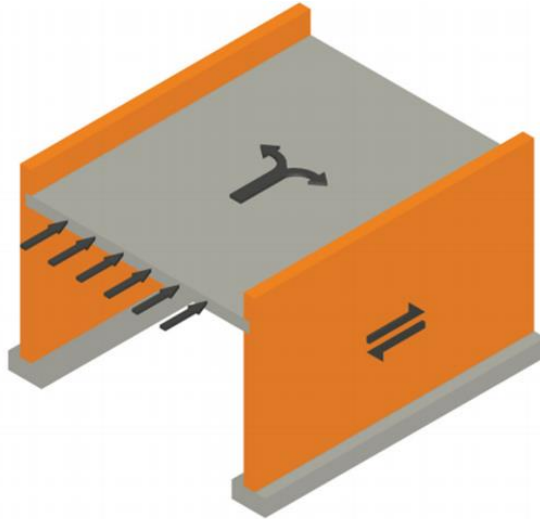


Figura 44 Shpërndarja e ngarkesave

Në rastin kur struktura është e rregullt dhe e thjeshtë, ngarkesat e gravitetit dhe ato sizmike transmetohen në një mënyrë të qartë dhe të papenguara nga elementi në element.

Në momentin e tërmetit, energjia sizmike e pranuar do të disipohet (shpërndahet) në mënyrë të njëtrajtshme në të gjithë strukturën. Nëse elementët strukturorë nuk shpërndahen në mënyrë uniforme në plan dhe lartësisë të sistemit strukturor, përqendrimi i sforcimeve mund të ndodhë në zonat e jounformitetit, duke rezultuar në dëme të mëdha dhe kolaps të strukturës.

Lëvizja e tokës nga tërmeti është një dukuri tre-dimensionale. Megjithatë nuk dihet se cili do të jetë drejtimi kryesor i lëvizjes tokësore gjatë një ngjarje të pritshme sizmike. Prandaj, elementët rezistues të secilës strukturë në një zonë sizmike duhet të jenë të projektuar për t'i rezistuar veprimit sizmik në të dy drejtimet kryesore të strukturës.

Shpërndarja simetrike e elementeve rezistuese në rrafshin e strukturës do të parandalojë lëkundje e mundshme të torsionit (përdredhjes), e cila shpesh shkakton sjellje të papritur të strukturës kur i nënshtrohet lëkundjeve të forta sizmike.

Muraturë është një material ndërtimor specifik, i cili, për shkak të vetive mekanike të tij, kërkon konfigurim strukturor specifik. Rregullat themelore për ndërtimin e strukturave muraturë bazohen në përvojën dhe hulumtimeve dhe eksperimenteve të ndryshme. Si rezultat, sistemet strukturore tradicionale janë përgjithësisht të thjeshta dhe të rregullta, të përbërë nga mure mbajtëse dhe mure të kryqëzuara të cilat nuk ndryshojnë pozicionin dhe formën e tyre përgjatë lartësisë së strukturës, dhe shpërndahen në mënyrë të barabartë në të dy drejtimet e strukturës.

Thjeshtësia dhe rregullsia e një strukture jo vetëm që përmirësojnë sjelljen e pritshme strukturore, por gjithashtu bëjnë të mundur thjeshtimin e metodave dhe mënyrave të verifikimit të rezistencës sizmike. Përvojat dhe analizat parametrike pasuese të përgjigjes së strukturave ndaj tërmeteve kanë treguar që kriteret e përgjithshme të mëposhtëm për rregullsinë strukturore në plan dhe lartësi duhet të merren parasysh :

Me qëllim të llogaritjeve në sizmicitet, strukturat e ndërtimit ndahen në të rregullta dhe jo-të rregullta. Përgjithësisht, rregullsia strukturore ndahet në dy aspektet e saj bazë vijuese: *a) rregullsia në plan; b) rregullsia në lartësi.*

5.11.1 Kriteret për rregullsinë në plan

Termi rregullsi në plan i referohet aftësisë së strukturës për t'u lëkundur në mënyrë të ndarë, të pavarur, sipas dy planeve vertikale. Që një strukture të kategorizohet e rregullt në plan, ajo duhet të kënaqë të gjitha kushtet e renditura në paragrafët në vijim:

- Përsa i përket ngurtësisë anësore dhe shpërndarjes së masave, struktura e ndërtesës duhet të jetë përafërsisht simetrike në plan sipas dy akseve ortogonale. Një numër i mjaftueshëm i mureve strukturorë, me afërsisht të njëjtën prerje tërthore dhe ngurtësi, duhet të sigurohet në secilin drejtim të strukturës (Fig. 4.1).

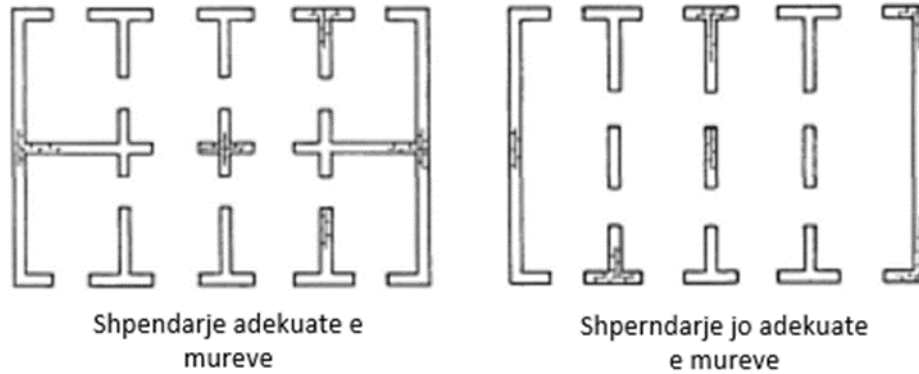


Figura 45 Ndërtesë me simetri në plan në lidhje me; a) gjeometrinë; b) ngurtësinë; c) masën

- Forma e strukturës duhet të jetë e thjeshtë. Strukturat e thjeshta katrore ose drejtkëndëshe performojnë më mirë kur i nënshtrohen veprimeve të tërmetit sesa ato me shumë thyerje. Në këtë drejtim, dimensionin i përgjithshëm i permasave, qosheve të rivendosjes ose prerjeve në një drejtim nuk duhet të kalojë 25% të dimensionit të përgjithshëm të strukturës në drejtimin përkatës.

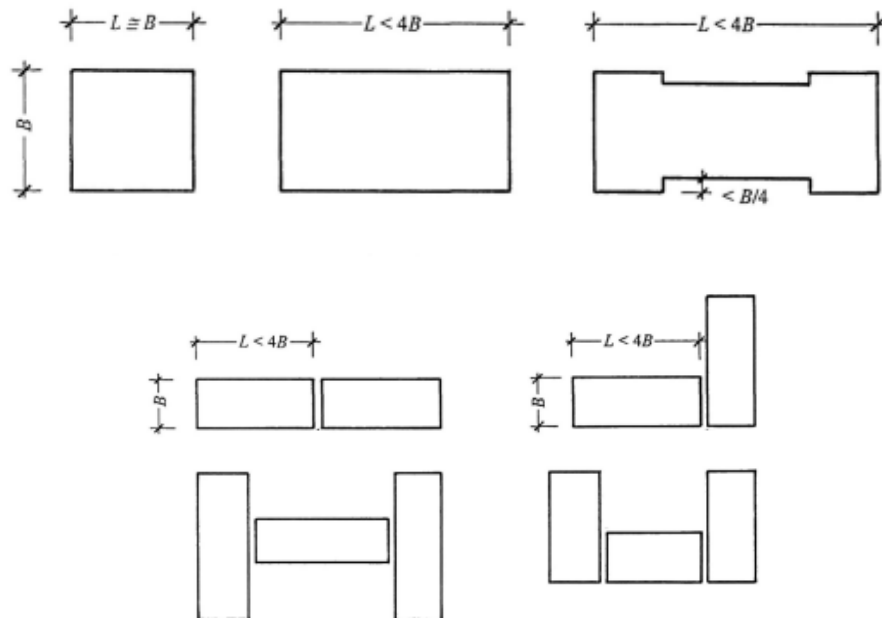


Figura 46 Përcaktimi i formave kompakte

Ngurtësia në plan e ndërkateve duhet të jetë mjaftueshëm më e lartë se ngurtësia anësore e elementeve strukturore vertikale, në mënyrë që deformimi i ndërkatit të ketë efekt të vogël në

shpërndarjen e forcave ndërmjet elementëve strukturore vertikale. Në këtë këndvështrim, këshillohet që format-plane L, C, H, I, X të shqyrtohen me kujdes.

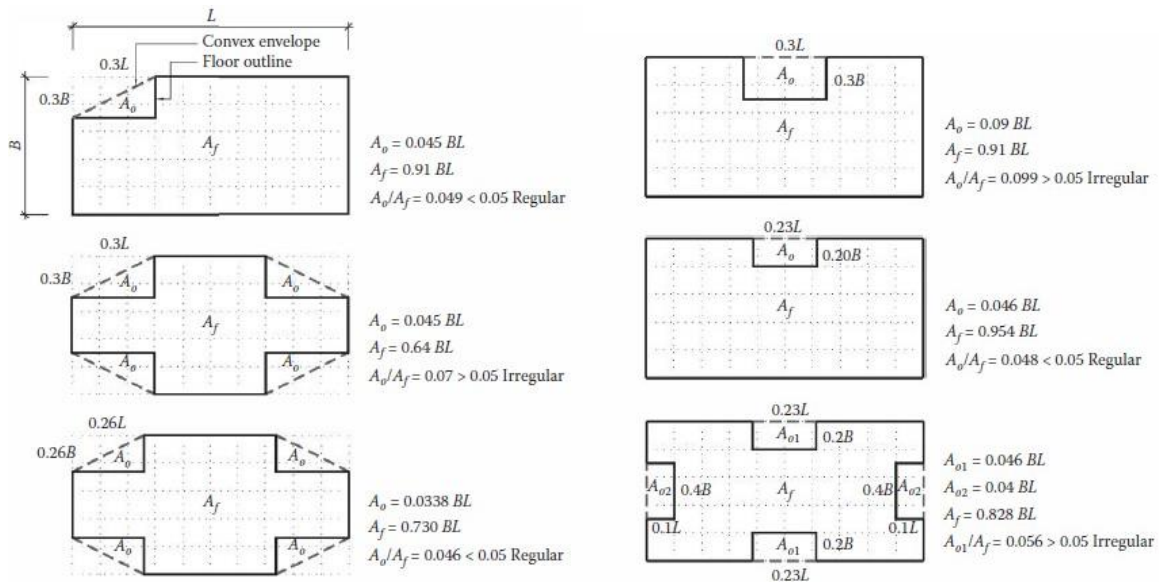


Figura 47 Konfiguracionet e rregullta dhe të parregullta të planit

Përkulshmëria $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ e ndërtesës në plan duhet të jetë jo më e madhe se 4, ku L_{\max} dhe L_{\min} janë përkatësisht përmasa më e madhe dhe më e vogël në plan e ndërtesës, të matura sipas drejtimeve ortogonale sikurse tregohet në figurën në vijim.

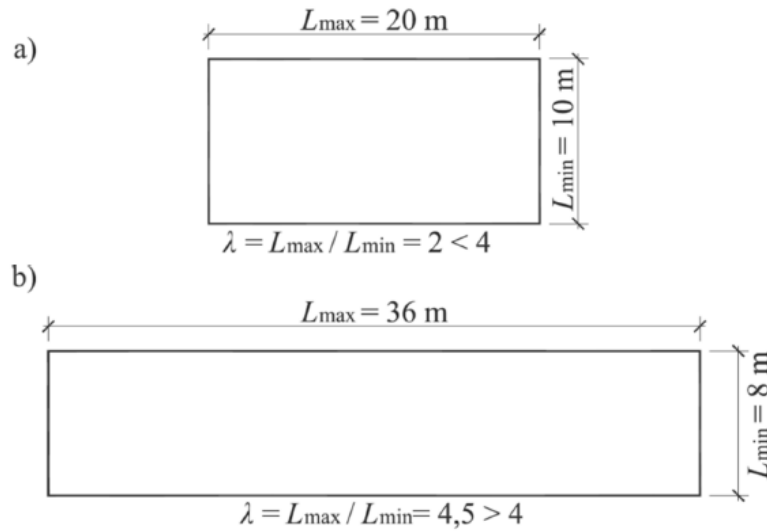


Figura 48 Përkulshmëria në plan

Në çdo nivel dhe për çdo drejtim të analizës x dhe y, jashtëqendërsia strukturore e_o dhe rrezja e përdredhjes r duhet të jenë në përputhje me dy kushtet në vijim:

- Kushti i reagimit anësor-përdredhës

$$e_{0x} \leq 0.30 r_x$$

$$e_{0y} \leq 0.30 r_y$$

- Kushti i ngurtësisë në përdredhje:

$$r_x \geq l_s$$

$$r_y \geq l_s$$

ku:

e_{0x} është distanca midis qendrës së ngurtësisë dhe qendrës së masës, matur përgjatë drejtimit x, i cili është normal me drejtimin e analizës së konsideruar;

r_x është rrënja katrore e raportit të ngurtësisë në përdredhje (rreth qendrës së ngurtësisë) me ngurtësinë anësore në drejtimin y (rrezja e përdredhjes)

l_s është rrezja e inercisë së masës së ndërkatit në plan

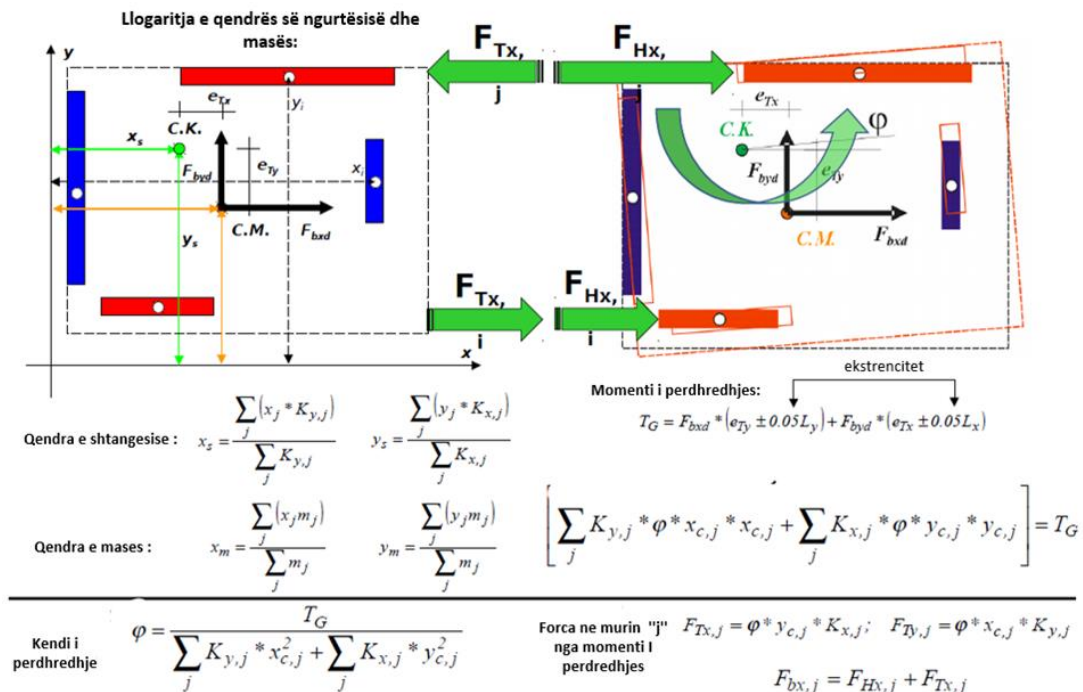


Figura 49 Percaktimi i qendres se mases dhe shtangesise

Caktimi i qendrës masës dhe shtangësisë për elementet e strukturës jepet me shprehjen e mëposhtme:

$$X_{cs} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} \quad Y_{cs} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi}}$$

$$X_{CM} = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} = \frac{\sum x_i \cdot W_i}{\sum W_i} \quad Y_{CM} = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i} = \frac{\sum y_i \cdot W_i}{\sum W_i}$$

Që të dyja madhësitë, r_x dhe r_y duhet t'a kapërcejnë rrezën e inercisë l_s , përndryshe ndërtesa klasifikohet si “fleksible ndaj përdredhjes” (5.2.2.1(6), EN 1998-1)

$$r_x = \sqrt{\frac{(\sum x_{\perp}^2 EI_y + y_{\perp}^2 EI_x)}{\sum (EI_y)}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{(\sum x_{\perp}^2 EI_y + y_{\perp}^2 EI_x)}{\sum (EI_x)}}$$

Rrezja e inercisë l_s është rrënja katrore e raportit të momentit polar të inercisë I_{ϕ} me masën m , momenti polar i inercisë duke u llogaritur rreth qendrës së masës.

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{\phi}}{m}}$$

Për një ndërtesë drejtkëndore me përmasa anësore L dhe B , dhe me një shpërndarje uniforme të masës, aplikohet shprehja vijuese:

$$l_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}}$$

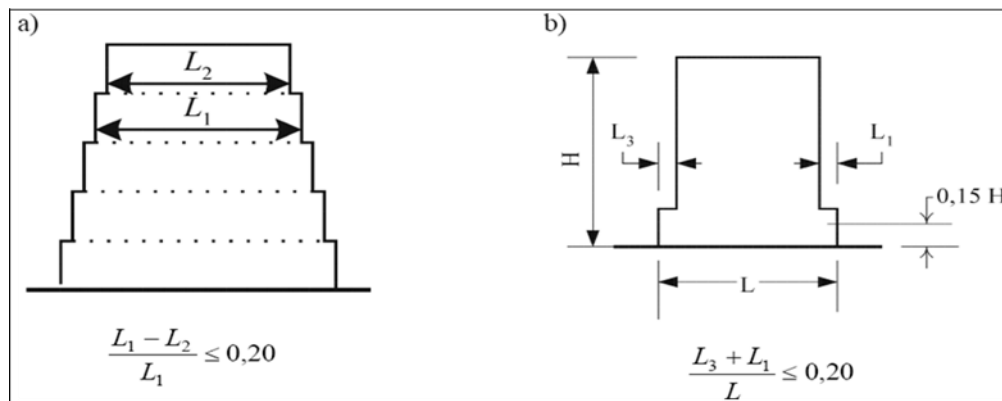
Nëse kërkohen dimensione me të mëdha paraqitet nevoja e përdorimit të fugave ndarëse. Ndarja e strukturave të mëdha me forma të përbëra në plan (L, T, U ose + formë në formë) në disa pjesë mund të jetë e nevojshme për të marrë simetri e secilës pjesë individuale (Fig.). Rekomandohet që gjerësia e ndarjes të mos jetë më e vogël se 30 mm, dhe 10 mm duhet të shtohen për secilën kate (ose 3.0 m) kur lartësia e strukturës tejkalon 9.0 m.

5.11.2 Kriteret e rregullsise ne lartësi

Struktura gjithashtu duhet të jetë e rregullt në lartësi. Shpërndarja e elementeve rezistuese, shtangësia dhe masa përgjatë lartësisë së strukturës duhet të jetë e njëjtë uniforme sa të jetë e mundur (shto piken nga euro kodi). Përqendrimi i masave në katet e sipërme duhet të jetë shmanget. Ndryshime në shtangësi për shkak të ndryshimeve në dimensionet në plan, rezultojnë në përqendrim të mëdha të sforcimeve, kërkesë për disipim të energjisë dhe dëmtime të mundshëm në ato zona. Kriteret e rregullsisë në lartësi jepen nëpërmjet faktorëve që vlerësojnë raporte të shpërndarjes së masave dhe ngurtësive në lartësi të strukturës si dhe përshkrimeve dhe konditave gjeometrike.

Për këtë qëllim:

- Të gjithë sistemet rezistuese, vazhdojnë pa ndërprerje nga themeli në lartësi të strukturës;
- Shpërndarja e masave dhe ngurtësive në lartësi të strukturës duhet të janë të pa ndryshuara ose të reduktohen në formë graduale;
- Shmangia e pa rregullsisë dhe mos-vazhdueshmërisë strukturore në lartësi;
- Në rastet e pranishme të shkallëzimeve, për rregullsi në lartësi, janë të pranueshme me kushtet e dhëna në *Fig.5.16*



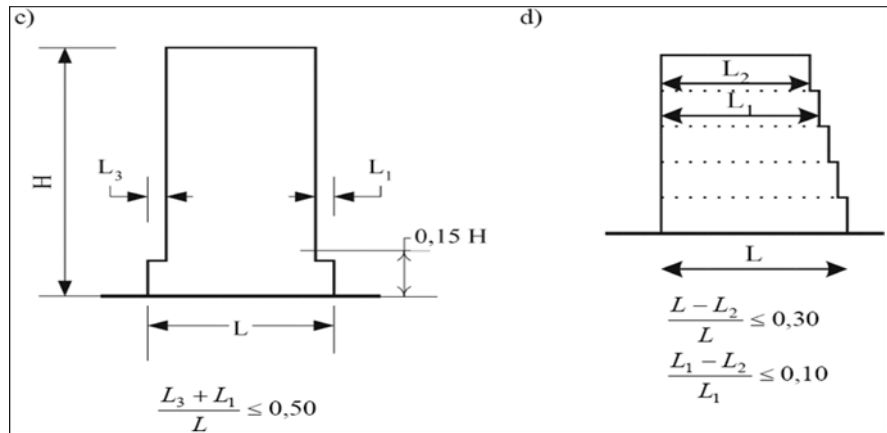


Figura 50 Kerkesat per rregullesi ne lartesi

Për thyerjet graduale që respektojnë simetrinë aksiale, në çdo kat shkallëzimi nuk duhet të jetë më i madh se 20% e përmasës në plan të thyerjës në katin më poshtë, referuar drejtimit të shkallëzimit (shih Figuren 5.16a dhe Figuren 5.16b); në rastin e një thyerje të vetme që realizohet në pjesën e poshtme brenda lartësisë prej 15% të lartësisë totale të sistemit kryesor strukturor, nuk duhet që shkallëzimi të jetë më i madh se 50% e përmasës në plan të pjesës së zgjeruar (shih Figuren 5.16c); në qoftë se thyerjet nuk respektojnë simetrinë, në çdo faqe shuma e thyerjeve për të gjitha katet nuk duhet të jetë më e madhe se 30% e përmasës në plan të katit përdhe mbi themel ose mbi një bodrum rigjid dhe, çdonjëra nga thyerjet nuk duhet të jetë më e madhe se 10% e përmasës në plan të thyerjës së mëposhtme (shih Figuren 5.16d).

- Kriteret për rregulsi në lartësi
- Kriteret për rregulsi në plan

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \\ \text{Drejtimi X: } e_{ox} \leq 0.3r_x \\ \text{Drejtimi Y: } e_{oy} \leq 0.3r_y \\ \text{Drejtimi X: } r_x > l_s \\ \text{Drejtimi Y: } r_y > l_s \end{array} \right\} \rightarrow \text{Struktura është e rregullt në plan dhe në lartësi}$$

Ne menyre qe te fitohet nje rezultat me i shpjete dhe i besushem i analizes se sjellje sizmike te strukture respektivisht sjellje me e favorshme e struktures duhet qe te sigurohemi qe percjellja e ngarkesave te jete sa e rregullt dhe e favorshme si rasti i paraqitur ne fig 3.2, ne menyre qe kjo te arrihet duhet te respektohen edhe rastet te paraqitura ne figuren 3.3

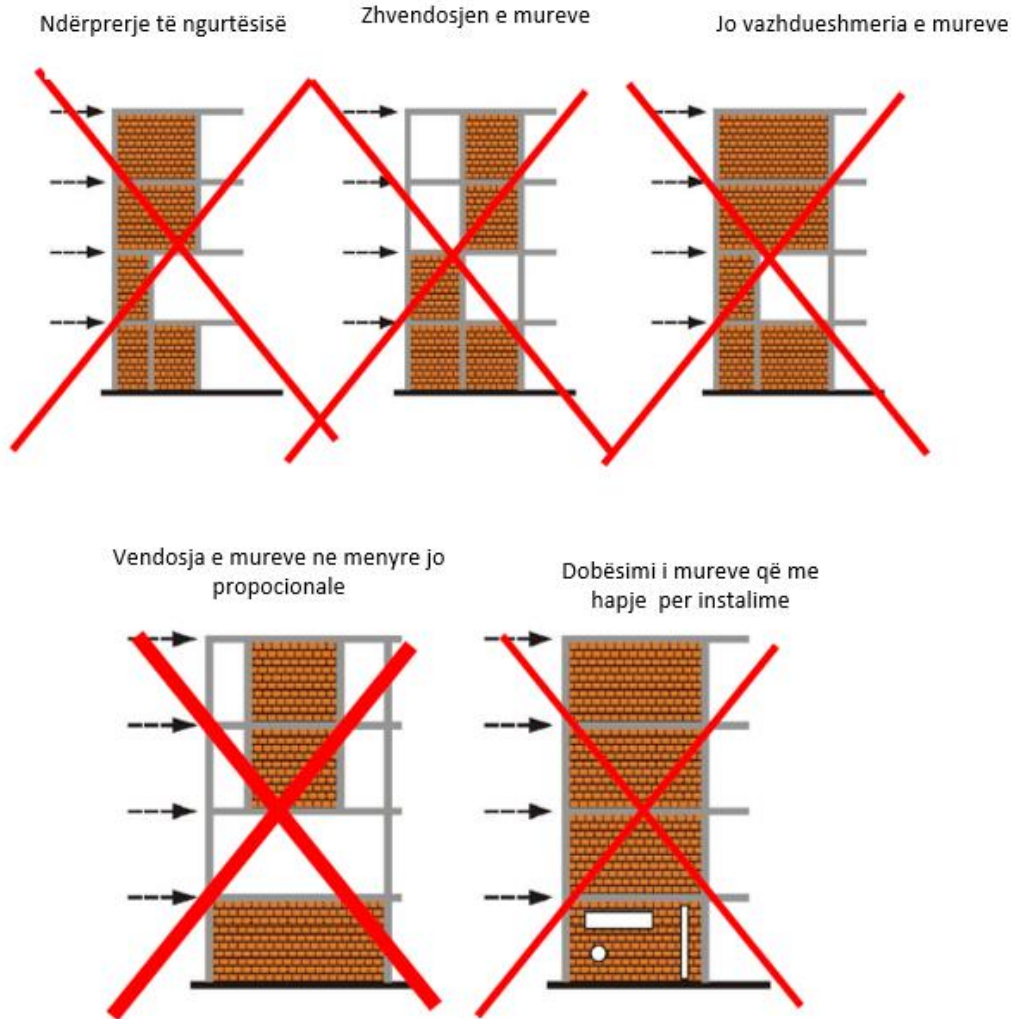


Figura 51 Forma jo te rregullta te punimeve

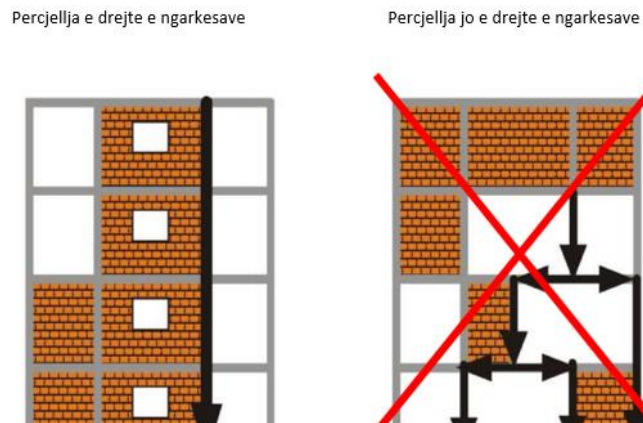


Figura 52 Percjellja e ngarkesave

Sisteme strukturore të përziera, siç është një kombinim i mureve strukturorë të muraturës më një kate dhe sistemit strukturor me beton të armuar në katin e tjetër, nuk lejohen. Ndonëse, kombinim i shtyllave të betonit dhe mureve mbajtëse muraturë brenda katit është i nevojshëm për të formuar strukture muraturë të përforcuar. Nëse ky është rasti, muret strukturore të muraturave duhet të përforcohen me vertikale dhe përforcime horizontale për të përmirësuar duktilitetin dhe aftësinë e shpërndarjes së energjisë së disipuar.

5.11.3 Konceptet gjenerale të projektimit të strukturave murature rezistentë ndaj veprimit sizmike

5.11.3.1 Konceptet e projektimit të pllakave tek strukturat murature

Megjithëse kriteret për rregullsinë strukturore dhe thjeshtësinë janë përmbushur, rezistenca potenciale sizmike e strukturës nuk përdoret plotësisht, përveç nëse kërkesat për veprim të diafragmës të ngurtë horizontale dhe lidhja e mirë të mureve plotësohen në të njëjtën kohë.

Në rastin e tërmeteve, pllakat veprojnë si diafragmë horizontale që transferojnë forcat sizmike të zhvilluara në nivelet e kateve në mure. Përveç kësaj, pllakat lidhin muret konstruktive bashkë dhe shpërndajnë forcat horizontale sizmike, të zhvilluara në një strukturë murature në mure mbajtëse proporcionalisht rigiditetit të tyre.

Përkatësisht, nëse muret nuk lidhen së bashku në nivelet e pllakave, lëkundjet jashtë rrafshit do të shkaktojnë ndarjen e tyre përgjatë nyjeve vertikale në qoshet dhe kryqëzimet e mureve. Lëkundjet jo të përbashkëta të mureve të ndara gjatë tërmeteve do të zvogëlojnë ndjeshëm rezistencën e strukturës ndaj ngarkesës anësore dhe, rrjedhimisht, do të çojnë në shembjen e pjesshme ose totale të një strukture.

Për të siguruar veprimin e ngurtë të diafragmës horizontale, kërkesat e mëposhtme duhet të merren parasysh:

- Secili kat duhet të jetë i vendosur në një rrafsh të vetëm. Disnivelet e theksuara duhet të shmangen.
- Sjellja e ngurtë e diafragmës horizontale nuk duhet të ndryshohet nga prania e hapjeve, siç janë shkallët. Zonat e mëdha të hapjes duhet të forcohen me përforcim special ose me trarë përforcuese.
- Pllakat me dy drejtime preferohen me shume ne krahasim me pllakat me një drejtim, pasi ato shpërndajnë në mënyrë më uniforme ngarkesa vertikale në muret strukturore.

Sipas EC 6 dhe EC 8, një konstruksion i pllakes ose çatisë munde te punohet nga betoni i armuar ose nga betoni i parapergaditur, nga traret e drurit , duke u siguruar qe struktura e pllakes ose çatisë se formuar është e aftë të zhvillojë veprim te diafragmës horizontale.

Zakonisht preferohet perdorimi i diafragmave te ngurta horizontale qe mundeson shperndarje ne menyre te pershtatshme te forcave.

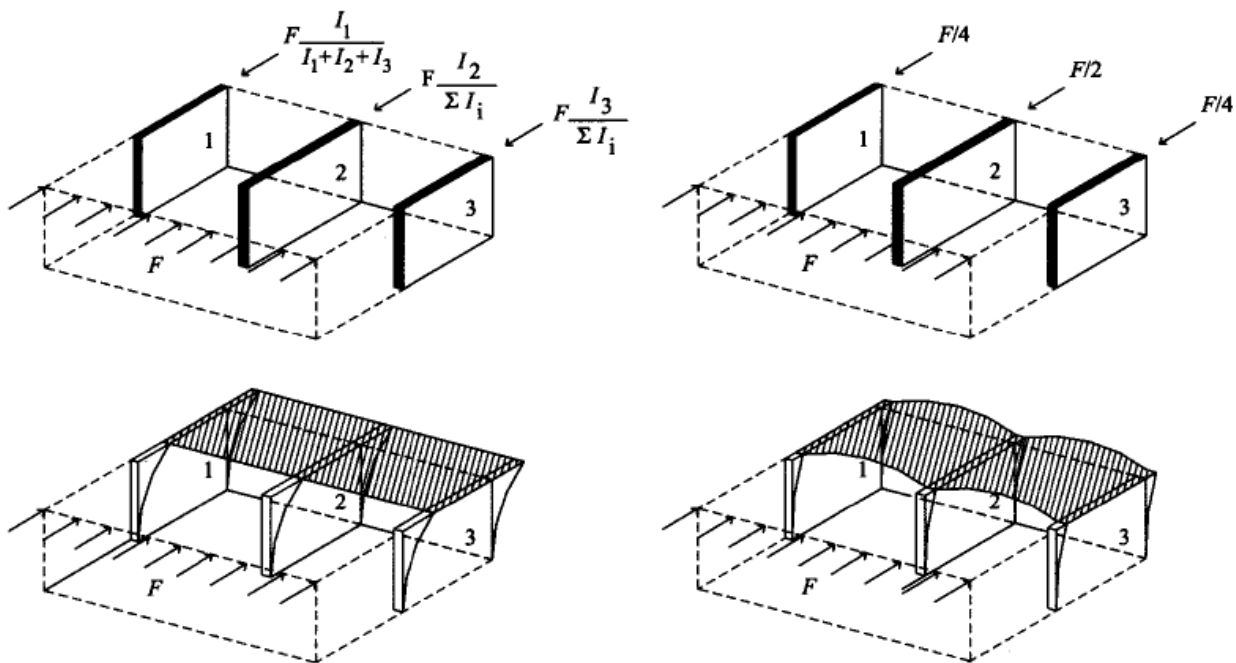


Figura 53 a) diafragma e ngurte horizontale b) diafragma fleksibile horizontale

Me "menyre te pershtatshme" te shperndarjes se forcave nenkuptohet ajo kur elementet mbajtese vertikale (muret ne kete rast) ngarkohen proporcionalisht me shtangesine e tyre

Lidhja midis pllakes dhe mureve duhet te sigurohet nga lidhjet prej celikut ose me trare te betonit te armuar. Veprimet anësore te projektuar duhet te transferohen midis mureve dhe elementeve ndërlidhës ose me anë të ankorave (shiritave) ose me anë të rezistences se fërkimit midis mureve dhe dysHEMEVE ose çATIVE.

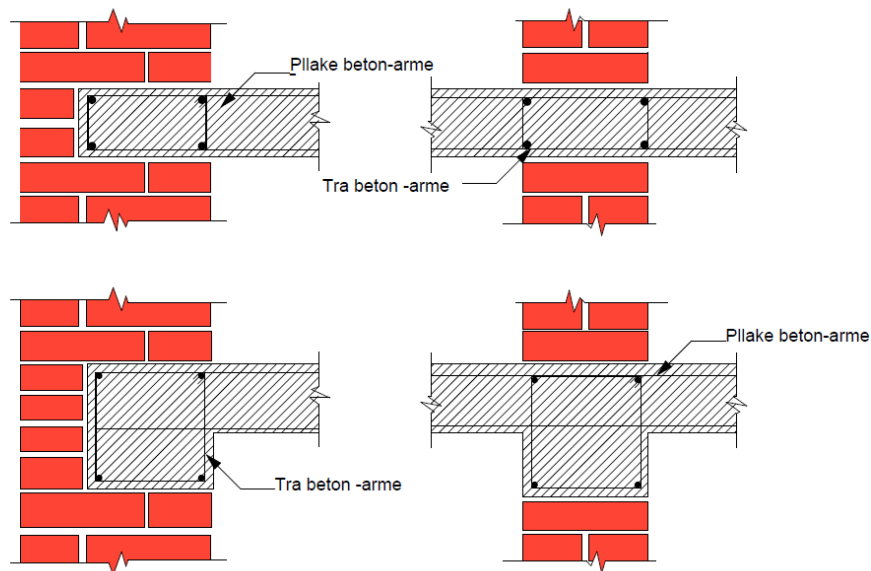


Figura 54 Lidhja e pllakave me sitemin murature

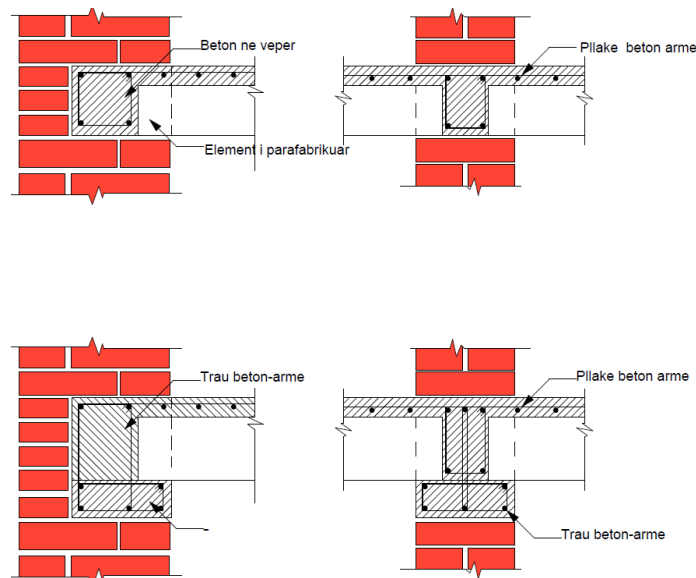


Figura 55 Foma te lidhjeve te pllakave

Lloje të ndryshme të pllakave mund të përdoren në ndërtimin rezistent ndaj veprimit të tërmeteve në strukturave murature. Pllaka monolite e betonit të armuar, të cilat ngurtesohen njëkohësisht me trarët e lidhjes (Fig. 5. L), paraqesin zgjidhjen më të thjeshtë. Dimension të mjaftueshëm për mbështetje, ku gjatësia është jo më pak se 65 mm në raste normale, sigurojnëë kërkesën e kapacitetit mbajtës dhe transferimi të forcave prerese. Në rastet kur pllakat janë prej betoni të parafabrikuara, të armuara ose elementet e muraturave të armuara, elementët e parafabrikuara duhet të jenë të ankoruar mirë në trarë lidhëse përgjatë murit. Pllaka e beton të armuar me trashësi minimale prej 40 mm, me klase të paktën C 20 e betonit dhe e armuara me të paktën 6 mm diametër të shpërndara në interval 200 mm në të dy drejtimet ortogonal, të vendosura në thellësinë e mesme të në majë, duhet të hidhet njëkohësisht me trarët e lidhjes nga betoni i armuar në mënyrë që të sigurojë një bashkeveprim mes konstruksionit të pllakes dhe murit (Fig. 5.2).

Në rastet kur konstruksioni i pllakes përbehet prej elementeve të parafabrikuara të mëdha, pa pllake lidhese të beton të armuar në krye, lidhese prej çeliku duhet të sigurohen përgjatë lidhjeve ndërmjet dy elementeve për të transferuar forcat e prerese dhe tërheqese nga njëri element në tjetrin të zhvilluara në diafragma horizontale gjatë një tërmeti. Lidhëset e çelikut duhet të jetë mjaft të qendrueshme për të siguruar një veprim monolit të diafragmës së ngurtë për pllaken.

Ankerime adekuate duhet të jenë gjithashtu të siguruar në mbështetje për të siguruar lidhje të mirë të mureve strukturorë dhe veprim të ngurtë diafragmes horizontale për pllaken (Fig. 5.3).

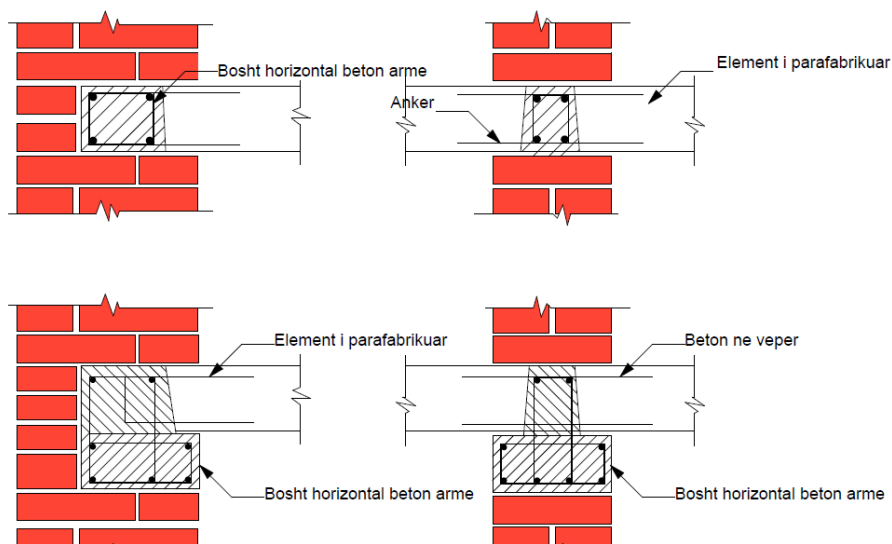


Figura 56 Forma të ankerimeve me tipe të ndryshme të pllakave

Pllakat prej druri përfaqësojnë diafragma fleksibël horizontale. Disa studimet eksperimentale dhe analitike tregojnë, fleksibiliteti horizontal pllakave, të ankoruara në mënyrë të përshtatshme me muret strukturore, mund të përmirësojnë sjelljen sizmike të strukturave të muraturave në rastin specifik të mureve strukturorë me gjatësi të gjatë.

5.11.3.2 Hapjet ne muret muraturë

Madhësia dhe pozicioni i hapjeve të mureve, siç janë dritaret dhe dyert, kanë një efekt të jashtëzakonshëm në rezistencën brenda rrafshit të një muri të muraturës. Kur i nënshtrohen ngarkesave sizmike, përqendrimi i sforcimeve zhvillohet në zonat e hapjes, që mund të rezultojë në çarje të papritur të muraturës dhe përkeqësim të mëvonshëm të rezistencës së elementeve të muraturës ndaj ngarkesave anësore në rrafsh. Në mënyrë që të përmirësohet sjellja e strukturave muraturë kur u nënshtrohet tërmeteve, rekomandimet e mëposhtme duhen respektuar në lidhje me vendndodhjen dhe madhësinë e hapjeve të murit:

- Hapjet duhet të vendosen në ato mure që i nënshtrohen intensitetit më të vogël të ngarkesave vertikale të gravitetit.
- Hapjet duhet të vendosen jashtë zonave të ndikimit të drejtpërdrejtë të ngarkesës së koncentruar në trarë mbështetëse .
- Në secilën etazh, hapjet duhet të vendosen në të njëjtin pozicion përgjatë vijës vertikale.
- Për të siguruar një shpërndarje uniforme të rezistencës dhe ngurtësisë në dy drejtime ortogonale, hapjet duhet të vendosen në mënyrë simetrike në planin estruktural.
- Pjesa e sipërme e hapjeve në etazh duhet të jetë në të njëjtin nivel horizontal.
- Hapjet nuk duhet të ndërpresin trarët beton arme në pjesën e sipërme të mureve strukturorë.

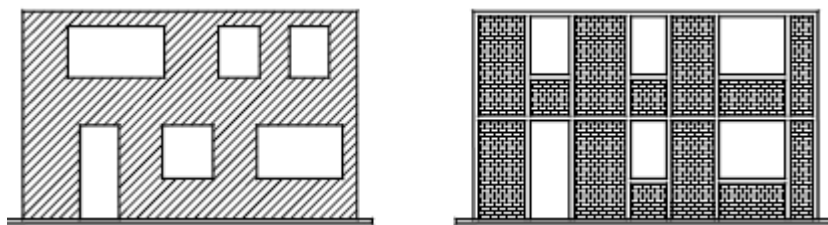


Figura 57 Pozicionimi i dritareve (a) jo i rregullt, (b) i rregullt

Përveç rregullave të mësipërme, gjatësia totale e hapjeve në një mur nuk duhet të kalojë gjysmën gjatësisë së murit. Rekomandohet gjithashtu që, në rastin e ndërtimit të muraturave të tullave dhe njësisive me hapje, në zonat me intensitet të lartë të pritshëm të sizmik, sipërfaqja totale e tërthortë e mureve strukturorë në secilën prej dy drejtimeve ortogonal nuk duhet të jetë më e vogël se 3% e zonës së katit.

5.11.3.4 Elementet jo strukturorë.

Dëmtimet e elementeve jo-strukturorë, siç janë muret e ndarjeve, oxhaqet, zburimet, etj, mund të shkaktojnë viktima dhe dëme strukturorë gjatë tërmeteve të fortë.

Dëmtimet e elementeve jo strukturorë mund të pengojë gjithashtu kalimet dhe daljet emergjente, duke parandaluar kështu ndërhyrje emergjente pas tërmeteve. Në këtë drejtim, kur përcaktohen strukturat muraturë për t'i rezistuar ngarkesave sizmike, duhet t'i kushtohet vëmendje gjithashtu detajimit strukturor adekuat të elementeve jo strukturorë.

Muret e ndarjes janë bërë nga njësi muraturë të Grupit 3 (shiko Tabelën 3.1) dhe janë zakonisht 100 mm të trasha ose më pak. Në varësi të dimensioneve të tyre dhe zonës sizmike, muret e ndarjes mund të jenë ose të pa përforcuara ose të përforcohen me armaturë në shtratin mbështetës për të parandaluar paqëndrueshmërinë e tyre jashtë rrafshit. Muret ndarese janë të fiksuara ndërmjet pllakave të dyshemesë me anë të nyjve të llaçit të çimentos, ndërsa lidhja e tyre me mure strukturorë ose me brez shtanguese përgjatë kufijve vertikalë arrihet me ankerime çeliku .

Rekomandohet që muret fundore (muri i kallkanit) dhe muret e atikes më të larta se 0,5 m të ankorohen në trarët e lidhjeve të sipërme të pllakës. Për të lidhur ato mure, trarët e lidhjeve beton arme gjithashtu duhet të sigurohen në pjesën e sipërme të atyre mureve. Në rastin kur lartësia e

atyre mureve tejkalon 4 m, duhet të shtohen trarët e lidhjeve të ndërmjetme në intervalet që nuk i kalojnë 2 m.

5.11.3.5 Trajet lidhese te pllakes (breze horizontale)

Trarët e lidhjes ne forme te brezeve horizontale nga betoni armuar duhet të ndërtohen në krye të të gjithave mureve strukturore në çdo nivel kati, me një distancë jo më të madhe se 4 m ndërmjet vete. Trajet e lidhjes paraqesin një sistem horizontal i cili

- Transferon forcat prerese horizontale të shkaktuara nga tërmetet prej pllakave ne muret strukturore.
- Lidh muret strukturore.
- Përmirëson ngurtësinë në plan të diafragmave horizontale të pllakes.
- Në kombinim me brezet vertikale të lidhjeve, përmirëson rezistencen dhe aftësinë e shpërndarjes energjinë së mureve të muraturës.

Për të arritur sjelljen e supozuar, një numër detajesh strukturore dhe rekomandimet janë zhvilluar në bazë të përvojës dhe hulumtime eksperimentale. Betoni i të paktën klasës C 15 duhet të përdoret. Sipas në specifikimet e dhëna në EC 8, prerja terthore e brezeve(trareve) horizontale të lidhjes nuk duhet të jetë më pak se 150 me 150 mm. Zakonisht, dimensionimi vertikal i një brezit horizontal nga beton te armua është e barabartë me trashësinë e pllakess, derisa dimensionimi horizontal mund të jetë më i vogël se trashësia e murit në mënyrë që të akomodohet shtresa e jashtme të izolimit termik, por jo më pak se 150 mm.

Sipas eksperimenteve , të paktën katër shufra çelik të thjeshtë me diametër 10 mm, me sipërfaqe gjithsej 314 mm kryqëzueszona, duhet të përdoret për tëperforcuar brezet horizontale

Këto kërkesa duhet të konsiderohen në varesi me kufizimin e lartësisë së strukturave murature të pa armuara në zonat sizmike (shiko Seksionin 4.3).

Për të siguruar integritetin e lidhëjes se mureve, duhet të tregohet kujdes qe armimi i brezeve horizontale është i ndar në mënyrë adekuate dhe i ankoruar në qoshet dhe në kryqëzimet në mur.

Stafa me diametër 6 mm në interval 200 mm duhen te përdoren për të kufizuar armaturën gjatësore. gjashtëdhjetë

Sipas EC 6 dhe EC 8, rezistenca e brezeve horizontale nga betoni i armuar nuk duhet të merren parasysh në projektim, dhe brezet horizontale nuk kanë nevojë të jenë të projektuara për ngarkesa sizmike. Siç ishte rasti i brezeve kufizuese vertikale, ky është si pasojë e faktit se informacioniet eksperimentale në lidhje me mekanizmi i veprimit dhe shpërndarja e ngarkesave sizmike anësore në brezet horizontale dhe vertikale gjatë tërmetejeve janë te kufizuar .

Sasia e armimit të brezeve horizontale përcaktohet në bazë empirike [3]. Në tabelën 5.1, propozimi i mëposhtëm për të zgjedhur dimensionet e duhura dhe sasinë e armatures (240 MPa) është dhënë në bazë të numri i kateve të struktura në shqyrtim dhe sizmiciteti të vendndodhjes.

Tabela 20 Sasia e armimit sipas numrit të etazhes

Nr i kateve	Pozicioni (i katit)	Ulët $a_g \leq 0.2g$	Mesatar $0.2g \leq a_g \leq 0.3g$	Lartë $0.3g \leq a_g$
2	1-2	4 shufra, \varnothing 8mm	4 shufra, \varnothing 10mm	4 shufra, \varnothing 12mm
4	1-2	4 shufra, \varnothing 10mm	4 shufra, \varnothing 12mm	4 shufra, \varnothing 14mm
4	2-4	4 shufra, \varnothing 8mm	4 shufra, \varnothing 10mm	4 shufra, \varnothing 12mm
6	1-2	4 shufra, \varnothing 12mm	4 shufra, \varnothing 14mm	4 shufra, \varnothing 16mm
6	3-4	4 shufra, \varnothing 10mm	4 shufra, \varnothing 12mm	4 shufra, \varnothing 14mm
6	5-6	4 shufra, \varnothing 8mm	4 shufra, \varnothing 10mm	4 shufra, \varnothing 12mm

Megjithatë, sipas eksperimenteve dy mekanizma përcaktojnë sjelljen e brezeve në rastin e diafragmave fleksibile: perkulja si rezultat i lekundjeve jashtë rrafshit të mureve, dhe terheqjes si rezultat i forcave prerese në mure që lindin në drejtim të foci së sizmike.

Duhet theksuar se në rastin e pllakave monolite dhe pllakave me veprim të ngurte të diafragmës brezet paraqiten si pjesë perberese të diafragmës dhe armatura e tyre përciell forcat terheqese që lindin në pjesën e terhequr të diafragmës të shkaktuar nga forcat sizmike.

5.11.3.6 Arkitrau

Për ngarkesat vertikale arkitraret funksionojnë si trarë, të cilat mbështesin peshën e murit dhe dyshemesë mbi hapjen. Arkitraret mund të punohen prej betoni në vend, ose beton të parafabrikuar të përforcuar, ose nga elementë murature të armuara.

Në varësi të distancës nga hapja deri në e pllakes ngjitur, arkitraret në vend mund të punohen ose në mënyrë të pavarur ose në lidhje të përbashkët me brezet horizontale. Zgjidhja e fundit siguron sjellje të përmirësuar në rastin e një tërmeti... (Fig. 5.5).

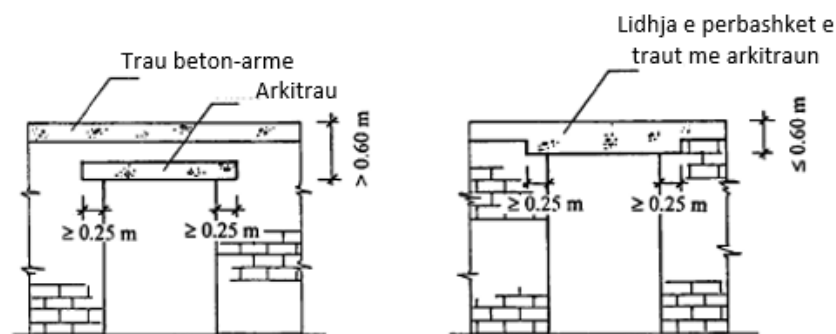


Figura 58 Paraqitja e traut te mbihapjeve Arkitraut

Në

zonat sizmike, arkitraret dhe parapetet duhet të lidhen me muratura e mureve ngjitur dhe e lidhur me to me armatura horizontale. Në rastin kur brezet vertikale nga betoni i armuar përdoren për të kufizuar muret përgjatë hapjeve, përforcimi i arkitrareve duhet të jetë i ankoruar në beton të armuar.

Për të parandaluar kolapsin lokal për shkak të shtypjes së mbështetëseve në tërmetet, gjatësia e mjaftueshme mbajtëse duhet të sigurohet në fund të arkitraut.

Rekomandohet që të sigurohet një minimum prej 250 mm me gjatësi mbështetëse në të dy skajet.

Si rregull, gjerësia e arkitraut duhet të jetë e barabartë me trashësinë e murit. Sidoqoftë, në rastet e mureve të jashtme, gjerësia e arkitraut mund të zvogëlohet për të akomoduar shtresa të jashtme të izolimit termik. Siç është rasti i trarëve të lidhjes, gjerësia e arkitraut nuk duhet të jetë më pak se 150 mm.

5.11.3.7 Konstruksioni i kulmit

Në mënyrë që të transferohen forcat e inercisë të paraqitura në nivelin e çatisë në muret mbështetëse, sistemi i çatisë duhet të jetë i shtanguar në mënyrë adekuate në të dy drejtimet ortogonale, dhe duhet të jetë e ankoruar në mënyrë adekuate në traret e lidhjes prej betoni te armuar të ndërtuara në majë të mureve mbajtëse dhe strukturore (Fig. 5.7).

Sistemet strukturore që ushtrojnë forca anësore në muret e atikes të muraturës duhet të shmangen. Nëse situata të tilla nuk mund të shmangen, muret e atikes duhet të jenë të ankoruar në katin e sipërm me breze vertikale nga betoni te armuar.

Për të zvogëluar ngarkesat sizmike, sistemet strukturore të lehta dhe mbulesa e çatisë (pllakat) preferohen ndaj strukturave masive. Në një rast të tillë skajet e elementeve të parafabrikuara duhet të jenë lidhura në breze horizontale prej betoni te armuar përgjatë perimetrit të plotë të çatisë.

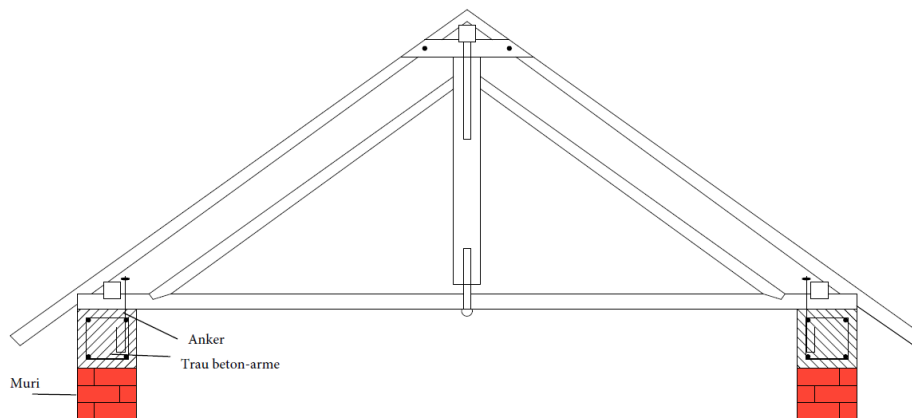


Figura 59 Lidhja e konstruksionit te kulmit

5.11.3.7 Koncepti i Projektimit te Struktura te thjeshta

Për struktura muraturë që përputhen me dispozitat në lidhje me cilësinë e materialeve njesive muraturë sipas EN 1998-1:2004 9.2, 9.5, dhe ju perkasin strukturave ne te klases se rendesise I dhe II poashtu kufizime shtesë strukturore të specifikuara në EN 1998-1:2004 9.7, një verifikim i qartë i sigurisë nuk është i detyrueshëm. Struktura të tilla quhen "struktura të thjeshta".

Struktura e thjeshta janë struktura të rregullta me një plan afërsisht drejtkëndor, ku raporti midis gjatësisë së anës së gjatë dhe të shkurtër nuk është më shumë se 4, në EN 1998-1:2004 9.7, P (2) dhe projektionet ose prerjet nga forma drejtkëndëshe nuk janë më të mëdha se 15% të gjatësisë së anës paralel me drejtimin e projektionit.

Numri i etazhe mbi tokë për sisteme të ndryshme ndërtimi është i kufizuar në varësi të zonave sizmike ndaj vlerave të dhëna në Tabelën 4.3.

Muret rezistuese (muret strukturore) duhet të vendosen pothuajse simetrike në plan në dy drejtime ortogonal. Një minimum prej dy mureve paralel duhet të vendosen në secilin drejtim ortogonal, gjatësia e secilit mur më e madhe se 30% e gjatësisë së strukturës në të njëjtin drejtim, dhe rezistenca midis këtyre mureve të mos jetë më e madhe se 75% e gjatësisë së ndërtimit në drejtimin tjetër. Në rastin e ndërtesave të muraturave të pa armuara, muret në një drejtim duhet të lidhen me mure në drejtimin ortogonal një ndarje maksimale prej 7.0 m

Tabela 21

Nxitiimi I tokës ag	< 0.2g	0.2g-0.3g	≥ 0.3g
Muraturë jo e perforcuar	3	2	1
Muraturë e perforcuar	4	3	2
Muraturë e armuar	5	4	3

Në çdo kat, prerjet tërthore te mureve strukturorë në dy drejtime ortogonale, e dhënë si përqindje e sipërfaqes totale të dyshemesë mbi nivelin e konsideruar, duhet të jetë jo më pak se vlerat e dhëna në Tabelën 4.4.

Tabela 22

Nxitimi I tokës ag	< 0.2g	0.2g-0.3g	≥ 0.3g
Muraturë jo e perforcuar	3	5	6
Muraturë e perforcuar	2	4	5
Muraturë e armuar	2	4	5

Përveç kësaj, të paktën 75% e ngarkesës vertikale duhet të mbështetet nga muret strukturore, dhe ndryshimi në masë dhe në prerjet tërthore horizontale të mureve strukturorë midis kateve ngjitur në dy drejtime ortogonal nuk duhet të jetë më i madh se 20 %.

6.0 PROJEKTIMI DHE LLOGARITJA E STRUKTURAVE MURATURE

6.1 HYRJE NE EUROKODIN EN 1996

Projektimi i strukturave murature - Pjesa 1-1.

Rregulla të përgjithshme për mure të armuara dhe të pa armuara

1. Të përgjithshme
2. Baza e projektimit
3. Materialet
4. Qëndrueshmëria
5. Analiza strukturore
6. Gjendja kufitare mbajtëse
7. Gjendja kufitare e përdorimit
8. Detaje
9. Ekzekutimi

EN 1996-1-1, 1.1.1 (1) Eurokodi 6 zbatohet për projektimin e ndërtesave dhe punimeve inxhinierike të ndërtimit, ose pjesëve të tyre, në muraturë të papërforcuar, të armuar, të paranderur dhe të kufizuar.

EN 1996-1-1, 1.1.1 (2) Eurokodi 6 merret vetëm me kërkesat për rezistencën, shërbimin dhe qëndrueshmërinë e strukturave. Kërkesa të tjera, për shembull, në lidhje me izolimin termik ose zëizolim, nuk merren parasysh.

EN 1996-1-1, 1.1.1 (3) Ekzekutimi mbulohet deri në masën që është e nevojshme për të treguar cilësinë e materialeve dhe produkteve të ndërtimit që duhet të përdoren dhe standardin e punimit në kantier që nevojitet për të përmbushur supozimet e bëra në rregullat e projektimit.

EN 1996-1-1, 1.1.1 (4) Eurokodi 6 nuk mbulon kërkesat e veçanta të projektimit sizmik. Dispozitat në lidhje me këto kërkesa janë dhënë në Eurokodin 8, i cili plotëson dhe është në përputhje me Eurokodin 6.

EN 1996-1-1, 1.1.1 (5) Vlerat numerike të veprimeve në ndërtesa dhe punime inxhinierike të ndërtimit që duhet të merren parasysh në projektim nuk janë dhënë në Eurokodin 6. Ato janë dhënë në Eurokodin 1.

6.1.1 Termat dhe përkufizimet

Termat dhe përkufizimet për muraturën dhe llaçin janë dhënë në këtë punim në kapitullin 1 respektivisht në kapitullin 2.

6.1.2 Baza e projektimit

EN 1996-1-1, 2.1.1 (1) Projektimi i strukturave muraturë duhet të jetë në përputhje me rregullat e përgjithshme të dhëna në EN 1990

EN 1996-1-1, 2.1.1 (3) Kërkesat bazë të EN 1990 Seksioni 2 konsiderohen të plotësohen për strukturat muraturë kur zbatohen si vijon

- projektimi i gjendjes kufitare në lidhje me metodën e faktorit të pjesshëm të përshkruar në EN 1990
- veprimet e dhëna në EN 1991
- rregullat e kombinimit të dhëna në EN 1990;
- parimet dhe rregullat e zbatimit të dhëna në këtë EN 1996-1-1.

EN 1996-1-1, 2.4.3 (1) Gjendjet kufitare mbajtëse:

Vlerat përkatëse të faktorit të pjesshëm (faktorit parcial të sigurisë) për materialet për situata γ_M do të përdoret për gjendjen kufitare mbajtëse të zakonshme dhe aksidentale

Tabela 23 Koeficienti parcial i sigurisë

Materiali		γ_M				
		Klasa				
		1	2	3	4	5
	Muratura e realizuar nga:					
A	Njësitë e kategorisë I, llaç i llogaritur	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Njësitë e kategorisë II, llaç i vazhduar	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Njësitë e kategorisë III, çfarëdo llaçi	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Të ankeruar me armaturë	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Armatura për beton dhe armatura e	1,15				
F	paranderur					
G	Komponentet ndihmëse	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
	Arkitrarët sipas EN 845-2	1,5 deri 2,5				

EN 1996-1-1, 2.4.4 (1) Gjendjet kufitare të përdorimit

Kur jepen rregulla të thjeshtuara në klauzolat përkatëse që kanë të bëjnë me gjendjet kufitare të përdorimit, nuk kërkohen llogaritje të detajuara duke përdorur kombinime veprimesh. Kur nevojitet, faktori i pjesshëm për materialet, për gjendjen kufitare të shërbimit, është γ_M .

Vlera për të gjitha vetitë e materialit për gjendjet kufitare të përdorimit është 1,0.

6.1.3 Materialet

Llojet dhe grupimi i njësive muratuese në këtë punim janë dhënë në kapitullin 2.

6.1.4 Qëndrueshmëria

EN 1996-1-1, 4.1 (1) Strukturat muraturë do të projektohen që të kenë qëndrueshmërinë e kërkuar për përdorimin e saj të synuar, duke marrë parasysh kushtet përkatëse mjedisore.

6.1.5 Analiza strukturore

EN 1996-1-1, 5.1 (1) Për çdo verifikim përkatës të gjendjes kufitare, do të krijohet një model llogaritës i strukturës nga:

- një përshkrim të përshtatshëm të strukturës, materialeve nga të cilat është bërë dhe mjedisit përkatës të vendndodhjes së saj;

- sjelljen e tërësisë ose pjesëve të strukturës, lidhur me gjendjen kufitare përkatëse
- veprimet dhe si imponohen ato.

EN 1996-1-1, 5.1 (2) Rregullimi i përgjithshëm i strukturës dhe ndërveprimi dhe lidhja e pjesëve të ndryshme të saj duhet të jenë të tilla që të japin stabilitetin dhe qëndrueshmërinë e duhur gjatë ndërtimit dhe përdorimit.

EN 1996-1-1, 5.1 (3) Modelet e llogaritjes mund të bazohen në pjesë të veçanta të strukturës (si muret) në mënyrë të pavarur, me kusht që të plotësohet 5.1(2)P.

EN 1996-1-1, 5.1 (4)

Përgjigja e strukturës duhet të llogaritet duke përdorur

- teori jolineare, duke supozuar një marrëdhënie specifike midis sforcimeve dhe deformimeve

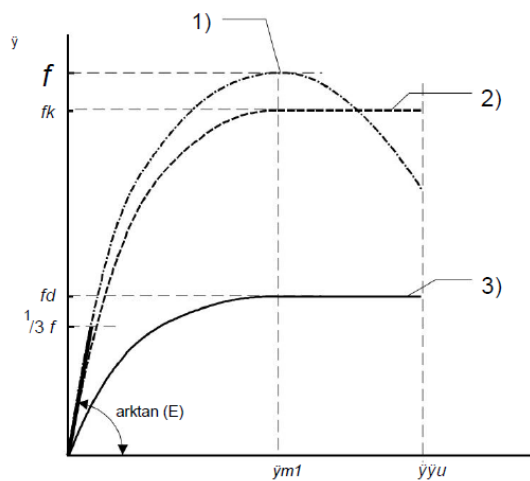


Figura 60 Diagrami Nderje-Deformim

- teoria lineare e elasticitetit, duke supozuar një marrëdhënie lineare midis sforcimeve dhe deformimeve me një pjerrësi të barabartë me modulën sekant afatshkurtër të elasticitetit.

Sipas EN 1996-1-1, 5.1 (5) Rezultatet e marra nga analiza e modeleve të llogaritjes duhet të ofrojnë, në çdo anëtar,

- ngarkesat aksiale për shkak të veprimeve vertikale dhe horizontale
- ngarkesat prerëse për shkak të veprimeve vertikale dhe/ose horizontale
- momentet e përkuljes për shkak të veprimeve vertikale dhe/ose anësore
- momentet e përdredhjes, nëse është e aplikueshme

Sipas EN 1996-1-1, 5.1 (6) Anëtarët strukturorë do të verifikohen në gjendjen kufitare mbajtëse dhe gjendjen kufitare të përdorimit, duke përdorur, si veprime, rezultatet e marra nga analiza.

Rezistencat llogaritëse në muarturë:

Rezistenca projektuese (Design strength) > Vlera e veprimit të ngarkesës (Design load effects)

$$\text{Vlera e rezistencës projektuese } (R_d) = \frac{\text{rezistenca karakteristike e materialit } (X_k)}{\text{faktori i siguris së materialit } (\gamma_M)}$$

Shtypje	$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$
Shkëputje	$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$
Përkulje	$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$

Sipas EN 1996-1-1, 5.3 Imperfleksioni:

EN 1996-1-1, 5.3 (1) Ndërhyrja duhet të merret parasysh në llogaritje

EN 1996-1-1, 5.3 (2) Efekti i ndërhyrjes së mundur duhet të merret si supozim që struktura përkulet me këndin e radiusit ndaj aksit vertikal sipas shprehjes

$$v = \frac{1}{(100\sqrt{h_{tot}})}$$

Sipas EN 1996-1-1, 5.4 Efektet e rendit të dytë

EN 1996-1-1, 5.4 (1) Strukturat që përfshijnë mure murature të projektuara sipas këtij EN 1996-1-1 duhet t'i kenë pjesët e tyre të lidhura së bashku në mënyrë adekuatë në mënyrë që lëkundja e strukturës ose të parandalohet ose të lejohet nga llogaritja.

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{EI_x}} \leq \begin{cases} 0.2 + 0.1n \text{ për } & n \leq 3 \\ 0.6 & \text{për } n \geq 4 \end{cases}$$

ku:

h_{tot}	lartësia e përgjithshme e strukturës nga lartë deri në themele
N_{Ed}	ngarkesa vertikale llogaritëse (në prerjen e poshtme të ndërtesës)
$\sum EI$	shuma e shtangësisë së elementeve vertikale në përkulje për drejtimin relevant të objektit
n	numri i kateve

Sipas EN 1996-1-1, 5.5.1 Muret e muratuara të ngarkuara me ngarkesë vertikale

EN 1996-1-1, 5.5.1.1 (1) Kur analizohen muret që i nënshtrohen ngarkimit vertikal, në projektim duhet të merren parasysh si vijon:

- ngarkesa vertikale të aplikuara drejtpërdrejt në mur
- efektet e rendit të dytë
- ekscentricitete të llogaritura nga njohuritë për paraqitjen e mureve, ndërveprimin e dysHEMEVE dhe muret ngurtësuese;
- ekscentricitete që rezultojnë nga devijimet e ndërtimit dhe ndryshimet në vetitë materiale

Për gjendjen kufitare mbajtëse, ngarkesa vertikale llogaritëse e cila vepron në mur, N_{Sd} , duhet të jetë më e vogël ose barazi me rezistencën llogaritëse vertikale të murit, N_{Rd} .

$$N_{Sd} = N_{Rd}$$

EN 1996-1-1, 5.5.1.1 (3) Jashtëqendërsia fillestare, e_{init} , duhet të supozohet për tër lartësinë e murit që të jetë e mundur ndërhyrja e konstruksionit

EN 1996-1-1, 5.5.1.1 (4) Jashtëqendërsia fillestare, e_{init} , mund të supozohet $h_{eff}/450$

EN 1996-1-1, 5.5.1.2 Lartësia efektive e mureve të muraturës:

EN 1996-1-1, 5.5.1.2 (1) Lartësia efektive e një muri mbajtës do të vlerësohet duke marrë parasysh shtangësinë relative të elementeve të strukturës (konstruksionet meskatore, kulmit, mureve etj.) të lidhura me murin dhe efikasitetin e lidhjeve të tyre.

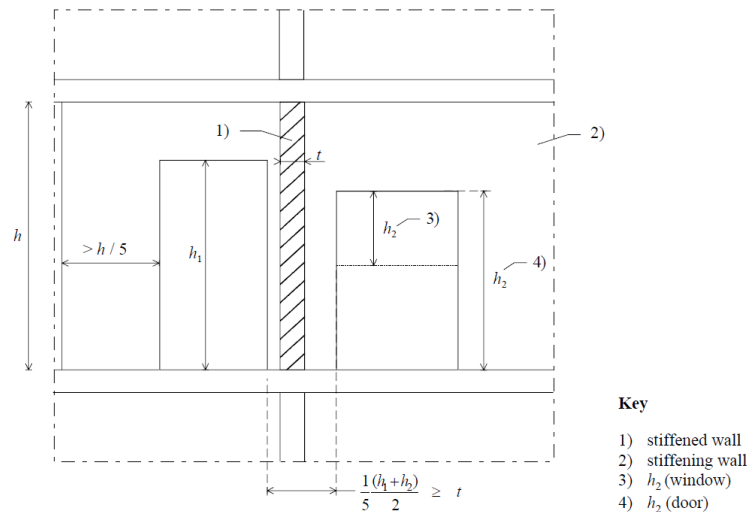


Figura 61 Gjatësia minimale e murit shtangues me hapje

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h$$

ku:

- h lartësia e pastër e murit
- ρ_n është faktor i reduktimit i cili varet nga rezistenca kufitare ose shtangësia e murit
- n mund të ketë vlerë 2,3 ose 4 varet nga forma e shtangimit (numri i skajeve)

Vlerat e ρ_n merren në varësi të rasteve të lidhjeve të mureve që mund të ilustrohen sikur në vazhdim me figurat e treguara:

$$t \geq 3.5t_{ef}$$

ku:

- t_{ef} është trashësia efektive e murit për shtangim
- h është lartësia e pastër e murit të shtanguar

Kryqëzimet në mes mureve duhet të jenë me qëllimin e mos plasaritjes p.sh. ngarkesat në mure dhe materialet e mureve duhet të jenë të njëjta, kryqëzimi duhet të jetë i rrethuar ose edhe i nderur bashkërisht që të i rezistoj tërheqjes

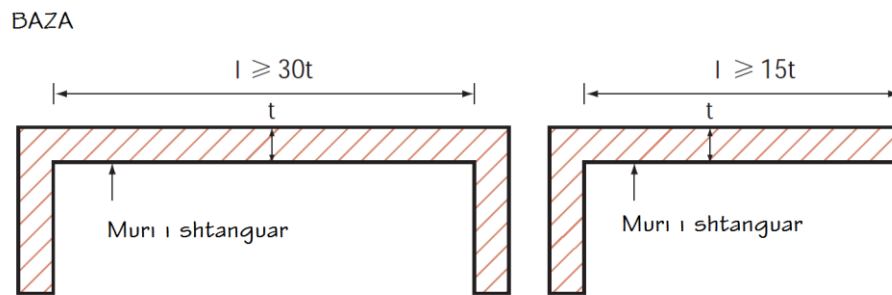


Figura 62 Kryqëzimet mes mureve

EN 1996-1-1, 5.5.1.3 Trashësia efektive e mureve të muraturës:

EN 1996-1-1, 5.5.1.3 (1) Trashësia efektive t_{ef} e murit të njëfishtë të rrafshët – fletë muri, murit të dyfishtë të rrafshët, murit të fasadës, murit me njësi guaske si dhe murit me mbushje duhet të merret si trashësia aktuale e murit t .

EN 1996-1-1, 5.5.1.3 (2)

$$t_{ef} = \rho_t \cdot t$$

ku:

t_{ef}	trashësia efektive e murit
ρ_t	është koeficient i cili merret në varësi të lidhjeve të mureve
t	trashësia e murit

EN 1996-1-1 5.5.1.3 (3) Trashësia efektive t_{ef} e murit me zbrastësira, shtresat e të cilëve janë të lidhur në mes veti me njësi muratuese mund të llogaritet sipas shprehjes:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3}$$

ku:

t_1 dhe t_2	janë trashësit aktuale të shtresave të mureve ose trashësit efektive të tyre të llogaritura sipas shprehjes më sipër
t_1	është trashësia e murit të jashtëm ose jo mbajtës dhe t_2 –trashësia e murit të brendshëm ose mbajtës
k_{tef}	faktor i cili merr vlerat relative të E për muret t_1 dhe t_2 (E1/E2)

EN 1996-1-1, 5.5.1.4 Vlerat e epjes të mureve të muratuara:

EN 1996-1-1 5.5.1.4 (1) Vlerat e epjes të murit të muratuar shprehen përmes raportit të lartësisë efektive të murit me trashësinë e tij

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}}$$

EN 1996-1-1 5.5.1.4 (2) Vlera maksimale e raportit, përkatësisht epjes së murit të muratuar nuk duhet të jetë më e madhe se 27 te rastet e mureve të ngarkuara me ngarkesë vertikal

6.2 Gjendja kufitare mbajtëse**EN 1996-1-1 6.1 Muret e pa armuara të ngarkuara me ngarkesë meritore vertikale:**

EN 1996-1-1 6.1.1 (1) Rezistenca e mureve ndaj ngarkesave vertikale është e bazuar në epjen e murit dhe efektin e jashtëqëndrësisë së ngarkesës, gjeometrinë e murit dhe cilësive të materialeve të muraturës.

EN 1996-1-1 6.1.1 (2) Në llogaritjen e rezistencës vertikale të mureve të muraturës, mund të supozohet se:

- prerjet tërthore ngelin të rrafshta
- rezistenca në tërheqje e muraturës normal në shtresën e fugës së llaçit është zero
- relacionet sforcim/deformim jenë sipas figurës,

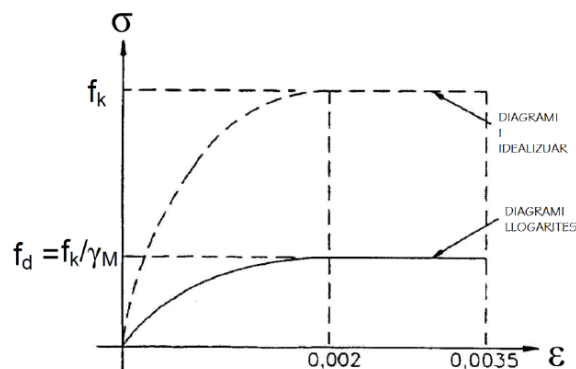


Figura 63 Diagrami i idealizuar dhe llogaritës

EC 6 kërkon verifikimin e rezistencës të murit të ngarkuar me ngarkes vertikale në pjesën e sipërme të tij, pjesën e poshtme si dhe në mesin e lartësisë.

EN 1996-1-1 6.1.2.1 (1) Sipas gjendjes kufitare mbajtëse, vlera llogaritëse e veprimeve të jashtme vertikale në mur është N_{Ed} , duhet të jetë më e vogël ose baraz me vlerën llogaritëse të rezistencës vertikale të murit N_{Rd} .

$$N_{Ed} = N_{Rd}$$

EN 1996-1-1 6.1.2.1 (2) Vlera llogaritëse e rezistencës vertikale të murit të veçuar për njësi të gjatësisë

$$N_{Ed} = \phi \cdot t \cdot f_d$$

ku:

ϕ	faktori reduktues i kapacitetit mbajtës, ϕ_i –, në majën ose poshtë e murit, ose ϕ_m në mes të lartësisë së murit, duke pas parasysh efektin e epjes
t	trashësia e murit
f_d	rezistenca llogaritëse në shtypje e murit

EN 1996-1-1 6.1.2.1 (3) Për rastet kur sipërfaqja e prerjes tërthore të murit është më e vogël se 0,1 m², rezistenca llogaritëse në shtypje e murit f_d duhet të shumëzohet me faktorin:

$$(0.7 + 3A)$$

ku:

A është sipërfaqja horizontale e ngarkuar bruto e prerjes tërthore e shprehur në m².

EN 1996-1-1 6.1.2.2 Faktori reduktues për epjen dhe jashtëqendërsinë:

EN 1996-1-1 6.1.2.2 (1) Vlera e faktorit reduktues të epjes dhe jashtëqendërsisë ϕ mund të jetë në bazë të sforcimeve drejtëkëndëshe sikur:

Në pjesën e lartë dhe të poshtme të murit (ϕ_i)

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

ku:

e_i paraqet jashtëqendërsinë në pjesën e sipërme dhe poshtme të murit dhe mund të llogaritet sipas shprehjes

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t$$

ku:

M_{id}	është vlera llogaritëse e momentit në përkulje në pjesën e sipërme ose të poshtme të murit që del nga jashtëqendërsia e veprimit të ngarkesës në mur
N_{id}	vlera llogaritëse e ngarkesës vertikale në pjesën e sipërme të murit
e_{he}	jashtëqendërsia në pjesën e sipërme ose të poshtme të murit e cila mund të del si rezultat i veprimit të forcave horizontale (veprimi i erës)
e_{init}	jashtëqendërsia fillestare (iniciale)
t	trashësia e murit

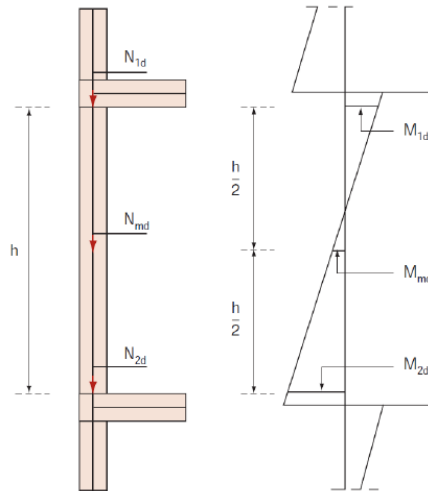


Figura 64 Momentet nga llogaritëse të përkuljes nga jashtëqendërsia

Në mes të lartësisë së murit kemi koeficientin ϕ_m . Dhe ky koeficient varet nga jashtëqendërsia në mesin e lartësisë së murit emk dhe shprehjen

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05t$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}$$

ku:

M_{md}	është vlera llogaritëse e momentit në përkulje në lartësin e mesme të murit duke dalë nga ndryshimi i momenteve të përkuljes në pjesën e sipërme dhe të poshtme të murit
N_{md}	vlera llogaritëse e ngarkesës vertikale në lartësin e mesme të murit
e_{hm}	jashtëqendërsia në lartësin e mesme të murit e cila del si rezultat i veprimit të forcave horizontale (veprimi i erës)
e_{init}	jashtëqendërsia fillestare (iniciale)

t trashësia e murit

$$e_k = 0.002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}$$

Sipas EN 1996-1-1 6.2 Muret e pa armuara të ngarkuara me ngarkesë horizontale:

EN 1996-1-1 6.2 (1) Sipas gjendjes kufitare mbajtëse, vlera llogaritëse e veprimeve të jashtme horizontale në mur është V_{Ed} , duhet të jetë më e vogël ose baraz me vlerën llogaritëse të rezistencës horizontale të murit V_{Rd} .

$$V_{Ed} = V_{Rd}$$

EN 1996-1-1 6.2 (2) Vlera llogaritëse e rezistencës horizontale të murit të veçuar për njësi të gjatësisë

$$V_{Ed} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

ku:

f_{vd} është vlera llogaritëse e rezistencës në shkëputje
 t trashësia e murit të nënshtruar forcës horizontale
 l_c gjatësia e murit të nderur

Sipas EN 1996-1-1 6.3 Muret e pa armuara të ngarkuara me ngarkesë normal në rrafshin e tyre:

EN 1996-1-1 6.3.1 (1) Sipas gjendjes kufitare mbajtëse, vlera llogaritëse e veprimeve të jashtme normal me rrashin e murit është M_{Ed} , duhet të jetë më e vogël ose baraz me vlerën llogaritëse të rezistencës normal në rrafshin e murit M_{Rd} .

$$M_{Ed} = M_{Rd}$$

EN 1996-1-1 6.3.1 (3) Vlera llogaritëse e momentit të përkuljes është:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z$$

ku:

f_{xd} është vlera llogaritëse e rezistencës në përkulje; Z moduli elastik i prerjes së njësisë muratuese ose gjatësisë së murit

EN 1996-1-1 6.3 (4) Në rastet kur kemi edhe përkulje dhe ngarkesë vertikale rezistenca llogaritëse e murit caktohet përmes shprehjes:

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$$

ku:

$f_{xd1,app}$	është vlera llogaritëse e rezistencës në përkulje për rastin e plasaritjeve paralel me shtresat e llaçit
σ_d	sforcimet llogaritëse të murit nga ngarkesa vertikale dhe nuk duhet të jenë më të mëdha se $0,2 \cdot f_d$;

6.3 Metodatat e analizës së reagimit sizmik

Analiza strukturore kërkon domosdoshmërisht një modelim real të sjelljes strukturore. Kjo fazë konsiston në supozime në lidhje me sjelljen mekanike të materialeve, gjeometrinë e elementeve strukturore, kushtet kufitare dhe veprimet e aplikuara (për sa i përket llojit, madhësisë, drejtimit, orientimit dhe kombinimit të tyre). Me fjalë të tjera, projektuesi ka për të realizuar: (1) modelimin mekanik, ku materialet përbërëse karakterizohen përmes parametrave të forcës dhe deformimit, marrëdhëniet sforcim-deformim dhe modelet e rezistencës; (2) modelimi gjeometrik dhe konstante, ku dimensionet përcaktohen elementet strukturore dhe kufizimet e tyre të ndërsjella dhe të jashtme; dhe (3) modelimi të ngarkesës, kur duhet të dallosh veprimet mjedisore dhe veprimet nga njeriu për shkak të vendndodhjes së strukturore dhe përdorimit të tij, përkatësisht.

Projektimi sizmik është dukshëm i ndryshëm nga projektimi nën ngarkesat e gravitetit. Shtangesia dhe rezistenca duhet të sigurohen strukturave që i nënshtrohen ngarkesave të veti dhe atyre shfrytëzuese, për të minimizuar dëmtimin ndaj veprimit të ngarkesave të shpeshta të ndryshueshme dhe për të siguruar sigurinë ndaj ULS. Karakteristika shtesë duhet të ofrohen për strukturat që i nënshtrohen gjithashtu veprimit sizmik, duke synuar përgjigje më të mirë globale strukturore.

Studimi i deformimeve ka karakteristika të ndryshme në varësi të strategjisë së veçantë të projektimit të përdorur (p.sh., kontrolli i përgjigjes joelastike, izolimi i bazës, disipimi i energjisë) dhe tërmeti i projektimit që pritet për gjendjen kufitare të vlerësuar.

Në çdo rast dhe për çdo strategji të projektimit, një strukturë rezistente ndaj tërmetit duhet të plotësojë kërkesat e përgjithshme të mëposhtme :

- thjeshtësi strukturore, në mënyrë që të sigurohen rrugë të transferimit të drejtpërdrejtë për forcën sizmike transmetim, duke arritur parashikime shumë të besueshme të sjelljes sizmike;

-uniformitet dhe simetri, në mënyrë që të kemi shpërndarje sa duhet të balancuara të masave të inercisë, shtangesise dhe reistences, si në plan ashtu edhe përgjatë lartësisë së strukturës, duke lejuar (1) një përgjigje uniforme globale në bazë të një ekscentriciteti jo domethënës midis shtangesise dhe qendres së masës, (2) përqendrime të forcave të brendshme, dhe (3) dhe siguruar kërkesën për duktilitet.

- rezerve strukturore, në mënyrë që të sigurohet rishpërndarja progresive e forcave të brendshme,
- sisteme strukturore në gjendje të sigurojnë një shtangesi dhe rezistencë mjaft të barabartë ndaj të dy përbërëe horizontale të veprimeve të tërmetit të projektimit, dhe kështu të fitohet aftësia për të rezistuar veprimeve horizontale që veprojnë në çdo drejtim të rrafshit të strukturës;
- shtangesi dhe rezistencë adekuate në përdredhje, në mënyrë që të shmangen shpërndarjet jo-uniforme të reistences, duktiliteti dhe zhvendosjet për shkak të efekteve përdredhje;
- diafragma horizontale të ngurta dhe mjaft rezistente, në mënyrë që të sigurohen transferimet e veprimeve horizontale midis elementeve të ndryshëm rezistent ndaj ngarkesës horizontale (d.m.th., ramit, muret, bërthamat) proporcionalisht me ngurtësinë e tyre në rastin e përgjigjes elastike të të gjithë përbërësit dhe reistenca e tyre në rastin e përgjigjes joelastike e të gjithë përbërësve; dhe
- sistemet e themeleve me shtangesi të lartë aksiale dhe të perkuljes, në mënyrë që të shmangin efektet e pafavorshme për shkak të lëvizjes sizmike të tokës (p.sh., zhvendosjet relative horizontale midis mureve ose shtyllave të ndryshme murature).

Në përgjithësi, strukturat rezistente ndaj tërmetit mund të jenë të projektuara në një mënyrë që të tregojnë përgjigje të disipimit të energjisë nën tërmete me intensitet të lartë. Në rastin e strukturave të zakonshme, projektimi sizmik duhet të synojë arritjen e përgjigjes disipative në mënyrë që të kontrollohen dëmtimet.

Qasja e projektimit sizmik është të prodhojë një hierarki më mënyrat e dështimit dhe kolapsit, ku kontrolli dhe siguria mund të jenë lehtë të verifikueshme.

Në varësi të supozimeve për sjelljen materiale dhe kushtet e ngarkimit, analiza strukturore mund të kryhet në rang linear ose jo-linear, të shtjelluara në mënyrë statike ose dinamike.

Metodat e meposhtshme mund te perdoren per percaktimin e reagimit sizmik:

- Analiza elastike lineare e forcave anesore
- Analiza modale sipas spektrit të reagimit
- Analiza Pushover
- Analiza jolineare në fushën kohore (dinamike).

Tabela 24 Paraqitja e metodave te analizës

	Metodat e analizës			
	Forces anesore	Analiza modale	Pushover	Analiza ne fushen kohore
Metodat	statike	statike	statike	dinamike
Modeli strukturor	lineare	lineare	jolineare	jolineare
	2D	2D,3D	2D,3D	2D,3D
Ndikimi I perdredhjes	qasje të thjeshtuara për ndikime te thjeshta, dhe ndikime shtese te perdredhjes	2D:qasje të thjeshtuara për ndikime te thjeshta, dhe ndikime shtese ose aksidentale nga perdredhja 3D:Modeli i brendshëm, ekspozime ndaj ndikimeve të rastësishme te perdredhjes	2D:qasje të thjeshtuara për ndikime te thjeshta, dhe ndikime shtese ose aksidentale nga perdredhja 3D:Modeli i brendshëm, ekspozime ndaj ndikimeve të rastësishme te perdredhjes	2D:qasje të thjeshtuara për ndikime te thjeshta, dhe ndikime shtese ose aksidentale nga perdredhja 3D:Modeli i brendshëm, ekspozime ndaj ndikimeve të rastësishme te perdredhjes
Konsiderimi I jolinearitetit	Koeficienti i sjelljes	Koeficienti i sjelljes	të përfshira në model	të përfshira në model
Ndikimi/Efektet	Spektri i reagimit	Spektri i reagimit	Spektri i reagimit	Kursi i kohës
Kalkulimi	Analiza strukturore me ngarkesa ekuivalente statike	Analizë modale me mbivendosje kuadratike të variablave të gjendjes	Ilogaritje me forca anesore në rritje monotone	të paktën 3 Ilogaritjet te kohës me vlerësimin statistikor
Pasaktesite	Modelimi, dinamika strukturore, Sjellja e materialeit	Modelimi, dinamika strukturore, Sjellja e materialeit	Modelimi, dinamika strukturore	Modelimi
Kerkesat	shumë e lartë	2D: e lartë 3D: asnjë	2D: e lartë 3D: asnjë	2D: e lartë 3D: asnjë
Shfrytëzimi i rezervave strukturore	e ulet	e ulet	e mire	shume e mire
Përpjekjet	te vogla	moderuar	te justifikueshme	shumë e lartë

Analizat jolineare mund të kërkohet për struktura komplekse (për shembull strukturat me parregullsi të mëdha ose ndërtesa të izoluar në bazë) ose për struktura që janë duke përjetuar fenomene jolineare (për shembull, materiali ka hyrë në rrjedhshmëri ose jolinearitete gjeometrike). Analiza statike jolineare, është më e përshtatshme për struktura ku mbizotëron forma e pare e lëkundjeve; analiza jolineare në fushën kohore është përgjithsisht më e aplikueshme (por më komplekse).

Metodat jolineare përfaqësojnë në mënyrë të drejtpërdrejtë sjelljen jolineare të gjeometrisë dhe materialeve, por i nënshtrohen një argumentimi të të dhënave hyrëse sizmike, të metodave themelore të përdorur për të përfaqësuar sjelljen strukturore jolineare dhe të metodës së përdorur për të interpretuar rezultatet. Ndryshe nga rastet e metodave lineare, analizat jolineare kërkojnë të dihet rezistenca e rrjedhshmërisë në seksionet kritike.

6.4 Metoda e Analizes se Forcës Anësore- Analiza e thjeshtuar modale

Kjo analize që ndryshe quhet "analize ekuivalente statike" konsiderohet analize sizmike e thjeshtuar dhe mund të përdoret kur reagimi maksimal dinamik dominohet nga kontributi i forms së parë të lekundjeve kundrejt formave të tjera të lekundjeve.

Vleresohet se këto kërkesa plotësohen në rastet kur struktura plotëson kushtet vijuese:

- kanë periudë themelore të lekundjeve T_1 në dy drejtimet kryesore më të vogla se vlerat vijuese:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

ku:

T_c është kufiri i sipërm i periodes i degës së shpejtimit spektral konstant sikurse përcaktohet në **3.2.2.2** të **EN 1998-1**

- plotësojnë kriteret e rregullsisë në lartësi (**EN 1998- 1,4.2.3.3**)

Forca prerëse sizmike në bazë F_b , për çdo drejtim horizontal në të cilin analizohet ndërtesa, duhet të përcaktohet duke përdorur shprehjen vijuese:

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

ku:

$S_d(T_1)$ vlera e spektrit të projektimit referuar periodes T_1
 T_1 perioda bazë në drejtimin e konsideruar
 m masa totale e struktures

λ faktor korrektues, vlera e të cilit merret $\lambda = 0.85$ nëse $T_1 \leq 2T_C$ dhe struktura ka më shumë se dy kate, ose $\lambda = 1.0$ për raste të tjera.

Faktori λ merr parasysh faktin që në ndërtesat me të paktën tri kate dhe tri shkallë lirie translative në çdo drejtim horizontal, masa modale efektive e formës së pare (themelore) është më e vogël, mesatarisht 15% më e vogël sesa masa totale e ndërtesës. Për përcaktimin e periodës themelore T_1 të lëkundjeve të ndërtesës, mund të përdoren shprehje të bazuara në metoda të dinamikës së strukturave (p.sh. metoda Rayleigh). Për ndërtesat me lartësi deri në 40 m, vlera T_1 (në s) mund të merret përafërsisht nëpërmjet shprehjes vijuese:

$$T_1 = C_t * \sqrt[4]{H^3}$$

ku:

C_t – është:

0,085	për ramat hapësinore moment-rezistuese prej çeliku
0,075	për ramat hapësinore moment-rezistuese prej betoni dhe për ramat prej çeliku me kontraventime ekscentrike
0,005	për gjithë strukturat e tjera

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

H është lartësia e ndërtesës, në m, nga themeli ose nga kreu i një bodrumi rigjid, e matur në m. Në rastet alternative, për strukturat me mure ndaj prerjes prej betoni ose murature, vlera C_t mund të merret:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

$$A_c = \sum \left[A_i * \left(0,2 + \left(\frac{l_w}{H} \right)^2 \right) \right]$$

ku:

A_c	sipërfaqja efektive totale në katin e pare të diafragmave-mureve vertikale (m ²)
l_{wi}	gjatësia e murit i në katin e parë dhe në drejtim paralel me forcat e aplikuarra (m) me kufizimin që: $\frac{l_{wi}}{H} \leq 0.9$

Po t'i referohemi zhvendosjes elastike në pjesën më të lartë të strukturës, nga aplikimi i ngarkesës peshë në drejtim horizontal, perioda T_1 (sec.) mund të caktohet si më poshtë:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

d zhvendosja elastike anësore e kreut të ndërtesës, në m, për shkak të ngarkesave-peshë të aplikuara në drejtim horizontal
Shpërndarja e forcave sizmike horizontale

6.5 Shpërndarja e forcave sizmike horizontale

Forca prerëse e bazës F_b shpërndahet në kate me proporcionin që dikton forma e parë e lëkundjeve. Për forcat horizontale F_i në nivelet e ndryshme do të kemi:

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

ku:

- F_i forca horizontale që vepron në nivelin i
- F_b forca prerëse në bazë
- s_i, s_j zhvendosjet e masave m_i, m_j , që dikton forma e parë e lëkundjeve
- m_i, m_j masat në nivelete caktuara

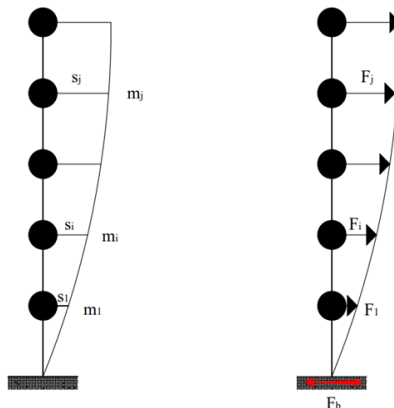


Figura 6.7 Shpërndarja e forcave sizmike horizontale sipas tonit themelor

Kur forma themelore e lëkundjeve përafrohet nga zhvendosjet horizontale që rriten linearisht në lartësi sikurse tregohet në Fig.6.7, këshillohet që forcat horizontale F_i të merren me madhësi të llogaritura nga shprehja në vijim:

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

ku:

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

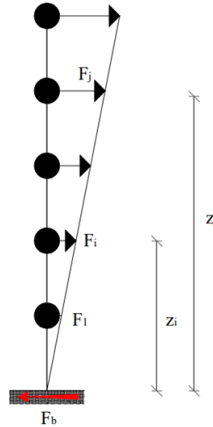


Figura 6.8 Shpërndarja lineare e forcave sizmike horizontale gjatë lartësisë

Pas përcaktimit të forcave sizmike, për llogaritjen e forcave prerëse (M, T, N) përdorën metodat e njohura statike. Në këto raste, inkorporohen edhe efektet përdredhëse duke rritur efektet e veprimit në elementet e strukturave mbajtëse, me anën e faktorit amplifikues δ .

6.6 Analiza multi-modale sipas spektrit të reagimit

Metoda do të përdoret siç përshkruhet në EN 1998-1: 2004, 4.3.3.2 / 3, duke përdorur spektrin elastik të reagimit $Se(T_1)$.

Analiza sizmike e cila njihet si analiza multi-modale sipas spektrit të reagimit sizmik është metodë bazë për analizë sizmike të strukturave që kërkohet sipas EC-8. Kjo analizë duhet të aplikohet tek strukturat të cilat nuk kënaqin kushtet e dhëna sipas “Metodës së analizës së forcës anësore”.

Shmangia e analizës eksplicite jo-lineare dhe zëvendësimi i saj me një analizë lineare bazuar në “spektrin e projektimit” $S_d(T)$ të reduktuar, kundrejt atij elastik $Se(T)$, bëhet i mundur nëpërmjet futjes së faktorit të sjelljes “q”.

Paraprakisht duhet të bëhet analiza e këkundjeve të lira. Kjo analizë nënkupton kërkesën e përcaktimit të periodave korresponduese, dhe formave përkatëse të lëkundjeve. Duhet të merret

parasysh reagimi i të gjitha formave të lëkundjeve që kontribuojnë në mënyrë të rëndësishme në reagimin global të strukturës. Kjo kërkesë mund të kënaqet nëse:

- *Shuma e masave modale efektive të formave të lëkundjeve të marrura parasysh është të paktën 90% e masës totale të strukturës.*
- *Duke marrë parasysh të gjitha format e lëkundjeve me masa modale efektive më të mëdha se 5% të masës totale.*

Në qoftë se kushti nuk plotësohet (në strukturat ku format e lëkundjeve përdredhëse kanë kontribut të rëndësishëm), duhet që numri minimal “k” i formave të lëkundjeve në analizën hapsinore t’i kënaqë kushtet vijuese:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad ; \quad \text{dhe} \quad T_k \leq 0.20s$$

ku:

k	numri i lëkundjeve të formave të konsideruara
n	numri i niveleve horizontale
T_k	perioda e lëkundjeve për formën “k”

Duke përdorur vlerat e periodave dhe vlerat spektrale përkatëse projektuese, për çdo formë të lëkundjeve përcaktohen forcat prerëse koresponduese të bazës:

$$F_i = M * \phi_i * \Gamma_i * S_{ai}$$

ku:

$$\Gamma_i = L_i / M_i \rightarrow \text{faktor i pjesmarrjes modale}$$

$$M_i = \phi_i^T * M * \phi_i - \text{masa e përgjithësuar për formën i" të lëkundjeve}$$

$$L_i = \sum_{j=1}^m m_j \cdot \phi_{j,i} \rightarrow \text{efekti sizmik modal}$$

$$M_i^* = \Gamma_i \cdot L_i = L_i^2 / M_i \rightarrow \text{masa efektive modale}$$

Nisur nga këto shprehje, forca prerëse në bazë F_{bk} , që vepron në drejtim të aplikimit të veprimit sizmik, mund të shprehet si: $F_{bk} = S_d(T_k) * m_k$. Masa modale efektive m_k që i korespondon formës “k” të lëkundjeve, përcaktohet në mënyrë të tillë që forca prerëse në bazë F_{bk} që vepron në drejtimin e aplikimit të veprimit sizmik, mund edhe të shprehet si:

$$F_{bk} = S_d(T_k) * m_k$$

Mund të tregohet që shuma e masave modale efektive (për të gjitha format e lëkundjeve sipas një drejtimi të dhënë) është e barabartë me masën e strukturës.

$$m_i^* = L_i^2 / M_i L_i = \Phi_i^T * M_s \sum_{i=1}^n m_i^* = \sum_{j=1}^m m_j^* = M$$

6.7 Konbinimi i reagimeve modale

Për kërkimin e vlerës maksimale të mundshme të reagimit sizmik të një madhësie llogaritëse r_{\max} , e cila në EC-8 shënohet me E_E (p.sh. moment i përkuljes M në një seksion të çfardoshëm-prerje tërthore të elementit të strukturës) merret me anë të mënyrës së veçantë të superponimit modal e që njihet si “**Rrënja katrore e shumës së katrorëve** “ (SRSS).

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

ku:

E_E	efekti i veprimit sizmik që shqyrtohet (forca, zhvendosja etj.)
E_{Ei}	vlera e këtij efekti që i përgjigjet formës “i” të lëkundjeve

Ky relacion mund të përdoret nëse format e lëkundjeve konsiderohen të pavarura në mes vete. Reagimet sipas dy formave të lëkundjeve “i” dhe “j” (përfshirë format translatore si dhe ato përdredhëse të lëkundjeve) mund të konsiderohen si të pavarura në mes tyre nëse periodat e tyre T_i dhe T_j për $T_j \leq T_i$ kënaqin kushtin: $T_j \leq 0.9T_i$.

Në rast se nuk plotësohet ky kusht, aplikohet një formë tjetër superponimi që quhet “**kombinimi komplet kuadratik**” (CQC). Sipas këtij kombinimi, pra, “**kombinimi komplet kuadratik**” (CQC), reagimi maksimal modal nga veprimi sizmik në një strukturë mund të vlerësohet nga shprehja:

$$E_E = \left(\sum \sum f_n * \rho_{nm} * f_m \right)^{1/2}$$

Ku f_n është reagimi sizmik modal maksimal i lidhur me formën “n” të lëkundjeve. Shuma e dyfishtë drejtohet për të gjitha format. Ekuacionet e ngjajshme mund të aplikohen për zhvendosjet e nyjeve, zhvendosjet relative, forcat prerëse në nivele, forcën prerëse në bazë, moment i përmbysjes së bazës, etj. Koeficienti i korrelacionit ρ_{nm} merr vlerat midis 0 dhe 1. Për shuarje konstante dhe raport të frekuencave $r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$ koeficienti ρ_{nm} caktohet nga shprehja:

$$\rho_{nm} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2r(1+r)^2}$$

Aplikimi i rregullave të kombinimit modal duhet të jetë hap i fundit për caktimin e vlerave projektuese të çdo madhësie.

6.8 Analiza e mbingarkimit gradual Analiza “Push over”

6.8.1 Te Përgjithshme procedurat statike jolineare

Metoda e Analizes Pushover kombinon metoden statike jolineare me metoden e spektrit të pergjigjes , kerkesa sizmike mund të përcaktohet për një sistem me një shkallë lirie prej spektri të pergjigjes joelastike. Transformimi i sistemit me shumë shkallë lirie në sistemin me një shkallë lirie në fakt se bashku me predominancën e nevojshme të fomes së parë të lëkundjeve paraqet kufizimet kryesore të aplikimit të kësaj metode.

Në procedurën statike jo-lineare kërkesa bazë dhe parametri i vlerësimit të kapacitetit për analizim strukturore është zhvendosja anësore e strukturës.

Principi kryesor i kësaj metode është monitorimi i sjelljes së sistemit gjatë rritjes graduale të forcës horizontale me prezencë të ngarkesës konstante vertikale. Lëkundja e sistemeve konstruktive dhe strukturave mund të paraqitet me një koordinatë të vetme që mund të idealizohet në model me një shkallë lirie. Ekzistojnë sisteme që nuk ka mundësi të shprehën me një sjellje të vetme dhe ky idealizim nuk është i mjaftueshëm. Lëkundjet e sistemeve me shumë shkallë lirie mund të analizohet në mënyrë të njëjte si ato me një shkallë lirie duke përdorur përgjithësime.

Përgjigja sizmike e sistemit mund të paraqitet nga marrëdhënia e forcës horizontale dhe zhvendosjeve target. Ngarkesa sizmike vepron në mënyrë graduale në sistemin i cili është tashme i ngarkuar me ngarkesa vertikale, në këtë mënyrë simulohen forcat inerciale që paraqiten në sistem gjatë veprimit të tërmetit, rritja e të cilave ndikon në rrjedhshmërinë e elementeve të strukturës.

Metoda bazohet ne koncepte inxhienrike te sjellje strukture per llogaritje apo vleresime te strukturave te demtuara. Eshhte vleresuar se gjate llogaritjeve te zakonshem duhet kushtuar rendesi me te madhe kontrollit te demtimeve, e kjo munde te arrihet me perdorimin e metodave jo lineare, njera nga metodat me te pershtatshme eshte kombinimi i metodës se analizës Pushover me menyren e sjelljes se spektrave. Intensiteti i forcave horizontale rritet gradualisht me një propocion konstant perderisa reagimi kontrollohet dhe regjistrohet deri sa, me formimin e një numri të mjaftueshem të çernierave plastike, të ndodh shkatrimi i strukturës. Gjatë procesit të analizës "pushover" elementet jo-duktilde degradohen shpejt, kurse elementet duktile e ruajne gjate rezistencen e tyre. Në analizen pushover procesi konsiston në paraqitjen e strukturës me një model analitik dy apo tredimesional i cili merr parasysh te gjitha karakteristikat e rëndësishme të përgjigjjes lineare dhe jolineare.

Prej metodës Pushover derivohet një lakore e marrëdhënies force-zhvendosje, ku shprehet raporti mes forcës transversale totale te pjesës se poshtme "Fb" dhe zhvendosjeve te sipërme te strukturës "dm", nje paraqitje e tille e kësaj marrëdhënie na mundëson informata me te hollësishme për ngarkesën duktilitetin dhe shtangesine, kapacitetin.

6.8.2 Vlerësimet sizmike në EC8 me analizë pushover

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

- a) Per të verifikuar ose rishikuar vlerat e raportit të mbirezistencës $au/\alpha 1$ (shih çështjen 5.6);
- b) Për të vlerësuar mekanizma plastike të pritshëm dhe shpërndarjen e demtimeve;
- c) Për të vlerësuar performancën strukture të ndërtesave ekzistuese ose të riaftësuar për qëllimet e EN 1998–3;
- d) si një alternativë kundrejt projektimit të bazuar në analizën lineare-elastike që përdor faktorin e sjelljes q . Në këtë rast, këshillohet që për bazë projektimi të përdoret zhvendosja kufitare e synuar ("target").

- Ngarkesat anësore

Pjesa 3 e eurokodit 8 e kufizon aplikimin e analizës pushover sipas dy shpërndarjeve standarde të forcave anësore në objekte për të cilat perioda e parë e lëkundjeve nuk duhet të jetë më e madhe se 2 sec ose katër herë më e madhe se vlera e T_c në spektrin e projektimit. Për objekte që nuk e plotësojnë këto kushte, atëherë si analizë referente është analiza modale pushover ose analiza jolineare dinamike.

Edhe pse analiza pushove përfaqëson një mjet analitikë të thjeshtë, rezultatet mund të japin informata të rëndësishme për reagimin e strukturave siç janë:

- Identifikon zhvillimin e përgjigjëm të kurbës së kapacitetit të strukturës;
- Identifikon zonat kritike, ku mund të paraqiten deformime të mëdhajo-elastike;
- Identifikon parregullsitë e soliditetit në plan dhe lartësi që mund të shkaktojnë ndryshime të rëndësishme në karakteristikat e përgjigjes dinamike jo-elastike;
- Llogarit kërkesat ndaj forcave në elementet potencialisht të thyeshme(dobëta);
- Parashikon rendin e rrjedhjes dhe/ose thyerjen e elementeve strukturore-

Sipas EC 8 (CEN 2004a, 2005a) analiza pushover duhet të kryhet duke përdorur këto shpërndarje të formave anësore:

- Shpërndarje "uniforme" që i korrespondon shpejtimit uniform, ku $\Phi_i = 1$ bazuar në forcat anësore që janë proporcionale me masën, pavarësisht nga ngritja në lartësi (shpejtim uniform i reagimit, Fig.4-38(a));
- Shpërndarje "modale" që i simulon forcat e inercisë sipas formës së parë të lëkundjeve në drejtimin horizontal, proporcionale me forcat anësore, konsistente me shpërndarjen e forcave anësore në drejtimin nën shqyrtim, të përcaktuara sipas analizës elastike (Fig.4-38(b)).

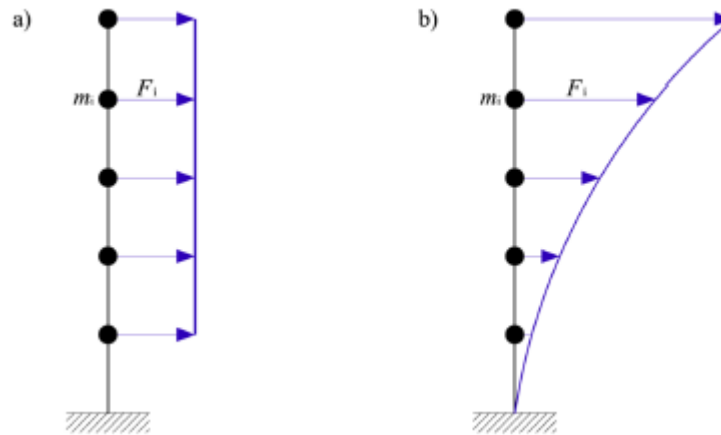


Figura 65 Forma e shperndarjes se forcave

Për analizën pushover mund të përdoren dy modele plane, kur kemi kushte rregullsie strukturore të njëjta si në analizën lineare. Ndërtesat që nuk i përmbahen këtyre kriterëve këshillohet që të analizohen me anën e një modeli hapësinor. Në këtë rast, mund të kryhen akoma dy analiza të pavarura, me veprimet anësore të aplikuara vetëm në një drejtim për çdo analizë.

Për ndërtesat e ulëta me muraturë me numër katesh deri në 3 dhe dhe nëse aspekti(raporti lartësi/gjerësi) mesatar i mureve strukturore është më i vogël se 1,0 çdo kat mund të analizohet në mënyrë të pavarur.

Lakorja e kapacitetit

Ndertimi i nje kurbe kapaciteti qe tregon marredhenien midis forces F te bases si ordinate dhe zhvendosjes anesore delta te nje niveli te caktuar psh nivelit me te larte percakton kapacitetin e struktures per nje shpendarje te supozuar te ngarkesave Kjo kurbe eshte e pavarur nga qfardo lloj kerkesese specifike sizmike,e shprehur kjo nepermjet levizjes korresponduese te truallit

Nese struktura zhvendoset anash, menyra e reagimit te saj mund te shprehet qarte nepermjet kesaj kurbe kapaciteti. Nje pike mbi kurbe percakton nje gjendje demtimi te caktuar per strukturen, perderisa deformacioni i te gjithe komponenteve mund te lidhet me zhvendosjen globale te struktures.

Marrëdhënia ndërmjet forcës prerëse të bazës dhe zhvendosjes së kontrolluar të katit të sipërm të strukturës (kurba e kapacitetit) duhet të caktohet nga analiza pushover nga zero deri në 150% të zhvendosjes së synuar.

Zhvendosja e kontrollit mund të merret në qendrën e masës së çatisë së ndërtesës. Këshillohet që niveli i sipërm i një papafingoje të mos konsiderohet si nivel çatie i ndërtesës.

- Faktori i mbirezistencës

Kur raporti i mbirezistencës (α/α_1) përcaktohet nëpërmjet analizës “pushover”, këshillohet që të përdoret vlera më e vogël e faktorit të mbirezistencës, e përfutur nga të dyja shpërndarjet e ngarkesave anësore.

- Mekanizmi plastik

Mekanizmi plastik duhet të përcaktohet për të dyja shpërndarjet e ngarkesave anësore të aplikuara. Mekanizmat plastikë duhet të përputhen me mekanizmat në të cilët është bazuar faktori i sjelljes q i përdorur në projektim.

- Zhvendosja e synuar

Zhvendosja e synuar (“target”) duhet të përcaktohet si kërkesa sizmike që rezulton nga spektri i reagimit elastik, i shprehur nëpërmjet zhvendosjes së një sistemi ekuivalent me një shkallë lirie.

Metodika për vlerësimin e efekteve përdredhëse

Analiza pushover e realizuar me skemat e ngarkimit të specifikuar si modale dhe uniforme mundë të nënvlerësojnë në mënyrë domethënëse (të konsiderueshme) deformimet në pjesen e shtanget /të fortë të një strukture fleksibile në përdredhje, d.m.th., të një strukture ku forma e parë e lëkundjeve është kryesisht e dominuar nga përdredhja. E njëjta vërejtje duhet pasur parasysh për deformimet pjesen e shtanget /të fortë të një strukture fleksibile, kur forma e dytë e lëkundjeve është kryesisht përdredhëse.

Për struktura të tilla, zhvendosjet pjesen e shtanget /të fortë të një strukture fleksibile duhet të rriten në krahasim me strukturën korresponduese të balancuar në përdredhje.

Kjo kërkesë konsiderohet që kënaqet nëse faktori i amplifikimit që aplikohet për zhvendosjet e krahut të ngurtë/të fortë bazohet në rezultatet e analizës elastike modale të modelit hapësinor.

Nëse për analizën e strukturave të cilat janë të rregullta në plan përdoren dy modele plane, efektet përdredhëse mund të vlerësohen në përputhje me EN-1998-1.

6.9 Procedura e Analizes Push-over

Qellimi i Analizes Pushover është vlerësimi i kërkesave sizmike të pritshme kundrejt kapacitetit sizmik që posedon struktura mbi bazën e përcaktimit të zhvendosjeve.

Hapi I - Përcaktimi i Kërkeses Sizmike- Spektri Elastik

Kërkesa sizmike përfaqësohet nga spektri elastik në formatin shpejtimit zhvendosje AD (“Acceleration-Displacement”). Për këtë, duke iu referuar një sistemi me një shkallë të lirë aplikohet marrëdhënia e njohur:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

Hapi II- Ndërtimi i kurbës së kapacitetit

Zhvendosja e synuar përcaktohet duke paraqitur në të njëjtin sistem boshtesh koordinative kërkesën sizmike shprehur nga spektri i reagimit elastik (shih 3.2.2.2 të EN 1998-1) dhe kurbën e kapacitetit në formatin shpejtimit-zhvendosje (“AD format”).

Kurba e kapacitetit përcaktohet në përputhje me çështjen 4.3.3.4.2.3 të EN 1998-1 dhe përfaqëson marrëdhënien midis forcës prerëse në bazë dhe zhvendosjes së njëjës së kontrollit.

Referuar pikës B1 në Aneksin B të EN 1988-1, ka vend marrëdhënia vijuese midis forcave të normalizuara anësore F dhe zhvendosjeve të normalizuara (modale) Φ_i :

$$F_i = m_i \times \theta_i$$

ku mi është masa e katit i, Φ_i është zhvendosja e normalizuar që i korrespondon katit i, për tonin e parë të lëkundjeve.

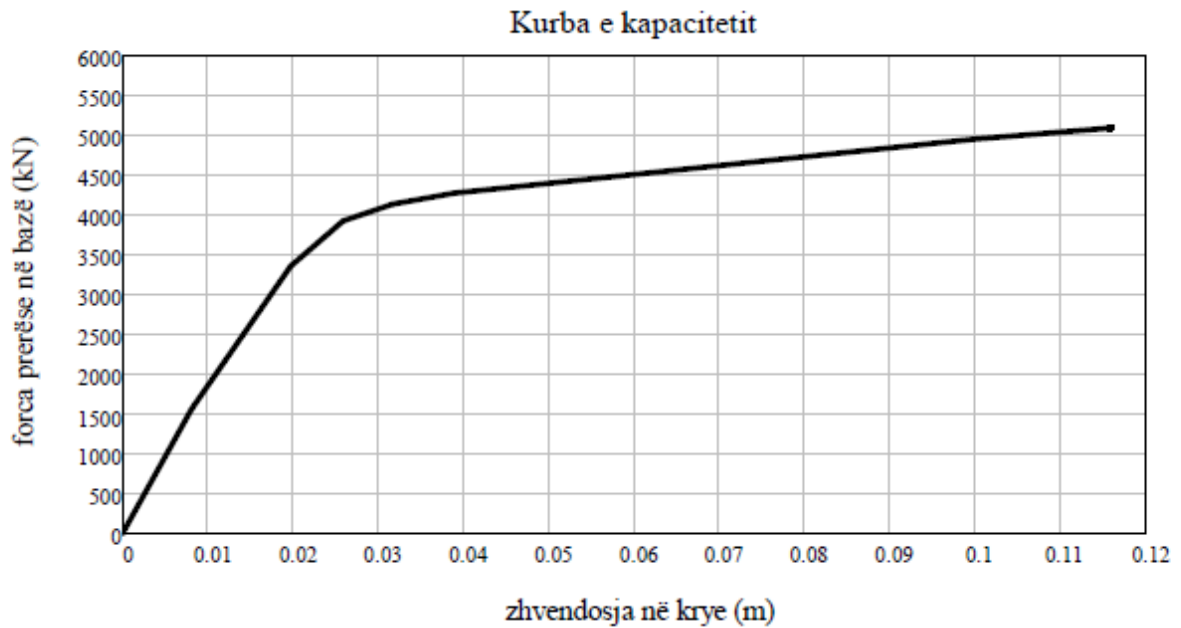


Figura 66 Kurba e kapacitetit

Hapi III-te Transformimi në një sistem ekuivalent me një shkallë lirie (NJ.SH.L)

Sistemi me tri shkallë lirie transformohet në një sistem ekuivalent me një shkallë lirie (NJ.SH.L) me masë m^* . Figura në vijim ilustron këtë transformim.

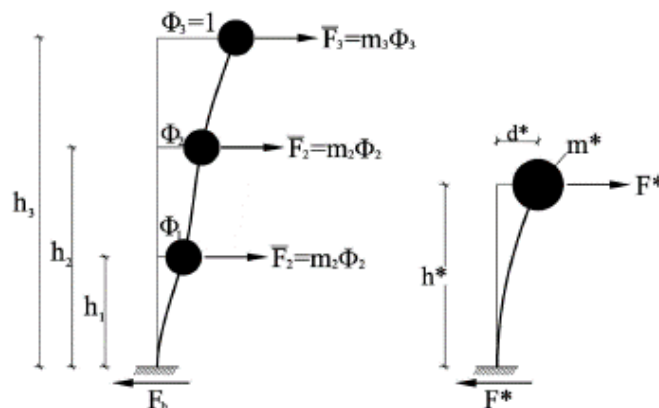


Figura 67 Transformimi ne sistemin me NJ.SH.L

Pas parashkrimit të ekuacioneve të lëvizjes të sistemit me SH.SH.L dhe pas shndërrimeve matematikore përkatëse, përftohet madhësia m^* që përfaqëson masën e këtij sistemi ekuivalent me NJ.SH.L. si në vijim:

$$m^* = \sum m_i \times \theta_i = \sum F_i$$

Faktori i transformimit jepet nga shprehja:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \theta_i^2} = \frac{\sum F_i}{\sum \frac{F_i^2}{m_i}}$$

Forca F^* dhe zhvendosja d^* e sistemit ekuivalent me NJ.SH.L llogariten si:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

ku F_b dhe d_n janë, përkatësisht, forca prerëse në bazë dhe zhvendosja e nyjës së kontrollit e sistemit me shumë shkallë lirie (SH.SH.L). Formulatat e mësipërme mundësojnë ndërtimin e kurbës së kapacitetit për sistemin me një shkallë lirie nisur nga sistemi SH.SH.L

Hapi i IV-te Përcaktimi i marrëdhënies së idealizuar të forca–zhvendosjeve

Forca e rrjedhshmërisë F_y^* , e cila përfaqëson gjithashtu rezistencën e fundit të sistemit të idealizuar, është e barabartë me forcën prerëse në bazë në momentin e formimit të mekanizmit plastik. Ngurtësia fillestare e sistemit të idealizuar përcaktohet në mënyrë të tillë që sipërfaqet e krijuara nga kurba reale dhe ajo e idealizuar e forcë –zhvendosjeve të jenë të barabarta (shih Figurën E.5).

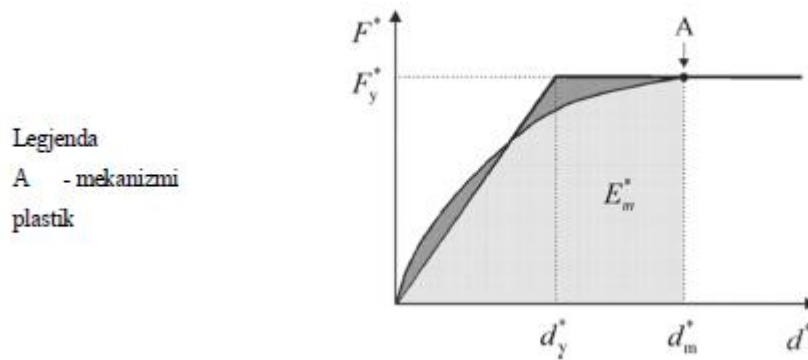


Figura 68 Percaktimi i i marredhenies se idealizuar elastike ideale plastike force-zhvendosje

Bazuar në këtë supozim, zhvendosja d_y^* e pragut të rrjedhshmërisë të sistemit të idealizuar jepet nga shprehja:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

ku E_m është energjia reale e deformimit deri në çastin e formimit të mekanizmit plastik (sipërfaqja nën kurbën reale të kapacitetit deri në pikën A në figurën E.5), e shprehur matematikisht si:

$$E_m^* = \sum_{j=1}^n 0.5 \times (F_j + F_{j-1}) \times (d_j - d_{j-1})$$

- d_m^* është zhvendosja në pikëprerjen e kurbës reale dhe të idealizuar të kapacitetit që i korrespondon nivelit F_y^* të forcës (shih figurën E.5).

- pika A përfaqëson fillimin e mekanizmit plastik, ku me rritjen e mëtejshme të zhvendosjeve, forca prerëse në bazë mbetet e pandryshuar.

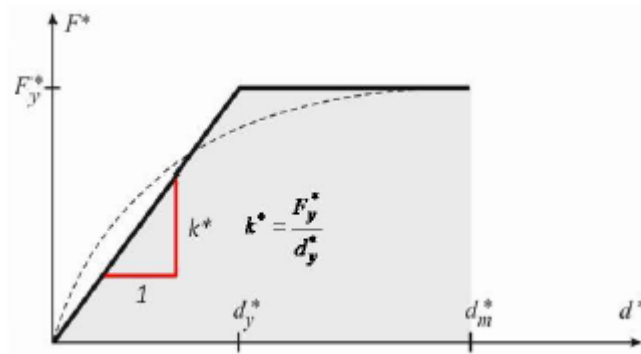


Figura 69 Idealizimi i sistemit

Përcaktimi i periodës së sistemit të idealizuar ekuivalent me NJ.SH.L.

Perioda T^* e sistemit të idealizuar ekuivalent me NJ.SH.L. përcaktohet nga: Madhësia k^* përfaqëson shtangësinë fillestare të sistemit ekuivalent NJ.SH.L mbështetur në pjesën elastike të marrëdhënies së idealizuar të forca-zhvendosjeve.

Duke zëvendësuar shtangësinë k^* të sistemit NJ.SH.L si raport i forcës F_y^* me zhvendosjen d_y^* dhe duke kryer zëvendësimet numerike, marrim periodën e sistemit ekuivalent:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \times d_y^*}{F_y^*}}$$

Hapi i V-te Përcaktimi i zhvendosjes së synuar për sistemin ekuivalent me NJ.SH.L.

Sipas EN 1998-1, Aneksi B, për përcaktimin e zhvendosjes së synuar d_t^* për strukturat në rendin e periodave të shkurtra dhe për strukturat në rendet e periodave të mesme dhe të gjata këshillohet që të përdoren shprehje të ndryshme, sikurse tregohet në vijim.

Perioda ndarëse midis rendit të periodave të shkurtra dhe të mesme është T_c (shih Figurën 3.1 dhe Tabelat 3.2 dhe 3.3 në EN 1998-1).

a) Për $T^* < T_c$ (rendi i periodave të shkurtra

Në qoftë se $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ reagimi është elastik dhe prandaj

$$d_t^* \geq d_{et}^*$$

Në qoftë se $F_y^*/m^* \leq S_e(T^*)$ reagimi është jo linear dhe

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

ku q_u është raporti midis shpejtimit në strukturën me sjellje të pakufizuar elastike $S_e(T^*)$ dhe në strukturën me rezistencë të kufizuar F_y^*/m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*}$$

dt^* nuk nevojitet të kalojë $3d_{et}^*$.

b) $T \geq T_C$ (rend i periodave të mesme dhe të gjata)

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Marrëdhënia midis madhësive të ndryshme paraqitet në Figurën E.7.a) dhe b). Figurat janë realizuar në formatin shpejtimit – zhvendosje. Për të ndërtuar kurbat në këtë format, shfrytëzohet marrëdhënia:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Perioda T^* paraqitet me anë të vijës radiale nga origjina e sistemit koordinativ deri te pika në spektrin e reagimit elastik të dhënë nga koordinatat

$$d_{et}^* = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2 \text{ dhe } S_e(T^*).$$

Nëse zhvendosja e synuar dt^* e përcaktuar më sipër ndryshon shumë nga zhvendosja dm (Figura E.5) e përdorur për përcaktimin e marrëdhënies së idealizuar elastike–ideale plastike, mund të aplikohet një procedurë iterative, në të cilën hapat nga përcaktimi i marrëdhënies së idealizuar elastike-ideale plastike deri në përcaktimin e zhvendosjes së synuar përsëriten duke përdorur dt^* (dhe korresponduesen F_y^*) në vend të dm^* .

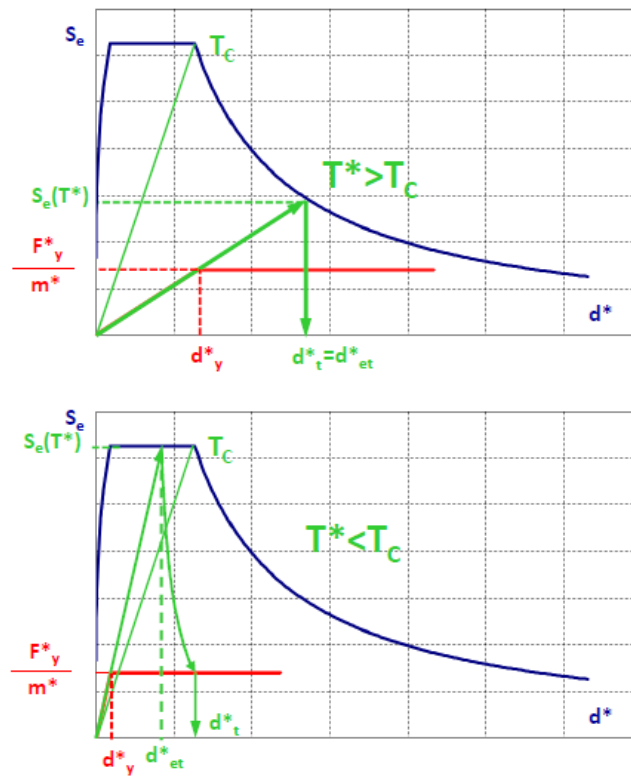


Figura 70 Përcaktimi i zhvendosjeve të synuara: (a) Rendi i periodave të mesme dhe gjata (b) rendi i periodave të shkurta

Zhvendosja e synuar e strukturës jepet nga:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \times \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$

Hapi i VI-te Përcaktimi i zhvendosjes së synuar për sistemin me SH.SH.L.

Zhvendosja e synuar e sistemit me SH.SH.L jepet nga shprehja:

$$d_t^* = \gamma_d \times d_t^*$$

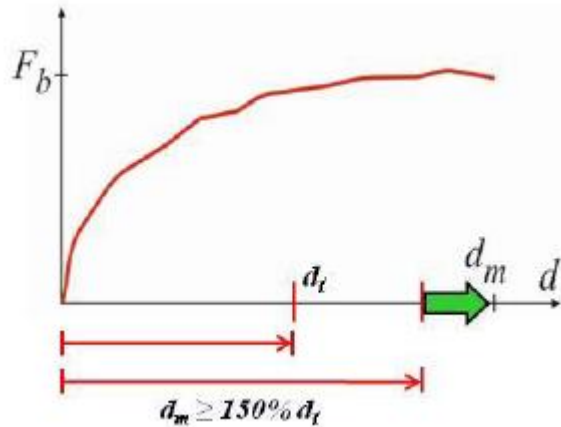


Figura 71 Përcaktimi i zhvendosjes së synuar me SH.SH.L

Zhvendosja e synuar në provimin e gjendjes kufitare të ngarkesës është ajo zhvendosje në majën së strukturës që pritet për një tërmet të caktuar dhe vetitë strukturore. Një strukturë konsiderohet të kënaqë kushtet nëse zhvendosja së strukturës para shembjes është të paktën 150% më e madhe se zhvendosja e synuar.

6.10 Analiza jolineare në fushën kohore

Analiza jolineare dinamike, e quajtur analiza jolineare në fushë kohore “Time history”, është metoda më e sofistikuar për analizen e reagimit sizmik të objekteve, kjo analizë bën kombinimin e lekundjeve të regjistruara të tokës me model të detajuar strukturor, çka mundëson rezultate shumë të sakta. Përdoret si analizë eksperimentale apo si analizë për objekte të veçanta me konfiguracion jostandard e që jep reagimin e strukturës, zhvendosjet e saj në çdo moment të veprimit të termetit referent.

Reagimi si funksion kohor i strukturës mund të fitohet nëpërmjet integritit numerik të drejtpërdrejtë të ekuacioneve diferenciale të lëvizjes, duke përdorur akselerograma që përfaqësojnë lëvizjet e truallit.

Këshillohet që modelet e një elementi strukturor të kënaqin kërkesat e dhëna në EC8:1 4.3.3.4.1(2)-(4) dhe të plotësohen me rregulla që përshkruajnë sjelljen e elementit nën veprimin e sikluseve postelastike të shkarkim-ringarkimit. Këshillohet që këto rregulla të pasqyrojnë në mënyrë reale disipimin e energjisë në element, referuar rendit të amplitudave të zhvendosjeve të pritshme në situatën sizmike projektuese.

Nëse reagimi përfitohet nga të paktën 7 analiza jolineare në fushën kohore me lëvizje trualli në përputhje me EC8:1 3.2.3.1, si vlerë llogaritëse e efektit të projektimit E_d në verifikimet kryesore të pikës EC8:1 4.4.2.2 këshillohet që të merret mesatryja e madhësive të reagimit që kanë rezultuar nga të gjitha analizat. Në rast të kundërt, këshillohet që si E_d të përdoret vlera më e pafavorshme e madhësisë së reagimit që të rezultojnë nga analizat.

6.10 Kombinimi i efekteve të komponentëve të veprimit sizmik

Komponenti horizontal i veprimit sizmik

Në përgjithësi, duhet konsideruar që komponentët horizontalë të veprimit sizmik veprojnë në mënyrë të njëkohshme. Duhet përmendur që në përputhje me **EN 1998-1, 3.2.2.1(3)P**, veprimi horizontal sizmik përshkruhet nga dy komponentë ortogonalë të supozuar si të pavarur dhe të përfaqësuar nga i njëjti spektër reagimi. Kombinimi i komponentëve horizontal të veprimit sizmik mund të merret parasysh si në vijim:

- Reagimi strukturor ndaj secilit komponent duhet të vlerësohet në mënyrë të veçantë (më vete), duke përdorur rregullat e kombinimit për reagimet modale.
- Vlera maksimale e secilit efekt veprimi në strukturë për shkak të të dy komponentëve horizontalë të veprimit sizmik, mund të vlerësohet më tej nëpërmjet rrënjës katrore të shumës së katrorëve të vlerave të efektit të veprimit për shkak të secilit komponent horizontal.

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

- Rregulli b) përgjithësisht jep një vlerësim në anën e sigurisë së vlerave të mundshme të efekteve të tjera të veprimit që janë të njëkohshme me vlerën maksimale të përfutur si në b).
- Për vlerësimin e vlerave të njëkohshme të mundshme të më shumë se një efekti të veprimit, për shkak të të dy komponentëve horizontalë të veprimit sizmik, mund të përdoren modele më të sakta.
- Si një alternativë kundrejt vlerësimeve b) dhe c), efektet e veprimit për shkak të kombinimit të komponentëve horizontalë të veprimit sizmik mund të llogariten duke përdorur kombinimet vijuese:

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

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

ku:

“+”	nënkupton “të kombinohet me”
E_{Edx}	përfaqëson efektet e veprimit për shkak të aplikimit të veprimit sizmik sipas aksit të zgjedhur horizontal x të strukturës
E_{Edy}	përfaqëson efektet e veprimit për shkak të aplikimit të të njëjtit veprim sizmik sipas aksit horizontal ortogonal y të strukturës

- Shenja e secilit komponent në kombinimet e mësipërme duhet të merret e tillë që t’i përgjigjet rastit më të pafavorshëm për efektin e veprimit që shqyrtohet.
- Këshillohet që, kur përdoret analiza statike jolineare (“pushover”) dhe kur aplikohet një model hapësinor, të aplikohen rregullat e dhëna në këtë pikë, duke konsideruar si E_{Edx} forcat dhe deformimet për shkak të aplikimit të zhvendosjes së synuar (“target”) në drejtimin x , dhe si E_{Edy} forcat dhe deformimet për shkak të aplikimit të zhvendosjes së synuar në drejtimin y . Këshillohet që forcat inerciale që rezultojnë nga kombinimi të mos i kapërcejnë kapacitetet korresponduese.
- Kur përdoret analiza jolineare në fushën kohore (“time-history”) dhe kur përdoret një model hapësinor i strukturës, duhet të merren akselerograma që të veprojnë në mënyrë të njëkohshme në të dyja drejtimet horizontale.
- Për ndërtesat që kënaqin kriteret e rregullsisë në plan dhe në të cilat muret ose sistemet e pavarura kontraventuese janë të vetmet elementë parësore sizmike në të dyja drejtimet kryesore horizontale, veprimi sizmik mund të supozohet se vepron i veçuar dhe pa kombinimet e mësipërme, sipas të dyja akseve kryesore ortogonale horizontale të structures.
- Në kombinimin e efekteve të veprimeve duhet të merret parasysh jashtëqëndërsia aksidentale.

6.12 Komponenti vertikal i veprimit sizmik

Nëse madhësia a_{vg} është më e madhe se $0,25g$ ($2,5m/s^2$), këshillohet që komponenti vertikal i veprimit sizmik, i përkufizuar sipas **3.2.2.3 të EN 1998-1**, të merret parasysh në rastet vijuese:

- për elementët strukturorë horizontal, ose afërsisht horizontal, që kanë një hapësinë drite 20 m dhe më tepër;
- për elementët konsol horizontal, ose afërsisht horizontal, që kanë një gjatësi më të madhe se 5 m;
- për komponentin strukturor horizontal ose afërsisht horizontal të parasforcuar;
- për trarët që mbajnë shtylla;
- në strukturat me izolim në bazë (“base-isolated”).

Efektet e komponentit vertikal është e nevojshme të merren parasysh vetëm për elementët në shqyrtim, si dhe për elementët apo strukturat e tyre mbajtëse, të lidhur drejtpërdrejt me to.

Nëse komponentat horizontale të veprimit sizmik janë gjithashtu të rëndësishëm për këta element, mund të aplikohen rregulla 4.3.3.5.1(2), duke bërë një shtrirje aplikimi për të tre komponentët e veprimit sizmik. Në mënyrë alternative, që të tre kombinimet vijuese mund të përdoren për llogaritjen e efekteve të veprimit:

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

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

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

ku:

“+” nënkupton “të kombinohet me”

E_{Edx} përfaqëson efektet e veprimit për shkak të aplikimit të veprimit sizmik sipas aksit të zgjedhur horizontal x të strukturës

E_{Edy} përfaqëson efektet e veprimit për shkak të aplikimit të të njëjtit veprim sizmik sipas aksit horizontal ortogonal y të strukturës

E_{Edz} përfaqëson efektet e veprimit për shkak të aplikimit të komponentit vertikal të veprimit sizmik projektues, sikurse është përkufizuar në EC8:1 në 3.2.2.5(5) dhe (6)

Në raste kur përdoret analiza statike jolineare (“pushover”), komponenti vertikal i veprimit sizmik mund të mos merret parasysh.

6.14 Kombinimi i ngarkesave sizimike dhe veprimeve të tjera

Efekti i veprimit sizmik vlerësohet duke marr parasysh të gjitha ngarkesat që vendosen në kombinimin:

$$\sum G_{kj} "+" \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$$

Me anë të këtij kombinimi llogariten peshat që kontribuojnë në madhësitë e forcave inerciale sizimike llogaritëse. Koeficientet e kombinimit ψ_{Ei} marrin parasysh kryesisht probabilitetin që ngarkesat $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ të mos jenë të pranishme mbi të gjithë strukturën gjatë tërmetit.

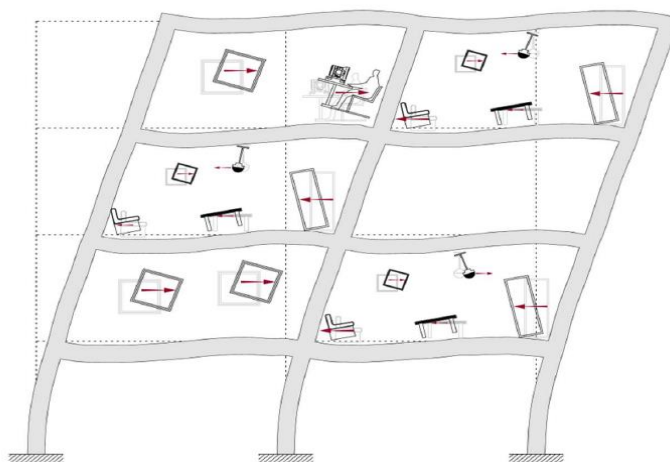


Figura 72 Pjesëmarrja e masave në lëvizjen e strukturës

Vlerat e ψ_{2i} jepen në EN 1990. Ato më të zakonshme janë dhënë në tabelën 6.2

Tabela 25 Vlerat e koeficientëve të kombinimeve

Vlerat e koeficientëve të kombinimeve			
Veprimet	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ngarkesat e lëvizshme në pllaka			
-banesat, hapsirat tregtare deri 50m ² , zyre, ballkone, spitale	0,7	0,5	0,3
-hapsirat për tubime, garazhe, ndërtesat për parkingje, sallat për gjimnastikë, biblioteka, librari, arkiva	0,8	0,8	0,5
-hapsirat për ekspozita dhe tregti, shtëpi mallrash dhe qendra tregtare	0,8	0,8	0,5
Era	0,6	0,5	0,0
Dëbora	0,7	0,2	0,0
Të gjitha veprimet tjera	0,8	0,7	0,5

Koeficientet e kombinimit ψ_{Ei} , për ndërtesa fitohet nga shprehja vijuese:

$$\sum \psi_{Ei} = \phi \cdot \psi_{2i}$$

Vlerat e koeficientit ϕ , varen nga ngarkesat e përkohshme:

Tabela 26 Lloji i veprimeve variabile

Lloji I veprimeve variabile	Kati	φ
Kategoria A-C*	Kulmi	1,0
	Katet e ndërlidhura me shfrytëzim	0,8
	Katet e pa varura në shfrytëzim	0,5
Kategoria D-F* dhe Arkivat		1,0

Veprimet sizmike trajtohen si ngarkesa të veçanta dhe hynë në llogaritjen e strukturave sipas kombinimit të veçant të ngarkesave. Vlerat projektuese E_d të efekteve të veprimeve sizmike projektuese përcaktohet duke kombinuar vlerat korresponduese sipas EN1990:2002, 6.4.3.4:

$$E_D = E\{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2i} \cdot Q_{ki}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

Kombinimi i ngarkesave në këte shprehje perdoret për gjendjen kufitare të fundit (ULS).

Kombinimi i veprimeve në kllapat { } mund të shprehet si:

$$\sum G_{k,j \geq 1} \ll + \gg P \ll + \gg A_{Ed} \ll + \gg \sum \psi_{2,i} Q_{ki}$$

ku:

- P vlera përfaqësuese përkatëse e veprimit nga paranderja;
- $\psi_{2,i}$ koeficienti i reduktuar i kombinimit për gjendjen e fundit kufitare (ULS), prej ku merret vlera pothuaj e përhershme ($\Psi_2 Q_k$) e ngarkesës së përkohshme Q_i
- Q_{ki} vlera karakteristike e ngarkesës së përkohshëm;
- $G_{k,j}$ vlera karakteristike e ngarkesës së përhershëm;
- A_{Ed} vlera projektuese e veprimit sizmik ($A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}$ ku, A_{Ek} – vlera karakteristike e veprimit sizmik);

6.15 Analiza e Zhvendosjeve

Në rastin e veprimeve sizmike, zhvendosjet që shkakton veprimi sizmik projektues duhet të llogaritet mbi bazën e deformimeve elastike të sistemit strukturor nëpërmjet shprehjes vijuese:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

ku:

- d_s zhvendosja e një pike të sistemit strukturor e shkaktuar nga veprimi sizmik projektues
- q_d faktori i sjelljes i zhvendosjeve, i supozuar si i barabartë me faktorin e sjelljes q (në përgjithësi, q_d është më e madhe se q nëse perioda bazë e strukturës $T < T_C$);
- d_e zhvendosja e të njëjtës pikë të sistemit strukturor, e përcaktuar sipas analizës lineare, bazuar në spektrin e projektimit (Gjate përcaktimit të kësaj zhvendosje duhen marrë parasysh efektet përdredhëse të veprimit sizmik).

6.15.1 Gjendja kufitare mbajtëse (Unlimate limite state-ULS)

Gjendja kufitare mbajtëse (e kontrollit të dëmtimeve) shënon shembjen (kolapsin) ose forma të tjera të dëmtimi strukturor, të cilat mund të venë në rrezik sigurinë e jetës së njerëzve. Projektimi duhet të siguroj atë që pas tërmetit struktura të ruaj akoma një integritet strukturor dhe kapacitet mbajtës të konsiderueshëm

Të gjithë elementët strukturorë duhet të kënaqin kushti vijues:

$$E_D \leq R_D$$

ku:

- E_D vlera projektuese e efektit të veprimit, për shkak të situatës sizmike projektuese, duke përfshirë, nëse është nevojë edhe efektet e rendit të dytë
- R_D rezistenca projektuese e elementit e llogaritur në përputhje me rregullat specifike për materialin e përdorur (në termat e vlerave karakteristike të vetive të materialit f_k dhe faktorit pjesor γ_M)

6.15.2 Efektet e rendit të dytë (Efekti P – Δ)

Shumica e strukturave ndërtimore që u nënshtrohen veprimeve sizmike marrin zhvendosje të mëdha horizontale, çka mund të krijojë efekt të madh sekondar.

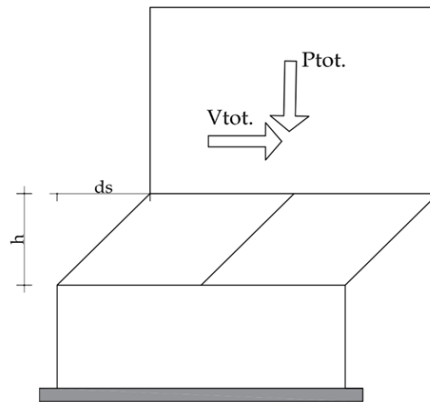


Figura 73 Mënyra e pjesëmarrjes së ndikimeve në efektin (P-Δ)

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

Sipas EN 1998-1:2004 4.4.2.2

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

ku:

θ	është koeficienti i ndjeshmërisë së driftit të katit
P_{tot}	është ngarkesa - peshë totale në dhe sipër katit të konsideruar, në situatën sizmike projektuese
d_r	është drifti projektues i kateve (“design interstorey drift”), i vlerësuar si diferenca e zhvendosjeve mesatare anësore ds në nivelin më të lartë dhe në atë më të ulët të katit në shqyrtim, të llogaritura në përputhje me çështjen 6.16
V_{tot}	është forca prerëse totale sizmike e katit
h	është lartësia e katit (“interstorey height”).

Kur $0,1 < \theta < 0,2$ efekti P – Δ mund të merret parasysh duke bërë rritjen e efekteve të veprimit sizmik (*M, Q etj*) me një faktor shumëzues të barabart me $\frac{1}{1-\theta}$,

Vlera e θ nuk duhet të kalojë vlerën 0,3. Në rast se rezulton që $\theta \geq 0,20$, është e domosdoshme të rritet ngurtësia e strukturës.

– Për ndërtesa që kanë elemente jo-strukturore amorfe, elemente jo-duktilë:

$$d_r \leq 0,005h \text{ dhe } d_r \leq 0,001h$$

- Për ndërtesa që kanë elemente jo-strukturore duktile:

$$d_r v \leq 0,0075h$$

- Për ndërtesa që kanë elemente jo-strukturore të cilat nuk ndikojnë në deformimin e strukturë:

$$d_r v \leq 0,010h \quad d_r \leq 0,02h$$

$$v = 0,4 \text{ (Kategoria e rendësisë III dhe IV)}$$

$$v = 0,5 \text{ (Kategoria e rendësisë I dhe II)}$$

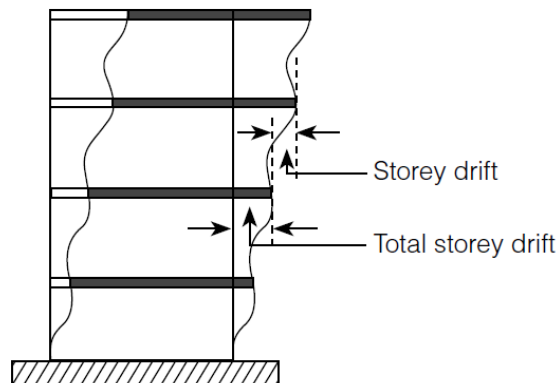


Figura 74 Zhvendosja relative nëpërmjet kateve

6.16 Kufizimi I zhvendosjeve relative nëpërmjet kateve

- Për ndërtesa që kanë elemente jo-strukturore amorfe, elemente jo-duktilë:

$$d_r \leq 0,005h \quad d_r \leq 0,001h$$

- Për ndërtesa që kanë elemente jo-strukturore duktilë:

$$d_r v \leq 0,0075h$$

- *Për ndërtesa që kanë elemente jo-strukturore të cilat nuk ndikojnë në deformimin e strukturë:*

$$d_r v \leq 0,010hd_r \leq 0,02h$$

$$v = 0,4 \text{ (Kategoria e rendësisë III dhe IV)}$$

$$v = 0,5 \text{ (Kategoria e rendësisë I dhe II)}$$

6.17 Duktiliteti dhe Faktori i Sjelljes

Duktiliteti përkufizohet si aftësia e një strukture ose elementi për t'i bërë ballë deformimeve të mëdha përtej pikës së tij të rrjedhjes (shpesh gjatë shumë cikleve) pa patur reduktime të ndjeshme të aftësisë mbajtëse. Hapesira në mes kapacitetit të projektuar (aftësisë për të rezistuar ngarkesave të kalkuluara) dhe veprimit të ngarkesave trajtohet duke u bazuar në vetinë e duktilitetit të materialeve. Disipimi i energjisë të shkaktuar nga termeti varet nga vetia e materialeve të caktuara që shkaterrohen vetëm pas deformimeve të konsiderueshme në rangun joelastik, kështu procesi i deformimit absorbon dhe tejcon energjinë dhe e të njëjten kohë vazhdon të ju rezistoj ngarkesave sizmike

Duktiliteti dallohet nga shtangësia dhe rezistenca, por në thelb konceptohet si një cilësi apo aftësi për të ofruar qendresë ndaj veprimeve të jashtme në stadin joelastik. Pra për elementet apo strukturat të cilat kanë këtë aftësi, dmth të përballojnë deformimet inelastike, jolineare, pa reduktime të konsiderueshme të aftësisë mbajtëse të tyre, thuhet se ato janë duktile, pra kanë duktilitet.

Numerikisht duktiliteti është raporti midis deformimeve maksimale të elementit dhe deformimeve në pikën e rrjedhjes

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

Duktiliteti mund të jetë në funksion të natyrave të ndryshme të ngarkesave siç janë: shtypje/tërheqje, përkulje, prerje (nga forcat prerëse). Pavarësisht se nga çfarë ngarkesash mund të veprojnë, çdo herë duktiliteti manifestohet me deformime të natyrave përkatëse dhe emërtohet i tillë (p.sh. duktiliteti i përkuljes, duktiliteti i zhvendosjes, etj.).

Disa nga faktorët kryesorë nga varet duktiliteti janë:

- cilësia e materialeve ndërtimore dhe vetitë fiziko-mekanike të tyre,
- forma e prerjeve tërthore, e në përgjithsi, gjeometria e elementëve përbërës strukturor dhe e strukturave në tërësi (duhet respektuar kërkesat për rregullsi apo simetri strukturore),
- lidhjet ndërmjet elementëve strukturorë dhe mënyra e realizimit të tyre,
- sasia e armaturës gjatësore dhe tërthore (në elementet betonarme),
- natyra e nderjeve mbizotëruese (të përkuljes, shtypjes, prerjes),

mënyra e aplikimit të ngarkave gjatë procesit të ngarkim-shkarkimit: statike apo dinamike

6.17.1 Faktori i sjelljes

Faktori i sjelljes është faktor i cili përdoret gjatë projektimit me qëllim të reduktimit të forcave të fituara sipas analizës lineare, duke marre parasysh reagimin jolinear të një strukture.

Pavarësisht që elementet e sistemeve murature konsiderohen materiale të brishte, eksperimentet dhe analizat e dëmtimeve nga tërmetet kanë treguar që strukturat muraturë posedojnë kapacitet të disipimit të energjisë, gjë që mundësojnë reduktimin e forcës elastike sizmike

Ne mënyre të thjeshtuar, definimi i të ashtuquajturës faktor i sjelljes q (faktor i reduktimit të forcës) është shpjeguar në figuren e mëposhtme, ku janë paraqitur dy sisteme të idealizuara me NJ.SH.L një kurbe me sjellje elastike të pakufizuar dhe një kurbe e përgjigjes sizmike të strukturës joelastike, e paraqitur me një forcë të limituar. Duke u bazuar në rregullën e zhvendosjeve të barabarta e shpreh se për një sistem me një periode fillestare, zhvendosjet maksimale janë përiferisht të barabarta për sjelljen lineare dhe jolineare, atëherë mund të konkludohet se kërkesa e zhvendosjeve është e njëjtte për dy strukturat andaj forca mund të reduktohet nga niveli F_e në F_y , kjo në fakt paraqet kapacitetin e disipimit të energjisë të strukturës aktuale e cila shprehet me faktorin e duktilitetit $R_u = F_e/F_y$, zakonisht nuk ekziston nevoja që struktura të projektohet për forcën e njëjtë p.sh.: për forcën e pritshme elastike F_y . Struktura duhet të projektohet për ngarkesën kufitare F_e . Raporti mes këtyre shprehjeve paraqet faktorin e sjelljes $R = F_e/F_d$.

Si rezultat i raporti te rezervës rezistencës , e quajtur faktor i mbingarkim fitohet raporti $R_s = F_y / F_d$

Produkti i faktorit te duktilitetit dhe faktorit te mbingarkimit perkufizon faktorin e sjelljes se struktures qe shpreh reagimin jolinear te strukture ne analizen lineare.

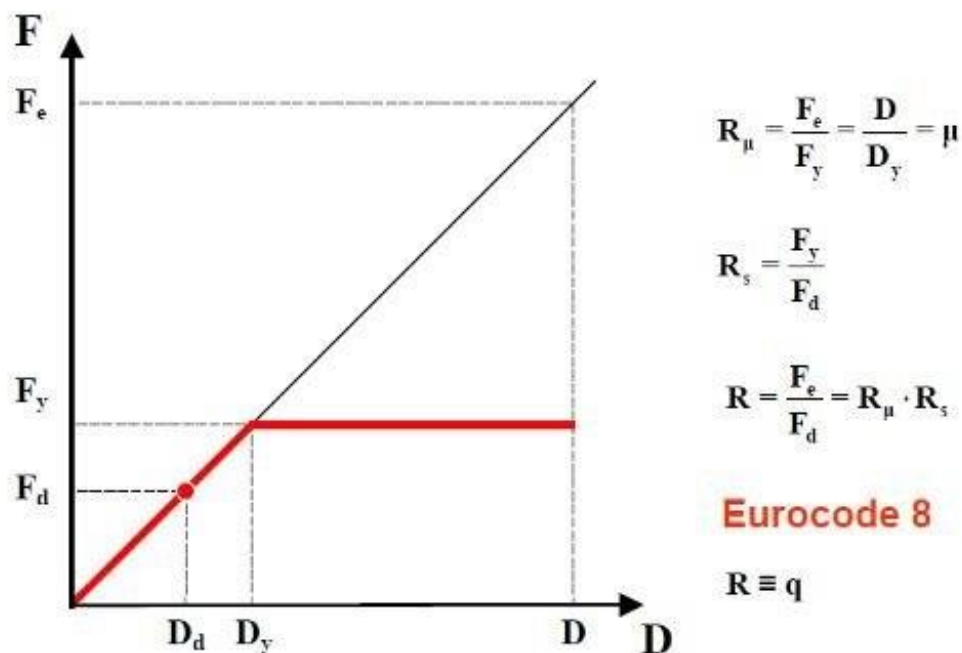


Figura 75 Percaktimi i faktorit te sjelljes

Sipas EN 1998-1-1 9.3 (Tabela 9.1), vlerat e rekomanduara të faktorit të sjelljes në funksion të llojit të muraturës.

Tabela 27 Vlera e faktorit të sjelljes sipas EC-8

Tipi i ndërtimit	Vlera e faktorit të sjelljes (q)
Muraturë e pa armuar në përputhje vetëm me SkEN 1996 (rekomanduar vetëm për rastet e sizmicitetit të ulët)	1.5
Muraturë e pa armuar në përputhje me SkEN 1998-1	1.5-2.5
Muraturë e konturuar (mbyllur/kufizuar)	2.0-3.0
Muraturë e armuar	2.5-3.0

Bazuar në SkEN 1998-1-1; 5.2.2.2 shprehja e përgjithshme për caktimin e faktorit të sjelljes është :

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

ku:

- q_0 paraqet vlerën themelore të faktorit të sjelljes, në varësi të llojit të sistemit të strukturës dhe në rregullësi në plan të strukturës
- k_w është faktor që pasqyron mënyrën mbizotëruese të thyerjes së strukturës sistem me mure

Ne mënyre që të arrihet kapaciteti i energjisë së disipimit, kërkesa specifike si konfiguracioni i strukturës, kualiteti i materialeve, shpërndarja e mureve, elementet lidhëse, sasia e armimit duhen të merren parasysh gjatë projektimit të strukturës.

Rregulla specifike të dhëna në EC-8 përcaktojnë kërkesat minimale për të arritur vlerat e përcaktuara të faktorit të sjelljes për struktura muraturë.

7. DETYRA PROJEKTUESE

Për modelim është përdorur programi për llogaritje AMQUAKE që bazohet në metoden e elementeve të fundme (FEM)

Struktura e trajtuar parqet strukturën murature me mure mbajtëse të forcuar me karakteristika gjeometrike dhe të dhëna hyrëse si në vijim:

- Etazhiteti: P+2
- Gjatesia e Struktura: 28 metra
- Gjerësia e Struktura: 13 metra
- Lartësia e Struktura: 8.1m
- Nxitimi i truallit: 0.2g
- Tipi i tokës: Tipi B
- Trashësia e mureve mbajtëse $t=30\text{cm}$
- Tipi i forcimit: Shtylla betoni 30/30
- Tipi i Njesise murature: Porotherm 30 S

Gjatë procedurave të analizës kompjuterike është caktuar:

- Llogaritja statike e strukturës
- Llogaritja sizmike e strukturës
- Llogaritja e forcës sizmike në bazë
- Kontrolli i ngurtësisë së strukturës
- Analiza Pushover

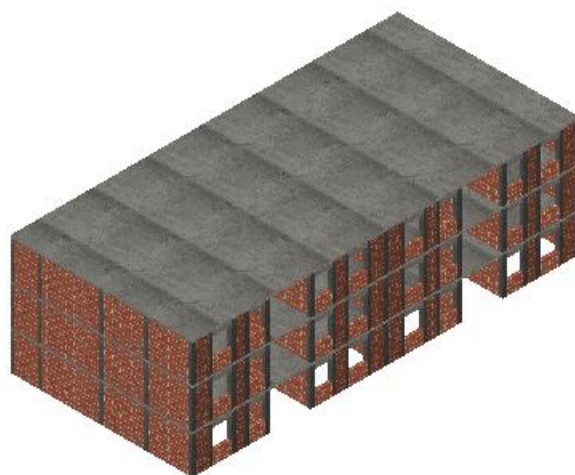


Figura 76 Paraqitja e Struktures

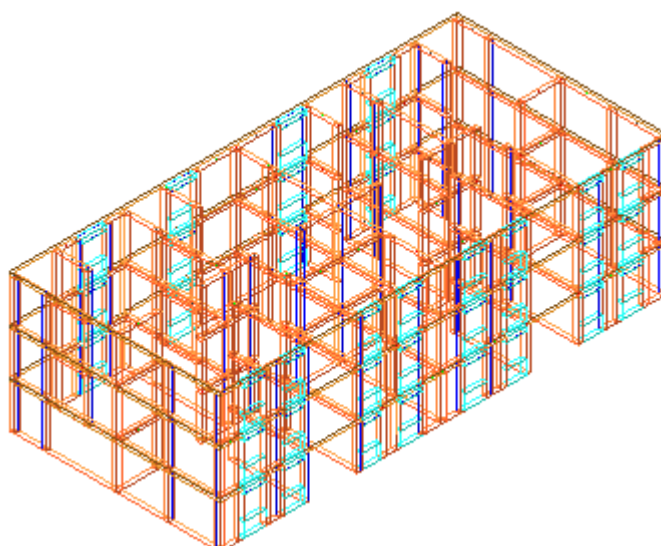


Figura 77 Modeli i krijuar i lidhjes se strukturës

Rezultatet e fituara

Meposhte jane te paqitura ne menyre te listuara rezultatet e fituara dhe krahasimi i zhvendosjeve i zhvilluar dy drejtime normale dhe me dy lloje të shperndarjes së forcës horizontale: trekëndësh dhe uniforme.

DLS Target - Zhvendosja e katit të fundit, për te cilenn nivel kontrollohet nëse nuk kalon kufizimin dëmtimit kërkesë. Zhvendosja ndërkatëshe për çdo kat duhet të jetë më e vogël se vlera kufitare.

DLS capacity - Zhvendosja e katit të fundit kur zhvendosja ndërkatëshe për një kat të caktuar kalon kërkesën për kufizimin e dëmtimit. Zhvendosja ndërkatëshe për çdo kat duhet të jetë më e vogël se kufiri i dëmtimit

ULS Target - zhvendosja e katit të fundit që mund të pritët për të dhënë struktura dhe kërkesa sizmike. Struktura duhet të jetë në gjendje të perballojë zhvendosje të tilla të katit të sipërm pa pesuar kolaps.

ULS capacity -Zhvendosja e katit të fundit kur struktura fillon të shembet ose kur forca e prerjes bazë bie nën 80% të maksimumit të saj vlerë. Programi AmQuake nuk e kryen gjithmonë analizen pushover deri në kolaps të plotë. Analiza ndërpritët, kur zhvendosjet e katit të fundit janë më të mëdha se target e kerkuara.

CF Damage – Parametri qe paraqet devijimet nga sjellja elastike e elementit

Tabela 28 Rezultatet e Punimit

Analysis	Limit states	DLS target [mm]	DLS capacity [mm]	ULS target x 1.50 [mm]:	ULS capacity [mm]	Safety margin DLS [%]	Safety margin ULS [%]	Overstr ength fact.	Max error [%]
X+, exc. pos, uni	Pass	8.431	26.003	25.29 2	26.003	67.578	2.734	1.567	0.987

X+, exc. pos, tri	Pass	10.04 0	30.303	30.11 9	30.303	66.869	0.606	1.614	0.992
X+, exc. neg, uni	Pass	8.426	26.003	25.27 8	26.003	67.596	2.789	1.568	0.954
X+, exc.neg, tri	Pass	10.03 8	30.303	30.11 4	30.303	66.875	0.625	1.616	0.976
X-, exc. pos, uni	Pass	8.479	26.003	25.43 8	26.003	67.390	2.171	1.576	0.966
X-, exc. pos, tri	Pass	10.09 1	30.303	30.27 3	30.303	66.700	0.0990	1.624	0.988
X-, exc. neg, uni	Pass	8.492	26.003	25.47 5	26.003	67.344	2.031	1.580	0.966
X-, exc.neg, tri	Pass	10.09 7	30.303	30.29 0	30.303	66.681	0.0433	1.629	0.972
Y+, exc. pos, uni	Pass	3.408	10.953	10.56 7	10.953	68.888	3.520	1.201	0.310
Y+, exc. pos, tri	Pass	3.999	13.103	12.45 5	13.103	69.478	4.945	1.266	0.597
Y+, exc. neg, uni	Pass	3.510	10.953	10.80 1	10.953	67.954	1.392	1.225	0.335
Y+, exc.neg, tri	Pass	3.968	13.279	12.37 3	13.279	70.116	6.822	1.241	0.719

Y-, exc. pos, uni	Pass	3.263	10.953	10.26 6	10.953	70.209	6.270	1.122	0.202
Y-, exc. pos, tri	Pass	3.706	13.103	11.84 3	13.103	71.716	9.616	1.147	0.554
Y-, exc. neg, uni	Pass	3.295	10.953	10.34 1	10.953	69.917	5.590	1.134	0.232
Y-, exc.neg, tri	Pass	3.793	13.103	12.04 3	13.103	71.051	8.087	1.165	0.954
Static	Pass	-	-	-	-	-	-	-	3.268E -07

3.1 Analiza drejtimi X+, exc. pos, uni

DLS target [mm]: = dt_dls	8.431
DLS capacity [mm]	26.003
ULS target x 1.50 [mm] = dt_uls x 1.50:	25.292
ULS capacity [mm] = d_t	26.003

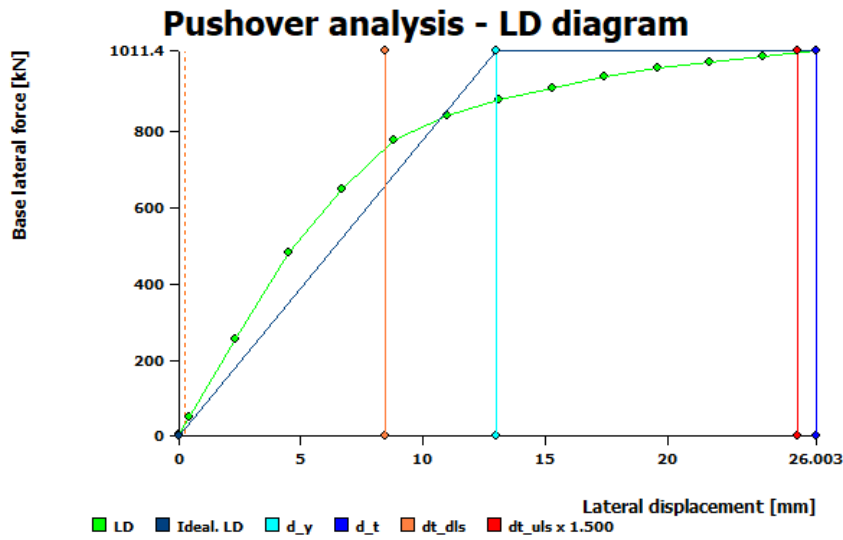


Figura 78 Diagrami i krahasimit te zhvendosjeve target dhe zhvendosjes se sistemit drejtimi +X, shpërndarja e forcës uniforme

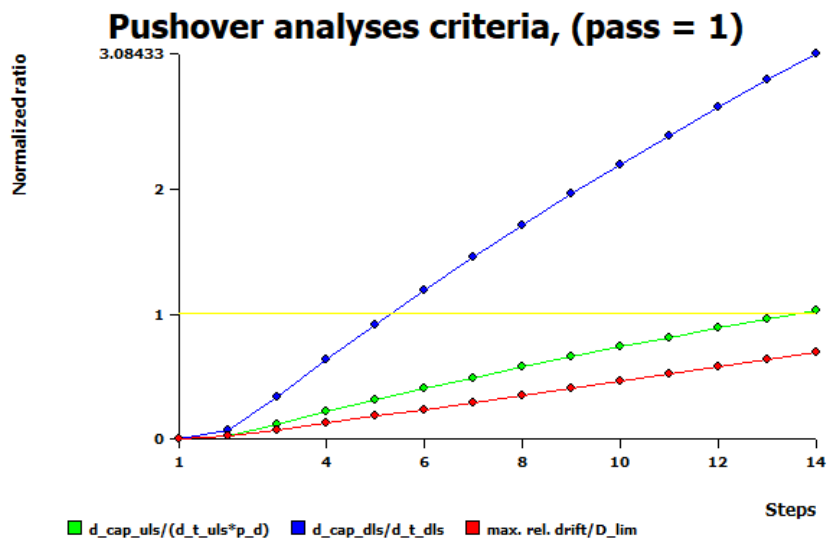


Figura 79 Kriteri i Analizes Pushover +X, shpërndarja e forcës uniforme

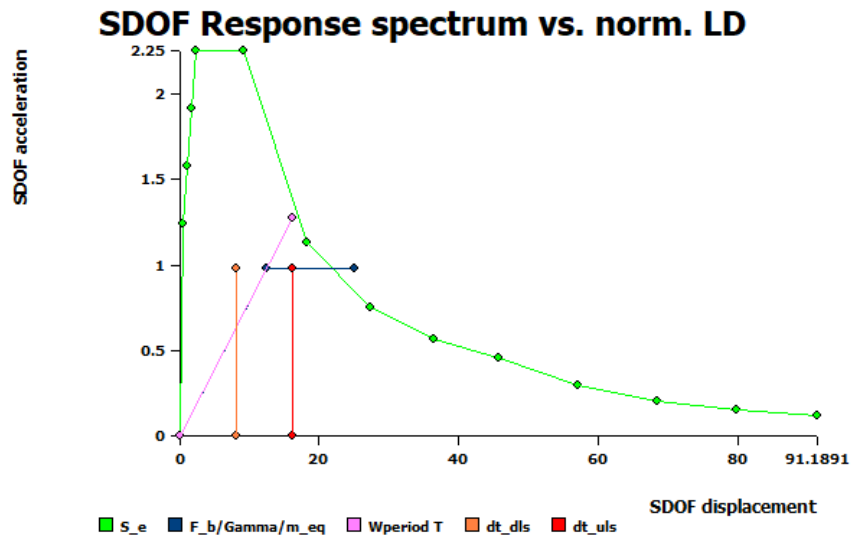


Figura 80 Spektri i Pergjigjes se sistemit me NJ.SH.L krahasuar me diagramin force zhvendosje +X, shpërndarja e forcës uniforme

Analiza drejtimi X+, exc. pos, tri

DLS target [mm]: = dt_dls	10.040
DLS capacity [mm]	30.303
ULS target x 1.50 [mm] = dt_uls x 1.50:	30.119
ULS capacity [mm] = d_t	30.303
Overstrength fact.	1.614
Elastic displacement [mm] = d_y	14.514

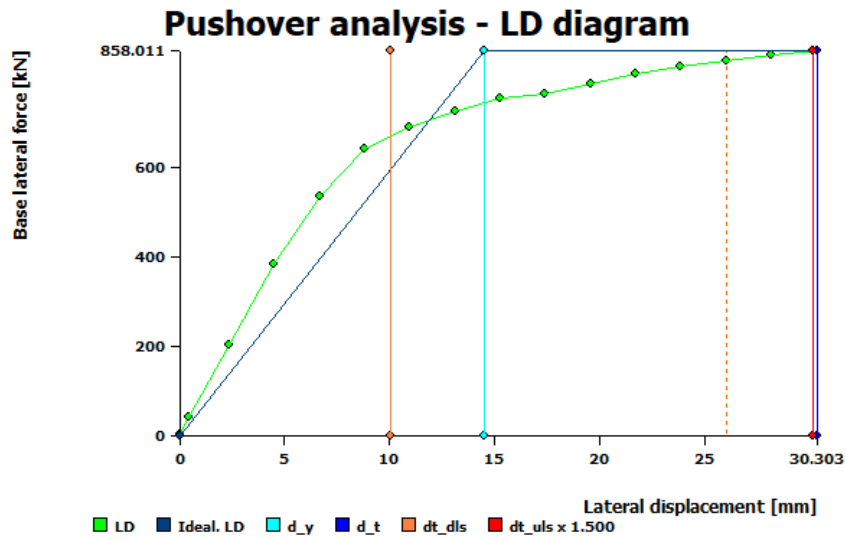


Figura 81 Diagrami i krahasimit te zhvendosjeve target dhe zhvendosjes se sistemit drejtimi +X, shpërndarja e forcës ne forme trekenshe

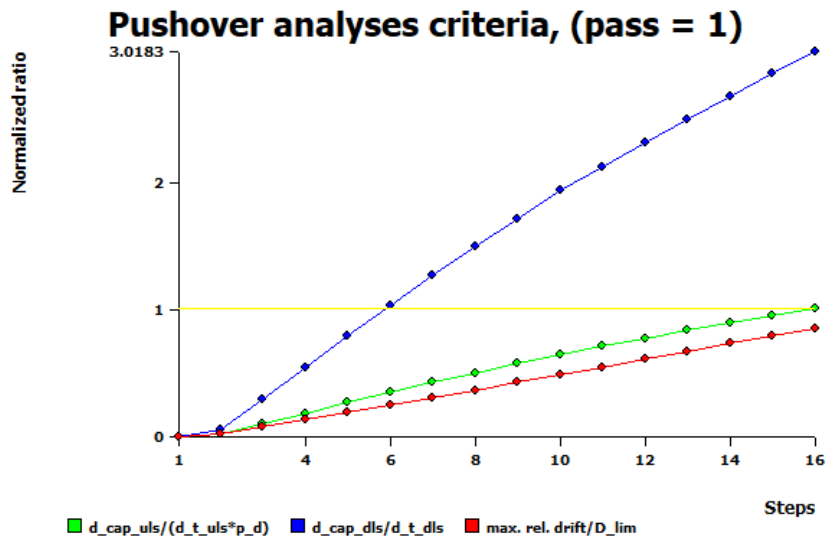


Figura 82 Kriteri i Analizes Pushover

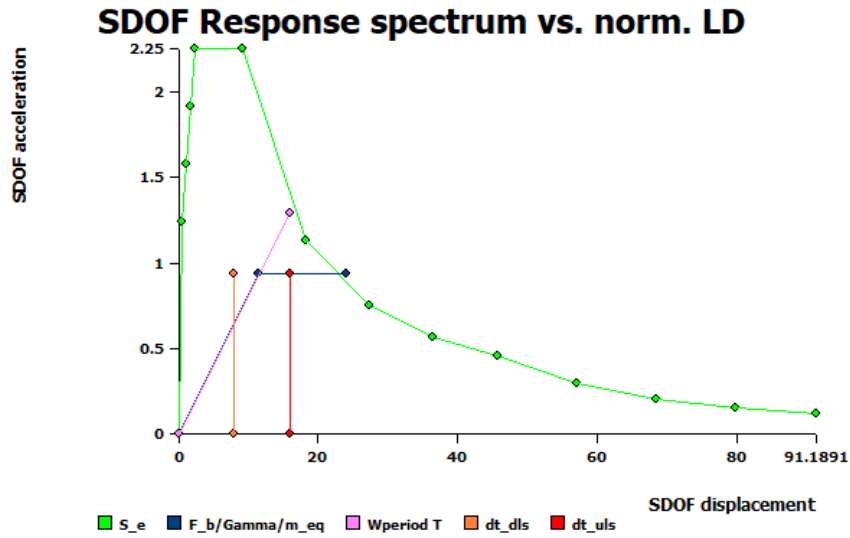


Figura 83 Spektri i Pergjigjes se sistemit me NJ.SH.L krahasuar me diagramin force zhvendosje

Analiza drejtimi X-, exc. pos, uni

DLS target [mm]: = dt_dls	8.479
DLS capacity [mm]	26.003
ULS target x 1.50 [mm] = dt_uls x 1.50:	25.438
ULS capacity [mm] = d_t	26.003

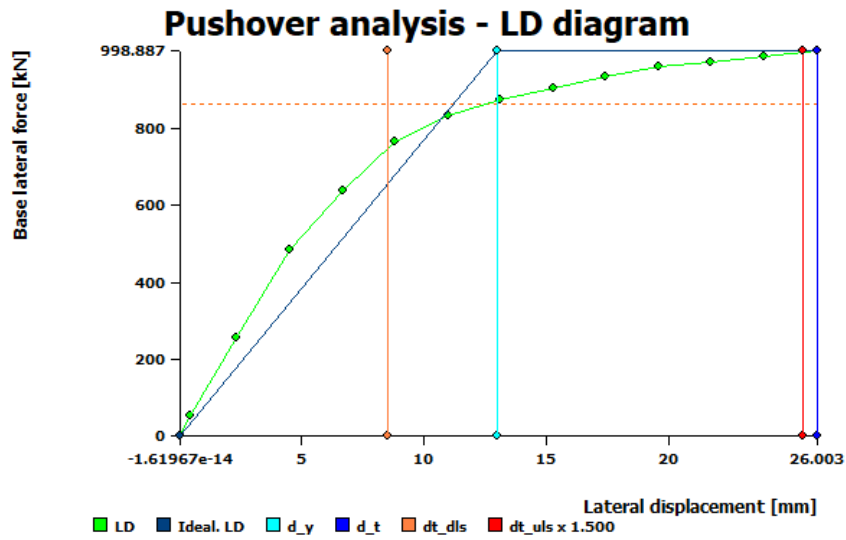


Figura 84 Diagrami i krahasimit te zhvendosjeve target dhe zhvendosjes se sistemit drejtimi -X, shpërndarja e forcës uniforme

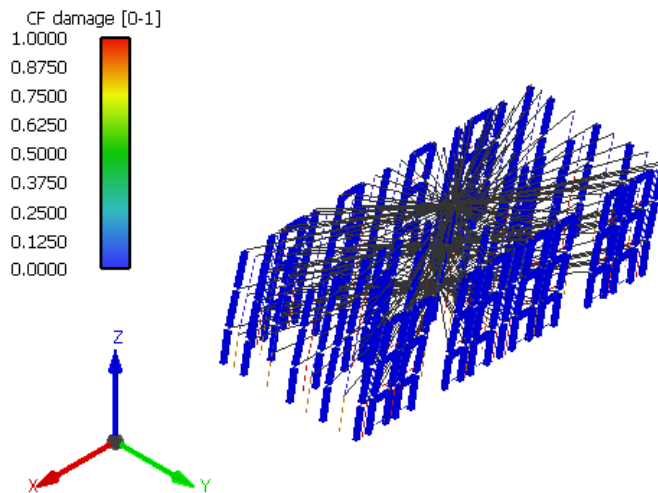


Figura 85 Shkalla e koeficientit te demtimeve CF

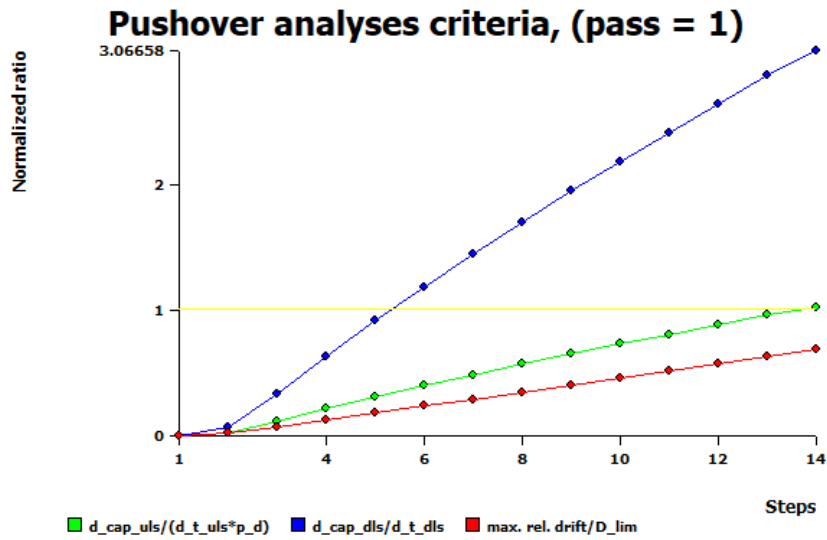


Figura 86 Kriteri i Analizes Pushover

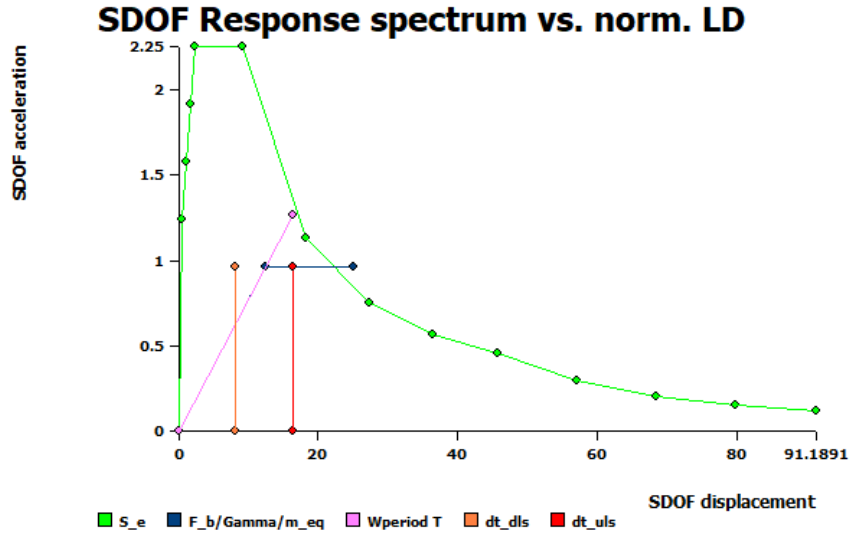


Figura 87 Spektri i Pergjigjes se sistemit me NJ.SH.L krahasuar me diagramin force zhvendosje

Analiza drejtimi X-, exc. neg, uni

DLS target [mm]: = dt_dls	8.492
DLS capacity [mm]	26.003
ULS target x 1.50 [mm] = dt_uls x 1.50:	25.475
ULS capacity [mm] = d_t	26.003
Overstrength fact.	1.580
Elastic displacement [mm] = d_y	12.976

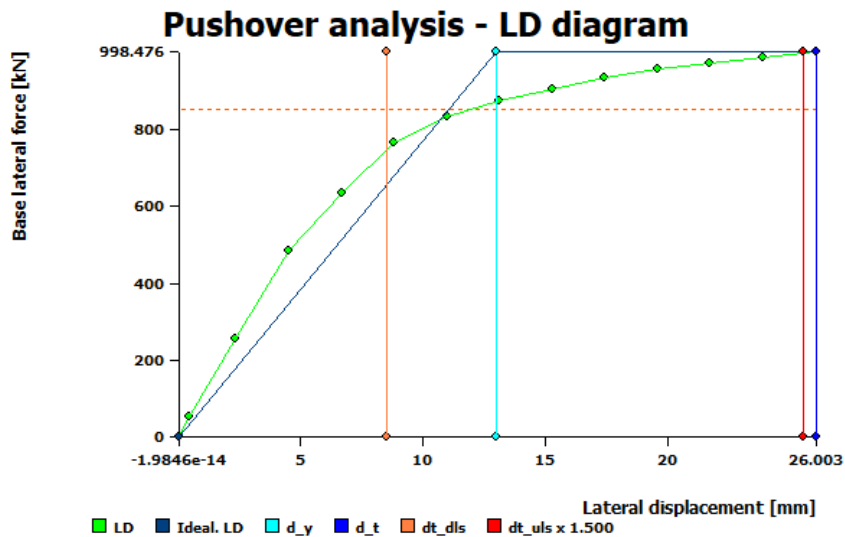


Figura 88 Diagrami i krahasimit te zhvendosjeve target dhe zhvendosjes se sistemit drejtimi -X, shpërndarja e forcës uniforme

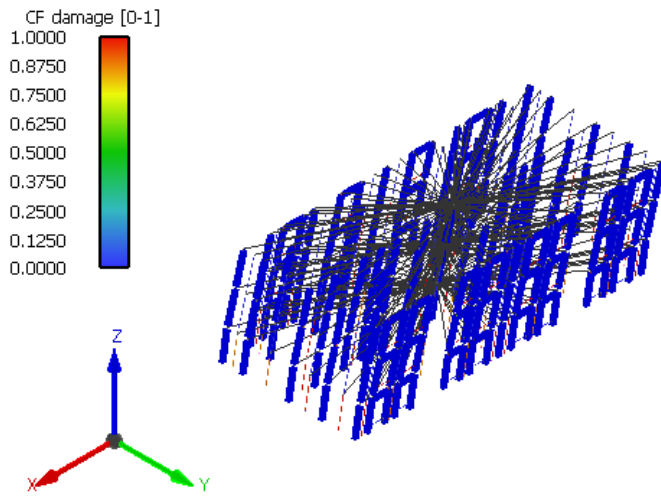


Figura 89 Shkalla e koeficientit te demtimeve CF

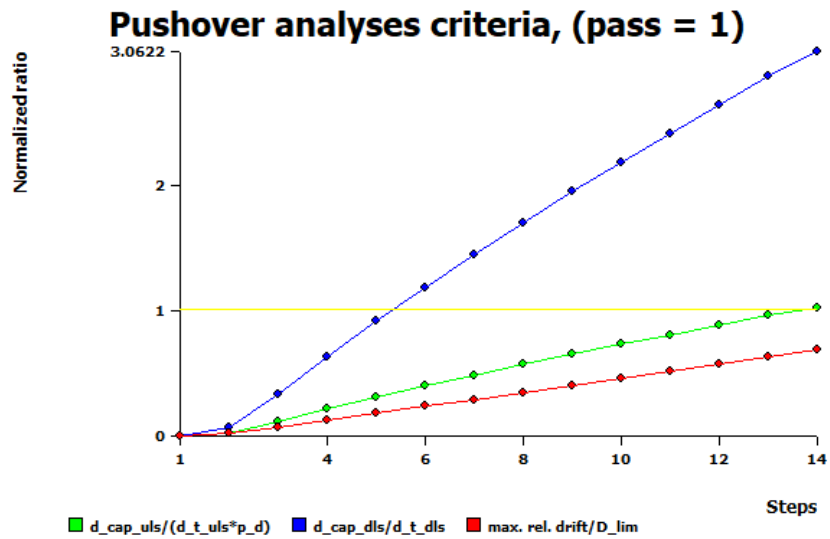


Figura 90 Kriteri i Analizes Pushover

Analiza drejtimi Y+, exc. pos, uni

DLS target [mm]: = dt_dls	3.408
DLS capacity [mm]	10.953
ULS target x 1.50 [mm] = dt_uls x 1.50:	10.567
ULS capacity [mm] = d_t	10.953

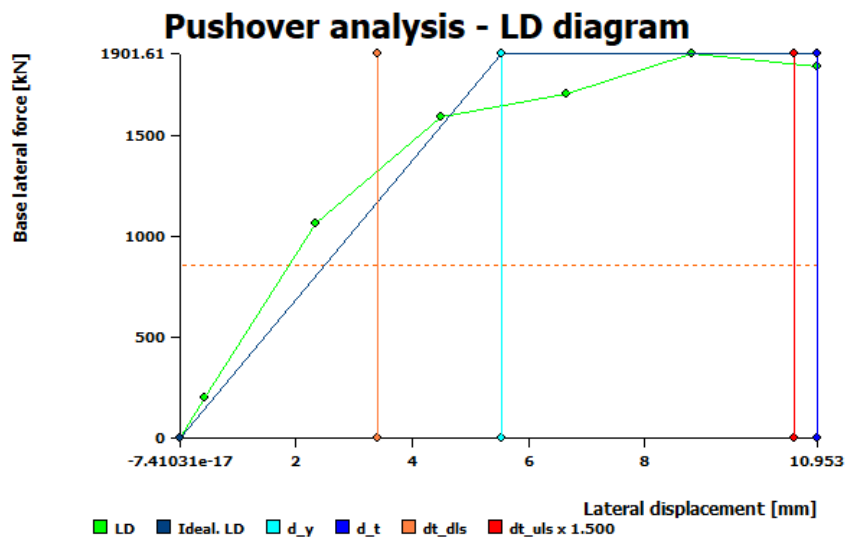


Figura 91 Diagrami i krahasimit te zhvendosjeve target dhe zhvendosjes se sistemit drejtimi +Y, shpërndarja e forcës uniforme drejtimi pozitiv

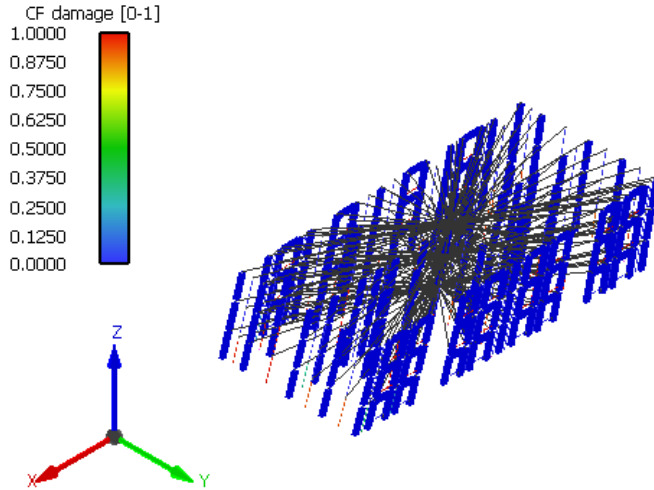


Figura 92 Shkalla e koeficientit te demtimeve CF

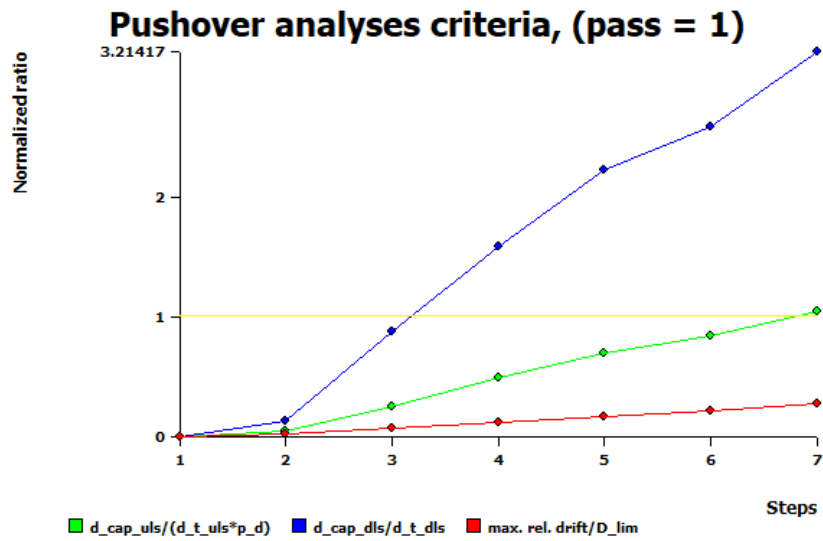


Figura 93 Kriteri i Analizes Pushover

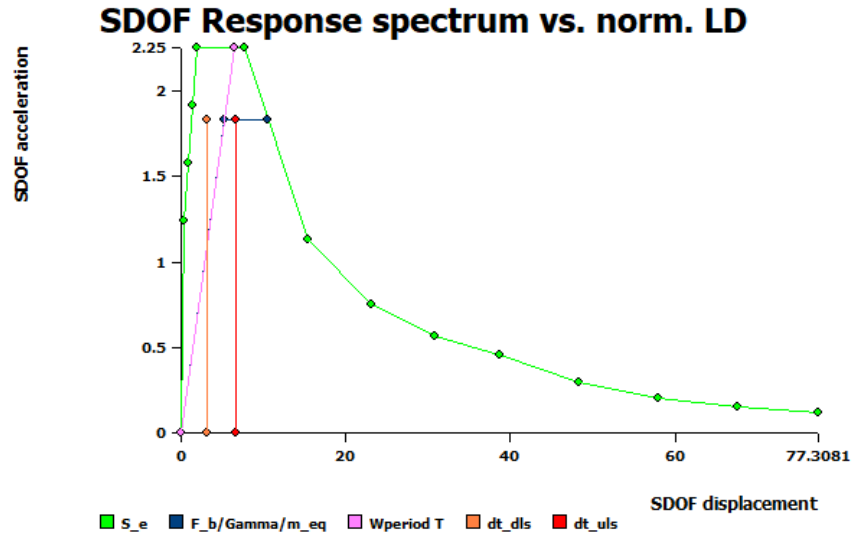


Figura 94 Spektri i Pergjigjes se sistemit me NJ.SH.L krahasuar me diagramin force zhvendosje

Analiza drejtimi Y-, exc. pos, uni

DLS target [mm]: = dt_dls	3.263
DLS capacity [mm]	10.953
ULS target x 1.50 [mm] = dt_uls x 1.50:	10.266
ULS capacity [mm] = d_t	10.953
Overstrength fact.	1.122
Elastic displacement [mm] = d_y	4.977

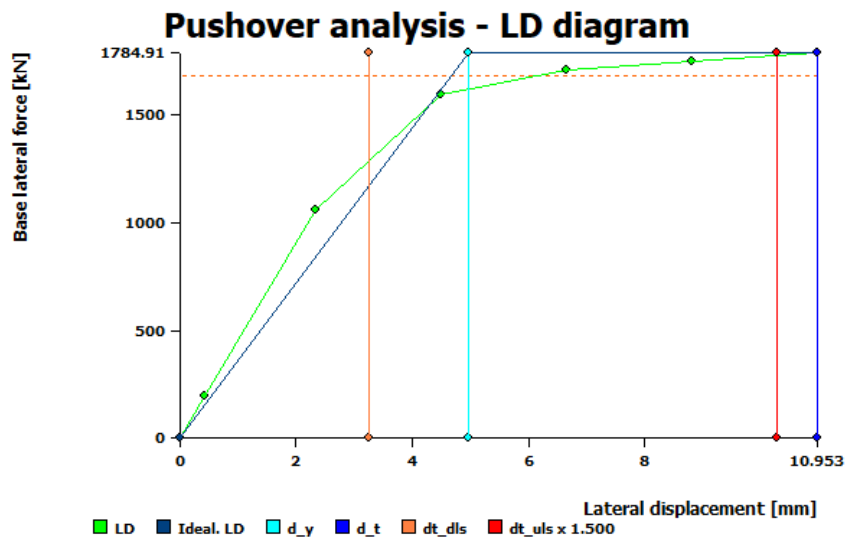


Figura 95 Diagrami i krahasimit te zhvendosjeve target dhe zhvendosjes se sistemit drejtimi -Y, shpërndarja e forcës uniforme

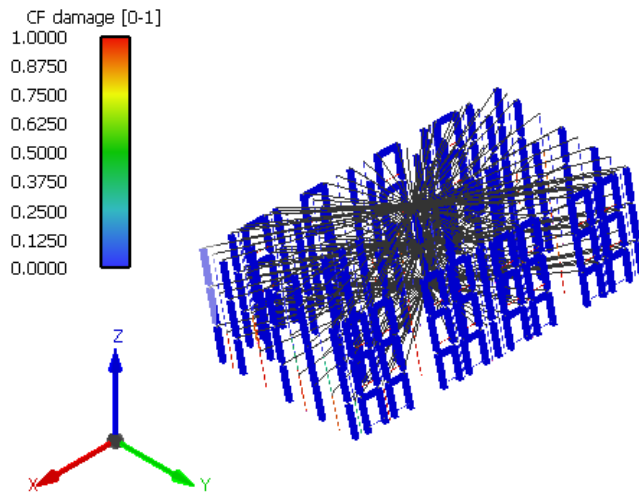


Figura 96 Shkalla e koeficientit te demtimeve CF

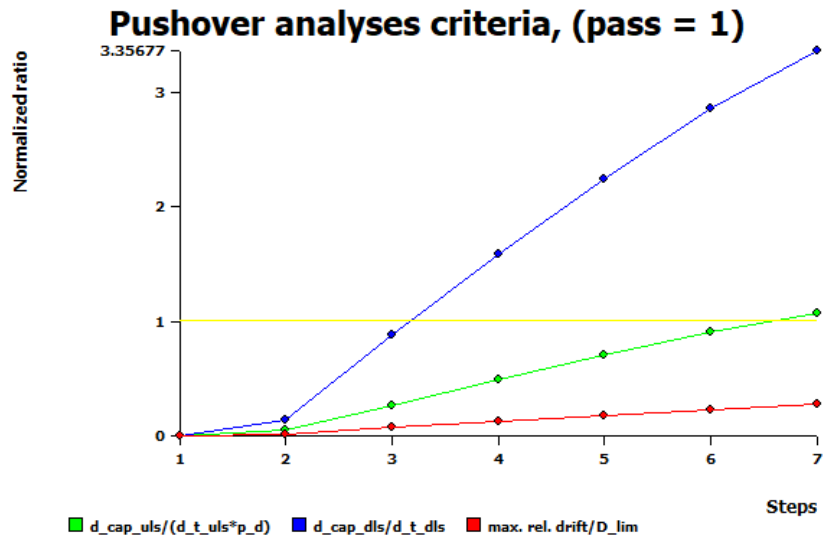


Figura 97 Kriteri i Analizes Pushover

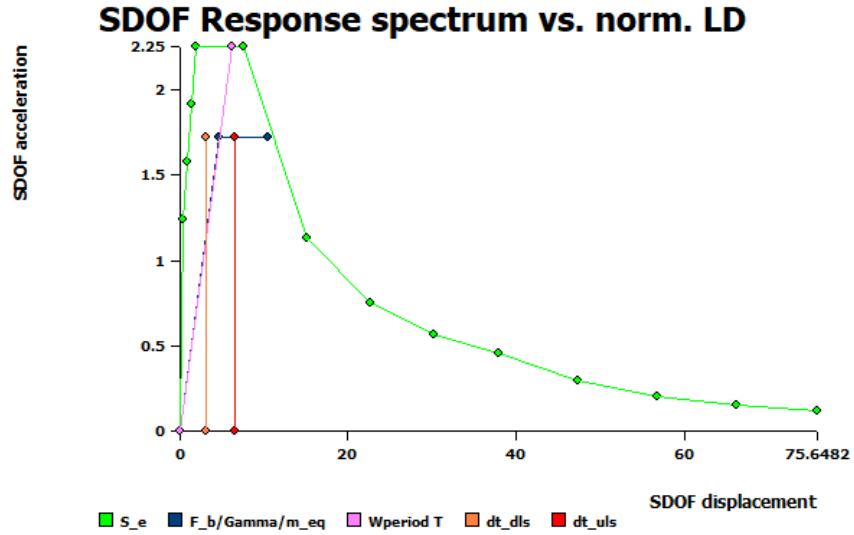


Figura 98 Spektri i Pergjigjes se sistemit me NJ.SH.L krahasuar me diagramin force zhvendosje

Analysis Y-, exc. pos, tri

DLS target [mm]: = dt_dls	3.706
DLS capacity [mm]	13.103
ULS target x 1.50 [mm] = dt_uls x 1.50:	11.843
ULS capacity [mm] = d_t	13.103
Overstrength fact.	1.147
Elastic displacement [mm] = d_y	5.428

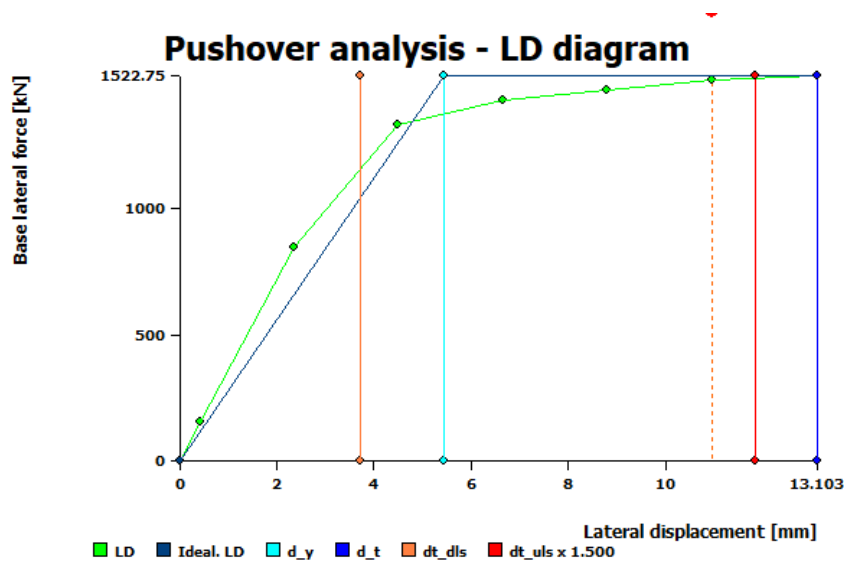


Figura 99 Diagrami i krahasimit te zhvendosjeve target dhe zhvendosjes se sistemit drejtimi -Y, shpërndarja e forcës ne forme trekendshe

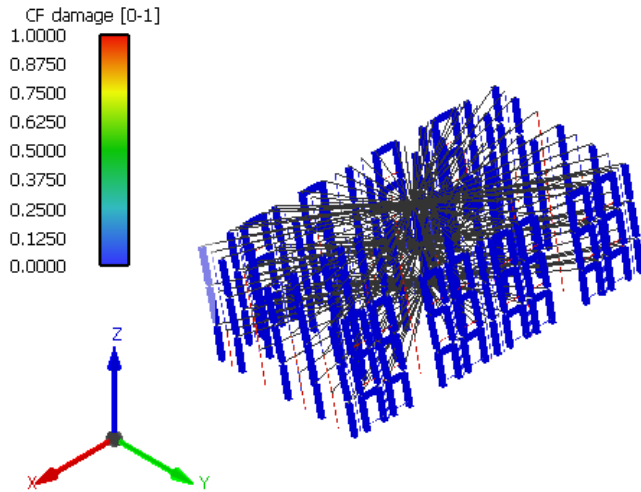


Figura 100 Shkalla e koeficientit te demtimeve CF

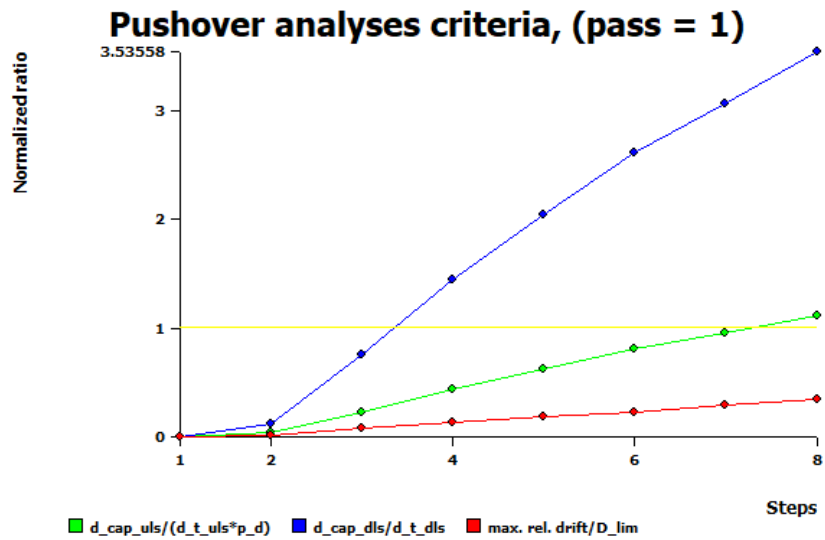


Figura 101 Kriteri i Analizes Pushover

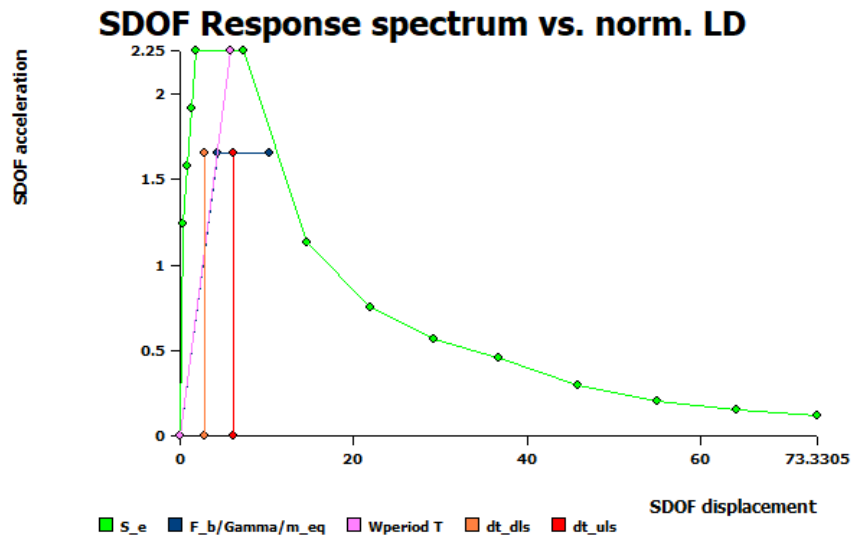


Figura 102 Spektri i Pergjigjes se sistemit me NJ.SH.L krahasuar me diagramin force zhvendosje

KONSTATIME

- Njohuritë e mëparshme të fituara përmes Eurocode 0 (EC-0), Eurocode 1 (EC-1) duhet të aplikohen në të njëjten rendesi edhe për sistemet murature të ndertuara në zona sizmike
- Analiza sizmike e këtyre strukturave është e shtjelluar në Eurocode 8 (EC-8)
- Jashtëqendërsia mes qendrës së masës dhe qendrës së shtangësisë është me domethënëse në sjelljen e strukturave gjatë një tërmeti. Sjellja e ndërtimeve asimetrike është një nga burimet më të shpeshta të dëmtimeve strukturore dhe shkatërrimit.
- Distanca e qendrave të masës dhe shtangësisë paraqet krahun i cili kur shumëzohet me forcën sizmike që vepron në strukturë, krijon forcën përdredhëse e cila mund të shkaktojë lëkundje të rrezikshme dhe të paparapara. Ekscentriciteti i krijuar mes tyre do të ndikojë në formë përdredhëse në modet e para të strukturës.
- Forca sizmike është forca e cila vepron në bazë dhe duhet të shpërndahet nëpër kate. Forca sizmike është në proporcion të drejtë me masën e objekteve, pra sa më e madhe është masa e strukturës, aq më e madhe është forca sizmike.

PËRFUNDIME

- Strukturat murature janë me shtangësi të madhe, të cilat lejojnë zhvendosje të vogla dhe sjellja e tyre është e brishtë

- Faktori i sjelljes për strukturat murature sipas EN1998 ka vlera të vogla dhe nga aspekti sizmik këto struktura nuk rekomandohen të ndërtohen në kate të larta në zonat sizmike.
- Elementet strukture muraturë të cilat kanë kompetenca të qëndrueshmërisë ndaj forcave horizontale (Shear Walls) trajtohen në tërë katet e objektit si njësi muratuese të lidhura me brezet e meskateve në rrafshet e tyre të punës
- Konstruksionet meskatore të tipeve të brinjëzuara me sisteme të ndryshme, nuk kanë kapacitete mbajtëse ndaj dy rrafsheve horizontale, ndërsa supozimi është përvetësuar që ato shpërndajnë forcat horizontale në mënyrë të njëjtë dhe se zhvendosjet horizontale të elementeve vertikale-mure janë përvetsuar se ndodhin njëtrajtësisht. Ky sypozim mund të jetë i drejtë për rastet e objekteve me lartësi të vogël.