

**REPUBLIKA E SHQIPERISE
UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANES
SHKOLLA E DOKTORATURES NE
“INXHINJERI NDERTIMI, HIDROTEKNIKE DHE MJEDIS”**

DISERTACION

PER MBROJTJEN E GRADES SHKENCORE

“DOKTOR”

ME TEME

“ANALIZE E NDERTESAVE ME MURATURE MBAJTESE prej TULLE”

DOKTORANTI:

Ing. Petraq Koka

UDHEHEQESI:

Prof.Asoc. Hektor Cullufi

TIRANË

Dhjetor 2021

PERMBAJTJA HYRJE

KAPITULLI I

§ 1	Normat per konstruksionet prej murature	
1	Percaktime	5
1.1	Organizimi strukturor	5
1.2	Struktura vertikale prej murature	5
1.3.	Strukturat horizontale	5
1.4.	Themelet	6
1.5.	Brezat	6
1.6	Muratura e armuar	6

▪ KAPITULLI 2- Materialet dhe karakteristikat tipologjike

2.1	Llaçi	7
2.2	Elementet artificiale rezistente ne murature	7
2.3	Karakteristikat mekanike te muratures:	7
2.4	Analiza strukturore	8
2.5	Ngarkesat dhe kombinimet e tyre	8
2.6	Kontrollet	8
2.7	Percaktimi i parametrave mekanike te muratures	9
2.7.1	Rezistenca ne ngjeshje percaktimi eksperimental i saj	9
2.7.2	Vleresimi i rezistences ne ngjeshje	9
2.7.3	Rezistenca ne prerje, vleresimi ne mungese te sforcimeve normale	9
2.7.4	Traret ne murature	9

KAPITULLI 3- Projektimi i muratures ne prani te veprimeve sizmike

3.1.	Kontrolli i sigurise	10
3.2.	Karakteristika e ndertesave me murature ne zona sizmike	10
3.2.1	Kerkesat per materialet	10
3.2.2.	Distanca midis ndertimeve ngjitur	11
3.2.3	Lartesia maksimale e ndertesave te reja	11
3.3	Verifikimi i thjeshtuar i ndertesave me murature.	11
3.4	Shembull verifikimi sizmik i nje ndertese me murature	13
3.5	Tabelat per muraturen	16

KAPITULLI 4- Bazat teorike

4.1.	Rezistenca e muratures	20
4.1.1.	Ekuacionet themelore	20
4.1.2.	Teoria Mohr- Culomb	21
4.1.3.	Shembull aplikativ	23
4.1.4.	Provat eksperimentale	27
4.1.5.	Mekanizmat e shkaterrimit	27
4.1.6.	Kriteret e rezistences	28

1) Kriteri Mohr-Coulomb	28
2) Kriete te bazuara mbi arritjen e gjendjes se shkaterrimit ne qender te panelit	29
2a) Kriteri i Yokel-Fattal	29
2b) Kriteri i sforcimeve normale kritike ose i sforcimeve ekstreme.	30
3) Modeli i Turnsek-Cacovic (ne baze te metodes llogaritese POR)	
4.1.7 Mekanizmi rezistent i nje muri ne prerje (ose ne kontraventim)	33
4.2. Metoda POR	34
4.2.1 Shembulli 1	37
4.2.2 Disa konsiderat mbi metoden POR	38
4.3. Metoda e kornizave ekuivalente.	39
4.4 Projektimi ne zonat jo-sizmike.	?
4.4.1 Veprimet llogaritese.	40
4.4.2 Rezistenca llogaritese dhe moduli i elasticitetit	41

KAPITULLI 5- Kontrolli i gjendjeve te fundme kufitare

5.1 Jashtequndersia e ngarkesave.	42
5.1.1 Jashtequndersia totale e ngarkesave vertikale	43
5.1.2 Jashqundersia per shkak te tolerances se zbatimit ϵ_a	44
5.1.3 Jashtequndersia ϵ_v nga forcat horizontale qe veprojne ne drejtim normal me planin e murit	44
5.1.4 Jashtequndersia per shkak te forcave horizontale qe veprojne ne planin e murit	44
5.2 Shtypje- perkulja prej ngarkesave (jashte planit te murit)	44
5.3 Shtypja me perkulje per veprime ne planin e murit	47
5.4 Prerja prej ngarkesave vepruese ne kat.	48
5.4.1 Shkaterrimi nga shtypja me perkulje	49
5.4.2 Shkaterrimi prej rreshqitjes	49
5.4.3 Shkaterrimi prej plasaritjeve diagonale	50
5.4.4 Zona $\tau - \sigma$	51
5.5 Ngarkesat e perqendruara	51

▪ KAPITULLI 6- Kontrollat e muratures

6.1 Kontrolli i nje fashe nderkati – traret ne murature	53
6.2 Kontrolli ne shtypje –perkulje	54
6.3 Kontrolli ne prerje.	55
6.4 Shkaterrimi ne prerje te paster	55
6.5 Shkaterrimi ne shtypje me perkulje	55
6.6 Shkaterrimi ne rreshqitje(sipas Kulombit).	55
6.7 Shkaterrimi nga plasaritjet diagonale.	56
6.8 Kontrolli i gjendjeve kufitare te veprimit.	57
6.8.1 Kontrolli i tensioneve te lejueshem	57
6.8.2 Kontrolli ne perkulje	58

6.8.3	Kontrolli ne prerje per veprime ne planin e murit	58
6.8.4	Kontrolli per ngrarkesa te perqendruara	59
6.9	Kerkesat normative	59
6.9.1	Brezat	59
6.9.2	Trashesia minimale e mureve	59
	▪ KAPITULLI 7- Vulnerabiliteti sizmik i objekteve ekzistuese	
7.1	Perkufizimi i funksionit te cenueshmerise	
7.2	Kurba e kapacitetetve te godines	63
7.2.1	Konsiderata te pergjitheshme	63
7.2.2	Identifikimi i elementeve strukturore dhe jo strukturore	64
7.2.3	Terminologjia dhe modelet strukturore	64
7.3	Kerkesa sizmike	70
7.4	Funksioni i vulnerabilitetit	74
7.5	Vulnerabiliteti i godinave prej murature	76
7.5.1	Kurba e kapacitetit e muratures prej tulle	77
7.5.2	Duktiliteti i strukturave prej murature	81
7.5.3	Cilesite e muratures	84
	▪ KAPITULLI 8 - Analiza pushover për vlerësimin sizmik të godinave me murature	
8.1	Analiza statike jolineare e ndertesave me murature	86
8.2	Verifikimi i metodes	87
8.3	Procedura per vleresimin sizmik	90
8.3.1	Muri ne aksin d-d, muri me hapje	93
8.3.2	Nje shembull i thjeshte aplikimi	94
	▪ KAPITULLI 9- Analiza e objektit 5 kate, tip 77/5, me murature TULLE me programin ETABS	
9.1	Disa konsiderata per banesen tip 77/5	96
9.2	Diskretizimi i te dhenave	96
9.3	Projekti pjesor arkitektonik dhe konstruktiv	
9.4	Analiza e ngarkesave vepruese ne objekt	99
9.5	Përcaktimi i qendrës së masës për katin tip	100
9.6	Analiza gjeometrike e planit te katit tip	103
9.6.1	Percaktimi i momenteve te inercise	104
9.6.2	Momentet perkulese ne bazament	105
9.7	Analiza sizmike	106
9.7.2	Percaktimi i faktorit te sjelljes	107
9.7.3	Kategoria e truallit	108
9.7.4	Vlera projektuese e rezistencës në shtypje për materialet	108
9.7.5	KOMBINIMI i efekteve të komponentëve të veprimit sizmik	109
9.7.6	Rezultatet	111
9.8.1	Cvendosjet	111
9.8.2	Perioda	112

9.8.3	Kontrollet lokale	113
	▪ KAPITULLI 10- Analiza jo lineare e objektit 5 kate, tip 77/5	
10.1	Analiza jolineare. Metoda e ramave ekuivalente	115
10.2	AM-quake (Atena Masonry Earthquake)	116
10.3	SHEMBULL i skematizimit të një strukture elementare	116
10.4	Raporti i analizes Pushover (protokoll i shkurtër)	119
10.5	Shpjegimi i termave baze te perdorura ne programin AM quake:	130
10.6	Analiza e rezultateve:	131
10.7	Konkluzion i temes:	132
	REFERENCAT	134

HYRJE

Vendi jone trashëgon nga e kaluara nje kontigjent shume te madh me godina banimi me mure mbajtëse prej tulle.

Keto godina te ndertuara ne dhjetevjecaret 1970-1980-1990 trashëgojne gjithë prapambetjen dhe disavantazhet qe gezojne gjithë godinat e ndertuara ne ato vite, ndekohe qe vendi jone vetepërjashtohet nga teknologjite e perparuara dhe mbijetonte ne kushtet e nje varferie ekstreme dhe mungese totale te materialeve ndertimore.

Nder te metat kryesore qe keto godina trashëgojne sipas gjykimit tim jane:

1- Cilesia e dobet e materialeve te ndertimit, tullave, llacit, betonit, muratures.

- a- Tullat nuk dihet nese gjate prodhimit I kane plotesuar standartet qe jepen ne kete material ne aneksin perkates.
- b- Llaci, ne shumicen e rasteve ka qene I prodhuar me rere lumi, me perqindje pluhurore, e cila nuk e ka lejuar qe ai te arrije marken e kerkuar.
- c- Betoni gjithashtu ka pase mungese standartesh, mungese trajtimi pas betonimit.
- d- Soletat e nderkateve ne pergjithesi jane te parafabrikuara dhe me minimum armimi.

2- Ekspozimi I tyre ndaj reagimeve natyrore.

Keto godina ose te pasuvatuara, ose te suvatuara keq dhe te ekspozuara, kane pesuar demtime, te cilat kane ulur parametrat e murit te tules.

- 3- Eurokodet dhe normat e tyre nuk respektohen ne to, ato nuk kane qene ne fuqi ne vendin tone ne periudhen qe keto godina jane ndertuar. Por, vlen te theksohet se kane respektuar KTP (Kushtet Teknike te Projektimit) qe kane qene ne fuqi ne ate periudhe.
- 4- Themelet e ketyre godinave kane mangesi te theksuara, jane ndertuar kryesisht me mure guri te paperpunuar, jo gjithmone jane bere ne to brezat e betonit ne lartesi, sipas rekomandimeve te KTP-ve.
- 5- Ketyre godinave u jane bere nderhyrje te shumta konstruktive, me se shumti pa konsulence inxhinjrike, te cilat kane shkaktuar edhe devijim te konceptit fillestar strukturor te projektimit.

Konsideratat e parashtruara me lart kane qene edhe nje shqetesim I perhershëm i imi.

Ndaj, mendova te analizoj per qendrueshmerine e ketyre godinave, duke synuar ne sqarimin e 2 pyetjeve kryesore si me me poshte :

- 1- Sa te qendrueshme jane keto godina ne rast te nje termeti projektimi
- 2- Cilat jane kostot qe duhet te perballohen per t'i bere ato te plotesojne kushtet e sigurise sipas rekomandimeve te Eurokodit.

Qellimi i ketij studimi eshte t'jua japi pergjigje pyetjeve te mesiperme.

Ne vijim renditen permbledhja e normave dhe K.T qe duhet te respektojne tullat, llaci, me tabelat me treguesit respektive per to, dhe ne vijim kriteret baze per llogaritjen dhe kontrollin e qendrushmerise se ketyre godinave.

Mendova qe qellimit te studimit mund t'I sherbeje nje banese TIP e perdorur gjeresisht ne ato vite. Ne konsulence edhe me Udheheqesin e temes, **Prof. Asoc. Hektor Cullufi** vendosem te analizojme banesen TIP 77/5.

▪ KAPITULLI 1

NORMAT PER KONSTRUKSIONET PREJ MURATURE

1.0 PERCAKTIME

1.1 ORGANIZIMI STRUKTUROR

Ndertesat me strukture mbajtese vertikale, te realizuara si sisteme me muratura, te nderlidhura me struktura horizontale ne kate dhe ne themele, jane subjekt i kushtezimeve teknike ne vijim.

Ndertesat me murature mbajtese duhet te konceptohen si nje strukture tridimensionale. Sistemet rezistente te pareteve te muratures, elementet horizontale dhe themelet duhet te jene te lidhura midis tyre ne menyre qe t'ju rezistojne veprimeve vertikale dhe horizontale. Organizimi i gjithe struktures, duhet te jete e tille qe te sigurohet nje sjellje ne total “**kuti**”. Te gjitha paretet duhet te jene te lidhura ne nivelin e soletave nga brezat beton-arme te katit. Katet e ndertesës duhet te jene sa me shume qe te jete e mundur kompakte e simetrike ne raport me akset perpendikulare.

Ndertesat duhet te kene sa me shume te jete e mundur, strukture te karakterizuar nga rregullsi ne plan dhe ne lartesi. Nese eshte e nevojshme, ajo ne menyre te vazhduar mund te ndahet me xhunto (lidhje) ne nendarje strukture, dinamikisht te pavarura midis tyre.

- Nje ndertese eshte e rregullt ne plan nqs respektohen te gjitha kushtet e meposhtme :

a) Konfigurimi ne plan eshte kompakt dhe afersisht simetrik ne dy drejtimet ortogonale, ne lidhje me shperndarjen e mases dhe ngurtesise.

b) Raporti i brinjëve te nje drejte kendeshi ne te cilin ajo brendashkruhet eshte me pak se **3**

c) Asnje dimension i ndonje thyerjeje ne plan te mos kaloje 25% te dimensionit total te ndertesës ne drejtimin perkates.

d) Elementet horizontal mund te konsiderohen pafundesisht rigjide ne planin e tyre ne lidhje me elementet vertikale.

- Nje ndertese eshte e rregullt ne lartesi nqs respektohen kushtet e meposhtme:

a) Te gjithe elementet rezistente vertikale (te tilla si ramat dhe muret) zgjaten ne te gjithe lartesine e konstruksionit.

b) Masa dhe ngurtesia mbeten konstante ose variojne gradualisht, pa ndryshime te papritura, nga baza deri ne kulm te ndertesës (ndryshimet e mases nga nje plan horizontal ne tjetrin nuk kalojne 25%, ngurtesia nuk zvogelohet nga plani respektiv ne tjetrin ne vijim me shume se 30% dhe nuk rritet me shume se 10%)

1.2 STRUKTURA VERTIKALE PREJ MURATURE

Dallohen dy tipe kryesore te strukturave vertikale prej murature: **te zakonshme dhe te armuara.**

Muratura e zakonshme - Eshte nje bashkim elementesh artificiale ose natyrale te vendosur ne menyre te rregullt dhe te lidhura midis tyre me llaç.

Ato mund te konsiderohen si mure **tek**, nqs paretet jane pa te çara dhe te lidhura ne menyre te vazhduar vertikalisht, ose **dopio**, ne rast se garantohet lidhja monolite dhe solide e pareteve.

Sistemet **mbajtes** vertikale (paretet) duhet te perballojne ngarkesat vertikale dhe horizontale. Muret kryejne funksion **mbajtes** kur jane kryesisht nen ndikimin e ngarkesave vertikale dhe kane funksion **kontraventues** kur jane kryesisht nen ndikimin e ngarkesave horizontale. Per nje sjellje sa me te drejte statike dhe dinamike te ndertesës, te gjithe muret duhet te kene, sa me shume te jete e mundur, si funksionin mbajtes ashtu edhe ate kontraventues.

Nese muri terthor ka te hapura (dyer ose dritare) pranohet konvencionalisht qe funksioni I rigjidi mit mund te kryhet kur te hapurat (çarjet) rrethohen me mur te plote me nje gjatesi te pakten 0.2-0.3 e lartesisë se vete murit.

Secili mur duhet te jete I lidhur me muret terthore te cilet kryejne dhe funksionin e kufizimit te fenomeneve te rendit te dyte. Keto kontrollohen nepermjet perkulshmerise konvencionale te murit. (shih Tab.MUR 7)

Gjeometria e mureve rezistente ndaj termetit, per te evituar efektet e mundshme te paqendrueshmerise lokale, per shkak te veprimeve te tij, duhet te respektoje, ne funksion te teknolo gjise konstruktive, kerkesa te trashesise minimale dhe te epjes, duke limituar raportin midis lartesisë se perkuljes se lire dhe trashesise se murit, si dhe midis lartesisë maksimale te hapjeve te njepasnje shme ne murature dhe gjatesise se murit.

Trashesia e mureve nuk duhet te jete me e vogel se vlerat e **Tab. 3.2**. Ndertesat me murature te zakonshme duhet, sipas rregullit, t'i kene hapjet te renditura vertikalisht. Ne rast te kundert, do te meren ne konsiderate ne modelin strukturor dhe ne kontrollet qe do behen, ekskluzivisht, pjeset e murit qe paraqesin vazhdimesi vertikale nga kati objekt verifikimi deri ne themele. Mund te perdoren modele dhe metoda analizuese te pershtateshme per te perafruar sjelljen e pergjithshme te mureve.

1.3. STRUKTURAT HORIZONTALE

Mund te jene soleta te nderkateve prej b/a, te paranderura ose strukture mikse. Ato duhet te zgjidhin funksionin e shperndarjes te veprimeve horizontale midis pareteve strukture, mbi te gjitha duhet te jene te lidhura mire me muret dhe te garantojne shume mire funksionin diafragme. Distanca maksimale ndermjet dy soletave te njepasnjeshme nuk duhet te jete e egzagjeruar. Strukturat perberese horizontale dhe mbulesat nuk duhet te kene efekte shtytese anesore. Shtytjet eventuale horizontale, te vleresuara duke marre parasysh veprimet sizmike, duhet te thithen me ane te elementeve te pershtatshem strukture. Elementet horizontale jane sipas normes soletat e kateve, ose mbulesat e inklinuara, te cilat duhet te sigurojne nga pikepamja e rezistences dhe rigjiditetit shperndarjen e veprimeve horizontale ne muret e kontraventimeve.

1.4. THEMELET

Kur perdoren elemente natyrale, gure me gjeometri pothuajse paraleloide, te vendosur ne veper ne shtresa te rregullta, muratura quhet e rregullt(e skuadruar).Per zonat sizmike **6 dhe 7** mund te lejohet vendosja e elementeve prej guri te paperpunuar me kusht qe te realizohet muratura e **kombinuar**, e perbere nga murature me gure jo te rregullt, e nderprere nga breza prej betoni te thjeshte ose te armuar, ose te pakten 2 rreshta tullash te plota te vendosura horizontalisht ne nje distance aksiale jo me shume se **1.6m** dhe te shtrire ne te gjithe gjatesine dhe trashesine e murit. Strukturat e themeleve duhet te realizohen me **betonarme** dhe te verifikohen ne baze te sforcimevet qe japin analizat.Duhet te jene te vazhduara, pa nderprerje, **ne perputhshmeri me te carat e pareteve qe suportojne.**

Nese eshte I pranishem nje kat me podrum ose gjysem podrum me mure betonarme, ai mund te konsiderohet si strukture themelesh per katet me murature mbajtese mbi te, nese ai ploteson kerkesat e vazhdimesise se themeleve.

Perdorimi i materialeve gurore, te paperpunuara, lejohet vetem ne zonat sizmike 4 dhe 5, me kusht qe te vendosen ne veper ne shtresa perafersisht te rregullta

1.5. BREZAT

Muret pergjithesisht, ne krye te tyre, plotesohen me elemente horizontale betonarme sa gjeresia e tyre (brezat). Lartesia e brezave duhet te jete e njejte me ate te soletes se katit, por jo me pak se 15 cm.

- Armatura duhet te jete jo me pak se 8cm^2 , me diameter jo me pak se 16 mm;
- Stafat duhet te kene diameter jo me pak se 6mm dhe interaks jo me shume se 25cm.

Edhe lidhja mes themeleve dhe strukture realizohet nepermjet brezave b/a te vendosur ne bazen e çdo murature mbajtese vertikale, me gjeresi dhe lartesi jo me pak se 1/2 e gjeresis se spesorit respektiv.

Ne rast se nderkati perbehet nga soleta dhe traveta te parafabrikuara, si edhe trare metalike, ata duhet te jene te mbeshtetura mbi brez per nje gjeresi jo me pak se gjysma e gjeresis se tij, por jo me pak se 12 cm; traret metalike duhet te jene pajisur me ankorime te pershtatshme.

1.6 MURATURA E ARMUAR

Konsiderohet si murature e armuar muratura e ndertuar me elemente artificiale gjysem te plote me vrima vertikale (koaksiale) te cilat lejojne vendosjen e armatures vertikale. Armatura horizontale mund te shperndahet ne siperfaqen e llaçit midis elementeve te muratures. Llaçi ose konglomerati mbushes i vrimave ose ai i shtreses ku vendoset armature duhet te kete $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ dhe duhet te mbeshtjelle te gjithë armaturen. Trashesia e mbulimit duhet te jete e tille qe te garantoje transmetimin e sforcimeve mes muratures dhe armatures dhe te formoje nje mbulim te pershtatshem te armatures, deri ne kufijte e qendrueshmerise se hekurit.

Ne rastin e ndertesave me murature te armuar, secili mur perben ne kompleksitetin e tij nje strukture me vrima nga hapjet ne te. Te gjitha paretet murale duhet te lidhen me soletat ne menyre te tille qe te perbejne diafragma rigjide; struktura rezultante duhet te jete ne gjendje te reagoje ndaj veprimeve te jashtme horizontale me nje sjellje te tipit te pergjithshem, ne te cilin kontribuon rezistenca e mureve vetem ne katin respektiv.

Ne rastin e elementeve me murature te armuar, armatura vertikale dhe horizontale dimensionohet ne analogji me cka parashikohet per elementet prej betoni te armuar. Shufrat e armatures duhet te jene te tilla qe te sigurojne aderencen dhe inkastrimin e kerkuar. Duhet te garantohet nje mbrojteje e duhur e armatures nga korozioni.

Armatura horizontale e vendosur ne shtresen e llacit, ose te carat enkas te blloqeve, duhet te shperndahet sipas rekomandimeve respektive dhe ne sasi te tille qe te shmange si carjen ne terheqje (perqindja minimale) ashtu edhe shkaterrimin nga ngjeshja e muratures (perqindja maksimale).

Armatura vertikale duhet te vendoset ne boshlleqet ose carjet e posacme, me dimensione te pershtateshme, qe te garantoje transmetimin e sforcimeve tek elementet e muratures. Armaturat vertikale, me seksion terthor te pershtatshem, duhet te vendosen ne secilin ekstremitet te cdo paretit mbajtes, ne cdo bashkim (nderprerje) te pareteve mbajtes, ne korespondence te cdo te care, por sidoqofte ne nje interaks te limituar, ne menyre qe te absorbojne sforcimet rastesore te lokalizuara te terheqjes dhe ngjeshjes, dhe te garantojne nje sjellje te unifikuar te paretit.

▪ KAPITULLI 2- Materialet dhe karakteristikat tipologjike

2.1 LLACI

Pershkrimet ne lidhje me llaçin e muratures jepen me poshte, **Tab 3.1**.

Llaçet e muratures duhet te garantojne parametra te duhur ne terma te durushmerise dhe te perfor mances mekanike dhe duhet te kene çertifikate ne perputhje me normat europiane EN998-2. Eshte e nevojshme qe komponentet e perzierjes te mos permbajne substance organike, vajra pluhurore ose argjilore. Cilesite mekanike te nje llaçi jane te percaktuara permes rezistences te tij mesatare ne ngjeshje f_m .

Kategoria e llaçit percaktohet nga nje sigel qe fillon me germen **M** e pasuar nga nje **nr** qe nen kupton rezistencen f_m , te dhene me N/mm^2 sipas **Tab 3.1**. Nuk lejohet perdorimi i llaçeve me :

$$f_m \leq 1 N/mm^2 \quad (2.1)$$

2.2 ELEMENTET ARTIFICIALE REZISTENTE NE MURATURE

Qe elementet artificiale (prej tulle ose prej betoni) te konsiderohen me funksione rezistente, duhet te plotesojne pershkrimet e sjella ne **Tab. 3.9**.

Keta elementet mund te kene te çara ne drejtimin pingul me siperfaqen e mbeshtetjes (elemente me vrima vertikale). Per perdorimin ne vepra te cilat perputhen me normat aktuale, elementet klasifikohen nga perqindja e te çarave φ dhe siperfaqja mesatare e seksionit terthor te çdo te çare f Vrimat duhen te perhapen pothuajse uniformisht ne siperfaqen e elementit.

Perqindja e te çarave jepet nepermjet formules:

$$\varphi = 100F/A \text{ ku:} \quad (2.2)$$

F- Sip. e vrimave depertuese ne gjithe elementin dhe atyre jo depertuese.

A- Sip. totale horizontale e elementit te muratures e kufizuar nga perimetri i saj.

Ne Tab. **Tab. 3.2** jepet klasifikimi i elementeve prej tulle dhe betoni.

2.3 KARAKTERISTIKAT MEKANIKE TE MURATURES:

Cilesite themelore ne baze te te cilave klasifikohen muraturat jane:

- rezistenca karakteristike ne shtypje f_k ;
- rezistenca karakteristike ne prerje pa pranine e forces aksiale f_{vko} ;
- moduli i elasticitetit ne prerje vertikale E ;
- moduli i elasticitetit ne prerje tangenciale G .

Rezistencat karakteristike f_k dhe f_{vko} percaktohen ose ne rruge eksperimentale mbi kampionet e muratures, ose me disa kufizime ne funksion te cilesive te komponenteve .

Per projektet ne te cilat kontrolli i qendrushmerise se muratures kerkon nje vlere $f_k \geq 8 N/mm^2$ eshte e detyrueshme te behet kontrolli I vleres se f_k .

2.4 -ANALIZA STRUKTURE

Per çdo gjendje kufitare specifike te kontrollit duhet te adoptohet nje model llogarites I cili duhet:

- te realizoje nje pershkrim te sakte te organizimit te struktures, materialeve dhe lokalizimit te ndertesës;
- te pershkruaje nje sjellje sa me reale te gjithe struktures

- t'i konsideroje reale veprimet qe parashikon projekti dhe menyren e aplikimit te tyre. Per vleresimin e efekteve lokale lejohet perdorimi I modeleve llogarites.

Reagimi I modelit llogaritet duke perdorur:

- analizen jolineare;
- analizen lineare, duke marre vlerat prerese te moduleve te elasticitetit.

Analiza duhet te jape per çdo element strukturor keto te dhena:

- forcen aksiale si rezultat i ngarkesave vertikale; per ndertesat me lartesi me te madhe se **10m** duhet te merret parasysh ndryshimi I ngarkeses aksiale nga veprimet horizontale;
- forcen prerese qe lind nga ngarkesat vertikale dhe horizontale;
- eksentricitetin e ngarkesave aksiale;
- momentin perkules qe lind nga ngarkesat vertikale dhe horizontale.

Lejohet perdorimi I modeleve te thjeshtezuara, bazuar ne skemen e nyjeve complete (cernierave), per llogaritjen e ngarkesave te transmetuara nga soletat ne mure dhe per vleresimin ne keta te fundit te efekteve te veprimevet jashte planit.

Nen hipotezen e shtangesise infinite ne planin e soletave, modeli mund te perbehet vetem nga elementet murale te vazhduar prej themelit deri ne krye, qe lejojne zhvendosjet horizontale vetem ne planin e soletave.

Reagimi jashte planit i pareteve eshte per t'u konsideruar ne pergjithesi si sjellje lokale e pavarur nga reagimi I pergjithshem dhe qe rrjedh nga reagimi I paretit ne planin e vet. Prandaj kontrollet jashte planit duhet te behen te ndara dhe per ato mund te adaptohen forcat ekuivalente te treguara per elementet jo strukturore.

2.5 NGARKESAT DHE KOMBINIMET E TYRE

Ngarkesat llogaritesse jane ato qe parashikohen ne EC.

Ngarkesat ne konstruksion duhet te grupohen ne menyre te tille qe te krijojne kushte ngarkimi te cilat rezultojne me te disfavorshmet ne fund te cdo verifikimi. Behet reduktimi I probabilitetit te veprimit te njekohshem te te gjitha veprimeve, me vlerat respektive me te disfavoreshme.

2.6 - KONTROLLET

Kontrollet duhet te behen sipas **gjendjes kufitare te shfrytezimit dhe gjendjes se fundme kufitare**.

Pranohet hipoteza qe seksionet plane ngelen plane, nuk merret parasysh rezistenca ne terheqje e muratures. Çdo pjese muri duhet te verifikohet sipas **gjendjes se fundit kufitare ose te sforcimeve** per kushtet e meposhtme te ngarkimit:

- a) ne shtypje-perkulje per ngarkesat anesore;
- b) ne shtypje-perkulje per ngarkesat ne kat;
- c) ne prerje per ngarkesat ne kat;
- d) per ngarkesa te perqendruara.

Verifikimet sipas **gjendjeve kufitare te shfrytezimit** mund te menjanohen, duke pranuar te mireqena:

- nevoje e kufizimit te madhesise se çarjeve, per kombinimin e perhershem nen hipotezen
:
 - rezistenca ne terheqje pranohet zero
 - shperndarja e tensioneve eshte lineare
 - te çarat te jene te kufizuara brenda trashesise se suvatimit ;

- per ndertesat me numer katesh me te madh se 4 duhet te kontrollohet spostimi I kateve d_r , i cili per kombinimet me te zakonshme, duhet te respektoje kushtin :

$$d_r \leq 0.003 h \quad (2.3)$$

ku h-eshte lartesia e nderkatit.

Spjegimi teorik I kontrolleve jepet me poshte ne **KAPITULLIN 4.**

2.7. PERCAKTIMI I PARAMETRAVE MEKANIKE TE MURATURES

2.7.1 REZISTENCA ne ngjeshje. Percaktimi eksperimental i saj

Rezistenca karakteristike eksperimentale ne ngjeshje percaktohet nga prova me n mure ($n \geq 6$) (shiko **Tab. 3.4**). Percaktimi i rezistences karakteristike duhet te plotesohet dhe me verifikimin e materialeve:

- llaçi, (shiko **Tab 3.1**);
- elementet perberes te muratures, (shiko **Tab. 3.2** dhe **TAB. 3.3**);

2.7.2 VLERESIMI I REZISTENCES NE NGJESHJE

Ne qendren e projektimit, per muraturat e ndertuara nga elemente artificial te plote ose gjysme te plote, vlera e f_k mund te nxirret nga rezistenca ne shtypje e elementeve dhe nga grupi i perkatesise se llaçit nepermjet **Tab. 3.9**.

Per vlerat qe nuk perfshihen ne tabele lejohet perdorimi i interpolimit linear.

2.7.3 REZISTENCA NE PRERJE. Vleresimi i saj ne mungese te sforcimeve normale

Ne qendren projektuese per muraturat e perbera nga elemente artificiale te plote ose gjysme te plote vlera e f_{vk0} mund te rrjedhe nga rezistenca ne shtypje e elementeve nepermjet **Tab MUR.6/A**.

Vlefshmeria e kesaj tabele kufizohet per ato muratura qe kane lidhje horizontale dhe vertikale te mbushura me llaç, me trashesi nga 5 ne 15mm. Per vlerat qe nuk perfshihen ne tabele lejohet perdorimi i interpolimit linear.

2.7.4 TRARET NE MURATURE

Rezistenca ne prerje V_t e trareve lidhes , ne prani te nje brezi te katit ose te nje arkitrau rezistent ne perkulje, te mberthyer mire ne ekstremitete, llogaritet ne menyre te thjeshtezuar me formulen:

$$V_t = h_t f_{vdo} \quad (2.4)$$

▪ KAPITULLI 3- PROJEKTIMI I muratures ne prani te veprimeve sizmike

3.1. KONTROLLI I SIGURISE

Per kontrollin e sigurise ne **gjendjen e fundit kufitare**, rezistenca e cdo elementi strukturor per termetin, duhet te rezultoje me e madhe se veprimi aktiv per secilen nga modalitet pasues te kolapsit: perkulja, prerja dhe rreshqitja ne planin e paretit, perkulja jashte planit.

Duhet te jene gjithsesi objekt I kontrollit **shtypje-perkulje jashte planit** te gjithë paretet qe kane funksion strukturor, ne vecanti ato qe mbajne ngarkesa vertikale, kur nuk konsiderohen rezistente ndaj sizmicitetit. Ne rastin e aplikimit te principit te hirearkise se rezistences (murature e armuar), **kontrolli ne prerje do te jete derivat I rezistences ne shtypje-perkulje**, ne menyre qe nje mekanizem I tille demtimi te paraprije nje thyerje me te lehte nga prerja .

3.2. KARAKTERISTIKA SPECIFIKE te ndertesave me murature ne zona sizmike

3.2.1 KERKESAT PER MATERIALET

Elementet qe do te perdoren per ndertesat me murature mbajtese duhet te jene te tille qe te evitojne thyerjen (keputjen e menjehereshme). Per kete qellim elementet duhet te plotesojne kerkesat e dhena ne paragrafin e meparshem me kufizimet e meposhtme:

- Perqindja volumetrike e boshlleqeve eventuale te jete jo me e madhe se **45%** e volumit te pergjithshem te bllokut
- Elementet te vendosen paralelisht me planin e murit, te jene te vazhduar dhe te vendosur ne linje te drejte; te vetmet nderprerje (shkeputje) qe pranohen jane ato qe korespondojne me vrimat per kapjen e tyre, ose per vendosjen e armatures
- Rezistenca karakteristike (f_{bk}) ne thyerje, ne drejtimin mbajtes, e llogaritur ne siperfaqen bruto , te jete jo me pak se $5N/mm^2$, (5MPa);
- Rezistenca karakteristike e thyerjes (f_{bk}), ne drejtimin pingul me ate mbajtes, dmth ne planin e zhvillimit te mureve, llogaritur ne te njejten menyre si me lart, te jete jo me pak se $1.5N/mm^2$ (1.5MPa)
- Llaci per muraturen e zakonshme duhet te kete rezistence mesatare jo me te vogel se **5Mpa** dhe lidhjet vertikale duhet te jene te mbushura me llac.
- Perdorimi i materialit, apo i llojeve te mureve qe kane karakteristika te tjera nga keto te referuara me lart duhet te jete i autorizuar nga Sherbimi Teknik Qendror (STQ), nen miratimin e Keshillit Superior te Punimeve Publike.
- Eshte e keshillueshme te perdoret muratura me gure te paperpunuar, **me breza tulle**, vetem ne zonat me sizmicitet te ulet.

3.2.2. DISTANCA MIDIS NDERTIMEVE NGJITUR

Distanca midis ndertimeve ngjitur duhet te jete e tille qe te evitoje fenomenin e goditjes (perplasjes), rrjedhimisht nuk mund te jete me e vogel se shuma e spostimeve maksimale te percaktuara nga **llogaritjet**. Ne cdo rast distanca midis dy pikave qe perballen nuk mund te jene me te vogla se $1/100$ e lartesisë se ketyre pikave, matur nga plani i themeleve, shumezuar me: **$ag \cdot S / 0,5g \leq 1$** .

Kur nuk kryhen llogaritje specifike, zhvendosja maksimale e nje ndertese, pa izolim (sizmik) ne themel, mund te vleresohet ne $1/100$ e lartesisë se ndertesës, shumezuar me **$ag \cdot S / 0,5 g$** .

3.2.3 LARTESIA MAKSIMALE E NDERTESAVE TE REJA

- Per tipologjite strukturore: - ndertesat me murature jo te armuar **qe korespondojne me rezervat** elastike te strukturave, qe bien ne zonen 1 (sizmicitet i larte), eshte fiksuar nje lartesi maksimale e **barabarte me dy kate nga plani i terrenit**, ose nga ai i rruges. Soleta e mbulimit te katit te dyte nuk mund te shfrytezohet per shtese(volum) te banueshem.
- Per zona te tjera lartesia maksimale e godinave duhet te kufizohet, ne funksion te kapacitetit deformativ dhe thithes (absorbues) te tyre, si dhe te klasifikimit sizmik te zones.
- Per tipologji te tjera strukturore (beton i armuar, hekur,etj.) lartesia max percaktohet vetem nga kapaciteti rezistues dhe deformativ i struktures.

3.3 VERIFIKIMI I THJESHUAR I NDERTESAVE ME MURATURE

Per ndertesat e realizuara me murature prej elementesh rezistente artificiale te plote ose gjysme te plote, ose nga elemente rezistente natyrale, qe ndertohen ne zone sizmike te kategorise 6-7, kur ato mund te quhen konstruksione te “thjeshta”, mund te kryhet nje verifikim i thjeshtuar, duke pranuar koeficientin $\gamma_M = 4.2$

Nje ndertese me murature, qe te quhet e thjeshte, duhet te respektoje kushtet e meposhtme:

- Muret kryesore te konstruksionit duhet te jene te vazhdueshem nga themeli deri ne kulm.
- Asnje lartesi nderkati nuk duhet te kaloje 3.5 m
- Nr. i kateve nuk duhet te jete me i madh se 3 (brenda dhe jashte toke) per ndertesa me murature te zakoneshme dhe 4 per ndertesa me murature te armuar.
- Epja e muratures, sipas shprehjes $l = h_0 / t$, mos te jete ne asnje rast me e madhe se 12
- Ngarkesa e ndryshueshme per soleta mos te jete me e madhe se 3.00 kN/m²
- Siperfaqja e seksionit te muratures rezistente ndaj veprimeve horizontale, e shprehur ne perqindje ne lidhje me siperfaqen totale te katit te nderteses, te mos **jete me pak se 4% ne dy** drejtimet kryesore duke perjashtuar pjeset qe dalin; nuk jane per t’u marre ne konsiderate per llogaritjen e perqindjes se muratures rezistente, muret me gjatesi L me pak se 50 cm, matur, pa perfshire ne to hapjet.

3.3.1 FAKTORI LATERAL I KUFIZIMIT

h/a	ρ
$h/a \leq 0.5$	1
$0.5 \leq h/a \leq 1.0$	$3/2 - h/a$
$1.0 \leq h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Ku $h_0 = \rho h$ eshte gjatesia e lire e perkuljes se murit, e vleresuar ne baze te kushteve te lidhjeve ne ekstremet te shprehura ne tabelen 2 dhe t eshte trashesia e paretit.

Gjithashtu duhen te respektohen dhe kushtet e meposhtme:

- Ne secilen nga dy drejtimet te jene parashikuar te pakten dy sisteme paretesh me gjatesi te pergjithshme te tyre, pa perfshire hapjet, secila **jo me pak 50% te** dimensionit te ndertesese ne drejtimin ne fjale.
- Ne llogaritjen e gjatesise se pergjithshme mund te jene te perfshira vetem muret qe jane ne perputhje me kerkesat gjeometrike te Tab. 7.8.II. Distanca midis ketyre dy sistemeve te mureve (pareteve), ne drejtim ortogonal me zhvillimin gjatesor te tyre ne kat, te mos jete me pak se 75% e dimensioneve te nderteses ne kete drejtim. Te pakten 75% e ngarkesave vertikale te mbahet nga muret qe bejne pjese ne sistemin rezistent ndaj veprimeve horizontale.

- Ne secilen nga dy drejtimet te jene te pranishme parete rezistente ndaj veprimevet horizontale me interakse jo me te medha se 7 m, me lartesi deri 9 m per konstruksionet me murature te armuar
- Per secilin kat, raporti midis siperfaqes se seksionit rezistent te mureve mbi siperfaqen bruto te katit, ne funksion te numrit te katevet te nderteses dhe te sizmitetit te zones, te mos jete me pak se vlerat e dhena ne Tabelen 7.8 III per secilen nga dy drejtimet ortogonale.

Ne menyre implicite eshte pranuar, qe per konstruksionet e thjeshta, numri i kateve nuk mund te jete me i madh se 3 per konstruksionet me murature te zakonshme dhe 4 per konstruksionet me murature te armuar.

$$S = S_s * S_T \quad (3.1)$$

$S_s = 1.234$ koeficienti stratigrafik (shtresor)

$S_T = 1$, koeficienti topografik.

$-S_T$ aplikohet vetem ne rastin e strukturave te klases se perdorimi III e IV .

Duhet mbi te gjitha per cdo kat te rezultoje : $\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M}$ ku:

- N eshte ngarkesa vertikale totale ne baze te secilit kat te nderteses qe i korespondon shumës se ngarkesave te perhershme e te perkohshme (vleresuar mbi supozimin $\gamma G = \gamma Q = 1$)
- A eshte siperfaqja totale e mureve mbajtes te te njejtit kat
- f_k eshte rezistenca karakteristike ne shtypje ne drejtimin vertikal te muratures

Dimensionimi i themeleve mund te behet ne menyre te thjeshtuar, duke marre parasysh sforcimet mesatare normale dhe lekundjet totale sizmike te percaktuara me analizen statike lineare.

3.4. SHEMBULL I VERIFIKIMIT TE THJESHTUAR SIZMIK te nje ndertese me murature

Marrim ne analize nje ndertese te thjeshte me murature me tulla te plota, si ne figure ,qe ka $f_k = 7.5 \text{ N/mm}^2$, e vendosur ne nje zone te sheshte, ne nje toke te kategorise B, per t'i bere verifikimin e thjeshtuar.

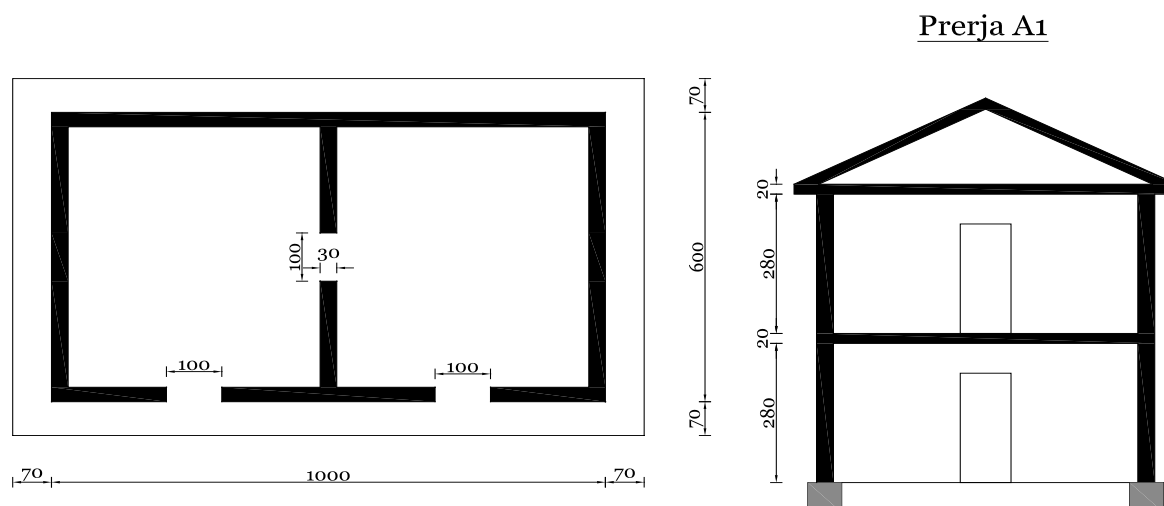


Fig. 3.1 – Godina shembull i analizes

Verifikojme se pari ekzistencen e kushteve te thjeshtesise se kerkuara per te bere te mundur vazhdimin e kontrollit te thjeshtuar.

- Pika **a-c** plotesohen (lartesia e godines eshte 2 kate) : verifikojme piken **d**.
- Raporti midis gjeresise dhe gjatesise se objektit:

$$\frac{gjatesi}{gjeresi} = \frac{10}{6} = 1.67 < 3; \text{ pika } \mathbf{d} \text{ eshte plotesuar}$$

Prerja e Soletes

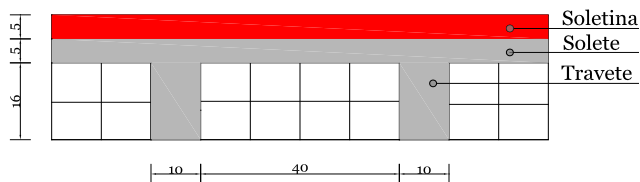


Fig. 3.2 – Prerja e soletes

Verifikojme piken e

Perkulshmeria[epja] llogaritet sipas formule $\lambda = \frac{h_0}{t}$

Ku: t = trashesia e murit

h_0 = gjatesia e lire e **perkuljes anesorete** murit, llogaritur nepermjet $h_0 = \rho \times h$

h = lartesia e brendshme e katit

ρ = faktori anesor i lidhjes

Duhet te verifikojme, qe asnje nga muret te mos kete **epje** me te madhe se 12, per faktorin ρ pranojme vleren 1, qe eshte parandalues dhe i vlefshem per parete te izoluar.

Ne rastin ne analize do te kemi:

$$h_0 = \rho \cdot h = 1 \cdot 280 = 280 \text{ cm}$$

Epja, do te jete: $\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{280}{30} = 9,33 < 12$;

Edhe pika **e** eshte e plotesuar

Verifikojme piken g:

Siperfaqja e muratures rezistente ne drejtimin X:

$$2 \times 0.30 \times 10.00 = 6,00$$

$$\text{Heqim : } \frac{2 \times 0.30 \times 1.00}{\text{Totale}} = \frac{0,60}{5,40 \text{ m}^2};$$

$$\frac{\text{Siperfaqjarezistente}}{\text{Siperf.endertesesh}} = \frac{5.40}{6.00 \cdot 10.00} = 0.09 = 9\% > 4\%$$

Siperfaqja e muratures rezistente ne drejtimin Y:

$$3 \times 0.30 \times 6.00 = 5,40$$

$$\text{Heqim : } \frac{0.30 \times 1.00}{\text{Totale}} = \frac{0,30}{5,10 \text{ m}^2}$$

$$\frac{\text{Sip.rezistente}}{\text{Sip.endertesesh}} = \frac{5.10}{6.00 \cdot 10.00} = 0.08 = 8\% > 4\%$$

Raporti minimal midis mureve mbajtes dhe siperfaqes se ndertesese, ne te dy drejtimet eshte me i madh se ai i kerkuari, **4%**. Pika **g** eshte e verifikuar.

Verifikojme tani qe siperfaqja rezistente e mureve ne cdo drejtim te verifikimit te jete me e madhe nga ajo qe eshte parashikuar nga tabela 7.8;

Per kete qellim procedojme ne llogaritjen e a_g :

- $a_g=0.317$ g,
- koeficienti stratigrafik $S_s = 1.234$,
- koeficienti topografik $S_T=1$.

Dhe kemi :

$$S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,234 \cdot 1 \cdot 0,317 \text{ g} = 0,39 \text{ g};$$

Keshtu nga tabela 7.8 veme re qe perqindja e muratures **duhet te jete me e madhe se 6.5%**.

Paraprakisht gjetem qe perqindjet e muratures jane **9%** ne drejtim X dhe **8%** ne drejtimin Y, dmth kushtet jane plotesuar.

Duke supozuar te verifikuara gjitha kushtet e tjera, procedojme me **verifikimin e thjeshtuar** sizmik.

- [ANALIZA E NGARKESAVE](#)

Perderisa koeficientet γ_G e γ_Q , **duhet te jene te barabarte me 1**, nuk behet dallim midis ngarkeses se perhershme dhe te perkohshme. Llogarisim ngarkesat per m^2 .

Njesia Strukturore	EMERTIMI I NGARKESES	PESHA daN/m ²
CATIA	Pesha vetjake e catise:	150
	Ngarkesa e perkohshme:	100
	Shuma	250
SOLETA II	Pesha e travetit: 2 x 0.10 x 0.16 x 2500	80
	Soleta 0.05 x 2500	125
	Tulla	80
	Suva	30
	Ngarkesa e perkohshme:	100
	Shuma	415
SOLETA I	Pesha e travetit: 2 x 0.10 x 0.16 x 2500	80
	Soleta 0.05 x 2500	125
	Tulla	80
	Suva	30
	Soletina 0.05 x 2000	100
	Dysheme	40
	Ndarje e lehte (prej tulle)	100
	Ngarkesa e perkohshme:	200
	Shuma	755

- [Percaktimi i sforcimit normal “N” ne tabanin e themelit](#)

Llogaritja e peshes totale,			
Cati + Soleta II	7.40 x 11.40 x (250 + 415)	=	56.09 daN
Pesha e muratures Kati i Pare	3 x 0.30 x 2.8 x 6.00 x 1.800	=	27.216 daN
	2 x 0.30 x 2.80 x (10.00 - 3 x 0.30)x1800	=	27.518 daN
Pesha e Soletes I	6.00 x 10.00 x 755	=	45.300 daN
Pesha e muratures, Kati Perdhe:	3 x 0.30 x 2.80 x 6.00 x 1.800	=	27.216 daN
	3 x 0.30 x 2.80 x (10.00 - 3 x 0.30)x1800	=	<u>27.518 daN</u>
Totale		=	211.75daN

$$\text{Llogarisim: } [\sigma] = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,25 \frac{7,4}{4,2} = 0,44 \text{ N/mm}^2$$

Llogarisim sipërfaqen totale:

Sipërfaqja e muratures ne drejtimin X:

$$\begin{aligned} 2 \times 0.30 \times 10,00 &= 6,00 \\ 2 \times 0.30 \times 1,00 &= -0,60 \\ \text{Totali} &= 5,40 \end{aligned}$$

Sipërfaqja e muratures ne drejtimin Y:

$$\begin{aligned} 3 \times 0.30 \times (6,00 - 2 \times 0.30) &= 4,86 \\ -0.30 \times 1,00 &= -0,30 \\ \text{Totali} &= 4,56 \end{aligned}$$

$$\text{Sipërfaqja Totale} = 9,96\text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A} = \frac{211.752}{9.96} = 21.260 \frac{\text{dN}}{\text{m}^2} = \frac{0,21N}{\text{mm}^2} < 0,44 \text{ N/mm}^2$$

Verifikimi eshte i plotesuar.

3.5 TABELAT [2]

TAB. 3.1 (MUR. 1/A) - KLASIFIKIMI DHE REZISTENCA MESA TARE NE SHTYPJE E LLAÇEVE

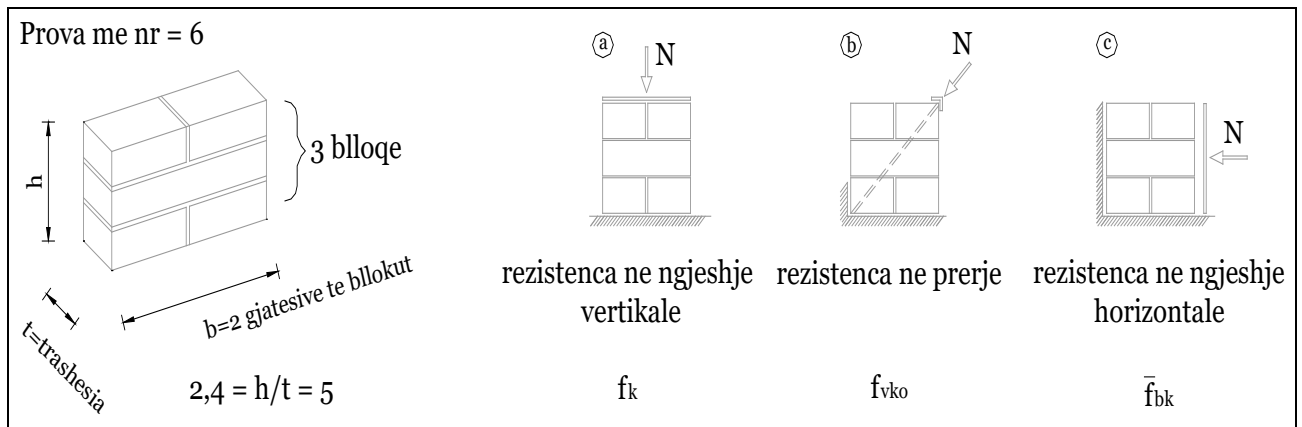
	Rezistenca d N/mm ²	Lloji i llaçit	Perberja (sasite ne volume)				
			Çimento	Gelqere e perajruar	Gelqere hidraulike	Rere	Çimento pucolane
M2,5	2,5	I perajruar	–	1	–	3	–
		Hidraulik	–	–	1	3	–
		Pucolan	–	1	–	–	3
M5	5,0	Bastard	1	–	1	5	–
M10	10	Çimento	1	–	0.5	4	–
M15	15		1	–	–	2,5	0,5
M20	20		1	–	–	3	–
Md	d	Eshte pranuar perdorimi i klases Md, me d ≥ 25 N/mm ² ,nese ajo realizohet nga prodhuesi.					

Tab. 3.2 (MUR 2/A) - Tipologjia e materialeve dhe trashesite min.te mureve. [2]

Tipi i elementit	φ	Tulle		Beton	
		f (cm ²)	trashesia minimale	f (cm ²)	(asnje kufi per trashesine)
I plote	≤ 15 %	≤ 9	12	0,10 A ku A ≤ 900 cm ²	
Gjysem i plote	15 % - 45 %	≤ 12	20	≤ 0,15 A ku A > 900 cm ²	
Me bira	45 % - 55 %	≤ 15	25	Trashesia minimale e treguar vlen per nje mure me elemente natyrale. Vleresime specifike duhen te behen per murature ekzistuese.	
Murature me gure te gdhendur	–	–	24		
Murature me gure jo te rregullt, me breza tulle	–	–	40		
Murature me gure te crregullt.	–	–	50		

$\phi = F/A$ – perqindja e brimave
 F – sipërfaqja e totale e brimave te depertueshme dhe atyre te thelle por jo te depertueshme
 A – sipërfaqja bruto
 f – sipërfaqja mesatare e seksionit terthore te nje brime

TAB. 3.3 (MUR 3/A) – Tensionet karakteristike ne strukturat murale [2]



TAB. 3.4 (MUR. 4/A) - VLERESIMI I REZISTENCES NE SHTYPJE f_k I MURATURES

Rezistenca karakteristike ne shtypje f_{bk} (*) e elementit N/mm ²	Element artificiale te plote dhe 50% te plote				Elemente natyrale me gure te gdhendur			
	M 15	M 10	M 5	M 2,5	M 15	M 10	M 5	M 2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-	14,3	12,0	10,4	-

(*) Rezistenca karakteristike ne shtypje f_{bk} deklarohet nga prodhuesi i elementeve sipas standarteve EC

Tab. 3.5 - KARAKTERISTIKAT teknike dhe mekanike TE ELEMENTEVE MURALE [2]

TABELA MUR. 1								
KLASIFIKIMI DHE REZISTENCAT MESATARE NE SHTYPJE PER LLACET [2]								
KLASI	REZISTENCA (1)		Tipi	Perberesit				
	kg/cm ²	N/mm ²		cimento	gelqere e perajruar	gelqere hidraulike	rere	pucolane
M1	120	12	me cemento	1	-	-	3	-
M2	80	8	me cemento	1	-	0,5	4	-
M3	50	5	bastard	1	-	1	5	-
M4	25	2,5	bastard	1	-	2	9	-
M4	25	2,5	pucolane	-	1	-	-	3
M4	25	2,5	hidraulike	-	-	1	3	-

Llace me proporcione te ndryshme ne perberje,perzier edhe me aditive, paraprakisht te eksperimentuar, mund te konsiderohen ekuivalente me ata te treguar,kur rezistenca mesatare e tyre ne shtypje rezulton jo me e vogel se vlerat e sjella ne table.

TAB. 3.6 (MUR. 2)

KARAKTERISTIKAT MEKANIKE TE ELEMENTEVE NATYRALE REZISTENTE					
Shkemi	Vlera mesatare ne thyerje				Ec
	shtypje		perkulje		
	N/mm ²	kg/cm ²	N/mm ²	kg/cm ²	N/mm ² * 10 ³
granite/sienite	100-230	1000-2300	10 ÷ 20	100 ÷ 200	50 ÷ 60
porfide	100-280	1000-2800	15 ÷ 22	150 ÷ 220	55 ÷ 65
ranore	40-130	400-1300	4 ÷ 10	40 ÷ 100	10 ÷ 30
travetin	20-60	200-600	5 ÷ 10	50 ÷ 100	8 ÷ 25
gelqeror kompakt	80-180	800-1800	6 ÷ 20	60 ÷ 200	45 ÷ 70
shtufe	5 ÷ 15	50 ÷ 150	0,5 ÷ 0,7	5 ÷ 7	3 ÷ 15
mermere	100-140	1000-1400	7 ÷ 20	70 ÷ 200	50 ÷ 80

Tab. 3.7 (MUR. 3) – Kerkesat geometrike te mureve rezistente nga termeti [2]

Tipologjia konstruktive	t _{min}	(λ=ho/t) _{max}	(l/h') _{min}
Murature e zakonshme, realizuar me elemente guri katror	300 mm	10	0,5
Murature e zakonshme, realizuar me elemente artificial	240 mm	12	0,4
Murature e armuar , realizuar me elemente artificial	240 mm	15	Cfaredo
Murature e zakonshme, realizuar me elemente guri katror, qe bien ne zonat te kat.3 e 4	240 mm	12	0,3
Murature e realizuar me elemente artificial gjysme te plote, qe bien ne zone te kat. 4	200 mm	20	0,3
Murature e realizuar me elemente artificial te plote , qe bien ne zone te kat.4	150 mm	20	0,3

h' lartesia maksimale e hapjeve qe kufizojne paretin
l gjatesia e paretit

Vlera e koeficientit te perkulshmerise λ nuk duhet te kaloje vleren **20**.

Tab. 3.8 (MUR. 4)- Siperfaqja e muratures rezistente ne secilin drejtim ortogonal per ndertime te thjeshta [2]

Nxitimi ne kulmin e terrenit ag:S		$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Tipi i struktures	Numri i kateve										
Murature e zakonshme	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			

Tab. 3.9 (MUR. 5A) - Rezistenca karakteristike ne prerje ne mungese te terheqjes normale f_{vk0} (vlerat ne N/mm²) [2]

Lloji I elementit mbajtes	Rezistenca karakteristike ne shtypje f_m e elementit	Klasa e llacit	f_{vk0} (N/mm ²)
Tulle boshe dhe gjysmeboshe	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.30
	$7.5 < f_{bk} < 15$	$M5 \leq M \leq M10$	0.20
	$f_{bk} \leq 15$	$M2.5 \leq M \leq M5$	0.10
Betonarme; silikat kalciumi; beton ne autoklave; gur natyral I skuadruar	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.20
	$7.5 < f_{bk} < 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.15
	$f_{bk} \leq 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.10

▪ KAPITULLI 4 - BAZAT TEORIKE [3]

4.1. Rezistenca e muratures

4.1.1. Ekuacionet themelore

Muratura eshte nje material heterogjen, si rrjedhoje e perberjes se tij:

- Blloqe te plote ose me vrime
- Nyje (shtreter) llaci te vazhdushem
- Nyje (ne krye) te nderprera ose te vazhduara

Gjithesesi mund ta quajme material homogjen anizotrop persa I takon rezistences dhe deformimit. Nje strukture murature paraqet nje sjellje te varur shume nga reagimi I elementeve perberes te saj, qe jane **Tullat dhe Llaci**.

- **Tulla** karakterizohet nga nje sjellje elastike si ne terheqje edhe ne shtypje. Me rritjen e kohes se pjekjes, tullat behen me rezistente por me te brishta dhe me te thyeshme .
- Sjellja e **llacit** varet shume nga lidhesi I perdorur dhe nga sasia.

4.1.2- TEORIA MOHR-COULOMB

Per gjendje te ngarkimit shume aksial, sjellja e tullen dhe llacit mund te shpiegohen mjaft qarte nga kriteri **Mohr-Culomb**.

$$|\tau| \leq c - \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.0)$$

c - eshte kohezioni

ϕ - eshte kendi I ferkimit

σ - sforcimi ne shtypje, i supozuar të jetë negativ. Kjo shpiegon shenjen (-) ne ekuacionin 1

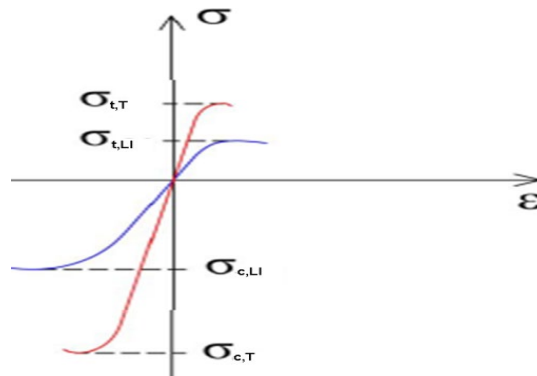


Fig. 4.1- Diagrama e sforcimeve ne shtypje terheqje per llacin dhe tullen

Sipas teorisë MOHR-COULOMB krijohet një model matematik qe përshkruan reagimin e materialeve te brishtë si betoni, ndaj sforcimevet prerese dhe atyre normale. Shumica e materialeve klasike inxhinierike disi disi ndjekin këtë rregull në të paktën një pjesë të peshjtjelleses se forces prerese te keputjes. **Përgjithësisht kjo teori zbatohet për materialet për të cilat Rezistenca në ngjeshje tejkalon shumë rezistencën në tërheqje.**

Në **inxhinierine gjeoteknike** ajo është përdorur për të përcaktuar **forcën prerese te trojeve** dhe shkembinjve nën sforcime te ndryshme efektive.

Në inxhinierine strukture e është përdorur për të përcaktuar **ngarkesen e shkaterrimit**, si edhe këndin e thyerjes të shkaktuar nga zhvendosja në beton dhe ne materiale të ngjashme.

Hipoteza per fërkimin e Kulombit është përdorur për të përcaktuar kombinimin e sforcimit prerese dhe normal qe do të shkaktojë një thyerrje të materialit. **Rrethi MOHR** është përdorur për të përcaktuar se cilat sforcime kryesore do të prodhojnë këtë kombinim të sforcimeve prerese dhe normale, dhe këndin e planit në të cilën kjo do të ndodhë. **Sipas parimit te normalitetit sforcimi i prezantuar në shkaterrim do të jetë pingul me vijën qe përshkruan gjendjen e thyerjes.**

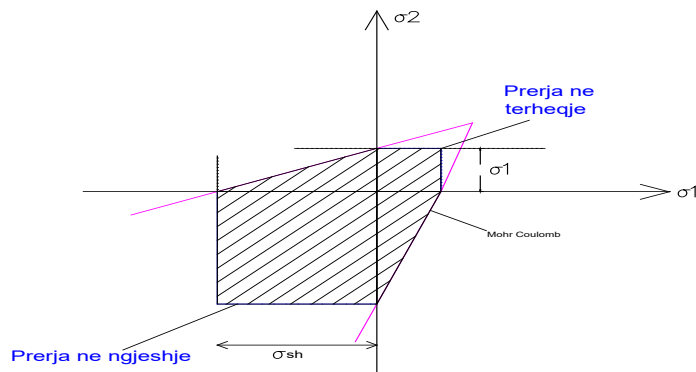


Fig. 4.3- Plani I sforcimeve kryesore

Eshte e lehte te kontrollosh qe nga relacioni $\sigma - \tau$ i Mohr –Colombit kemi:

$$(1) \sigma_{sh} = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.5)$$

$$(2) \sigma_t = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (4.6)$$

Duke marre parasysh qe rrethi i Mohr – Culomb ka ekuacionin:

$$(3) \left(\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2 \quad (4.7)$$

Ky ekuacion paraqitet edhe nga ngjyra e kuqe ne rrethin e Mohrit.

Ne zonen e terheqjes dhe shtypjes, sjellja reale eshte ne te vertete ndermjet kriterit te Mohr-Colombit dhe te Tensioneve maksimale te Galileut. Ne zonen e shtypjes dyaksiale, fusha rezulton me e gjere.

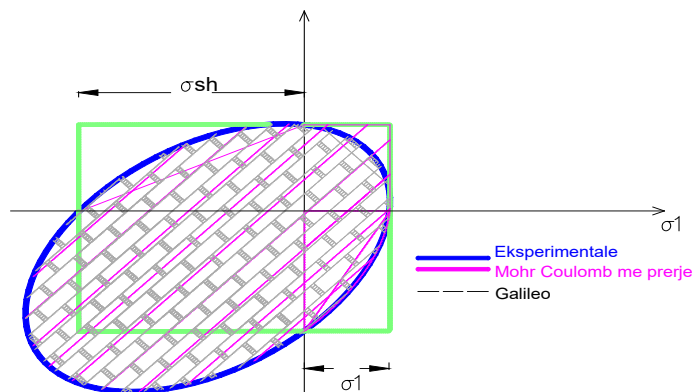


Fig. 4.4-

Materiali i muratures permban karakteristika te elementeve perberes te tij po ne perberjen e **vet nuk paraqet nje sjellje te ndermjetme mes tyre**, po disa ndryshime dhe specifika:

- Ne radhe te pare **deformushmeria e ndryshme** midis tulles dhe llacit, eshte pergjegjese per **gjendjet e tensionuara te llojit shume aksial**, qe e bejne sjelljen e tyre komplekse.
- Ne radhe te dyte prania e drejtimeve te preferuara te materiali (drejtimi I llacit, vrimat ne tulla) i japin muratures nje karakter shume **ORTOTROP**, qe do te thote se rezistenca nuk varet vetem nga lloji i ngarkeses se aplikuar, por dhe nga drejtimi I saj .

4.1.3- SHEMBULL APLIKATIV

Per te kuptuar kompleksitetin e problemit mund te studiojme rastin e nje shtypjeje te thjeshte ne nje murature te ndertuar nga tulla dhe shtrese llaci vetem ne drejtimin horizontal.

Materiali i muratures permban karakteristika te elementeve perberes te tij po ne perberjen e **vet nuk paraqet nje sjellje te ndermjetme mes tyre**, po disa ndryshime dhe specifika:

-Ne radhe te pare **deformushmeria e ndryshme** midis tulles dhe llacit, eshte pergjegjese per **gjendjet e tensionuara te llojit shume aksial**, qe e bejne sjelljen e tyre komplekse.

- Ne radhe te dyte prania e drejttimeve te preferuara te materiali (drejtimi I llacit, vrimat ne tulla) i japin muratures nje karakter shume **ORTOTROP**, qe do te thote se rezistenca nuk varet vetem nga lloji i ngarkeses se aplikuar, por dhe nga drejtimi I saj .

Per te kuptuar kompleksitetin e problemit mund te studiojme rastin e nje shtypjeje te thjeshte ne nje murature te ndertuar nga tulla dhe shtrese llaci vetem ne drejtimin horizontal.

E supozojme shume te vogel trashesine **t** te llacit ne menyre qe te konsiderohet $\sigma_z^T = \sigma_z^{Ll} = 0$. Me kete hipoteze mund te pranojme **qe ne murature vendoset nje gjendje te tensionuar plane**.

Ekuilibri I sforcimeve ne drejtimin y:

EkuilibriII sforcimeve ne drejtimin x:

$$\sigma_x^{Ll} + \gamma \cdot \sigma_z^T = 0 \quad \text{ku } \gamma = \frac{H}{h} \quad (4.8)$$

$$\text{Sipas drejtimit x kemi : } \varepsilon^T = \frac{1}{E^T}(\sigma_x^T - \nu^T \sigma_y^T) = \varepsilon^{Ll} = \frac{1}{E^{Ll}}(\sigma_x^{Ll} - \nu^{Ll} \sigma_y^{Ll}) \quad (4.9)$$

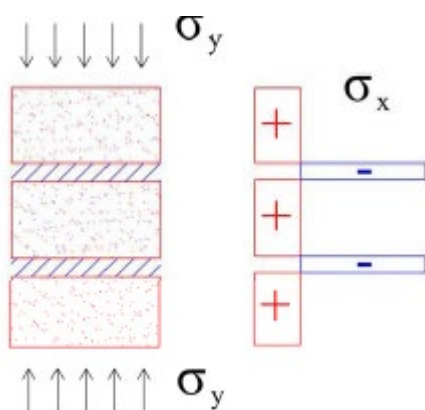
Ku: ε Eshte deformimi ne drejtim x

E Eshte moduli elasticitetit

ν - Eshte koeficienti Puasonit

$$\text{Nese shenojme: } \alpha = \frac{E^T}{E^{Ll}} \cdot \frac{\nu^{Ll}}{\nu^T} \text{ dhe } \beta = \frac{E^T}{E^{Ll}}$$

$$\text{Pas zevendesimeve do te kemi: } \sigma_x^T = \frac{1-\alpha}{1+\beta\gamma} \cdot \sigma \text{ dhe } \sigma_x^{Ll} = -\gamma \cdot \frac{1-\alpha}{1+\beta\gamma} \cdot \sigma$$



Duke marre shembullin $\alpha = 2$ $\beta = 1.5$ dhe $\gamma = 10$

$$\sigma_x^T = -\frac{1}{16} \sigma \quad (\text{Terheqje tek tulla})$$

Fig. 4.4- Gjendja e sforcuare muratures

$$\sigma_x^{Ll} = +\frac{1}{16} \sigma \quad (\text{Shtypje tek llaci})$$

$$\sigma_y^{Ll} = \sigma_y^T = \sigma \quad (\text{Shtypje})$$

- Llaci rezulton me I tensionuar, por eshte subjekt i nje shtypjeje tre aksiale. Prezenca e shtypjes tre aksiale rrit rezistencen dhe eviton shkaterimin e parakohshem prej shtypjes se menjehershme **Ne pergjithesi mund te pranojme qe, ne nje mur te perbere nga tulla dhe llaci, shkaterimi dhe plasaritja ndodhin ne zonen lidhese mes tulles dhe llacit**. Nje rritje endjeshme e zonave ndarese mes tulles dhe llacit, zvogelonndjeshem rezistencen e muratures.

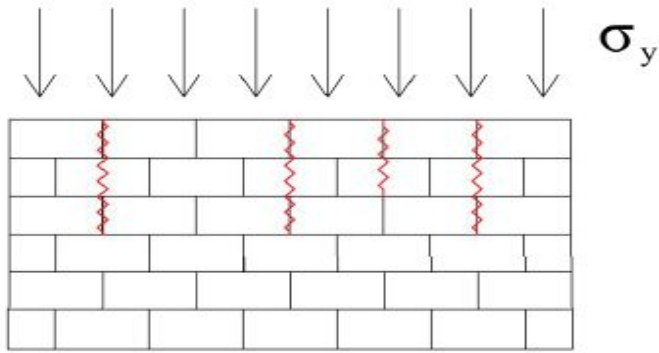


Fig. 4.5- Efektet e ngarkeses mbi muraturen

Nese bejme nje eksperiment te nje muri ne [shtypje te thjeshte](#), ne pergjithesi eshte tulla qe cedon si pasoje e plasaritjeve nga prerja, por kjo ndryshon ne varesi te trashesise se llacit. Ne figure eshte paraqitur nje shembull tipik I nje muri nen ndikimin e nje shtypjeje te thjeshte. Ne kete rast mund te perdoret nje rjedhim i kriterit te Sforcimeve maksimale te Galileut qe njihet dhe si [Kriteri Capurso-Sacchi](#) qe e quan te sigurte nje gjendje te tensionuar nese matrica:

$$\begin{aligned} \sigma + \sigma_R &> 0 \\ \text{Dhe: } \sigma + \sigma_R &\neq 0 \end{aligned} \quad (4.10)$$

Ku:

$[\sigma] = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} \end{pmatrix}$ matrica qe paraqet gjendjen e tensionuar ne panelin e muratures

$[\sigma_R] = \begin{pmatrix} \sigma_{R1} & 0 \\ 0 & \sigma_{R2} \end{pmatrix}$ matrica qe paraqet rezistencen ne shtypje ne dy drejtime.

Nese kemi: $\det[\sigma + \sigma_R] = (\sigma_{11} + \sigma_{R1}) \cdot (\sigma_{22} + \sigma_{R2}) - (\sigma_{12} \cdot \sigma_{21}) = 0$ do kemi shkaterimin e panelit.

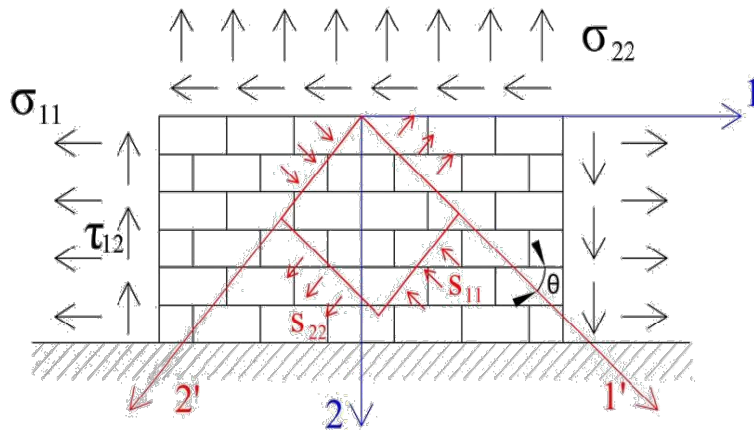


Fig. 4.6- Gjendja e sforcuare plane e muratures

Duke shprehur kete kriter ne funksion te sforcimeve kryesore do te kemi :

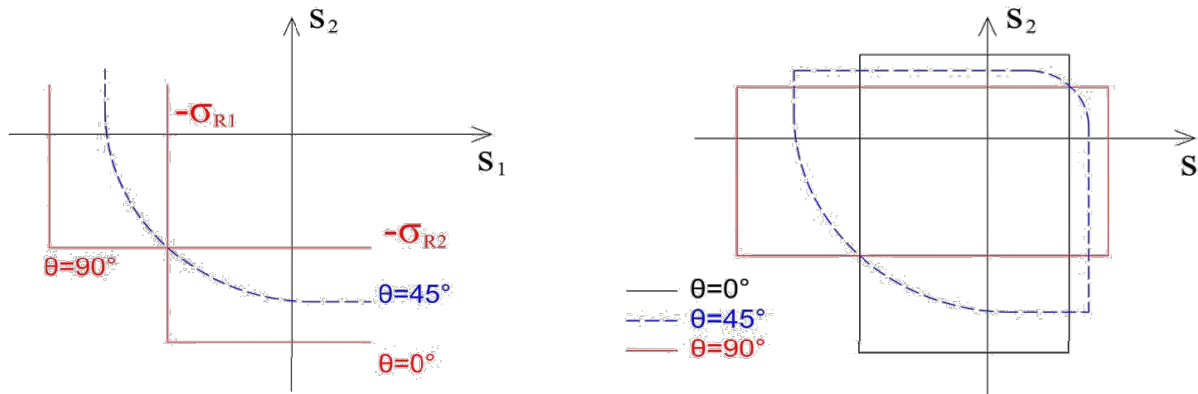
$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= s_1 \cdot \cos^2 \theta + s_2 \cdot \sin^2 \theta \\ \sigma_{12} &= (s_1 - s_2) \cdot \cos \theta \sin \theta \\ \sigma_{22} &= s_1 \cdot \cos^2 \theta + s_2 \cdot \sin^2 \theta \end{aligned} \quad (4.11)$$

Duke pranuar marrim barazimin:

$$= (s_1 + \sigma_{R1} \cos^2 \theta + \sigma_{R2} \cdot \sin^2 \theta) \cdot (s_2 + \sigma_{R2} \cos^2 \theta + \sigma_{R1} \cdot \sin^2 \theta) = (\sigma_{R2} - \sigma_{R1}) \sin^2 \theta \cos^2 \theta$$

Ne te cilen $\sigma_{R1} < \sigma_{R2}$ - rezistenca ne shtypje ne drejtim te bashkimit (xhuntos)

Shprehja e mesiperme paraqet per cdo rast ekuacionin e nje hiperbole qe kalon ne piken $(-\sigma_{R1}, -\sigma_{R2})$. Kjo hiperbole konvertohet ne nje rrjete me $\theta = 0$ dhe $\theta = 90^\circ$.



Duke zhvilluar nje kriter analog edhe per prerjen mund te ndertohet keshtu nje zone e tere rezistente qe varion nga kendi mes drejtimeve kryesore dhe drejtimit 1 dhe 2 te panelit. Zona rezistente ne kete menyre rezulton ajo qe tregohet ne figuren ne te djathte.

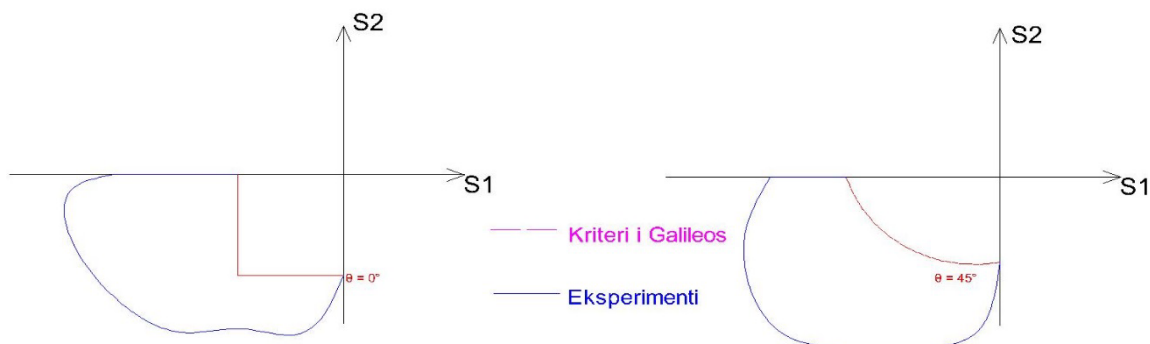
Ne realitet zona (fusha) eksperimentale rezulton e ndryshme nga reagimii ketij modeli dhe ne pergjithesi rezulton me e gjere, sidomos ne zonen shtypje-shtypje.

Kjo vjen si pasoje e:

-ose nga nenvleresimi i shkatuar nga modeli mbi sjelljen elementeve perberes te vecante, por mbi te gjitha

-nga fakti qe nuk merret parasysh sjellja reale nga ndikimi I sforcimeve horizontale, e provokuar nga ngarkesat vertikale

Ky fakt mund te kuptohet nga nje shembull I thjeshte: **nje shtypje e vogela anesore, provokon pothuajse dyfishimin e ngarkeses vertikale te shkaterimit**. Rezultatet e marra nga eksperimentet ilustrohen ne figuren me poshte:



Kjo tregon dhe rendesine e kryerjes se provave eksperimentale. Rimarrim ne konsiderate kriterin Mohr dhe e shtrijme ne masen e muratures:

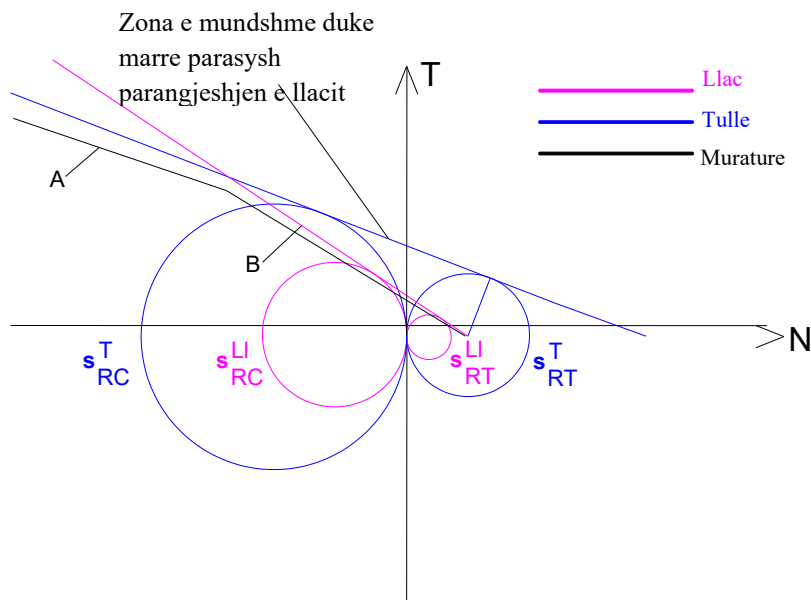


Fig. 4.7- A- Shkaterrimi I tulates
B- Shkaterrimi i llacit

Ky model rezulton dukshem shume real. Shkaterimi i muratures vjen si pasoje e shkaterimit te mases me te dobet, dmth llacit.

4.1.4 PROVAT EKSPERIMENTALE

Provat tipike eksperimentale te bera mbi panelet murale, makro-elemente te perbere nga 3 shtresa tulla, jepen ne figuren me poshte.

Te katra provat duhet te kuptohen si konvencionale, nderkohe qe iniciojne ne panel gjendje te tensionuara komplekse dhe te veshtira per t'u perballuar.

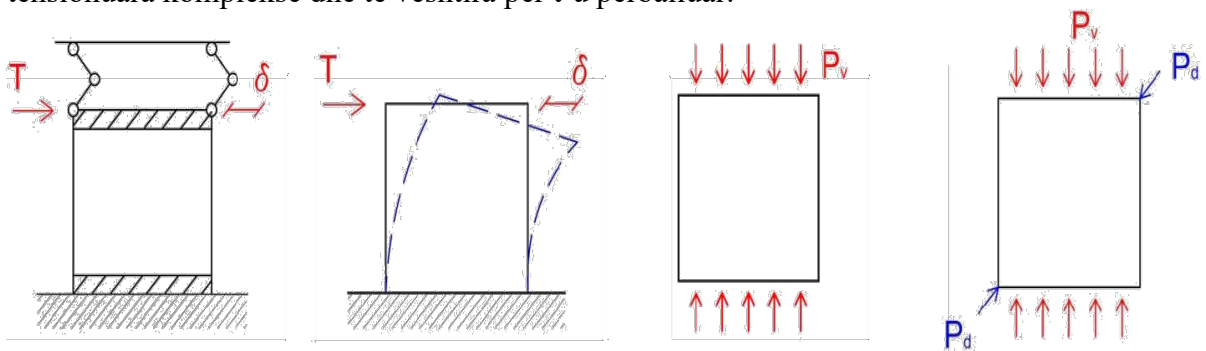


Fig. 4.8-

a- Prova me prerje te drejteperdrejte dhe perkulje

b- Prove ne prerje.

c- Prova me shtypje (faqet ngelen paralele).

d- Prova me shtypje te thjeshte diagonale

Veshtiresite e tipit teorik lidhen me interpretimin dhe pergjithesimin e te dhenave eksperimentale jane lidhur me:

- Shperndarjen jo uniforme te rezultateve
- Ndryshimin e madh te formave dhe dimensioneve te proves
- Tipin e ngarkeses (e perqendruar ose e shperndare),
- Drejtimin e saj
- Menyra e aplikimit te saj (statike apo dinamike)

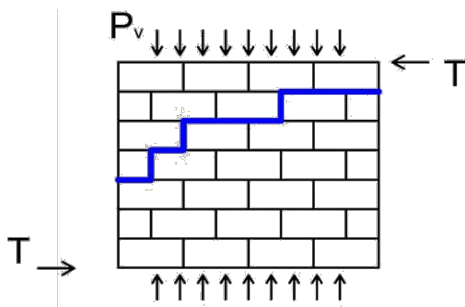
Prova ne shtypje diagonale perdoret ne pergjithesi dhe merret si prove baze per te shprehur karakteristikat ne prerje te muratures, ne baze te thjeshtesise se realizimit te saj, si dhe te njohjes se sforcimeve te shperndara brenda ne panel.

Prova ne shtypje te thjeshte tregon sjelljen e panelit nen ngarkesa vertikale.

Per te shtrire rezultatet ne nje rast me te gjere te sforcimeve normale dhe ne prerje, ne panel jane ne pergjithesi te nevojshem kritere te pershtatshem rezistence, ne gjendje qe te tregojne reagimin ne te gjitha kombinimet e mundeshme.

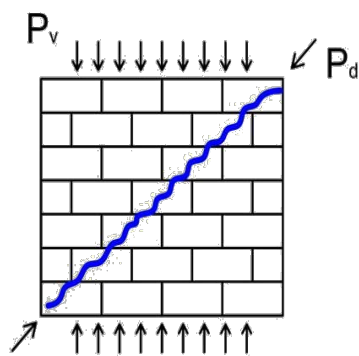
4.1.5 MEKANIZMAT E SHKATERRIMIT

Me poshte po paraqesim mekanizmat e mundshem te shkaterrimit te nje mase murature:



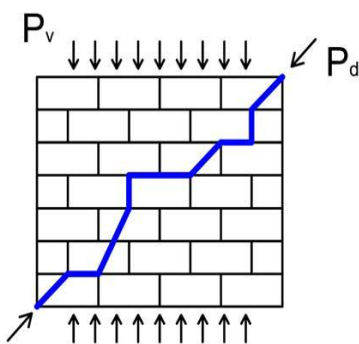
Rreshqitje e nyjeve

Kjo menyre shkaterrimi eshte e perhapur ne muraturat e perbera nga tullat rezistente dhe nyjet e bashkimit relativisht te dobta. Ne pergjithesi verifikohet nese vlera e komponentes P_v rezulton e limituar.



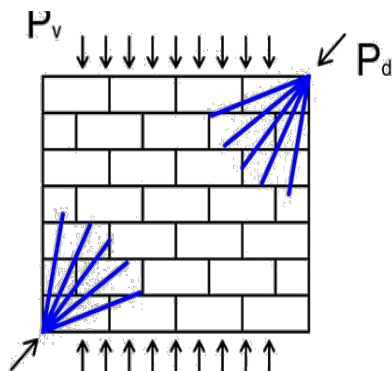
Thyerrja e blloqeve

Kjo thyerrje shkaktohet nga cedimi prej terheqjes i blloqeve. Ne pergjithesi perfshin pjesen e mesit te muratures. Pjerresimi varet nga raporti mes komponentes verikale dhe horizontale I ngarkeses se aplikuar. Ne pergjithesi eshte me interes qe te perdoren tulla me bira me lidhes llacet me rezistence te larte.



Mekanizmi i kombinuar

Carja ndjek ne pergjithesi diagonalen e panelit. Kjo I intereson si llacit ashtu edhe tules. Eshte nje shkaterrim qe ne pergjithesi verifikohet kur llaci dhe tulla kane rezistenca te peraferta. Eshte nje lloj shkaterrimi qe I intereson muratures ne pergjithesi kur ka nje larmishmeri ne kombinimet e ngarkimit.



Shtypje ne kufi te pajisjeve te ngarkimit.

Eshte nje shkaterrim I lokalizuar, I lidhur ne pergjithesi me nje dimension te limituar te aplikimit te ngarkeses.

4.1.6 KRITERET E RESISTANCES

1 - Kriteri MOHR-COULOMB

Sic eshte permendur me lart eshte nje kriter qe perdoret si nga normativat Italiane te projektimit ashtu edhe nga Eurocod 6, dhe parashikon:

$$\tau_u = \frac{T_u}{A} \tau_u = \tau_0 + \mu \sigma_n \quad (4.12)$$

Ku :

τ_0 -rezistenca ne prerje kur sforcimet normale jane zero

μ - koeficiente ferkimi 0.4

Vlerat e τ_0 dhe μ merren nga provat eksperimentale ne panelet e muratures, duke ndryshuar gjendjen e sforcuar mbi vete panelin.

Ky kriter nuk mund te merret si perfaqesues i sjelljes cilesore (modaliteti I shkaterrimit) dhe sasiore te nje murature te percaktuar. Per me teper ai perben nje vleresim te rezistences se nje pjese solide te percaktuar te muratures, te reduktuar ne menyre te pershtateshme, per te marre ne konsiderate shperndarjen e te dhenavet ekperimentale. Avantazhi I ketij kriteri qendron ne thjeshtesine e tij.

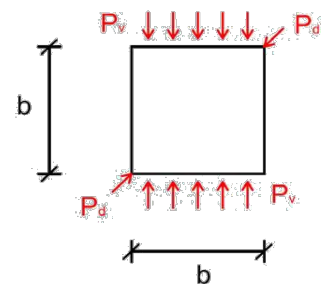
2- KRITERE te bazuara mbi arritjen e gjendjes se shkaterimit ne qender te panelit

[2a] Kriteri Yokel-Fattal

Ky kriter I referohet me shpesh sforcimeve normale ne panel.:

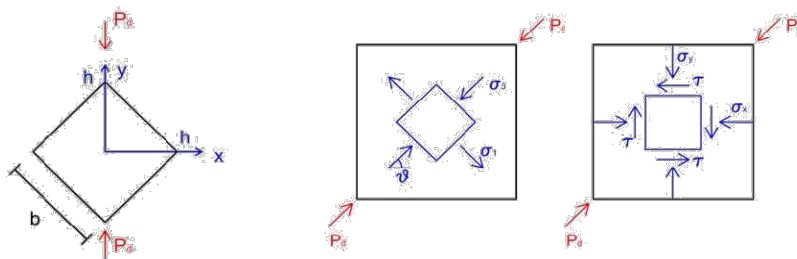
$$\bar{\tau} = \frac{P_d}{b \cdot t \sqrt{2}} = \frac{T}{b \cdot t} \quad (4.13)$$

$$\bar{\sigma}_y = -\frac{P_v}{b \cdot t} - \frac{P_d}{b \cdot t \sqrt{2}} = \frac{(P_v + N)}{b \cdot t} \quad (4.14)$$



ku t = trashesia e panelit

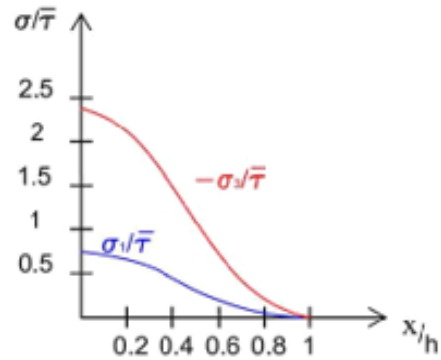
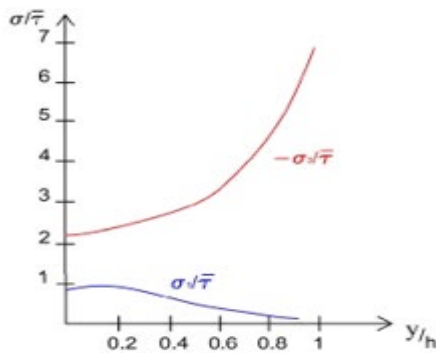
Frocth ka propozuar nje zgjidhje ne menyre te mbyllur per rastin e panelit te ngarkuar me nje ngarkese te vetme diagonale P_d , ne rastin hipotetik te nje materiali plastik linear me $\nu=0.2$.



Ku :

σ_1 – Sforcimi kryesor I prerjes

σ_3 – Sforcimi kryesor I shtypjes



Ne vecanti ne [qender te panelit](#) do te kishim:

$$\sigma_1 = 0.734\bar{\tau}$$

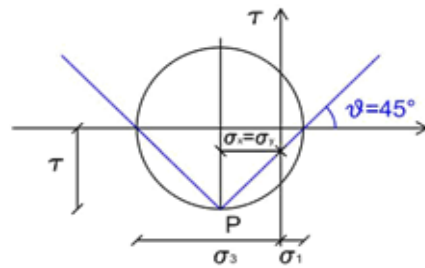
$$\sigma_3 = -2.380\bar{\tau}$$

Nese marrim ne konsiderate piken qendrore te rezulton indiferent aplikimi I nje sforcimi σ_1, σ_3 , $=45^\circ$, ose nje rast sforcimi me $\sigma_x = \sigma_y$, te arritur ne e Mohr-it.

Ne funksion te $\bar{\tau}$ ne panel mund te themi:

$$\sigma_x = \sigma_y = -0.823\bar{\tau} \quad (\text{ne shtypje})$$

$$\tau = 1.556\bar{\tau}$$



murit,
me θ
rrethin

Nga nje teori e tille merret qe, shperndarja e tensioneve nuk eshte kostante dhe ne vecanti ka nje variacion te menjehershme, ne afersi te vleres njesi te raportit y/h , si paraqitet ne figure.

Ne baze te proves diagonale mund te ndodhe shkaterimi kur :

$\bar{\tau} = \bar{\tau}_d$, duke qene $\bar{\tau}_d$ sforcimi normal ne prerje.

Nese ne panel aplikohet nje sforcim normal i shtypjes P_v qe provokon ne qender te panelit nje sforcim:

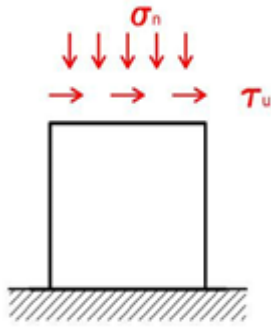
$$\sigma_v = -\frac{P_v}{b \cdot t}$$

duke mbivendosur efektet mbi panel, sforcimet kryesore ne te do te jene:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} = -0.823\bar{\tau} + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{(1.556\bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} \quad (4.15)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} = -0.823\bar{\tau} + \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{(1.556\bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} \quad (4.16)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arctg\left(\frac{\sigma_v}{3.112\bar{\tau}}\right) \quad (4.17)$$



Ne keto kushte eshte e mundur te percaktojme rezistencen ne funksion te $\frac{\bar{\tau}}{\bar{\tau}_d}$ dhe $\frac{\bar{\sigma}_y}{\bar{\tau}_d}$, duke pershtatur nje kriter te pershtatshem rezistence, te shprehur ne kushte te sforcimeve kryesore. Me kryesoret jane **kriteri I sforcimeve normale kritike dhe I zgjatimeve kritike**.

[2b] KRITERI I sforcimeve normale kritike ose I sforcimeve ekstreme.

Ndodh shkaterimi kur ne nje pike arrihet tensioni rezistent max, qe percaktohet si:

$$f_m = 0.734\bar{\tau}_d \quad (\text{prerje e thjeshte}) \quad (4.18)$$

sforcimet max te prerjes ne qender te panelit jane: $P_d = P_d'$, $P_v = 0$, $P'd = \text{ngarkesa e shkaterimit diagonal}$.

$$\bar{\tau}_d = \frac{P_d'}{bt\sqrt{2}}$$

$$f_m' = -\frac{P_v'}{bt} \quad (\text{shtypje e thjeshte})$$

Rezistenca e thjeshte ne shtypje e panelit eshte kur $P_v = P_v', P_d = 0$.

Sipas ketij kriteri per nje kombinim te cfaredoshem te P_v dhe P_d arrihet ne kolaps kur :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} = -0.823\bar{\tau} + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{(1.556\bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} \quad (a')$$

kurba e shkaterimit ne prerje

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} = -0.823\bar{\tau} + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{(1.556\bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2} \quad (b')$$

kurba e shkaterimit prej shtypjes.

Normalisht eshte (a') qe kushtezon gjendjen e krizes per vlera te uleta te sforcimeve normale.

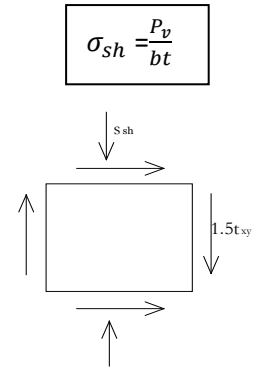
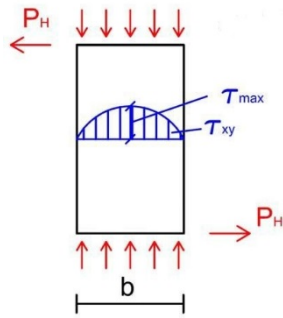
3- Modeli I TURNSEK- CACOVIC (ne baze te metodes llogaritese POR)

Ky model eshte I vlefshem ne rastin e shkaterimit diagonal dhe bazohet ne prova eksperimentale te tipit **b**, qe do te thote kur elementi murature eshte subjekt I ngarkimit te kombinuar te shtypjes dhe prerjes.

Merret ne analize “**pieri**” (mureti), subjekt I nje ngarkese verti- kale P_v dhe horizontale P_h ne pjesen ekstreme te elementit sic paraqitet ne figure. Nen hipotezen qe sforcimet tancegjale kane nje sjellje sipas teorise se Jourawsky, do kishim:

$$\sigma_v = \frac{P_v}{bt}; \quad \bar{\tau}_{xy} = \frac{P_H}{bt}$$

Ku $\bar{\tau}_{xy}$ perkufizohet si sforcimi konvencional.



Ne menyre analoge me kriterin e Yokel e Fattal, verifikimi behet ne qender te panelit ku supozohet qe gjendja e tensionuar karakterizohet nga: $\sigma_{sh}, \tau_{xy, \max}$

Sforcimet e shtypjes vertikale jane : $\sigma_{sh} = \sigma_v = \frac{P_v}{bt}$

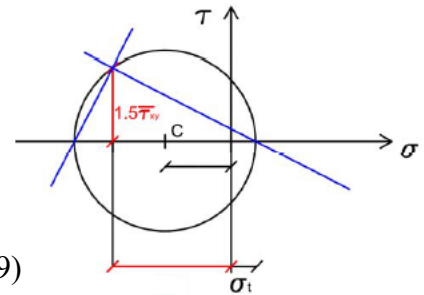
Sforcimet tangebiale maximale jane: $\tau_{xy, \max} = 1.5 \bar{\tau}_{xy} = 1.5 \frac{P_H}{bt}$

Sforcimet kryesore ne shtypje jane:

$$\sigma_{sh} = -\frac{\sigma_{sh}}{2} + \sqrt{(1.5 \bar{\tau}_{xy})^2 + \left(\frac{\sigma_{sh}}{2}\right)^2} = f_m$$

Arrihet shkaterimi kur $\sigma_t = f_m$

Ne rastin e nje prerje te paster ($P_v=0$, dhe $\sigma_{sh} = 0$ dhe me rrethin e Mohrit te qenderzuar ne origjine) arrihet shkaterimi per $\sigma_t = 1.5 \tau_{xy0}$, dmth $f_m = 1.5 \tau_{xy0}$. Duke zevendesuar ne relacionet e mesiperme do te kishim:



$$-\frac{\sigma_{sh}}{2} + \sqrt{(1.5 \bar{\tau}_{xy})^2 + \left(\frac{\sigma_{sh}}{2}\right)^2} = 1.5 \tau_{xy0}$$

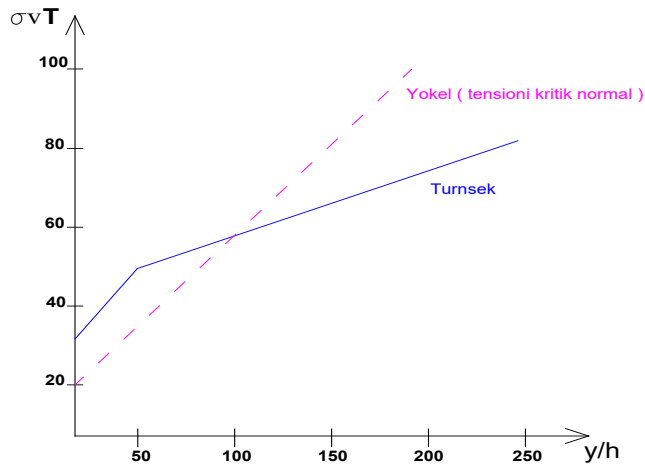
Ne keto kushte kriteri i Turnsek-Cacovic do te shprehet me relacionin e meposhtem:

$$\bar{\tau}_{xy} = \tau_{xy0} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{sh}}{1.5 \tau_{xy0}}}$$

dhe per thjeshtesine e tij perdoret nga shume normativa. Nese vendosim $\bar{\sigma}_y = -\sigma_{sh}$ dhe $\bar{\tau} = \bar{\tau}_{xy}$ mund te bejme nje krahasim me kriterin e Yokel, qe pas nje kalimi matematikor mund te kemi :

$$\bar{\tau} = \frac{f_m}{1.5} \sqrt{1 - \frac{\bar{\sigma}_y}{1.5 f_m}} \quad (4.20)$$

Nga krahasimi vrehet se kriterii Turnsek ne pergjithesi duhet perdorur me kujdes te larte ne fushen e sforcimeve shtypese te larta.



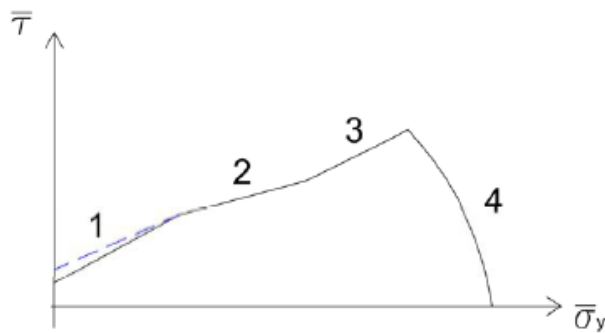
Ne pergjithesi kur I nenshtrohen proves disa panele merret pergjigja eksperimentale e meposhteme:

1 dhe 3- shkaterrim nga rreshqitje e bashkimeve (llacit)

2- shkaterrim nga prerja diagonale

4- shkaterrim prej shtypjes (se tullave)

Zona 2 ne te shumten e rasteve mund te rritet edhe per vlera te ulta te $\bar{\sigma}$ nese nuk perdoren tulla te nje cilesie te larte .



Kriteri I Mohr-Coulomb eshte ne favor te sigurise, nderkohe qe koeficienti I tij $\mu = 0.4$ eshte taruar per tre pjeset e para te grafikut.

Normativat parashikojne formulat e meposhtme te verifikimit

Shkaterim per reshqitje te bashkimit (Llacit):

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_m} t (\tau_{ok} + \mu \sigma_n) \text{ [kN/m]} \text{ (vlera per njesi te gjatesise, } b=1)$$

Ku:

τ_{ok} = vlera karakteristike e tensionit siperfaqesor

$\mu \cong 0.4$

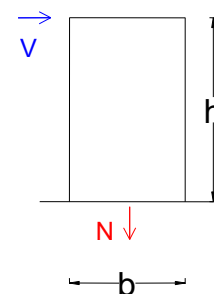
σ_n = sforcimet mesatare te shtypjes

Shkaterimi per plasaritje diagonale (barazimii Turnsek I modifikuar)

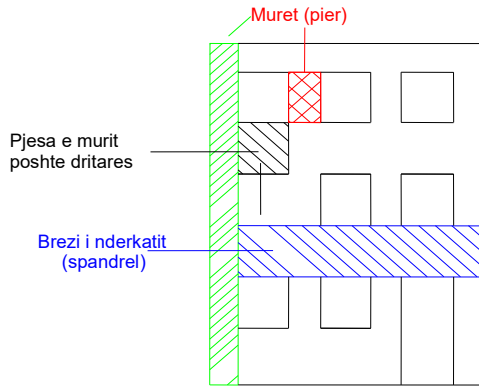
$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_m} \left(t \frac{f_{tk}}{P} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_{tk}}} \right) \text{ [kN/m]} \text{ (vlera per njesi te gjatesise, } b=1)$$

Ku: P varet nga shperndarja e τ ne panel :

P = 1.0 (shperndarje konstante ne panel)



$P = 1.5$ (shperndarje parabolike)



Ne pergjithesi $P=1.5$, edhe pse vlerat e $P=1$ i afrohet me shume sjelljes eksperimentale.

$$f_{tk} = 0.5 \frac{V}{\left(\frac{b+h}{2}\right)t} = \text{vlera karakteristike ne rastin e}$$

provave diagonale.

Koeficienti 0.4 arrihet shpesh ne baze te provave eksperimentale.

Shkaterrimi nga shtypja

Shkaterrimi nga shtypja evitohet ne pergjithesi duke kufizuar sforcimet shtypese ne panel. Ne alternative mund te adoptohet kriteri Yokel qe sic e vume re dhe paraprakisht eshte mjaftueshmerisht ne favor te rezistences. Ne rast se verifikimet nuk rezultojne te kenaqeshme mund te :

- rrisim vleren e f_{tk} dhe τ_{ok} , duke permiresuar cilesite e llacit,
- duke aplikuar nje sforcim shtypes σ_c .

4.1.7. MEKANIZMI REZISTENT i nje muri ne prerje (ose ne kontraventim)

Perkufizohen:

“pier”- pjese e muratures qe ndodhet midis dy dritareve, te cilat kat me kat punojne paralelisht.

“brezi I katit/spandrel”- fasha e vazhduar qe ndodhet midis dritares se katit siper dhe dritares se katit poshte, te cdo kati.

Nqs muri ne prerje perfaqeson nje brez (fashe) te katit mjaftueshmerisht rigjide, te tille qe te siguroje funksionimin paralel te elementeve te murit, eshte e mundur te individualizohet ne cdo nivel nje mekanizem rezistent, ne te cilen qeliza elementare eshte nderkati.

Ne keto hipoteza, duke analizuar nje “qelize” te vetme, mund te vezhgojme qe kolapsi vjen ose shkaktohet prej thyerjes se “pierit” me nje mekanizem te karakterizuar nga formimi I cernierave plastike ne to.

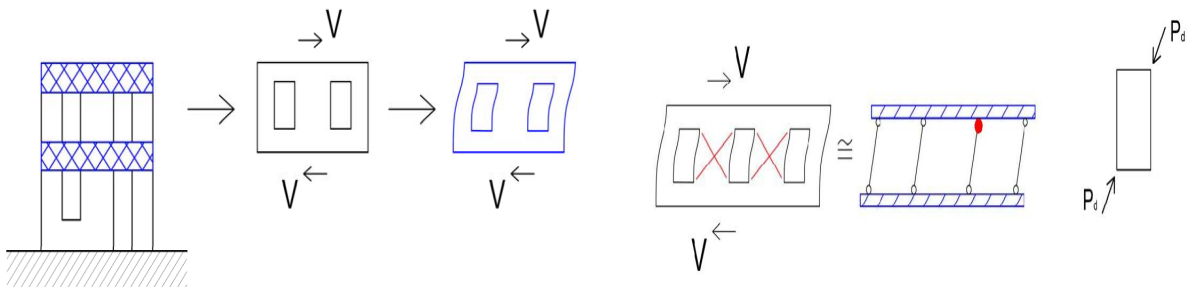


Fig. 4.9 - Deformimi i piereve per shkak te forces prerese transmetuar nga spandrel

Ne kete rast, cdo “pier” rezulton subjekt i nje gjendje te sforcuar (sforcimi prerese), i krahasueshem me ate te riprodhuar ne nje prove diagonale, prandaj mund te aplikohen kriteret e spjeguar me perpara.

Arrihet kolapsi i murit kur arrihet thyerja e pare e “pierit”.

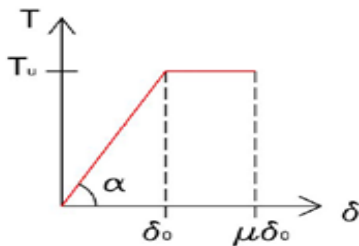
4.2. METODA POR

Metoda **POR** është metode verifikimi qe presupozon hipotezat e llogaritjes ne vazhdimesi:

- strukture ne murature me mekanizem rezistent te tipit kuti
- soleta pafundesisht rigjide ne planin e vet
- mure dhe soleta te lidhura ne menyre perfekte
- muret ne te cilat “fashat” e katit rezultojne rigjide
- shkaterrimi I “**mureteve**” kryesisht ne prerje me kend 45°
- sjella elasto-plastike e “**mureteve**”.
- neglizhohet rezistenca e elementeve te tjere nga “**muret**”.

Metoda POR pranon si model te sjelljes ate te **PANELIT** te propozuar nga Turnsek-Cacovic, ne baze te te cilit :

$$T_u = A\tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_k}} \quad (4.21)$$



$$\text{tg}\alpha = k_0 = \frac{GA}{1.2h} \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^2}$$

është ngurtësia elastike për prerje dhe perkulje e panelit të murit

Ku:

T_u - forca prerese maksimale e absorbueshme nga muri, (rezistenca kufitare e panelit)

τ_k - rezistenca ne prerje e muratures.

σ_0 - sforcimet normale per shkak te ngarkesave vertikale te aplikuar.

Ne mungese te te dhenave eksperimentale, per verifikimin me metoden POR pranohen vlerat e meposhtme : $E = 6 * G$; $G = 1100\tau_k [t/m^2]$

Per panelin pranohet nje **sjellje elasto-plastike** dhe konsiderohet **skema statike** ne vazhdim:

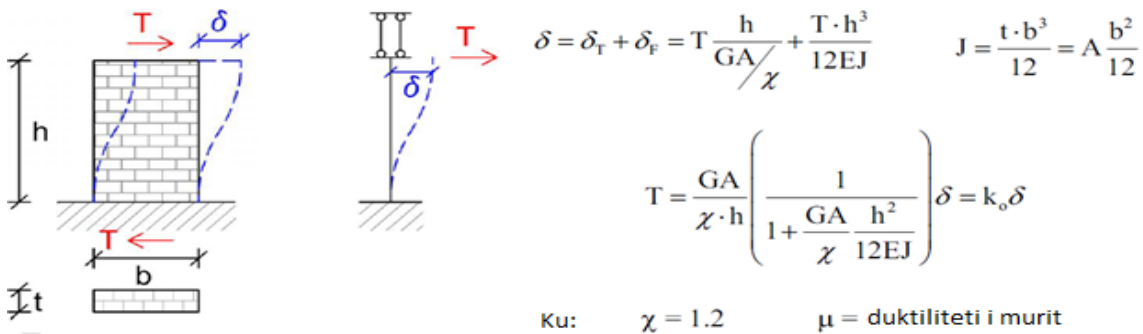


Fig. 4.10 - Skema statike e panelit mural me sjellje elasto-plastike

Metoda POR parashikon qe paret i mural mund të skematizohet si një bashkesi muresh (piers) qe punojne paralel. Cdo element I nënshtrohet të njëjtave zhvendosje relative midis pjeses se sipërme dhe inkastrimit ne baze, pra midis dy soletave qe konsiderohen të ngurta.

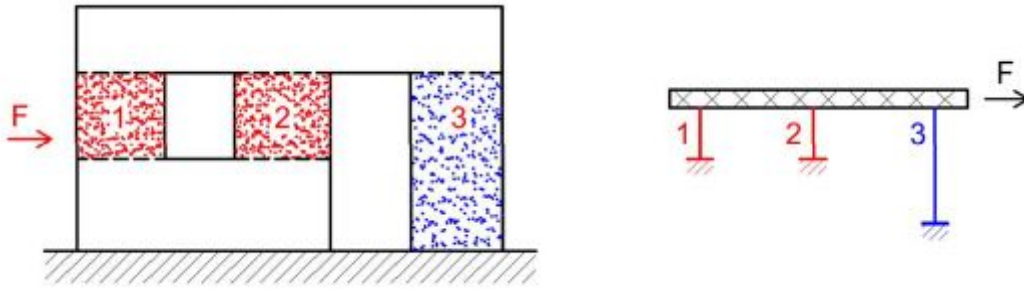


Fig. 4.11- Skematizimi I nje fasade muri ne elemente pier dhe spandrel

Sjellja e katit i - merret duke mbledhur cdo kontribut zhvendosjeje te cdo muri. Procesi i akumulimit te ketyre kontributeve mbaron kur nje prej **piereve arrin zhvendosjen e fundme** (percaktuar ne funksion te duktilitetit te murit). **Shuma e kontributeve** rezistente per nje zhvendosje te tille percakton **forcen reaktive maksimale F_R** , ose rezistenca e zhvilluar e nivelit i . **Ne piken C** ndodh thyerja e murit per shkak te cedimit te **muret nr. 2**. Ne rastin e nje ndertese me shume kate, kontrolli behet per cdo kat. Forcat e ketij kati ndahen midis mureve sipas ngurtesise se tyre, te percaktuar si me sipër. Per cdo kat duhet kontrolluar qe forca vepruese F_S eshte me pak ose e barabarte me forcen rezistente F_R :

$$F_S \leq F_R \quad (4.22)$$

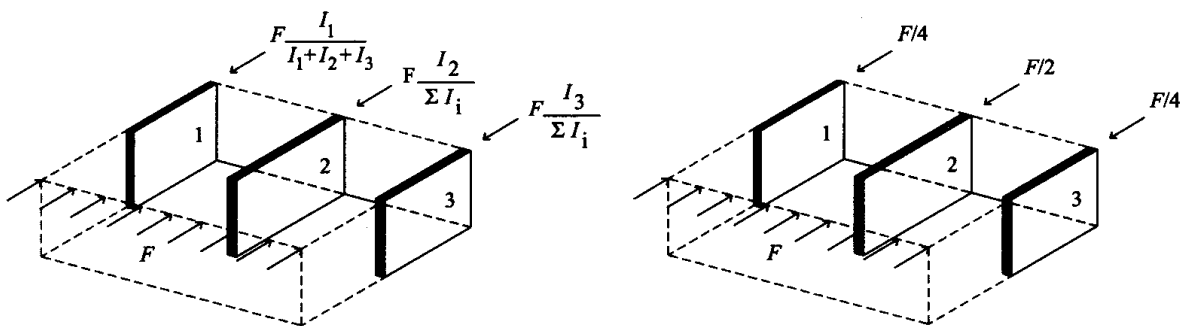


Fig. 4.12- Transmetimi I forces horizontale te katit ne muret mbajtes

Nuk ka nderveprime midis kateve. Për më tepër, nga një krahasim mes forcave të reaksionit te kateve te ndryshme, mund të përcaktohet kati me i dobët. Zakonisht nuk kufizohemi nga nje kontroll ne kufirin elastik por behet llogaritje deri ne gjendjen e kolapsit kur nje muret **kalon vleren e zhvendosjes ne kufirin elastik**, sjellja e sistemit **behet jolineare**, dhe nuk ka me

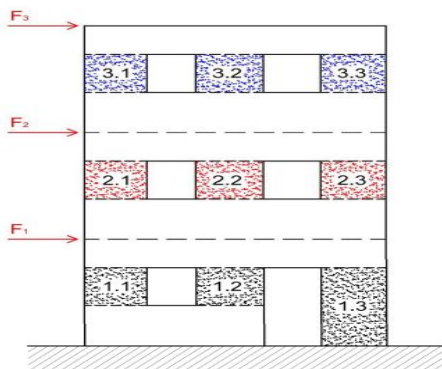


Fig. 4.13 - Diskretizimi I murit ne elemente

propocionalitet midis forcave dhe zhvendosjeve. Ne keto raste eshte e nevojshme te procedohet me llogaritje jo lineare:

- Llogaritet pozicioni I **bariqendres** se gravitetit ne funksion te presioneve vertikale qe veprojne ne cdo pier.
- Llogaritet pozicioni i qendres se **rigjditetit**.
- Llogaritet vlera e rezistences se ngurtësisë elastike dhe zhvendosjes kufitare elastike e cdo mureti te vecante.
- Aplikohen rritje te zhvendosjes sipas drejtimit x (ose y) te qendres se mases, duke pershtatur ngurtësinë e mureteve te zonen plastike dhe pozicionin e qendres se ngurtësisë deri ne kolaps.

Ne rastin me te pergjithshem, ne te cilin jane prezente tirantet horizontale ose vertikale (veprimi I paranderjes ne cdo panel), formula e propozuar nga Turnsec-Cacovic modifikohet:

$$T_u = A\tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0 + \sigma_x + \sigma_y}{1.5\tau_k} + \frac{(\sigma_0 + \sigma_y) \cdot \sigma_x}{2.25\tau_k^2}} \quad (4.23)$$

Ku:

T_u = forca prerese e fundme e absorbueshme nga paneli = rezistencen e fundme te panelit.

τ_k = rezistenca ne prerje e muratures

σ_0 = sforcimi normal per shkak te ngarkesave vertikale qe aplikohen

σ_x = sforcimi normal horizontal ne qender te panelit per shkak te tiranteve horizontale (para nderja horizontale)

σ_y = sforcimi vertikal ne qender te panelit per shkak te tiranteve vertikal (para nderja vertikale)

4.2.1. SHEMBULLI 1

Kerkohen te percaktohen karakteristikat ne prerje per pierin (**muretin**) e meposhtem:

Te dhenat:

Gjatesia: $b = 1.30 \text{ m}$

Trashesia: $t = 0.50 \text{ m}$

Lartesia: $h = 2.50 \text{ m}$

Ngarkesat:

Sforcimet vertikale:

$\sigma_0 = 5 \text{ t/m}^2$

$\sigma_0 = 50.0 \text{ kN/m}^2$

Murature me gure te injektuar:

$\tau_k = 11 \text{ t/m}^2 = 110 \text{ kN/m}^2$

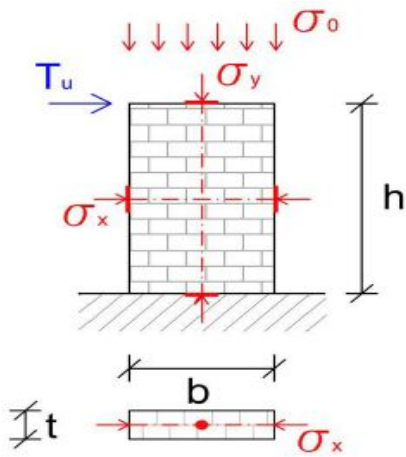
$\sigma_k = 300 \text{ t/m}^2 = 3.000 \text{ kN/m}^2 = 3 \text{ N/mm}^2$

$G = 121.00 \text{ t/m}^2 = 1.21 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$

$E = 6 G = 7.26 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Rezistenza kufitare:

$$T_u = A\tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_k}} = 1.30 \times 0.50 \times 110 \sqrt{1 + \frac{50}{1.5 \times 110}} = 81.6 \text{ kN}$$



Ngurtesia totale elastike:

$$k_0 = tg\alpha = \frac{GA}{1.2h} \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^2} = \frac{1.21 \times 10^5 \times 1.30 \times 0.5}{1.2 \times 2.50} \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \frac{1}{6} \left(\frac{2.50}{1.30}\right)^2} = 17320 \text{ kN / m}$$

Zhvendosjet ne limitin elastik: $\delta_0 = \frac{T_u}{k_0} = \frac{81.60}{17320} = 4.7 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.47 \text{ cm}$

Zhvendosja kufitare (duktiliteti $\mu = 1.5$): $\delta_u = \mu \delta_0 = 1.5 \times 0.47 \text{ cm} = 0.70 \text{ cm}$

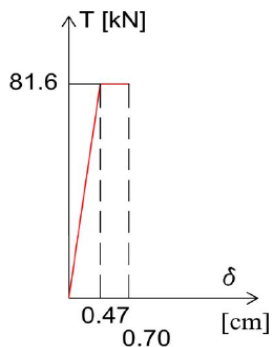


Fig. Skema statike, cvendosja elastike dhe e plasticitetit

4.2.2 Disa konsiderata mbi metoden POR:

1. Kontrolli bëhet duke supozuar se mekanizmi I shembjes së ndërtesës është i tipit “Prerje”. Metoda e kontrollit është e vlefshme nëse dhe vetëm nëse ndërtesa ka në fakt një mekanizëm shembjeje me plasaritje me kënd 45^0 ndaj veprimet horizontal (termetit). Kjo mund të jetë reale dhe e mundshme në ndërtesat e rënda dhe të shkurtra, që karakterizohen nga prezenca e konsiderueshme e seksionit me murature reaguese siç janë ndërtesat e vjetra me murature guri: ajo është më pak e mundshme për ndërtesat e reja me murature mbajtëse me tulla të holla, që i nënshtrohen kryesisht shtypje-perkuljes.
2. Cdo muret supozohet i inkastruar në skaje. Kjo hipotezë supozon që fashat e katit janë të ngurta dhe kjo është e vërtetë për ndërtesat e shkurtra dhe me konceptim të vjetër. Sot, për shkak të trashësisë të reduktuar të mureve mbajtës, lartësia e reduktuar e ndërkatit, pjesa poshtë dhe sipër dritares mund të quhen një “vello” e thjeshtë, praktikisht jo-strukturore. Në këto raste të fundit do të ishte më realiste të konsideroheshin muret me lartësi sa lartësia e

nderkatit, te inkastruar ne baze dhe te lidhur siper me shufra lidhese, qe sherbejne pak a shume si nje traverse e ngurte .

3. Metoda, e bazuar ne kriterin Turnsek-Cacovic, e konsideron rezistencen karakteristike te prerjes τ_k si vleren qe I referohet plasaritjes se pare ne qender te panelit, ne nje prove diagonale. Vlera τ_k merret duke supozuar se kemi nje material homogjen dhe **perfekt elastik** deri ne plasaritje, me nje shperndarje te sakte te sforcimeve normale dhe tagenciale ne qender te panelit.
4. **Metoda konsideron vetem elementet e bere prej murature** (muret) por nuk konsideron mundesine e konsolidimit te struktures me elemente prej materiali dhe tipologjie te ndryshme, psh mure b/a ose struktura metalike me kontraventime.
5. Metoda **nuk kontrollon ne asnje menyre** krizat eventuale per shkak te :
 - Shembjes se fashave (brezave) te nderkatit, te pranuar pafundesisht te ngurta
 - Mungeses se lidhjes midis soletes dhe muratures
 - Shkeputjes midis mureve ortogonale
 - Ngurtesise se papershtatshme te nderkateve
 - Shkaterrimit te mureve per tejkalim te sforcimeve maksimale shtypese

N.B. metoda POR është metodë e përdorur ne pergjithesi për përshtatjen e strukturave ekzistuese, pas verifikimit te supozimeve që janë ne baze te vete metodës.

4.3. METODA E KORNIZAVE EKVIVALENTE.

Per objektet e ndertuar tani, ose per objektet ku **fashat e nderkatit jane pak te ngurta**, duhet bere kontrolli i “**elasticitetit**”, duke I ngjasuar paretet me nje sistem te kornizuar. Metoda parashikon nje modelim te ndertesave me murature ne “**makroelemente**”. Modelimi ne plan konsideron nje paret, tre dimensional konsideron te gjithe ndertesën. Ne kete prezantim numerik struktura skematizohet si nje kornize ekuivalente e perbere nga:

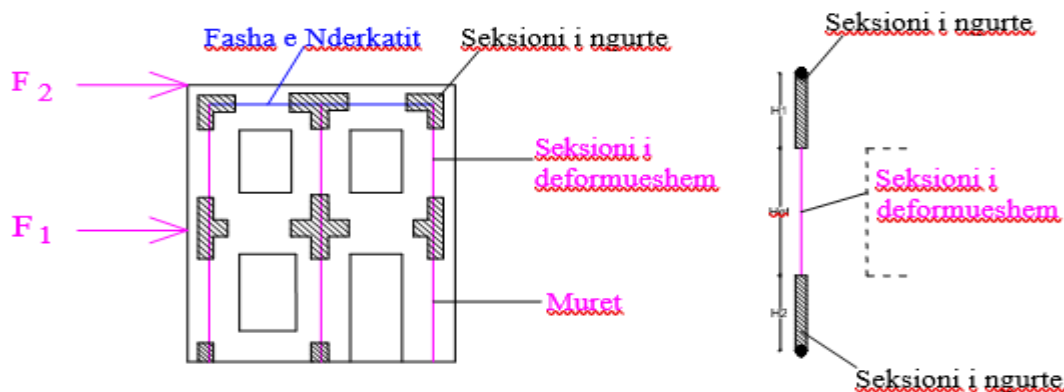


Fig. 4.14- Skematizimi I nje fasade mur ne korniza ekuivalente

- Elemente ne aksin vertikal: panele te muratures se zakonshme ose prej b/a, kolona ose sete b/a
- Elemente ne aksin horizontal: trare bashkues, fashat e nderkatit, brezat lidhese b/a.
- Ky skematizim eshte I pranueshem ne rastin ne te cilin gjeometria e mureve dhe shperndarja e hapjeve ne to **jane te karakterizuar nga nje rregullsi e caktuar**, ne vecanti per sa I perket renditjes se hapjeve. Cdo element I kornizes se zhvillimit horizontal apo vertikal, eshte perfaqesuar si nje element “**nje-dimensional**” nga boshti I tij perkates qendresues, i kufizuar

nga nyjet, te pozicionuara zakonisht në kryqëzimet e tyre me akset qendresues te elementit, me te cilat ky elementi eshte lidhur.

- Futja e seksioneve pafundesisht te ngurte, me dimensione të përshtatshme në skajet e elementeve (mureteve, brezave dhe/ ose fashave), lejon te modelohet deformimi i reduktuar I zonave te muratures, te kufizuara nga hapjet ne te (nyjet strukturore).

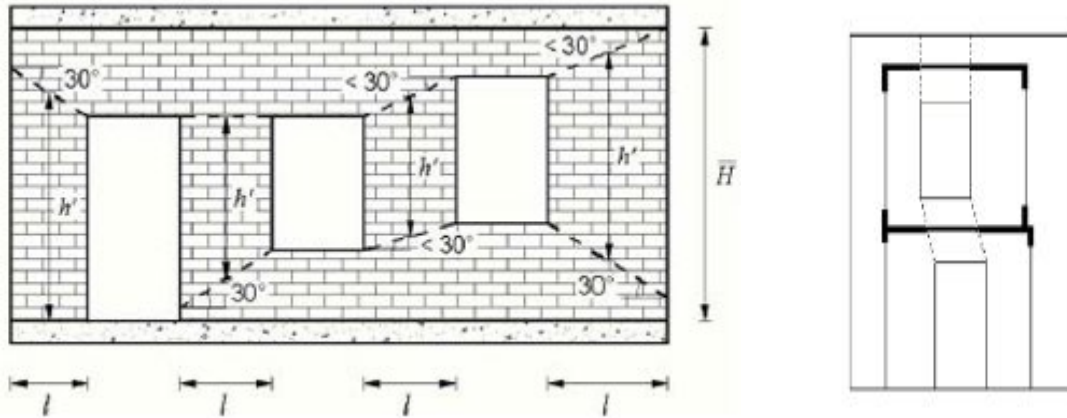


Fig. 4.15- Percaktimi dhe skema e deformuar e kornizave ekuivalente

Ajo mund te llogaritet ne baze te formules se meposhtme te propozuar nga Dolce(1989) ne funksion te dimensioneve gjeometrike te panelit dhe te hapjeve.

$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{l \cdot (H - h')}{3 \cdot h'} \leq H$$

Ku:

l – eshte gjatesia e panelit

h- eshte lartesia neto e katit

h' – eshte nje parameter konvencional I lartesisë qe percaktohet bazuar në studimet e rasteve të raportuara në figure.

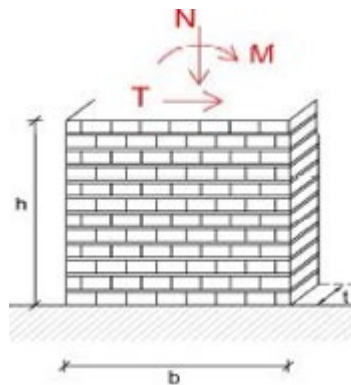


Fig. 4.16- Forcat vepruese ne nje pier, panel mural

4.4. PROJEKTIMET NE ZONAT JO-SIZMIKE. [3]

4.4.1. Veprimet llogaritese .

Veprimet mbi konstruksionet grupohen ne menyre qe te percaktojne kushtet e ngarkeses, te tilla qe te rezultojne me te disfavorshtet per qellim te kontroleve te vecanta , duke patur parasysh mundesine e reduktuar te pjesemarrjes se njekohshme te gjitha veprimeve, me vlerat me te pafavorshme respektive, sic lejohen nga normat ne fuqi. Veprimet e projektit jane ato te ekspozuara ne forme te pergjithshme ne paragrafin 3.4, dhe raportuar ketu ne formulimin me te perdorshem :

$$F_d = \gamma_s G_k + \gamma_q G_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \psi_i G_{ik} \quad (4.25)$$

Ku:

G_k – ngarkesat e perhershme

Q_{ik} – ngarkesat e perkohshme

γ_s – koeficient I pjesshem I sigurise qe eshte:

1.3(1.5 – 1.0) per kontroll ne gjendjen e fundit kufitare.

1.0 per kontroll ne gjendjen kufitare te veprimit

γ_q - koeficient I pjesshem I sigurise qe eshte:

1.3(1.5- 1.0) per kontroll ne gjendjen e fundit kufitare.

1.0 per kontroll ne gjendjen kufitar e te veprimit

ψ_i – koeficient I kombinimit per skenare te ndryshme (ULS/ELS).

4.4.2. REZISTENCA e llogaritjes dhe moduli i elasticitetit.

EC dhe normat Italiane pershkruajne qe rezistenca karakteristike ne shtypje f_{bk} e muratures duhet te percaktohet eksperimentalisht. Megjithate pranohet nje perjashtim ne rastin e mureve te bere nga element artificiale, te plote ose gjysem te plote (ose element natyral), me lidhje llaci horizontale dhe vertikale. Ne kete rast, duke vrejtur karakteristikat e rezistences te elementeve dhe llacit, konkludohet ne rezistencen ne shtypje. (shih TABELA MUR. 5/A), Kapitulli Tabelat.

Ne rastin e muratures te perbere nga elemente natyral supozohet konvencionalisht rezistenca karakteristike ne shtypje e elementit, e barabarte me :

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm} \quad (4.26)$$

Ku:

f_{bm} – eshte rezistenca mesatare ne shtypje e elementeve prej guri te skuadruar.

Rezistenca karakteristike ne prerje f_{vk} ne presence te sforcimeve shtypese percaktohet :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n \quad (4.27)$$

Ku:

f_{vk0} – eshte rezistenca ne prerje ne mungese te sforcimeve normale.

σ_n – eshte sforcimi normal shkaktuar nga ngarkesat vertikale qe veprojne ne seksionin e verifikimit.

Ne rastin e elementeve artificiale, gjysme te plote, ose me vrime sforcimi duhet te jete:

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1.4 * f_{bk}$$

Ne mungese te testeve eksperimentale , rezistenca ne prerje e muratures f_{vk0} , kur sforcimet normale mungojne, mund te nxirret nga rezistenca ne shtypje f_{bk} sipas tabelës se mëposhtme

Tab. 4.1. Rezistenca karakteristike ne prerje ne mungese te terheqjes normale f_{vk0} (vlerat ne N/mm²)

Lloji I elementit mbajtes	Rezistenca karakteristike ne shtypje f_m e elementit	Klasa e llacit	f_{vk0} (N/mm ²)
Tulle boshe dhe gjysmeboshe	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.30
	$7.5 < f_{bk} < 15$	$M5 \leq M \leq M10$	0.20
	$f_{bk} \leq 15$	$M2.5 \leq M \leq M5$	0.10
Betonarme; silikat kalciumi; beton ne autoklave; gur natyral I skuadruar	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.20
	$7.5 < f_{bk} < 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.15
	$f_{bk} \leq 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0.10

Rezistencat e projektimit jane fituar nga relacioni I njohur:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Me γ_m te barabarte me : $\gamma_m = 5$, kontrolli nga sforcimet e lejuara **ASD** (sforcimet e lejuara)
 $\gamma_m = 3$, kontrolli nga **LSD** (gjendja e fundit kufitare)

Persa I perket parametrave te deformimit Normat Teknike konsiderojne modulet e elasticitetit te mëposhtem per analiza dhe kontrollet e sigurise:

- Moduli I elasticitetit normal preres
- Moduli I elasticitetit tagencial preres

$$E = 1000 f_k$$

$$G = 0.4 E$$

KAPITULLI 5 [3]

5.0 KONTROLI I GJENDJEVE TE FUNDME KUFITARE.

Kontrollet jane bere mbi hipotezat qe seksionet plane mbeten plane, duke neglizhuar rezisten- cen ne terheqje te muratures. Cdo set muresh mund te kontrollohet ne gjendjen e fundit kufitare ose te tensioneve per kushtet e meposhtme te ngarkimit :

- Shtypja me perkulje per ngarkesat anesore.(rezistence dhe stabilitet jashte planit)
- Ngjeshja per veprimet ne plane
- Prerja per veprimet ne plane.
- Ngarkesat e perqendruara

Perveç kesaj, duhet te kryhen kontrollet e rezistences se trareve ne murature dhe e fashave te nderkatit, kolapsi I te cilave ndikon ne reagimin e gjithe nderteses po aq sa kolapsi I mureteve .

5.1 JASHTEQENDERSIA E NGARKESAVE.

Konvencionalisht veprimet mbi muret dhe mbi soletat vleresohen duke e ngjasuar muraturen si nje mbeshetje te thjeshte per soletat. Ne kete rast ngarkesat vertikale qe veprojne ne secilin “**pier**”, ne pergjithesi nuk rezultojne te aplikuar ne qendren e rendeses te seksionit, por shfaqin secila nje jashteqendresi te caktuar. Ketu shtohet dhe jashteqendresia gjatesore e cila shkaktohet nga ngarkesat horizontale qe veprojne ne planin e muratures.

Keto lloj jashteqendresish klasifikohen konvencionalisht sipas kesaj skeme:

- Jashteqendresia totale e ngarkesave vertikale e_s
- Jashteqendresia e shkatuar nga tolerancat e zbatimit e_a
- Jashteqendresia e shkatuar nga forcat horizontale qe veprojne ne drejtim normal me planin e murit e_v
- Jashteqendresia e shkatuar nga forcat horizontale qe veprojne ne planin e murit e_b

5.1.1- JASHTEQENDERSIA totale e ngarkesave vertikale

Kjo jashteqendresi vjen per shkak te ngarkesave vertikale qe trasmetohen nga soletat e kateve qe mbesheten direkt ne “**muretin**” qe analizohet si dhe nga ngarkesat vertikale qe vijne nga muratura

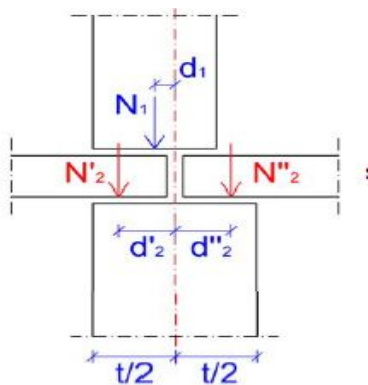


Fig. 5.1- Ngarkesat dhe jashteqendresite

e katit siper. Varet nga karakteristikat gjeometrike te muratures dhe nga shperndarja e ngarkesave qe sjell mbeshtetja e soletes ne mure: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$

ku:

e_{s1} - i perket pozicionit eventual te eksentricitetit te murit te katit te mesiperm, referuar planit mesatar te murit ne analize.

e_{s2} - jashtequndersia e reaksionit te mbeshtetjes te soletave te katit, siper seksionit ne analize.

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad (5.1)$$

ku: N_1 - eshte ngarkesa e transmetuar nga muri siper

N_2 - eshte reaksioni ne mbeshtetje te soletave, mbi murin ne fjale .

d_1 - eshte jashtequndersia e ngarkeses N_1 ne lidhje me qendren e murit qe do verifikojme.

d_2 - eshte jashtequndersia e N_2 ne lidhje me qendren e murit qe do verifikojme.

Keto jashtequndersi konsiderohen **pozitive ose negative** ne baze te momentit qe japin sipas akrepave te ores, apo ne drejtim te kundert me akrepat e ores.

5.1.2- Jashtequndersia per shkak te tolerances se zbatimit e_a

Jashtequndersia aksidentale e_a merr ne konsiderate pasaktesite e mundshme gjate realizimit te ndertesave me murature dhe percaktohet nga raporti fiks :

$$e_a = \frac{h}{200}; \text{ ku: } h - \text{lartesia e brendshme e katit.}$$

5.1.3- Jashtequndersia per shkak te forcave horizontale qe veprojne ne drejtim normal me planin e murit e_v

Kjo jashtequndersi llogaritet si : $e_v = \frac{M_v}{N}$

M_v - eshte momenti maksimal perkules, pasoje e veprimeve pingul me planin.

N - eshte forca normale totale qe vepron ne seksionin qe po verifikojme.

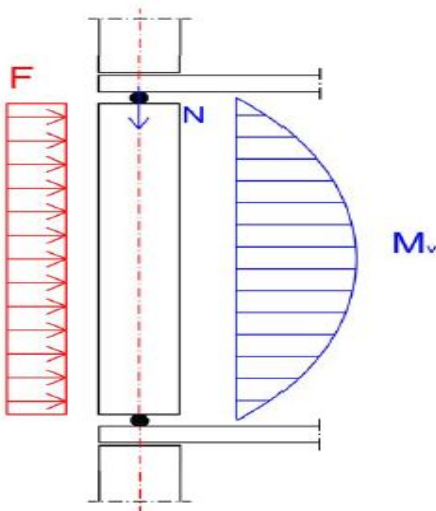


Fig. 5.2- Ngarkesat jashte planit te murit

Supozohet qe muri ka cerniera ne nivelet e kateve. Ne mungese te hapjeve keto carniera do jene edhe ne korrespondencen me muret e drejtimit tjeter, nqs ato kane interaks me pak se 6m. Jashtequndersite e_a , e_s , e_v kombinohen konvincionalisht midis tyre sipas shprehjeve te meposhtme:

$$e_1 = e_s + e_a \quad e_2 = e_v + \frac{e_1}{2} \quad (5.2)$$

Vlera e_1 eshte pershtatur per verifikimin e mureve ne seksionet e tyre ekstreme.

Vlera e_2 eshte e pershtatur per verifikimin e seksioneve ku eshte max. vlera e M_y .

Jashtequndersia e llogaritjes nuk mund te pranohet me poshte se e_a . Ne cdo rast duhet te rezultojne:

$$e_1 \leq 0.33 * t \quad e_2 \leq 0.33 * t$$

Vlerat e jashtequndersise jane perdorur per vleresimin e koeficienteve te reduktimit te rezistences ϕ .

5.1.4 JASHTEQUNDERSIA per shkak te forcave horizontale qe veprojne ne planin e murit e_b .

Jashtequndersia qe shkaktohet nga shtypje-perkulja ne planin e murit llogaritet:

$$e_b = \frac{M_b}{N} \quad (5.3)$$

ku:

M_b - eshte momenti max. perkules ne planin e murit qe shkaktohet nga veprimet horizontale qe veprojne ne kete kat.

N - eshte forca normale totale qe vepron ne seksionin qe verifikojme.

5.2. SHTYPJJE - PERKULJA, prej ngarkesave anesore (jashte planit te murit)

- Koeficienti i reduktimit ϕ .

Nje element murature eshte nen veprimin e shtypje-perkuljes cdo here kur forca normale vepuese N nuk eshte vendosur ne qendren e seksionit te muretimit por shfaq nje jashtequndersie.

$0 \leq x \leq \bar{h}$ (seksioni I plasaritur)

$\bar{h} \leq x \leq h$ (seksioni I paplasaritur, totalisht reagues)

Ne zonen e paplasaritur kemi :

Prezenca e kesaj jashtequndersie dhe efektet e rendit te dyte sjellin nje reduktim te rezistences te panelit. Muratura ka nje ulje te rezistences ne terheqje keshtu qe seksionet rezultojne te copetuar. Marrim ne konsiderate nje muret(pier) te ngarkuar jashte planit:

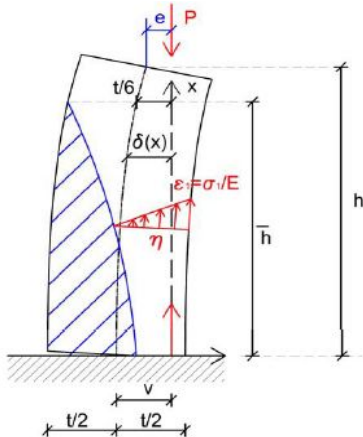


Fig. 5.3 Ngarkesa jashteqendrore

$$EJ\delta'' = -P \cdot \delta \quad (5.4)$$

Ne zonen e plasaritur kemi: $\delta'' = \frac{\varepsilon_1}{\eta}$ (kurbatura)

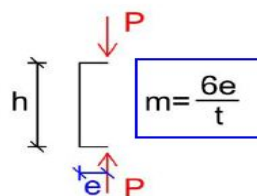
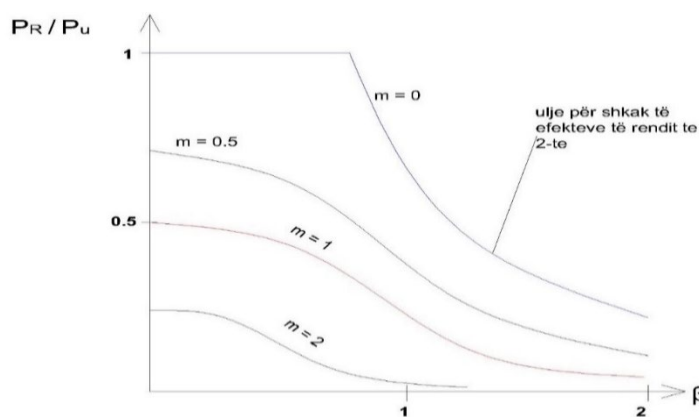
$$\text{Me } \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} \quad \sigma_1 = \frac{2P}{b \cdot \eta} \quad \eta = 3 \left(\frac{t}{2} - \delta \right)$$

$$\text{Ne kete rast ekuacioni I vijes elastike behet: } EJ\delta'' + \frac{2Pt^3}{[27(t-2\delta)^2]} = 0 \quad (5.5)$$

Duke supozuar qe kushtet kufitare jane:

$$\delta(h) = e; \quad \delta(0) = v; \quad \delta'(0) = 0$$

mund te zgjidhet problem I shkaktuar nga shtypje-perkulja per materialet jo rezistente ne terheqje. Ky problem eshte zgjidhur ne vitin 1971 nga Sahlin, I cili ka propozuar grafikun e meposhtem:



$\beta = \frac{h}{b} \left(\sqrt{\sigma_u / E} \right)$ ku σ_u - tensioni I fundem ne shtypje.

Nqs shenojme me:

$P_u = \sigma_u b t$ - kapaciteti mbajtes I fundem I elementit per ngarkese te perqendruar

$P_R = \phi P_u$ - kapaciteti mbajtes i fundem i elementit ne shtypje-perkulje.

$\phi = \phi(\lambda, m)$ - koeficienti i reduktimit

$\lambda = \rho \frac{h}{t}$ - epja konvencionale e murit, duhet te jete $\lambda \leq 20$, ρ - koeficienti i lidhjes per paretin

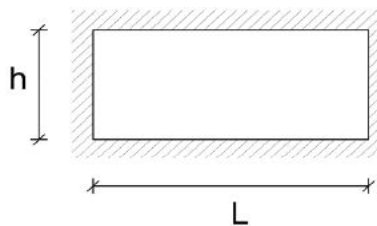
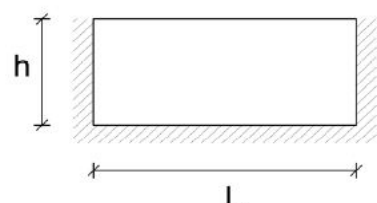
Tab. 5.1 Varesia midis epjes h_0/t me koeficientin $m = 6e/t$

Epja h_0/t	Koeficienti I jashtequndersise $m=6e/t$				
	0	0.5	1.0	1.5	2
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.15
15	0.69	0.48	0.32	0.17	--
20	0.53	0.36	0.23	--	--

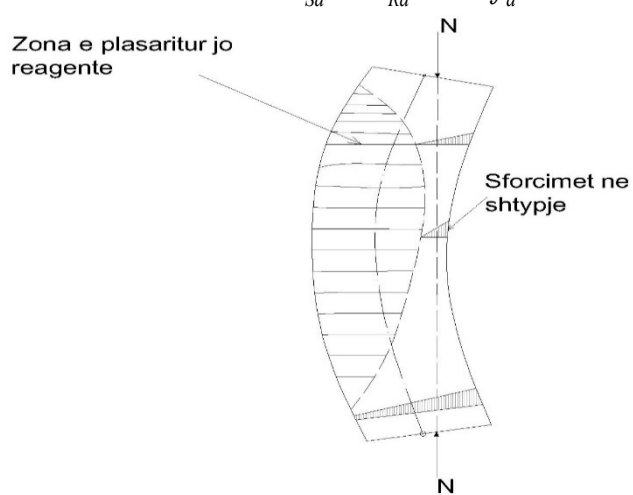
Per vlerat qe nuk perfshihen ne tebele lejohet interpolimi linear; nuk lejohen ne asnje rast ekstrapolimet. Tabelat dhe procedurat jane te vlefshme edhe per efektin e shkaktuar nga jashteqendensia gjate sore, nga ngarkesat horizontale ose ne pergjithesi nga shtypje-perkulja ne planin e murit.

Koeficienti I reduktimit te rezistences se muratures φ varet gjithashtu dhe nga kushtet e lidhjes se murit ne skajet e tij. Ne rastin e murit me mbeshtetje cerniere, shiko tabelen me poshte:

Tab.5.2 Koeficientet e reduktimit te rezistences se muratures

	$\frac{h}{L} \geq 2 \quad \varphi = 0.45 ;$	$\frac{h}{L} = 1 \quad \varphi = 0.71$
	$\frac{h}{L} = \frac{2}{3} \quad \varphi = 0.83 ;$	$\frac{h}{L} \leq 0.5 \quad \varphi = 1.00$
	$\frac{h}{L} \geq 4 \quad \varphi = 0.60 ;$	$\frac{h}{L} = 2 \quad \varphi = 0.83$
	$\frac{h}{L} = 1 \quad \varphi = 0.95 ;$	$\frac{h}{L} \leq 0.5 \quad \varphi = 1.00$

[Verifikimi sipas E.C. 2008](#) konsiston ne krahasimin midis forces aksiale vepruese dhe asaj rezistente, te reduktuar, per te marre ne konsiderate jashteqendensine.

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A \quad (5.6)$$


The diagram shows a curved wall section with a vertical axis of symmetry. A central vertical line is labeled 'N' at both ends, representing axial force. The wall is divided into several horizontal segments. The top and bottom segments are shaded with diagonal lines and labeled 'Zona e plasaritur jo reagente' (non-reactive zones). The middle segments are labeled 'Sforcimet ne shtypje' (compression forces). The wall is shown in a curved, slightly deformed state.

Fig. 5.4- Zonat ne terheqje dhe shtypje

N_{Sd} : NSd - eshte forca aksiale vepruese e projektimit

N_{Rd} – eshte forca aksiale rezistente e projektimit

Φ_t - eshte koeficienti I reduktimit te rezistences qe merr parasysh jashteqendensine horizontale te ngarkesave dhe epjen e paretit

f_d - eshte rezistenca projektuese ne shtypje

A - eshte siperfaqja horizontale e murit ne seksionin qe verifikohet.

5.3. SHTYPJJA ME PERKULJE per veprime ne planin e murit. [3]

Ndryshe nga normat e meparshme, verifikimi I shtypjes me perkulje ne planin e murit qendron ne pranimin qe rezistenca e projektimit M_{Rd} ne perkulje eshte me e madhe se momenti perkules M_{Sd} qe vepron ne seksionin qe verifikohet.

Gjendja e shkaterrimit nga shtypja me perkulje eshte e lidhur me ngjeshjen e muratures nga shtypja anesore. Per me teper ne qofte se ngarkesa aksiale eshte e vogel kemi plasaritje te medha prej perkuljes, dhe muratura tenton te zhvillojë një përmbysje kinetike të ngjashme me atë të një trupi të ngurtë.

Per te thjeshtuar shprehjen e momentit rezistent mund te perdorim konceptin “bllok I sforcuar”, per te shprehur diagramen e shtypjes, ne menyre te ngjashme me ate qe zakonisht bejme me seksionet ne beton arme.

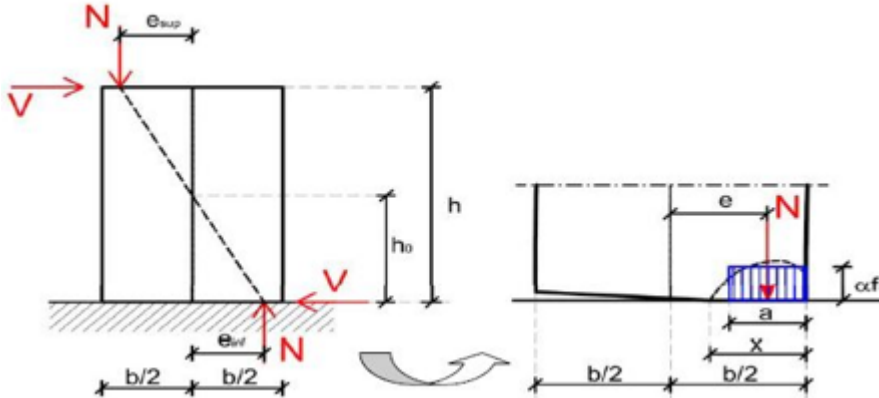


Fig. 5.5- Efekti i shtypjes jashteqendrore dhe diagramat e sforcimeve

Shkruajme ekuacioni e ekuilibrit:

$$N_{Sd} = \alpha \cdot a \cdot t \cdot f_d \quad (\text{ekuilibri ne cvendosje vertikale})$$

$$M_{Rd} = (b/2 - a/2) \quad (\text{ekuilibri ne rrotullim})$$

Nga sistemi I ekuacionit kemi:

$$a = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d} \quad \sigma_o = \frac{N_{Sd}}{A} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot t} \quad a = 0.8x \quad (5.7)$$

$$M_{Rd} = N_{Sd} \left(\frac{b}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot t \cdot f_d} \right) = \frac{N_{Sd} \cdot b}{2} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot b \cdot t \cdot f_d} \right) \quad (5.8)$$

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_o \cdot b^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{\alpha \cdot f_d} \right) \quad (5.9)$$

Vlera korresponduese e prerjes maksimale derivohehet nga ekuilibri I rrotullimit:

$$V \cdot h_0 = N_{Sd} \cdot e_{inf} = M_{Rd} \quad (5.10)$$

$$V = \frac{\sigma_o \cdot b^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left(1 - \frac{\sigma_o}{\alpha \cdot f_d} \right) \quad (5.11)$$

Normativat e vitit 2008 parashikojne shprehjen e meposhtme per kete verifikim :

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{t \cdot b^2}{2} \frac{N_{Sd}}{A} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{A \cdot \alpha \cdot f_d} \right) \quad (5.12)$$

Ku :

M_{Sd} – është momenti perkules veprues I projektimit

M_{Rd} – është momenti rezistent I projektimit

N_{Sd} - është forca aksiale vepruese e projektimit

t - është trashësia e murit

b - është gjatësia e pergjithshme e murit (paretit)

f_d - është rezistenca e projektimit ne shtypje

A - është sipërfaqja terthore e murit ne seksionin qe verifikohet

α - është koeficienti qe merr parasysh mbushjen e diagrames te tensionit te seksionit reagues. Duhet te jete $\alpha \leq 0.85$.

Nepermjet shprehjes te propozuar është e mundur te gjendet nje zone nderveprimi ndermjet M_{Rd} dhe N_{Sd} . Vihet re qe rezistenca ne perkulje rritet me rritjen e sforcimit normal te aplikuar, pastaj zvogelohet perseri.

5.4. PRERJA prej ngarkesave vepruese ne kat.

Menyrat e shkaterrimit te nje paneli mural varen si nga dimensionet e tij ashtu edhe nga ngarkesa qe aplikohet dhe klasifikohen ne :

- Shkaterrimi ne shtypje-perkulje $VR_{d,p}$ (kur vlera e $h/b > 2$ - elemente të hollë)
- Shkaterrimi ne rrëshqitje $VR_{d,s}$ (ndodh për vlera të ulëta forcës aksiale)
- Shkaterrimi prej plasaritjes diagonale $VR_{d,f}$ (ndodh për vlerat e $h/b < 1.5$ - elemente te shkurter)

Rezistenca ne prerje është e barabartë me: $VR_d = \min (VR_{d,p}; VR_{d,s}; VR_{d,f})$

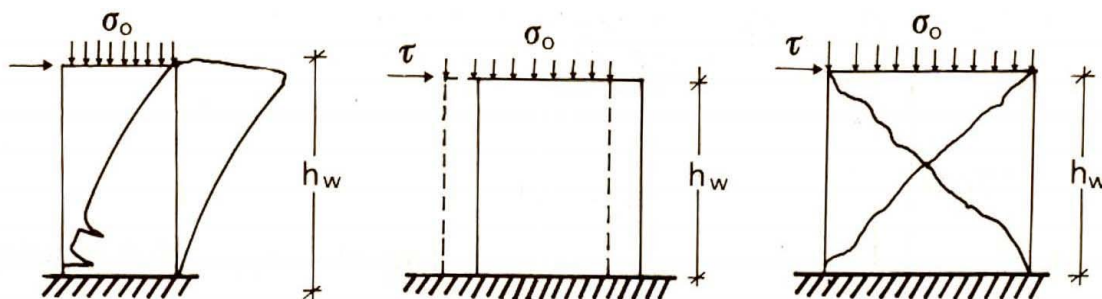


Fig. 5.6 a) shkaterrimi prej perkuljes b) shkaterrimi ne rrëshqitje c) shkaterrimi prej plasaritjes diagonale

5.4.1. SHKATERRIMI nga shtypja me perkulje.

Ne rastin e shkaterrimit prej shtypjes me perkulje, vlera e rezistences ne prerje VR_d është përcaktuar nga kondicionet e ngjeshjes se muratures së shtypur në bazën e poshtme te panelit, siç tashmë është pare në § 4.7.6.

$$V_{Rd,p} \cdot h_o = N_{Sd} \cdot e_{inf} = M_{Rd} \quad (5.13)$$

$$V_{Rd,p} = \frac{N_{Sd} \cdot b}{2h_o} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot b \cdot t \cdot f_d} \right) \quad (5.14)$$

Ku :

N_{sd} - është forca aksiale vepruese e projektimit

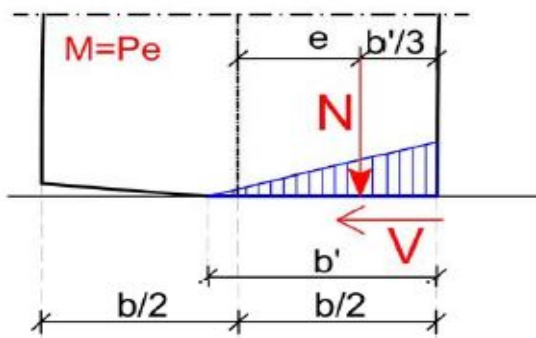
- t - është trashësia e murit
 - b - është gjatësia e pergjithshme e murit
 - f_d - është rezistenca e projektimit në shtypje
 - h₀ - është lartësia e pikes ku momenti behet zero
 - α - është koeficienti që merr parasysh mbushjen e diagrames të tensionit të seksionit reagues.
- Duhet të jete $\alpha \leq 0.85$.

5.4.2.– SHKATERRIMI prej rreshqitjes.

Në rastin kur ngarkesa vertikale është e vogël, mund të ndodhë shkatërrimi nga rreshqitja në nyjet e llacit, duke pranuar një sjellje të materialit sipas “Kolombit”.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_0$$

Normativat më të fundit I referohen këtij modeli, duke vlerësuar rezistencën e muratës si produkt të rezistencës unitare të sipërfaqes reaguese të murit (zona e shtypur).



$$b' = \left(\frac{3}{2} - \frac{3e}{2} \right) b \quad e = \frac{V \cdot h_0}{P} \quad \sigma_0 = \frac{P}{b \cdot t} \quad (5.15)$$

$$V = f_{vd} b' \cdot t = \left[\left(\frac{3}{2} - \frac{3Vh_0}{Pb} \right) f_{vd0} + 0.4 \sigma_0 \right] \frac{b \cdot t}{\gamma_m} \quad (5.16)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.5 f_{vk0} + 0.4 \sigma_0}{1 + \frac{3h_0}{b\sigma_0}} \frac{b \cdot t}{\gamma_m} \quad (5.17)$$

Normativat 2008 parashikojnë për këtë rast verifikimin sipas shprehjes së mëposhtme :

$$V_{sd} \leq V_{Rd,s} = \beta \cdot A \cdot f_{vd} \quad (5.18)$$

Ku:

- V_{sd} – është forca prerese e projektimit
- V_{Rd,s} - është forca prerese rezistente e projektimit në rreshqitje
- A – është sipërfaqja e seksionit terthor të murit për verifikim
- f_{vd} – është rezistenca në prerje e projektimit
- β - është koeficienti I ndarjes në pjese të murit i krijuar nga moment I jashtëm M_{sd}, pavarësisht nga jashtëqendësia $e_b = M_{sd} / N_{sd}$.

Në përputhje me EC 1987, vlen :

$$\beta = \left\{ 1 \text{ nqs } \frac{6eb}{b} \leq 1 \right\} \quad \beta = \left\{ \left(\frac{3}{2} - \frac{3eb}{b} \right) \text{ nqs } 1 < \frac{6eb}{b} \leq 1.3 \right\}$$

5.4.3. SHKATERRIMI prej plasaritjeve diagonale

Supozohet qe shkaterrimi nga prerja ndodh kur sforcimi kryesor (makroskopik) ne terheqje arrin vleren kufi, duke pranuar si rezistence ne terheqje **konvencionale** te muratures relacionin e propozuar nga Turnsek dhe Cacovic (1971).

$$V_{Rd,f} = b \cdot t \frac{1.5\tau}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{od}}} = b \cdot t \frac{f_{td}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (5.19)$$

Ku :

$V_{Rd,f}$ - eshte forca prerese rezistente e projektimit ndaj plasaritjeve diagonale

f_{td} - eshte rezistenca e projektimit ne terheqje per plasaritje diagonale ($f_{td} = 1.5 \tau_{od}$);

τ_{od} - eshte rezistenca koresponduese ne prerje referuese te muratures, e barabarte me f_{vd0}

ξ - eshte koeficient korrigjues qe lidhet me shperndarjen e sforcimeve ne seksion, varet nga raporti $\frac{h}{b}$ i murit.

$$\xi = \begin{matrix} 1.0 & \text{nqs} & \frac{h}{b} \leq 1.0 \\ \frac{h}{b} & \text{nqs} & 1.0 \leq \frac{h}{b} \leq 1.5 \\ 1.5 & \text{nqs} & \frac{h}{b} \geq 1.5 \end{matrix} \quad (5.20)$$

5.4.4 ZONA τ - σ

Rezistenca ne prerje varet nga:

- Mekanizmi për rrëshqitje per $\sigma \leq \sigma_1$
- Mekanizmi për plasaritje diagonale per $\sigma_1 \leq \sigma \leq \sigma_2$
- Mekanizmi për shkaterrim per $\sigma > \sigma_2$

Në fakt plasaritja diagonale sipas mekanizmit të Turnsek-Cacovic ndodh vetëm kur tekstura e muratures eshte jo e rregullt (ndërtesat ekzistuese me gure).

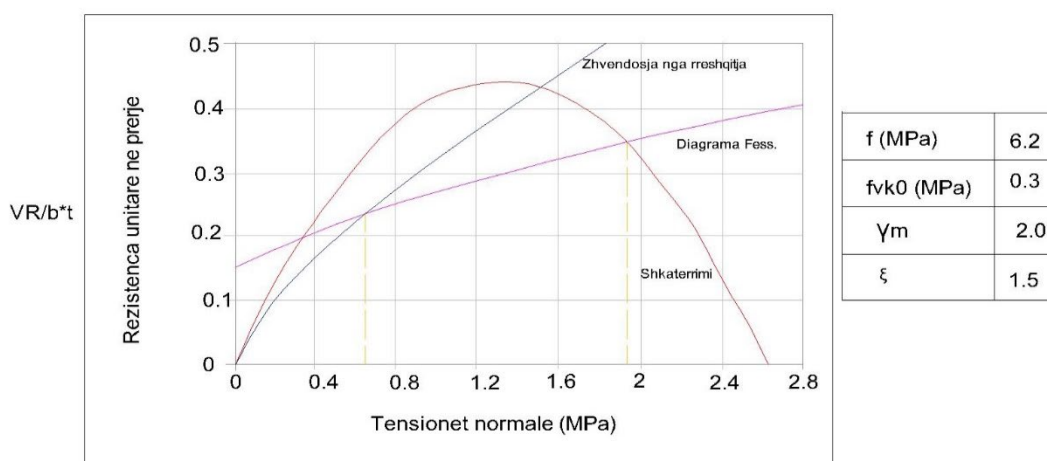


Fig. 5.7- Varesia e raportit V_{Rd}/bt nga sforcimet normale

5.5. NGARKESAT e perqendruara [3]

Eshte nje prove qe nuk eshte parashikuar nga rregulloret e meparshme, dhe konsiston ne kontrollin qe vlera e projektimit e ngarkeses se perqendruar te jete me e vogel se rezistenca korresponduese:

$$N_{sdc} \leq N_{Rdc} = \beta_c \cdot A_c \cdot f_d \quad (5.21)$$

Ku:

N_{sdc} - eshte ngarkesa e perqendruar e projektimit

N_{Rdc} - eshte rezistenca e projektimit ndaj ngarkesave te perqendruar

A_c - eshte siperfaqja e mbeshtetjes

f_d - eshte rezistenca e projektimit ne ngjeshje

β_c - eshte koeficienti I amplifikimit per ngarkesa te perqendruara, i vleresuar ne funksion te llojit te muratures, sic tregohet me poshte:

Për elementet rezistuese të klasës 1, sipas normativave te 2005 , kemi:

$$\beta_c = \left(1 + 0.3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1.5 - 1.1 \frac{A_c}{A_{eff}}\right) \text{ ne te cilen} \quad (5.22)$$

$$1 \leq \beta_c \leq \begin{cases} 1.5 \\ 1.25 + \frac{a_1}{2h_c} \end{cases}$$

Ku:

a_1 - eshte distance minimale midis skajit te mbeshtetjes dhe murit

h_c - eshte lartesia e murit nga niveli I mbeshtetjes

A_{ef} - eshte siperfaqja efektive e mbeshtetjes e barabarte me $l_{ef} \cdot t$

l_{ef} - eshte gjatesia efektive e mbeshtetjes, llogaritur si ne figure dhe ne cdo rast $l_{ef} \leq 2.2 A_c / t$

t - eshte trashesia e murit

Nqs elementet nuk jane te klases se 1 supozojme $\beta = 1.0$

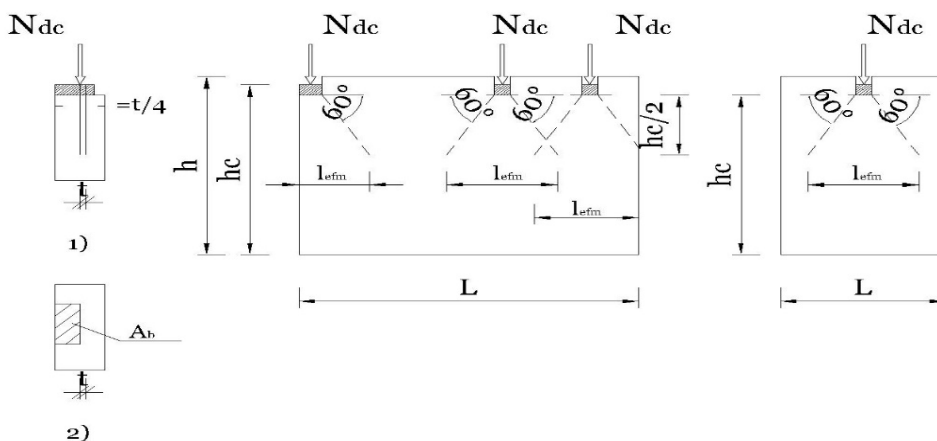


Fig. 5.8- Këndi I shpërndarjes së forcës së përqendruar në muraturë

- **KAPITULLI 6 [3]**
(KONTROLLET E MURATURES)

6.1 KONTROLLI I NJE FASHE NDERKATI – Traret ne murature.

Funksioni strukturor I **fashave horizontale** te katit (**spandrels**) nuk eshte dytesor, perderisa ato japin nje shkalle te dukshme te bashkepunimit midis **fashave vertikale** (**piers**) dhe ndikojne ne sjelljen e pergjitheshme te paretit shumekatesh, ne muraturen mbajtese. Gjendja e sforcuar e krijuar nga veprimet e forcave horizontale ne fashen **horizontale** te katit eshte analoge me ate qe tregohet ne figuren e meposhtme. Sjellja mekanike e nje fashe mund te studiohet ne analogji me ate te nje mureti, duke marre nderkohe parasysh disa ndryshime te rendesishme:

- Ne rastin e nje murature te rregullt (psh.murature tulle, blloqe katrore dhe te rregullt), orientimi I shtresave te llacit eshte paralel me aksin e elementit, I cili eshte horizontal.
- Veprimi aksial (rezultant i ngjeshjes paralele me aksin horizontal), shkaktuar vetem nga ngarkesa e gravitetit, eshte zakonisht i ulet, ose zero.

Bashkepunimi qe mund te jete transmetuar nga fashat e nderkatit eshte kryesisht funksion I ngjeshjes, ngai cili ato jane ngacmuar ne drejtimin horizontal .Vetem kjo ngjeshje ne fakt **furnizon** rezistencen “perkulese” qe pengon aktivizimin e mekanizmit te permbysjes te paraqitur ne figure.

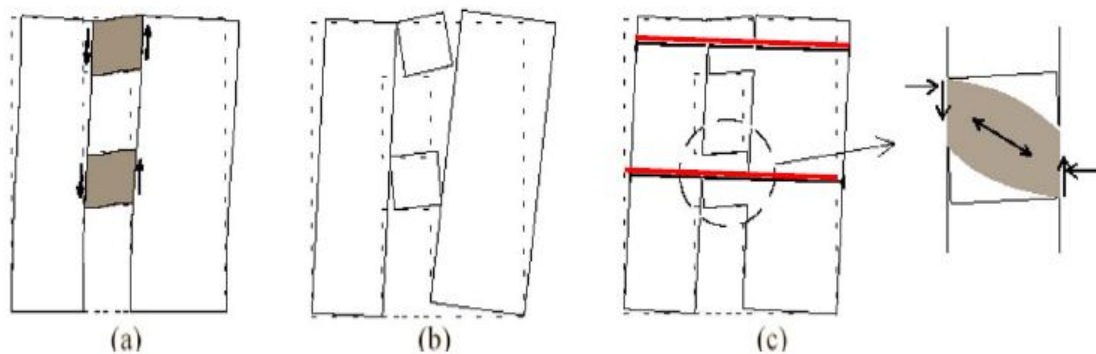


Fig. 6.1- Bashkeveprimi pier- spandrel

Ne mungese te sforcimeve normale, traret priren te rrotullohen ne menyre rigjide dhe te largojne prej tyre elementet vertikale duke permbysur plotesisht sistemin statik.

$$P = 0$$

$$\sigma_0 = \frac{P}{b \cdot t} = 0$$

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) = 0 \quad (6.1)$$

$$V_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) = 0$$

Ne te vertete, ne mungese te ngjeshjes, momenti rezistent dhe prerja rezistente se bashku behen zero.

$$\text{Nese: } P = 0 \quad \sigma_0 = \frac{P}{b \cdot t} = 0 \quad M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) = 0 \quad (6.2)$$

$$V_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot b^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha \cdot f_d} \right) = 0 \quad (6.3)$$

Eshte e domosdoshme prezenca e tiranteve horizontale te cilat kundershtojne perdredhjen e trareve. Kapaciteti mbajtes I trareve ndaj perkuljes dhe prerjes eshte I lidhur ngushtesisht me dimensionet e lidhjeve horizontale (brezat lidhes,tirantet,etj)

Prania e tiranteve qe kundershtojne shkeputjen e muretimit gjeneron nje rritje te ngjeshjes ne elementet bashkues, gje qe rrit rezistencen ndaj prerje-perkulje: krijohet keshtu nje mekanizem me koloneta te inklinuara, I njejte me ate te perkuljes te **mureteve vertikale** nen veprimin e shtypje perkuljes.

6.2 -KONTROLLI ne shtypje- perkulje

- Ne qofte se nepermjet analizes te struktures rezultojne te medha karakteristikat e veprimeve mbi elementin ne termat N,M,Q, procedohet ne menyre te ngjashme me ate qe pame te muretet.
- Në rastin kur veprimi axial nuk është I madh , por ka elemente horizontale të aftë qe t'i rezistojnë tërheqjes, dmth qe shkatojne një ngjeshje në mur (tirantet ose brezat,etj), rezistenca ndaj shtypje-perkuljes mund të përcaktohet sipas:

$$M_{Rd} = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_d \cdot h \cdot t} \right) \quad (6.4)$$

H_p - është minimumi midis rezistencës në tërheqje te elementit te tendosur te vendosur horizontalisht dhe vlerës $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$

f_d - është rezistenca e projektimit në ngjeshje e muratures në drejtim horizontal;

h - është lartësia e brezit te katit .

t - është trashësia e brezit te katit.

- Ne alternative mund te bejme arsyetimin ne vijim:

Percaktohet forca aksiale minimale P_{min} , qe duhet te garantohet nga tirantat horizontale, ne menyre qe elementi horizontal te jete ne gjendje ti rezistojte momentit llogarites M_{sd}

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = \alpha \cdot f_{hd} \cdot a \cdot t \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ P_{min} = \alpha \cdot f_{hd} \cdot a \cdot t \end{array} \right. \longrightarrow a = \frac{P_{min}}{\alpha \cdot f_{hd} \cdot t} \quad (6.5)$$

me $\alpha = 0.85$ dhe $a = 0.8x$

Zevendesojme α te M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{P_{min}}{2} \left(h - \frac{P_{min}}{\alpha \cdot f_{hd} \cdot t} \right) \quad (6.6)$$

$$P_{min} = \frac{\alpha \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{8M_{sd}}{\alpha \cdot f_{hd} \cdot h^2 \cdot t}} \right) \quad (6.7)$$

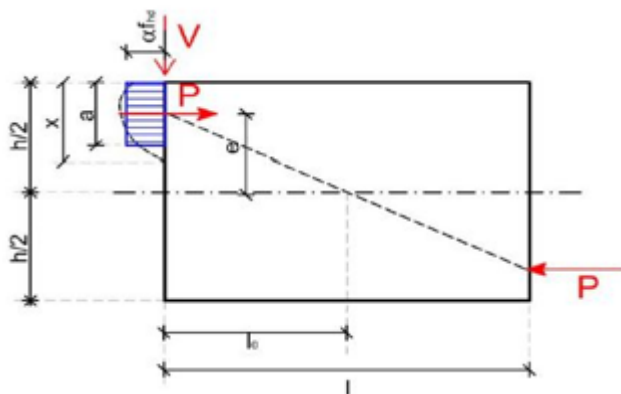
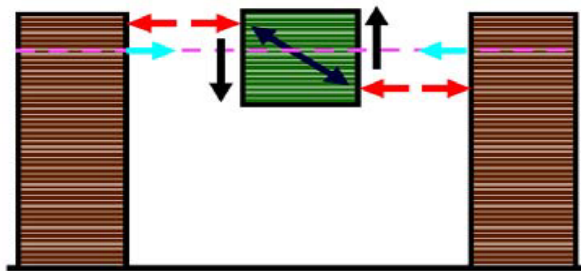


Fig. 6.2- Transmetimi I forces horizontale nga pieri ne spandrel

6.3 KONTROLI ne prerje.

Vlera e forces prerese ne traret e muratures te zakonshme do te jete e barabarte me vleren minimale te 4 mekanizmave te meposhtme:

- a- Shkaterrimi ne prerje te paster $V_{Rd,t}$
- b- Shkaterrimi ne shtypje me perkulje $V_{Rd,p}$
- c- Shkaterrimi ne rreshqitje $V_{Rd,s}$
- d- Shkaterrimi prej carrjeve diagonale $V_{Rd,f}$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,i})$$

6.4 SHKATERRIMI ne prerje te paster.

Rezistenca ne prerje $V_{Rd,t}$ e trareve bashkepunues ne muraturen e zakonshme, ne prezencen e nje brezi nderkati, ose te nje arkitrau rezistent ne perkulje, me fiksime efektive ne skajet, mund te llogaritet ne menyre te thjeshtuar si :

$$V_{Rd,t} = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad (6.8)$$

Ku:

f_{vd0} – eshte rezistenca e projektimit ne prerje ne mungese te ngjeshjes.

h - eshte lartesia e fashatures se nderkatit .

t - eshte trashesia e fashatures se nderkatit.

6.5 - SHKATERRIMI ne shtypje me perkulje. [3]

Rezistenca ne prerje $V_{Rd,p}$ e trareve te bashkimit te muratures te zakonshme lidhur me kolapsin nga perkulja mund te llogaritet sipas :

$$V_{Rd,t} = \frac{2M_{Rd}}{l} \quad \text{me} \quad M_{Rd} = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_d \cdot h \cdot t} \right) \quad (6.9)$$

Ku:

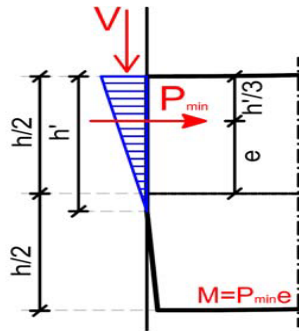
M_{Rd} – eshte moment I projektimit per rezistencen ne shtypje-perkulje .

l - eshte hapësira drite e e fashatures se nderkatit / trareve prej murature

6.6 - SHKATERRIMI ne rreshqitje (sipas Kulombit)

Ne menyre analoge ne pierin e plote vertikal me $N = P_{min}$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.5 f_{vk0} + 0.4 \sigma_0}{1 + \frac{3l_0}{h\sigma_0}} \frac{h \cdot t}{\gamma_m} \sigma_0 = \frac{P_{min}}{h \cdot t} \quad (6.10)$$



6.7- SHKATERRIMI nga plasaritjet diagonale

Supozohet shkaterrimi ne prerje sipas raportit të propozuar nga Turnsek dhe Cacovic (1971):

$$V_{Rd,f} = h \cdot t \frac{1.5 \tau_{0d}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = h \cdot t \frac{f_{td}}{\xi} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad \sigma_0 = \frac{P_{min}}{h \cdot t} \quad (6.11)$$

Ku:

$V_{Rd,f}$ – eshte forca rezistente ne prerje e projektimit prej plasaritjeve diagonale.

f_{td} - eshte rezistenca e projektimit,rezistenca ne terheqje per plasaritje vertikale ($f_{td} = 1.5 \tau_{0d}$)

τ_{0d} – eshte rezistenca korresponduese ne prerje reference e muratures e barabarte me f_{vd0} .

ξ – eshtë faktor korigjimi, qe lidhet me shperndarjen e sforcimeve në seksion; varet nga epja e murit. Mund të merret:

$$\xi = \begin{cases} 1.0 & \text{nqs } \frac{l}{h} \leq 1.0 \\ \frac{l}{h} & \text{nqs } 1.0 < \frac{l}{h} < 1.5 \\ 1.5 & \text{nqs } \frac{l}{h} \geq 1.5 \end{cases} \quad (6.12)$$

Mund të paraqiten në një diagramë të vetme të katër mekanizmat në funksion të ngarkesës aksiale P_{min}

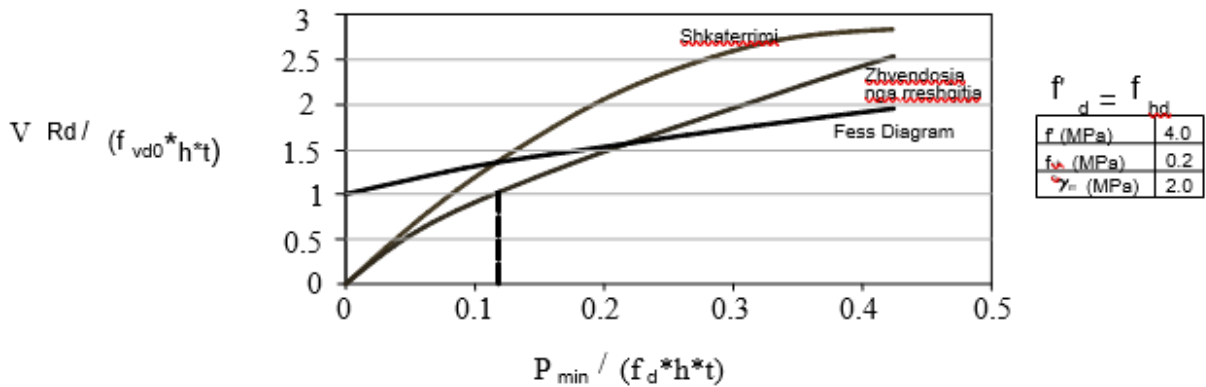


Fig. 6.3 - Diagrama e ndërveprimit Prerje – Ngarkese aksiale

6.8- KONTROLLI I gjendjeve kufitare të veprimit.

Kontrollet për gjendjen kufitare të veprimit të seteve të mureve mund të mos behen me përjashtim të këtyre raste:

- Nevoja e kufizimit të zgjerimit të plasaritjeve. Kontrolli shoqërohet me kombinimin pothuajse të përhershëm duke verifikuar që, me hipotezën e rezistencës zero në tërheqje dhe shpendarjen lineare të tensioneve, plasaritjet kufizohen në trashësinë e suvatimit.
- Për ndërtesa me numër katesh më të mëdha se 4 duhet të kontrollohet zhvendosja midis kateve d_r që në kombinimet e shpeshta duhet të respektojnë kufirin e mëposhtëm, ku hështja lartësia e ndërkatit:

$$d_r \leq 0.003 \cdot h \quad (6.13)$$

6.8.1 Kontrolli I tensioneve të lejueshëm

Për ndërtesat e thjeshta parashikohet përdorimi i metodës të kontrollit të tensioneve të lejueshëm, nëpërmjet një dimensionimi të thjeshtuar me kusht që të respektojnë disa kufizime. Normativat e mëposhtme parashikojnë:

- Kontrollin në shtypjen me perkulje
- Kontrollin në prerje për veprimet në kat
- Kontrollin për ngarkesa të përqendruara (e paparashikuar më parë)

Sforcimet janë llogaritur në kombinimin e ngarkesave të vecanta të gjendjes të kufizuar të veprimit, duke konsideruar $\psi_i = 1$.

6.8.2 Kontrolli në perkulje

K Kontrolli është i kënqur nese:

$$\sigma = \frac{N_d}{\Phi_1 \cdot \Phi_t \cdot A} \leq f_d \quad (6.14)$$

Ku:

N_d - është forca aksiale e projektimit

A - është sipërfaqja tërthore e murit në seksionin e verifikimit

f_d - është rezistenca në ngjeshje e projektimit, vlerësuar me metodën e verifikimit nga tensionet

Φ_t - është koeficienti reduktimi për jashtëqendërsi tërthore, analoge me atë të ilustruar në § 4.7.5;

Φ_1 – është koeficient reduktimipër jashtëqendersi gjatësore llogaritur për një jashtëqendersi te barabartë me $e_1 = Md / Nd$. Është llogaritur në të njëjtën mënyrë siç është ilustruar në § 4.7.5, me $M = 6e_1/t$ e $h_0 / t = 0$.

6.8.3- Kontrolli ne prerje per veprime ne planin e murit.

Kontrolli eshte I kenaqur nese :

$$\tau = \frac{V_d}{\beta \cdot A} \leq f_d \quad (6.15)$$

Ku:

V_d - eshte forca prerese e projektimit

A – eshte siperfaqja terthore e murit (paretit) ne seksionin e verifikimit

f_{vd} – eshte rezistenca ne prerje e projektimit, vleresuar me menyren e kontrollit nen tensione.

β - është koeficienti i copetimit të seksionit të murit, të krijuara nga moment i jashtëm M_d , i cili varet nga jashtëqendersia: $e_b = Md / Nd$.

β jepet nga marrëdhëniet:

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{nese } \frac{6eb}{b} \leq 1 \\ \frac{3}{2} - \frac{3eb}{b} & \text{nese } 1 < \frac{6eb}{b} \leq 1.3 \end{cases} \quad (6.16)$$

6.8.4 - Kontrolli per ngarkesa te perqendruara.

Kontrolli eshte I kenaqur nese:

$$\sigma = \frac{N_{cd}}{\beta_c \cdot A_c} \leq f_d \quad (6.17)$$

Ku:

N_d – eshte forca e perqendruar e projektimit

A_c – eshte siperfaqja e mbeshtetjes

f_d – eshte rezistenca ne ngjeshje e projektimit, llogaritur sipas menyres se kontrollit nen tension.

β_c - është koeficienti I amplifikimit për ngarkesate perqendruara, vlerësuar sipas llojit te muratures, siç tregohet në § 4.7.8:

6.9 - Kërkesat normative

6.9.1- Brezat

Rregullat kerkojne gjithmone nevojën për të konceptuar godinen me mure mbajtes si struktura tre-dimensionale-kuti. Për këtë qëllim ata duhet të sigurojnë lidhjet e duhura midis mureve dhe solutes (dyshemese), si edhe mureve midis tyre.

Percaktimet e fundit te EC nuk përmendin në mënyrë eksplicite karakteristikat e brezave siç ilustrohet në dekretet e mëparshme, ne te cilat në paragrafin e ndërtesave ne murature në zona sizmike, ky argument është zhvilluar në hollësi dhe me më shumë kufizime.

Për strukturat në zona josizmike, mund ti referohemi dispozitave EC 1987, te përmbledhur ne sa më poshtë:

"Në soletat e kateve brezat do të realizohen në përgjithësi prej betonarmeje, me nje gjeresi te barabarte te paktën 2/3 e murit poshte tyre, dhe në çdo rast jo me pak se 12 cm dhe një lartësi të paktën e barabartë me atë të soletes dhe në çdo rast jo më pak se gjysma e trashësisë se murit. Armatura minimale e brezave duhet do të jetë të paktën 6 cm², me një diametër jo me pak se 12

mm. Stafat duhet te jene te diametrit 6mm dhe te vendosura ne nje distance qe nuk i kalon 30 cm.

Kërkesat minimale të përcaktuara në zonën josizmike janë përmbledhur me mirë në diagramen e mëposhtme:

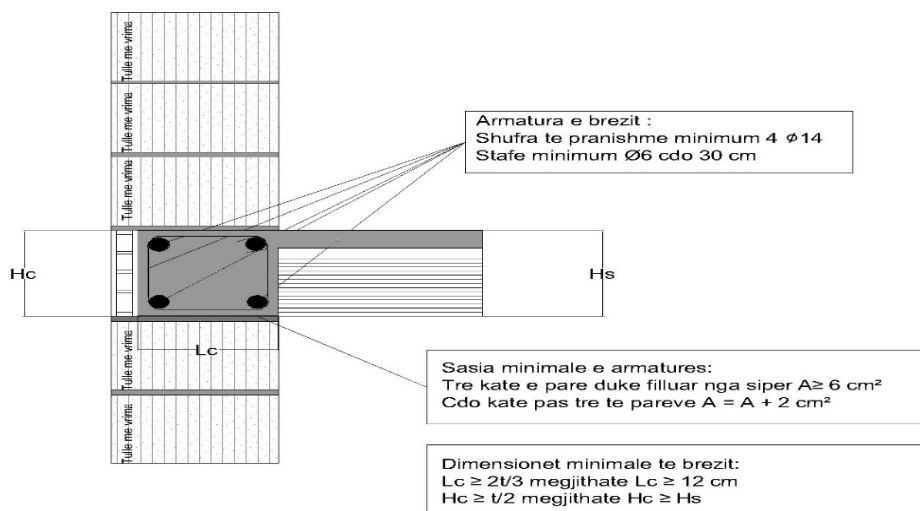


Fig. 6.4 Brezat ne murature

6.9.2- Trashësia minimale e mureve

EC 2008, në analogji me EC të mëparshëm, tregon trashësitë minimale të mureve në varesi të llojit të elementit rezistent të përdorur:

- Muratura në element rezistent artificiale të plotë 120 mm
- Muratur në element rezistent artificial gjysme të plote 200 mm
- Muratura në element rezistente me vrima 250 mm
- Murature guri të skuadruar 240 mm
- Murature e listuar 400 mm
- Murature guri jo e skuadruar 500 mm

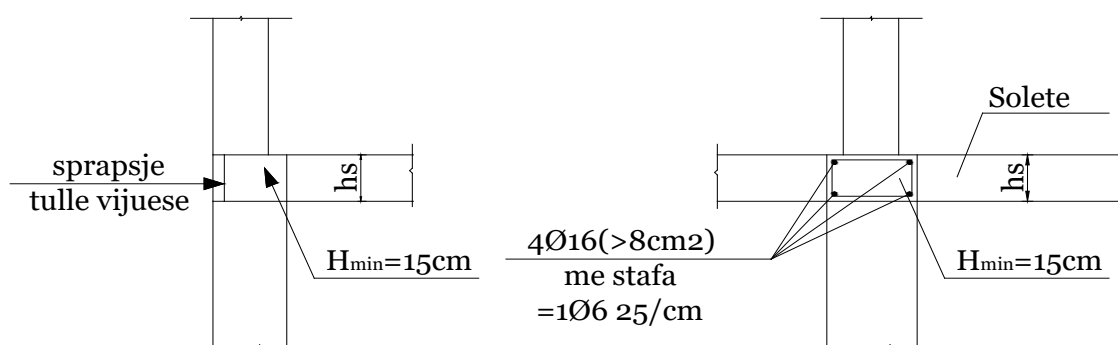


Fig. 6.5- Detaje te brezave ne murature

▪ KAPITULLI 7- VULNERABILITETI SIZMIK NE OBJEKTET EKZISTUESE [10]

7.1 - PERKUFIZIMI I FUNKSIONIT TE CENUESHMERISE

Në përgjithësi, një funksion cenueshmerie (vulnerability) është një marrëdhënie e cila përcakton dëmin e pritshëm për një ndërtesë apo një klasë të ndërtesave, si funksion i levizjes së tokës (Figura 3.1). Dy elementet kyçe të një analize të cenueshmërisë janë kapaciteti i ndërtesës dhe kërkesa sizmike. Për të vlerësuar dëmin D , aftësia e ndërtesës për të rezistuar sforcimet (constraints) (kapaciteti i ndërtesës) duhet të krahasohet me sforcimet mbi strukturën për shkak të lëvizjes së tokës prej tërmetit (kërkesa sizmike).

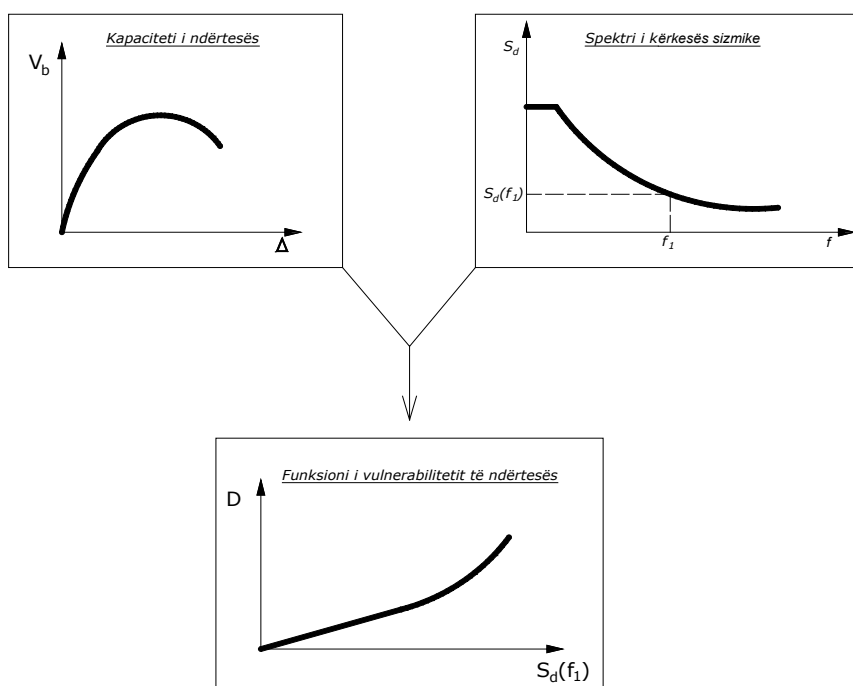


Fig. 7-1 Principet e funksionit te vulenerabilitetit

Në Inxhinierinë e tërmeteve kapaciteti i një ndërtese për t'i rezistuar veprimit sizmik është paraqitur nga kurba e kapaciteteve e cila është përcaktuar si force prerese ne bazë V_b qe vepron në ndërtesë ne funksion te zhvendosjes horizontale Δ në krye të ndërtesës, shpesh gjithashtu e referuar si një kurbë pushover. Kapaciteti ne prerje i ndërtesës i referohet forces prerese maksimale ne bazë V_{bm} , qe ndertesë mund të mbajë dhe kapaciteti i zhvendosjes i referohet zhvendosjes se fundme në krye të ndërtesës Δ_{bu} . Po ashtu, kapaciteti prerese i cdo strukture ose elementi strukturor i referohet forcës maksimale prerese qe ai mund të mbajë, dhe kapaciteti i zhvendosjes i referohet zhvendosjes horizontale te fundme te tij. Per te shprehur kërkesën sizmike, deri kohët e fundit, "intensiteti" është përdorur pothuajse ekskluzivisht. Ky është një parametër përshkrues i një tërmeti bazuar në vëzhgimet e efektevet te tërmetit në mjedis. Ai ka avantazhin se të dhënat historike mbi tërmetet janë në dispozicion. Megjithatë, informacioni mbi lëvizjen e vërtetë është humbur dhe marrëdhëniet empirike midis intensitetit dhe përshpejtimit pik te terrenit ndryshojnë shumë (shih Seksionin 7.3). Disa metoda përdorin përshpejtimin pik te terrenit si parametër që përcakton tërmetin. Megjithatë, në këtë rast, jo vetëm informacion për kohëzgjatjen e tërmetit është humbur, por edhe informacioni mbi perberjen e frekuencave.

Keshtu, nje parameter me i mire eshte nxitimi spektral, ose sic ne do ta shohim cvendosja spektrale

Nje metode për të vlerësuar cenueshmërinë e ndërtesave ekzistuese për qëllim të krahasimit me metoda të tjera ose me rezultate te testimit, nxitimi pik i dheut S_a është përdorur gjithashtu.

Lëkundja e dheut për shkak të një tërmeti nuk ndodh në një drejtim të fiksuar, në të kundërtën, në një plan horizontal drejtimi i lëkundjes se dheut ndryshon, duke përfshirë të gjitha kendet nga 0 në 360°. Megjithatë, amplitudat më të mëdha të lëkundjes se dheut zakonisht ndodhin në një drejtim, ndersa normal me drejtimin e amplitudes me të madhe, janë shumë më të vogla [Mo 93]. Kështu sforcimet (constraints) në ndërtesa janë mbizotëruese në **drejtim të amplitudave të mëdha**, e cila është përmendur në vijim si "drejtimi" i tërmetit.

Për ndërtesa të rregullta, është praktikë e zakonshme në inxhinierinë e tërmeteve të marrin në konsideratë veprimin e tërmetit (dmth drejtimin e amplitudes me të madhe të lëkundjes se dheut) vec e vec në dy drejtimet ortogonale, qe zakonisht korrespondojne me akset kryesore të ndërtesës, duke përdorur analizat plane.

Kështu për një ndërtesë **dy funksione cenueshmeria llogariten**. Për skenarë tërmeti, drejtimi i një tërmeti zakonisht nuk merret parasysh dhe, **bazuar ne dy funksionet e cenueshmërisë në dy drejtimet kryesore, një funksion i vetëm përfaqësues cenueshmërie** i ndërtesës duhet të llogaritet. Ky funksion përfaqësues i cenueshmerise duhet të përshkruajë sjelljen e përgjithshme të ndërtesës dhe kështu duhet të jetë një lloj "shprehës" i **dy funksioneve te cenueshmërisë në dy drejtimet kryesore**.

Zgjedhja e funksionit më të pafavorshem te cenueshmerise prej të dyve do të çojë në "skenarin më të keq", i cili nuk është i dëshiruar në rastin e skenarëve te tërmetit, siç mund të supozohet se mesatarisht ndërtesa "sillet me mirë". Për ndërtesa shumë të parregullta, funksioni i dyfishtë i cenueshmërisë, në dy drejtime kryesore, mund të jetë shumë ndryshe dhe në këtë mënyrë **drejtimi i veprimit të tërmetit luan një rol të rëndësishëm**. Mqse kjo nuk është marrë parasysh, **pasaktësia** që rezulton nga futja e një funksioni te vetëm përfaqësues rritet. Kjo duhet të **mbahet në konsideratë** kur konsiderohet metoda e vlerësimit e propozuar këtu.

7.2 - KURBA E KAPACITETETVE TE GODINES

7.2.1 - Konsiderata te pergjitheshme

Kurba e kapacitetit është ndërtuar në përgjithësi **për të përfaqësuar moden e parë te reagimit te ndërteses** bazuar në supozimin se struktura i përgjigjet një inputi sizmik **kryesisht në modën e saj themelore të vibrimit** (Figura 3.2). Kështu shpërndarja e forcës horizontale ne lartesine e ndërtesës duhet të përputhet me formën e parë modale, forcat anësore ne kate janë proporcionale me **produktin e masës dhe formës modale themelore**:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \cdot V_b \quad (7.1)$$

- m_i është masa e përqendruar dhe ϕ_i zhvendosja ne moden e parë në nivelin e katit te i-të.
- V_b është forca prerese ne bazë dhe korrespondon me shumën e forcave anësore te kateve. Megjithatë, **forma modale themelore zakonisht nuk dihet në fillim**.

Për të përcaktuar përafirimin e parë, ose forma mund të vlerësohet, duke konsideruar qe në varësi të sistemit strukturor, mure apo rama, **forma e parë modale korrespondon me parabolën (zhvendosje nga përkulja)** ose me një linjë pothuajse të drejtë (**zhvendosje nga prerja**), ose **forcat anësore** në përputhje me kodin mund të aplikohen në çdo kat dhe zhvendosjet që rezultojnë përdoren si përafirim i formës së parë modale themelore :

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum m_i h_i} \cdot V_b \quad (7.2)$$

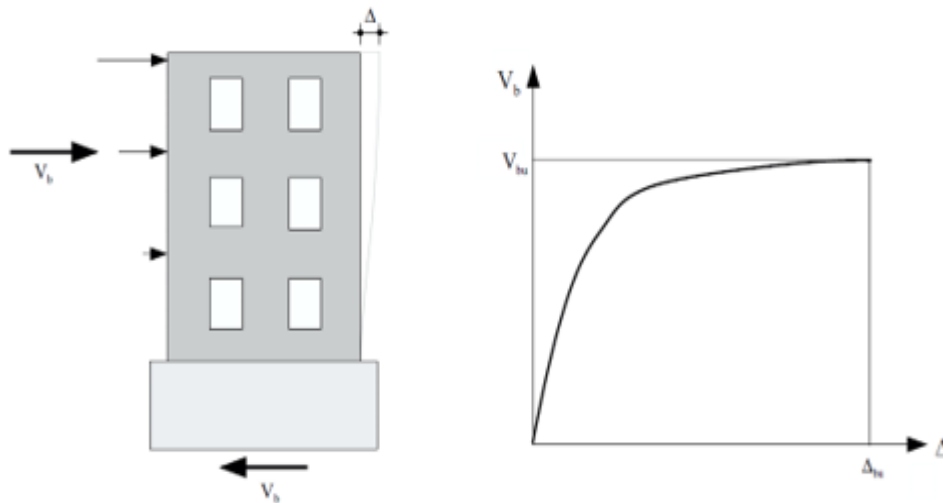


Fig. 7.2- Kurba e kapaciteteve

h_i - është lartësia e katit i -th.

Meqenese rezultatet nuk janë shumë të ndjeshme nga shpërndarja e forcave, çdo shpërndarje e arsyeshme mund të bëhet. Duke rritur forcën totale horizontale që vepron në ndërtesë, ose cvendosjet përkatësisht, kurba e kapacitetit të ndërtesës perfitohet, **duke vizatuar forcën preresë në bazë V_b si funksion të zhvendosjes Δ në krye.** (Figura 3.2).

Si aplikim i forcave horizontale nën veprimin e parë të konsideruar monoton, efektet e ngarkimit ciklik duhet të përfshihen në një hap të mëtejshëm (shih Seksionin 4.2.5 për ndërtesa murature).

7.2.2. – Identifikimi i elementeve strukturore dhe jo strukturore

Në çdo ndërtesë duhet të dallohen elementet strukturore dhe jo strukturore.

Në kontrast me projektimin e një ndërtese, ku sistemi strukturor është i zgjedhur dhe për këtë arsye edhe i njohur, vlerësimi i ndërtesës kërkon se pari identifikimin e sistemit strukturor me të gjitha elementet e tij, meqenese vetëm këto kontribuojnë në kapacitetin e ndërtesës.

Elementet jo-strukturore shtojnë vetëm pesha. Në rastin e ndërtesave të betonit identifikimi i elementeve jo-strukturore zakonisht bëhet pa vështirësi, pasi muret strukturore dhe / ose ramat mund të identifikohen lehtë. Në rastin e ndërtesave me murature, kjo është zakonisht më pak e qartë sepse të gjitha muret (muret e fasadës dhe muret e brendshme) përbëhen nga murature dhe shpesh nuk ka dallim të qartë midis tyre.

Megjithatë, është praktikë e zakonshme që të konsiderohen të gjitha muret me trashësi $t \geq 12$ si mure strukturore, dmth që veprojnë për të mbajtur forcat vertikale dhe horizontale [Ba 94].

Jo të gjitha muret me trashësi $t \geq 12$ duhet të jenë strukturore, veçanërisht në ndërtesat moderne gjithnjë e më shumë mure **jo strukturore** me trashësi $t \geq 12$ ekzistojnë, megjithatë, në mungesë të informacioneve më të hollësishme supozimi më sipër duket i arsyeshëm.

7.2.3 – Terminologjia dhe modelet strukturore

Duke pasur parasysh ndërtesën në figurën 3.4, pavarësisht nga materiali (murature ose beton) terminologjia e përdorur në kuadër të ndërtimit të kurbes së kapaciteteve të një ndërtese jepet në vijim :

1. Muri është përcaktuar si një element strukturor i ndërtesës me gjatësi l_w dhe një lartësi të barabartë në lartësinë e përgjithshme të ndërtesës H_{tot} (treguar nga zona me vija në Figurën 3.4).

2. Një element muri mund të jetë çdo pjesë e tij me gjatësi l_w dhe lartësi h (nuk tregohet në Figuren 3.4).
3. Pieri është një element muri me gjatësi dhe lartësi të barabartë me lartësinë e hapjes kufitare me të, e cila mund të jetë një dritare ose një derë (tregohet nga zonat e hijezuara lehtë).
4. Spandrelat janë ato pjesë të ndërtesës të cilat shtrihen në mes të dy hapjeve në drejtimin vertikal, duke u bashkuar muret në një plan (treguar nga zonat me hije të theksuar).
5. Të gjitha muret në një plan lidhur me nderkatet dhe spandrelat përbëjnë një mur plan. Kështu fasada e një ndërtese përbën një mur plan, po ashtu të gjitha muret në një plan në brendësi të godines

Paneli mur përcaktohet si pjesë e një muri plan me gjatësi çfarëdo dhe lartësi të barabartë me lartësinë e katit (nuk tregohet në Fig. 7.3).

Gjithashtu në figurën 7.3 janë treguar forcat e aplikuara:

6. Forcat ekuivalente horizontale të tërmetit janë supozuar të jenë aplikuar në nivelin e katit ku masa është më e lartë.
7. Ngarkesat vertikale përfshijnë peshën vetiake të strukturës si një forcë vëllimi, dhe mbingarkesat (elemente jo strukturore) dhe ngarkesat e perkoheshme, që zbatohen në nivelet e nderkateve.

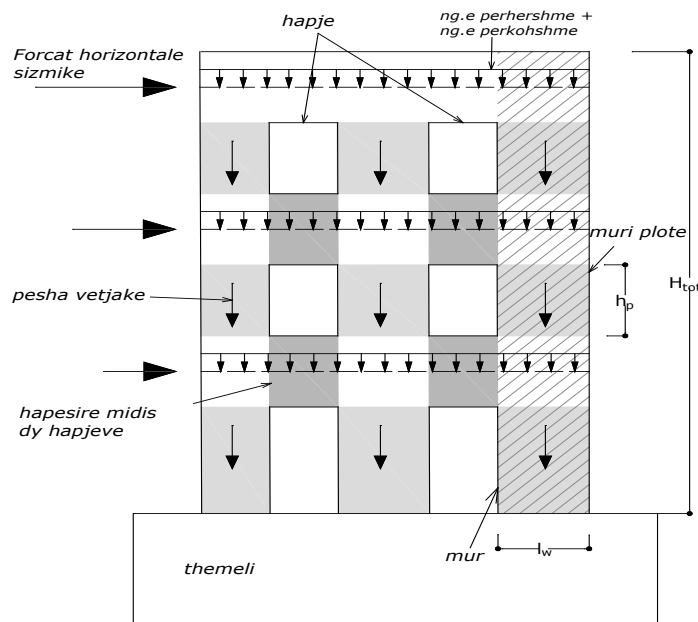


Fig. 7.3 – Emertimet e elementeve të muraturës

Për shkak të faktit se muret janë të bashkuar nga nderkati dhe spandrelat, një efekt i lidhjes (**coupling effect**) është krijuar. Në varësi nga seksioni i spandrels, ky efekt lidhjeje (coupling effect) do të jetë më i madh ose më i vogël. Në mungesë të spandrels ku muret janë të bashkuar vetëm nga katet (zakonisht për ndërtesat prej betoni) efekti i lidhjes është i papërfillshëm dhe muret mund të konsiderohen si mure konsol bashkëveprues. Për spandrelat e thellë (gjenden shpesh në ndërtesat me murature) efekti i lidhjes është i konsiderueshëm dhe duhet të merret parasysh në llogaritje.

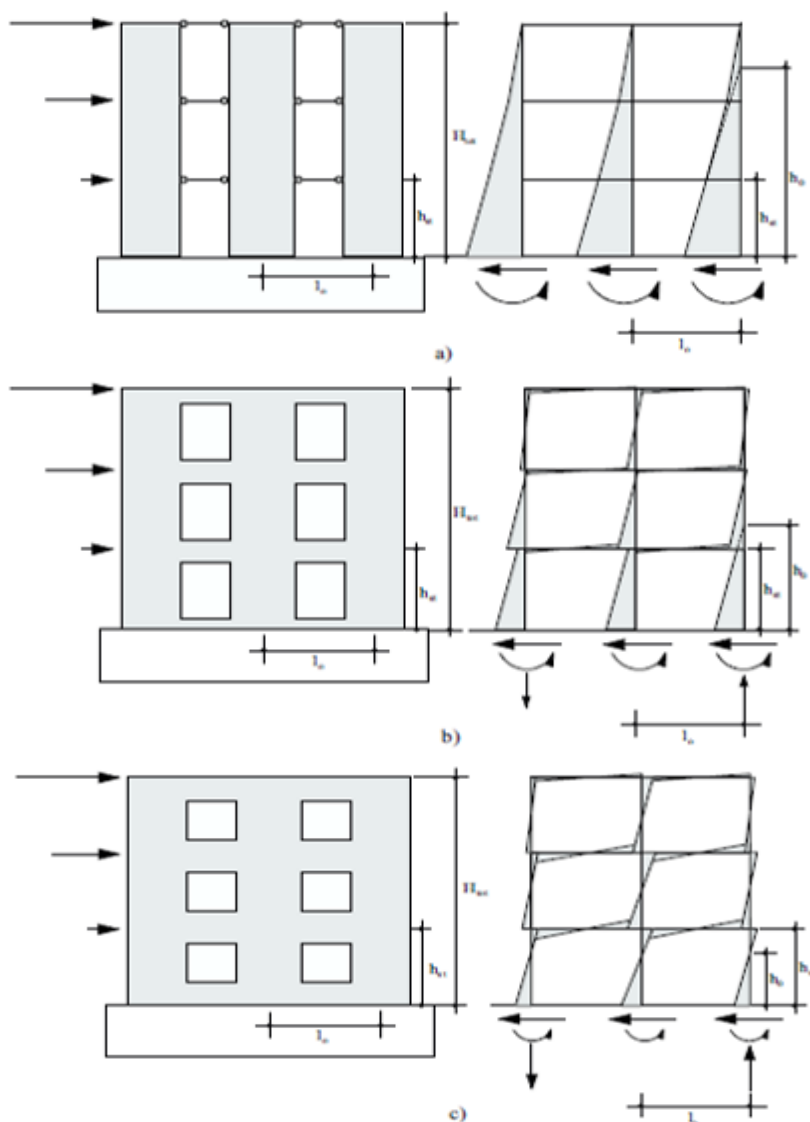


Fig. 7.4- Shpërndarja e momentit perkules për tri raste të mureve të lidhur (coupled walls)

a) efekt i papërfillshëm i lidhjes (mure konsol qe ndërveprojne), b) efekti i ndërmjetëm bashkues dhe c) ndikimi i fortë i lidhjes, për shkak të forcave horizontale të tërmetit dhe reaksionet korresponduse.

Sistemi i mureve të lidhur mund të analizohet duke përdorur një model ramë. Në mënyrë të përgjithshme, çdo mur plan mund të konsiderohet si një sistem i mureve të lidhur, rasti i mureve konsol që bashkëveprojnë është një "rast kufi" ku ngurtësia e spandrels bëhet e papërfillshme në lidhje me ngurtësinë e mureve dhe si pasojë efekti i lidhjes reduktohet në zero.

Figura 3.5 tregon shpërndarjen e momentit perkules për tri raste të mureve të lidhur nën veprimin e forcave horizontale. Figura 7.4 a) tregon rastin kur muret janë bashkuar vetëm nga nderkatet dhe kështu efekti i lidhjes është i papërfillshëm, i gjithë sistemi mund të shikohet si mure konsol që bashkëveprojnë. Figura 7.4 c) tregon rastin e spandrels shumë të thellë që japin një efekt të konsiderueshëm lidhjeje dhe Figura 7.4 b) tregon një rast të ndërmjetem, me një efekt të vogël lidhjeje.

Në rastin e mureve konsol ndërvepruese (Figura 7.4 a), momenti total permbyses për shkak të forcave të aplikuara horizontale perballohet nga muret vetëm, në proporcion me ngurtësinë e tyre, që rezulton me momente perkules shumë të larta në bazën e mureve.

Në rastin e mureve të lidhur fort (strongly coupled) (Figura 7.4 c), momenti total permbyses për shkak të forcave të aplikuara horizontale perballohet kryesisht nga forcat e larta normale në muret e jashtme që rezultojnë nga forcat vertikale prerese të transmetuara nga spandrelat.

Momentet perkules në bazë te mureve për këtë arsye janë mjaft të vogla në krahasim me ato të një muri konsol . Në rastin ndermjetes (Figura 7.4 b) veprimi ramë është më i vogël dhe kështu që një pjesë e momentit total përmbyses që perballohet nga muret është rritur, ndërsa forcat normale janë ulur. Për rama te rregullta, shtrirja e efektit lidhes (coupling effect) mund të shprehet me një parametër të vetëm, lartësia h_0 e momentit te jete zero (Figura 7.4). **Sa më e vogël vlera e h_0 , aq më i madh efekti lidhes.** Për spandrels pafundësisht te ngurtë, vlera kufi e $h_0 = 0.5 \cdot h_{st}$. Kur efekti lidhes ulet, lartësia h_0 e momentit zero rritet, duke u bërë përfundimisht me e madhe se h_{st}

Vlera e h_0 varet nga raporti i ngurtësisë në përkulje e spandrelit ndaj ngurtësisë në përkulje te pierit $(EI_{sp}/l_0)/(EI_p/h_{st})$. Figura 3.6 a) jep raportin e h_0/h_{st} si një funksion i $(EI_{sp}/l_0)/(EI_p/h_{st})$ për një ramë 3x3 (ku numri i parë tregon numrin e mureve dhe numri i dytë numrin e kateve) siç është paraqitur në figurën 7.4 me një lartësi kati uniforme h_{st} , një distancë uniforme midis vijave qendrore të mureve l_0 dhe një shpërndarje te forcave trekëndësh horizontal . Për spandrels shumë të thellë, $(EI_{sp}/l_0)/(EI_p/h_{st})$, raporti i h_0/h_{st} synon në 0.6 për pieret e jashtëm dhe në 0.5 për të brendshmit. Për spandrels shumë fleksibël, h_0 mund të arrijë h_{st} , dhe në gjendjen kufitare kur ngurtësi e spandrels reduktohet në zero, raporti i h_0/h_{st} do të jetë më i madh se një, shpërndarja e momentit perkules te strukturës i afrohet shpërndarja se momentit perkules te mureve konsol bashkëveprues.

Vini re se për h_0/h_{st} , h_0 nuk tregon lartësinë e një pikë të vërtetë të momentit zero, **por korrespondon me lartësinë e momentit zero te ekstrapoluar te pierit.** Transferimi i forcave horizontale te inercisë te kateve mbi muret duhet të sigurohet nga lidhje nderkat-mur. Në rastin e nderkateve prej betoni, lidhja midis nderkatit dhe mureve zakonisht është e mirë, dhe kështu transferimi i forcave horizontale mbi muret mund të garantohet.

Në rastin **e dyshemeve të drurit**, lidhja midis nderkatit dhe mureve mund të jetë shumë e dobët, nëse nuk përmirësohet me nderhyrje të veçanta të tilla si ankorazhe me shufra çeliku, dhe transferimi i forcave mbi muret nuk mund të jetë i garantuar duke cuar në një shpërndarje të pabarabartë te forcave, duke mbisforcuar disa mure, ndërsa të tjerët mbeten pothuajse të pasforcuar. (Kjo, nuk është analizuar në vijim).

7.2.4 NDERTIMI I KURBAVE te kapacitetit

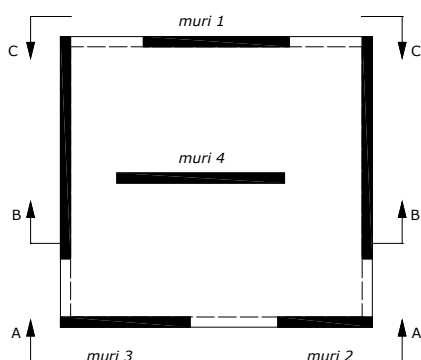


Figure 7.5.1 - Godina fiktive shembull (Planimetria)

Supozohet se një mur mbart vetëm forca prerese rreth boshteve të tij të forta (**strong axes**); kapaciteti në prerje për akset e dobët është lënë pas dore.

Duke supozuar se nderkatet janë krejtësisht te ngurtë në planin e tyre, duke siguruar zhvendosje te barabartë të mureve në nivelet e kateve, kurba e kapacitetit te godines në një drejtim mund të

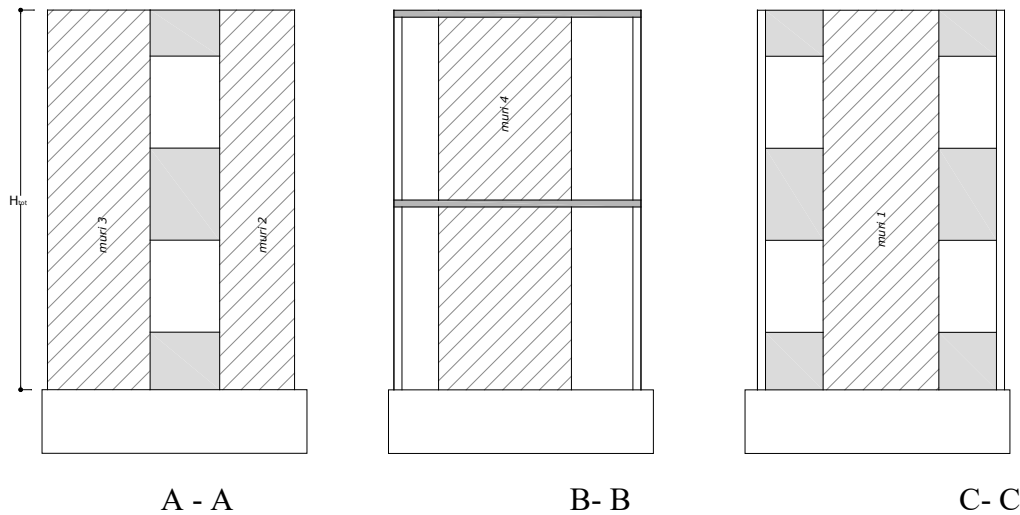


Figure 7.5.2 - Godina fiktive shembull (Pamjet)

merret nga superpozimi i kurbave te kapacitetit e të gjitha mureve që veprojnë në këtë drejtim:

$$V_b(\Delta) = j \sum V_j(\Delta) \quad (7.3)$$

j është indeksi i murit , $j = 1 \dots n$, duke qenë n numri i përgjithshëm i mureve që veprojnë në një drejtim. Kjo është e lejuar për aq kohë sa gjeometria e ndërtesës është relativisht e rregullt dhe efektet ne perdredhje mund të neglizhohen.

Figura 7.5.1 tregon planin dhe tre pamje ne lartesi te një ndërtese shembull, fiktive. Duke marrë ne analize drejtimin x , katër muret qe veprojnë në këtë drejtim mund të identifikohen, dmth muri 1, muri 2, 3 dhe 4. Kontributi i dy mureve në drejtimin y është lënë pas dore. Muri 3 dhe muri 2 qëndrojnë në një plan që përbën një mur plan te ndërtesës (fasada plan e murit). Muri 1 përbën planin e dytë mur të ndërtesës (edhe një mur fasadë plan).

Muri 4 përbën një mur plan të tretë në brendësi të ndërtesës. Gjithashtu te dhena jane tre pamje ne lartesi të ndërtesave sipas akseve A-A, B-B dhe C-C. Në dy muret e jashtëm plan të cilat përbëjnë dy fasadat (A-A dhe C-C) spandrelat janë disi të thellë, duke prodhuar një efekt të konsiderueshëm lidhjeje, ndërkohe qe në planin e brendshëm (B-B) muri është “ lidhur “ vetem nga nderkatet duke çuar në një efekt shumë të reduktuar te lidhjes (coupling) .

Kurba përkatëse e kapacitetit siç tregohet në figurën 7.7 jepet nga:

$$V_b(\Delta) = V_1(\Delta) + V_2(\Delta) + V_3(\Delta) + V_4(\Delta) \quad (7.4)$$

Duke përdorur një përafrim linear të kurbës se kapaciteteve të ndërtesës fiktive te marre si shembull, ngurtësia e pjeses lineare elastike k korrespondon me shumën e ngurtësive efektive të mureve;

$$k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} = \sum_j k_{effj} \quad (7.5)$$

V_{bm} është kapaciteti ne prerje dhe Δ_{by} zhvendosja max. nominale ne rrjedhshmeri e ndërtesës (Figura 3.8). Në rastin e treguar në figurën 3.8 kjo çon në një ngurtësi të ndërtesës k :

$$k = k_{eff1} + k_{eff2} + k_{eff3} + k_{eff4} \quad (7.6)$$

Për këtë arsye, për të përcaktuar kurbën e kapaciteteve të ndërtesës, duhet të përcaktohet së pari kurba e kapacitetit të mureve.

Për kurbën e kapaciteteve të një muri, një përafrim bilinear përdoret, me një pjesë lineare elastike, deri në pikën ku kapaciteti ne prerje i murit arrihet dhe me një pjesë krejtësisht plastike me zero ngurtësi (Figura 3.8).

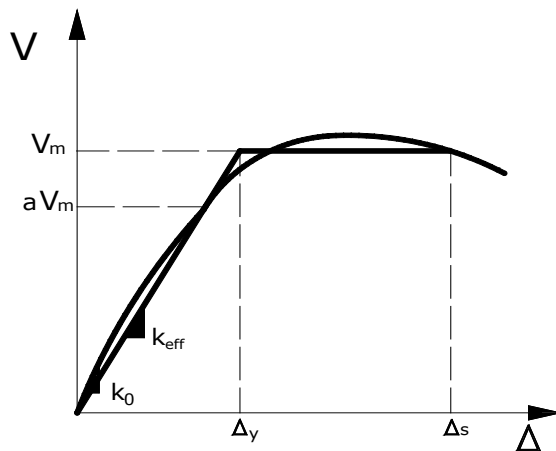


Fig 7.6- Kurba e kapaciteteve e nje muri te vetem

Kështu, kurba e kapacitetit bilinear e një muri përcaktohet nga tre parametra,

- kapaciteti ne prerje V_m i murit,
- zhvendosja nominale e rrjedhshmerise në krye të murit Δ_y dhe
- zhvendosja nominale E FUNDME në krye të murit Δ_u

Ato janë përcaktuar në varësi të materialit të murit, murature apo beton i armuar.

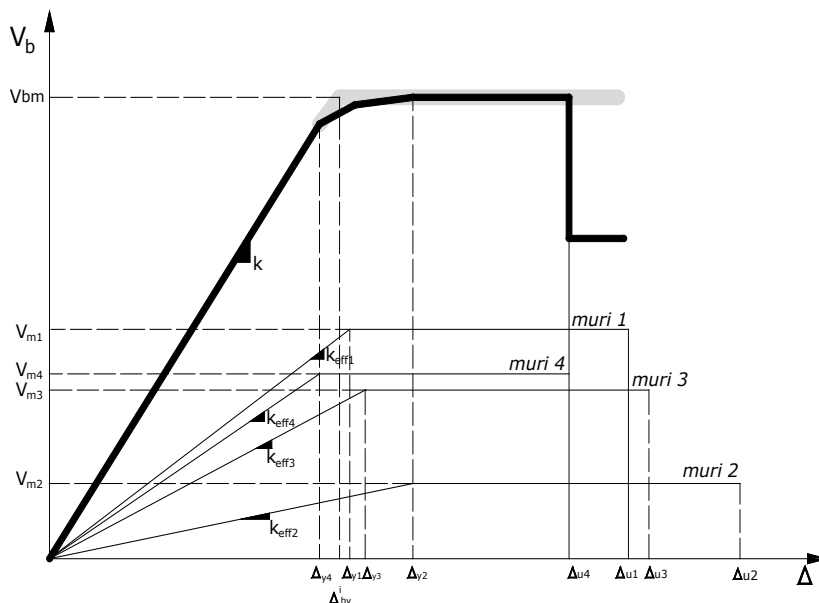


Fig 7.7- Kurba e kapaciteteve per godinen fiktive shembull (fig. 7.5)

7.3 - KERKESA SIZMIKE

Kërkesa sizmike përcaktohet duke përdorur një spektër reagimi. Një spektër reagimi paraqet reagimin maksimal të një sistemi me një shkallë lirie (NJSHL) si funksion të frekuencave të veta. Tradicionalisht në inxhinierinë e tërmetejeve një spektër reagimi i nxitimit është përdorur për projektimin e bazuar në forcat dhe procedurat e vlerësimit. Kohët e fundit, projektimi dhe

procedurat e vlerësimit janë fokusuar më shumë në zhvendosjet dhe deformimet të cilat konsiderohen të jenë parametrat më të rëndësishëm. Përdorimi i një spektri reagimi të zhvendosjeve duket si më i përshtatshëm. Megjithatë, përveç frekuencave shumë të vogla ($f < 0.2\text{Hz}$) është në fuqi marrëdhënia e mëposhtme e thjeshtë :

$$S_a \approx \omega^2 \cdot S_d \quad (7.7)$$

ku S_a dhe S_d janë përshpejtimi dhe zhvendosja spektrale respektivisht

$$\text{dhe } \omega = 2\pi f$$

është frekuenca përkatëse rrethore, (f është frekuenca në Hz).

Duhet të theksohet se edhe pse spektri i reagimit është konsideruar të jetë i vlefshëm për një rajon të tërë, ai varet nga kushtet lokale në terren dhe mund të ndryshojë në mënyrë të konsiderueshme edhe brenda një rajoni. Ky efekt merret parasysh në projekt-skenarin e tërmetit nëpërmjet mikrozonimit.

Kohët e fundit përdorimi i reagimit spektral në formatin ADRS është bërë gjithnjë e më popullor. Siç tregon emri, ky është një diagram ku nxitimi spektral është vizatuar kundrejt zhvendosjes spektrale. Vizat që dalin nga origjina e këtij diagrami kanë periode konstante.

Avantazhi i këtij formati është se kapaciteti dhe kërkesa mund të vizatohen në të njëjtën diagram duke lejuar një zgjidhje grafike. Megjithatë, duhet theksuar se kjo është vetëm një paraqitje e ndryshme e të dhënave të njëjta, ajo nuk jep informacion të mëtejshëm. Përdorimi i të dyja formateve, gjithsesi është zgjedhja e inxhinierit. Në vijim, spektri i reagimit të zhvendosjes do të përdoret për të paraqitur të dhëna sizmike gjatë kësaj pune.

Përdorimi i spektrit të reagimit supozon se ndërtesa, e cila mund të shihet si një sistem me shume shkalle lirie (SHSHL), ku masat janë përqendruar në nivelet e kateve dhe masa e mureve është e ndarë në mes të dy niveleve sipër dhe poshtë (Figura 3.11), mund të përshkruhet nga një sistem ekuivalent me një shkalle lirie NJSHL i karakterizuar nga një masë ekuivalente dhe nga një ngurtësi ekuivalente, që ka të njëjtën frekuencë themelore si sistemi SHSHL:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} \quad (7.8)$$

Nëse ngurtësia k e strukturës reale e marre nga përafrimi linear i kurbës së kapaciteteve të ndërtesës (Figura 3.8 dhe Ekuacioni 3.5) është përdorur si ngurtësi ekuivalente k_E e sistemit NJSHL:

$$k_E = k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} \quad (7.9)$$

Masa ekuivalente jepet si :

$$m_E = \sum m_i \Phi_i \quad (7.10)$$

në të cilën m_i është masa e përqendruar dhe Φ_i është zhvendosja e modes së parë e katit të i -të, e normalizuar si zhvendosje e modes së parë në katin me të lartë, $\Phi_n = 1$.

Lartësia ekuivalente është :

$$h_E = \frac{\sum h_i m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \quad (7.11)$$

në të cilën h_i është lartësia e katit të i -te.

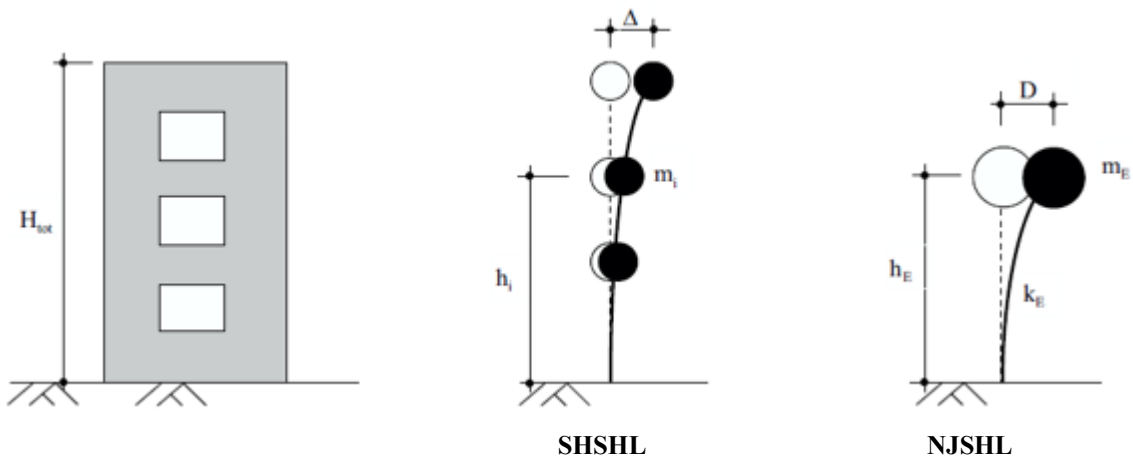


Fig. 7.8 Sistemi ekuivalent NJSHL i atij me SHSHL

Çdo vlerë e sistemit SHSHL mund të transformohet drejt një sistemi ekuivalent NJSHL duke përdorur ekuacionin e mëposhtëm:

$$Q = \Gamma \cdot Q_E \quad (7.12)$$

Q - përfaqëson vlerat në sistemin SHSHL (force prerese në bazë V_B , zhvendosje në krye Δ) dhe Q_E paraqet vlerat në sistemin ekuivalent NJSHL (forcën F_E , zhvendosjen D , me zhvendosjen maksimale të shënuar si S_d).

Γ - është faktori i pjesëmarrjes modale i përcaktuar si :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (7.13)$$

Dy qasje të ndryshme ekzistojnë për të marrë kërkesën për zhvendosjen në krye të ndërtesës duke marrë parasysh sjelljen jolineare të ndërtesës. Njëra është përdorimi i spektrit të kërkeses inelastike, tjetra është përdorimi i spektrit me shuarje të madhe elastike. Duke përdorur spektrin e kërkesës inelastike, kërkesa për zhvendosjen në krye të ndërtesës Δ_D (kati i n -te), në lidhje me zhvendosjen ekuivalente elastike është :

$$\Delta_D = c_n * \Delta_{be} \quad (7.14)$$

Kjo është ilustruar në Figurën 3.12 ku tregohen relacioni force prerese në bazë – zhvendosje në krye, për sjellje lineare elastike dhe për sjellje jolineare. Konstantja c_n mund të përcaktohet si një funksion i faktorit të reduktimit të rezistencës R dhe i kërkesës për duktilitet μ_D :

$$c_n = \mu_D / R \quad (7.15)$$

μ_D është përcaktuar si :

$$\mu_D = \Delta_D / \Delta_{by} \quad (7.16)$$

Dhe faktori R i reduktimit të rezistencës mund të paraqitet si :

$$R = V_{be} / V_{bm} \quad (7.17)$$

$$\text{Me } V_{be} = k * \Delta_{be} = k * \Gamma * S_d (f_i) \quad (7.18)$$

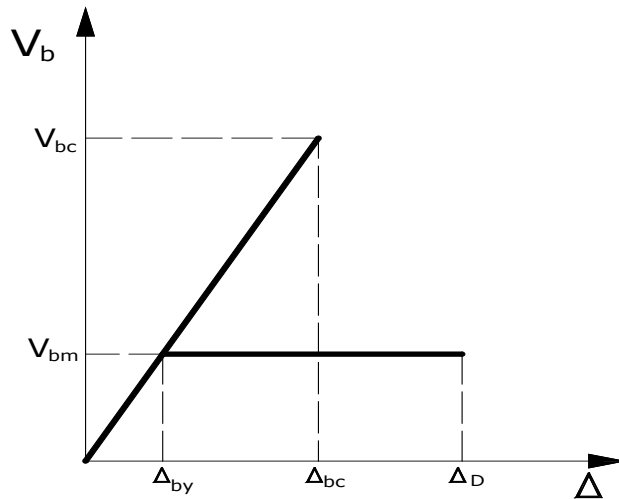


Fig. 7.9- Relacioni forca prerese ne baze - zhvendosje ne krye për sjellje lineare elastike dhe sjellje jolineare.

I pari që ka studiuar këtë lloj marrëdhënieje ka qene Newmark et al. [VN 60] [VNC 65]. Bazuar në spektrin e reagimit elastik dhe joelastik te termetit te 18 majit 1940, ata vrojtuan se :

- i) në rendin e frekuencave të ulëta, një sistem elastik dhe një sistem inelastik kanë përafërsisht të njëjtën zhvendosje maksimale;
- ii) në rendin e frekuencave te ndërmjetme , parimi i ruajtjes së energjise jep një përafrim mjaft te mirë, dmth zona poshte në diagramen force prerese ne bazë - zhvendosje në krye e diagrames se sistemit linear elastik është e barabartë me zonën forcen prerese ne bazë - zhvendosje në krye ne diagramen e sistemit jolinear.
- iii) në rendin e frekuencave të larta, sistemi elastik dhe sistemi inelastik kanë të njëjten force.

Në një mënyrë të thjeshtuar, këto rezultate mund të paraqiten si funksion i frekuencës;

- i) Parimi i zhvendosjes maksimale të barabartë , i vlefshem për $f_1 < f_{c2}$:

$$R = \mu_D \quad (7.19)$$

- ii) Parimi i energjisë së barabartë, i vlefshem për $f_1 > f_{c2}$:

$$R = \sqrt{2\mu_D - 1} \quad (7.20)$$

- iii) $f_1 > 33\text{Hz}$: $R=1$ (7.21)

Rasti i tretë zakonisht nuk zbatohet për ndërtesat. Të dy frekuencat kufizuese f_{c1} dhe f_{c2} varen nga duktiliteti i sistemit dhe vlera karakteristike e spektrit elastik. Vlerat tipike janë :

$$f_{c1} = 1.4 \text{ Hz} \text{ dhe } f_{c2} = 2.0 \text{ Hz.} \quad (7.22)$$

Për frekuenca midis f_{c1} dhe f_{c2} , R është marrë nga interpolimi midis dy ketyre principeve. Këto rezultate nuk duhet të konsiderohen si "te saktë", por më tepër si prezantuese te një prirje mesatare. Megjithatë, mospërputhjet nuk janë të pazakonta. Duke gjetur konstanten c_n zhvendosja e kerkuar D_D në krye të ndërtesës(n katëshe), mund të merret nga ekuacioni i mëposhtem:

$$\Delta_D = c_n * \Gamma * \varphi_n * S_d(f_1) \quad (7.23)$$

φ_n korrespondon me zhvendosjen e modes se parë ne katin e kreu (ne katin e n-të) të sistemit SHSHL.

Marrëdhënie të tjera $R-\mu_D-f_1$ janë zhvilluar, bazuar në të njëjtin parim.

Vidic e al. [VF 94] propozoi relacionin vijues $R-\mu_D-f_1$:

$$R = \begin{cases} 1.35(\mu_D - 1)^{0.95} * \frac{T_1}{T_0} + 1, & T_1 \leq T_0 \\ 1.35(\mu_D - 1)^{0.95} + 1, & T_1 > T_0 \end{cases} \quad (7.24)$$

$$T_0 = 0.75\mu_D^{0.2} \cdot T_c \leq T_c$$

T_c është perioda karakteristike e lekundjes se dheut dhe zakonisht përkufizohet si perioda e tranzicionit nga [segmenti kostant i nxitimit te spektrit të reagimit tek segmenti kostant i shpejtësisë se spektrit](#) .

T_1 është perioda themelore e ndërtesës $T_1 = 2\pi/f_1$

Shumë marrëdhënie të tjera $R - \mu_D - f_1$ ekzistojnë, një pasqyrë e mirë është dhënë nga Miranda dhe Bertero [MB 94] dhe Chopra dhe Goel [CG 99]. Ajo është konsideruar shpesh si pengesë e madhe e të gjitha metodave që nuk e perkojnë ndryshimin në frekuencën themelore me rritjen e sjelljes jolineare ose te karakteristikave hysteretike te shpërndarjes së energjisë. Me rritjen e dëmeve, ngurtësia reduktohet dhe kjo do të ndikojë drejtpërdrejt në frekuencën themelore (dhe kështu ne reagimin spektral) dhe rritjen e shuarjes. Gjithashtu duke u fokusuar në zhvendosjen si nje parametër i rëndesishem, ndjehet se:

- [Qasja e spektrit joelastik](#) fokusohet shumë tek [rezistenca](#) (strength).
- Në qasjen e dytë, bazuar në parafrimin e struktures zëvendësuese - të Shibata dhe Sozen [SS 76], kërkesa per zhvendosjen në krye të ndërtesës është gjetur [nga një spektër elastik me shuarje te larte](#) dhe me ngurtësi ekuivalente qe i korrespondon ngurtësisë ne prejje:

$$k_{equ} = \frac{V_m}{\Delta_D}. \quad (7.25)$$

Ngurtësia ekuivalente varet nga zhvendosja e kërkuar në krye (top) dhe ilustron faktin se [kapaciteti i një ndërtese dhe kërkesa sizmike](#) nuk janë të pavarura. Duhet të theksohet se ngurtësia ekuivalente korrespondon [vetëm me pikën e fundit të reagimit](#), pavaresisht nga ngurtësia fillestare dhe ndryshimi në ngurtësi gjat rruges se ngarkimit.

Pika kritike e procedurës është përdorimi i spektrit elastik me shuarje shumë te larte. Eurokodi 8 [EC8] propozon faktorin e mëposhtem te korigjimit për spektrin e reagimit për vlera te shuarjes të ndryshme nga 5% qe shpesh është adoptuar në studimet mbi projektimin e bazuar ne zhvendosjen [Ca 99] [BCA 01] :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \beta_{equ}}}. \quad (7.26)$$

β_{equ} - është shuarja ekuivalente viskoze e cila korrespondon me një kombinim të shuarjes viskoze që është e natyrshme në strukturë (zakonisht merret si 5%) dhe shuarjes hysteretike që lidhet me zonën brenda lakut te hysterezise dhe për këtë arsye varet nga kërkesa per duktilitet. [Mënyra më e zakonshme për të përcaktuar shuarjen viskoze ekuivalente është që të vëre shenjën e barazimit midis energjisë se shpërndarë \(humbur\) në një lak hysterezie të strukturës ndaj energjisë se një sistemi viskoz ekuivalent](#) [Ch 95] duke rezultuar në :

$$\beta_{equ} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{s0}} + \beta_v. \quad (7.27)$$

- E_D eshte energjia e shpërndarë (thithur) nga shuarja që i korrespondon zonës brenda lakut te hysterezis

- E_{s0} është energjia maksimale e terheqjes
 - β_v është shuarja viskoze që i korespondon reagimit elastik.
- Shibata dhe Sozen [SS 76] propozuan relacionin e mëposhtem për të llogaritur shuarjen viskoze ekuivalente bazuar në testet dinamike të elementeve të betonit të armuar dhe ramave një katëshe:

$$\beta_{equ} = 20 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_D}}\right) + \beta_v. \quad (7.28)$$

Figura 3.13 tregon një krahasim të qasjeve të ndryshme, ku kërkesa për zhvendosjen në krye të ndërtesës jepet si funksion i përshpejtimit pik të terrenit. Efektet e jolinearitetit merren në konsideratë duke përdorur parimin e energjisë së barabarte, relacionin $R - \mu D - f_l$ të propozuar nga Vidic et al. [VF 94] dhe perafrimin e struktures zëvendësuese.

Diskutimi i këtyre qasjeve shkon përtej qëllimit të kësaj pune. Inxhinieri duhet të jetë i vetëdijshëm se qasje të ndryshme ekzistojnë, megjithatë, për qëllime të projektit me skenar tërmetin, ndryshimi i rezultateve është me pak rëndësi dhe rrjedhimisht (since) qasja e parë që përdor parimin e energjisë së njejte dhe principin e zhvendosjes së njejte, jep një formulim të drejtperdrejte të zhvendosjes së kërkuar në krye, e cila do të përdoret në vijim.

7.4- FUNKSIONI I CENUESHMERISE

Duke ndryshuar "intensitetin" e kërkesës sizmike përmes rritjes së vazhdueshme të zhvendosjes spektrale nga zero e në vijim, kërkesa për zhvendosjen e ndërtesës rritet vazhdimisht duke ndjekur ekuacionin (3.22) dhe kurba $S_d(f_1) - \Delta$ është perfituruar (Figura 3.15). Megjithatë, ky nuk është ende një funksion i cenueshmerise .

Vetëm kur dëmi është marrë parasysh, funksioni i cenueshmerise është perfituruar (Figura 3.1). Prandaj, zhvendosja në krye duhet të shoqërohet me një kufi të dëmtimit. Qasje të ndryshme ekzistojnë, shpesh duke përdorur matje sasiore ku dëmi është shprehur si një përqindje ndaj shkatërrimit total [ATC 13] ose si një pjesë e kapacitetit të deformimit të fundem [FG 96]. Është ndjerë nga autori se këto matje sasiore nuk janë shumë të përshtatshme për projekte me skenar tërmetin, ku interesi lidhet më tepër me humbje monetare dhe viktima. Një përshkrim cilësor i dëmit për këtë arsye është sugjeruar bazuar në klasifikimin e dëmit të propozuar nga Shkalla Makrosismike Evropiane [EMS 98] që e ndan dëmtimin në 5 shkalle duke filluar nga dëmtime të papërfillshme në shkatërrim.

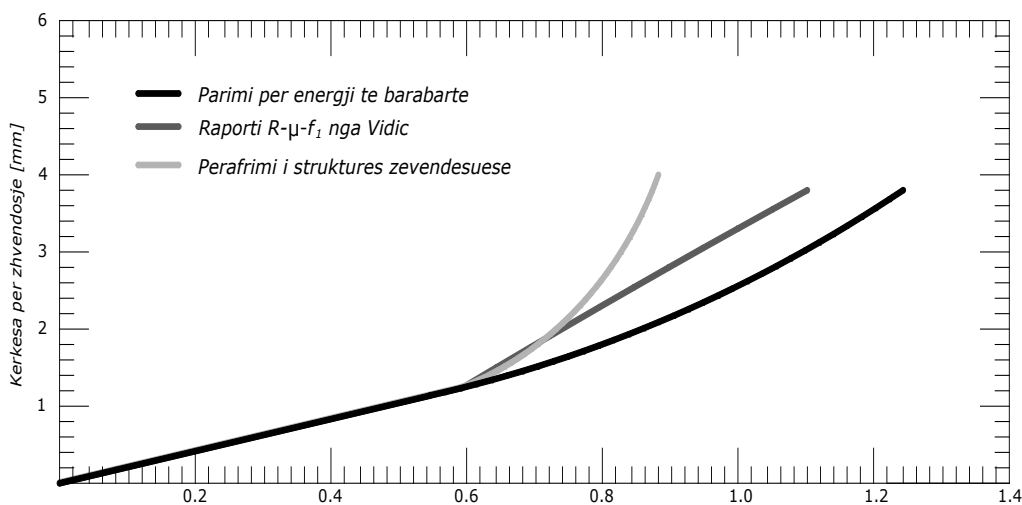


Fig. 7.10- Krahasimi i qasjeve të ndryshme për të marrë në konsideratë efektet e jolinearitetit

Një kopje e këtij klasifikimi të dëmtimit është dhënë në shtojcën A1. Në mënyrë që të përdorni këto shkalle dëmtimi, "treguesat", duhet të përkufizohen se **përcaktojnë një pikë në kurbën e kapaciteteve** të ndërtesës në të cilën objekti hyn në klasën e ardhshme të dëmtimit. Kjo është treguar në figurën 3.14 me reference kurbën e kapaciteteve të ndërtesës imagjinare –shembull të Figurës 3.8.

Parametri kryesor i përdorur si tregues është dëmi strukturor, duke kontrolluar në mure te veçanta, si dhe në të gjithë ndërtesën. Përcaktimi i treguesve bëhet veçmas për strukturat e muratures (Seksioni 4.2.7) dhe veçmas për strukturat e betonit (Seksioni 5.5).

Duke futur treguesit e shkalleve të dëmtimit nga Figura 3.14 në marrëdhënien $S_d(f_1)-\Delta$ funksioni i cënueshmerise është marrë (Figura 3.15). Funksioni i cënueshmerise është linear për $\Delta < \Delta_{by}$, mqs kurba e kapaciteteve të ndërtesës për $\Delta < \Delta_{by}$ është në zonen lineare elastike (Figura 3.14), dhe prej këtu $c_n = 1$ në ekuacionin (3,22). Për $\Delta > \Delta_{by}$ kurba e kapaciteteve të ndërtesës është në rajonin plastik dhe prandaj $c_n = \mu_D / R$ në ekuacionin (3,22). Për ndërtesat me $f_1 \geq f_{c1}$ funksioni i cënueshmerise është rjedhimisht jolinear për $\Delta > \Delta_{by}$

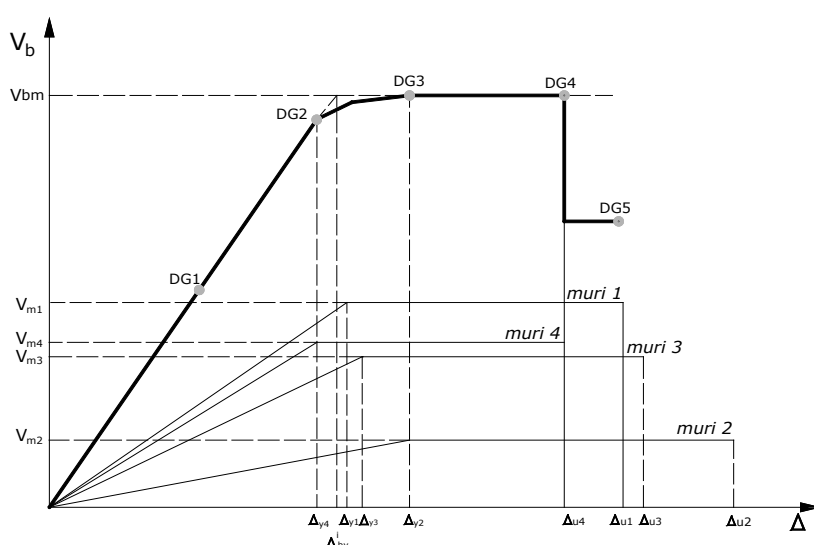


Figura 7.11 - Kurba e kapaciteteve të ndërtesës fiktive shembull të Fig. 7.8, duke përfshirë edhe shkallet e dëmtimit.

Përdorimi i këtyre shkalleve të dëmtimit lejon një interpretim "vizual" të tij, kjo në varësi të objektit dhe praktikës lokale. Edhe viktimat janë rjedhim i gjendjes fizike të ndërtesës.

7.5 VULNERABILITETI I GODINAVE PREJ MURATURE

7.5.1 Kurba e kapacitetit e muratures prej tulle

Në bazë të nenit 3.5.4, kurba bilineare e kapacitetit të një muri përcaktohet nga tre parametra, forca maksimale prerese e murit V_m , zhvendosja nominale e rrjedhshmerise në krye të murit Δ_y dhe zhvendosja nominale e fundme në krye të murit Δ_u .

Në tre seksionet e ardhme është demonstruar se si mund të përcaktohen këto tre parametra për një mur tulle. Në vijim, edhe pse strukturat e muratures nuk kanë rrjedhshmeri, **pika tranzitore mes zones lineare elastike dhe asaj të përkryer plastike e kurbes bilineare të kapaciteteve do të referohet si "pikë rrjedhshmerie" në analogji me strukturat prej betoni të armuar.**

Sipas përcaktimit (Figura 3.4), një mur përbëhet nga disa pier në kat, të ndara nga zona relativisht të ngurta. Ai vijon se kapaciteti i një muri është përcaktuar nga kapaciteti i pierit që shkaterrohet i pari. Rajonet e nyjeve si dhe spandrelat nuk janë marrë në konsideratë, duke

supozuar se ata mund të pranojnë forcat e brendshme që janë të nevojshme për kushtet e ekuilibrit. Siç është përmendur tashmë, ky nuk është realisht rasti për spandrelat të cilat zakonisht nuk do të jenë në gjendje të mbajnë forcat e kerkuara për ekuilibrin në pikat e rjedhshmerise te pierit te pare te pademtuar, por qe ka pesuar plasaritje. Kjo mund të konsiderohet në një mënyrë shumë të thjeshtuar duke pranuar një ngurtësi të reduktuar të spandrelit, duke marrë kështu në llogari një efekt të reduktuar bashkimi (coupling) për shkak të formimit të te çarave te hereshme ne spandrel.

Një model më kompleks mund të marrë në konsideratë kapacitetin e spandrel-it. Prandaj, për të llogaritur kurbën e kapaciteteve të një muri, kapaciteti i një pieri me lartësi h_p dhe gjatësi l_w është konsideruar fillimisht. Figura 4.7 është në thelb një përsëritje e Figures 4.4, ku elementi mur tani është një pier.

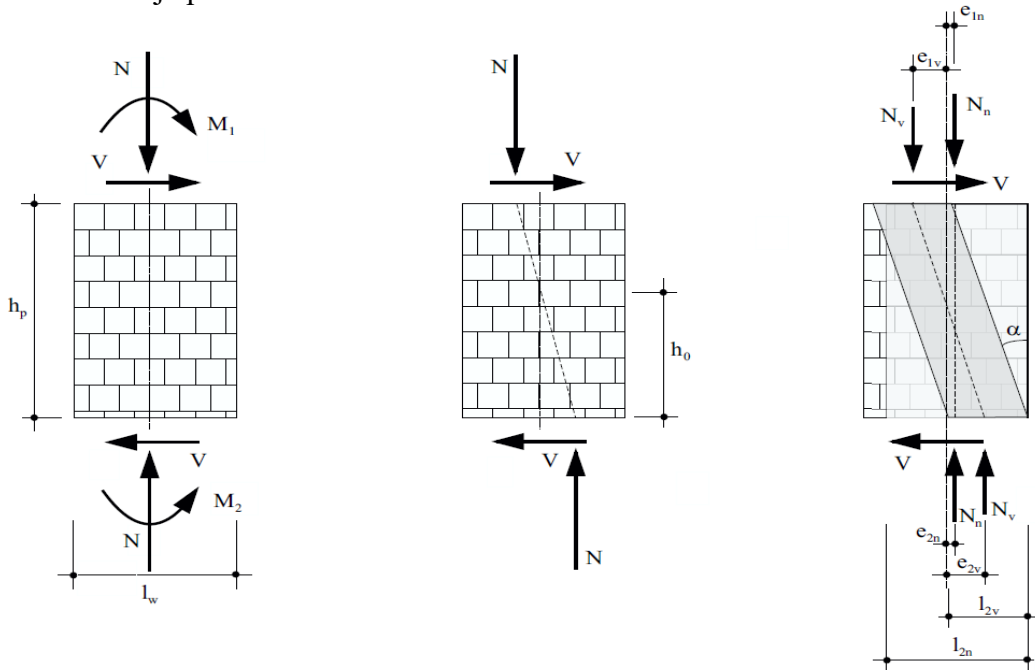


Fig. 7.12- Geometria e pier + forcat e aplikuar

Për shkak të efektit lidhes, spandreli në një lartësi h_0 do të ketë një moment zero (shif shpërndarjen e momentit te rames në Figurën 3.5). Varësia e h_0 nga ngurtësia e spandrels është diskutuar në seksionin 3.5.3. Në vijim është supozuar se h_0 / h_p silllet si h_0 / h_{st} dhe kështu vlerat nga Figura 3.6 mund të përdoren. h_0 matet gjithmonë nga fund i elementit përkatës. Në rastin e zonave të fundme të lidhjes kjo çon në një gabim që rritet me rritjen e dimensionit të zonave të nyjeve dhe me uljen efektit te lidhjes (coupling). Prandaj, një spandrel i thellë dhe kështu një rritje e dimensionit te nyjes shkaton nje rritje te efektit te lidhjes (coupling) dhe anasjelltas, gabimi do të jetë i vogël dhe për këtë arsye është neglizhuar në vijim. Në rastin e treguar në figurën 4.7 $h_0 < h_p$ tregon një efekt tepër të fortë lidhjeje. Për të marrë parasysh reduktimin e efektit bashkues për shkak të formimit të te çarave të hershme në spandrel është propozuar një reduktim ne ngurtësi i spandrel me 50%. Për një vlere të dhënë te h_0 , M_1 dhe M_2 mund të shprehen në termat e V :

$$M_1 = V * (h_0 - h_p) \quad (7.29)$$

$$M_2 = V * h_0 \quad (7.30)$$

Për $h_0 < h_p$, momenti perkules në pier ndryshon shenjën e tij si në rastin e Figura 4.7. Për $h_0 > h_p$, momenti perkules nuk ndryshon shenjën e tij. Ky është rasti në Figurën 4.4.

Duke marrë M_1 dhe M_2 nga ekuacionet (4.18) dhe (4.19), teorema e kufirit më të ulët te plastici- tet, siç shpjegohet në seksionin 4.2.1, mund të përdoret për të llogaritur kapacitetin ne prerje te pierit, me $h = h_p$.

Ky pier i muratures që arrin pikën kufitare i pari, nën shpërndarjen e dhënë te forcave, përcakton kapacitetin ne prerje te te gjithë murit. Në shumicën e rasteve ky është pieri ne katin perdhe , por në rastet kur ka një variacion të lartë në ngurtësi dhe në masë, ne lartësinë e ndërteses, një pier në mes te lartësise mund të arrije gjendjen kufitare i pari.

Siç shpjegohet në Seksionin 3.5.4, një përafrim bilinear është përdorur për kurbën e kapaciteteve të një muri (Figura 3.9) me nje pjese lineare elastike mbi pikën ku kapaciteti ne prerje V_m i murit është arritur dhe një pjesë të përkryer plastike me zero ngurtësi. Në realitet reagimi i muratures është kryesisht jolinear; ndersa dëmi për shkak të plasaritjeve rritet, muratura peson njekohesisht degradim te rezistences dhe ngurtësise. Megjithatë, për qëllime praktike një përafrim bilinear është përdorur shpesh për të idealizuar sjelljen ne prerje te muratures prej tulle. Ngurtësia efektive e pjesës lineare elastike mund të përcaktohet duke përdorur një ngurtësi sekante ne αV_m , me $0.6 < \alpha < 0.75$ dhe duke zgjedhur V_m te tille, qe kurba bilineare te jete ekuivalente e kurbës eksperimentale, në kuptimin energjistik [CM 97].

Krahasimet me rezultatet eksperimentale [GT 84] tregojnë se në këtë rast një faktor reduktimi i ngurtësise prej 0.5 në 0.7 është i përshtatshem:

$$k_{eff} = (0.5 \div 0.7)k_0 \quad (7.31)$$

Figura 7.13 tregon formën elastike te zhvendosjes ne një ndërtese me murature gjashtë-katëshe, për shkak të një force të shpërndarë trekëndëshe, horizontale, duke përdorur analizen ramë. Mund të shihet se zhvendosja në pjesën e poshtme, eshte me pak se do të pritej, për një strukturë rame. Kjo i detyrohet faktit qe muret në një strukturë murature janë tepër masive dhe kështu kushtet e ndërtimit në bazën e ndërtesës bëhen më te rëndësishëm, se sa në rastin e strukturave rame, prej betoni, ku kolonat janë disi të holla. Gjithashtu e dhene eshte cvendosja, duke perdorur nje drift konstant ne lartësinë e ndërteses, të barabartë me driftin ne katin e pare dhe mund të shihet se ky përafrim i thjeshtë jep rezultate të mira për zhvendosjen ne krye.

k_0 - është ngurtësia e murit pa plasaritje.

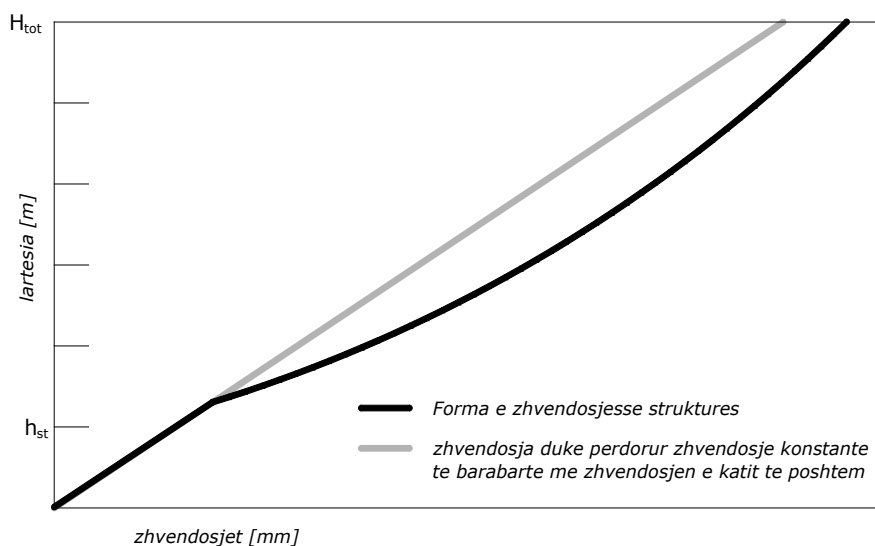


Fig.7.13- Diagrama e zhvendosjes e një ndërtese prej murature gjashtë-katëshe për shkak të një force të shpërndarë horizontale trekëndore.

Duke përdorur supozimin e driftit te vazhdueshem δ ne lartësinë e ndërtimit H_{tot} , zhvendosja elastike Δ ne krye të një muri mund të shkruhet si më poshtë:

$$\Delta = \delta * H_{tot} \quad (7.32)$$

Drifti δ mund të llogaritet duke përdorur parimin e **punës virtuale**. Duke pasur parasysh një pier me lartësinë h_p , me pikën zero të momentit në një lartësi h_0 , momenti perkules dhe forca prerese e shpërndare për shkak të a) forcave reale dhe b) një force njësi virtuale, janë paraqitur në figurën 4.9. Supozohet se drifti i katit të parë është në fakt i barabartë me driftin në pier. Në realitet, zhvendosja mbi katin një nuk është uniforme. Pieret, si pjesa më e dobët e një muri, do të deformohen me shumë, ndërsa në zonat e bashkimit, janë mjaft të ngurtë dhe do të deformohen me pak. Prandaj, supozimi i një drifti të vazhdueshëm të barabartë me driftin e pierit mbivlerëson devijimin linear elastik. Megjithatë, për qëllime të kësaj metode vlerësimi, rezultatet janë mjaft të mira (shih krahasimin me rezultatet eksperimentale në Seksioni 4.4).

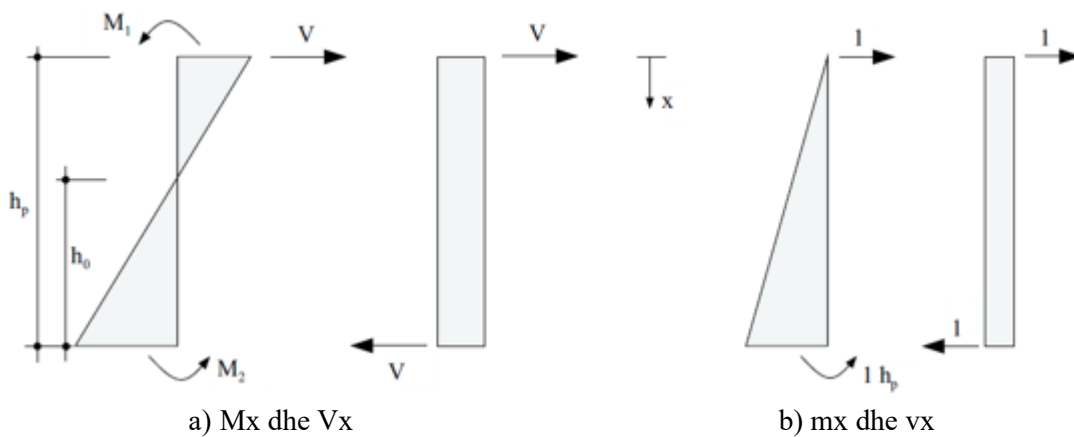


Fig. 7.14 Shpërndarja e momentit perkules dhe e forces prerese ne fund te pierit të murit për shkak të: a) forcave reale dhe b) një force njësi virtuale

Deformimi horizontal në majë të pierit në drejtimin e forcës njësi mund të llogaritet:

$$d = \int_0^{h_p} \frac{M(x) * m(x)}{EI_{eff}} dx + \int_0^{h_p} \frac{K * V(x) * v(x)}{GA_{eff}} dx \quad (7.33)$$

Me: $M(x) = M_1 + V \cdot x, V(x) = V, m(x) = x$ dhe $v(x) = 1$

EI_{eff} dhe GA_{eff} janë ngurtësia efektive në përkulje dhe ngurtësia efektive në prerje për pjerin, respektivisht. Duke zëvendësuar shprehjet për $M(x)$, $V(x)$, $m(x)$ dhe $v(x)$ në ekuacionin (4,22) dhe duke integruar nga zero deri tek h_p përfitohet zhvendosja në majën e pierit.

$$d = \frac{V * h_p^3}{3 * EI_{eff}} + \frac{M_1 * h_p^2}{2 * EI_{eff}} + K * \frac{V * h_p}{GA_{eff}} \quad (7.34)$$

k - është një faktor forme që varet nga forma e veçantë e seksion terthor. Për një seksion terthor drejtkëndësh $k=6/5$

Duke zëvendësuar ekuacionin (4.18) për M_1 dhe duke pjesëtuar me lartësinë h_p të pierit merret kjo shprehje për driftin δ :

$$\delta = V * \left(\frac{h_p * (3h_0 - h_p)}{6 * EI_{eff}} + \frac{V * h_p}{GA_{eff}} \right) \quad (7.35)$$

Zhvendosja Δy , ne prapen e cvendosjes se rrjedhshmerise, ne krye te murit, mund te percaktohet si zhvendosje per $V = V_m$, duke perdorur Ekuacionet (4.24) dhe (4.21):

$$\Delta y = V_m * H_{tot} * \left(\frac{h_p * (3h_0 - h_p)}{6 * EI_{eff}} + \frac{\kappa}{GA_{eff}} \right) \quad (7.36)$$

Edhe pse Figura 4.9 tregon momentin perkules dhe shperndarjen e forcës prerese per $h_0 < h_p$, ekuacioni (4.24) është gjithashtu i vërtetë për rastin kur $h_0 > h_p$, meqënese kushtet kufitare përcaktohen plotësisht nga h_0 .

Pika në të cilën forca prerese ne mur arrihet, nuk nënkupton domosdoshmërisht shkatërrimin e murit. **Muraturat e paarmuara nuk duhet të konsiderohen te brishta**; në fakt, matja e sjelljes se elementeve te murit tregoi se **muratura e paarmuar mund të zoteroje kapacitet të konsiderueshëm për deformimet plastike. Deformime plastike sa tetëfishi i deformimeve te rrjedhshmerise janë vërejtur!** Bazuar në një sjellje elastike te përkryer-plastike, zhvendosja e fundme rrjedhimisht mund të shprehet :

$$\Delta u = \mu_w * \Delta y \quad (7.37)$$

μ_w - është duktiliteti i murit. Në seksionin e ardhshëm, duktiliteti i muratures do te diskutohet

7.5.2 DUKTILITETI i strukturave prej murature

Përkufizimi i duktilitetit është i bazuar në një sjellje lineare elastike-të përkryer plastike dhe është përcaktuar **si raport i totalit të deformimit ELASTO-plastike ndaj deformimit elastik në rrjedhshmeri** :

$$\mu = \frac{u}{y} \quad (7.38)$$

Në rastin e strukturave të betonit të armuar është e zakonshme për të dalluar në mes të duktilitetit lokal [duktiliteti i kurbatures, duktiliteti ne perdredhje] dhe duktilitetit te sistemit [duktiliteti ne zhvendosje]. Për muraturen e paarmuar është e përshtatshme te behet dallimi midis duktiliteteve te meposhteme :

- i) Duktiliteti ne zhvendosje i një elementi te murit μ_{WE}
- ii) Duktiliteti ne zhvendosje i një muri μ_w
- iii) Duktiliteti ne zhvendosje i ndërtesës μ_Δ

Duktiliteti zvogelohet nga i) ne iii): $\mu_{WE} > \mu_w > \mu_\Delta$

- Duktiliteti i muratures se pa armuar **nuk është duktilitet në kuptimin tradicional të tille si duktiliteti i betonit të armuar, i cili rrjedh nga deformimi plastik i celikut te armatures**. Këtu, duktiliteti sipas definicionit (4.27) **eshte perftuar nga rrëshqitja relative e elementeve të murit gjate plasaritjeve** pa humbje të konsiderueshme në qendrueshmëri (rezistence). Ky është funksion i sforcimit veprues normal σ_n , i gjeometrise qe shprehet nga raporti h/λ_w , i cilesive materiale, të shprehura nga rezistenca ne shtypje f_{mx} dhe kushtet kufitare bc:

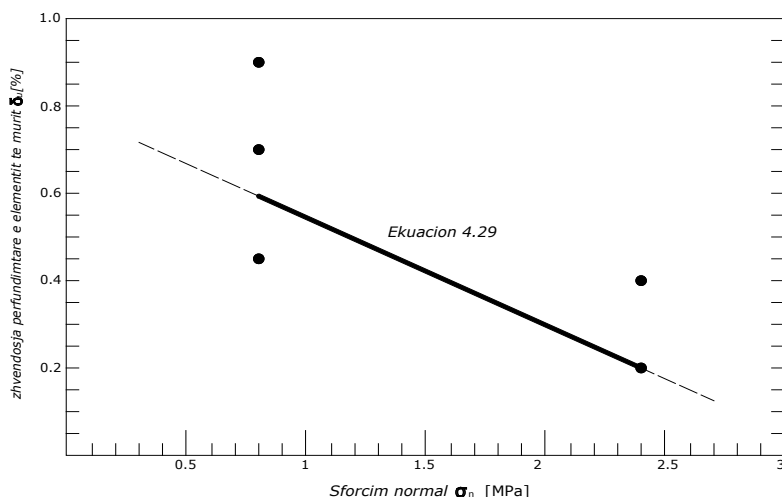


Figura 7.15 - Marrëdhënia në mes të driftit përfundimtar dhe sforcimit normal te elementeve te murit, testuar në *ETH Zürich*

$$\mu = \mu\{\sigma_n, h/l, w, f_{mx}, bc\} \quad (7.39)$$

Varësia e duktilitetit nga sforcimi normal është përcaktuar nga ana sasiore duke përdorur rezultatet e elementeve te muratures testuar në ETH Zürich nga Ganz [GT 84]. Duke përdorur një interpolim linear te rezultateve të testit (Figura 4.10), **drifti përfundimtar** i një elementi mur, δ_u (në [%]) është përcaktuar si një funksion i sforcimit normal σ_n (ne [MPa]) që vepron mbi elementin mur:

$$\delta_u = 0.8 - 0.25 \sigma_n \quad (7.40)$$

Duktiliteti I elementit te murit merret ahere nga :

$$\mu_{WE} = \delta_u / \delta_y \quad (7.41)$$

Duke përcaktuar fillimisht driftin e fundem është më e besueshme, sepse vlera e μ_{WE} varet nga pika e rrjedhshmerise, e cila nderkohe përfshin **pasiguri të larta**.

Ekuacioni (4.29) ilustron faktin se **për forca aksiale te vogla të çarat zakonisht kalojnë nga nyjet horizontale (bed joints)** sipas një modeli diagonal; pjesët e vecuara te murit mund të rrëshqasin mbi njëra-tjetren duke rezultuar në deformime të mëdha relative pa humbje të konsiderueshme të rezistencës.

Për forca aksiale të larta, **të çarat kalojnë permes njësive tulla** dhe si rezultat pjeset e ndara të murit tentojne të rrëshqasësh me deformime te vogla poshtë, përgjatë sipërfaqeve të rregullta te plasaritjeve. Mjese testet u kryen të gjitha me mostra të provës me të njëjtën gjeometri (mure me të njëjtën lartësi, gjatësi dhe trashësi) dhe me të njëjtën forcë shtypese normale me llacin e lidhjes, $F_{max}=8.25\text{MPa}$, **as ndikimi i gjeometrisë, as ndikimi i rezistencës shtypese tek duktiliteti nuk mund te studiohet**.

Ndikimi i gjeometrise u zbulua nga testet ciklike statike në mostrat e provës te muratures me raport te ndryshem te dimensioneve të kryera në Qendrën e Kërkimeve të Përbashkët të Komisionit Evropian, Ispra, Itali [AMM 94].

Rezultatet tregojnë se në elemente mur, me **raport të lartë** te dimensioneve, moda e lekundjes con në **kapacitete të larta te driftit**, pa **degradim të dukshëm të rezistences**.

Elementet mur **me raport të ulet** te dimensioneve, nderkohe, kanë tendencë **të dështojnë** në prerje, duke çuar në reduktim te kapaciteteve te driftit.

Per të marrë parasysh sjelljen e ndryshme të elementeve të muratures, me raporte të ndryshme të dimensioneve, është sugjeruar të rritet, ose zvogëlohet kapaciteti i fundem i driftit të një pieri, në mënyrën e mëposhtme, të thjeshtuar:

$$\delta_u = \begin{cases} 0.8 * (0.8 - 0.25\sigma_n) & \frac{h_p}{l_w} < 0.5 \\ 0.8 - 0.25\sigma_n & 0.5 < \frac{h_p}{l_w} < 1.5 \\ 1.2 * (0.8 - 0.25\sigma_n) & \frac{h_p}{l_w} > 1.5 \end{cases} \quad (7.42)$$

Kjo, megjithatë ka nevojë për hetime të mëtejshme, sidomos duke pasur parasysh shpërndarjen e energjisë në moden lëkundëse dhe implikimet e saj në faktorin R të reduktimit të rezistences. Një kufi i sipërm i duktilitetit të një elementi mur është vendosur në $\mu_{WE} \max = 12$. Në shumë raste, ku muret janë mjaft të hollë, është zakonisht fundi i pierit që i pari arrin kushtet kufitare dhe hyn në gjendjen plastike. Duke supozuar se pjesa e sipërme tek muret si dhe spandrelat mbeten elastike, një mekanizëm pier ndikues (pier sway mechanism) është formuar (seksioni 5.4.3). Kjo është ilustruar në figurën 4.11. Nga Figura 4.11 kemi :

$$\Delta_u = \Delta_y + (d_u - d_y) \quad (7.43)$$

d_y - është zhvendosja në krye të murit, në pikën e rrjedhshmerise, Δ_y është zhvendosja e murit në krye, në pikën e rrjedhshmerise të pjesës së poshtme të pierit (që korespondon me pikën e rrjedhshmerise të të gjithë murit), d_u është deformim i fundem i pjesës së poshtme të pierit:

$$d_u = \mu_{WE} \cdot d_y \quad (7.44)$$

Kështu duktiliteti, për zhvendosjen e murit, mund të konkludohet duke pranuar një formë lineare elastike zhvendosje:

$$\mu_{WE} = 1 + h_p / H_{tot} * (\mu_{WE} - 1) \quad (7.45)$$

Pranimi i një mekanizmi ndikimi të pier-it, mund të çojë në vlerësim disi konservativ të zhvendosjeve përfundimtare. Një mekanizëm me plasticitet të pjesshem të spandrel-it duket nderkohe i konsideruar i vlefshëm. Megjithatë, kjo kërkon marrjen parasysh të kapacitetit të spandrel-it i cili nuk është marrë parasysh në këtë punim.

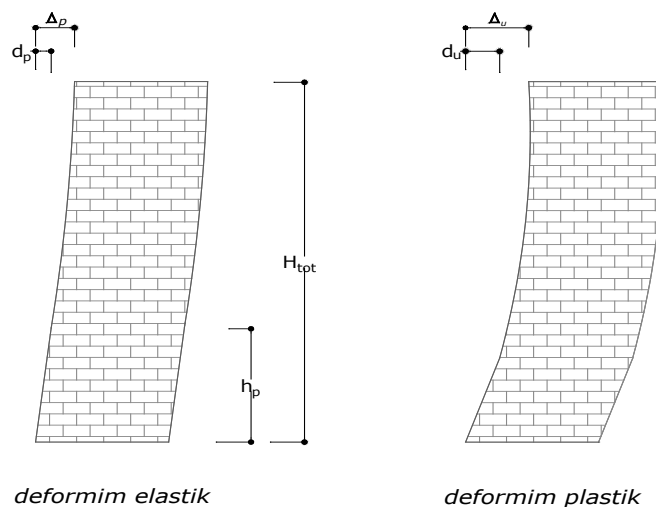


Fig 7.16- Deformimi i muratures se tuelles

Në rastin e mureve te shkurter, kombinuar me forca normale te vogla, është pjesa e sipërme që arrin e para kushtet kufitare, përcaktuar nga rrëshqitja përgjatë shtreses së llacit. (Ekuacioni (4,15)).

7.5.3 CILESITE E MURATURES

Në rastet kur një vlerësim I detajuar, për një ndërtesë individuale ekzistuese, është i nevojshëm, për shembull, për të vendosur mbi strategjitë e rikonstruksionit, vetite e sakta të muratures duhet të jenë te njohura. Një shumëllojshmëri e testeve jo shkatërruese dhe butesisht shkatërruese ekzistojnë, te cilat mund të aplikohen në kantier për vlerësimin sasior të parametrave kritike të sjelljes së muratures [Ma 00] [CKM 96]. Testet jo destruktive përfshijnë **termografine dhe radarin**, të përdorura për të gjetur nyjet e dëmtuara dhe boshlleqet, dhe **tomografine** zanore që përdor shpejtësinë e valëve, si një vlerësim i rezistencës së materialit.

Metodat shkatërruese pjesërisht përfshijnë:

- testet njëfish me krik te sheshtë, për matjen ne kantjer te sforcimevet dhe moduleve të elasticitetit.
- testin e dyfishtë, me krik te sheshtë, për matjen e rezistencës së mat aleve, dhe
- testin e depertimit për të matur ne kantjer forcen prerese te nyjeve horizontale (bed joints).

Testet ne kantier (in situ) për vlerësimin e parametrave kritike do të thotë **shpenzime të larta**, si financiare, ashtu dhe në kohë. **Vlefshmëria është e kufizuar në ndërtesën e caktuar që konsiderohet**. Prandaj, nuk është shumë e përshtatshme për projektet me skenar tërmeti. Në vijim, një mënyrë shumë e thjeshtë është përshkruar si të nxirren vetitë e muratures, duke dhënë vitin e ndërtimit. Kjo është një vlerësim shumë i përafërt, bazuar në dokumentet e vjetra, me objektivin për të përfshirë tendencën e përgjithshme në kryerjen e muratures. Për një ndërtesë individuale, ky vlerësim mund të çojë në rezultate shumë të gabuara; mesatarisht, megjithatë, vetite e muratures duhet të vlerësohen me saktësi mjaft të mirë për qëllim të projektit me skenar tërmetin, ku një numër i madh i ndërtesave duhet të vlerësohen, dhe kështu sjellja mesatare e një grupi të ndërtesës është me interes se sjellja e një ndërtesë individuale.

Ndryshe nga materiale të tjera, muratura karakterizohet nga një larmi e madhe e materialeve të saj përbërës dhe nga rëndësia e bashkeveprimit të tyre në vetite e saj. Edhe pse është bërë shumë progres në vitet e fundit në fushën e modeleve përbërës, **nuk ekziston një model i besueshëm analitik që të lidhi vetitë e materialeve përbërës (gur dhe llaç) me vetite e muratures rezultante**. Megjithatë, testet eksperimentale për njësi murature në laborator kanë dhënë informacion të vlefshëm mbi ndikimin e disa parametrave dhe prioritetin e tyre.

Në vijim jemi përqendruar në muraturen e rregullt me tulla argjile (shkurt murature me tulla), duke qene ky materiali kryesor për ndërtesat e banimit. Edhe pse një nga materialet ndertimore më të vjetra dhe me të përhapura në botë, **përdorimi i muratures me tulla është dokumentuar keq, projektet jane bazuar në përvojën dhe udhëzime shumë të përafërta**. Hulumtimi është disi i kufizuar, interesi është rritur vetëm në pak dekadat e fundit, dhe procedura uniforme për të përcaktuar vetitë e muratures me tulla nuk ekzistojnë prej shume kohesh.

Kërkesat materiale në lidhje me rezistencën në shtypje të njësive tulla, llaçi i përdorur dhe rezistenca e tij kryesore si edhe sforcimet e lejuara janë paraqitur në tabelën 6.1.- 6.4.

Tab. 7.1- Kerkesat per Materialet e muratures se tules sipas SIA 113, 1943 [10]

	Rezistenca ne shtypje e njësive te tules f_b [MPa]	Sforcimet e lejuara [MPa]		
		Llac cementi $f_m = 20$ [MPa]	Llac gelq.- cement $f_m = 3$ [MPa]	Llac gelqere $f_m = 1$ [MPa]
Njesi normale tulle (N)	22	1.4	0.9	0.6
Njesi tulle e grades larte (H)	35	2.2	1.3	0.8

Tab. 7.2- Kerkesat per Materialet e muratures se tulles sipas SLA 113, 1965 [10]

	Rezistenca ne shtypje e njesive te tulles f_b [MPa]	Rezistenca nominale e murat. [MPa]	
		Llac cementi $f_m = 20$ [MPa]	Llac gelq.- cement $f_m = 3.5$ [MPa]
Njesi normale tulle (BN)	15	-	3.0-5.5
Njesi tulle e grades larte (BH)	25-35	8.5-15	5.0-9.5
Njesi tulle speciale (BS)	40	16-25	-

Tab. 7.3- Kerkesat per Materialet e muratures se tulles sipas SLA 177, 1980 [10]

	Rezistenca ne shtypje e njesive te tulles f_b [MPa]	Rezistenca nominale e murat. [MPa]	
		Llac cementi $f_m = 20$ [MPa]	Llac gelq.- cement $f_m = 3.5$ [MPa]
Njesi normale tulle (TN)	20	6.0-10	3.0-5.5
Njesi tulle e grades larte (TL)	25-35	10-15	-
Njesi tulle speciale (TS)	40	16-23	-

Tab. 7.4- Kerkesat per Materialet e muratures se tulles sipas SLA 177, 1995 [10]

	Rezistenca ne shtypje e njesive te tulles f_b [MPa]	Rezistenca ne shtypje e llacit f_m [MPa]	Rezistenca ne shtypje e muratures f_{mx} [MPa]
Murature tulle (MT)	28	15	8
Mur me tulla te lehta (MTL)	14	5	4

▪ KAPITULLI 8- ANALIZA PUSHOVER PËR VLERËSIMIN SIZMIK TË GODINAVE ME MURATURE. [8]

8.1 - ANALIZA STATIKE JOLINEARE E NDERTESAVE ME MURATURE

Modeli i përshkruar këtu, analize e thjeshtuar e ndërtesave me murature, shkurt SAM (Simplified Analysis of Masonry), u konceptua për analizën globale të ndërtesave të reja dhe ekzistuese me murature, në të cilat **mekanizmi rezistent udhëhiqet nga reagimi në plan i mureve**. Mekanizmi i kolapsit për shkak të reagimit dinamik **jashtë planit** nuk konsiderohet në model, dhe do të vlerësohet në modelim të veçantë. Analiza globale sizmike e një ndërtese me murature mbajtëse ka kuptim në qoftë se mjetet e duhura, siç **janë lidhjet ose rrjetat e trarëve, parandalojnë kolapsin lokal dhe global jashtë planit**, i cili përndryshe do të ndodhë para kohe edhe në intensitet të ulët sizmik. Ky model është zhvilluar për herë të parë për strukturat plane [Magenes dhe Della Fontana, 1998], dhe shtirre më pas për ndërtesa tre-dimensionale [Magenes, 1999]

Duke marrë në konsideratë një mur tulle shume katesh, ngarkuar në plan nga forcat horizontale, nëse gjeometria e hapjeve është mjaft e rregullt, është e mundur që ai të idealizohet si një rame

ekuivalente, e perbërë nga elementet vertikale (**piers**), elementet trare (**spandrels**), dhe elementet e nyjeve të bashkimit (Fig.1). Elementet vertikale (pier) dhe elementet horizontale (spandrels) janë modeluar si elemente tra-kolonë, me deformim në prerje, ndërsa elementet nyje janë menduar pafundësisht rezistente dhe të ngurtë, dhe janë modeluar si **lidhje të ngurta** në skajet e elementeve spandrel dhe pier.

Elementi pier është menduar të ketë një sjellje ELASTO-plastike, me deformim të kufizuar. Elementi tregon një sjellje lineare elastike derisa një nga kriteret e mundshme të shkatërrimit është plotësuar. **Idealizimi ELASTO-plastik për afron peshjtjellesen e rezistencës eksperimentale nën veprimet ciklike.** Mekanizmat e mëposhtëm të shkatërrimit janë parashikuar :

Shkatërrimi nga perkulja ose nga "lekundja" ndodh kur momenti M në ndonjë nga pjesët fundore të gjatësisë efektive të pier arrin momentin e fundem M_u , i cili është funksion i forcës aksiale, gjeometrise së seksionit dhe rezistencës në shtypje të muratues f_u . Një carnjere plastike është krijuar në seksion kur M_u është arritur.

Plasaritja diagonale e prerjes është përcaktuar si më e vogla midis rezistencave lidhur me shkatërrimin e llaçit lidhes dhe tules njësi, sipas asaj që propozohet në [Magenes dhe Calvi, 1997].

Kur kriteri për shkatërrimin është plotësuar, deformimi plastik prerës ndodh si në figurën 2, ku një θ_u limit tek rrotullimi max i kordes është vendosur, përtej së cilit rezistenca është zëruar.

Rotullimi i kordes shprehet si shumë e deformimit në perkulje dhe i deformimit në prerje $\theta = \varphi + \gamma$, shif (Fig. 3) dhe është **një përgjithësim i konceptit të driftit për kushte jo-simetrike kufitare** të një pieri që i nënshtrohet perkuljes dhe prerjes. Një kufi i sugjeruar për muratuesen e pa armuar është $\theta_u = 0.5\%$

Prerja nga rrëshqitja mund të ndodhë në ndonjë nga pjesët fundore të seksionit të pier-it, dhe është funksion i rezistencës së nyjes shtrat (horizontale) dhe shtrirjes së plasaritjes së perkuljes në seksion. Një deformim elastik, për shkak të prerjes nga rrëshqitja, është modeluar në mënyrë të ngjashme me rastin e plasaritjeve diagonale në prerje. Shprehjet e plota për kriteret e rezistencës mund të gjenden në [Magenes dhe Calvi, 1997] dhe [Magenes dhe Della Fontana, 1998]. Kriteret e shkatërrimit janë të tilla që rezistenca në perkulje është **jo-zero** vetëm në prani të **shtypjes aksiale**. Tensioni qendror nuk është i lejuar, dmth ngurtësia aksiale e pier është zëruar për deformimin në tërheqje qendrore.

Elementi spandrel është formuluar në mënyrë të ngjashme me elementin pier, duke marrë parasysh orientimin e ndryshëm të nyjeve shtrat (horizontale) në lidhje me forcë aksiale. Mekanizmat e mundshme të shkatërrimit janë **perkulja dhe prerja**. Për shkatërrimin në perkulje formulimi është identik me elementin pier. Për rezistencën në prerje, konsiderohet se, për shkak të hapjeve lart dhe nën elementin spandrel, nyjet horizontale kanë sforcim normal pothuajse zero, dhe për këtë arsye rezistenca në prerje prodhohet vetëm nga kohezioni. Sjellja jolineare e spandrels, në kolaps nga prerja, shihet në fig. 4 në të cilën degradimi i rezistencës parashikohet për vlerat e rritura të deformimit në prerje.

Nga kuptimi i parametrave α , γ_1 , γ_2 është e mundur për të marrë një shumëllojshmëri të sjelljeve, nga elastik i brishtë, në elastik të përkryer plastik. Kjo hipotezë themelore, më e artikuluar, lejon të merret parasysh tendenca për një sjellje më shumë e brishtë, post-pik e spandrelave, në krahasim me pieret, e cila ka njëfarë rëndësie në rezultatet.

Për të analizuar ndërtesa tre-dimensionale, modeli plan u zgjerua [Magenes, 1999] duke formuluar ligjet themelore të pierave dhe spandrelave në tre dimensione, duke pranuar një sjellje të pavarur të pierit ose spandrelit në dy plane ortogonale kryesore, paralel me boshtin e elementit. Sjellja jashtë planit është modeluar në mënyrë të ngjashme me sjelljen në-plan. Muret e përbëra (p.sh. muret që nderpriten ortogonalisht) janë dekompozuar në mure të thjeshta me seksion terthor drejtkëndësh. Nëse muret që nderpriten janë efektivisht të lidhura, është e mundur të simulohet një lidhje që karakterizon një offset të pershtatshëm rigjid dhe të imponohet vazhdimësia e zhvendosjeve në skajet e offsetit të ngurtë, në nivelet e nderkatit.

Një çështje e rëndësishme është konsideruar mundësia për të modeluar praninë e trarëve unazore b/a , roli i të cilëve mund të ndikojë në masë të madhe në lidhjen mes piereve. Trarët unazore janë modeluar si elemente kornizë ELASTO-plastike, të cilat mund të degjenerojnë në perkulje, me cerniera plastike. Lidhjet e çelikut mund të modelohen si elemente trare ELASTO-plastike. Diafragma e ngurtë e nderkatit mund të stimulohet duke imponuar një kufizim kinetik në nyjet në nivelin e katit.

8.2-VERIFIKIMI I METODEDES

Aplikimet e para të metodës [Magenes dhe Della Fontana, 1998] janë bërë në mure dy dhe tre-katëshe, duke krahasuar rezultatet me ato që u morën nga analiza jo-lineare, me elemente të fundem, e sforcimeve plane, e permiresuar me një ligj specifik themelor për muraturat e pa armuara me tulla [Gambarotta dhe Lagomarsino, 1997].

Në analiza të tilla (një shembull është dhënë në figurën 5) një perputhje shumë e mirë nga rezultatet e dy metodave u gjet në aspektin e mekanizmit të përgjithshëm sforcim-keputje, duke provuar që në metodën SAM një sjellje elastike e brishtë i spandrelave që shkatërrohen në prerje ishte pranuar.

Edhe pse një supozim i tillë është konservativ dhe më konsistent me simulimet me element të fundem, ka pak informacione eksperimentale në sjelljen pas pikut të spandrelave të paarmuar, nënshtruar veprimeve ciklike, kështu që çështja se cila hipotezë e modelimit është më realiste ende kërkon referenca të qarta eksperimentale.

Edhe pse çështja e modelimit nuk është vendimtare për godina një ose dy-katëshe, ajo mund të ketë një ndikim të fortë mbi rezultatet për ndërtesat me më shumë se dy kate.

Janë bërë analiza të mëtejshme me një mur pesë-katësh, për të vlerësuar ndikimin e disa hipotezave të modelimit, në lidhje me rezistencën dhe ngurtësinë e elementëve bashkues, [trarëve unazore [perimetrale](#) dhe [spandrelave prej murature](#)]. Muri pesë katësh (Figura 6), është marrë nga një ndërtesë ekzistuese me tulla, me trare b.a. të vazhdueshëm në çdo kat, në qytetin e Catanias, ndërtuar rreth vitit 1952. Një mur i tillë iu nënshtrua një “modeli” të forcave sizmike, gradualisht në rritje, proporcionale me një skalar, duke përdorur supozime të ndryshme në lidhje me elementet bashkues, siç përshkruhet në Tabelën 1. Për të perballuar një zbutje të mundshme të strukturës, para se të arrihet rënia globale, analizat janë kryer duke kontrolluar zhvendosjen e një pike të vetme të një sistemi të jashtëm, të përcaktuar statikisht, forcat sizmike të shpërndara në katet e të cilit ruajne raportin e dëshiruar midis forcave.

Rezistencat globale të llogaritura (forca prerese maksimum në bazë V_{max}) në analiza të ndryshme janë përmbledhur në **Tabelën 1**, dhe kurbat e plota forca- zhvendosje janë referuar në **figurën 7**.

Ndryshimi në rezistencë është mjaft i rëndësishëm, duke treguar **se ndikimi i elementeve bashkues** në rezistencën e një muri shumekatësh është relativisht shumë, **50% deri 100%**. Në të njëjtën kohë, mekanizmi global i shkatërrimit i murit mund të variojë nga një mekanizëm kati (në katin përdhe ose në katin e fundit) në një përmbysje globale të mureve konsol (në rastin G, ku nuk ka prani të trareve b.a.unazore), siç pasqyrohet nga profilet e zhvendosjes në figurën 8. Një shumëllojshmëri e tillë e rezultateve tregon se si roli i elementeve bashkues **nuk duhet të neglizhohet** në një analizë sizmike.

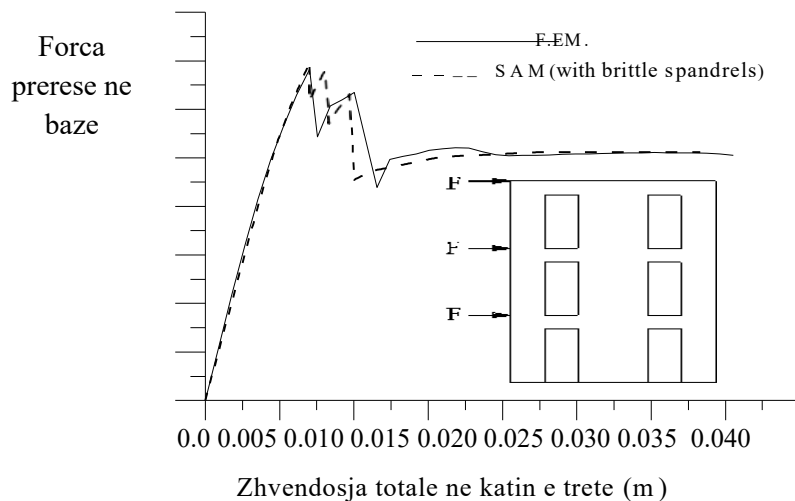


Fig. 8.1- Analiza pushover per murin tre-kat me spandrel te dobet

Metoda SAM është aplikuar gjithashtu për të kryer një analizë tre-dimensionale të një godine pesë-katëshe të marë në analizë. Modeli (përafërsisht 15 x 11 m në plan, 19 m në lartësi) përbëhej nga 390 elementeve dhe 195 nyjet, për një total prej 432 gradë të lirisë (duke supozuar

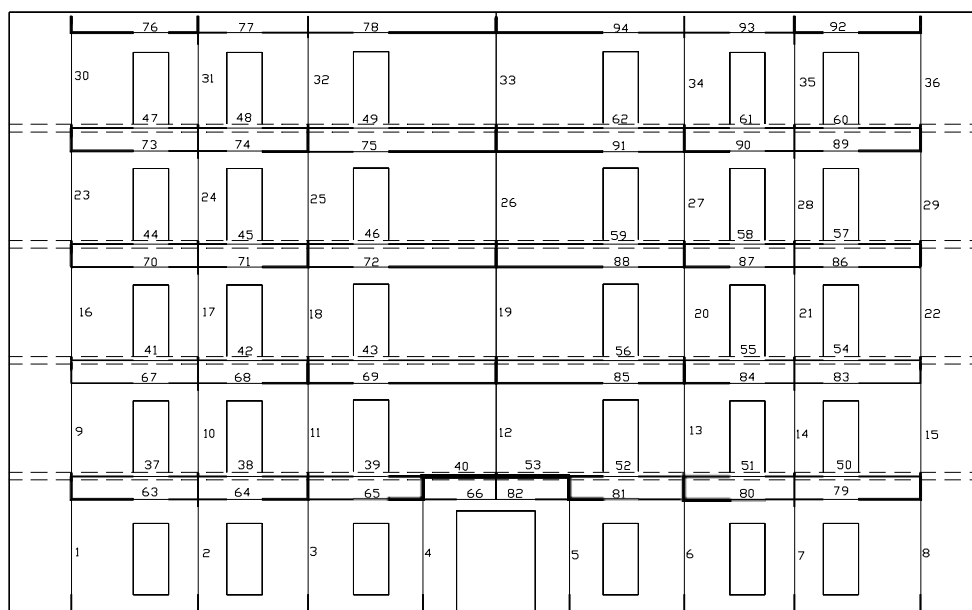


Fig. 8.2. Ekuivalentimi me rame i një modeli 5 kate me mur.

ngurtësine në plan të ndërkateve). Siç mund të shihet, një model i tillë lehtë mund të trajtohet nga çdo kompjuter modern personal.

Rezistenca e llogaritur në drejtimin më të dobët, me hipotezat më realiste, ishte $V_{max} / W_{tot} = 0.15$, e cila zbuloi një dobësi shumë të lartë sizmike. Rezultati është aktualisht duke u krahasuar me rezultatet e arritura nga studiues të tjerë, me modele të ndryshme analitike.

Tab. 8.1. Permbledhje e analizës së kryer tek një mur me pesë kate .

ANALIZA	HIPOTEZA	V_{max} [kN]	V_{max}/W_{tot}
A	Trare unazore b. a., ngurtesia e llogaritur per seksion pa plasaritje	1227	0.369
B	Trare unazore b. a., ngurtesia e llogaritur per seksion me plasaritje (1/5 of Δ)	848	0.255
C	Trare unazore elasto-plastike ; ngurtesia ne perkulje e llogaritur sipas armatures [reinforcement] te mundshme ekzistuese	674	0.203
G	Vetem spandrelat, pa trare unazore b. a	656	0.197
I	coupling elements with no flexural stiffness (cantilever wall system)	477	0.143

V_{max} = Forca prerese max ne baze;

W_{tot} = pesha totale e murit.

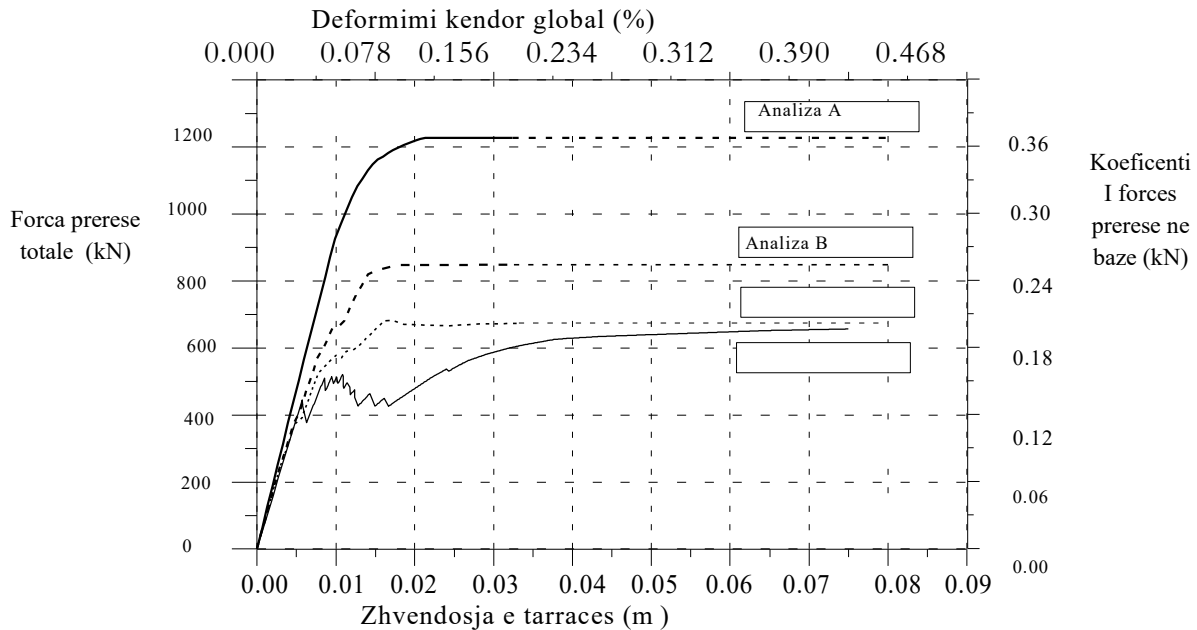


Fig. 8.3. Rezultatet e analizes pushover per objektin 5 kat me mure.

8.3- PROCEDURA PER VLERESIMIN SIZMIK [8]

Me poshte pershkruhet perdorimi i mundshem i modelit te propozuar brenda nje procedure te thjeshtuar te vleresimit sizmik . Supozohet se inputi sizmik eshte dhene me ane te spektrit elastik te projektimit cvendosje-nxitim. Procedura e propozuar ketu eshte e bazuar ne perdorimin e spektrit te cvendosjes dhe ne konceptin "strukture-zevendesues "[Shibata dhe Sozen, 1976], i cili eshte miratuar ne propozimet e fundit te projektimit dhe vleresimit sipas cvendosjeve-baze [Priestley dhe Calvi, 1997] dhe te cilat ishin paraqitur per muraturat nga Magenes dhe Calvi [1997] ne rastin e sistemeve nj.sh.l te vecuara.

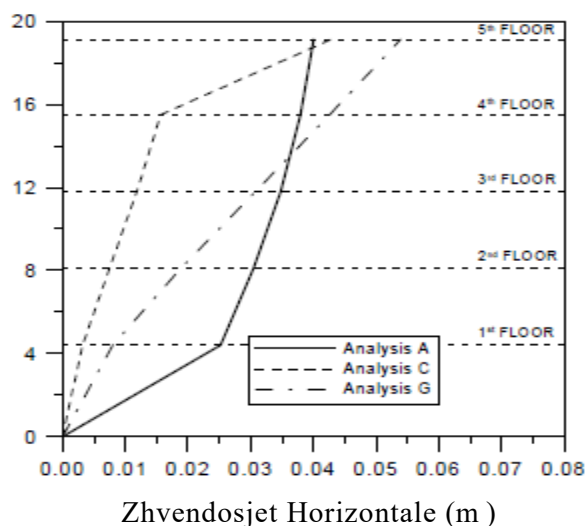


Fig. 8.4. Profilet e zhvendosjes te lidhura me mekanizma te ndryshem kolapsi.

Qasjet e tjera do të mund të shikohen, bazuar për shembull në faktorin e reduktimit të forcave dhe spektrit të shpejtimit, ose bazuar në spektrin e përbërë të zhvendosjeve-nxitim, dhe ato do të konsiderohen në zhvillimet e ardhshme.

Qëllimi i procedurës është për të vlerësuar formën e deformuar të ndërtesës, në pikun e reagimit. Si fillim, në këtë kontekst, do të supozohet se struktura është një e rregullt, kështu që reagimi modal i shumëfishtë nuk do të merret parasysh. Hapat kryesore të procedurës mund të përshkruhen si më poshtë:

- 1) Pranojmë një formë të deformuar $\{\delta^{(0)}\}$, dhe përcaktojmë shpërndarjen e forcave ekuivalente statike të inercisë $\{F\}$ si:

$$F_i = F_{\text{base}} * \gamma_i \text{ ku } \gamma_i = M_i \delta_i^{(0)} / \sum M_i \delta_i^{(0)} \quad (8.1)$$

Ku M_i dhe $\delta_i^{(0)}$ janë përkatësisht masa e përqendruar dhe zhvendosja horizontale tek shkalla "i" e lirisë, dhe $F_{\text{bazë}}$, forca totale prerëse e bazës. Zgjedhja e parë e mundshme, për $\{\delta^{(0)}\}$, mund të merret nga forma e parë e lidhur me ngurtësinë fillestare elastike të ndërtesës, ose më thjesht nga një grup i zhvendosjeve që rriten linearisht me lartësinë.

- 2) Kryhet një analizë jolineare statike pushover, deri në rrëzimin e strukturës, nën shpërndarjen e dhënë të forcave statike, duke ruajtur raportet e përcaktuara nga koeficientët γ_i

Kollapsi mund të përkufizohet si arritja e driftit të fundem për pier-et e vecante. Për të trajtuar zbutje të mundshme të strukturës, para arritjes së gjendjes së fundme kufitare, mund të jetë e nevojshme të kryhen analiza statike në kontrollin e zhvendosjes, siç u bë në shembujt e përshkruar në seksionin e mëparshëm, për të siguruar që raportet e dëshiruara midis forcave sizmike janë ruajtur.

- 3) Përcaktohet një sistem nj.sh.l. ekuivalent, me karakteristikat e mëposhtme:

$$M_{\text{eq}} = \sum_i M_i = M_{\text{tot}} ; \quad \delta_{\text{eq}} = \sum \gamma_i \delta_i \quad F_{\text{eq}} = F_{\text{base}} \quad (8.2)$$

Llogaritet dhe vizatohet kurba force- zhvendosje $F_{\text{eq}} - \delta_{\text{eq}}$ e sistemit ekuivalent sh.sh.l. Vlerësimi i reagimit dinamik të sistemit nj.sh.l. do të bëhet pas përcaktimit të një "strukture zëvendësuese", ngurtësia efektive e së cilës do të jetë e barabartë me ngurtësinë prerëse $K_{\text{eq},s}$, tek vlera e dhënë e zhvendosjes δ_{eq} .

- 4) Përcaktohet shuarja viskoze ekuivalente ξ_{eq} (duke përfshirë efektet e absorbimit të energjisë hysteretike) për strukturën zëvendësuese sh.sh.l, si funksion ekuivalent i zhvendosjes δ_{eq} , bazuar në evoluimin e mekanizmave të demit, të marra nga analiza pushover dhe në parimet e ekuivalencës së energjisë. Vizatohet kurba korresponduese $\xi_{\text{eq}} - \delta_{\text{eq}}$.

5) Vlerësohet në mënyrë iterative zhvendosja maksimale e sistemit sh.sh.l, në përputhje me spektrin e cvendosjeve elastike të projektimit $\delta_{eq, max} = SD(T_{eq}, \xi_{eq})$, ku:

$$T_{eq} = 2\pi (M_{eq}/K_{eq,i})^{1/2} \quad (8.3)$$

është perioda efektive e reagimit për zhvendosjen maksimale. Vazhdimi i hapave nga 1 në 5 bazohet në rezultatet e analizës pushover, kryer me grupin e forcave statike, të përcaktuara në hapin 1, nga një formë e pranuar e deformimit. Megjithatë, në analizën pushover, raporti i zhvendosjeve të cdo kati mund të variojë, si pasojë e sjelljes jolineare të strukturës, dhe forma e zhvendosjes që i korrespondon vlerës $\delta_{eq, max}$ të llogaritur në fund të hapit 5 do të ndryshojë nga ajo që u pranua në fillim të hapit 1.

Në varesi nga struktura, rezultatet e analizës statike mund të jenë më shumë, ose më pak të ndjeshme ndaj modelit të supozuar të forcave statike, dhe në përgjithësi, forma e zhvendosur do të ndryshojë vazhdimisht, kur analiza procedon në rang jolinear, në ndryshim nga forma lineare, ose e modes së parë të vibrimit. Ndaj mund të jetë e këshillueshme të përsëritet procedura, duke zëvendësuar në ekuacionin 1, të hapit 1, formën e zhvendosur të marre në fund të hapit 5, duke përsëritur të gjithë procedurën, derisa të përfitohet një formë përfundimtare zhvendosjeje, në përputhje me shpërndarjen e supozuar të forcave. Megjithatë, nevoja për përsëritje nuk duhet të mbivlerësohet.

Duke dhënë përafrimin e qasjes pushover, mund të jetë më efektive të pranohet dy ose tre forma arbitrare të zhvendosjes, të përputhshme me mekanizmat më të mundshme të shkatërrimit (p.sh. mekanizëm kati në kat të parë, mekanizëm kati në kat të fundit, përmbysje globale) dhe pastaj ndjekim hapat 1 deri 5, një herë për secilën formë zhvendosjeje të pranuar. Një gamë e zgjidhjeve të mundshme do të merret, duke dhënë një referencë të mirë për vlerësimin. Përdorimi i më shumë se një modeli ngarkese, do të rekomandohet për të llogaritur efekte të mundshme të modave të larta [Krawinkler dhe Seneviratna, 1998]. Ekuacionet (2) në hapin 3 janë fituar nga parime të thjeshta të ekuivalentimit dinamik dhe energjistik dhe nuk kanë nevojë për diskutim të veçantë. Hapi 4 meriton disa komente në këtë kontekst.

Vlerësimi i një ekuivalenti të shuarjes globale viskoze, për një ndërtesë murature, kërkon informacion eksperimental mbi vetitë e thithjes së energjisë të elementeve strukturore të vecante. (p.sh. piereve dhe spandrelave). Pasi thithja e energjisë së elementeve të vecante është përcaktuar, është e mundur për të vlerësuar thithjen globale të energjisë të të gjithë strukturës, dhe shuarjen ekuivalente globale. Ekuivalentimi i energjisë midis strukturs zëvendësues nj.sh.l. dhe ndërtesës çon në shprehjen e mëposhtme për shuarjen ekuivalente:

$$\xi_{eq} = \sum_k E_k \xi_k / \sum_k E_k \quad (8.4)$$

ku E_k është energjia elastike e deformimit, e lidhur me ngurtësinë në prerje dhe ξ_k është shuarja ekuivalente e elementit të k -te strukturor. Duke marrë parasysh idealizimin me korniza ekuivalente të metodës SAM, energjia elastike e një elementi të vetëm tra-kolonë, mund të shprehet konvencionalisht në terma të momentit dhe rotullimit të kordes në nyjet i dhe j si :

$$E_k = \frac{1}{2} (M_{k,i} \theta_{k,i} + M_{k,j} \theta_{k,j}) = E_{k,i} + E_{k,j} \quad (8.5)$$

ku është neglizhuar puna për shkak të deformimit axial. Aktualisht, informacion i kufizuar eksperimental është në dispozicion për elementet strukturore me murature në terma të shuarjes ekuivalente. Referencat në këtë dokument do të bëhen mbi punën e Magenes dhe Calvi [1997] ku në mënyrë eksplicite janë vlerësuar vlerat e shuarjes ekuivalente për pierat me murature tulle, nën veprimin e ngrkeses ciklike statike në plan.

Mbi këtë bazë, një përafrim i parë i përafërt mund të bëhet për të përcaktuar sasinë e shuarjes viskoze, të barabartë me thithjen e energjisë hysteretike të një elementi të vetëm strukturor, në varësi të mënyrës së shkatërrimit. Në aplikimin e mëposhtëm, është supozuar se pieret dhe spandrelat, në rend linear, janë karakterizuar nga një shuarje ekuivalente kostante, e barabartë

me 5%, dhe se kjo vlere rritet tek vlera 10%, kur një nga kriteret e shkaterrimit prej prerjes ndeshet. Nëse elementi shkatërrohet ne perkulje, shuarja ekuivalente lidhur me thithjen e energjise hysteretike mbetet e barabartë me 5%, por një shtesë 5% për shkak të shuarjes se impaktit dhe rrezatimit është shtuar. Shuarja ekuivalente e elementeve strukturore do të ndryshojë hap pas hapi. Këto supozime synojne të japin një vlerësim pak konservativ të shuarjes ekuivalente në lidhje me rezultatet eksperimentale. Programi SAM pra është modifikuar për të llogaritur automatikisht shuarjen ekuivalente te ndërtesës ne akord me ekuacionet 3 dhe 4, në çdo rritje te analizës pushover.

Për të verifikuar rezultatet që mund të merren nga ky kriter në një strukturë, rezultatet e një testi statik ciklik, ne shkallë të plotë, në një ndërtesë dykatëshe me murature tulle, janë procesuar për të marrë një referencë për vlerësimin numerik të parametrave te strukturës zëvendësuese. Eksperimenti është kryer në Universitetin e Pavis, [Magenes et al, 1995.] dhe konsistoi në një seri të cikleve te zhvendosjeve me rritje amplitude, te aplikuar në strukturë, duke mbajtur një raport 1: 1 midis forcave të aplikuar në kat të parë dhe ne kat të dytë . Muret gjatësore u lidhen vetëm nga trarët fleksibël te katit, keshtuqë çdo mur gjatësor mund të analizohet në mënyrë të pavarur, si një strukture me dy shkalle lirie. Duke marrë ne konsiderate një nga dy muret (Figura 9), reagimi eksperimental mund të vlerësohet në termat e një strukture **sdof** ekuivalente sipas kriterëve të përshkruara më lart, duke marre diagramen force –zhvendosje te figurës 10. Për çdo cikël është e mundur të llogaritet ne vijim shuarja ekuivalente mbi bazën e energjisë hysteretike te thithur dhe ngurtësise prerëse në zhvendosjen e pikut, duke marre vlerat e raportuara në Fig. 11.

I njëjti mur gjithashtu u analizua me metodën SAM, duke kryer analizën pushover me forcat ekuivalente në nivelet e kateve, dhe duke vlerësuar parametrat e struktures **sdof** zëvendësuese ne akord me hipotezat e përshkruara më lart. Mqse testi ishte statik, shuarja nga impakti dhe nga rrezatimi nuk u mor parasysh në vlerësimin e ξ_{eq} . Një korde limite deformimi $\theta_u = 0.5\%$ është supozuar për pierat qe jane shkaterruar nga prerja, dhe kolapsi numerik i strukturës përkoji me arritjen e deformimit kufi në pierin qendror, në katin e parë.

8.4 - MURI ne aksin D – muri me hapje

Në përgjithësi, mund të vërehet nga Figurat 11 dhe 12 që metoda analitike merr një vlerësim të pranueshëm të kurbës force-zhvendosje, jo lineare dhe të shuarjes ekuivalente.

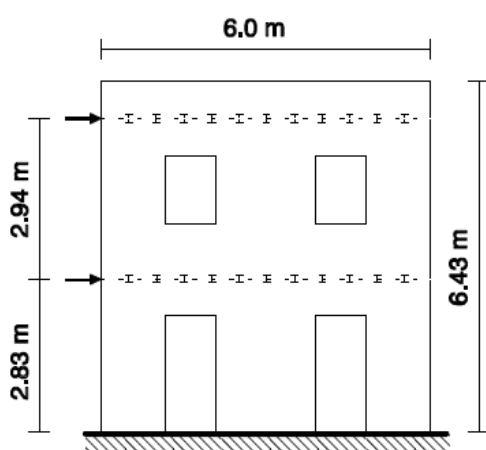
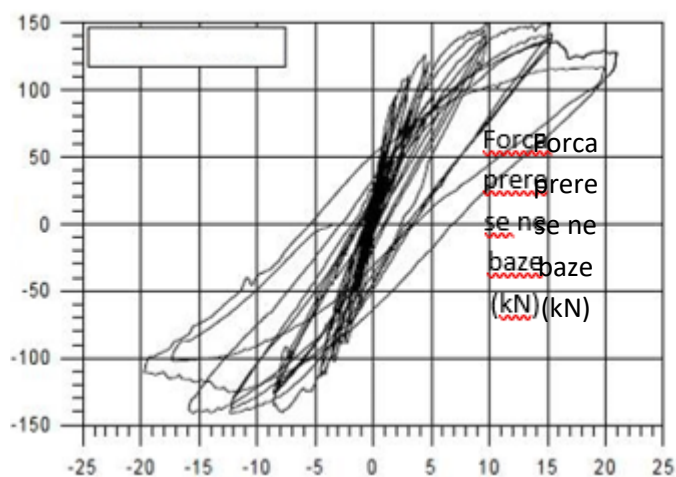


Fig. 8.5- Muri ne aksin D I testuar ne ngarkese ciklike



Zhvendosja e ekuivalentuar d_{eq} (mm)
 Fig.8.6- Kurba F- deq (force prerese-zhvendosje) e llogaritur nga reagimi eksperimental I nje muri

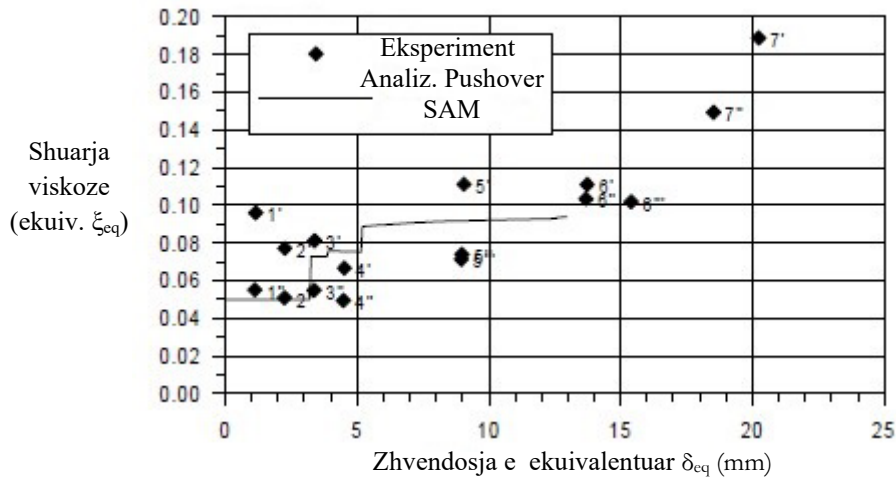


Fig. 8.7- Shuarja viskoze ekuivalente e lidhur me thithjen e energjise hysteretike.

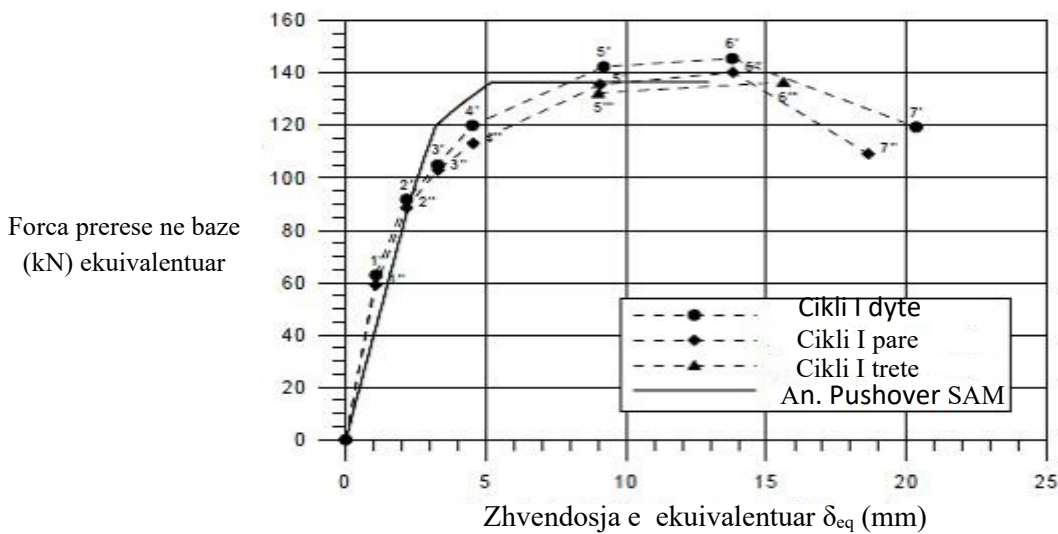


Fig. 8.8- Krahasimi midis peshtjelleses eksperimentale dhe analizes pushover.

Ciklet eksperimentale përtej cvendosjeve ± 15 mm (emërtuar 7' dhe 7'') tregojnë një degradim të rëndësishëm të rezistences, lidhur me kollapsin e spandrelit mbi një nga dyert, e cila shpjegon vlerën eksperimentale shumë të lartë të shuarjes ekuivalente. Duke i klasifikuar këto cikle si "përtej kolaps", krahasimi midis eksperimentit dhe analizes është kuptimplotë vetëm pas ciklit 6. "Kercimet" në kurbën numerike ξ_{eq} të fig. 11 korrespondojnë me kollapsin e pierit, ose spandrelit, në analizën SAM, sipas supozimeve të bëra. Një evolucion më realist i shuarjes ekuivalente ndoshta mund të merret me një ndryshim të vazhdueshëm të shuarjes së elementeve, me rritjen e deformimit këndor, edhe pse kjo nuk pritet të japi rezultate shumë të ndryshme në vlerësim.

8.4- NJE SHEMBULL i thjeshte aplikimi

Si një shembull i aplikimit të procedurës së vlerësimit të përshkruar më poshte, struktura ideale dy-katëshe përfaqësuar nga muri i figurës 9 është vlerësuar, duke supozuar një input sizmik përshkruar nga spektri i reagimit elastik i Eurocodit 8 për tokën e forte (toka A). Spektri i cvendosjes është marrë nga spektri i nxitimit si

$$SD(T; \xi) = 4\pi^2 / T^2 SA(T; \xi). \quad (8.6)$$

Spektri elastik i përcaktuar për një shuarje te parazgjedhur prej 5% është shkallëzuar duke shumëzuar ordinatën me faktorin e sugjeruar në EC8:

$$\eta = [7 / (2 + \xi)]^{1/2} \quad (8.7)$$

Është pranuar një përsheptim max i tokës prej **0.25g**.

Masat e shpërndara janë perqendruar në nivelet e kateve dhe ju janë shtuar masave që lidhen me nderkatin, duke dhënë një masë totale prej **M1=171.1kN** në katin e parë dhe **M2=151.9 kN** në katin e dytë. Për të kryer analizën pushover, një formë cvendosjeje e normalizuar, që i korrespondon modes se parë të vibrimit, është pranuar në hapin 1:

$$\{\delta^{(0)}\}^T = \{0.545 ; 1.0\} \quad (8.8)$$

e cila jep një shpërndarje të forcave :

$$\{F^{(0)}\}^T = F_{base} \{0.38 ; 0.62\} \quad (8.9)$$

Analiza pushover kryhet pastaj (Hapi 2), dhe kurbat $F_{base} - \delta_{eq}$ dhe $\xi_{eq} - \delta_{eq}$ te strukture nj.sh.1 janë perfituar (hapat 3 dhe 4). Hapi 5 kryhet më pas duke pranuar vlerën e parë të $\delta_{eq,0}$ të barabartë me cvendosjen e fundme te kurbes $F_{base} - \delta_{eq}$. Ngurtësia koresponduese prerëse $K_{eq} = F_{eq}/\delta_{eq}$, perioda T_{eq} dhe shuarja ξ_{eq} vlerësohen dhe spektri i cvendosjes është futur për të marrë një vlerë të re të zhvendosjes, $\delta_{eq,1}$.

Në përafritimin e parë, duke kontrolluar nëse $\delta_{eq,1} \leq \delta_{eq,0}$, është e mundur të verifikohet nëse cvendosja e fundme $\delta_{eq,ult}$, e strukturës nuk do të tejkalohet. Nëse kjo verifikohet, me një procedurë provash dhe gabimesh, është e mundur të konvergohet në një vlerë përfundimtare të zhvendosjes, e tillë që

$$\delta_{eq,n+1} \cong \delta_{eq,n},$$

brenda një tolerance të caktuar. Në rastin e konsideruar kjo rezulton në $\delta_{eq,max} = 12.1\text{mm}$, në krahasim me një cvendosje të fundme $\delta_{eq,ult} = 13.6\text{ mm}$. Në këtë pikë, moda e cvendosjes $\{\delta^{(1)}\}$ që i korrespondon cvendosjes se "projektimit" prej 12.1 mm mund të kontrollohet dhe krahasohet me moden fillestare të cvendosjes të pranuar $\{\delta^{(0)}\}$.

Në këtë rast, pas normalizimit, forma e zhvendosur $\{\delta^{(1)}\}^T = \{0,804; 1.0\}$ përftohet, e cila tregon një mekanizëm kati në kat të parë. Siç mund të vërehet, reagimi joelastik i llogaritur mund të çojë në një formë cvendosjeje, që është mjaft e ndryshme nga forma modale e parë elastike.

Nëse tani një shpërndarje e re e Forcave sizmike $\{F^{(1)}\}$ është llogaritur nga $\{\delta^{(1)}\}$, duke perfituar:

$$\{F^{(1)}\}^T = F_{base} \{0,475; 0,525\}$$

hapat 1 deri 5 mund të përsëriten, duke përcaktuar kurbat e reja :

$$F_{base} - \delta_{eq} \text{ dhe } \xi_{eq} - \delta_{eq} \quad (8.9)$$

Mund të jetë me vlerë të konstatohet se tani shpërndarja e forcave i përafrohet një shpërndarje kostante të forcave, e cila është në përputhje me mekanizmin e perfituar të katit. Në fund të këtij përafritimi global (teresor) janë marrë rezultatet e mëposhteme:

$$\delta_{eq, max} = 5.5\text{ mm}, \{\delta^{(2)}\}^T = \{0,668; 1.0\}.$$

Përafritimi i mëtejshëm jep: $\delta_{eq, max} = 6.0\text{ mm}, \{\delta^{(3)}\}^T = \{0,665; 1.0\}$.

Ngjashmëria e vlerave të llogaritura në dy përafritimet e fundit sugjerojnë se δ_{eq} vlera, max = 6.0 mm mund të konsiderohet si një vlerësim i pranueshëm i reagimit maksimal të strukturës.

▪ KAPITULLI 9

ANALIZA E OBJEKTIT 5 KATE, TIP 77/5, ME MURATURE MBAJTESE PREJ TULLE



Fig. 9.1 Pamja 3D e godines 77/ 5

9.1. DISA KONSIDERATA per banesen tip 77/5

Shkaku qe u zgjodh per analize kjo banese eshte kryesisht forma e saj e jashtme, forma planimetrike L qe ajo ka, ku dallohet shkallezimi I theksuar ne hyrje, i cili e ben ate me vulnerable ndaj reagimit sizmik.

Me poshte po renditim disa nga aresyet me kryesore, te cilat na bene te konvergojme ne kete zgjedhe:

- 1- Nuk eshte respektuar plotesisht organizimi me kuadrate te mbyllur I godines,
- 2- Mungojne traret e nevojshem per perthithjen e forces sizmike ne disa akse dhe ne vijim edhe kolonat a/sizmike.
- 3- Akset E dhe aksi F jane te spostuar nga njeri tjetri 70 cm, duke krijuar mundesine e momentit rotullues.
- 4- Ka mungese kolonash antisizmike ne kendet e saj, sidomos ne muret e jashtme.

Per te ilustruar keto propozime, ne vijim jepen disa flete nga projekti I kesaj godine, qe u moren ne Arshiven Qendrore te Ndertimit. Rekomandimet e literatura se huaj dhe asaj vendase mbi te cilat mbeshtetet kjo analize jepen ne vijim. Ne vijim jepet edhe analiza kompjuterike me:

- a- Programin ETABS, e cila evidenton mungesen e qendrueshmerise, periodat dhe cvendosjet me te medha se ato te ljuara.
- b- Programin AM-quake, i cili evidenton hapat pas te cilave godina kalon ne kolaps.

Ne fund te studimit jepen sugjerimet respektive per te permiresuar mangesite e evidentuara me lart.

9.2 DISKRETIZIMI I TE DHENAVE

Objekti 5 kat, tip 77/5 me strukture me mure mbajtese, I pershkruar ME LART u diskretizua per t'ju nenshtuar analizes me programin ETAB-s.

Kati perdhe dhe kati I pare I kesaj godine jane me mure tulle me $t=38\text{cm}$, ndersa katet me siper me mure tulle me trashesi $t=25\text{cm}$. Ne krye te muratures te cdo kati, ne vijim te soletes, jane brezat e betonit (38 x15) cm dhe (25x15) cm, ne varesi te trashesise se mureve. Parapeti eshte me mur tulle me trashesi $t=12\text{cm}$ dhe lartesi $h=80\text{cm}$. Nderkatet ne kete objekt jane soleta me traveta, me gjeresi $b= 8\text{ cm}$ dhe lartesi $h=13\text{cm}$, me interaks 20 cm. Pra kemi nje perzjerje midis parafabrikimit dhe monolites.

Duhet te theksojme se soleta me traveta e realizuar ne ate kohe, ka nje forme disi jashte normave te sotme. Travetat kane sherbyer thjesht si kallep dhe mbi to nuk ka qene parashikuar mbushje me beton ne zonen e sipërme sic ndodh ne soletat me traveta sot. Pjesa e sipërme e travetit te tulates ne keto soleta ka pase disa te thelluara, rreth 4cm x 4cm , ne te cilat vendoseshin fijet e hekurit me llac cemento. (shih prerjen me poshte). Kjo e ben diafragmen horizontale jo mjaftushmerisht rigjide, e ben me vulnerable ndaj levizjes sizmike. [sih figuren me poshte].

9.3 PROJEKTI PJESOR ARKITEKTONIK DHE KONSTRUKTIV

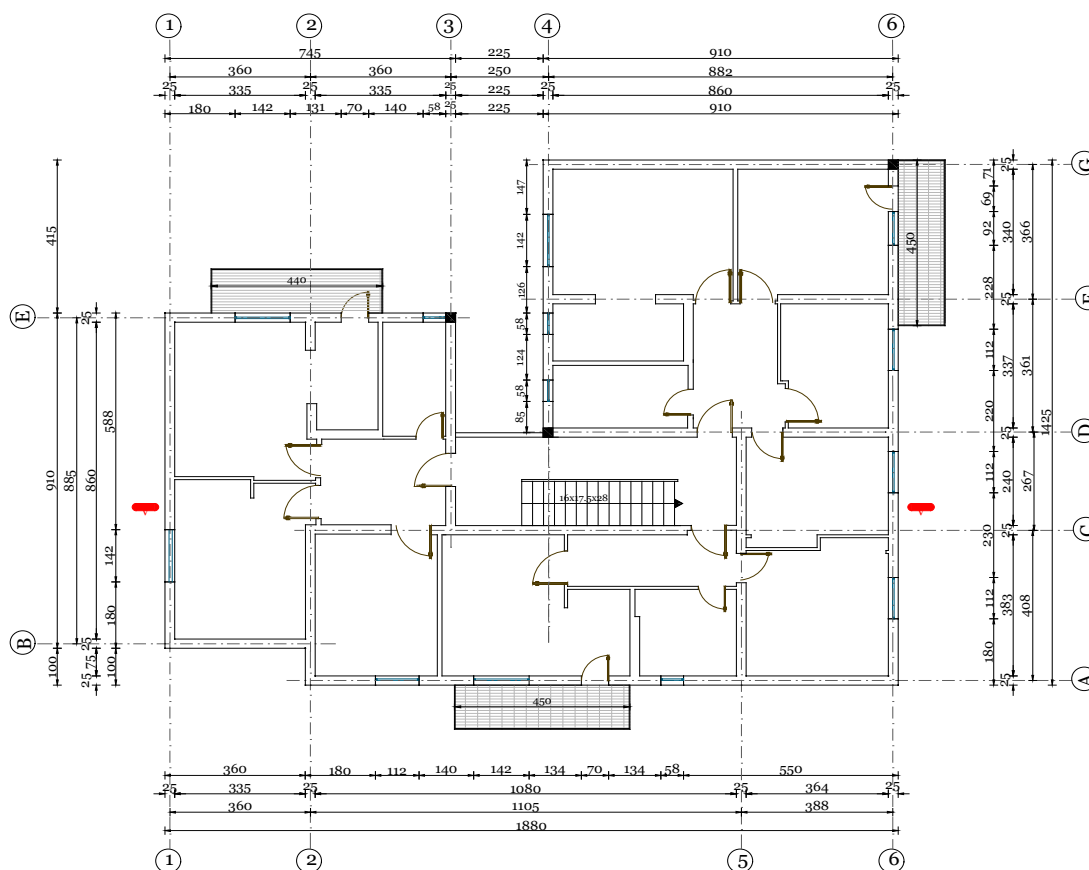


Fig 9.1- PLANI i katit tip

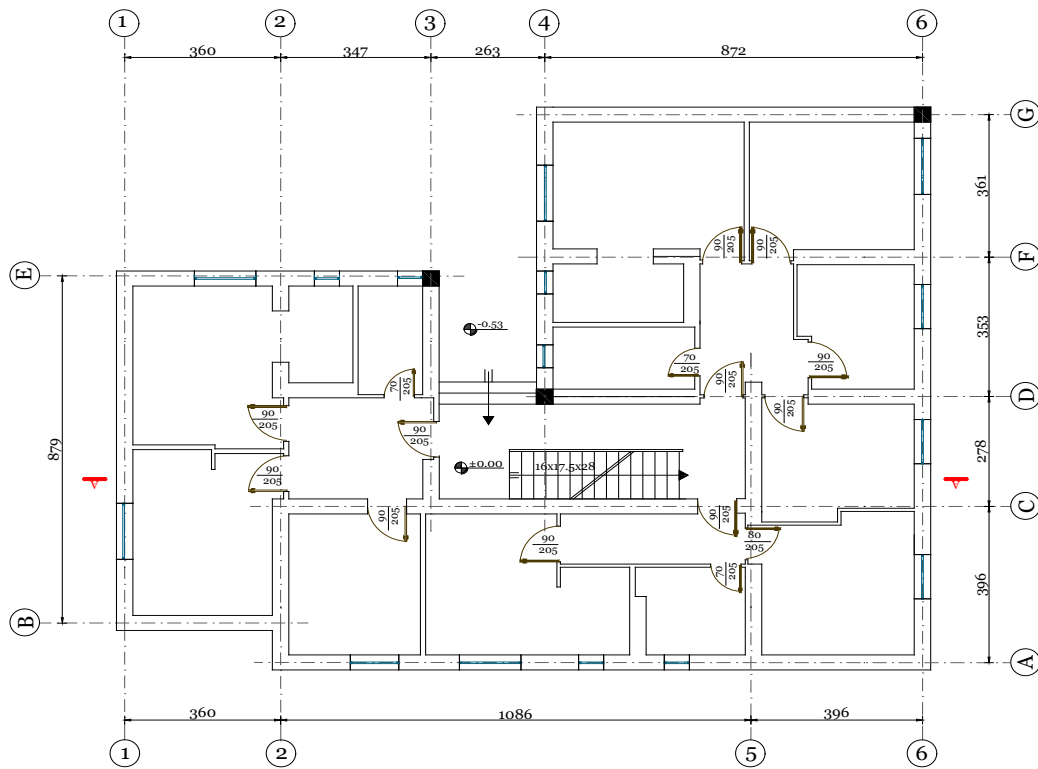


Fig 9.2- PLANI i katit perdhe

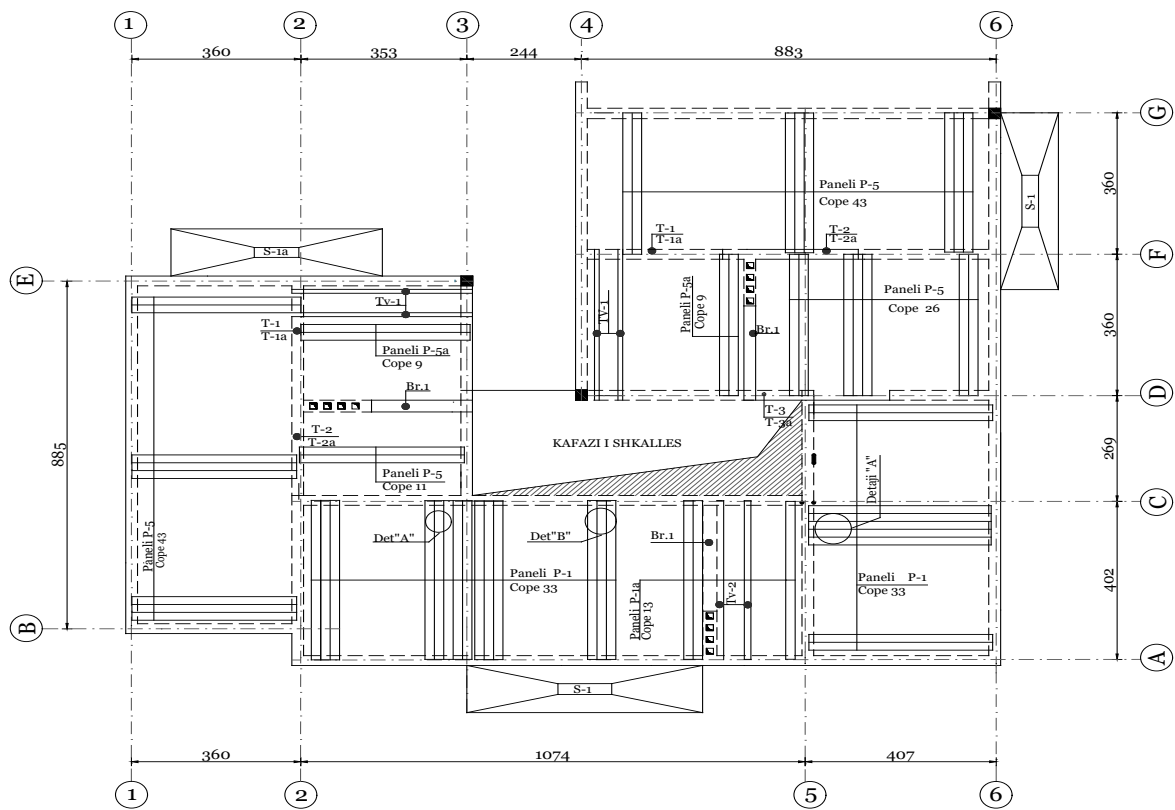


Fig 9.3 - PLANI I strukturave te taraces

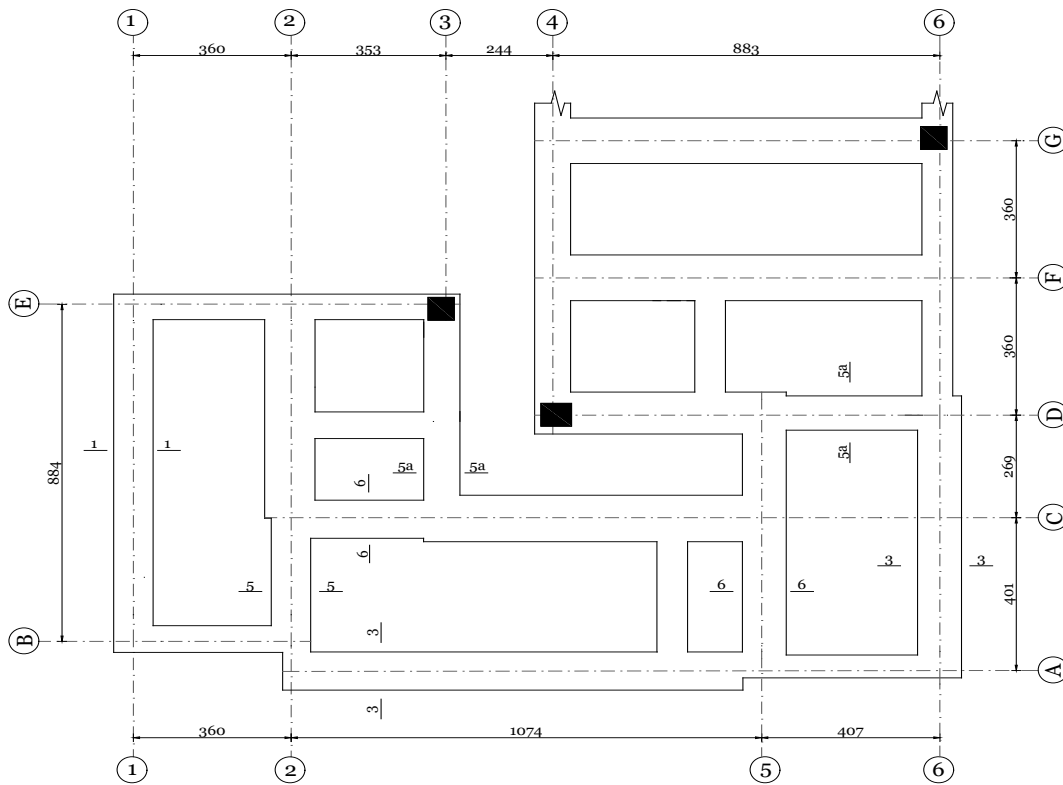


Fig 9.4 - PLANI I THEMLEVE

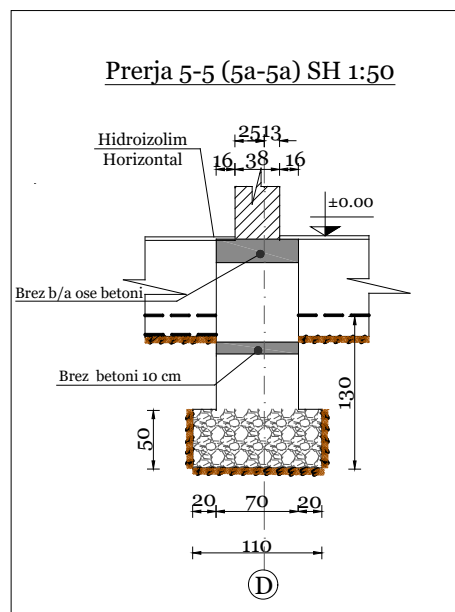
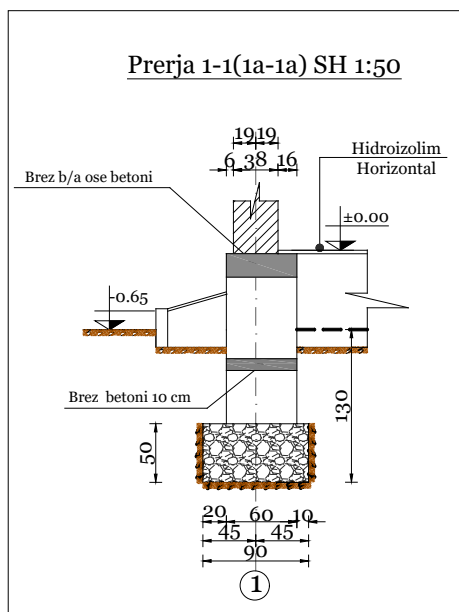


Fig 9.5- PRERJET E THEMELIT

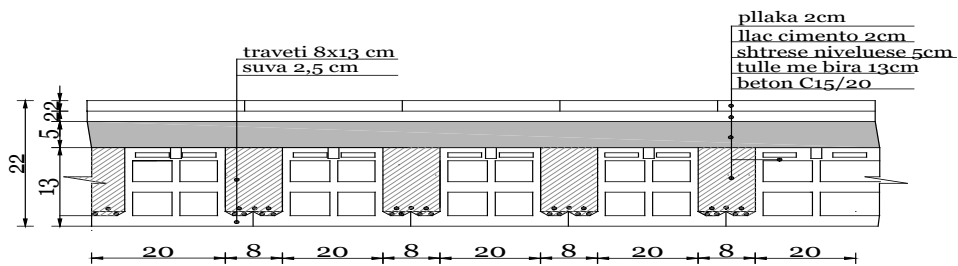


Fig 9.6- Prerja e soletes

9.4 ANALIZA E NGARKESAVE VEPRUESE ne objekt

Ngarkesat per gjeresi te travetit 28 cm (8 +10+10) :

1- Pllaka cimenti	0.02 x 2200 x 0.28	= 12.30 kg/ml
2- Shtrese niveluese	0.05 x 1800 x 0.28	= 25.2kg/ml
3- Nenshtrese llac cim.	0.04 x 1800 x 0.28	= 20.2kg/ml
4- Tulla me bira	0.20 x 0.13 x 800	= 20.8kg/ml
5- Suvatim 2.5 cm	0.025 x 0.28 x 1800	= 12.6kg /ml

Shuma: 91.10 kg/ml

Për 1 m² kemi : $\frac{100}{28} 91.10 = 325.4 \text{ kg/m}^2 = 3.25 \text{ kN/m}^2$

Perfundimisht kemi :

- Ngarkesa e perhershme (shtresat dhe pllaka) : $D= 3.25 \text{ kN/m}^2$
- Ngarkesa e perkohshme : $L = 2.0 \text{ kN/m}^2$

Pesha e mureve ndarese me tulle te plote me trashesi $t=12 \text{ cm}$ (duke marre dhe peshen e suvase 2.5 cm nga te dy anet) eshte mare $280 \text{ kg/m}^2 = 2.8 \text{ kN/m}^2$.

Cilesia e betoneve ka pase lene shume per te deshiruar ne ato vite. Per te gene sa me afer realitetit per cilesine e betoneve ne ate periudhe, per efekt te ketij studimi, kemi vendose si input ne program, betonin e markes C15/20

Mbeshtetur ne skicen e Fig 9.6, ne programin ETABS travetat jane realizuar me trare seko-ndare me C15/20 me permasa (8x13cm) cdo 20 cm, duke perjashtuar mundesine e pllakes ne brezin e siperm. Ne traveta shkarkohet ngarkesa respektive e nenshtresave, e tullave te kallepit dhe e mureve ndares.

Eshte presupozuar nje shtrese niveluese prej betoni me trashesi 2 cm, e cila perafron ne menyre korrekte situaten reale te soletes.

Materiallet e perdorura ne soleten e nderkatit jane :

- Tulle me $f_k = 7.5 \text{ N/mm}^2$
- Betoni = C15/20

Percaktimi I koeficientit te elasticitetit per materialin e muratures se tullës eshte mare sipas KTP-9-78, duke besuar qe perfaqeson me mire vlerat reale te tij, mqse **KTP** jane formuluar **ne njohje te plote** te mundesive teknike maksimale te kohes.

Në Eurokodin 6 këshillohet $E= 1000 \text{ N/mm}^2$ për kushtet e shërbimit, ndërsa për llogaritje në **gjendjen e fundit kufitare** (kryesisht në analiza jolineare) rekomandohet të përdoret vlera **600 N/mm²**.

Nga krahasime të ndryshme me vlerat eksperimentale (Tomazevic, 1999) rezulton se:

“ **Rekomandimet në Eurokod sjellin mbivlerësim të modulit të elasticitetit** “.

Autori Thomas Zimmermann (Zimmermann, etj., 2012) rekomandon ekuacionin e mëposhtëm si më të përshtatshëm dhe më pranë vlerave eksperimentale

$$E=300 f_k [N/mm^2] \quad (8.10)$$

(shih rekomandimet ne disertacionin M. Baballeku). Përcaktimi I vlerës së rezistencës në shtypje në KTP-9-78 (Ministria e Ndërtimit, 1978) bëhet gjithashtu në funksion të rezistencës së llaçit dhe asaj të muraturës (“marka e llaçit” dhe “marka e tullës”).

9.5 PËRCAKTIMI I qendrës së MASES per katin tip

Gjejme Momentet statike per secilin mur në drejtimet sipas X:

Tab. 9.1

Muret sipas drejtimit y					Muret sipas drejtimit x				
L(m)	Yc	T(m)	Sx	Fy	L(m)	Yc	T(m)	Sx	Fx
5.5	6.97	0.38	14.5673	2.09	11.04	0.19	0.38	0.797088	4.1952
1.42	2.1	0.38	1.13316	0.5396	3.98	1.19	0.38	1.799756	1.5124
0.63	9.4	0.38	2.25036	0.2394	8.74	4.14	0.38	13.74977	3.3212
0.52	7.53	0.38	1.487928	0.1976	1.98	7.08	0.38	5.326992	0.7524
4.33	2.16	0.38	3.554064	1.6454	6.6	6.73	0.38	16.87884	2.508
2.83	8.3	0.38	8.92582	1.0754	4.87	9.91	0.38	18.33945	1.8506
1.0	4.83	0.38	1.8354	0.38	4.88	10.47	0.38	19.41557	1.8544
1.09	13.32	0.38	5.517144	0.4142	9.1	14.06	0.38	48.61948	3.458
1.26	10.73	0.38	5.137524	0.4788	Shuma			124.9269	19.4522
1.3	8.88	0.38	4.38672	0.494					
0.54	7.38	0.38	1.514376	0.2052					
1.48	1.12	0.38	0.629888	0.5624					
1.6	9.48	0.38	5.76384	0.608					
3.62	5.48	0.38	7.538288	1.3756					
2.3	1.53	0.38	1.33722	0.874					
0.41	13.66	0.38	2.128228	0.1558					
2.28	10.9	0.38	9.44376	0.8664					
2.3	7.49	0.38	6.54626	0.874					
2.3	4.07	0.38	3.55718	0.874					
1.8	0.9	0.38	0.6156	0.684					
Shuma			87.87006	14.6338					

$$s_x = s_{x(y)} + s_{x(x)} = 87.87 + 124.93 = 212.80$$

$$F = F_x + F_y = 14.634 + 19.452 = 34.086m^2$$

Gjejme momentet statike per secilin mur në drejtimet sipas Y:

Tab. 9.2

Muret sipas drejtimit x			
Lm	Xc	tm	Sy
1.42	4.69	0.38	2.530724
1.4	7.22	0.38	3.84104
1.33	10	0.38	5.054
1.4	11.95	0.38	6.3574
5.19	15.82	0.38	31.2002
3.6	1.8	0.38	2.4624
1.82	4.89	0.38	3.381924
6.72	10.06	0.38	25.68922
0.2	14.42	0.38	1.09592
1.98	4.6	0.38	3.46104
3.78	11.6	0.38	16.66224
2.45	17.2	0.38	16.0132
1.8	0.9	0.38	0.6156
1.35	3.9	0.38	2.0007
1.33	5.81	0.38	2.936374
0.38	7.26	0.38	1.048344
1.02	10.6	0.38	4.10856
1.08	12.94	0.38	5.310576
2.78	17.02	0.38	17.97993
9.1	14.25	0.38	49.2765
Shuma			201.0259

Muret sipas drejtimit y			
Lm	Xc	tm	Sy
6.92	0.19	0.38	0.499624
5.86	3.79	0.38	8.439572
3.83	7.26	0.38	10.5662
4.18	9.9	0.38	15.72516
1.48	12.04	0.38	6.771296
1.6	13.4	0.38	8.1472
5.92	14.71	0.38	33.09162
9.09	18.42	0.38	63.62636
Shuma			146.867

$$s_y = s_{y(x)} + s_{y(y)} = 201.03 + 146.87 = 347.90$$

Prej këtej përcaktojmë koordinatat e qendrës së ngurtësisë:

$$y_c = \frac{s_x}{F} = \frac{212.80}{34.086} = 6.24m \quad x_c = \frac{s_y}{F} = \frac{347.90}{34.086} = 10.21m$$

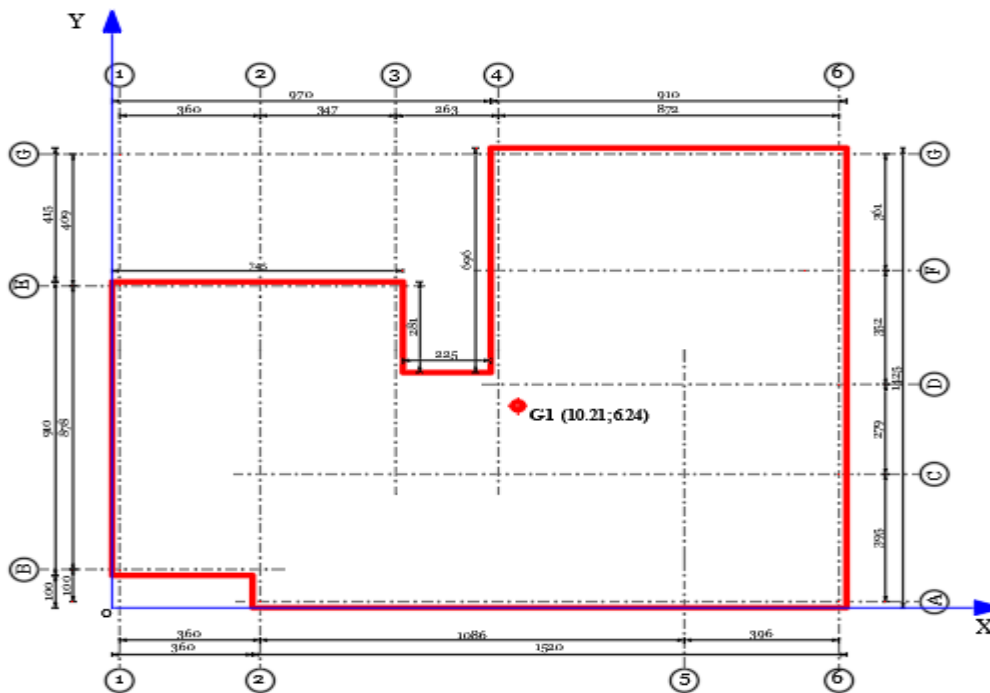


Fig. 9.7- Qendra e mases e katit tip

9.6- ANALIZA GJEOMETRIKE e planit te katit tip Percaktimi I qendres se rendeses

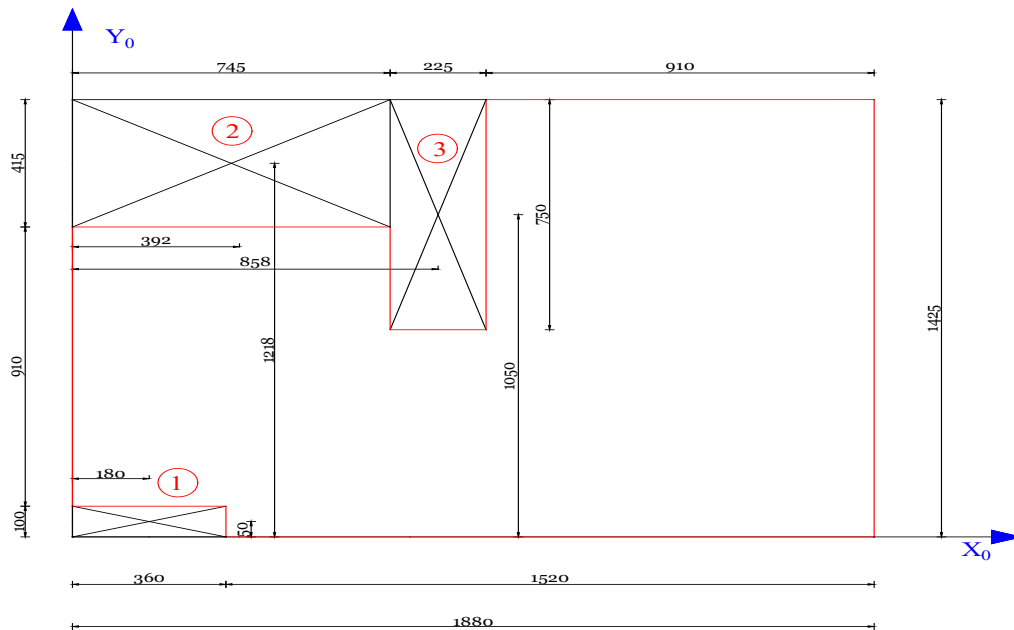


Fig. 9.8- Percaktimi I qendres se rendeses se katit tip:

Tab. 9.3 Momentet statike Sy

a	b	A	xc	Sy
18.8	14.25	267.9	9.4	2518.26
3.6	1	3.6	1.8	6.48
7.45	4.15	30.918	3.725	115.1677
2.25	7.5	16.875	8.58	144.7875
Shuma		216.51		2251.825

$$X_c = S_y / A = 2251.82 / 216.51 = 10.40$$

Tab. 9.4 Momentet statike Sx

a	b	A	yc	Sx
18.8	14.25	267.9	7.125	1908.788
3.6	1	3.6	0.5	1.8
7.45	4.15	30.918	12.21	377.5027
2.25	7.5	16.875	10.48	176.85
		216.51	Shuma	1352.635

$$Y_c = S_x / A = 1352.64 / 216.51 = 6.25$$

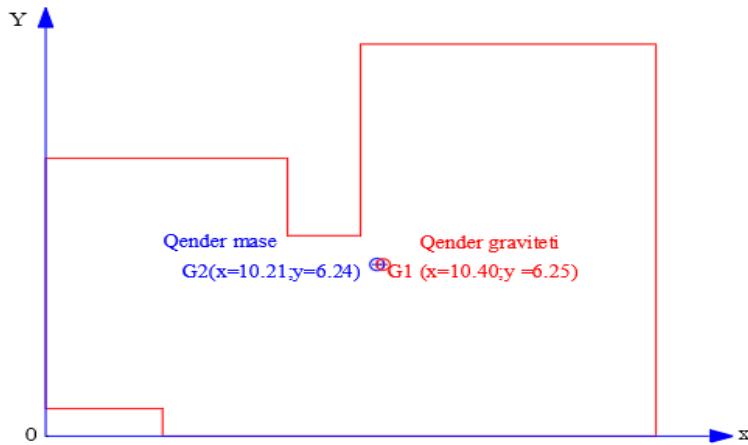


Fig.9.9- Qender mase dhe rendeses, koordinatat e tyre

Qendra e gravitetit:

$$Y_C = 6.24 \text{ m}$$

$$X_C = 10.21 \text{ m}$$

Qendra e masës:

$$Y_C = 6.25 \text{ m}$$

$$X_C = 10.40 \text{ m}$$

9.6.1- PERCAKTIMI I Momenteve te Inercise dhe te rezistences ne lidhje me qendren e rendeses

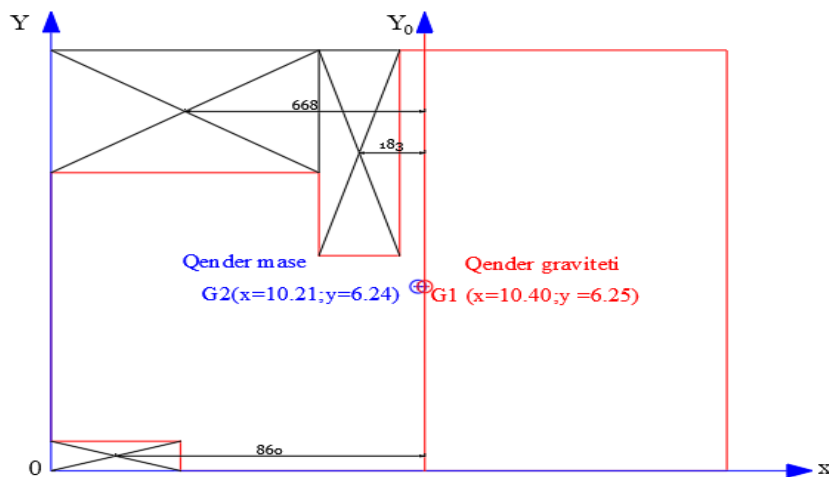


Fig. 9.10 - Distancat e pjeseve te munguara nga aksi Y_0-Y_0

a) Momenti I ndaj aksit $X_0 - X_0$

$$I_X^0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{(15.2 + 3.6) \cdot 14.25^3}{12} + (18.8 \cdot 14.25) \cdot 0.87^2 = 4533 + 202.8 = 4736 \text{ m}^4$$

Zbresim boshllëqet:

$$1. \quad \frac{3.6 \cdot 1^3}{12} + 3.6 \cdot 1 \cdot (6.25 - 0.5)^2 = 119.32 \text{ m}^4$$

$$2. \quad \frac{7.45 \cdot 4.15^3}{12} + (7.45 \cdot 4.15) \cdot (14.25 - 6.25 - 2.07)^2 = 44.37 + 1087 = 1131 \text{ m}^4$$

$$3. \frac{2.25 \cdot 7.5^3}{12} + (2.25 \cdot 7.5) \cdot (14.25 - 6.25 - 3.75)^2 = 79.1 + 304.8 = 384 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{X_0} = 4736 - 119 - 1131 - 384 = 3102 \text{ m}^4$$

Momentet e rezistences ne lidhje me aksin y

$$W_x^1 = \frac{3102}{6.24} = 497 \text{ m}^3 \quad W_x^2 = \frac{3102}{(14.25-6.24)} = 388 \text{ m}^3$$

b) Momenti I inercise ndaj aksit $Y_0 - Y_0$ qe kalon ne qendren e rendeses

$$I_Y^0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{14.25 \cdot (15.2 + 3.6)^3}{12} = 7890 \text{ m}^4$$

Zbresim boshllëqet:

$$1. \frac{1 \cdot 3.6^3}{12} + (3.6 \cdot 1) \cdot (8.6)^2 = 3.88 + 266.2 = 270.1 \text{ m}^4$$

$$2. \frac{4.15 \cdot 7.45^3}{12} + (7.45 \cdot 4.15) \cdot (6.68)^2 = 143 + 1379.6 = 1522.61 \text{ m}^4$$

$$3. \frac{7.5 \cdot 2.25^3}{12} + (7.5 \cdot 2.25) \cdot (1.83)^2 = 7.11 + 56.51 = 63.62 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{Y_0} = 7890 - 270.5 - 1522.61 - 63.6 = 6303.8 \text{ m}^4$$

Momentet e rezistences ne lidhje me aksin Y_0 qe kalon ne qendren e rendeses:

$$W_{1y0} = \frac{6303}{8.40} = 750.45 \text{ m}^3 \quad W_{2y0} = \frac{6303}{10.40} = 606.05 \text{ m}^3$$

9.6.2 MOMENTET perkulesh ne bazament PER SHKAK TE DIFFERENCES midis qendres se mases dhe asaj te rendeses:

Tab. 9.5 Ngarkesa vertikale e godinës:

kati	pesha e mureve	pesha progresive e mureve	pesha e soletes	pesha progresive soletes	pesha totale
5	142.5	142.5	185	185	327.5
4	142.5	285	185	370	655
3	142.5	427.5	185	555	982.5
2	217.5	645	185	740	1385
1	217.5	862.5	185	925	1787.5

Pesha totale në katin perdhe = 1787.5 ton

Analiza ne drejtimin X-X

Momenti per shkak te jashteqendresise se ngarkesave eshte:

$$M_Y = 1787.5 \cdot (10.40 - 10.21) = 339.62 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{339.6 \cdot 10^5}{750 \cdot 10^6} = \frac{340}{7500} = 0.045 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{339 \cdot 10^5}{606 \cdot 10^6} = \frac{339}{6060} = 0.056 \text{ kg/cm}^2$$

Influenca e mosperputhjes se qendres se mases me ate te rendeses ne kete drejtim eshte shume e vogel, duke qene se edhe diferenca midis 2 qendrave eshte minimale, vetem 19 cm!

Momentet ne drejtimin Y-Y jane zero per shkak te perputhjes ideale midis qendrave te rendeses dhe te mases ne kete drejtim.

9.7 ANALIZA SIZMIKE

-Parametrat e rrezikut sizmik. Percaktimi i tipit te spektrit te reagimit:

Rreziku sizmik per qytetin e Tiranes eshte i konsiderueshem. Duke u bazuar ne disa studime te mepa reshme, (Sulstarova dhe Aliaj, 2001), (Muco, 2004) vlera e nxitimit sizmik pranohet $a_g=0.2g$, si nxitim sizmik a_g per tipin C te tokes.

Per ta vendosur objektin ne kushte sa me te disfavoreshme nga ana sizmike te harta e zonave sizmogene te Shqiperise shohim se **vlera e magnitudes maksimale eshte $M_s=5.5-6.5$** . Periodat T_B , T_C , T_D dhe faktori i tokes S percaktojne formen e spektrit te reagimit. Per nje objekt te ndertuar ne nje zone me $M_s > 5.5$, perzgjedhim tipin 1 te spektrit te reagimit :

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (8.11)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad (8.12)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (8.13)$$

$$T \leq T_D \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (8.14)$$

ku :

T eshte perioda e vibrimit te sistemit linear me nje shkalle lirie ;

a_g eshte nxitimi i projektimit te truallit, ne shkemb ose ne nje formacion te ngjashem me shkemb. **Per truall tipi B, $a_g = \gamma_1 a_{gR}$, ku γ_1 - eshte faktor i rendesise dhe a_{gR} eshte vlera maksimale e nxitimit te tokes qe i referohet projektimit te termetit per nje periode perseritje 475 vjet ;**

S eshte faktori i tokes ;

T_B , T_C , T_D jane disa vlera te periodave, te percaktuara ne tabelat perkatese te Eurokodit 8;

β eshte faktor i kufirit te poshtem qe rekomandohet te kete vleren 0.2 ;

Tipi "1" i spektrit te reagimit i referohet termetit me magnitude $M_s > 5,5$;

Tipi "2" i referohet termetit me magnitude $M_s \leq 5,5$.

Ne praktiken e projektimit mund te jete efektive perdorimi i nje shumatoreje spektrash. Ky spekter krijohet per te treguar, per nje periode te percaktuar T, **vleren me te madhe spektrale** qe rezulton nga krahasimi i spektrave tipi 1 dhe tipi 2.

9.7.2 - PERCAKTIMI I FAKTORIT TE SJELLJES:

Sipas Eurokodit 8 vlera e kufirit te siperm te faktorit te sjelljes "q", e dhene per te llogaritur thithjen e energjise qe ndodh ne zonat kritike te nyjeve plastike te cilat formohen gjate terme te forte, do te percaktohet si me poshte :

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

Per nje sistem te rregullt me klase duktile M (DC-M mesatare) vlera baze q_0 llogaritet eshte :

$$q_0 = 3 \cdot (\alpha_u / \alpha_1)$$

dhe varet nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia ne lartesi. Per **qellime projektimi** bazuar ne tabelen 5.9.1 Fq. 373 (Inxhinieria sizmike, Niko Pojani) per sistemet me mure dhe me duktilitet te mesem vlera e q_0 eshte :

$$q_0 = 3$$

k_w - faktori qe pasqyron menyren mbizoteruese te shkaterrimit te mundshem, I barabarte me :

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$$

Per sistemet tip rame dhe sistemet duale qe ekuivalentohen si sisteme me rama $k_w = 1,0$;
Ne sistemet strukturore me mure ka vleren $k_w = 0.5$

Nga vlerat e mesiperme percaktojme vleren e faktorit te sjelljes :

$$q = q_0 \times k_w = 3 \times 0.5 = 1.5$$

Duhet te theksohet se ne parim vlerat e q pershtaten, duke marre parasysh edhe zgjedhjen e bere nga projektuesi per deformimin e caktuar te struktures, dmth zgjedhja e klases se duktilitetit. Me poshte jepet tabela e mare nga programi Etabs, e cila tregon per objektin qe kemi mare ne studim, tipin e spektrit dhe te dhenat e tjera sizmike

9.7.3. KATEGORIA e truallit

Per kategorine e truallit kemi marre rastin me te disfavorshem, kategorine C .

Kategoria C - Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysëm të ngjeshur, zhavorr ose argjile të ngurtë, me trashësi nga disa dhjetra në disa qindra metra.

9.7.4- VLERAT projektuese te Rezistencës per materialet

Për muraturë me tulla (të zakonshme, të lehtësuara jo silikate), me lartësi të rreshtit të murit deri në 12cm kjo vlere jepet në Tabelën e mëposhtme të KTP-9-78:

Marka e llacit eshte marre : $25 \text{ kg/cm}^2 = 2.5 \text{ N/mm}^2$

Marka e tules eshte marre: $75 \text{ kg/cm}^2 = 7.5 \text{ N/mm}^2$

Nisur nga keto vlera te pranuar, ne tabelen e meposhtme merret rezistenca e muratures :

$$f_k = 1.1 \text{ N/mm}^2$$

Bazuar ne rekomandimet e mesiperme, per moduln e elasticitetit pranojme vleren e me poshtme:

TAB 9.6 - Vlera f_k per kombinime te ndryshme te tules dhe llacit

Nr	Marka e tullës	Marka e llacit (N/mm ²)						
		10	7.5	5.0	2.5	1.5	0.4	0.0
	N/mm ²	10	7.5	5.0	2.5	1.5	0.4	0.0
1	15	2.2	2	1.8	1.5	1.35	1.2	0.8
2	10	1.8	1.7	1.5	1.3	1.1	0.9	0.6
3	7.5	1.5	1.4	1.3	1.1	0.9	0.7	0.5
4	5.0		1.1	1.0	0.9	0.75	0.6	0.35

$$E=300 \times f_k = 300 \times 1.1 = 330 \text{ N/mm}^2$$

Te dhurat per materialin e tullës te futur ne ETAB-s jane:

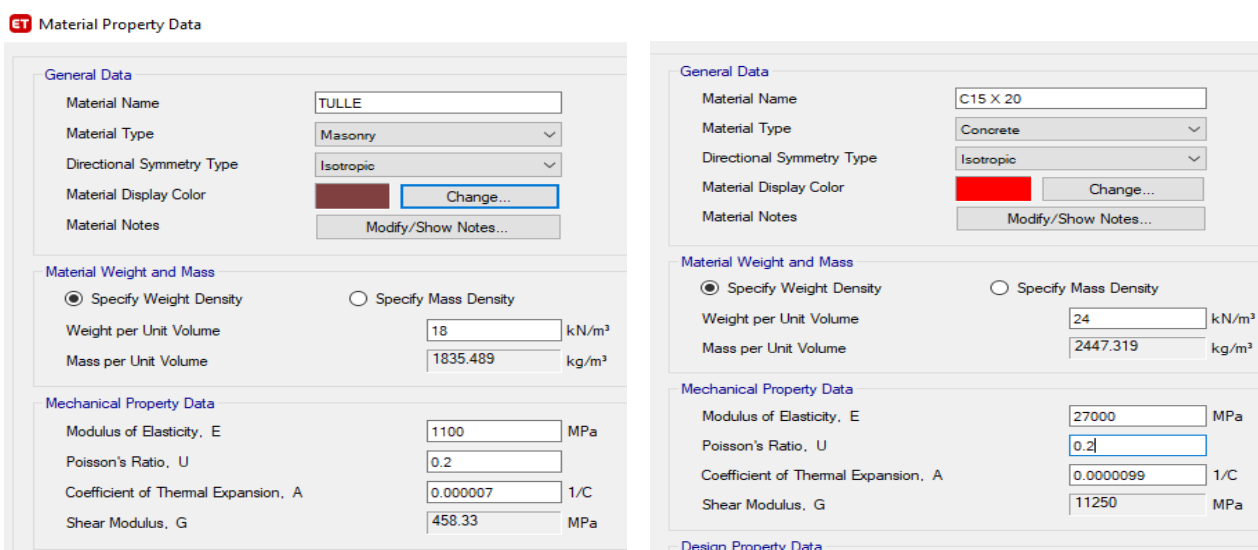


Fig. 9.11 - Parametrat e tullës dhe te betonit, inputi ne Etabs

9.7.5 - KOMBINIMI i efekteve të komponentëve të veprimit sizmik [6]

Rekomandimet e EN-1998-1, fq 65 **Kombinimi i efekteve të komponentëve të veprimit sizmik** nen driten e:

P (1) Në përgjithësi, komponentët horizontalë të veprimit sizmik (shih 3.2.2.1(3)) duhet të konsiderohen sikur veprojnë njëkohësisht.

(3) Si një alternativë, efektet e veprimit për shkak të kombinimit të komponentëve horizontalë të veprimit sizmik, mund të llogariten duke përdorur kombinimet vijuese:

$$a) E_{Edx} \text{ “+” } 0.3 E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$b) 0.3 E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy} \quad (4.19)$$

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 y të strukturës.

Mbeshtetur ne keto rekomandime, ne analizen ne ETABS jane perdorur keto kombinime:

$$\text{Comb RSX} = \text{Dead} + 0.3 \text{ Live} + \text{RSX} + 0.3 \text{ RSY}$$

$$\text{Comb RSY} = \text{Dead} + 0.3 \text{ Live} + 0.3 \text{ RSX} + \text{RSY}$$

$$\text{Comb ELX} = \text{Dead} + 0.3 \text{ Live} + \text{EQLX} + 0.3\text{EQLY}$$

$$\text{Comb ELY} = \text{Dead} + 0.3 \text{ Live} + 0.3\text{EQLX} + \text{EQLY}$$

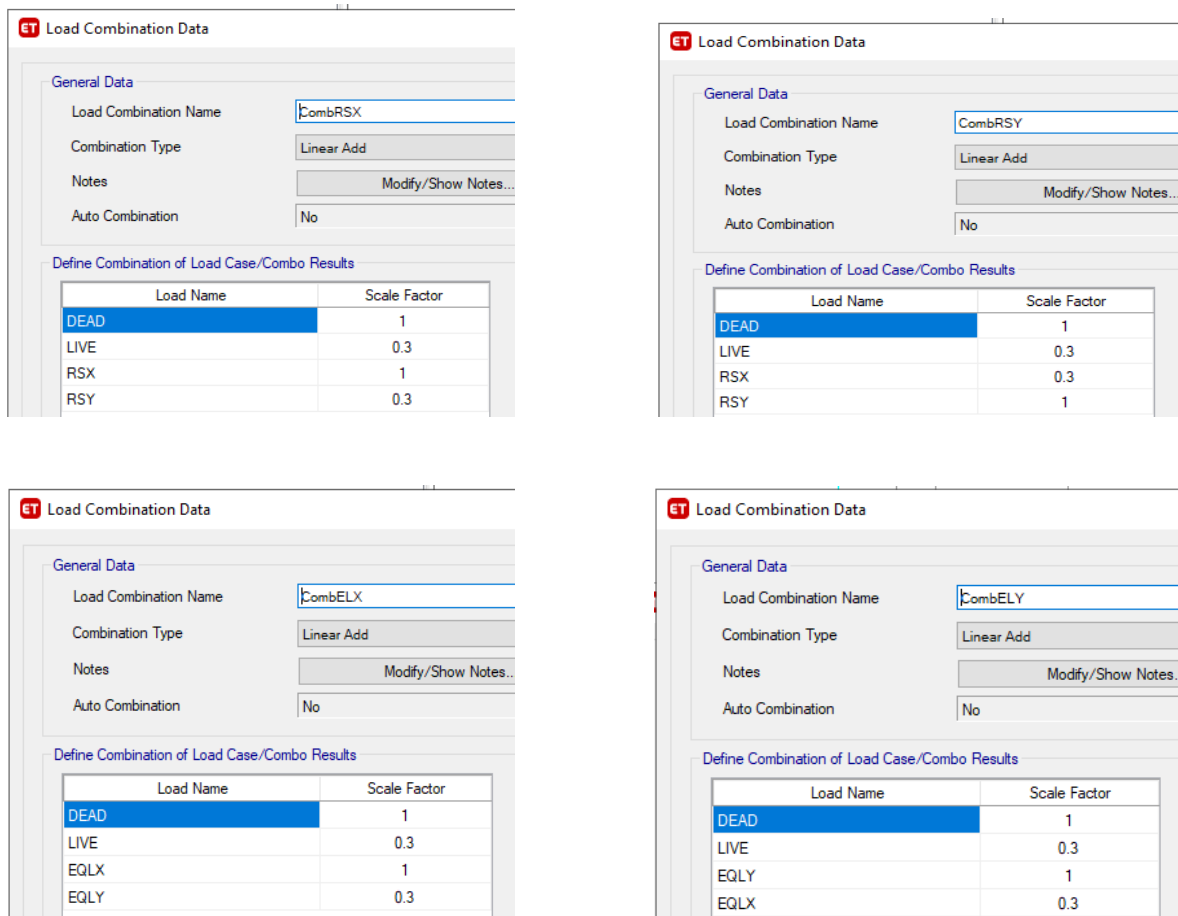


Fig. 9.12 – Tabela 1 e kombinimevet në Etabs

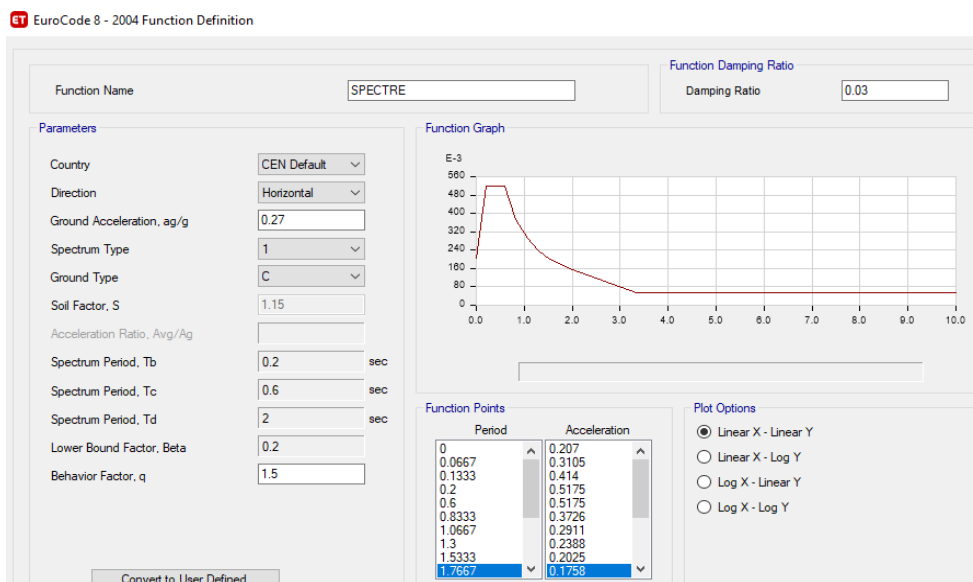


Fig. 9.13 - Spektri I reagimit, nxitimi sizmik, kategoria e truallit

Komponentja RSX- merret nga spektri i reagimit i zgjedhur per llogaritjet. Po njelloj edhe **RSY**. Spektri i zgjedhur i reagimit eshte **Eurocode8-2004**

3.8 REZULTATET

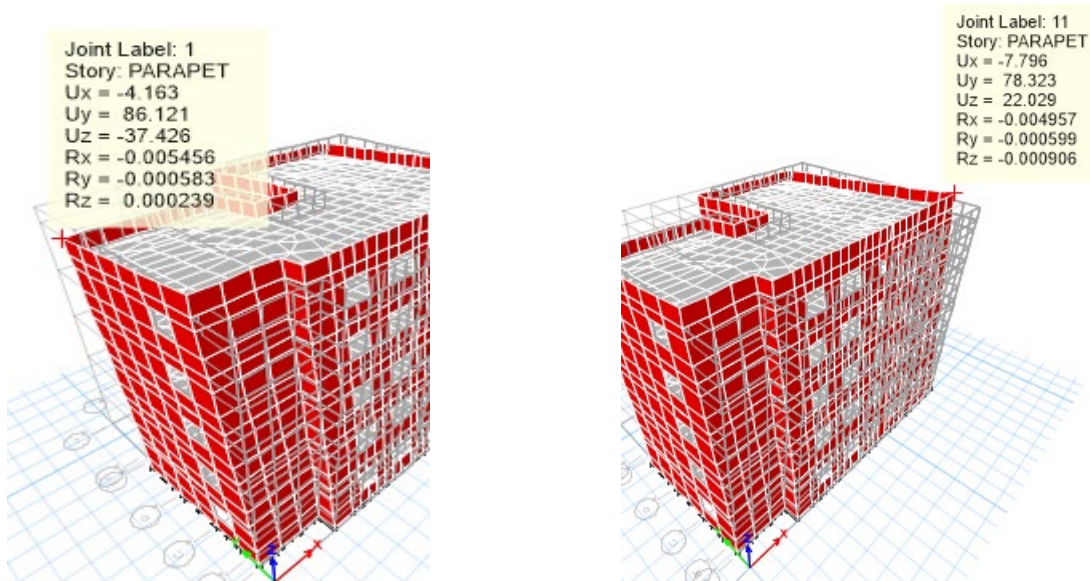


Fig. 9.14- Cvendosjet maksimale ne krye te godines

9.8.1 - CVENDOSJET :

Cvendosjet horizontale te lejuara te godines jane $1/200 H = 7.1 \text{ cm}$

Cvendosjet maksimale, per fazen elastike jane = **8.1cm** > **7.1 cm** (per komb. ELY):

$$D+0.3L+0.3EQLX+EQLY$$

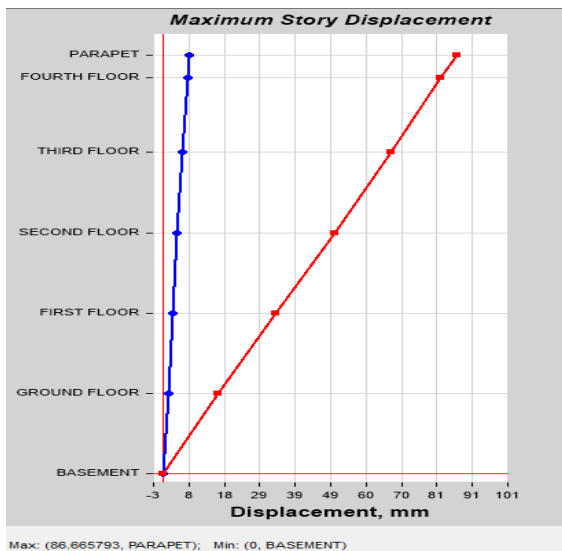


Fig. 9.15 Zhvendosjet sipas X dhe Y
($U_y = 86.1 \text{ mm}$)

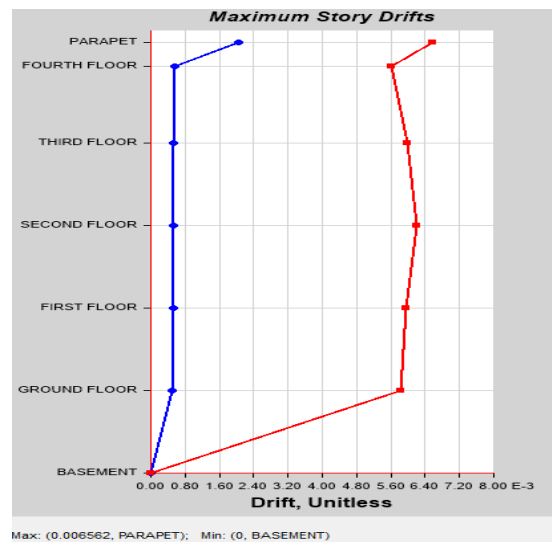


Fig. 9.16 Driftet sipas X dhe Y (Kombinimi EQLY)

Cvendosjet maksimale, per fazen plastike jane = $8.1 \text{ cm} \times q = 8.1 \times 1.5 = 12.15 \text{ cm}$

9.8.2- PERIODA

Sipas rekomandimeve të EC8, per godinat me murature, perioda e lëkundjeve vetiake, duhet të jetë:

$$[T] = 0.05 \times H_g^{0.75} = 0.05 \times 14.2^{0.75} = [0.366] \ll T = 0.690 \text{ s}$$

Ku **0.690 s** është perioda e godines ne analize, në formën e parë të lëkundjes.

Tab. 9.7 (7.8.III) – Siperfaqja e muratures rezistente ne secilin drejtim ortogonal per ndertime te thjeshta [2]

Nxitimi ne kulmin e terrenit ag·S		≤0,07g	≤0,1g	≤0,15g	≤0,20 g	≤0,25 g	≤0,30g	≤0,35g	≤0,40g	≤0,45g	≤0,47g
Tipi i Strukture s	Numeri i Kateve										
Murature e zakonesh me	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			

Perqindjet e armatures, sipas rekomandimit te tabelës me lart, per **ag=0.25g** dhe per nje ndertese **me 3 kate** [tabela me lart nuk perfshin ne rekomandime godinat me te larta se 3 kate], jane **6%** per sejcilin drejtim.

Nderkohe qe % e muratures per godinen 7/5 jane **18%** dhe **17%** sipas x dhe y respektiv. Pmv nga perqindja e madhe e muratures, godina i ka periodat **dyfish** me shume se e lejuara!!! **Pra godina eshte fleksibel, per paradoks!**

Mendoj se nje **rol shume te madh** ne keto parametra te **perioodes** ka pesha e madhe e mureve mbajtes, per shkak edhe te perqindjes se madhe te mureve qe edhe me lart evidentohet

Nga tentativat e shumta te bera gjat analizave, per gjetjen e shkaqeve te kesaj periode relativisht te larte, eshte konkluduar se shkak kryesor I kesaj periode eshte pikerisht kjo perqindje e larte murature!!

Keshtu, neqoftese gjykojme mbi te njejten perqindje murature, por duke ndryshuar peshen e saj, (rast hipotetik) vihet re nje ulje e ndjeshme e perioodes, sic tregohet edhe me poshte. Keshtu, per peshe normale te mureve te tulles prej 18kN/m3 kemi perioden:

- Mode 1 - Period 0.656276594155882

Ndersa per peshe te mureve 10 kN/m3, kjo periode lekundjesh do te jete:

Mode 1 - Period 0.51674233117687

pra do te kemi nje ulje prej 16.5% ne moden e pare.

Gjithsesi kjo nuk eshte zgjidhje e mundeshme, eshte thjesht nje tentative, nje hipoteze, ne rrugen per te gjete shkaqet dhe mundesite e eliminimit te mangesive qe analiza nxjerr dhe perioda e arritur perseri eshte larg asaj qe rekomandohet nga normat.

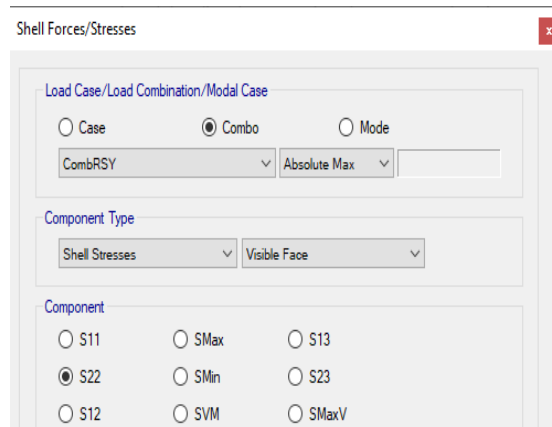
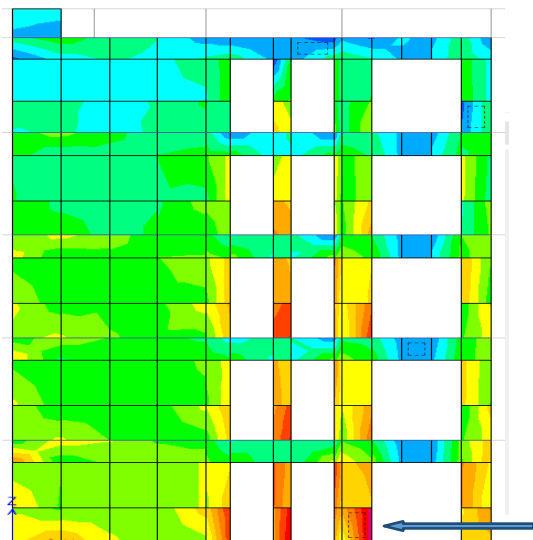
Gjatë disa viteve të kërkimit në literaturën teknike për ndërtesat murature, nuk kam hasur në rekomandime të tjera në lidhje me përqindjen maksimale të muraturës, për ndërtesat më të larta se 3 kate, përveç tabelës së mësipërme. Mendoj se arsyeja kryesore është fakti që autorë të ndryshëm kanë përjashtuar mundësinë për të ndërtuar godina me murature më të larta se 10m, në zona sizmike.

Bazuar në vëzhgimet e tërmetit të datës 26.11.2019, këto lloje ndërtesash reagojnë relativisht mirë, kur në katet e tyre përdhe nuk ishin bënë ndërhyrje reduktuese të muraturës.

Ky përfundim nuk përjashton shembjen e papritur nga forca sizmike, përdërisa ndërtesa shfaq mangësi të rëndësishme strukturore, të cilat manifestohen në perioda të larta, dy herë më shumë se sa te lejuarat.

9.8.3- KONTROLLET LOKALE

Muri ne aksin 2-2



Elementi me i sforcuar **W 828**

Fig. Fig. 9.18 Sforcimet S2-2 ne elementin W828

Vlera maksimale në këtë aks është shtypja S₂₋₂, me vleren: **-1.46 MPa > -1.1MPa**

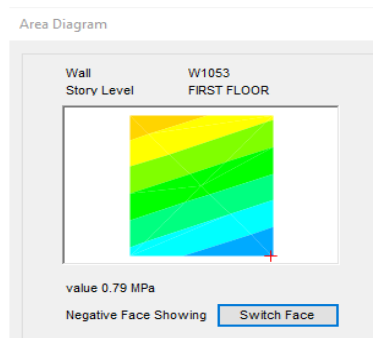
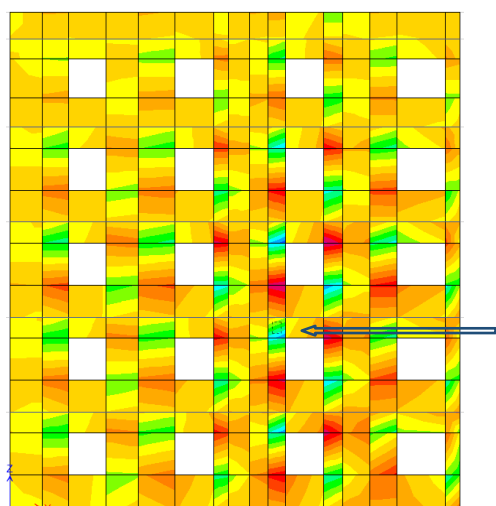


Fig. 9.20 Elementi W1053 i shkeputur nga aksi 6-6

Fig. 9.19- Muri ne aksin 6-6. Me shigjete tregohet elementi me i sforcuar **W1053**

Vlera maksimale e sforcimit në këtë aks është **S1-1** ne terheqje, me vleren **0.79 MPa**, ndërkohë që [S] ne terheqje duhet te jete ≤ 0.2 MPa.

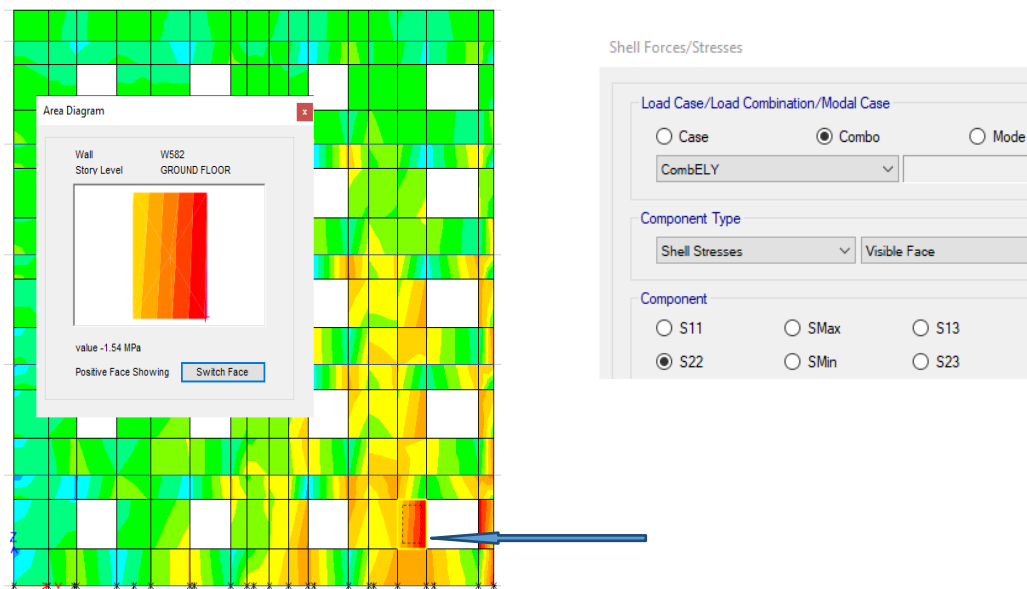


Fig. 9.21- Elementi me i sforcuar W582

Ne kombinimin ELY, muri ne aksin 6-6, paraqitet I rrezikuar, sforcimi $S22 = -1.54 \text{ N/mm}^2$, ne shtypje, eshte shume i madh se sforcimet e lejuara te muratures.

Tab. 9.7- Tabela me rekomandime per $[\sigma]$ e lejuara ne terheqje

Nderja	Tipi i llaçit	
	M3, M4	M1, M2
Terheqja pingul ne pjesen e prere te muratures	2,0 kg/cm ²	2,5 kg/cm ²
Terheqja paralel me pjesen e prere te muratures	3,9 kg/cm ²	5,0 kg/cm ²

KAPITULLI 10 - ANALIZA JOLINEARE.

10.1 - METODA e ramave ekuivalente

Sic eshte theksuar edhe ne kapitujt e meparshem, një ndikim të rëndësishëm në mënyrën e analizimit të muraturës, veçanërisht në fushën jolineare, pati botimi i parë i autorit Tomazovich (Tomaževic, 1978, "**Metoda POR**").

Bazuar në këtë metodë, janë zhvilluar disa programe numerike, të cilat analizojnë modelin e ndarë në makro-elementë, **pier dhe spandrel***, sipas rekomandimeve dhe kufizimeve të saj.

Miratimi i koncepteve të inxhinierisë së tërmeteve, të bazuara në performance, ka çuar në aplikimin e një numri procedurash jo-lineare statike në vlerësimin sizmik të ndërtesave.

- metoda e koeficientit (ASCE, 2000),

- metoda e spektrit të kapacitetit (ATC, 1996; Freeman, 1998),

- metoda N2 (Fajfar, 1988) –

të cilat në përgjithësi kërkojnë krahasimin e kërkesës sizmike me kapacitetin e ndërtesës, për sa i përket zhvendosjeve. Ky krahasim mund të arrihet duke zëvendësuar reagimin aktual të ndërtesës me një oshilator ekuivalent me një shkalle lirie (SDOF) (Shibata, 1976).

Përkufizimi i kapacitetit të zhvendosjes mund të arrihet me anë të një analize statike jo-lineare (analiza pushover), duke aplikuar në strukturë ngarkesat anësore, të shpërndara, që rriten në mënyrë lineare, duke përshkruar forcat sizmike. [14]

Për sa i përket STRUKTURAVE me murature, kjo mund të arrihet në disa mënyra:

□ - Një qasje e parë përfaqësohet nga **metoda e elementeve të fundem**: elementet konstruktive të muraturave (njësitë, llaçi) diskretizohen në një numër të caktuar të elementeve të fundem; janë miratuar ligje të përshtatshme **konstituive jolineare** dhe modeli mund të jetë kështu një mjet shumë i fuqishëm i analizës. Në të njëjtën kohë të metat e tij përfaqësohen nga **ngarkesa e lartë llogaritëse**, e cila mund ta bëjë adoptimin e tij të paqëndrueshëm për qellimet praktike, kryesisht, **varësinë e mundshme të rrjetës dhe kalibrimin** disi të vështirë të **parametrave të hyrjes**.

□ - Një qasje e dytë bazohet në adoptimin e "**kornizave ekuivalente**", një model shumë i zakonshëm për inxhinierët strukturorë

. Struktura përshkruhet nga një **bashkësi e elementeve** vertikale dhe horizontale, (pier dhe spandrels):

- Pierët dhe spandrellet janë të lidhur me anë të **nyjeve të ngurta** dhe secili element modelohet nga ligjet e duhura konstituive, në mënyrë që të merret parasysh **jolineariteti** mekanik. Kjo qasje paraqet thjeshtime të forta, dhe kështu saktësia e saj varet qartë nga perputhshmëria midis hipotezave të miratuara dhe problemit aktual strukturor. [14]

* Eshte perdorur terminologjia ne gjuhen anglisht, duke quajtur si me te pershtatshem termat repektive

10.2- AMQUAKE (ATENA masonry earthquake)

Konceptet themelore në lidhje me përdorimin e analizës jolineare të ndërtesës 77/5

Programi ndihmon inxhinierët të projektojnë ndërtesa të sigurta prej murature në rajonet sizmike. Ky zhvillim u iniciua nga futja e Eurokodeve 6 dhe 8 në Evropë, duke filluar në Mars 2010, te cilat aplikojnë rregulla strikte për ndërtesat me murature në rajonet sizmike.

Am-Quake është një program softuer për vlerësimin sizmik të ndërtesave me murature, që përdor analizën **pushover** dhe metodën e **ramave ekuivalente**, bazuar në diskretizimin në makro-elemente dhe në idenë e tij themelore të qasjes "**mekanizmi i katit**", për të kontrolluar sigurinë sizmike të ndërtesave me murature, duke ruajtur konceptet dhe idealizimet që janë familjare për inxhinierin.

Në programin e AmQuake, v6.0, pllakat e nderkatit (soletat) konsiderohen si **struktura të ngurta**, horizontale, që transmetojnë ngarkesën anësore (tërmetin) në muret mbajtëse, ndersa muret ekuivalentohen automatikisht në elemente **tip-frame**, me sjellje jo-lineare. Kjo marrëdhënie krijohet për të përafëruar sa më afër realitetit sjelljen dhe demtimin e paneleve të mureve. Rezultatet e Am-Quake janë shtrirë në një gamë të gjerë vlefshmërie dhe mund të krahasohen me ato të një analize më të sofistikuar. Përveç kësaj, programi mbështet gjithashtu analizën statike të ndërtesave me muraturë sipas **Eurocode 6**.

Një model tip frame i mureve prezantohet kështu:

Cdo panel muri ndahet në makroelemente të emërtuar si Piers dhe Lintels (Spandrels), të modeluar nga trare dhe kolona me sjellje jo-lineare, të lidhura me një rigjide. Në nyjet e këtyre elementeve përcaktohet një hapsirë me sjellje plastike, me një distancë të pranuar sipas EC dhe funksioni i tyre është transferimi i variablove statike dhe kinematike ndërmjet fundit të elementeve dhe nyjeve (Gjenerimi i Cernierave plastike).

Sic u përmend më lart, fillimisht caktohen parametrat bazë të materialeve, pastaj kontrollohen të dhënat e spektrit dhe në fund krijohet modeli gjeometrik. Programi realizon objektin 3D, i cili është gati për analizë. Më vonë aplikohen ngarkesat baze. Po ashtu, ngarkesa pushover realizohet sipas manualit të përdorimit të vete programit.

Kombinimi i ngarkesës për analizën push-over është:

$$\gamma_{Gd} G + \psi_{EL} Q_L + \psi_{Es} Q_s \quad (10.1)$$

ku: $\psi_{EL} = \varphi_L \psi_{2L}$,

$\psi_{ES} = \varphi_s \psi_{2,s}$

Tab 10.1- Sqarimi i termave që programi AmQuake përdor

Pushover Gamma Gp	Shumëzuesi $\gamma_{G,p}$ për ngarkesën e përhershme G për analizën pushover. Në shumicën e standardeve kombëtare, ky shumëzues duhet të jetë i barabartë me 1.0.
Static Gamma Gs	Shumëzuesi γ_{Gs} - për ngarkesën e përhershme G për analizën statike
Pushover Phi_L	Shumëzuesi φ_L - për ngarkesën e perkoheshme Q_L për analizën pushover.
Static Gamma_QL	Shumëzuesi $\psi_{2,s}$ - për ngarkesën e borës Q_S për analizën pushover
Pushover Psi_2L	Shumëzuesi ψ_{2L} - për ngarkesën e perkoheshme Q_L për analizën pushover
Pushover Phi_S	Shumëzuesi φ_s - për ngarkesën e borës Q_S për analizën pushover
Pushover Psi_2S	Shumëzuesi $\psi_{2,s}$ - për ngarkesën e borës Q_S për analizën pushover
Static Gamma Qs	Shumëzuesi γ_{Qs} - për ngarkesën e borës Q_S për analizë statike
Static Psi 0,S	Shumëzuesi $\psi_{0,s}$ për ngarkesën e borës Q_S , për analizë statike
Gamma_M	Faktori i pjesshëm i sigurisë γ_M për muraturën
Gamma_C	Faktori i pjesshëm i sigurisë γ_C për beton
Gamma_S	Faktori i pjesshëm i sigurisë γ_s për çelikon

ndersa kombinimi i ngarkesës për analizën statike është:

$$\gamma_G G + \gamma_{QL} Q_L + \gamma_{QS} \psi_{0,s} Q_S \quad (10.2)$$

Hapi më i rëndësishëm para fillimit të analizës është konvertimi ose ekuivalentimi automatik i ndërtesës reale në modelin e thjeshtuar statik, sipas parimeve të shprehura më lart

Duhet të theksohet se faktorët e pjesshëm të sigurisë për materialet që janë specifikuar me lart përdoren vetëm në analizën statike. Analiza pushover kryhet duke përdorur vetitë mesatare të materialit, d.m.th. faktorët e mësipërm vendosen automatikisht nga programi në vlerën 1.0 për analizën pushover.

10.3- SHEMBULL i skematizimit të një strukture elementare për programin Am Quake

Një hap i rëndësishëm në përgatitjen e të dhënave të dhëna për analizë me AmQuake është idealizimi i structures, e cila bazohet në teorinë e kornizave ekuivalente

Procesi i lidhjes së mureve dhe dritareve individuale demonstron duke përdorur figurën anash. Le të supozojmë modelimin dhe lidhjen e ndërsjellë të Wall1, Wall2 dhe Window. Ato modelohen nga elementët trarë. Detajet e Murit 1,2 dhe Dritares 1 paraqiten në foton tjetër. Vijat e kuqe në figurën më lart paraqesin elemente trarësh dhe vijat gri tregojnë lidhje ndërmjet tyre. Muret mbajtëse modelohen nga kolona vertikale.

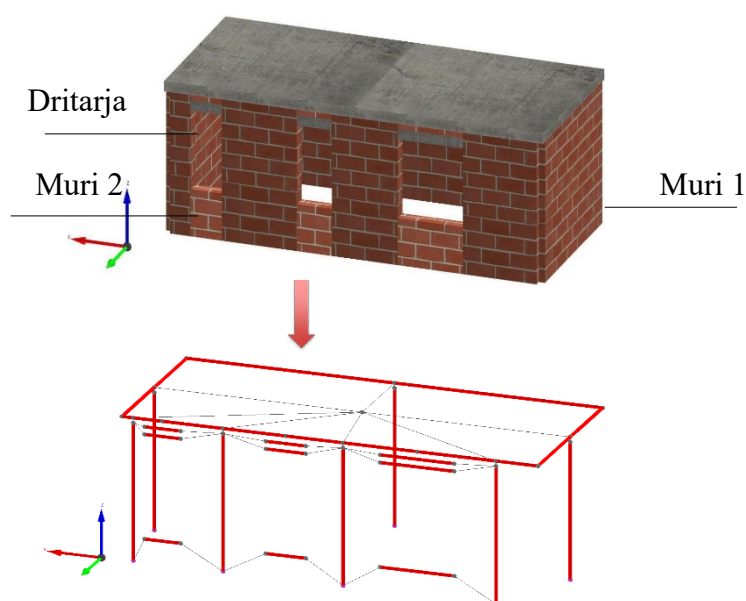


Fig 10.1 – Skematizimi i një strukture elementare

Secili mur me dritare është tipikisht i modeluar nga dy trarë, një për parapet dhe një për pjesën e murit mbi arkitra (lintel). Trarët horizontale në model përdoren gjithashtu për unazat b/a në soletat e nderkatit.

Modeling on ATENA Masonry Quake – Version 6.0.0

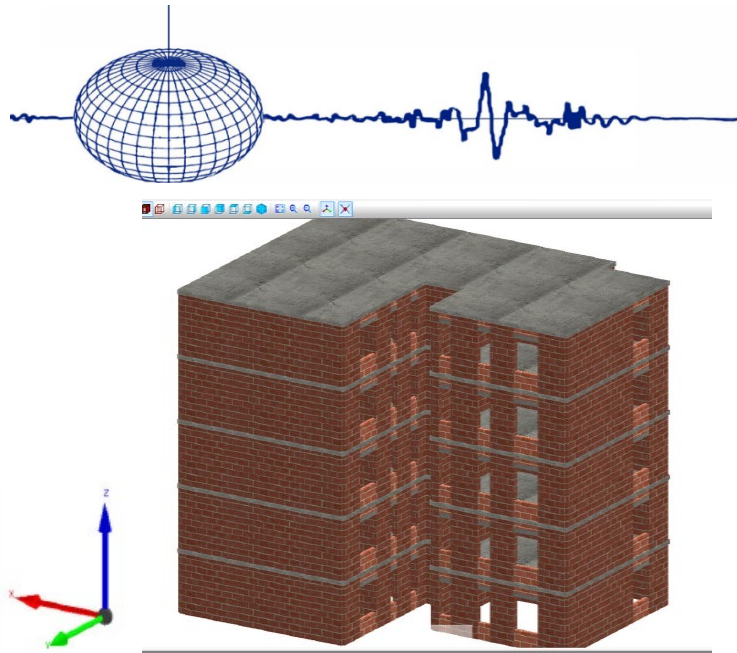


Fig. 10.2- Pamje 3D e ndërtësës 77/5 e modeluar për AM Quake

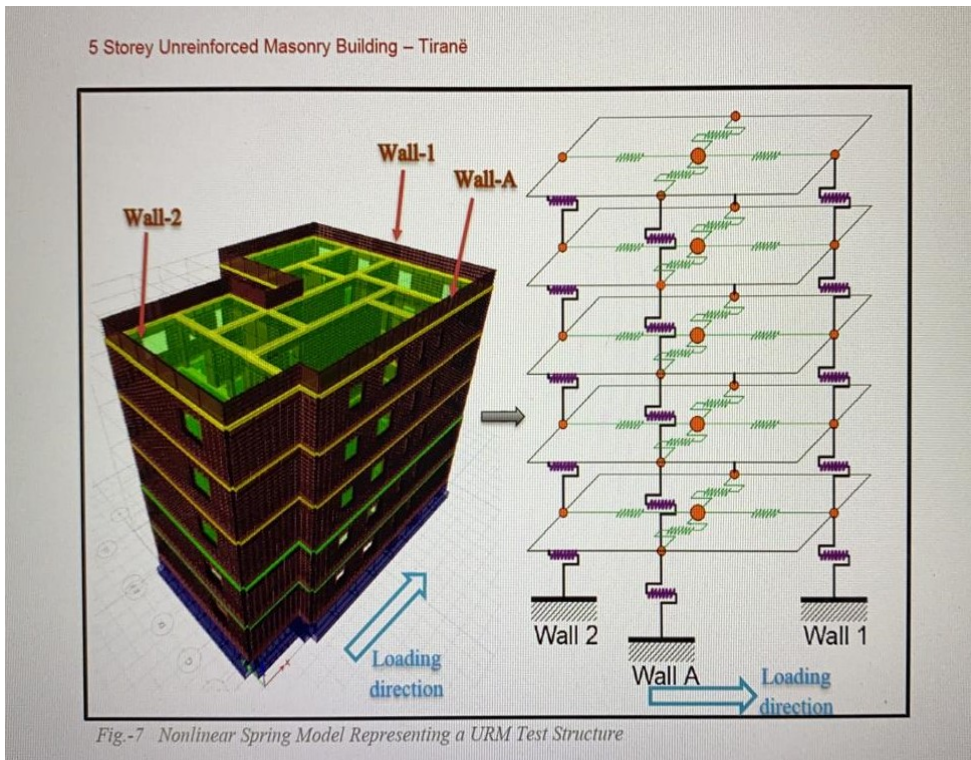


Fig.-7 Nonlinear Spring Model Representing a URM Test Structure

Fig. 10.3 – Modeli me sista që paraqet strukturën test URM

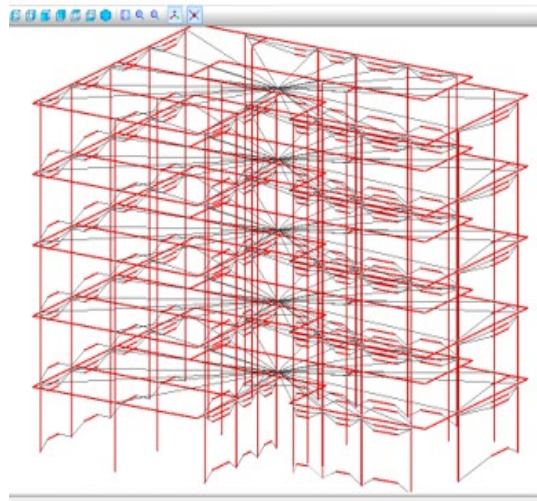


Fig. 10.4 - Modelimi me shufra i struktures ne analize. RRJETEZIMI (nyjet, elementet dhe lidhjet e ngurta)

PARAMETRAT E ANALIZES (ANALYSIS PARAMETERS) PER DISA SHTETE

a- Cyprus

Building standard		Advanced settings									
Building standard:	Cyprus	Gamma M:	2.2	Pushover Gamma_Gp:	1	Pushover Phi_L:	0.8	Pushover Phi_S:	1		
Importance class:	II	Gamma C:	1.5	Static Gamma_Gs:	1.35	Pushover Psi_2L:	0.3	Pushover Psi_2S:	0.2		
		Gamma S:	1.15			Static Gamma_QL:	1.5	Static Gamma_Qs:	1.5		
								Static Psi_0,S:	0.7		

b- Rumania/ Eurokodi

Building standard		Advanced settings									
Building standard:	Romania Eurocode	Gamma M:	2.2	Pushover Gamma_Gp:	1	Pushover Phi_L:	0.8	Pushover Phi_S:	1		
Importance class:	II	Gamma C:	1.5	Static Gamma_Gs:	1.35	Pushover Psi_2L:	0.3	Pushover Psi_2S:	0.2		
		Gamma S:	1.15			Static Gamma_QL:	1.5	Static Gamma_Qs:	1.5		
								Static Psi_0,S:	0.7		

c- Bullgaria

Building standard		Advanced settings									
Building standard:	Bullgaria	Gamma M:	2.2	Pushover Gamma_Gp:	1	Pushover Phi_L:	0.8	Pushover Phi_S:	1		
Importance class:	II	Gamma C:	1.5	Static Gamma_Gs:	1.35	Pushover Psi_2L:	0.3	Pushover Psi_2S:	0.2		
		Gamma S:	1.15			Static Gamma_QL:	1.5	Static Gamma_Qs:	1.5		
								Static Psi_0,S:	0.7		

Fig. 10.5 - Krahasim I parametrave te analizes per disa vende

Sic shikohet me lart, keto parametra jane te njejta per te gjitha vendet qe programi ka perfshire. Per shkurtrim te paraqitjes nuk jane paraqite gjithe vendet qe programi referon.

Standard		Advanced	
Seismic parameters			
Seismic zone:	0	Reference Ground Acceleration (agr) [m/s ²]	0.9
Soil category:	C		
Spectrum type:	1		
Viscous damping ratio [%]:	5		

Fig. 10.6 - Kategoria e truallit, tipi I spektrit dhe nxitimi I truallit

Duke qene se edhe kjo tabele perseri eshte e njejte ,per te gjitha vendet e listuara ne program, per shkurtrim te referimit nuk jane cituar. Vendi jone nuk eshte ne listen e vendeve qe programi ka perfshire, prandaj, per analizen respektive, eshte zgjedhe Qipro.

Tabela ne vijim jep permasat e mureve-kolona (Piereve), koordinata e qendrave te gravitetit te sejcilit mur ne vecanti, knedin qe ato formojne me akset kryesore. Eshte dhene vetem nje pjese e ketyre mureve-kolona, per shkurtrim te paraqitjes, duke qene se jane te shumte dhe sejcili ka te njeten logjike te identifikimit te tij ne tabele.

TAB. 10.2: Muret- Kolona (Walls/ Columns) qe formatojne skemen e godines ne AM quake

All #	Length [m]	Width [m]	Height [m]	Xg	Yg	Z0	Rotation	In plane eccentricity [m]	Out of plane eccentricity [m]	Material
1	8.850	0.250	2.700	14.489	14.251	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
2	1.350	0.250	2.700	10.064	13.576	0.000	90.000	0.000	0.000	muri 25
3	1.260	0.250	2.700	10.064	10.851	0.000	90.000	0.000	0.000	muri 25
4	1.240	0.250	2.700	10.064	9.021	0.000	90.000	0.000	0.000	muri 25
5	0.850	0.250	2.700	10.064	7.398	0.000	90.000	0.000	0.000	muri 25
6	8.850	0.250	2.700	14.489	10.596	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
7	3.280	0.250	2.700	15.019	5.336	0.000	90.000	0.000	0.000	muri 25
8	11.250	0.250	2.700	13.291	6.976	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
9	5.380	0.250	2.700	16.226	0.246	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
10	2.660	0.250	2.700	15.019	1.573	0.000	90.000	0.000	0.000	muri 25
11	1.340	0.250	2.700	12.288	0.246	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
12	1.340	0.250	2.700	10.248	0.246	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
13	1.400	0.250	2.700	7.458	0.246	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
14	1.670	0.250	2.700	4.802	0.246	0.000	0.000	0.000	0.000	muri 25
15	4.090	0.250	2.700	3.966	2.293	0.000	90.000	0.000	0.000	muri 25

Ndersa Tabela ne vijim jep permasat e [Dyer-dritaret](#), koordinata e qendrave te gravitetit te sejcilit hapsire ne vecanti, kendin qe ato formojne me akset kryesore. Eshte dhene vetem nje pjese e ketyre mureve-kolona, per shkurtrim te paraqitjes,

TAB. 10.3: Dyer-dritaret (Doors/Windows) qe plotesojne skemen e godines ne AM quake

All #	Length [m]	Width [m]	Height [m]	Xg	Yg	Z0	Rotation	Parapet height	Window/door height	Parapet material	Lintel material
31	1.300	0.250	2.700	2.484	10.096	0.000	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
32	0.700	0.250	2.700	4.791	10.096	0.000	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
33	0.630	0.250	2.700	6.952	10.096	0.000	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
34	1.420	0.250	2.700	0.366	3.631	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
35	1.120	0.250	2.700	6.198	0.246	0.000	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
36	1.420	0.250	2.700	8.868	0.246	0.000	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
37	0.700	0.250	2.700	11.268	0.246	0.000	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
38	0.580	0.250	2.700	13.248	0.246	0.000	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
39	1.120	0.250	2.700	18.915	2.481	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
40	1.120	0.250	2.700	18.915	5.901	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
41	1.120	0.250	2.700	18.915	9.221	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
42	0.920	0.250	2.700	18.915	12.517	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
43	1.420	0.250	2.700	10.064	12.191	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
44	0.580	0.250	2.700	10.064	9.931	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
45	0.580	0.250	2.700	10.064	8.111	0.000	90.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14
77	1.300	0.250	2.700	2.484	10.096	2.900	0.000	0.750	1.500	muri 25	Lintels 14

Me poshte jepen te dhenat per nderkatet, sipas formatit qe programi kerkon, si edhe ngarkesat respektive te nderkateve

TAB. 10.4: Nderkatet (Ceilings)

All #	Name	Area [m2]	Height [m]	Number of geometry	Number of loading areas	Z	RC Ring
46	Floor 0.000 - 2.900	217.380	0.200	12	1	2.700	RC Ring 15
92	Floor 2.900 - 5.800	217.380	0.200	12	1	5.600	RC Ring 15
138	Floor 5.800 - 8.700	217.380	0.200	12	1	8.500	RC Ring 15
184	Floor 8.700 - 11.600	217.380	0.200	12	1	11.400	RC Ring 15
230	Floor 11.600 - 14.500	217.380	0.200	12	1	14.300	RC Ring 15

TAB. 10.5: Ngarkesat e nderkateve (Ceiling load)

All #	Floor	Dead load [kN/m2]	Permanent load [kN/m2]	Pushover Gamma_Gp	Static Gamma_Gs	Life load [kN/m2]	Pushover Phi_L	Pushover Psi_2L	Static Gamma_QL	Snow load [kN/m2]	Pushover Phi_S	Pushover Psi_2S	Static Gamma_Qs	Static Psi_0,S
46	Floor 0.000 - 2.900	3.000	1.500	1.000	1.350	2.000	0.800	0.300	1.500	0.000	1.000	0.200	1.500	0.700
92	Floor 2.900 - 5.800	3.000	1.500	1.000	1.350	2.000	0.800	0.300	1.500	0.000	1.000	0.200	1.500	0.700
138	Floor 5.800 - 8.700	2.500	1.500	1.000	1.350	2.000	0.800	0.300	1.500	0.000	1.000	0.200	1.500	0.700
184	Floor 8.700 - 11.600	2.500	1.500	1.000	1.350	2.000	0.800	0.300	1.500	0.000	1.000	0.200	1.500	0.700
230	Floor 11.600 - 14.500	2.500	1.500	1.000	1.350	2.000	0.800	0.300	1.500	0.000	1.000	0.200	1.500	0.700

Fig.- 10.7. Te dhenat per tullat, Inputi ne Am quake

Fig.- 10.8. Te dhenat per betonin

10.4 - RAPORTI I ANALIZS PUSHOVER (Protokoll i shkurtër)

Tab. 10.6 Hapat kryesore push X dhe push Y-rezultatet

Nr	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 length fact.	Max error [%]
DREJTIMI X										
1	X+, exc. pos, uni	Pass	3.93	13.83	13.71	13.83	71.58	0.89	1.23	0.56
2	X+, exc. pos, tri	Pass	5.21	17.93	17.86	17.93	70.95	0.66	1.50	0.40
3	X+, exc. neg, uni	Pass	5.40	18.33	18.06	18.33	70.55	1.43	1.11	0.43
4	X+, exc. neg, tri	Pass	4.01	14.79	14.45	14.79	72.86	2.26	1.18	0.36
5	X-, exc. pos, uni	Pass	3.43	12.95	12.41	12.95	73.47	4.17	1.03	0.48
6	X-, exc. pos, tri	Pass	3.95	16.74	14.27	16.73	76.42	14.70	1.05	0.47
7	X-, exc. neg, uni	Pass	3.41	15.90	12.38	15.90	78.53	22.15	1.00	0.52
8	X-, exc. neg, tri	Pass	4.11	15.44	14.81	15.44	73.36	4.06	1.02	0.44
DREJTIMI Y										
1	Y+, exc. pos, uni	Pass	22.34	66.00	67.04	67.10	66.15	0.089	1.35	0.25
2	Y+, exc. pos, tri	Fail	25.65	63.75	76.96	74.35	59.76	-3.50	1.59	1.57
3	Y+, exc. neg, uni	Fail	25.40	65.86	76.21	67.86	61.43	-12.31	1.41	0.31
4	Y+, exc. neg, tri	Fail	28.24	62.24	84.71	84.42	54.63	-0.35	1.60	2.94
5	Y-, exc. pos, uni	Pass	21.17	63.76	63.50	63.76	66.80	0.42	1.36	0.29
6	Y-, exc. pos, tri	Pass	23.57	61.83	70.71	71.42	61.88	1.00	1.42	0.34
7	Y-, exc. neg, uni	Pass	20.80	63.65	62.41	63.65	67.32	1.95	1.35	0.33

Tab. 10.7 - Shpjegimi i termave baze te perdorura ne programin AM quake:

DLS target	(Damage limite state), gjendja e kufizimit te demit, zhvendosja e katit të sipërm, në të cilin lëvizjet ndërkatëshe, për secilin kat, janë të kontrolluara, nëse nuk shkelin kerkesat e kufizimit të demit. Drifti i ndërkatit për secilin kat duhet të jetë më i vogël se vlera kufitare e demit;
DLS capacity	Zhvendosja e katit të sipërm, kur drifti i ndërkatit, për një kat të caktuar, kaperxen vleren kufitare te demit. Drifti i ndërkatit për secilin kat duhet të jetë më i vogël se vlera kufitare e demit;
ULS target	(Ultimate Limit State) -zhvendosjet e katit të fundit që mund të priten për strukturën dhe kërkesën e dhënë sizmike. Struktura duhet të jetë në gjendje të perballoje zhvendosj te tilla në katin e fundit pa kaluar ne kolaps.
Safety margin DLS	Kufiri i sigurisë për DLS në % të kapacitetit të DLS
Safety margin ULS	Kufiri i sigurisë për ULS në % të kapacitetit të ULS
DLS Criterion	Kriteri DLS Pushover, Kapaciteti DLS/targeti DLS
ULS Criterion	Kriteri ULS Pushover, Kapaciteti ULS/targeti DLS
DLS Step Id	Hapi Id, kur arrihet kufiri i demit ndërkatësh. Kati Id tregohet në parametrin Storey
Period T Norm	Perioda e lekundjeve të sistemit strukturor, të idealizuar, me një shkalle lirie
Max reference ground	Përshpejtimi maksimal i mundshëm i tokës referuese për modelin e përshpejtitimit të analizuar. Për gjeometrinë strukturore të dhënë, drejtimin e ngarkimit, lloji i spektrit të zgjedhur siguron vlerën e nxitimit maksimal të tokës referuese, që struktura do të jetë në gjendje të mbijetojë.
Ductility	Kjo vlerë përdoret për të përcaktuar faktorin q për strukturën e analizuar. Eshtë raporti i vlerës maksimale të forcës prerese kundrejt vlerës se forcës prerese ne bazë, kur carnjera e parë plastike zhvillohet në një nga elementët vertikalë.

Tab. 10.8 Rezultate te tjera te reagimit pushover

Nr	Analysis	Limit states	Max error [%]	Storey	RShift	Dls Criterion	Dls Step Id	Period T Norm.	Max ref. ground accel. [m/s ²]	Ductility	Elastic displac [mm] = d _y
	DREJTIMI X										
1	X+, exc. pos, uni	Pass	0.712	1	0.002	3.519	10	0.336	0.905	2.355	6.232
2	X+, exc. pos, tri	Pass	5.683	1	0.0016	3.442	35	0.357	0.904	2.70	8.273
3	X+, exc. neg, uni	Pass	5.398	1	0.0021	3.395	10	0.394	0.910	2.313	8.412
4	X+, exc.neg, tri	Pass	3.841	2	0.0013	3.684	30	0.314	0.913	2.937	6.266
5	X-, exc. pos, uni	Pass	0.717	1	0.0016	3.769	8	0.314	0.925	2.579	5.329
6	X-, exc. pos, tri	Pass	0.613	1	0.0015	4.241	9	0.311	0.997	3.390	6.142
7	X-, exc. neg, uni	Pass	0.679	1	0.0021	4.657	7	0.313	1.062	3.201	5.275
	DREJTIMI Y										
1	Y+, exc. pos, uni	Pass	23.00	4	0.005	2.954	184	1.071	0.901	3.496	20.369
2	Y+, exc. pos, tri	Fail	37.28	5	0.005	2.485	228	1.049	0.870	3.877	23.864
3	Y+, exc. neg, uni	Fail	17.70	4	0.005	2.592	173	1.217	0.801	2.590	27.814
4	Y+, exc.neg, tri	Fail	19.94	4	0.0049	2.204	118	1.154	0.897	3.567	29.443
5	Y-, exc. pos, uni	Pass	0.858	4	0.0048	3.013	39	1.014	0.904	3.590	18.852
6	Y-, exc. pos, tri	Pass	8.401	5	0.0049	2.623	33	0.963	0.909	4.895	18.152

Seismic parameters

Seismic zone:

Soil category: C

Spectrum type: 1

Damping ratio: 5.000

Ultimate acceleration: 2.70

Damage acceleration: 0.27

Soil factor (S): 1.150

Period B: 0.200

Period C: 0.60

Period D: 2.000

Dynamic amplif. factor beta0: 2.500

**** KURBAT E KAPACITETIT (per disa nga hapat e analizes)**

PUSH- SIPAS DREJTIMIT X

Hapi-1 * Analiza Push-X/1 (Gjendja kufitare -> **Kalon!**)

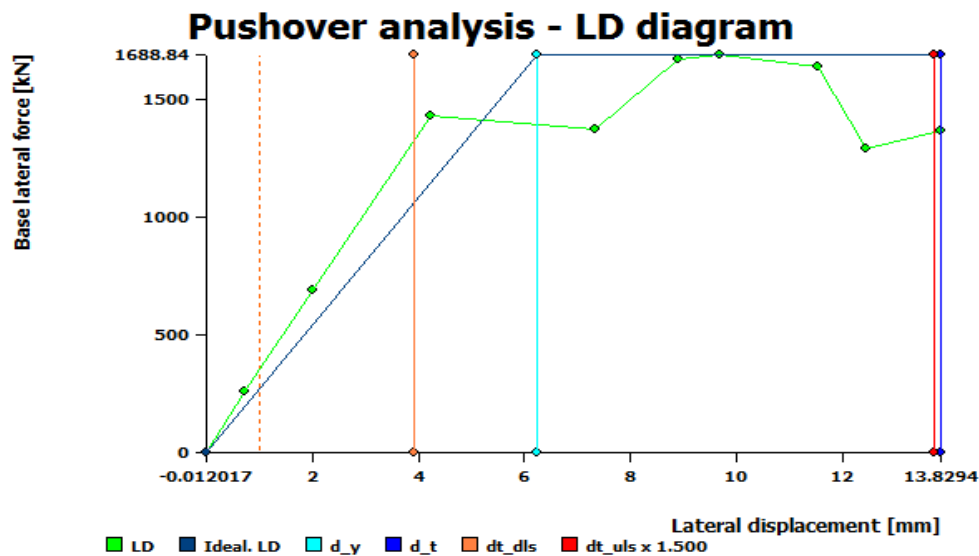


Fig.-10.9 - Push-X Hapi-1

- Ld diagram - diagrami i zhvendosjes anësore
- d_y - zhvendosja kufitare
- d_t - zhvendosja e synuar
- dt_dls - zhvendosja e synuar për DLS
- dt_uls - zhvendosja e synuar për ULS (ultimate limite state)

Hapi-2 * Analiza Push-X/2 (Gjendja kufitare -> **Kalon!**)

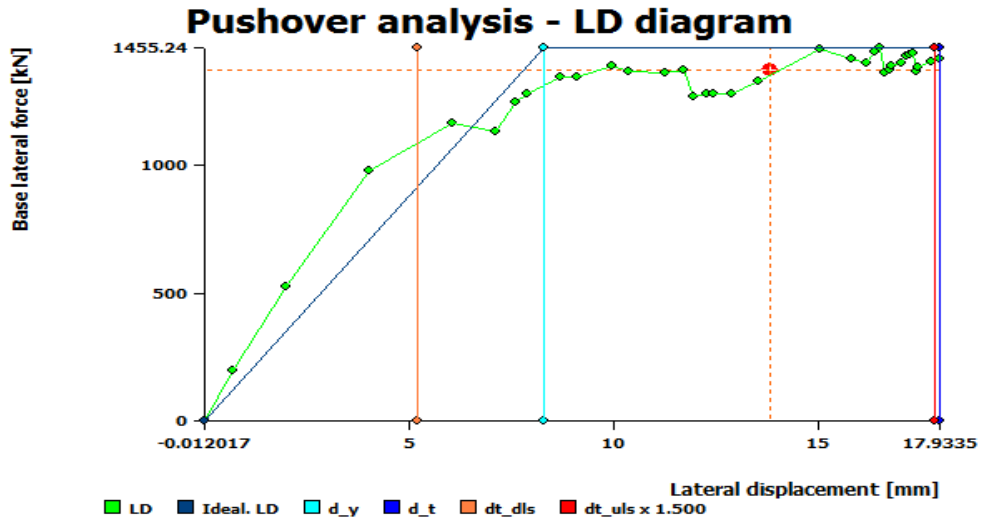


Fig.- 10.10 - Push-X Hapi-2

Hapi-3 * Analiza Push-X/3 (Gjendja kufitare -> **Kalon!**)

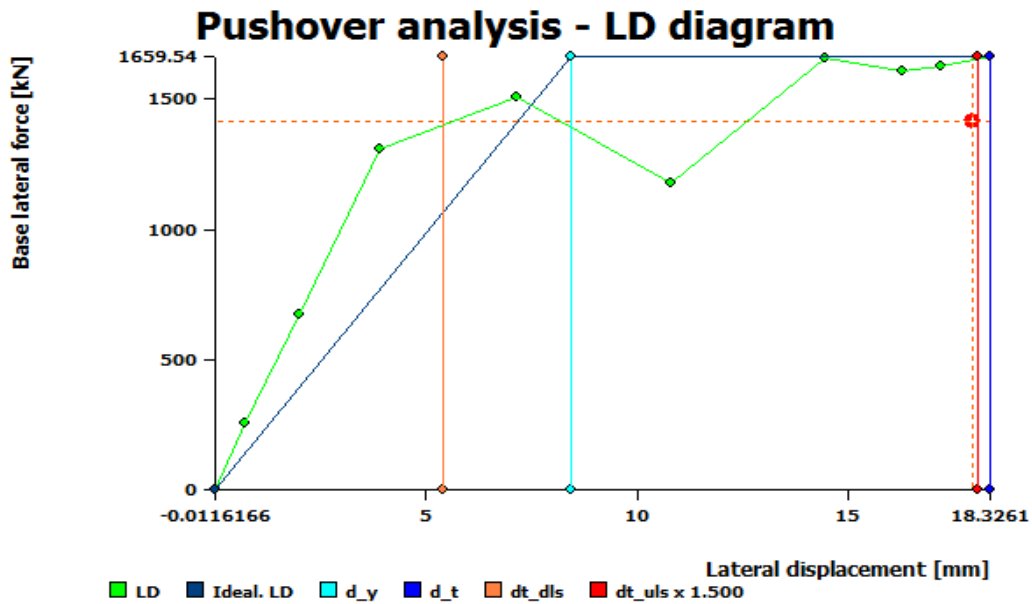


Fig. 10.11 - Push-X Hapi-3

Duke qene se te gjitha hapat e ngarkimit **PUSH x** I qendrojne ngarkeses respektive, nuk po para qesim diagramat e tjera pushover, te cilat pak a shume perseriten. Por po paraqesim me poshte diagramat **PUSH y**, te cilat e “ rrezojne “ godinen, pra godina nuk ka kapacitetin e duhur dhe ne hapat 2,3,4 te ketij reagimi peson kolpas.

PUSH-SIPAS DREJTIMIT Y

Hapi-2 * Analiza Push-Y/2 (Gjendja kufitare -> **Kolaps!**)

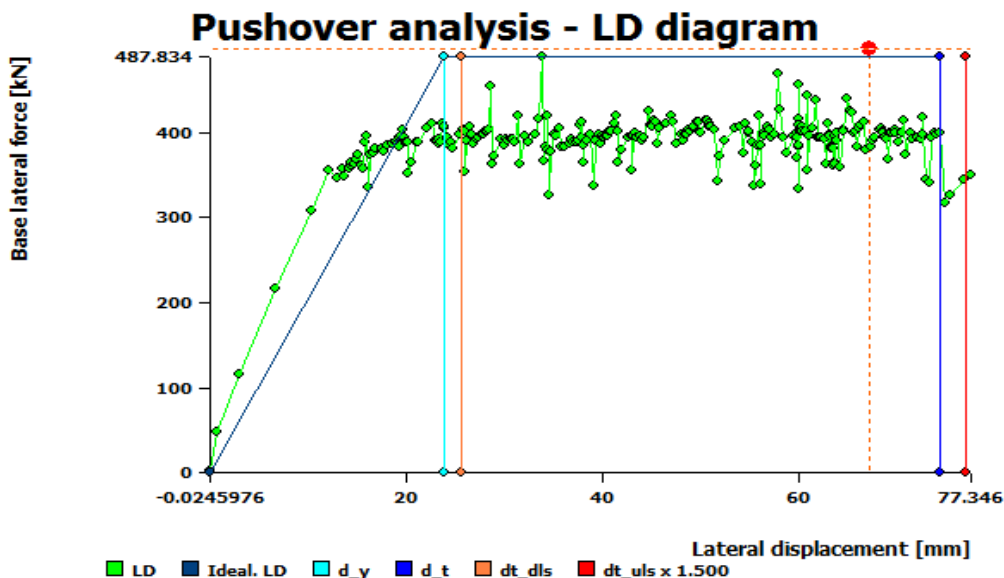


Fig. 10.12 - Push-Y Hapi-2

Hapi-3 * Analiza Push-Y/3 (Gjendja kufitare -> **Kolaps!**)

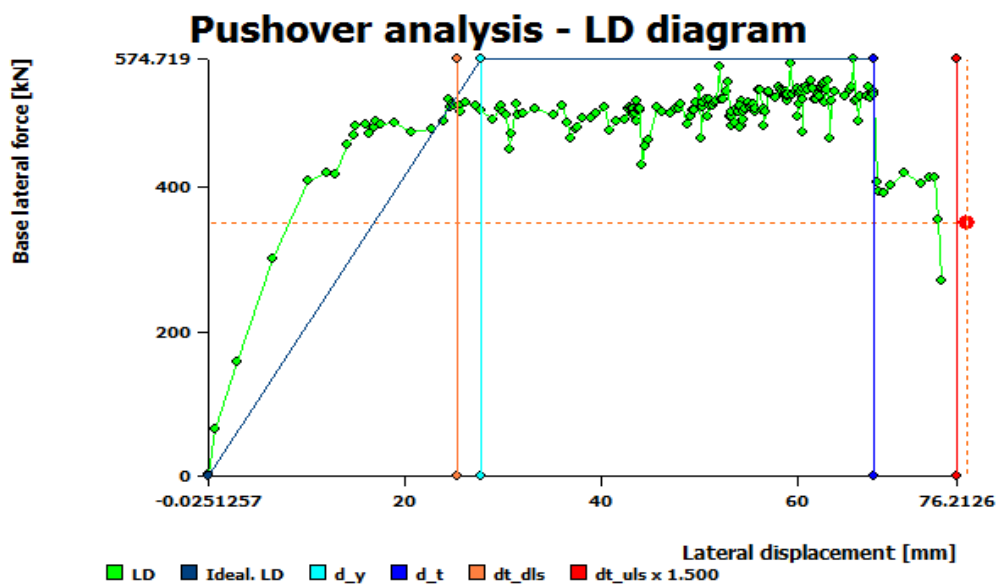


Fig. 10.13 - Push-Y Hapi-3

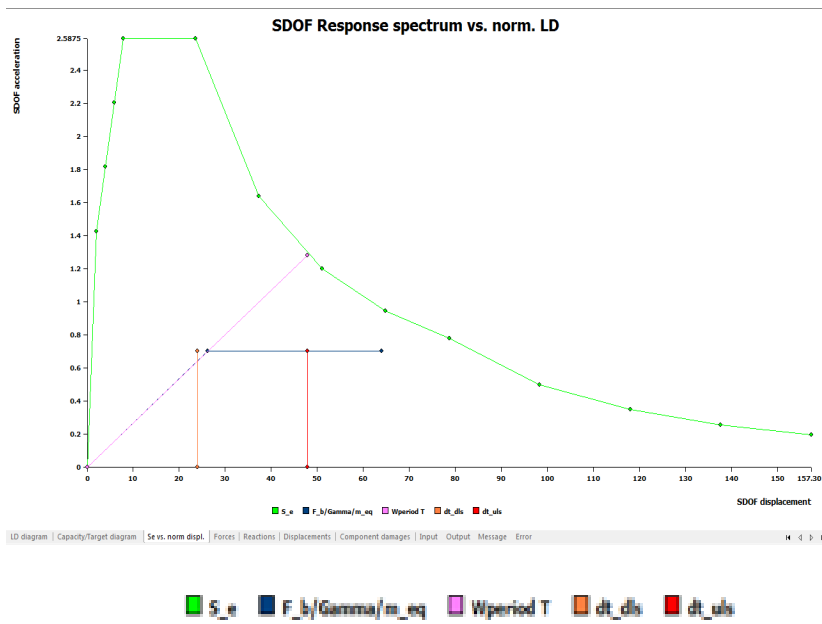


Fig. 10.14 - Push-Y, Hapi-2. Kurba pushover Sa-Sd. (Spektri i reagimit krahas spektrit te zhvendosjeve)

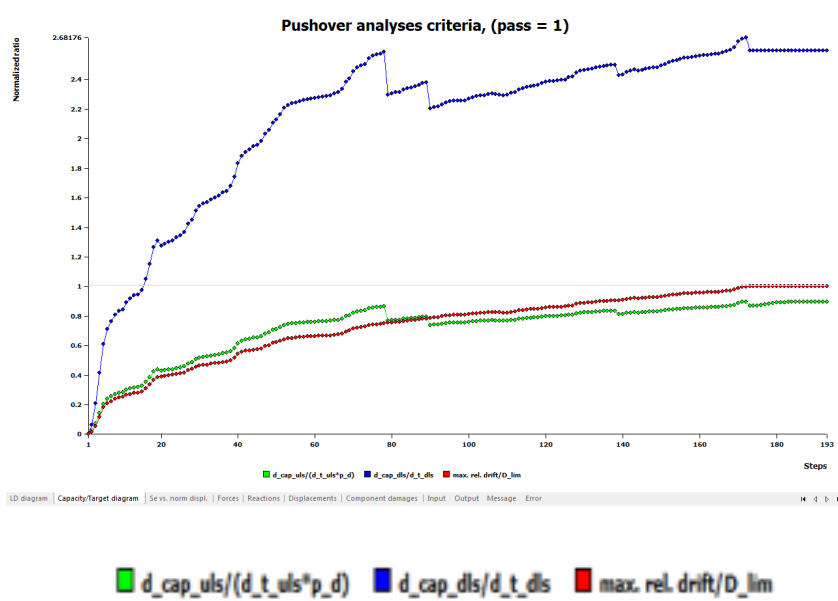


Fig. 10.15 - Push-Y, Hapi-2. Diagramat e kapacitetit dhe kufijte e lejuar sipas EC

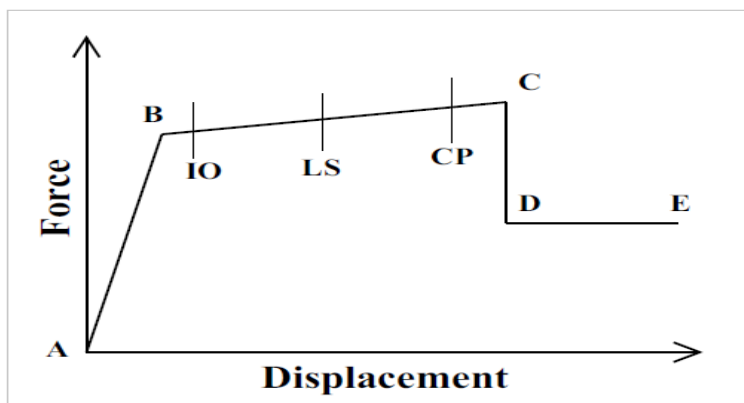


Fig. 10.16 - Kurba force-cvendosje dhe kufijte per analizen pushover referuar Eurokodit

10.7 - ANALIZA E REZULTATEVE:

Tabela përmbledhëse jep rezultatet e të gjitha hapave të analizës Pushover, nderkohe ne kemi përshkruar vetem disa nga hapat më problematikë të ngarkimit gradual dhe reagimit të ndërtesës. Ngarkimi gradual sipas **Push-X** kalon me sukses në të gjitha hapat. Nuk ndodh e njëjta me ngarkimin gradual sipas **Push-Y**. Konkludojmë se ndërtesa kalon në kolaps global, ne kete drejtim, ne disa hapa, edhe pse elementë te vecuar ne planin lokal kanë kapacitet shtesë.

Duke analizuar kurben e kapacitetit **Push-Y, hapi-3**, mund te bejme nje koment te detajuar për kurbat përkatëse të kapacitetit kundrejt kërkesës sizmike:

Kurba e kapacitetit **Push-Y, hapi-3**, ka nje nuner te madh luhatjesh, por pa konsideruar akoma kolapsin. Theksojmë se ndërtesa që po analizojmë ka tipologji **URM (Unreinforced masonry)** dhe çdo nyje, ose element, reagon ne menyre **diskrete, plastike** (në ndryshim me strukturat e RC, ku elementet dhe nyjet në përgjithësi kanë sjellje të ngjashme elastike ose elasto-plastike në të gjitha fazat dhe luhatjet e kurbes se kapacitetit jane me hap me te vogel).

Duke analizuar kurben, ne shohim se çdo nyje **tregon forma të ndryshme të forcimit dhe zbutjes pas-elastike**. Një ndikim i tillë mund të jetë problematik **kur përdoret spektri sintetik jo-elastik**, dhe nga përsëritjet e ngarkimit **Push-Y**, kurbat konvergojnë me njëra-tjetren. Në këtë rast, **kërkesa e duktilitetit përputhet me kapacitetin**. Rrjedhimisht ne teori, **kapaciteti** mbetet i varur nga forma e kurbës jolineare. Në këtë rast, në kufijtë e zhvendosjes target të përcaktuar nga programi A.M. Quake (bazuar ne Ec-8), struktura në pjese te ndryshme, ne rrafshin lokal nuk përballon goditjen e shkaktuar nga Push-Y dhe **peson një rënie plastike të pakthyeshme**. Energjia e brendshme potenciale nuk i përgjigjet kërkesës spektrale. Dhe arrin nje faze ku struktura **kalon ne kolaps global**, duke iu referuar projektimit sipas gjendjeve kufitare.

Lidhur me analizen statike jolineare Pushover, kemi konkluduar qe:

- *Struktura ka probleme dhe kalon ne kolaps pas disa hapave ne drejtimin-Y, e cila eshte dhe pjesa me problematike e struktures. (Te gjithë hapat e ngarkimit gradual sipas Push-X kalojne me sukses);*
- *Ne hapat sipas ngarkimit Push-Y kemi vene re se struktura ka nje kapacitet te vogel perballe kerkeses sizmike (spektrit te projektimit) dhe nje zhvendosje te larte;*
- *Marzhi i sigurise per nivelin "Live Safety", referuar ketyre 4 hapave, ku godina kalon ne kolaps, eshte shume i ulet (lidhur me ULS, gjendjen e fundit kufitare).*

■ KAPITULLI 11

TENTATIVAT DHE REKOMANDIMET per permiresimin e parametrave te GODINES

Per te permiresuar 2 parametrat kryesore te godines, perioden dhe cvendosjet, kryem disa TENTATIVA, te cilat synuan ne gjetjen e zgjidhjes per ndryshimin e ketyre parametrave.

Tentativat e realizuara po jepen me poshte:

11.1 - MURATURE me shtresa (layered) (TENTATIVA 1)

Mbeshtetur ne opsionin e muratures me shtresa (layer) qe jep Etabs, u presupozua qe muratures i behet veshje prej betoni me trashes **75 mm**, ne njerin krah te saj. Eshte pranuar version me 4 “integration points”.

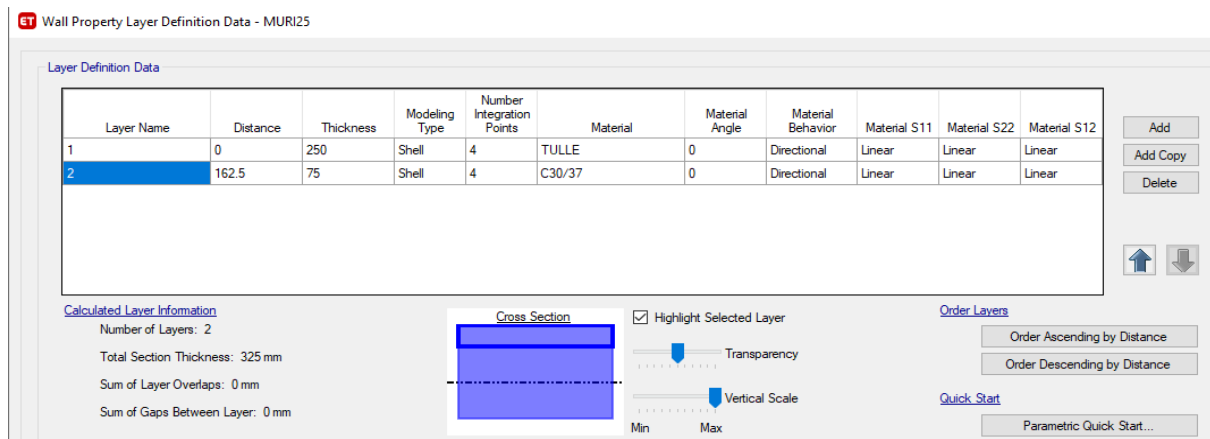


Fig. 11.1 - Veshja e muratures se tulles me beton C30/37, me trashesi 75 mm

Rezultatet e kesaj tentative jepen me poshte:

Perioda ne moden 1 eshte (**0.709** sek), ndersa cvendosjet jane: $U_y = 104.27\text{mm}$ dhe $U_x = 22.18\text{mm}$!!



Fig. 11.2- Periodat dhe cvendosjet ne krye te godines ne tentativen 1

Permiresimi eshte I parendesishem Godina vazhdon te jete fleksibel, cvendosjet ne fazen plastike jane $10,42\text{cm} * 1.5(\text{duktiliteti}) = 15.7\text{ cm}$, ndersa duhet te ishin **7 cm!!!**

11.2- TENTATIVA 2

Ne kete tentative u presupoza se muratures I behet veshje prej betoni me trashes 75 mm ne dy krahet e saj.

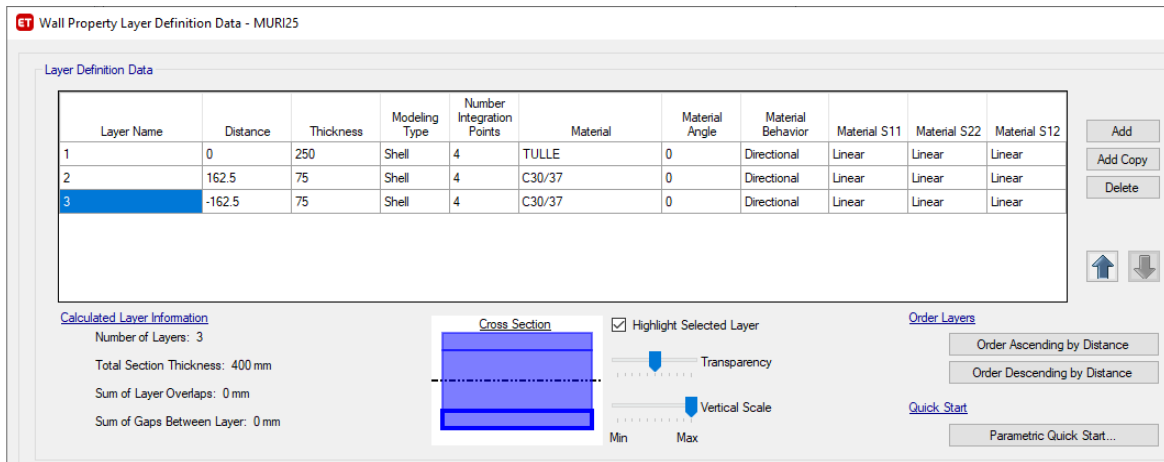


Fig. 11.3 - Veshje me beton C30/37, me trashesi 75 mm ne 2 krahet e muratures

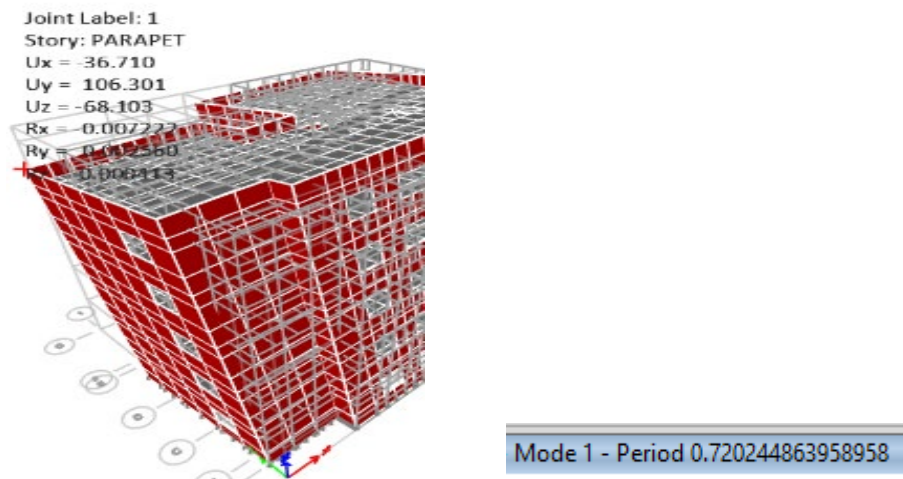


Fig. 11.4 - Periodat dhe cvendosjet ne krye te godines ne tentativen 2

Pra, perioda eshte 0.720 sek, ndersa cvendosjet jane: $U_y = 106.30$ mm dhe $U_x = 36.71$ mm.

Shohim se [vendosja e 2 shtresave prej betoni C30/37](#) ne muret perkeqeson me shume situaten ne krahasim me rastin kur ishte vetem nje shtrese. Perioda rritet, po njelloj edhe cvendosjet, ndonese rritja eshte e parendesishme. Theksojme se ndryshimi I parametrin [integration point](#) nuk ndikon ne perioden dhe cvendosjet e godines.

Edhe ne zgjidhjen kur me layered u bene vetem 2 katet e para perseri kjo nuk solli ndonje ndryshim te dukshem, cvendosjet jane 103 mm, ndersa perioda u be:

Mode 1 - Period 0.651155152338637

[Per reference](#) po citojme me poshte edhe nje here perioden dhe cvendosjet per rastin kur nuk behet asnje nderhyrje ne murature, dmth kur ajo eshte analizuar sic eshte ndertuar, me mure tulle me trashesi $t = 38$ dhe 25 cm (situata reale).

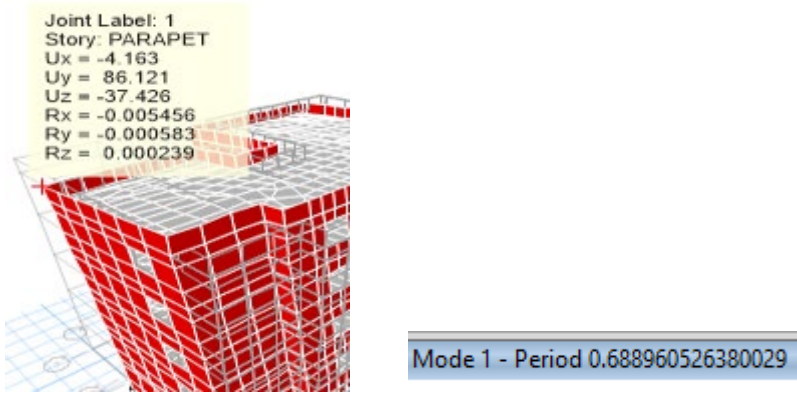


Fig. 11.5 - Cvendosjet dhe perioda per ndertesen origjinale

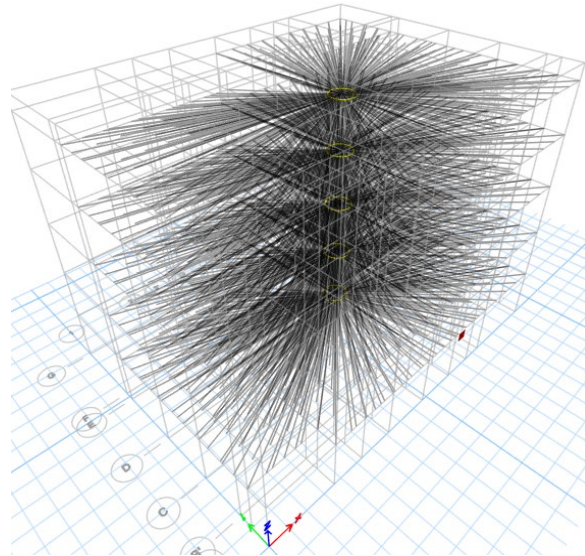


Fig. 11.6 - Pamja 3D e largesive te elementeve te murit nga qendra e masave te godines, sipas programit ETAB

11.3- GODINE me mure betoni C30/37 (TENTATIVA 3)

a- ME BETON NORMAL

a1- per trashesi muri 10 cm, kemi:

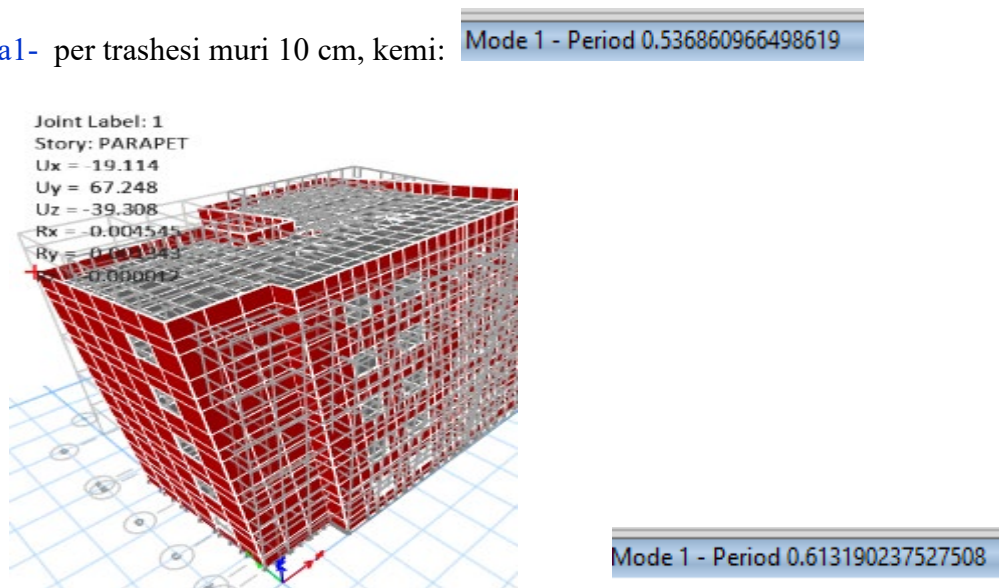


Fig. 11.7 – Periodat dhe cvendosjet ne krye te godines per muret me t= 10cm

a2- Per trashesi muri 20 cm, kemi: Perioda = 0.613sek, cvendosjet = 86.12 mm

Per rastin me trashesi muri 20 cm, rriten ndjeshem te dy keta parametra ne krahasim me muret hipotetike 10 cm!!

Periodat rriten me $0.613/0.538 = 1.14$ here, ndersa cvendosjet me $86/67 = 1.28$ here, perafersisht me katrorin e heresit te periodave!!

b- Mure me beton te lehte (rast hipotetik)

Presupozohet se e vetmja karakteristike e betonit, qe ndryshon, eshte **pesha veti** e tij. Pra, eshte analizuar godina me mure prej betoni C 30/37, me trashesi 10 cm dhe 20 cm, por me peshe **10kN/ m3**. Si theksohet me lart, ky eshte rast ideal, thjesht per efekt studimi.

Rezultatet e kesaj analize jane:

b1- Per rastin me mure betoni me $t = 10$ cm, kemi: Perioda = 0.481 sec, Cvendosjet = 53.04 mm

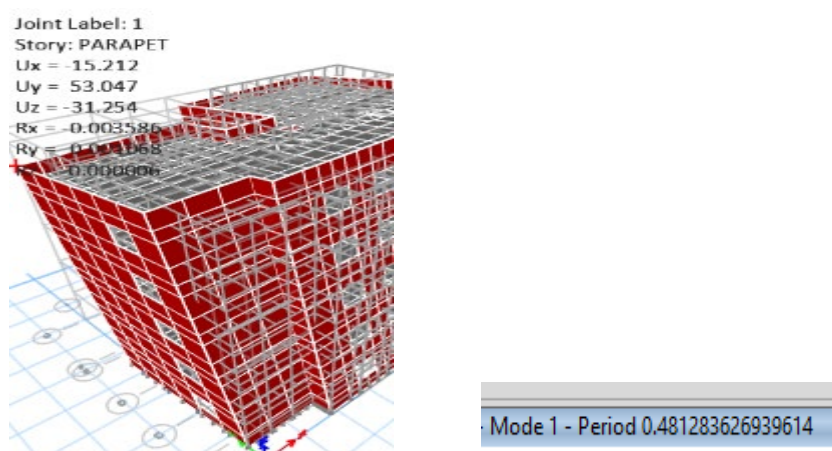


Fig. 11.8 – Periodat dhe cvendosjet ne krye te godines per muret me $t= 10$ cm (beton I lehtesuar)

b2- Per rastin me murature betoni, me trashesi 20 cm kemi:

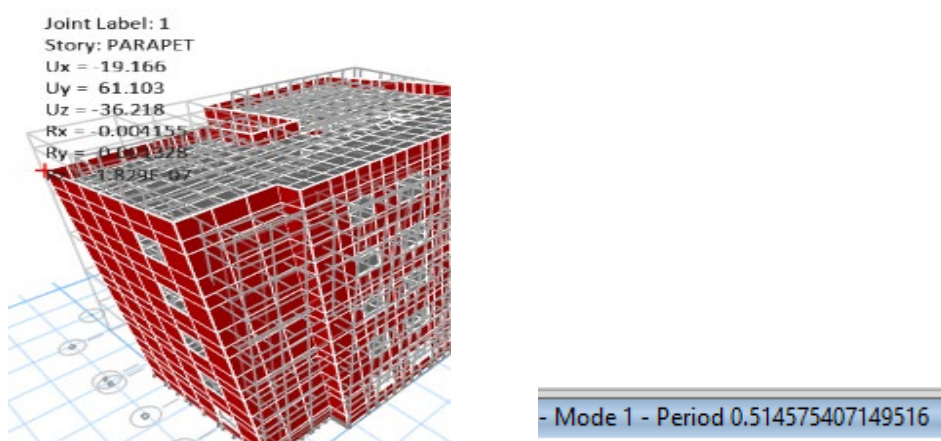


Fig. 11.9 – Periodat dhe cvendosjet ne krye te godines per muret me $t= 20$ cm (beton I lehtesuar)

Raporti ndermjet periodave eshte: $514/481 = 1.07$, ndersa I cvendosjeve eshte 1.15!

11.4- GODINE ME MURE BETONI C30/37, + kolona betoni ne 2 katet e para (TENTATIVA 4)

Me poshte jepet reagimi I godines, ne te cilen muret jane prej betoni C30/37, me trashesi 20 cm, por ne 2 katet e para jane shtuar kolona po prej betoni 30X30, te armuara me 8 d 16. Eshte per t'u evidentuar fakti qe kur ne 2 katet e para vendosen **11 kolona**, godina nuk ndryshon parametrat, por kur shtohen edhe **5 kolona** te tjera ne keto 2 kate, menjehere arrihen synimet ne periodat, nderkohe qe cvendosjet kufizohen ne maksimum, godina behet gati rigjide.

Kjo analize u tentua per te krahasuar, argumentuar dhe vertetuar qe rezultatet e versionit me murature tulle jane te besueshme, sepse te njejtin rezultate kemi edhe kur godina eshte me murature dhe gjithashtu ne te implantojen kolona. Theksoj qe analiza me mure tulle eshte bere e para, pamvaresisht se per shkak te qellimit te studimit eshte renditur ne fund.

Kjo analize u synua sepse rezultatet e muratures perj betoni jane me te besueshme, kjo per shkak te cilesive fizike te betonit.

Rezultatet e kesaj analize jepen me poshte:

A- VERSIONI ME 11 KOLONA (vetem ne 2 kate)

Perioda, ne moden e pare, per kete rast do te jete:

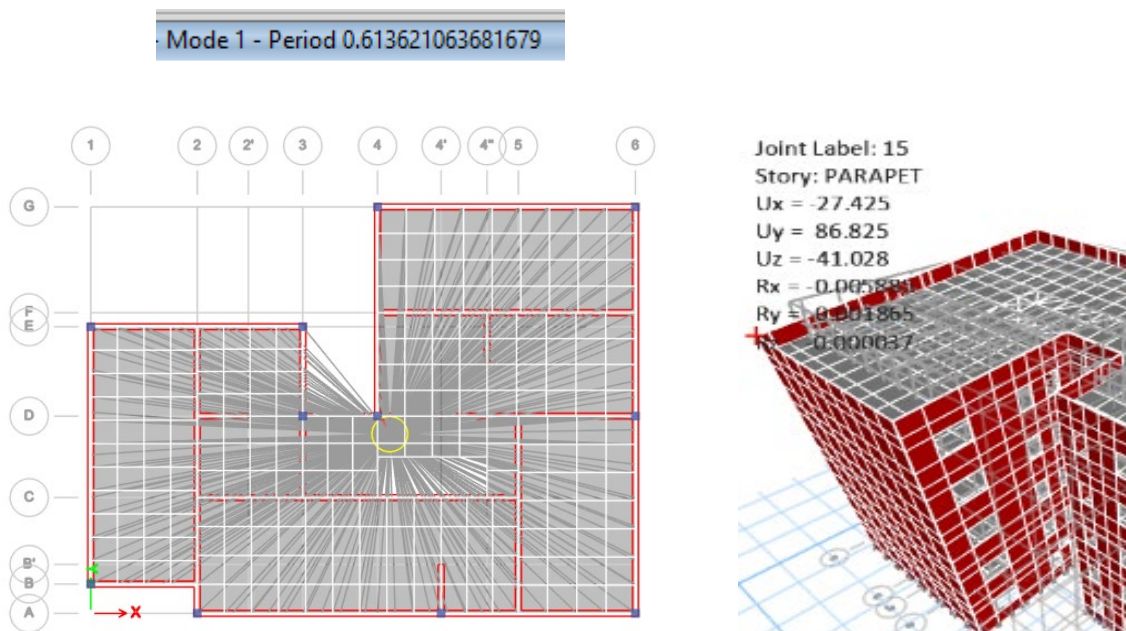


Fig. 11.10 – Plani I katit tip me 11 kolona dhe cvendosjet per komb ELY

B- VERSIONI ME 16 KOLONA (vetem ne 2 kate)

Ndersa perioda ne kete rast eshte :

Mode 1 - Period 0.435000578491384

Sic shihet, ndryshimi I nr te kolonave sjell ndryshim drastik te parametrave

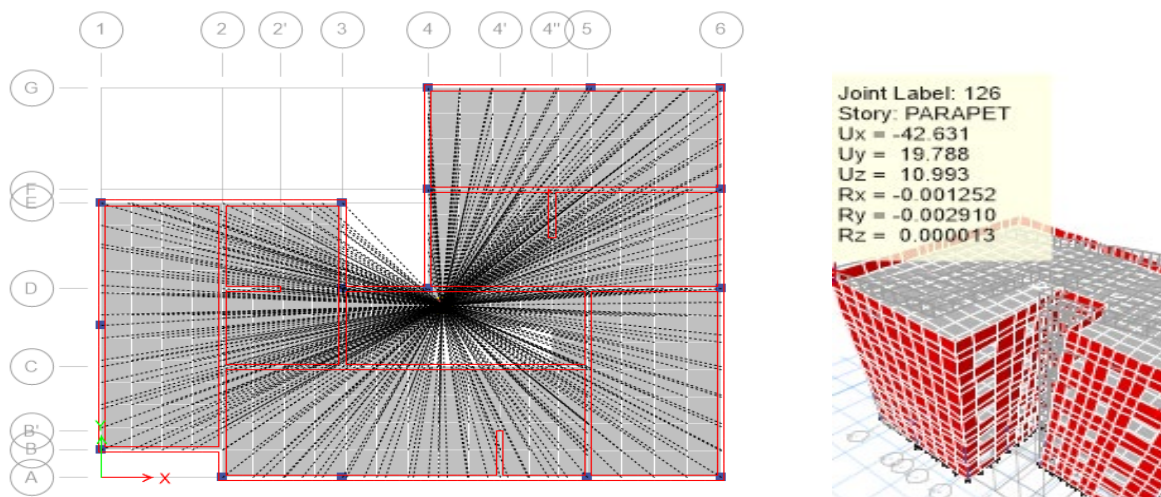


Fig. 11.11 – Plani I katit tip me 16 kolona dhe cvendosjet ne krye te godines

Nr	Lloji I murit	BETON NORMAL C30/37	
		Perioda	Cvendosjet
A	BETON NORMAL C30/37		
1	Godina me mure 10 cm	0.536	Uy= 67 mm
2	Godina me mure 20 cm	0.613	Uy= 87 mm
3	Godina me mure bet. 20cm + 11 kolona ne dy katet e para	0.613	Uy= 86 mm
4	Godina me mure bet. 20cm + 18 kolona ne dy katet e para	0.415	Uy= 19.79 mm
B	BETON I lehte C30/37		
1	Godina me mure bet.10 cm	0.481	Uy= 53 mm
2	Godina me mure bet. 20cm	0.514	Uy= 61 mm

11.5- TENTATIVA 5 (Moduli $E = 2200 \text{ MPa}$)

1- U supozua se muratura ka një modul të lartë elasticiteti, dy herë më shumë se ai i rekomanduar nga EC6. Kështu, u pranua se moduli i elasticitetit I muratures qe analizohet eshte $E = 2200 \text{ MPa}$. Sidoqoftë, ky është një version hipotetik, sepse përmirësimi i karakteristikave të muraturës është praktikisht i pamundur, nuk mund te nderhyhet me asnje metode ne permiresimin e markes se llacit dhe te tullës, 2 perberesave kryesore te saj.

a- Ndikimi i ketij ndryshimi eshte I parëndësishëm në zvogëlimin e periodës, ajo zbret vetëm në nivelin $T = 0.566 \text{ sek}$:

Mode 1 - Period 0.566201858962981

b- Por u përmirësuan zhvendosjet, për kombinimin ELY, dmth për rastin më të pafavorshëm, vlerat e zhvendosjeve jane:

Max = 78.257 at [7.17, 0, 14.6]; Min = -59.867 at [9.7, 13.87, 13.222]

c- Sforcimet ne aksin 2-2, i cili ishte problematik, për kombinimin më të pafavorshëm ELY behen:

Max = 0.21 at [3.6, 6.5756, 13.8]; Min = -0.59 at [3.6, 7.34, 0]

dmth 3 here me pak se vlerat e ketyre parametrave per godinen ne gjendjen aktuale.

11.6- TENTATIVA 6 (me FIBRA XHAMI)

Disa autorë vendas rekomandojnë përdorimin e fibrave të xhamit (FIBER- GLASSES) për përforcimin e ndërtesave me murature.

KARAKTERISTIKAT KRYESORE PËR FIBER- GLASSES [18]

CILESITË	Standarti ASTM	22* C
Konstantet elastike		GPa
Moduli gjatësor E_L	D3039	53-59
Moduli terthor E_T	D3039	16-20
Moduli I prerjes aksiale G_{LT}	D3518	6 -9
Koeficienti I Puasonit μ_{LT}	D3039	0.26-0.28
Rezistenca		MPa
Terheqja gjatësore F_L^T	D3039	1590-2000
Shtypja gjatësore F_C^C	D3410	690-1240
Terheqja terthore F_T^T	D3039	41-82
Shtypja terthore F_T^{CH}	D3410	110-200

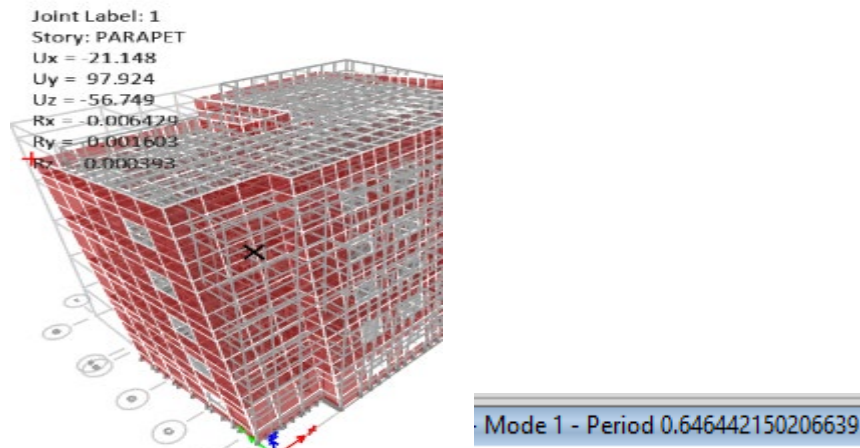


Fig. 11.12 – Periodat dhe cvendosjet në krye të godines

- Kjo tentative nuk dha rezultat, **ndryshojnë në masë të pavarësueshme periodat dhe cvendosjet**, sic shihet në Figuren 11.13.
- Sforcimet S_{2-2} , në aksin 6 janë si më poshtë :

Max = 5.75 at [18.42, 8.495, 7.7778]; Min = -10.9 at [18.42, 13.4188, 2.1778]

Sic shifet kemi një rritje të sforcimeve, gjë që pritej për shkak të kapacitetit thithës të sforcimeve sipërfaqesore të materialit Fiber Gllases.

Sipas mendimit tim, përforcimi me FRP, krahas ndryshimit të pakonsiderueshëm të parametrave, është edhe **praktikisht i përealizueshëm**, sepse FRP kanë kosto të lartë, veçanërisht kur bëhet fjalë për ndërtesa masive, dhe aq të shumta në numër, sic janë banesat e tipit që po analizojmë.

Gjithashtu FRP paraqesin **vështirësi në realizim**, sipërfaqet e muraturës janë të ashpra, për shkak të boshllqeve që krijohen fugat e thelluara të llaçit, rrjedhimisht që kërkojnë konsum të lartë të materialit dhe gjithashtu këto mbushje krijojnë pika shkeputese (pengesa) të transmetimit uniform të forcës midis muraturës dhe vetë FRP-ve.

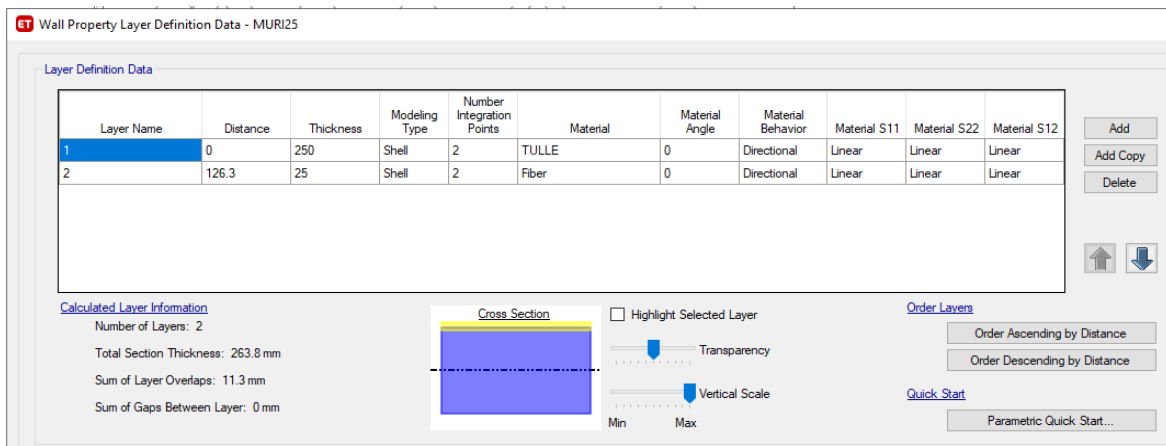


Fig. 11.13 – Vendosja e shtreses fiber-gllas ne paretin e jashtem te muratures

11.7- TENTATIVA 7 (Murature tulle + kolona)

Sic u theksua edhe me lart, kjo tentative u quajt e **fundit**, per shkak te rendesise qe ka ne subjektin dhe qellimin e kesaj teme te doktorates. Por duhet thene se fakt, ne arritjen e saj u ndoqen disa tentaiva dhe zgjidhje.

Kjo tentative perfshin vendosjen e **disa kolonava në 2 katet e para**, ne godinen me murature. Pozicionim i tyre tregohet në figurat më poshtë, në plan dhe në 3D.

Me kete tentative, në modelin Etabs, ndryshuan parametrat e mëposhtëm:

- a- Perioda në formën e parë modale u reduktua në vlerën $T = 0352$ sek.

Kujtoj qe perioda e lejuar per godine është $[T] = 0.365$ sec

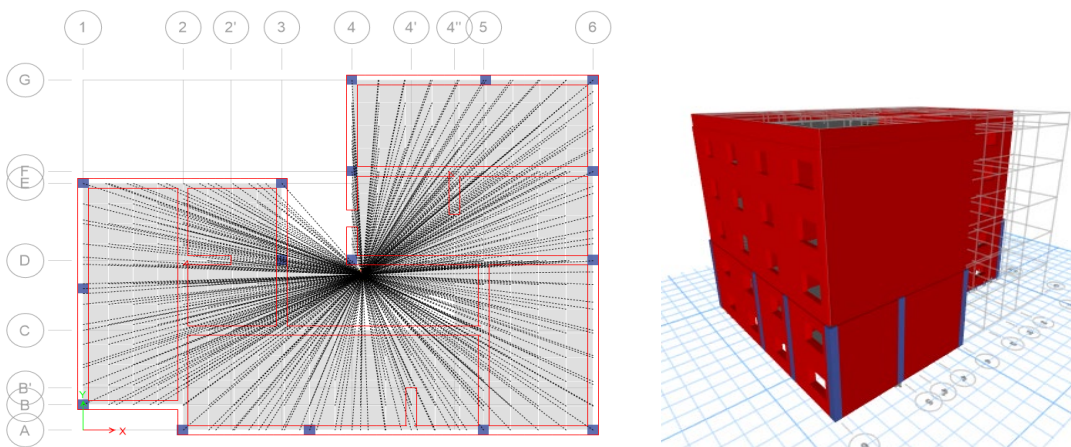


Fig. 11.14 - Pozicioni i kolonave në plan dhe në 3D

- a- Zhvendosjet maksimale për kombinimin ELY, u ulen ne vleren:

$$U_y = 28.13 \text{ mm}$$

Ato tani janë shumë më të vogla se zhvendosjet e lejuara, $[U_x]$ dhe $[U_y] = 7.1$ cm

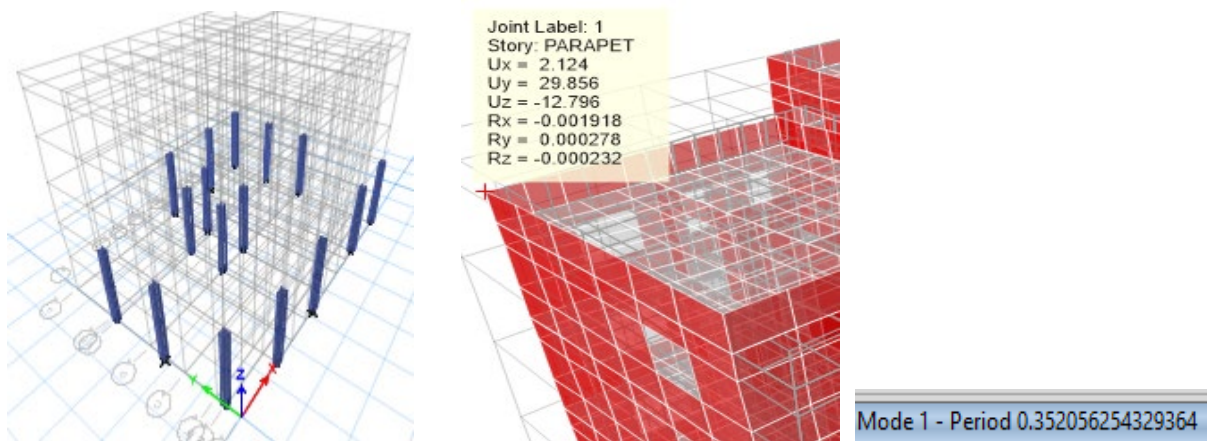


Fig 11.15 - Kolonat ne 2 kate, pamja 3D Fig. 11.16 – Periodat dhe cvendosjet

c- Sforcimet shtypëse dhe tërheqëse u reduktuan ndjeshëm në të gjithë muraturën. Vetëm në disa pika të veçanta, për kombinimin ELY, ato tejkalojnë vlerat e lejuara. Por ato janë shumë pak në krahasim me situatën pa kolona përforcuese. Më poshtë, për materializimin e kësaj ideje, po referohen pikat kryesore dhe akset përkatëse ku sforcimet tejkalojnë vlerat e lejuara në panelet e mureve.

Axi 6:

Max = 1.51 at [18.42, 13.4188, 0]; Min = -1.86 at [18.42, 13.4188, 7.7778]

Axi 4:

Max = 1.35 at [9.7, 13.87, 8.4]; Min = -1.61 at [9.7, 12.8672, 7.7778]

Axi 2:

Max = 1.21 at [3.6, 4.4423, 0]; Min = -1.76 at [3.6, 0, 8.4]

Praktikisht, kjo zgjidhje është shumë më e gjetur për arsye të mëposhtme:

- a- Është ekonomikisht më e realizueshme, mbështetet në përdorimin e materialeve tradicionale në ndërtim siç janë betoni dhe hekuri, sidomos kur flitet për ndërtesa të shumta në numër, në një vend me mundësi të kufizuara ekonomike, siç është vendi i jonë.
- b- Përmirëson periodën në modën e parë, përmirëson zhvendosjet dhe sforcimet sipërfaqesore në panelet e mureve.
- c- Kolonat janë të vendosura të gjitha në perimetër, ku realizimi i tyre është më i mundshëm.

EPILOG

Ne perfundim te punes sime disavjecare ne analizen e godines 77/5 duhet te them se ishte nje sfide e veshtire dhe puna ime eshte nje kontribut modest.

Besoj se edhe kolege te tjere do vazhdojne te thellohen ne kete fushe, per rendesine qe keto godina kane. Kjo “rendesi” e tyre, si e kam theksuar edhe ne fillim te ketij studimi buron nga fakti qe:

- 1- Jane strehuar shume familje ne to.
- 2- Kane kaluar rreth 45 vjet kur ndertesat e para te ketij tipi jane ndertuar dhe godinat e para jane ndertuar para termetit te vitit 1979. Dmth Kushtet Teknike ne ndertimet para ketij termeti kane pate mangesi te njohura. Sepse termetet jane mesazhet qe na dergon natyra qe ne te respektojme rigorozisht, por dhe te korektojme Kushtet Teknike. Fill pas ketij termeti, qeveria e atehersheme, nepermjet ministrise se ndertimit dhe instituteve ne varesi filloi punen per permiresimin e Kodeve te Ndertimit, permiresime qe u pasqyruan ne KTP-N.2-89.

Duke mos perserite ato qe jane thene edhe ne fillim te kesaj teme, thjesht desha te theksoj rendesine qe ka thellimi ne studimin dhe propozimet per retrofitin e ketyre godinave, duke ja referuar konkluzionet e studimeve edhe institucioneve shteterore.

Mbas shume tentativash, per te arritur nje rezultat te besueshem, mendoj se zgjidhja e arritur eshte nje version I aresyeshem se si mund te perforcohen, ne rrugen me te mundeshme dhe me ekonomike, ky [kontigjent I madh godinash qe ndodhen ne vendin tone](#). Shpresoj qe koha te mos e rrezoje kete konkluzion qe une kam nxjerre! Ky ishte edhe qellimi kryesor I studimit dhe punes sime disavjecare.

Duke perfunduar dua te shpreh **mirenjohjen per shume njerës** qe kane kontribuar, kush me shume dhe kush me pak ne rrugen e lodheshme, ne kerkim te grades Doktor I shkencave te Ndertimit.

Duke qene se jane shume dhe ndofta mund te harrohet dikush pa permende, shpresoj qe gjithsej ta gjeje vehten ne keto pak falenderime qe po shkruaj. Rruga per te ardhë deri ketu, ka filluar qe ne vitin 1979, me mbrojtjen e temes se diplomes, nen udheheqjen e prof. **Robert Progrit**, personi i pare qe me inkurajoi te vazhdoj studimet edhe pas perfundimit te Universitetit.

Pas 42 vjetesh pune ripohoj faktin qe te Mesuarit nuk mbaron kurre, ajo shoqerohet gjithmone edhe me armikun e vet, Harresen!!

AUTORI

REFERENCAT:

- [1] T.Paulay M.J.N. Priestley, Projektimi Sizmik i Ndërtesave prej Betoni dhe Murature
- [2] B. Furiozzi, C. Messina, L. Paolini, Manual për Llogaritjen e Elementeve Strukturore, Botim i ri, 2007
- [3] Dr. Ing. Isai Clemente Kursi i Projektimit Strukturore, 2009/10, Lektore në Universitetin e Triestes
- [4] Niko Pojani, Inxhinieri Sizmike, Lektor në Universitetin e Tiranës, 2003
- [5] Msc Markel Baballeku, Nëntor 2014, Vlerësimi i Dëmit Strukturore në Ndërtesat e Sistemit Arsimor, Tirane.
- [6] Eurokodi EC6, EC8
- [7] KTP-N.2-89. Kushtet e Projektimit Teknik, Akademia e Shkencave, Tiranë 1989
- [8] Magenes G., Kingsley G. R., Calvi G. M., 1995: "Testimi Statik i një Ndërtese me Muraturë me Shkallë të Plotë, dykatëshe: Procedura e Testit dhe Reagimi I matur Eksperimentale". Università degli Studi di Pavia.
- [9] Calvi G. M., Kingsley G. R., Magenes G., 1996 .: "Testimi i Strukturave me Murature, për Vlerësimin Sizmik". Spektri i tërmeteve, vëll. 12, Nr. 1
- [10] Kerstin Lang, Shkurt 2002, Cenueshmëria Sizmike e Ndërtesave Ekzistuese, Instituti i Zyrihut i Inxhinierisë Strukturore, Instituti Federal Zvicëran i Teknologjisë,
- [11] Arkivi Qendror i Ministrisë së Ndërtimit, Tiranë
- [12] Alberto Antonellia, Michele Bettia, Maria Luisa Del Saviob, Luciano Galanoa, Maurizio Orlandoa, 2010 “Metodat për Analizën Sizmike të Ndërtesave Ekzistuese me Muraturë”
- [13] Amir Hosein Salmanpour¹ *, Nebojsa Mojsilovic¹ dhe Joseph Schwartz² “Kapaciteti i deformimit të mureve të pa armuar që i nënshtrohen ngarkimit në planin e tyre ”
- [14] R. Sabatino & G. Rizzano, Analizë statike jo lineare e strukturave me murature me Korniza te thjeshtuara ekuivalente dhe modele të sakta, Departamenti i Inxhinierisë së Ndërtimit, Universiteti i Sales, Via Ponte Don Melillo, 84084 Fisciano (SA) - Itali
- [15] ETABS® Version 18.1.1 2020, © Kompjuter dhe Struktura, Inc.
- [16] Jan Červenka, Libor Jendele, Zdeněk Janda, Pragë, 12 Prill 2016 AMQUAKE, Cervenka Consulting Ltd., © 2010-2016
- [17] Paolo Riva Dipartimento di Progettazione e Tecnologie Università degli Studi di Bergamo Febbraio 2011
- [18] High Strength Glass Fibers, World Headquarters/Americas, **agy**, Pub. No. LIT-2006-111R2 (02/06)