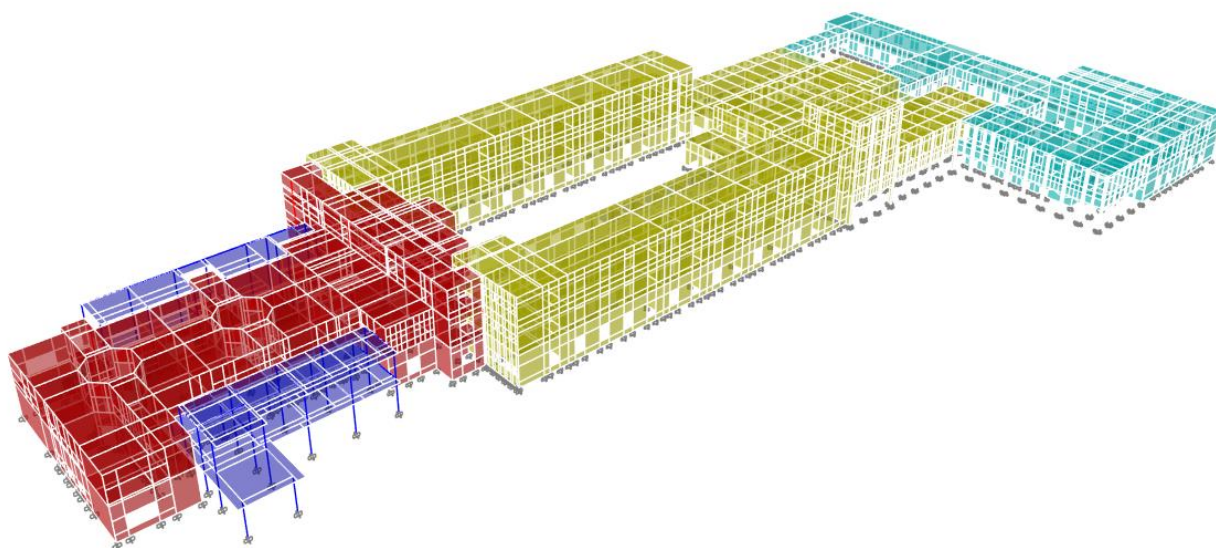


RELACION TEKNIK

**PËR AFTËSINË MBAJTËSE TË GODINËS EKZISTUESE
“SPITALI UNIVERSITAR I TRAUMËS”
"RIKONSTRUKSIONI I GODINËS SË KORPUSIT QËNDROR
DHE SISTEMIMI I AMBIENTEVE TË JASHTME TË SUT”**

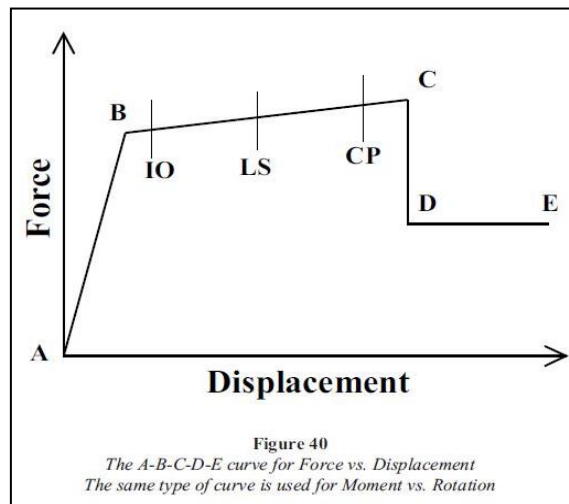
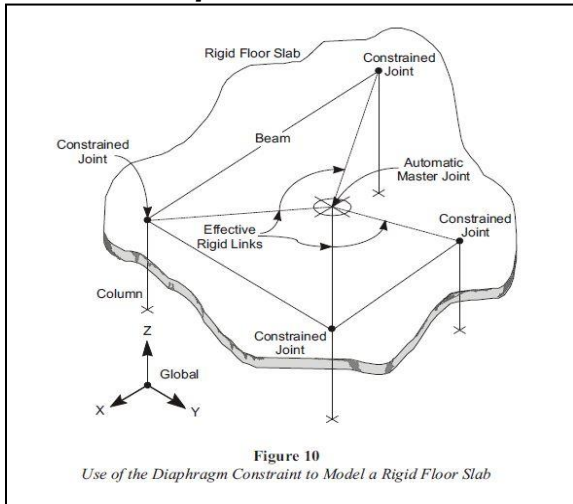


Ing. Korab ALIKO, Nr.Liç K.1505/4

“Civil Cons” shpk, Nr.Liç N.6867/4 & “CEC Group” shpk Nr.Liç N. 6635/12

Duke u bazuar tek gjendja faktike e godinës së Spitalit të Traumës, projektit të vjetër të tij dhe analizës së materialeve përbërës të tij, me antë të modelimit 3d dhe programeve me element të fundëm, projektuesi ka realizuar një vlerësim të aftësisë mbajtëse të të gjithë godinave që do ti nënshtrohen rikonstruksionit. Në vazhdim të këtij relacioni teknik është paraqitur metodologjia dhe përfundimet e këtij vlerësimi.

- Principet e modelimit 3D



- *Marredhenia force-zhvendosje e cila përfaqëson kapacitetin e cernierave plastike te elementeve bazuar ne EC8*

Modeli matematikor përfaqëson një idealizim të një numri të caktuar elementesh si shell, frame, link, tendon dhe joint. Këto objekte brenda programeve përdoren për të përfaqësuar muret, soletat, kolonat, trarët dhe objekte të tjerë fizike. Sistemet konstruktive përfaqësohen nga një rrjet tre dimensional. Sisteme reale teper komplekse mund të përfaqësohen me modele matematikore me të thjeshtuara. Duke përdorur metodën e llogaritjes me elemente të fundëm merren rezultate shume të sakta në lidhje me focat e jashtme dhe ato të brendshme. Rezultatet përfshijnë edhe sjelljen në përdredhje ose atë jashtë planare. Zgjidhja e modelit tre dimensional mundëson një përfshirje maksimale të kushteve reale në të cilat punon objekti në realitet.

Analiza mundëson studimin e veprimit të ngarkesave horizontale dhe vertikale mbi strukturë. Programet ndjekin metodën e dekompozimit të ngarkesave ku ngarkesat e shpërndara në soleta dekompozohen automatikisht në ngarkesa nyjore te cilat transmetohen ne nyjet e trareve dhe me pas kolonave duke u shkarkuar ne bazament. Programet automatikisht gjenerojne ngarkesat e eres dhe ato sizmike te cilat perputhen me kodet e projektimit. Modet e lekundjes 3 dimensionale, format, frekuencat dhe periodat e lekundjeve te lira vleresohen me metoden Eigenvector ose Ritzvector. Gjithshtu programet ne varesi te kodit te projektimit mund te marrin ne konsiderate ne analizat statike dhe dinamike edhe efektet e P-Delta te cilat sjellit sforcime suplementare.

Nwpermjet ketyre programeve mund te behen analiza te tipit Response Spectrum, Time History ose Push Over. Metoda qe perdoret per vleresimin e kapacitetit strukturor te ndertesese eshte ajo e analizes Push Over e cila eshte nje analize etipit Nonlinear Static. Ne kete analize te dhenat per veprimini sizmik merren duke i dhene struktures nge zhvendosje te njohur ne nje pike te caktuar. Kjo zhvendosje aplikohet ne menyre te njetrajtshme ku reagimi i struktures monitorohet ne menyre te vazhdueshme duke krijuar kurben e kapacitetit strukturor deri ne momentin e krijimit te cernierave plastike ne trare dhe kolona. Duke krahasuar rezultatet e zhvendosjeve te marra nga analiza Response Spectrum (veprimi sizmik dhe ngarkesat vertikale) dhe ajo Push Over (kapaciteti i struktures), behet vleresimi i gjendjes se ndertesës dhe aftësisë së saj për të përbushur kushtet e sigurisë dhe shërbimit.

Ky kompleks spitalor është i përbërë nga tre lloje strukturash, struktura beton armeje, struktura murature me tulla dhe struktura muraature gurë. Analiza e secilës strukturë është bërë si më poshtë:

SHTESAT PREJ BETON ARMEJE (STRUKTURE RAME B/A)

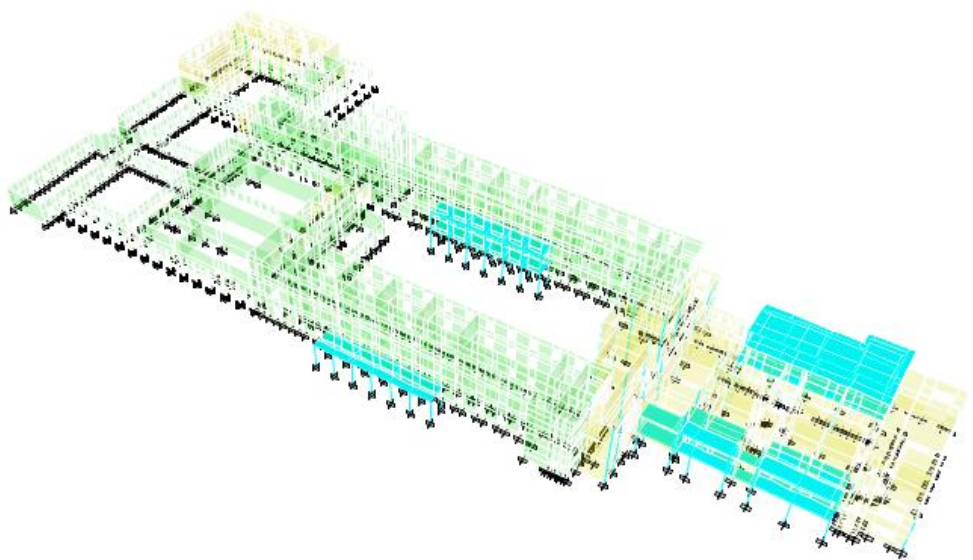


Figura 1 Shtesat b/a ne raport me strukturen (objektet ne blu)

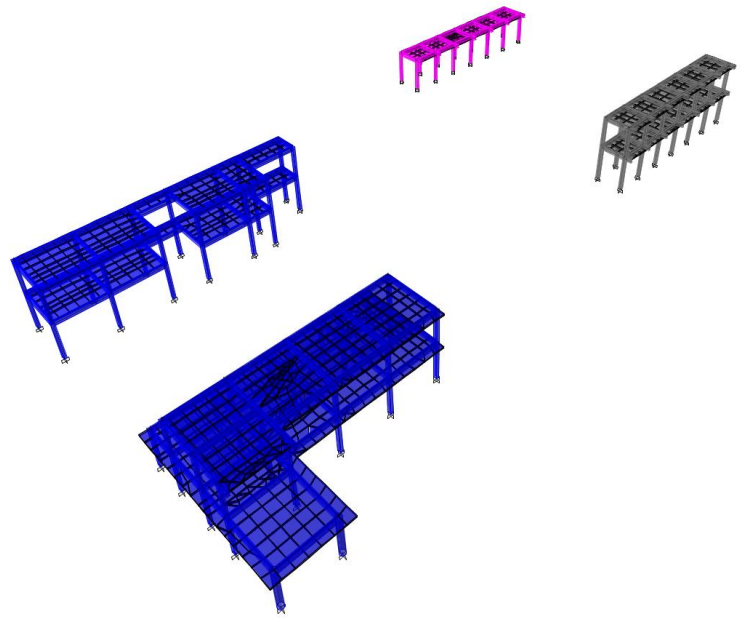


Figura 2 Strukturat b/a te ndara sipas pozicionit

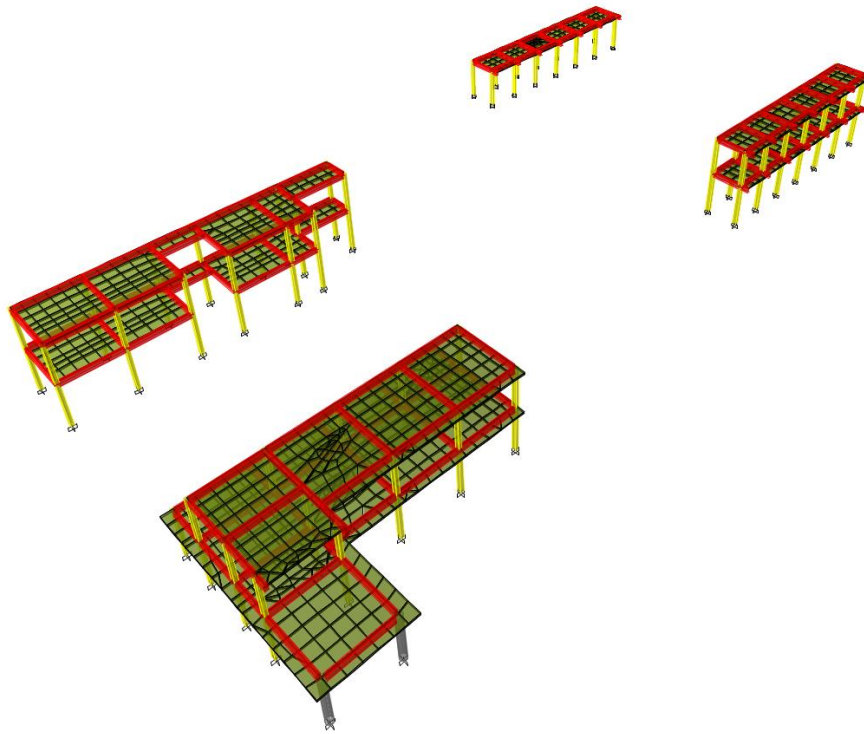


Figura 3 Stukturat b/a sipas seksioneve

- **Analiza Strukturore**

Gjatë procesit të analizës të këtyre strukturave, është vendosur, që struktura të modelohet me programe të avancuara kompjuterike, programin llogarites **ETABS ULTIMATE 19** për qëllimet e këtij studimi. Struktura është modeluar sipas tipologjisë së ndërtesës egzistuese, (ku është respektuar thellesia e themeleve nga toka natyrore).

Për llogaritjet statike dhe dinamike të strukturës së objekteve është përdorur programi ETABS 19 . Struktura është modeluar në 3D me ndihmën e programeve të avancuara kompjuterike duke përdorur elementet “Frame” (për traret dhe kollonat b/a), ato “Shell” (për soletat dhe shkallet b/a) dhe “Eall” (për muret). Për themelet është përdorur si mbeështetje koeficienti i Eëinklerit. Të gjitha parametrat e përdorura në kontrollin e elementeve të strukturës janë të përfshira ne (“Eurocode”): projektimi strukturor është bazuar ne kodet e mëposhtme:

- [0] EN 1990 Eurocode 0 – Eurocode Basis of structural design
- [1] EN 1991-1-1 Eurocode 1 – Action on structures: General Action
- [2] EN 1991-1-4 Eurocode 1 – Action on structures: Wind Actions
- [3] EN 1992-1-1 Eurocode 2 – Design of concrete structures: General Rules
- [4] EN 1994-1-1 Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures:
General Rules and rules for building
- [5] EN 1996-1-1 Eurocode 6 -- Design of masonry structures: General rules for reinforced and
unreinforced masonry structures

- [6] EN 1998-1-1 Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance
- [7] KTP-N.2-89 Earthquake Resistant Design Regulations, issued by: Seismic Center, Academy of Science of Albania, Department of Design, Ministry of Construction

Ndërtesa është modeluar duke u konceptuar si sistem me rama beton arme. Modeli dinamik i zgjedhur është ai me masa dhe parametra të shpërndara. Ngarkesat dhe kombinimi i tyre janë përcaktuar sipas Eurocode 1, 2, 5,6, 8 dhe janë paraqitur në mënyrë të përmbledhur në tabelën e mëposhtme (në modelet llogaritëse jepen me hollësi ngarkesat, mbingarkesat dhe kombinimet e tyre). Ngarkesa nga pesha veti dhe e elementëve strukturalë beton arme llogariten automatikisht nga programi bazuar në volumnin e elementit si dhe peshën njësi të b/a 2500 kg/m^3 dhe 1800 kg/m^3 për muraturen. Gjatë llogaritjes së objektit për qëllimet e këtij studimi janë marrë parasysh ngarkesat dhe kombinimet e tyre si më poshtë.

Për vlerësimin e strukture do të realizojmë analizat e mëposhtme:

1. Analiza lineare me spekter reagimi dhe faktor sjellje sipas sipas EC8.
2. Analiza jolineare statike 3D me plasticitet të përqëndruar.
3. Analiza jolineare statike 3D me plasticitet të shpërndarë.

Në vazhdim jepen detajet për analizat dhe të dhënat e nevojshme për kryerjen e tyre.

Të dhënat hyrëse të nevojshme

Informacioni për vlerësimin strukturor duhet të përfshijë pikat e mëposhtme.

- a) Identifikimin e sistemit strukturor dhe përputhshmërinë e tij me kriteret e rregullsisë të EN 1998-1: 2004. Të dhënat për ndryshimet e mundshme strukturore që nga koha e ndërtimit.
- b) Identifikimin e tipit të themeleve të ndërtesës.
- c) Identifikimin e kushteve të truallit sipas kategorizimit të bërë në EN 1998-1: 2004, **3.1**.
- d) Informacion për përmasat e përgjithshme dhe vetitë e seksioneve tërthore të elementeve të ndërtesës si dhe vetitë mekanike dhe gjendja e materialeve përbërëse.
- e) Informacion rreth defekteve të identifikueshme të materialeve dhe detajimit të papërshtatshëm.
- f) Informacion mbi kriteret e projektimit sizmik që janë përdorur në projektimin fillestar, përfshirë vlerën e faktorit zvogëlues (faktorit q) të forcës sizmike, nëse është përdorur.
- g) Përshkrimin e përdorimit aktual dhe/ose të planifikuar të ndërtesës (duke identifikuar edhe klasën e rëndësisë së saj, siç përshkruhet në EN 1998-1: 2004, **4.2.5**).
- h) Rivlerësimin e veprimeve që ushtrohen duke mbajtur parasysh përdorimin e ndërtesës.
- i) Informacion rreth tipit dhe shtrirjes së dëmtimeve strukturore në të kaluarën dhe të tashmen, nëse ka, përfshirë masat e mëparshme të riparimit.

Ngarkesat dhe kombinimet e tyre janë konform KTP-N2-89 dhe Eurocode.

a. Ngarkesat Statike - (të Normuara) Ngarkesat e përhershme (Dead Loads-DL)

Ne ngarkesat e përhershme janë përfshirë: Peshat vetjake të gjithë elementeve mbajtës të strukture prej murature dhe beton arme (themele, trare, kolona, mure, peshat vetjake të soletave, shtresave të dyshemese, muret ndares

vetembajtes me tulla, dhe parapetet e ballkoneve, shkalleve etj). Ngarkesat e normuara që janë marrë në konsiderate për struktura e mësipërme janë paraqitur në tabelën e mëposhtme:

DEAD LOADS (Ngarkesa të përhershme)					
Concrete specific gravity:	25.00	kN/m ³	Slab coating:	1.50	kN/m ²
Steel specific weight:	78.00	kN/m ³	Room tiling:	1.50	kN/m ²
Header wall weight:	3.60	kN/m ²	Staircase tiling:	1.30	kN/m ²
Stretcher wall weight:	2.10	kN/m ²	Soil specific gravity:	18.00	kN/m ³

1) Të përhershme (të Normuara)

Pesha Vetjake e Soletes (e perforcuar) t = 23cm	gsol, 23 cm = 575 kg/m ²
Shtresat si ngarkese sipërfaqesore	gsht = 150 kg/m ²
Shtresat e taraces si ngarkese sipërfaqesore	g tar = 200 kg/m ²
Muret si ngarkese sipërfaqesore e shpërndare	gm = 240 kg/m ²
Ngarkesa nga tavanet e varura përfshirë instalimet	g tav = 50 kg/m ²
Vetratat e xhamit (fasadat)	g xh = 100 kg/m ²

b. Ngarkesat Variable (te Normuara) Ngarkesat e perkohshme (Live Loads - LL)

Si ngarkesa te perkohshme ne strukture jane llogaritur ngarkesat e shfrytezimit te dyshemeve te banesave, nderkateve, shkalleve, taracave etj, te cilat ne menyre te permbledhur jane paraqitur gjithashtu ne tabelen e meposhtme:

LIVE LOADS (Ngarkesat variable-të përkohëshme)					
Hospitals floors (Spitale):	5.00	kN/m ²	Offices floors:	2.00	kN/m ²
Balconies floors:	5.00	kN/m ²	Staircases floors for residences:	3.50	kN/m ²
Stores floors:	5.00	kN/m ²	Staircases floors for offices:	3.50	kN/m ²

Ngarkesat e mesiperme jane nominale dhe varesi te kombinimit per te cilin do te kontrollohet struktura, ngarkesat e perhershme (DL) apo ato te perkohshme (LL) shumezohen me koeficientin perkates te sigurise.

c. Ngarkesat Sizmike

Sizmiciteti i Zones	Bazuar në Raportin e Studimit Sizmik
Kategoria e Truallit	E Trete - III (KTP-N2-89), C (EC8 2004)
Koeficienti i rendesise	kr (γ) = 1.4
Faktori i njohjes se objektit	CF = 1.2
Shpejtimi Sizmik	ag = 0.410 (Referuar Studimit Inxhiniero-Sizmologjik dhe hartes propabilitare
te rrezikut sizmik date 29.01.2021 për qytetin e Tiranës)	Faktori i
sjelljes	q = 2.50 (i përcaktuar teorikisht në mbështetje me EC8 2005)
Tipi i Struktures	DCM

Jashtëqendësia aksidentale	5%
Koeficienti i shuarjes	$\zeta=5\%$
Faktori i korigjimit të shuarjes	$\eta=1$
Faktori i themeleve	$\beta=2.5$
Objekt i rregullt në lartësi	$K_r=1$
Spektri	TIPI 1

SEISMIC PARAMETERS (Parametrat sizmikë)			
Earthquake Risk Zone: (PGA)	0.293	Building Importance Factor:	1.40
Seismic Behaviour Factor (q):	2.50	Foundation Factor:	2.50
Spectral period (T1):	0.20	Spectral Amplification Factor:	1.00
Spectral Period (T2):	0.60	Critical Damping Factor:	0.05
Spectral Exponent:	0.67		

- Tabela nga të cilat janë marrë koeficientet sipas Eurocode.

EN 1998-1:2004 (E)

4.2.4 Combination coefficients for variable actions

(1)P The combination coefficients ψ_{2i} (for the quasi-permanent value of variable action q_i) for the design of buildings (see 3.2.4) shall be those given in EN 1990:2002, Annex A1.

(2)P The combination coefficients ψ_{Ei} introduced in 3.2.4(2)P for the calculation of the effects of the seismic actions shall be computed from the following expression:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.2)$$

NOTE The values to be ascribed to φ for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values for φ are listed in Table 4.2.

Table 4.2: Values of φ for calculating ψ_{Ei}

Type of variable action	Storey	φ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

* Categories as defined in EN 1991-1-1:2002.

Figura 4. Koeficienti φ sipas eurocodeve

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

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

Figura 5. Koeficienti ψ sipas kategorisë të përdorimit të ndërtesave

The definition of the buildings belonging to the different importance Classes is given in Table 1.2.1 reproduced from EN 1998-1.

Table 1.2.1 Importance classes and recommended values for importance factors for buildings


Importance class	Buildings	Importance factor γ_i (recommended value)
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.	0,8
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.	1,0
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.	1,2
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.	1,4 

Figura 6. Faktori i rëndësësis γ sipas përdorimit të ndërtesave

Tabela 1. Tabela e kombinimit të ngarkesave

A	1.35G + 1.50(Q+Qshkalleve)
1B	1.00G + 0.60(Q+Qshkalleve) + 1.00Ex + 0.30Ey
1D	1.00G + 0.60(Q+Qshkalleve) + 0.30Ex + 1.00Ey
1F	1.00G + 0.60Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx
1H	1.00G + 0.60Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx
2B	1.00G + 0.60Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx
2D	1.00G + 0.60Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx
2F	1.00G + 0.60Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx
2H	1.00G + 0.60Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx
3B	1.00G + 0.60Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx
3D	1.00G + 0.60Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx
3F	1.00G + 0.60Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx
3H	1.00G + 0.60Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx
4B	1.00G + 0.60Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx
4D	1.00G + 0.60Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx
4F	1.00G + 0.60Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx

- Faktori i sjelljes

Referuar EN 1998-1:2004 5.2.2.2 per faktorin e sjelljes q , kemi:

$$q = q_0 * k_w$$

ku:

q_0 – vlera baze e faktorit te sjelljes bazuar ne sistemin struktural dhe rregullsine ne vertikalotet.

k_e – faktor i cili përfaqëson modën predominuese të shkatërrimit në sistemin me mure

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0 a_u / a_1$	$4,5 a_u / a_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0 a_u / a_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

$$q_0 = 3.0 a_u / a_1$$

EN 1998-1:2004 Perioda Strukturore

Egzistojne tre opsione për llogaritjen e periodës strukturore të përdorur në llogaritjet e ngarkesës sizmike anësore sipas EN 1998-1:2004. Ato janë:

Perioda e pwrafert: Llogaritet perioda fundamentale duke u bazuar nw (EN 1998-1 Eqn. 4.6). Vlera e H pwrcaktohet nga programet ne lidhje me lartesine e kateve ne inpute.

$$T = C_t H^{3/4} \quad (\text{EN 1998-1 Eqn. 4.6})$$

ku C_t perkufizohet si (EN 1998-1 section 4.3.3.2.2(3)):

$C_t = 0.085$ kur momenti perballohet nga ramat

$= 0.075$ kur momenti perballohet nga ramat e betonit

= 0.075 per ramat e celikut te lidhura me jashtequndersi

= 0.05 per cdo lloj tjetër strukture

Lartesia H matet nga minimumi i katit tëparë të përcaktuar në maksimumin e katit të fundit të përcaktuar në metra.

Llogaritur nga programi: Programet fillojnë me perioden e modit të llogaritur i cili ka pjesëmarrjen më të madhe të masës në drejtimin e llogaritur (X apo Y). Kjo quhet perioda T mode

E Përcaktuar: Në këto rast perioda strukture futet manualisht dhe programet e përdorin për llogaritjet. Nuk vendosen kundër TA or $Tmode$. Ky krahasim konsiderohet i kryer para se të përcaktohet perioda.

Inpute dhe Koeficientë Shtesë

Spektri i projektimit, $S_d(T_1)$, është bazuar në Seksionin 3.2.2.5(4) të EN 1998-1:2004 dhe në Tab 3.2 ose në Tab 3.3.

Perzgjedhja e rekomanduar e spektrit jepet në EN 1998-1:2004 Seksioni 3.2.2.2(2)P Tabela 3.2 dhe Tabela 3.3. Faktori i sjelljes, q , bazohet në Seksionin 3.2.2.5 të EN 1998-1:2004 i cili është një përafrim i raportit të forcave sizmike që struktura do përballonte nëse përgjigja do të ishte plotësisht elastike me 5% shuarje viskoze ndaj forcave sizmike të përdorura në projektim në analizen konvencionale elastike. Zakonisht vlera e q merret jo më e madhe se 1.5.

Faktori i kufirit të poshtëm për spektrin horizontal të projektimit, β , jepet në Aneksin kombëtar. Vlera e rekomanduar e β është 0.2.

Lloji i bazamentit mund të jetë A, B, C, D ose E. Sipas EN 1998-1:2004 Seksioni 3.1.2 për klasifikimin e nëntokës. Tipi i tokës i kombinuar me perioden T_1 , përdoret për përcaktimin e spektrit të projektimit $S_d(T_1)$, siç përshkruhet në Nenseksionin 3.2.2.5 të EN 1998-1:2004.

λ është faktor korelues, vlera e λ është e barabartë me 0.85 nëse $T_1 \leq 2T_c$ dhe nëse ndërtesa ka më shumë se dy kate ose $\lambda = 1.0$ për çdo rast tjetër.

Algoritmi për Ngarkesën Sizmike sipas EN 1998-1:2004

Algoritmi për përcaktimin e ngarkesës sizmike sipas EN 1998-1:2004 është bazuar në Seksionin 4.3.3.2 të EN 1998-1:2004 i quajtur “Metoda e Analizës së Ngarkesës Anësore.” Një periode strukture është përcaktuar si në paragrafin më sipër.

Programi llogarit spektrin e projektimit, $S_d(T_1)$ për ngarkesën horizontale bazuar në Seksionin 3.2.2.5(4) sipas EN 1998-1:2004 Tabela 3.2 ose Tabela 3.3.

Forca perese horizontale në baze, llogaritet sipas (EN 1998-1 Eqn. 4.5):

$$F_b = S_d(T_1) W \lambda \text{ (EN 1998-1 Eqn. 4.5)}$$

$$W = \text{Masa e ndertesës (bazuar në masën e specifikuar)}$$

$$\lambda = \text{Faktor korigjues}$$

Forca perese horizontale në baze, F_b , është shpërndarë përgjatë lartësisë së ndertesës në përputhje me (EN 1998-1 Eqn. 4.11).

$$F_{katit} = (W_{katit} * h_{katit} / \sum W_{katit} * h_{katit}) * V \quad (EN 1998-1 Eqn. 4.11)$$

ku,

F_{katit} = Pjesa e forces prerese horizontale e aplikuar ne kat

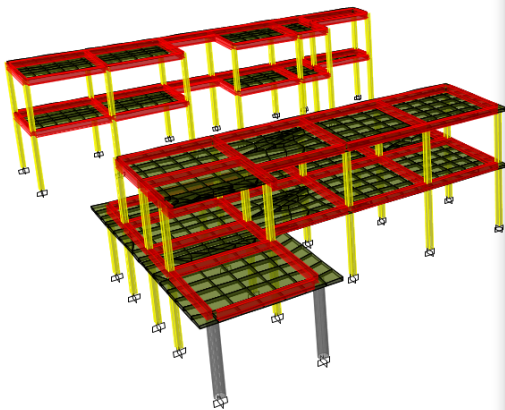
V = Forca perese horizontale ne ndertese

w_{katit} = Masa e katit (bazuar ne masen e specifikuar).

h_{katit} = Lartesia e katit, nga baza e struktures deri ne pjesen e sipërme te katit.

n = Numri i kateve ne strukture.

Karakteristika e materialeve të përdorura për modelimin e elementeve strukturor të objektit janë në përputhje me provat laboratorike perkatesë të kryera në struktura nga konsulentit .



E Material Property Data

General Data

Material Name: C20/25

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24.9926 kN/m³

Mass per Unit Volume: 2548.538 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 30000 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C

Shear Modulus, G: 12500 MPa

Design Property Data

 Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

 Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

 Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

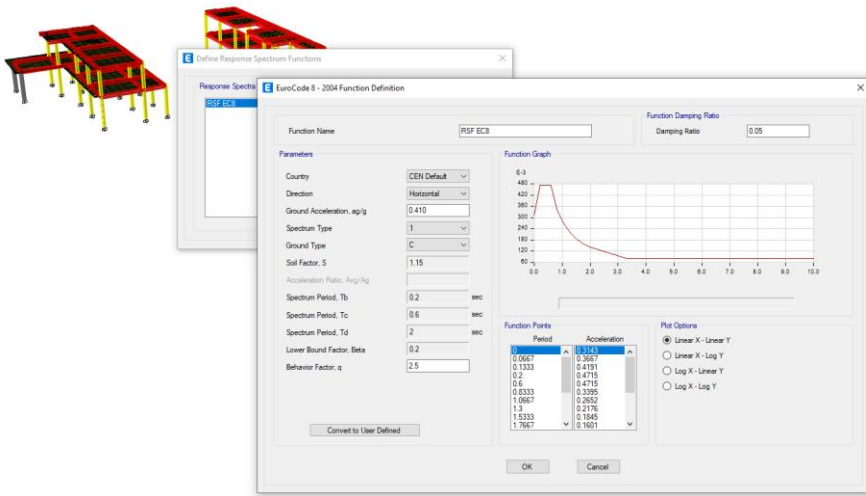
Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

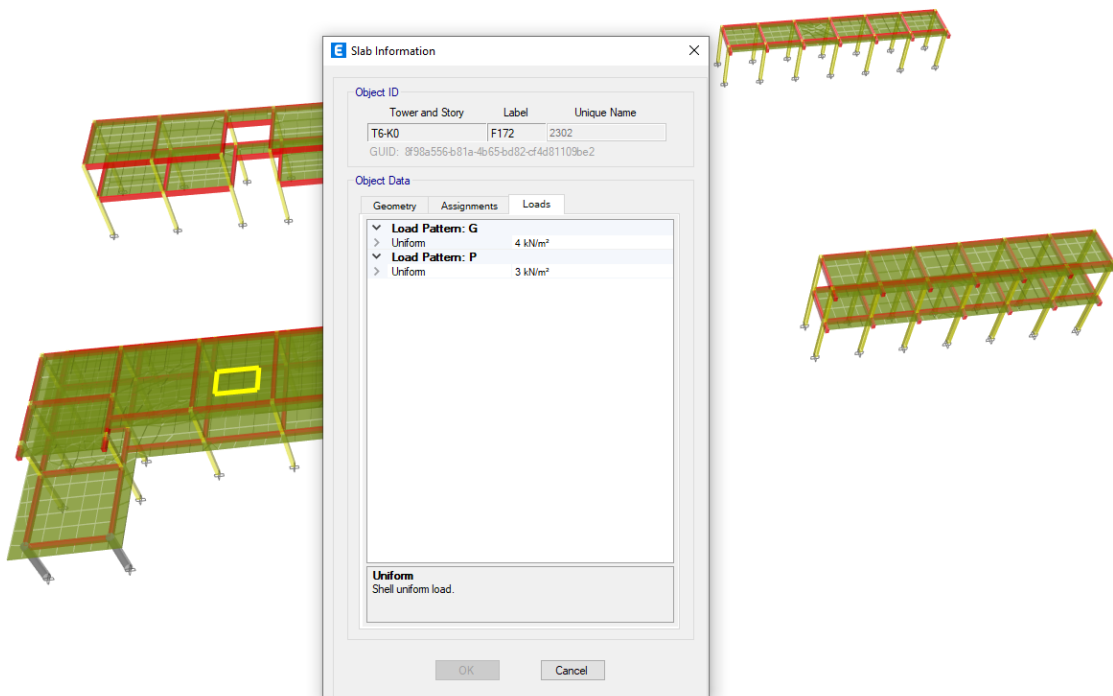
 OK Cancel

Te gjithë elementet perberes te struktures perfaqesohen ne modelin 3D nepermjet objekteve te cileve u vendosen karakteristikat fiziko mekanike te elementeve reale. Kjo arrihet nepermjet te dhenave qe futen ne program te cilat jane paraqitur me poshte:

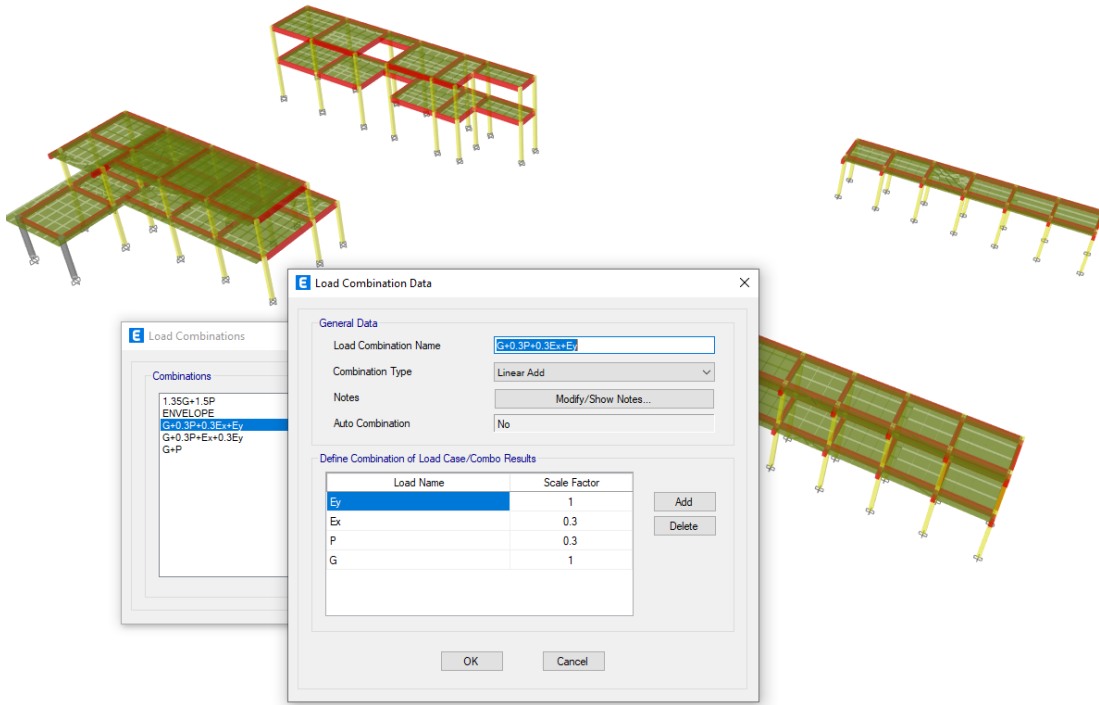
- Te dhenat e perdorura per Analizen sizmike Response Spectrum



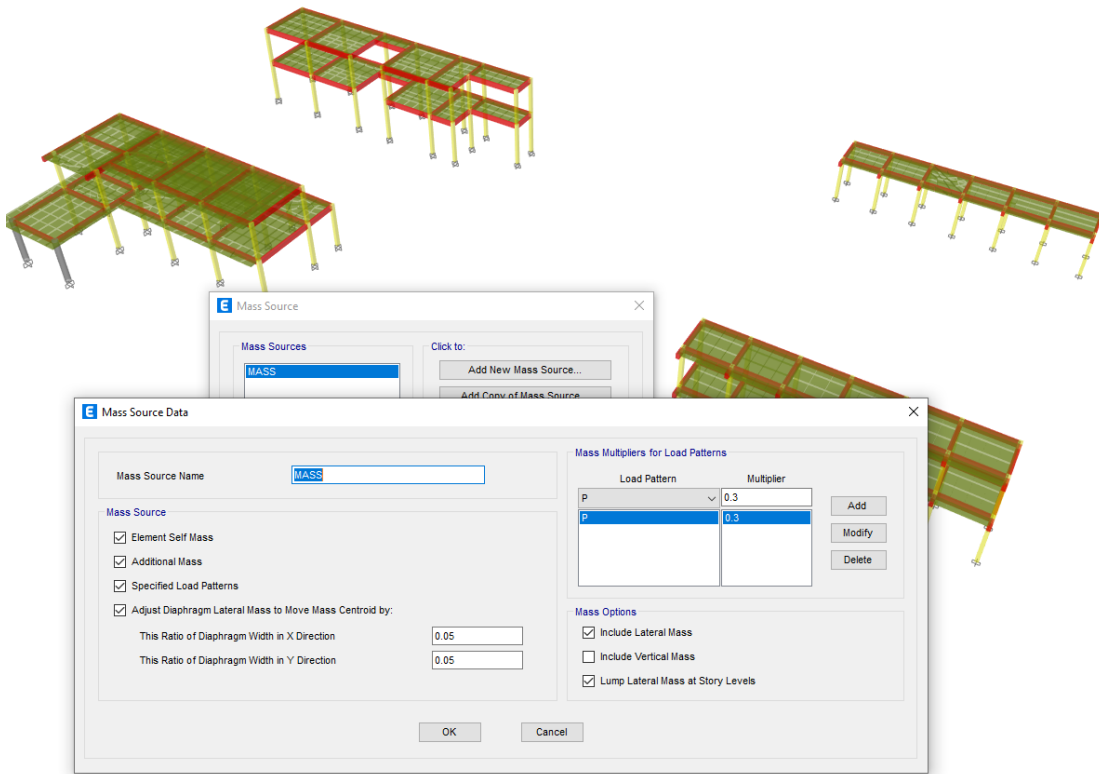
- Ngarkesat qw aplikohen ne Model



-Kombinimet e Ngarkesave



- *Masa sizmike*



4.2.4 Combination coefficients for variable actions

(1)P The combination coefficients ψ_{2i} (for the quasi-permanent value of variable action q_i) for the design of buildings (see 3.2.4) shall be those given in EN 1990:2002, Annex A1.

(2)P The combination coefficients ψ_{Ei} introduced in 3.2.4(2)P for the calculation of the effects of the seismic actions shall be computed from the following expression:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \tag{4.2}$$

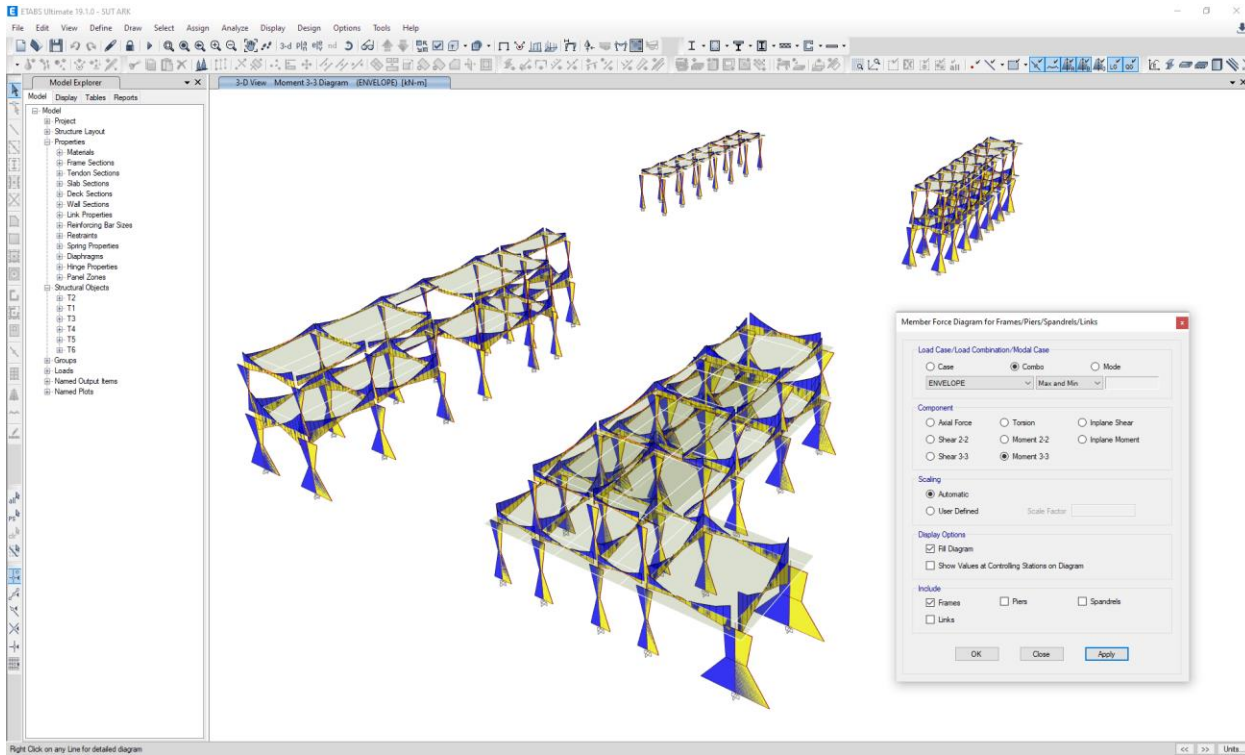
NOTE The values to be ascribed to φ for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values for φ are listed in Table 4.2.

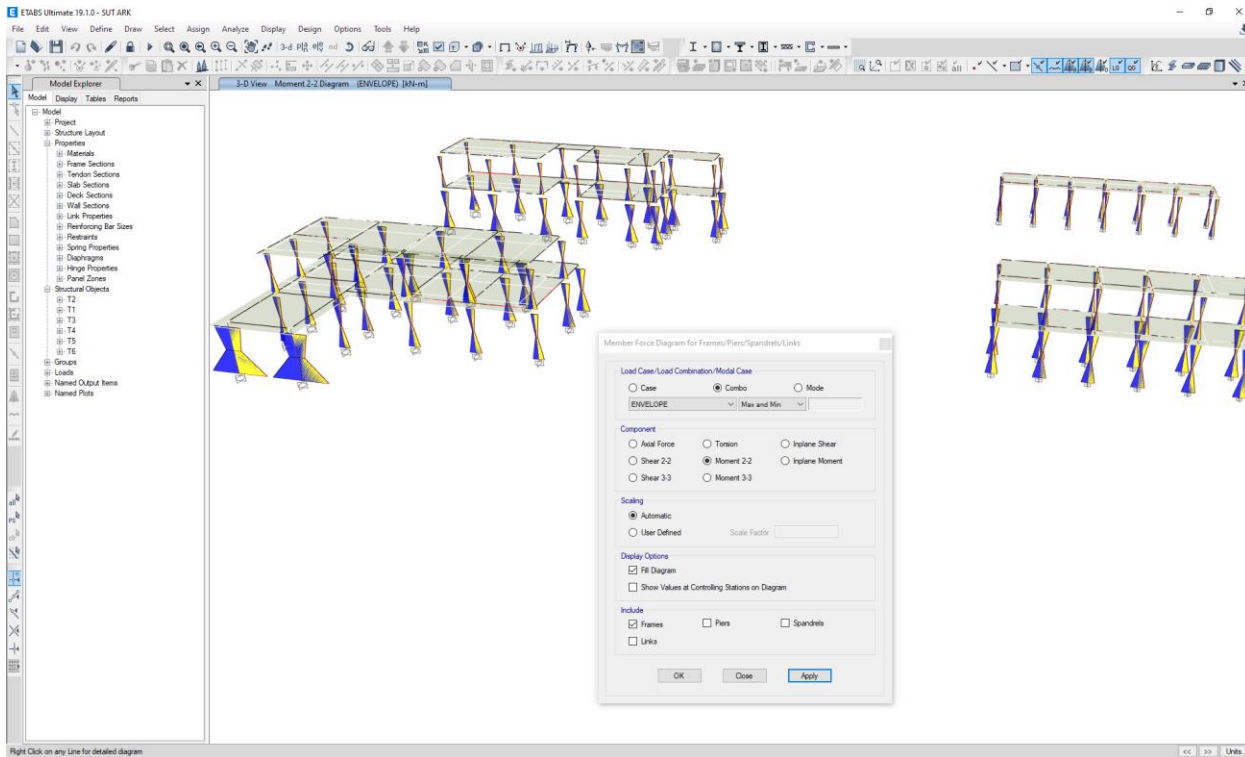
Table 4.2: Values of φ for calculating ψ_{Ei}

Type of variable action	Storey	φ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

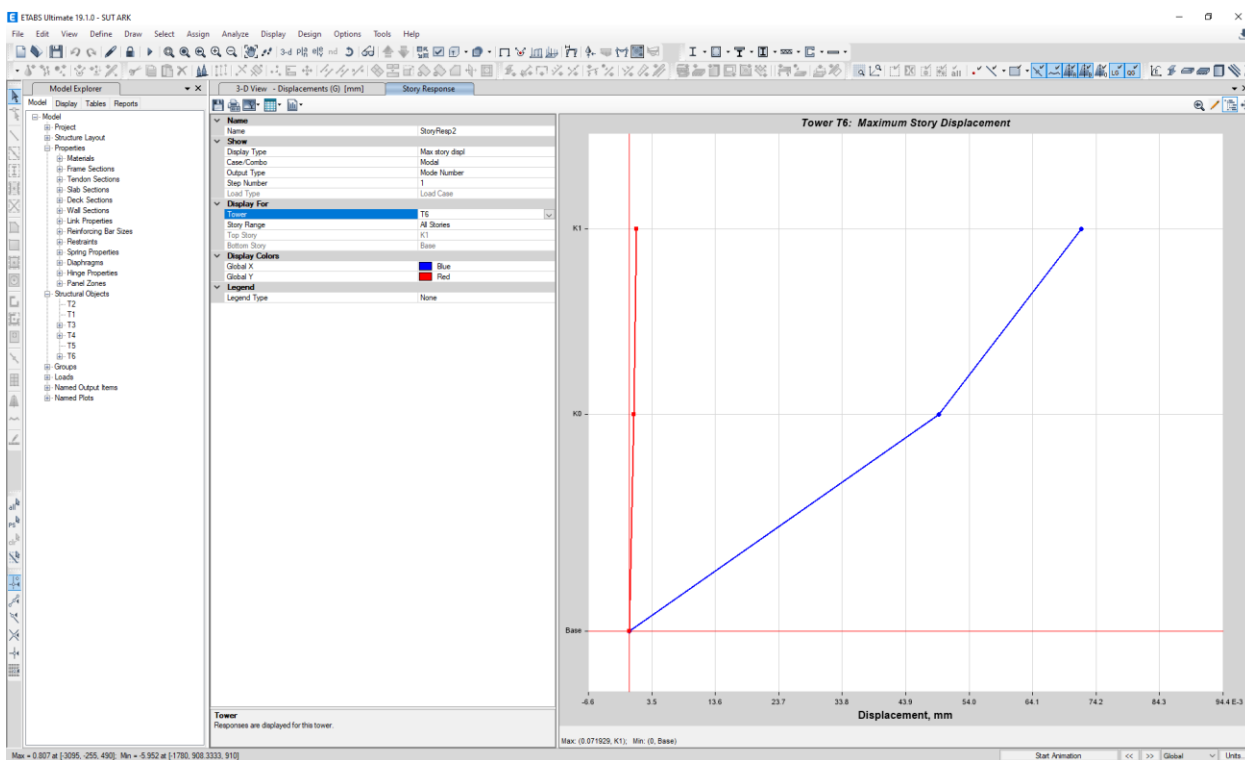
* Categories as defined in EN 1991-1-1:2002.

- Momentet maksimale ne kolona dhe trare

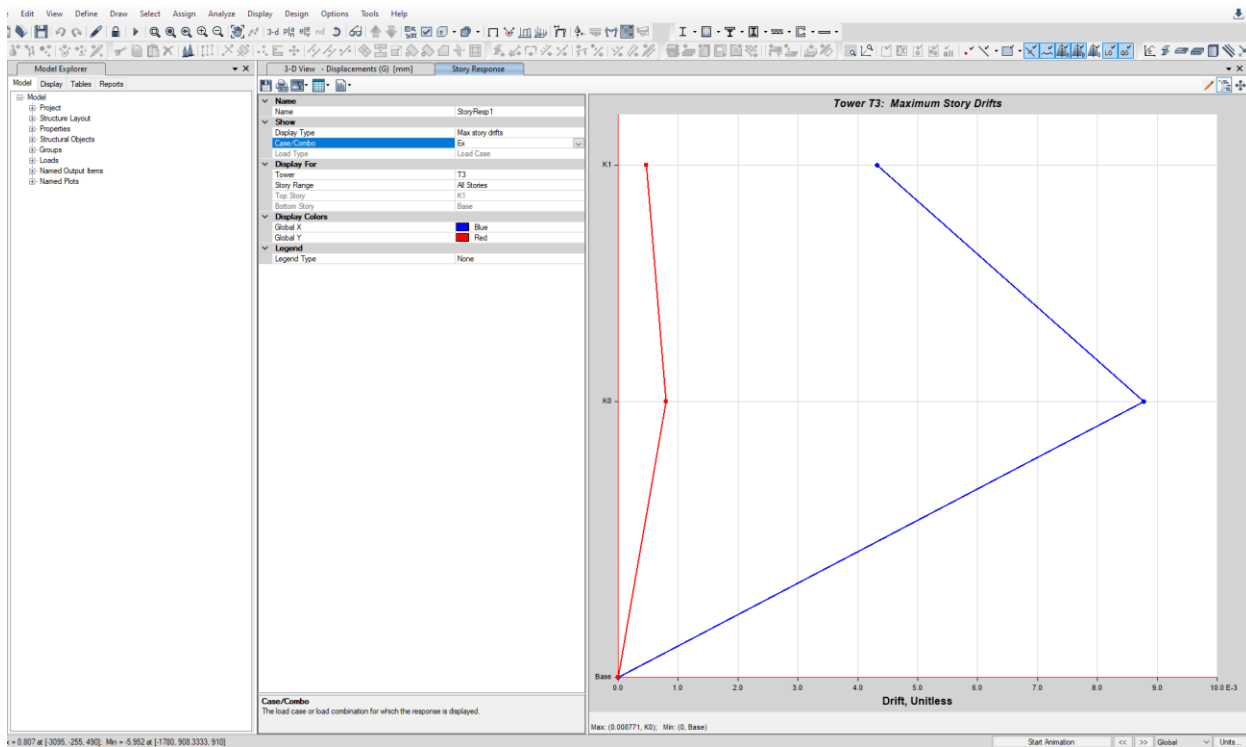




- Grafiku i zhvendosjeve ne kate



- Grafiku i drifteve maximale



PERIODA

PERIODA DHE FREKUENCA E LEKUNDJEVE					
TIPI	MODA	PERIODA	FREK.	FREK. RRETHORE	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.602	1.66	10.4287	108.7581
Modal	2	0.582	1.718	10.7956	116.5443
Modal	3	0.532	1.88	11.8116	139.5142
Modal	4	0.519	1.928	12.1121	146.7022
Modal	5	0.489	2.045	12.8467	165.0378
Modal	6	0.42	2.38	14.9565	223.6967
Modal	7	0.419	2.387	14.9954	224.8614
Modal	8	0.385	2.597	16.3195	266.3266
Modal	9	0.38	2.632	16.5344	273.3855
Modal	10	0.328	3.049	19.1605	367.1261
Modal	11	0.256	3.908	24.5536	602.8804
Modal	12	0.254	3.933	24.7126	610.7132

DRIFTET

DRIFTET E KATEVE												
KATI	KOMBINIMI	DREJTIMI	DRIFTI m	NYJA	X	Y	Z	H	v	dr*v	0.0075*h	Kontrolli
					cm	cm	cm					
T3-K1	ENVELOPE	X	0.00433	163	4895	1055	910	4200	0.5	2.163	31.5	Pranohet
T3-K1	ENVELOPE	Y	0.00337	129	2495	1055	910	4200	0.5	1.684	31.5	Pranohet
T3-K1	ENVELOPE	X	0.00433	163	4895	1055	910	4200	0.5	2.163	31.5	Pranohet
T3-K1	ENVELOPE	Y	0.00352	132	2495	1505	910	4200	0.5	1.758	31.5	Pranohet
T3-K0	ENVELOPE	X	0.00877	133	2895	1155	490	4900	0.5	4.387	36.75	Pranohet
T3-K0	ENVELOPE	Y	0.0056	130	2495	1155	490	4900	0.5	2.8	36.75	Pranohet
T3-K0	ENVELOPE	X	0.00877	133	2895	1155	490	4900	0.5	4.387	36.75	Pranohet
T3-K0	ENVELOPE	Y	0.00567	130	2495	1155	490	4900	0.5	2.834	36.75	Pranohet
T4-K0	ENVELOPE	X	0.00432	205	2895	4900	490	4900	0.5	2.159	36.75	Pranohet
T4-K0	ENVELOPE	Y	0.00265	202	2495	4900	490	4900	0.5	1.325	36.75	Pranohet
T4-K0	ENVELOPE	X	0.00432	213	4495	4900	490	4900	0.5	2.158	36.75	Pranohet
T4-K0	ENVELOPE	Y	0.0027	202	2495	4900	490	4900	0.5	1.351	36.75	Pranohet
T6-K1	ENVELOPE	X	0.0092	907	-3795	445	910	4200	0.5	4.599	31.5	Pranohet
T6-K1	ENVELOPE	Y	0.00973	920	-1395	495	910	4200	0.5	4.863	31.5	Pranohet
T6-K1	ENVELOPE	X	0.00917	902	-1395	1245	910	4200	0.5	4.586	31.5	Pranohet
T6-K1	ENVELOPE	Y	0.00953	902	-1395	1245	910	4200	0.5	4.767	31.5	Pranohet
T6-K0	ENVELOPE	X	0.01193	422	-3227.5	3390	490	4900	0.5	5.967	36.75	Pranohet
T6-K0	ENVELOPE	Y	0.01192	421	-3827.5	3990	490	4900	0.5	5.962	36.75	Pranohet
T6-K0	ENVELOPE	X	0.01193	422	-3227.5	3390	490	4900	0.5	5.967	36.75	Pranohet

T6-K0	ENVELOPE	Y	0.01196	421	3827.5	3990	490	4900	0.5	5.979	36.75	Pranohet
-------	----------	---	---------	-----	--------	------	-----	------	-----	-------	-------	----------

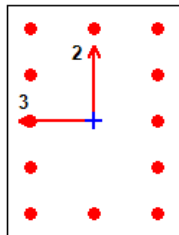
TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99.78	98.27
Modal	Acceleration	UY	99.17	95.08
Modal	Acceleration	UZ	0	0

FORCA PRERESE NE BAZE								
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
ENVELOPE	Combination	Max	2355.2703	2046.0144	22942.239	494216.1761	161403.3446	73708.1929
ENVELOPE	Combination	Min	-2355.2703	-2046.0144	14536.0422	299492.6927	82921.4501	-73708.1929

- KONTROLLI I KOLONAVE

ETABS Concrete Frame Design

Eurocode 2-2004 Column Section Design



Column Element Details Type: DC Medium

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	SOM	LLRF
T6-K0	C75	203	K 30X50	G+0.3P+0.3Ex+Ey	220	490	Nominal Stiffness	0.7

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
30	40	4	1

Material Properties

E _c (MPa)	f _{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E _s (MPa)	f _{yk} (MPa)	f _{yk} (MPa)
30000	20	1	200000	413.69	413.69

Design Code Parameters

γ _c	γ _s	α _{cc}	α _{ct}	α _{LCC}	α _{LCT}
1.5	1.15	1	1	0.85	0.85

Axial Force and Biaxial Moment Design For N_{Ed} , M_{Ed2} , M_{Ed3}

Design N_{Ed} kN	Design M_{Ed2} kN-m	Design M_{Ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area mm ²	Rebar % %
120.8398	20.3003	-46.0968	2.4168	2.4168	1200	1

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	M_{0Ed} Moment kN-m	M_{add} Moment kN-m	Minimum Ecc cm	β Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	95.1357	3.2468	0	1	440
Minor Bend(M2)	-59.0828	4.4955	0	1	440

Axial Compression Ratio

Conc Capacity ($\alpha_{cc} * A * f_{cd}$) kN	Compressive Ratio $N_{Ed} / (\alpha_{cc} * A * f_{cd})$	Comp Ratio Limit	Seismic Load?	Ratio OKay?
1600	0.317	0.65	Yes	Yes

Shear Design for V_{Ed2} , V_{Ed3}

	Shear V_{Ed} kN	Shear V_{Rdc} kN	Shear V_{Rds} kN	$\tan(\theta)$ Unitless	Rebar A_{sw} /s mm ² /m
Major, V_{Ed2}	167.6678	93.6752	167.6678	0.4	575.43
Minor, V_{Ed3}	224.7804	94.5353	224.7804	0.4	1068.14

Rules: Joint shear stress ratio is only determined for a station

- a) if the station has a beam-column joint (top of the column),*
- b) if the frame is a DCHe or DCM moment resisting frame,*
- c) if the column above is a concrete column when it exists,*
- d) if all the beams framing into the column are concrete beams*
- e) if the connecting member design results are available, and*
- f) if the load combo involves seismic load.*

Siç edhe vërehet nga rezultatet dhe pamjet e paraqitura, sforcimet në strukturë janë brenda parametrave të lejuar. Disa elementë dalin më të sforcuar, por jo duke kaluar sforcimet e lejuara. Gjithashtu dhe perioda dhe driftet (përdredhjet) e strukturës kanë vlerë brenda kufijëve të lejuar. Gjatë zbatimit të punimeve dhe zhveshjes së muraturës nga suvatimet dhe shtresat, të shikohet mundësia e përforcimit të këtyrë elementëve në rast se kanë dëmtime dhe shikohet e arsyeshme.

- **Analiza Strukturore për seksionet me strukturë murature mbajtëse dhe kolona & trarë.**

Gjate procesit të analizës të kesaj ndertese, është vendosur, qe struktura te rimodelohet me programe te avancuara kompjuterike, programin llogarites **ETABS ULTIMATE 19** për qëllimet e këtij studimi. Struktura është modeluar sipas tipologjisë së ndërtesës egzistuese, (ku eshte respektuar thellesia e themeleve nga toka natyrore).

Per llogaritjet statike dhe dinamike te struktures se objekteve eshte perdorur programi ETABS 19 . Struktura eshte modeluar ne 3D me ndihmen e programeve te avancuara kompjuterike duke perdorur elementet "Frame" (per traret dhe kollonat b/a), ato "Shell" (per soletat dhe shkallet b/a) dhe "Wall" (per muret). Per themelet eshte perdorur si mbeshtetje koeficienti i Winklerit. Të gjitha parametrat e përdorura në kontrollin e elementeve te struktures janë të perfshira ne ("Eurocode"): projektimi strukturor eshte bazuar ne kodet e meposhtme:

- [0] EN 1990 Eurocode 0 – Eurocode Basis of structural design
- [1] EN 1991-1-1 Eurocode 1 – Action on structures: General Action
- [2] EN 1991-1-4 Eurocode 1 – Action on structures: Wind Actions
- [3] EN 1992-1-1 Eurocode 2 – Design of concrete structures: General Rules
- [4] EN 1994-1-1 Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures: General Rules and rules for building
- [5] EN 1996-1-1 Eurocode 6 -- Design of masonry structures: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures
- [6] EN 1998-1-1 Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance
- [7] KTP-N.2-89 Earthquake Resistant Design Regulations, issued by: Seismic Center, Academy of Science of Albania, Department of Design, Ministry of Construction

Llogaritjet e kontrollit per efekt te ketij studimi, jane kryer me programin ETABS ULTIMATE 19. Ndertesa eshte modeluar duke u konceptuar si sistem me murature mbajtese. Modeli dinamik i zgjedhur eshte ai me masa dhe parametra te shperndara. Ngarkesat dhe kombinimi i tyre jane percaktuar sipas Eurocode 1, 2, 5,6, 8 dhe jane paraqitur ne menyre te permbledhur ne tabelen e meposhtme (ne modelet llogaritese jepen me hollesi ngarkesat, mbingarkesat dhe kombinimet e tyre). Ngarkesa nga pesha vetiakte e elementeve strukturale beton arme llogariten automatikisht nga programi bazuar ne volumin e elementit si dhe peshen njesi te b/a 2500 kg/m³ dhe 1800kg/m³ per muraturen. Gjate llogaritjes se objektit per qellimet e ketij studimi jane marre parasysh ngarkesat dhe kombinimet e tyre si me poshte.

Per vleresimin e struktures do te realizojme analizat e meposhtme:

1. Analiza lineare me spekter reagimi dhe faktor sjellje sipas sipas EC8
2. Analiza jolineare statike 3D me plasticitet te perqendruar
3. Analiza jolineare statike 3D me plasticitet te shperndare

Ne vazhdim jepen detajet per analizat dhe te dhenat e nevojshme per kryerjen e tyre.

Të dhënat hyrëse të nevojshme

Informacioni për vlerësimin strukturor duhet të përfshijë pikat e mëposhtme.

- j) Identifikimin e sistemit strukturor dhe përputhshmërinë e tij me kriteret e rregullsisë të EN 1998-1: 2004. Të dhënat për ndryshimet e mundshme strukturore që nga koha e ndërtimit.
- k) Identifikimin e tipit të themeleve të ndërtesës.
- l) Identifikimin e kushteve të truallit sipas kategorizimit të bërë në EN 1998-1: 2004, 3.1.

- m) Informacion për përmasat e përgjithshme dhe vetitë e seksioneve tërthore të elementeve të ndërtesës si dhe vetitë mekanike dhe gjendja e materialeve përbërëse.
- n) Informacion rreth defekteve të identifikueshme të materialeve dhe detajimit të papërshtatshëm.
- o) Informacion mbi kriteret e projektimit sizmik që janë përdorur në projektimin fillestar, përfshirë vlerën e faktorit zvogëlues (faktorit q) të forcës sizmike, nëse është përdorur.
- p) Përshkrimin e përdorimit aktual dhe/ose të planifikuar të ndërtesës (duke identifikuar edhe klasën e rëndësisë së saj, siç përshkruhet në EN 1998-1: 2004, 4.2.5).
- q) Rivlerësimin e veprimeve që ushtrohen duke mbajtur parasysh përdorimin e ndërtesës.
- r) Informacion rreth tipit dhe shtrirjes së dëmtimeve strukturore në të kaluarën dhe të tashmen, nëse ka, përfshirë masat e mëparshme të riparimit.

Ngarkesat dhe kombinimet e tyre janë konform KTP-N2-89 dhe Eurocode.

b. Ngarkesat Statike - (te Normuara) Ngarkesat e perhershme (Dead Loads-DL)

Ne ngarkesat e perhershme janë përfshirë: Pësha vetjake e gjithë elementeve mbajtës të strukturës prej murature dhe beton arme (themele, trare, kolona, mure, pësha vetjake e soletave, shtresave të dyshemese, muret ndares vetëmbajtës me tulla, dhe parapetet e ballkoneve, shkalleve etj). Ngarkesat e normuara që janë marrë në konsideratë për strukturën e mesiperme janë paraqitur në tabelën e mëposhtme:

DEAD LOADS					
Concrete specific gravity:	25.00	kN/m ³	Slab coating:	1.50	kN/m ²
Steel specific weight:	78.00	kN/m ³	Room tiling:	1.50	kN/m ²
Header wall weight:	3.60	kN/m ²	Staircase tiling:	1.30	kN/m ²
Stretcher wall weight:	2.10	kN/m ²	Soil specific gravity:	18.00	kN/m ³

1) Te perhershme (te Normuara)

Pësha Vetjake e Soletes (e perforuar) $t = 23$ cm	$g_{sol}, 23 \text{ cm} = 575 \text{ kg/m}^2$
Shtresat si ngarkese sipërfaqesore	$g_{sht} = 150 \text{ kg/m}^2$
Shtresat e taraces si ngarkese sipërfaqesore	$g_{tar} = 200 \text{ kg/m}^2$
Muret si ngarkese sipërfaqesore e shpërndare	$g_m = 240 \text{ kg/m}^2$
Ngarkesa nga tavanet e varura përfshirë instalimet	$g_{tav} = 50 \text{ kg/m}^2$
Vetratat e xhamit (fasadat)	$g_{xh} = 100 \text{ kg/m}^2$

b. Ngarkesat Variable (te Normuara) Ngarkesat e perkohshme (Live Loads - LL)

Si ngarkesa të perkohshme në struktura janë llogaritur ngarkesat e shfrytëzimit të dyshemeve të banesave, nderkateve, shkalleve, taracave etj, të cilat në mënyrë të përbledhur janë paraqitur gjithashtu në tabelën e mëposhtme:

LIVE LOADS (Ngarkesa të perkohëshme)					
hospitals floors:	5.00	kN/m ²	Offices floors:	2.00	kN/m ²
Balconies floors:	5.00	kN/m ²	Staircases floors for residences:	3.50	kN/m ²

Stores floors:	5.00	kN/m ²	Staircases floors for offices:	3.50	kN/m ²
----------------	------	-------------------	--------------------------------	------	-------------------

Ngarkesat e mesiperme jane nominale dhe varesi te kombinimit per te cilin do te kontrollohet struktura, ngarkesat e perhershme (DL) apo ato te perkohshme (LL) shumezohen me koeficientin perkates te sigurise.

c. Ngarkesat Sizmike

Sizmiciteti i Zones	Bazuar ne Raportin e Studimit Sizmik	
Kategoria e Truallit	E Trete - III (KTP-N2-89), C (EC8 2004)	
Koeficienti i rendesise	$k_r (\gamma) = 1.4$	
Faktori i njohjes se objektit	CF = 1.2	
Shpejtimi Sizmik	$a_g = 0.410$ (Referuar hartes propabilitare te rrezikut sizmik date 29.01.2021	Faktori i
per qytetin e Tiranës dhe Studimi Inxhiniero-Sizmologjik)		
sjelljes	$q = 1.5$ (i percaktuar teorikisht ne mbeshtetje me EC8 2005)	
Tipi i Struktures	DCM	
Jashtegundersia aksidentale	5%	
Koeficienti i shuarjes	$\zeta = 5\%$	
Faktori i korrjimit te shuarjes	$\eta = 1$	Faktori i
themeleve	$\beta = 2.5$	
Objekt i rregullt ne lartesi	$K_r = 1$	
Spektri	TIPI 1	

SEISMIC PARAMETERS (Parametra sizmikë)			
Earthquake Risk Zone: (PGA)	0.293	Building Importance Factor:	1.40
Seismic Behaviour Factor (q):	2.00	Foundation Factor:	2.50
Spectral period (T1):	0.20	Spectral Amplification Factor:	1.00
Spectral Period (T2):	0.60	Critical Damping Factor:	0.05
Spectral Exponent:	0.67		

- Tabela nga të cilat janë marrë koeficientet sipas Eurocodeve.

4.2.4 Combination coefficients for variable actions

(1)P The combination coefficients ψ_{2i} (for the quasi-permanent value of variable action q_i) for the design of buildings (see 3.2.4) shall be those given in EN 1990:2002, Annex A1.

(2)P The combination coefficients ψ_{Ei} introduced in 3.2.4(2)P for the calculation of the effects of the seismic actions shall be computed from the following expression:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.2)$$

NOTE The values to be ascribed to φ for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values for φ are listed in Table 4.2.

Table 4.2: Values of φ for calculating ψ_{Ei}

Type of variable action	Storey	φ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

* Categories as defined in EN 1991-1-1:2002.

Figura 7.

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

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
– Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
– Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
– Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE The ψ values may be set by the National annex.
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.

Figura 8.

The definition of the buildings belonging to the different importance Classes is given in Table 1.2.1 reproduced from EN 1998-1.

Table 1.2.1 Importance classes and recommended values for importance factors for buildings


Importance class	Buildings	Importance factor γ_i (recommended value)
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.	0,8
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.	1,0
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.	1,2
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.	1,4 

Figura 9.

Tabela 2

A	$1.35G + 1.50(Q+Q_{shkalleve})$
1B	$1.00G + 0.60(Q+Q_{shkalleve}) + 1.00E_x + 0.30E_y$
1D	$1.00G + 0.60(Q+Q_{shkalleve}) + 0.30E_x + 1.00E_y$
1F	$1.00G + 0.60Q - 1.00E_x + e_{ccy} - 0.30E_y + e_{ccx}$
1H	$1.00G + 0.60Q - 0.30E_x + e_{ccy} - 1.00E_y + e_{ccx}$
2B	$1.00G + 0.60Q + 1.00E_x - e_{ccy} + 0.30E_y + e_{ccx}$
2D	$1.00G + 0.60Q + 0.30E_x - e_{ccy} + 1.00E_y + e_{ccx}$
2F	$1.00G + 0.60Q - 1.00E_x - e_{ccy} - 0.30E_y + e_{ccx}$
2H	$1.00G + 0.60Q - 0.30E_x - e_{ccy} - 1.00E_y + e_{ccx}$
3B	$1.00G + 0.60Q + 1.00E_x + e_{ccy} + 0.30E_y - e_{ccx}$
3D	$1.00G + 0.60Q + 0.30E_x + e_{ccy} + 1.00E_y - e_{ccx}$
3F	$1.00G + 0.60Q - 1.00E_x + e_{ccy} - 0.30E_y - e_{ccx}$
3H	$1.00G + 0.60Q - 0.30E_x + e_{ccy} - 1.00E_y - e_{ccx}$
4B	$1.00G + 0.60Q + 1.00E_x - e_{ccy} + 0.30E_y - e_{ccx}$
4D	$1.00G + 0.60Q + 0.30E_x - e_{ccy} + 1.00E_y - e_{ccx}$
4F	$1.00G + 0.60Q - 1.00E_x - e_{ccy} - 0.30E_y - e_{ccx}$

- Faktori i sjelljes

Referuar EN 1998-1:2004 5.2.2.2 per faktorin e sjelljes q , kemi:

$$q = q_0 * k_w$$

ku:

q_0 – vlera baze e faktorit te sjelljes bazuar ne sistemin struktural dhe rregullsine ne vertikalotet.

k_w – faktor i cili perfaqeson moden predominuese te shkaterrimit ne sistemin me mure

Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_0 , for systems regular in elevation

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0 a_u / a_1$	$4,5 a_u / a_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0 a_u / a_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

$$q_0 = 3.0 a_u / a_1$$

EN 1998-1:2004 Perioda Strukturore

Egzistojne tre opsione per llogaritjen e periodes strukturore te perdorur ne llogaritjet e ngarkeses sizmike anesore sipas EN 1998-1:2004. Ato jane:

Perioda e Perafert: Llogaritet perioda fundamentale duke u bazuar ne (EN 1998-1 Eqn. 4.6). Vlera e H percaktohe nga programet ne lidhje me lartesine e kateve ne inpute.

$$T = C_t H^{3/4} \quad (\text{EN 1998-1 Eqn. 4.6})$$

ku C_t perkufizohet si (EN 1998-1 section 4.3.3.2(3)):

- $C_t = 0.085$ kur momenti perballohet nga ramat
- $= 0.075$ kur momenti perballohet nga ramat e betonit
- $= 0.075$ per ramat e celikut te lidhura me jashtequndersi
- $= 0.05$ per cdo lloj tjetër strukture

Lartesia H matet nga minimumi i katit te pare te percaktuar ne maksimumin e katit te fundit te percaktuar ne metra.

Llogaritur nga programi: Programet fillojne me perioden e modit te llogaritur i cili ka pjesemarrjen me te madhe te mases ne drejtimin e llogaritur (X apo Y). Kjo quhet perioda T mode

E Percaktuar: Ne kete rast perioda strukturore futet manualisht dhe programet e perdorin per llogaritjet. Nuk vendosen kunder T_A or T_{mode} . Ky krahasim konsiderohet i kryer para se te percaktohet perioda.

Inpute dhe Koeficente Shtese

Spektri i projektimit, $S_d(T_1)$, eshte bazuar ne Seksionin 3.2.2.5(4) te EN 1998-1:2004 dhe ne Tab 3.2 ose ne Tab 3.3.

Perzgjedhja e rekomanduar e spektrit jepet ne EN 1998-1:2004 Seksioni 3.2.2.2(2)P Tabela 3.2 dhe Tabela 3.3. Faktori i sjelljes, q , bazohet ne Seksionin 3.2.2.5 te EN 1998-1:2004 i cili eshte nje perafirim i raportit te forcave sizmike qe struktura do perballonte nese pergjigja do te ishte plotesisht elastike me 5% shuarje viskoze ndaj forcave sizmike te perdorura ne projektim ne analizen konvencionale elastike. Zakonisht vlera e q merret jo me e madhe se 1.5.

Faktori i kufirit te poshtem per spektrin horizontal te projektimit, β , jepet ne Aneksin kombetar. Vlera e rekomanduar e β eshte 0.2.

Lloji i bazamentit mund të jetë A, B, C, D ose E. Sipas EN 1998-1:2004 Seksioni 3.1.2 për klasifikimin e nentokës. Tipi i tokës i kombinuar me periodën T_1 , përdoren për përcaktimin e spektrit të projektimit $S_d(T_1)$, siç përshkruhet në Nenseksionin 3.2.2.5 të EN 1998-1:2004.

λ është faktor korelues, vlera e λ është e barabartë me 0.85 nëse $T_1 \leq 2T_c$ dhe nëse ndërtesa ka më shumë se dy kate ose $\lambda = 1.0$ për çdo rast tjetër.

Algoritmi për Ngarkesën Sizmike sipas EN 1998-1:2004

Algoritmi për përcaktimin e ngarkesës sizmike sipas EN 1998-1:2004 është bazuar në Seksionin 4.3.3.2 të EN 1998-1:2004 i quajtur “Metoda e Analizës së Ngarkesës Anësore.” Një periode strukturore është përcaktuar si në paragrafin më sipër.

Programi llogarit spektrin e projektimit, $S_d(T_1)$ për ngarkesën horizontale bazuar në Seksionin 3.2.2.5(4) sipas EN 1998-1:2004 Tabela 3.2 ose Tabela 3.3.

Forca perese horizontale në baze, llogaritet sipas (EN 1998-1 Eqn. 4.5):

$$F_b = S_d(T_1) W \lambda \text{ (EN 1998-1 Eqn. 4.5)}$$

W = Masa e ndertesës (bazuar në masën e specifikuar)

λ = Faktor korigjues

Forca perese horizontale në baze, F_b , është shpërndarë përgjatë lartësive të ndertesës në përputhje me (EN 1998-1 Eqn. 4.11).

$$F_{katit} = (W_{katit} * h_{katit} / \sum W_{katit} * h_{katit}) * V \quad \text{(EN 1998-1 Eqn. 4.11)}$$

ku,

F_{katit} = Pjesa e forcës preresë horizontale e aplikuar në kat

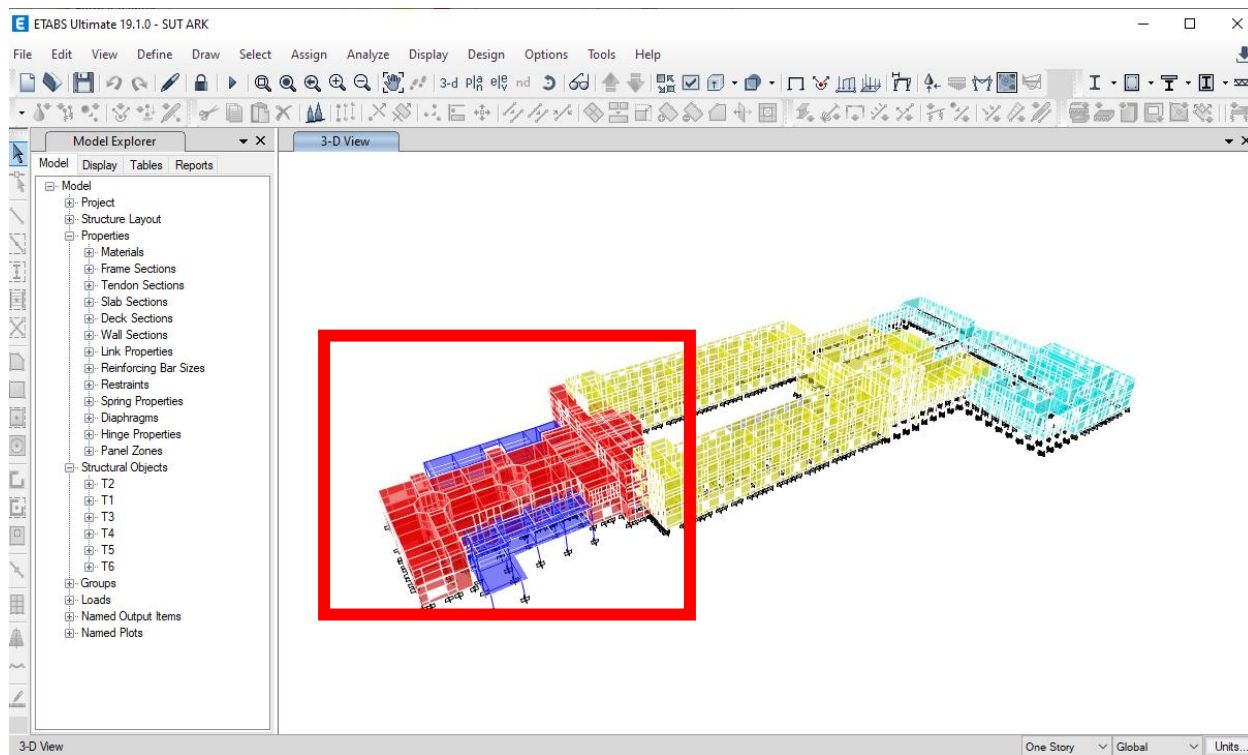
V = Forca perese horizontale në ndertese

w_{katit} = Masa e katit (bazuar në masën e specifikuar).

h_{katit} = Lartësia e katit, nga baza e strukture deri në pjesën e sipërme të katit.

n = Numri i kateve në strukture.

SEKSIONET ME STRUKTURË MURATURE TULLE



PAMJE E OBJEKTIT

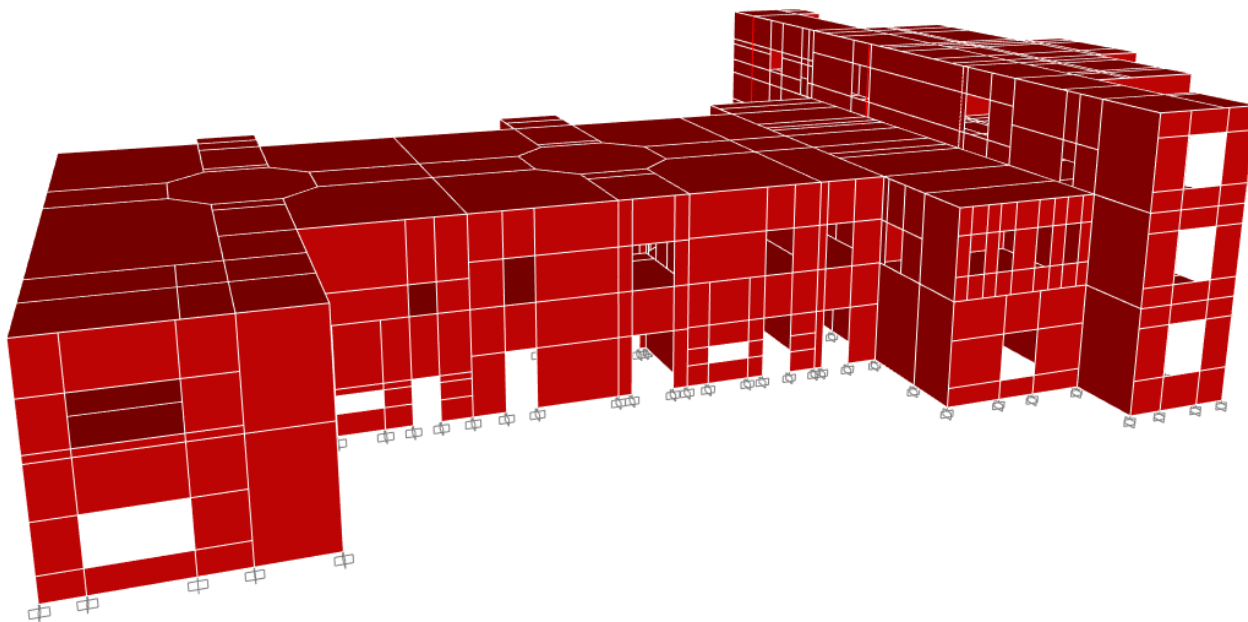


Figura 10

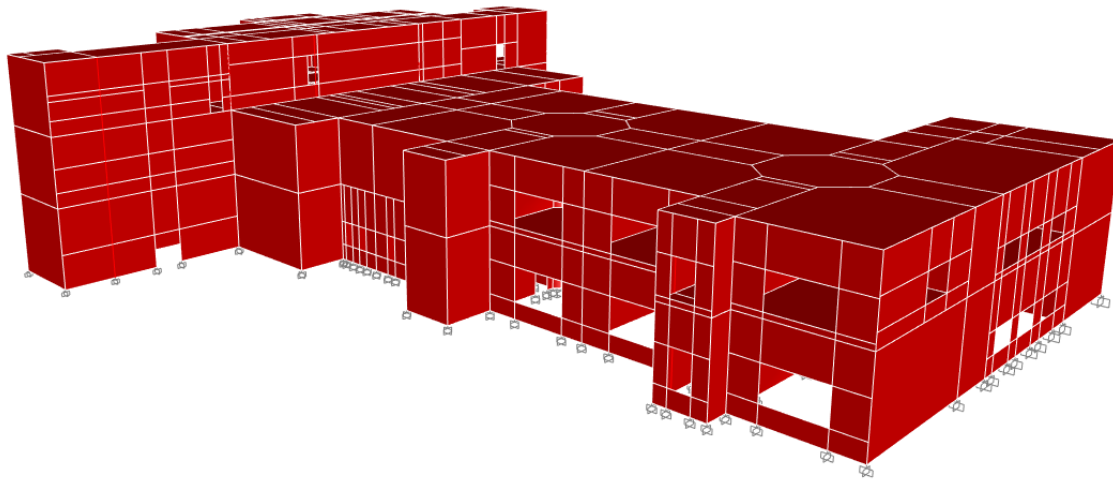


Figura 11

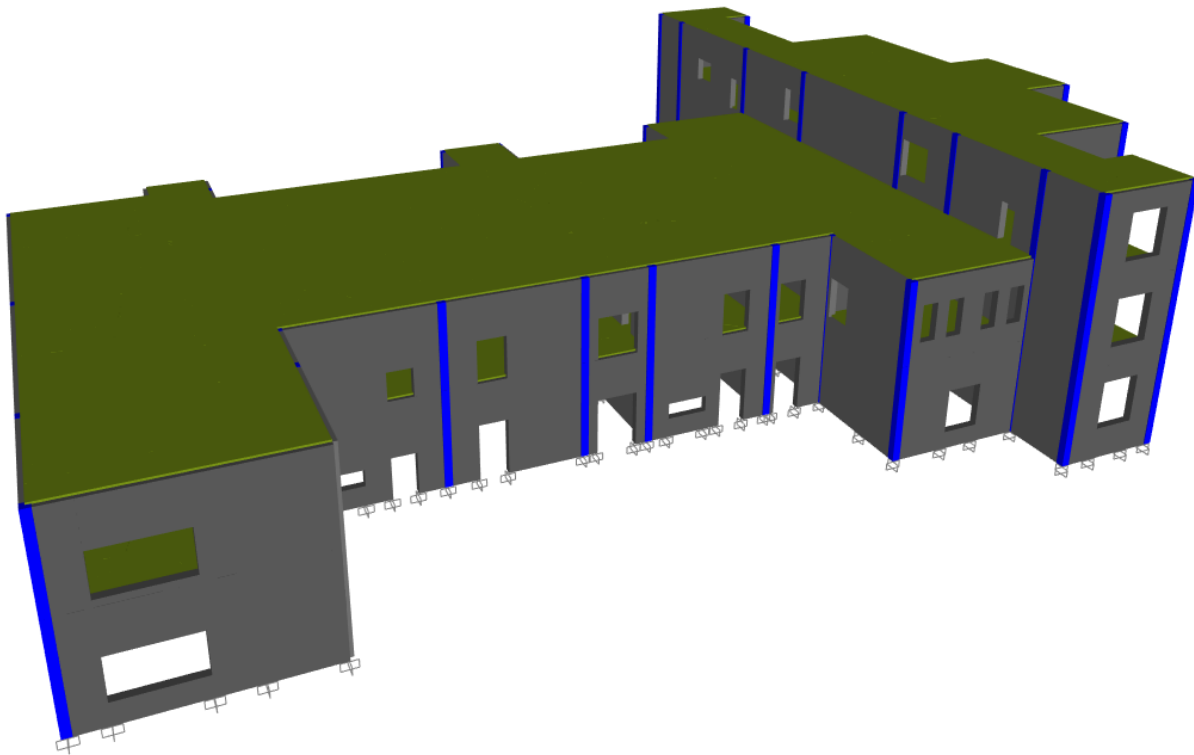


Figura 12

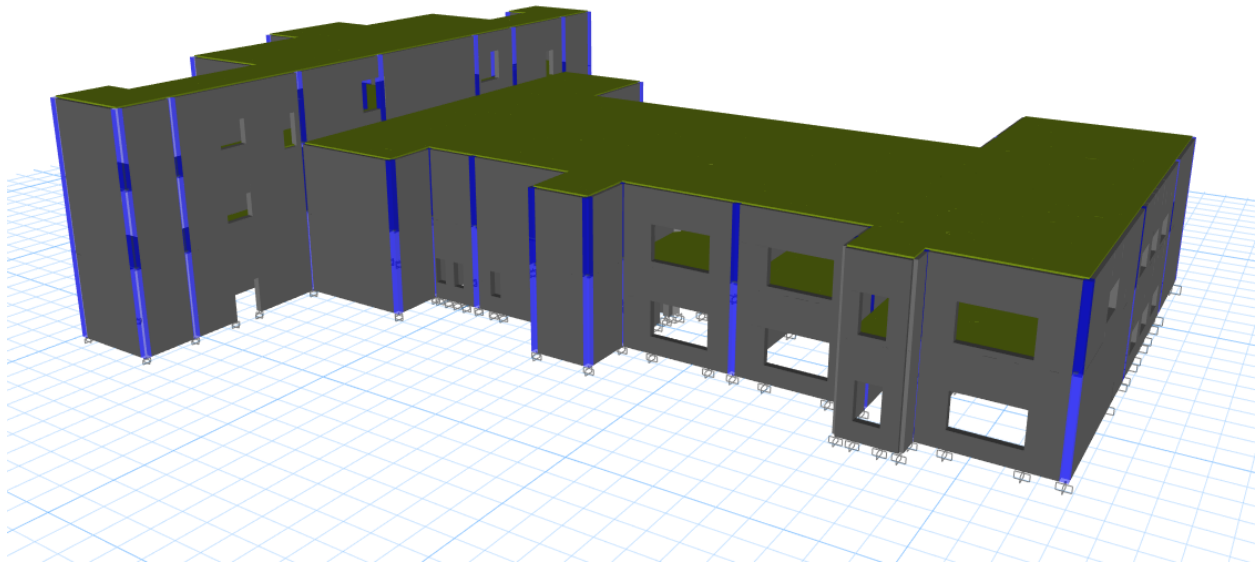


Figura 13

Materialet e përdorura për modelimin e objektit

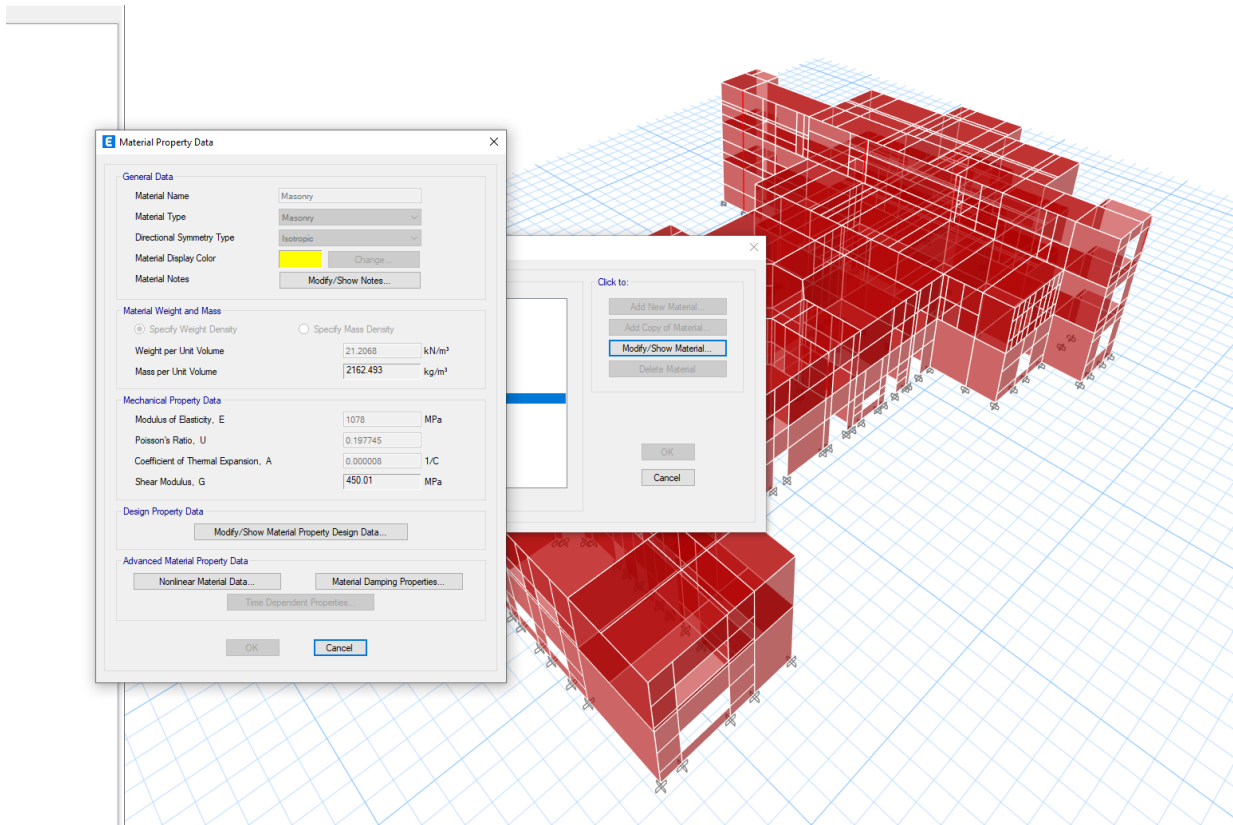


Figura 14

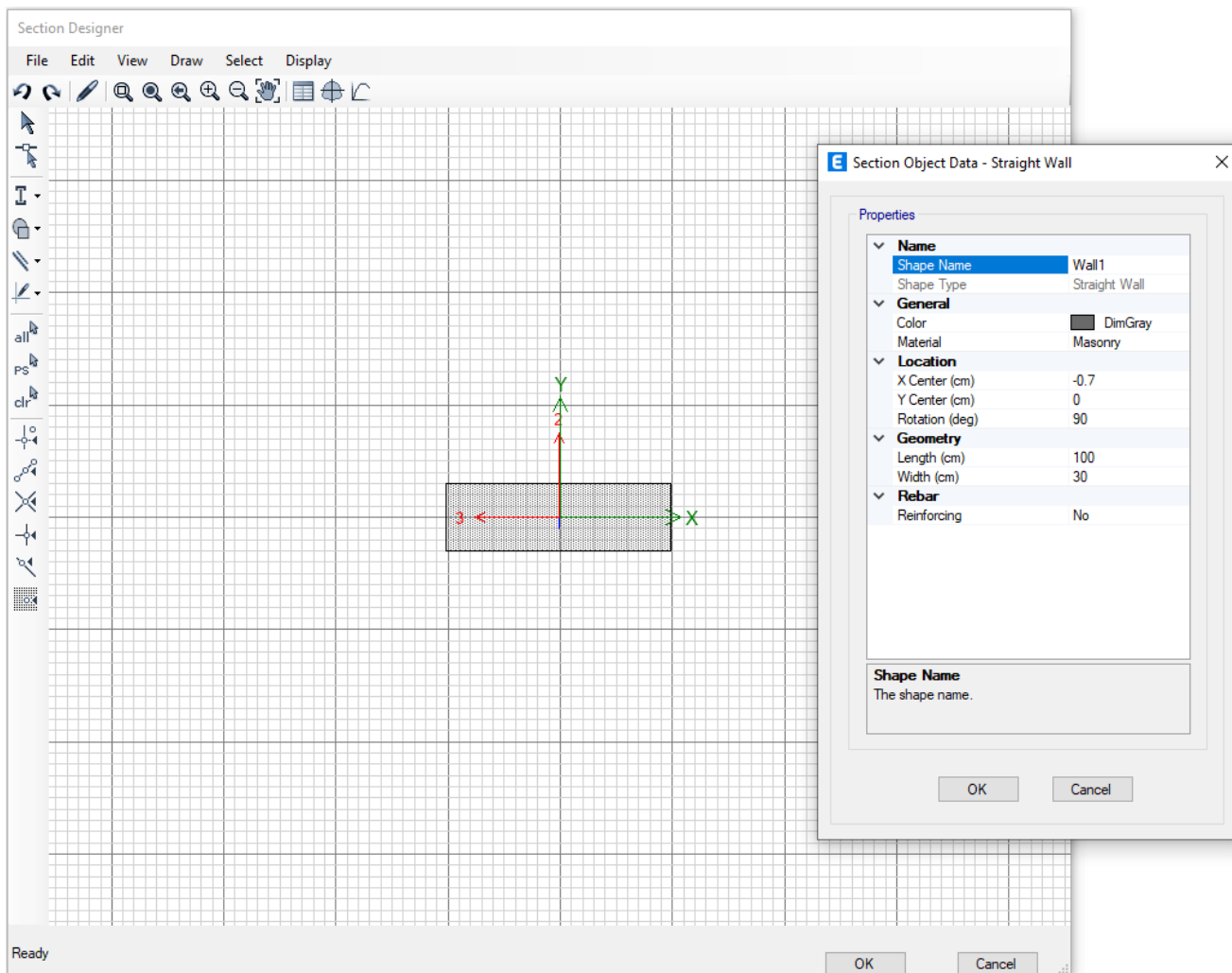


Figura 15, Krijimi i seksioneve

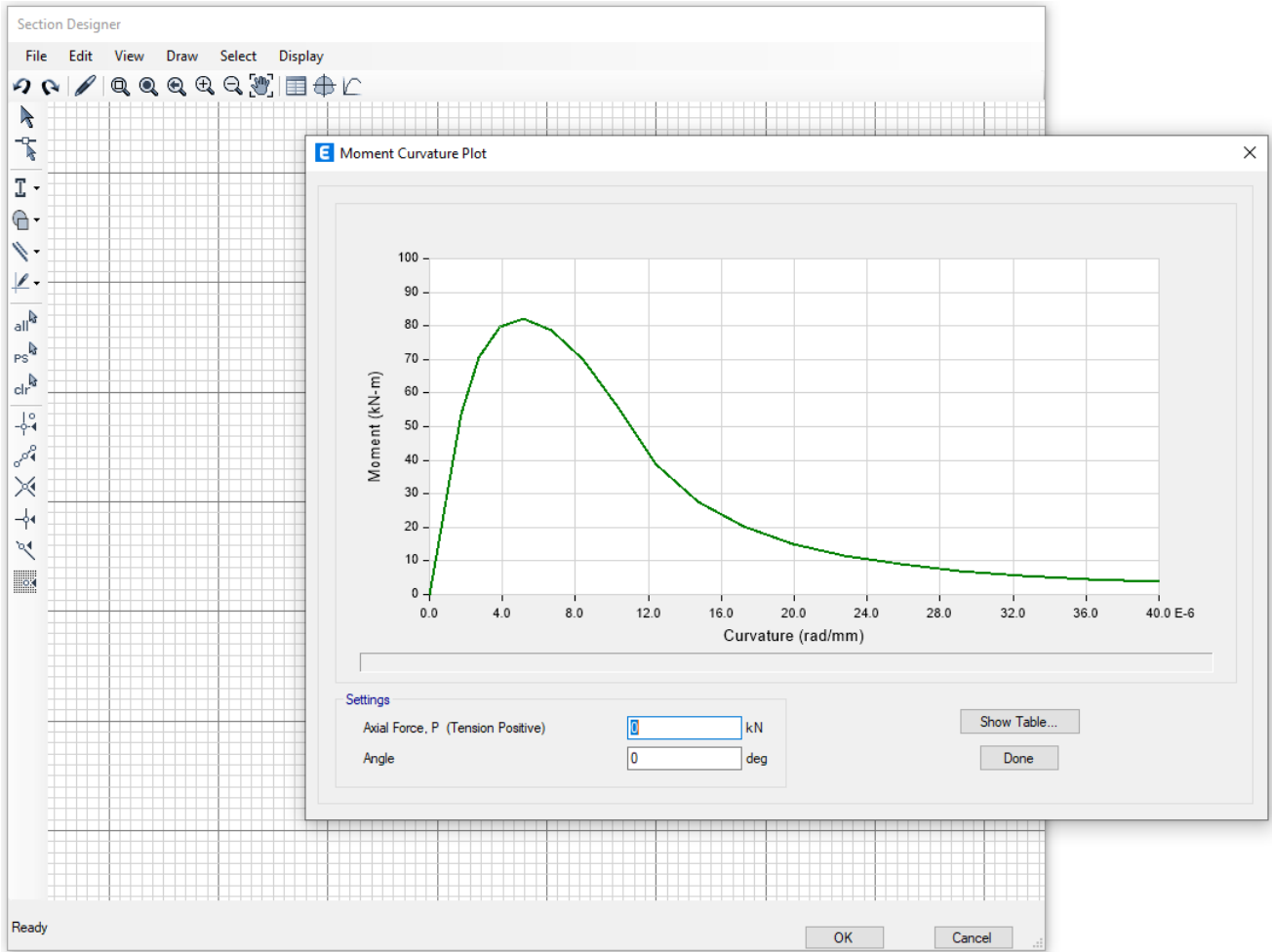
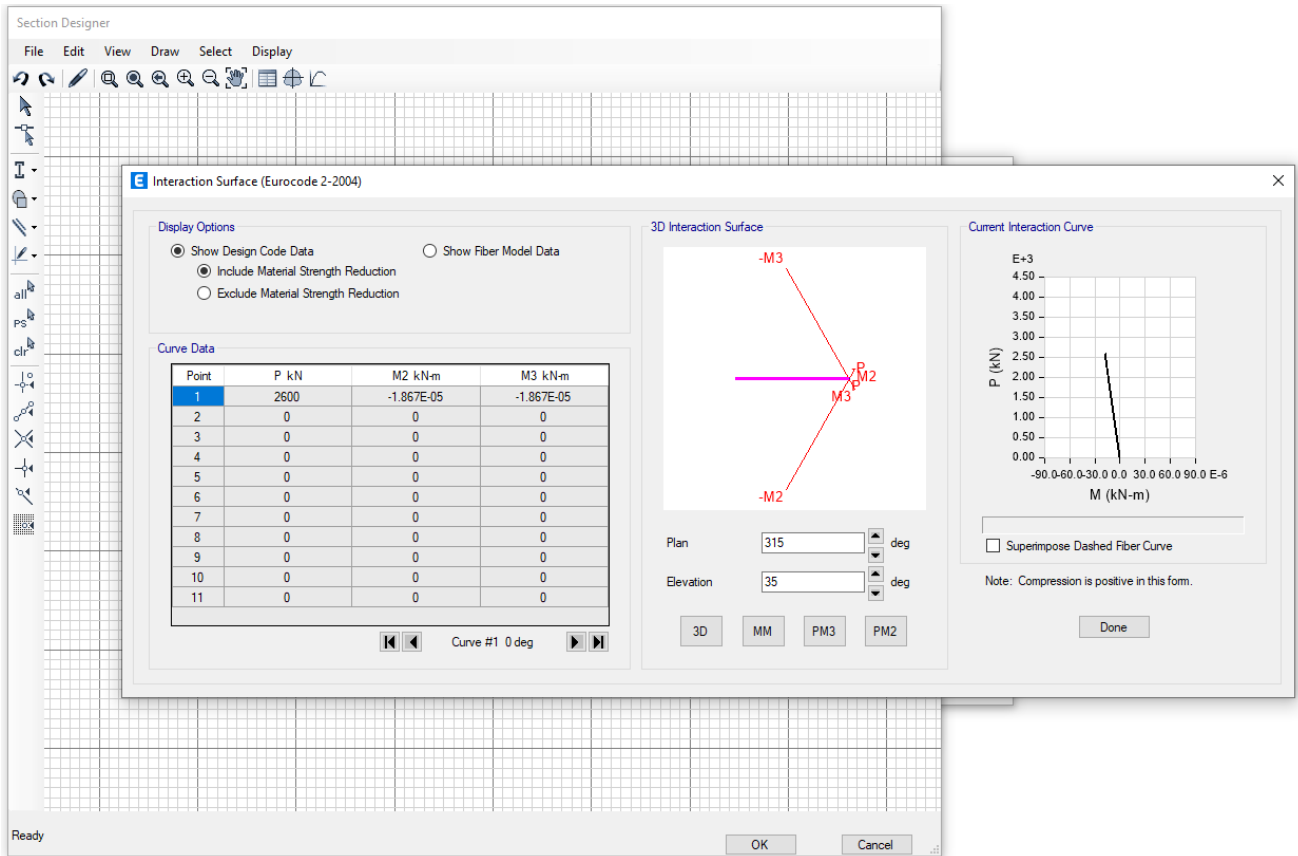


Figura 16. Krijimi i seksioneve

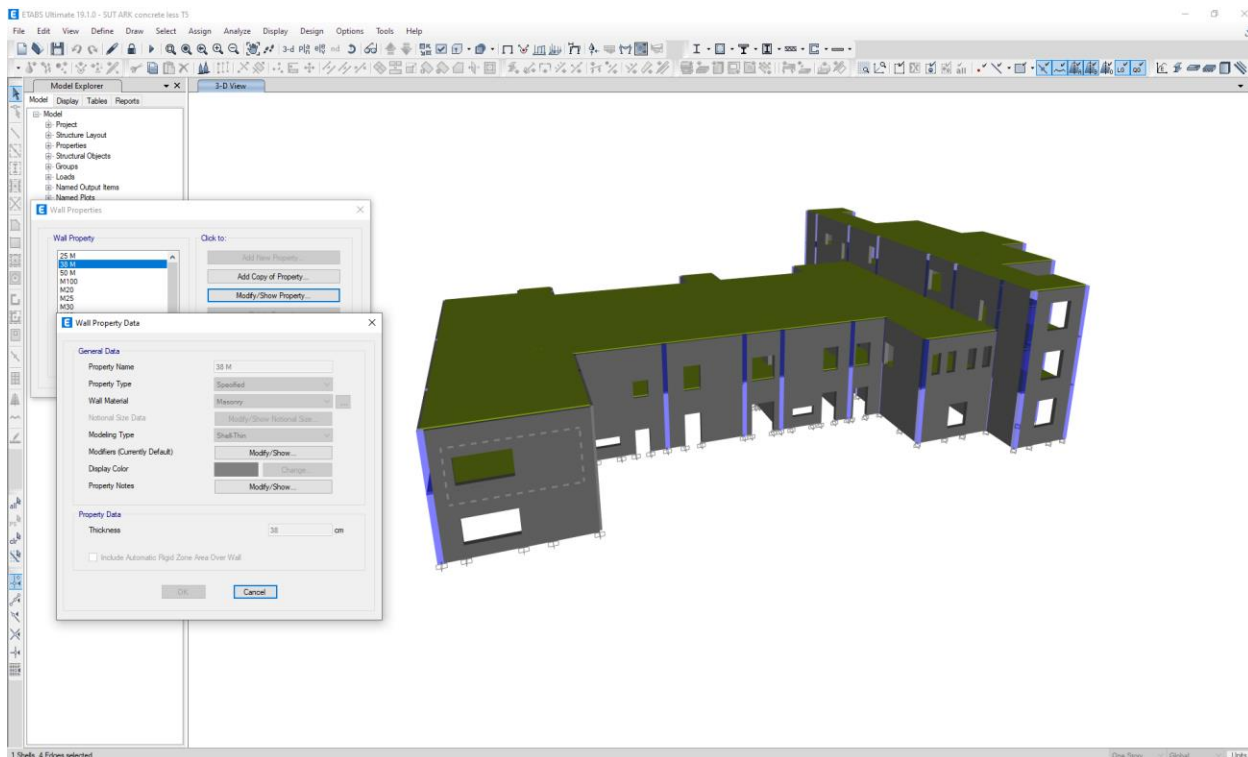


Karakteristikat e muraturën së tullës:

-Moduli i elasticitetit $E=1073 \text{ Mpa}$

- Rezistenca në prerje $G=450 \text{ Mpa}$

Këto të dhëna janë marrë nga testimet që i janë bërë materialeve të objektit.



Te gjithë elementet perberes te struktures perfaqesohen ne modelin 3D nepermjet objekteve te cileve u vendosen karakteristikat fiziko mekanike te elementeve reale. Kjo arrihet nepermjet te dhenave qe futen ne program te cilat jane paraqitur me poshte:

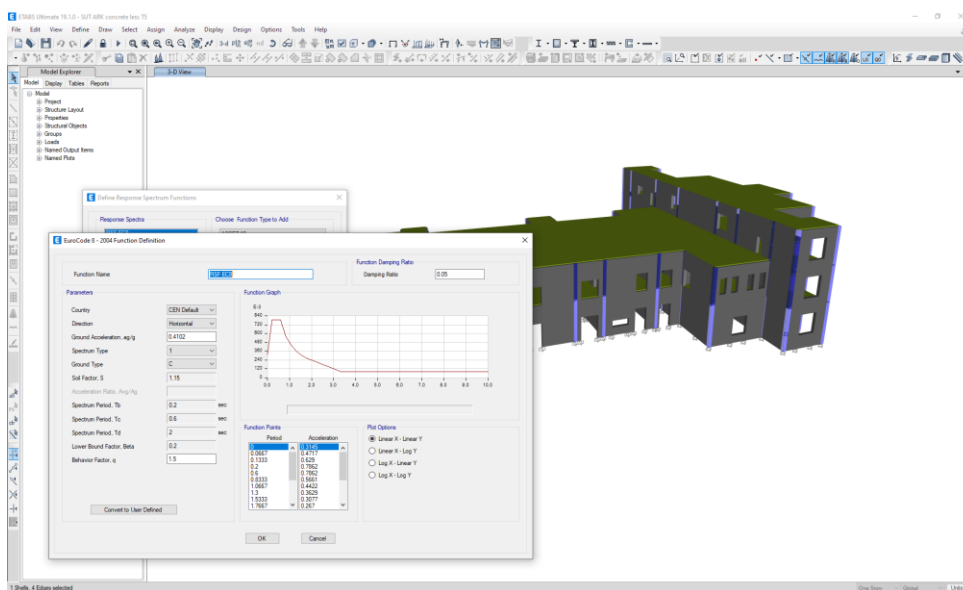


Figura 17. - Të dhënat e përdorura për analizen sizmike Response Spectrum

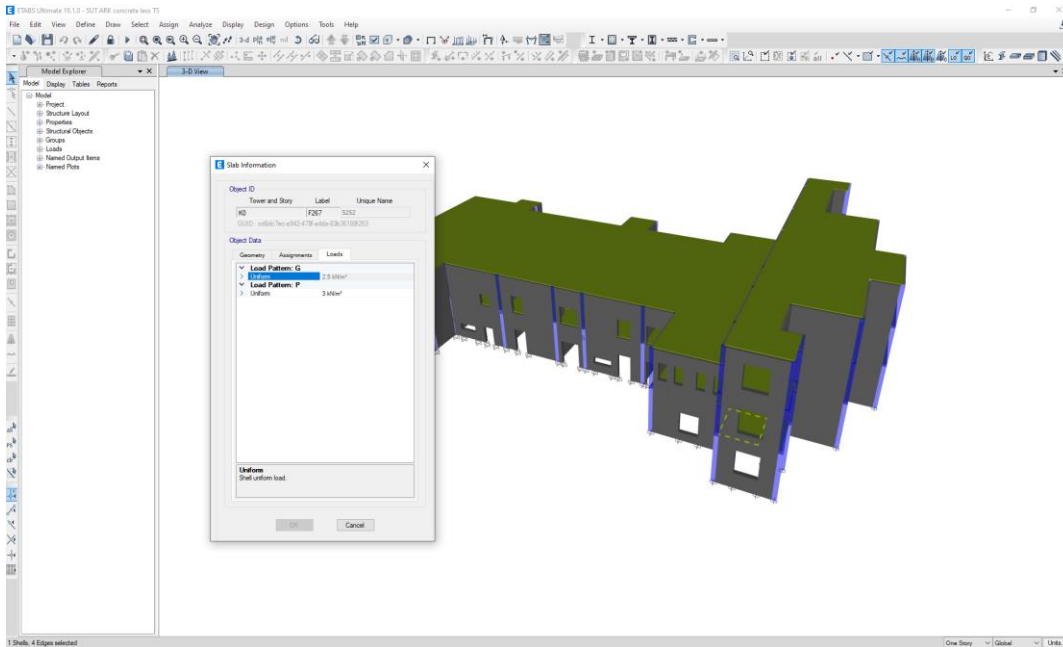


Figura 18. - Ngarkesat që Aplikohen në Model

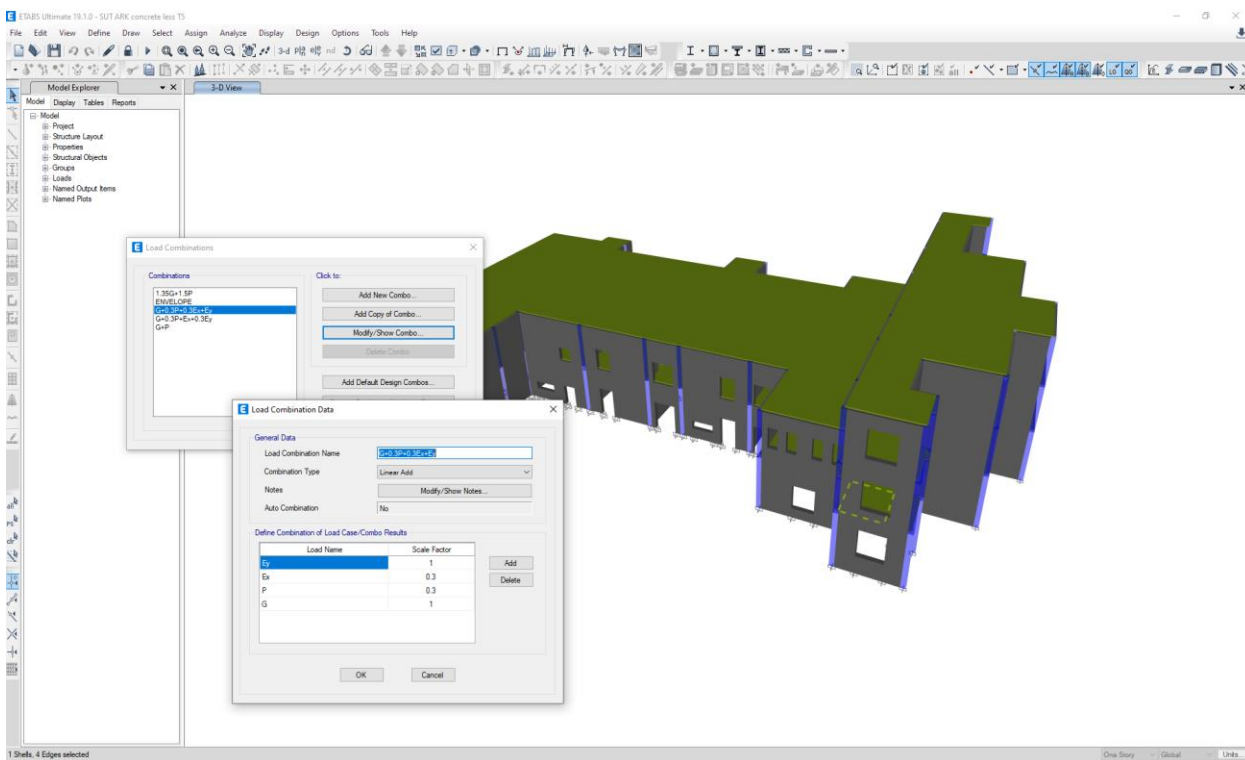


Figura 19. -Kombinimet e ngarkesave

SFORCIMET NE MURATURE

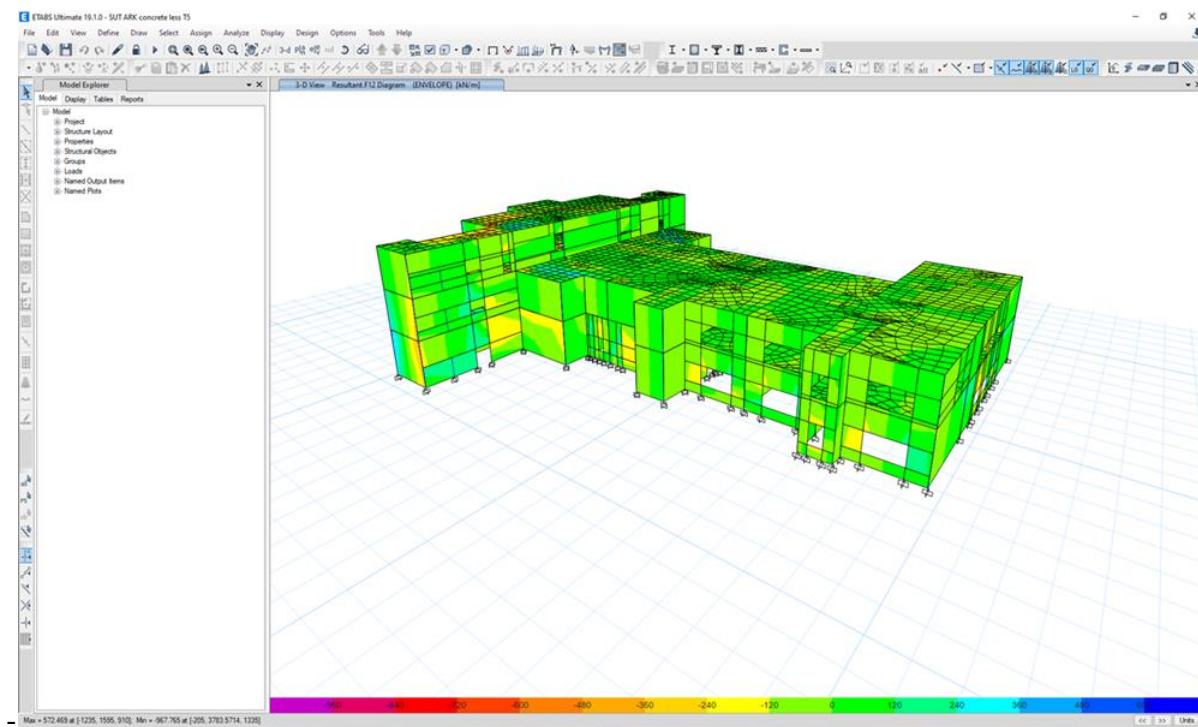


Figura 20. Paraqitje 3D e forcimeve ne strukture.

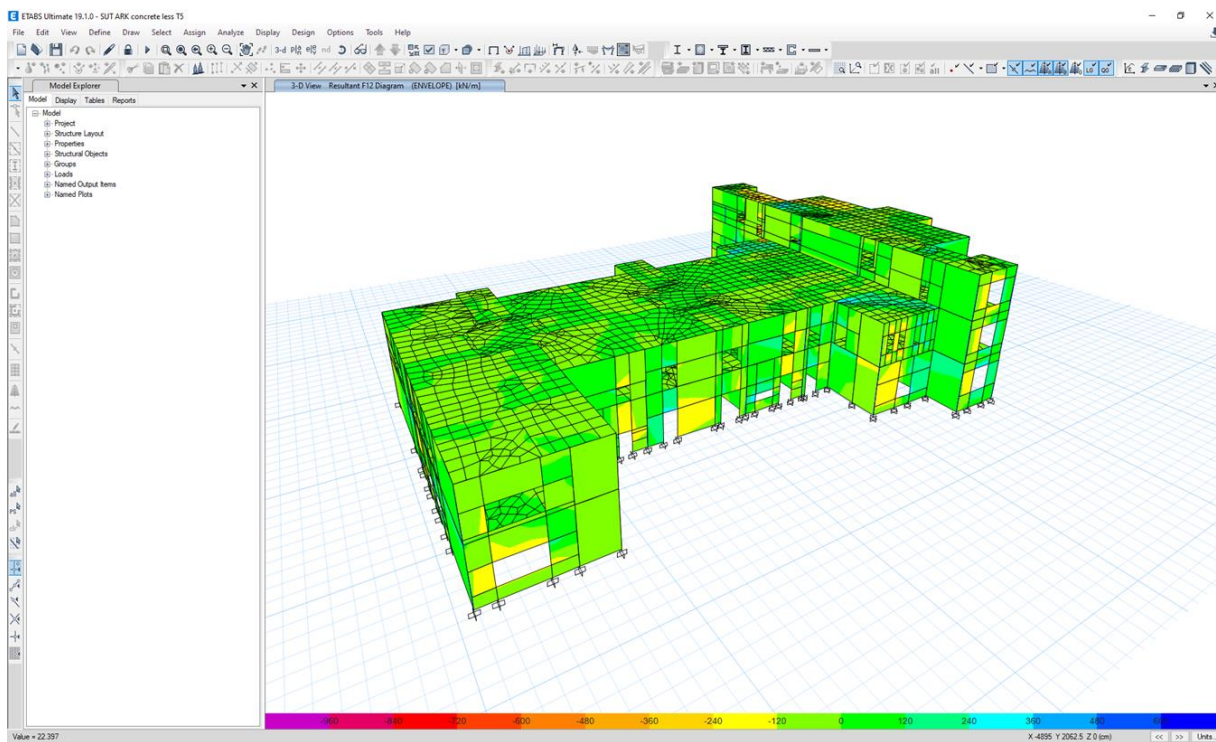


Figura 21. Paraqitje 3D e forcimeve ne strukture.

Sic edhe vërehet nga pamjet e paraqitura, sforcimet në strukturë janë brenda parametrave të lejuar. Disa elementë dalin më të sforcuar, por jo duke kaluar sforcimet e lejuara. Gjatë zbatimit të punimeve dhe zhveshjes së muraturës nga suvatimet dhe shtresat, të shikohet mundësia e përforcimit të këtyre elementëve.

- PERIODA

PERIODA DHE FREKUENCA E LEKUNDJEVE					
TIPI	MODA	PERIODA	FREK.	FREK. RRETHORE	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.208	4.799	30.1509	909.0772
Modal	2	0.193	5.175	32.5157	1057.2717
Modal	3	0.168	5.97	37.5106	1407.0414
Modal	4	0.15	6.647	41.764	1744.2283
Modal	5	0.125	7.986	50.1805	2518.0858
Modal	6	0.106	9.394	59.0266	3484.1446
Modal	7	0.096	10.378	65.2079	4252.0649
Modal	8	0.085	11.814	74.2276	5509.7373
Modal	9	0.075	13.255	83.2849	6936.3762
Modal	10	0.073	13.78	86.5847	7496.905
Modal	11	0.071	13.989	87.8973	7725.9421
Modal	12	0.065	15.398	96.7467	9359.9212

KONTROLLI I PERIODËS					
MODA	Perioda	H	Ct	Ct*H ^{3/4}	REZULTATI
	sec	m			
1	0.208	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
2	0.193	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
3	0.168	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
4	0.15	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
5	0.125	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
6	0.106	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
7	0.096	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
8	0.085	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
9	0.075	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
10	0.073	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
11	0.071	13.35	0.05	0.500625	Pranohet
12	0.065	13.35	0.05	0.500625	Pranohet

DRIFTET

DRIFTET E KATEVE												
KATI	KOMBINIMI	DREJTIMI	DRIFTI m	NYJA	X	Y	Z	Hkati	v	dr*v	0.0075*h	Kontrolli
					cm	cm	cm	mm			mm	
K2	ENVELOPE	X	7.386	255	-540	1025	1335	4250	0.5	0.112	31.875	Pranohet
K2	ENVELOPE	Y	2.883	273	-35	4835	1335	4250	0.5	0.029	31.875	Pranohet
K2	ENVELOPE	X	8.225	255	-540	1025	1335	4250	0.5	0.119	31.875	Pranohet
K2	ENVELOPE	Y	2.834	274	-35	4525	1335	4250	0.5	0.044	31.875	Pranohet
K1	ENVELOPE	X	10.456	272	-540	4835	910	9100	0.5	0.114	68.25	Pranohet
K1	ENVELOPE	Y	4.831	253	-35	675	910	9100	0.5	0.038	68.25	Pranohet
K1	ENVELOPE	X	10.99	272	-540	4835	910	9100	0.5	0.113	68.25	Pranohet
K1	ENVELOPE	Y	4.8	274	-35	4525	910	9100	0.5	0.042	68.25	Pranohet
K0	ENVELOPE	X	11.841	273	-35	4835	490	4900	0.5	0.077	36.75	Pranohet
K0	ENVELOPE	Y	5.713	273	-35	4835	490	4900	0.5	0.037	36.75	Pranohet
K0	ENVELOPE	X	12.014	273	-35	4835	490	4900	0.5	0.075	36.75	Pranohet
K0	ENVELOPE	Y	5.523	283	-35	1025	490	4900	0.5	0.034	36.75	Pranohet

TABLE: Modal Load Participation Ratios

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99.48	95.79
Modal	Acceleration	UY	98.19	91.11
Modal	Acceleration	UZ	0	0

FORCA PRERESE NE BAZE

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
ENVELOPE	Combination	Max	26195.8905	25966.8505	103853.6529	2561462.7923	1994642.8043	751230.2887
ENVELOPE	Combination	Min	-26195.8905	-25966.8505	66116.4804	1429158.5508	1043730.5833	-751230.2887

Siç edhe vërehet nga rezultatet dhe pamjet e paraqitura, sforcimet në strukturë janë brenda parametrave të lejuar. Disa elementë dalin më të sforcuar, por jo duke kaluar sforcimet e lejuara. Gjithashtu dhe perioda dhe driftet (përdredhjet) e strukturës kanë vlerë brenda kufijëve të lejuar. Gjatë zbatimit të punimeve dhe zhveshjes së muraturës nga suvatimet dhe shtresat, të shikohet mundësia e përforcimit të këtyrë elementëve në rast se kanë dëmtime dhe shikohet e arsyeshme.

SEKSIONI KRYESOR ME STRUKTURË MURATURË GURI

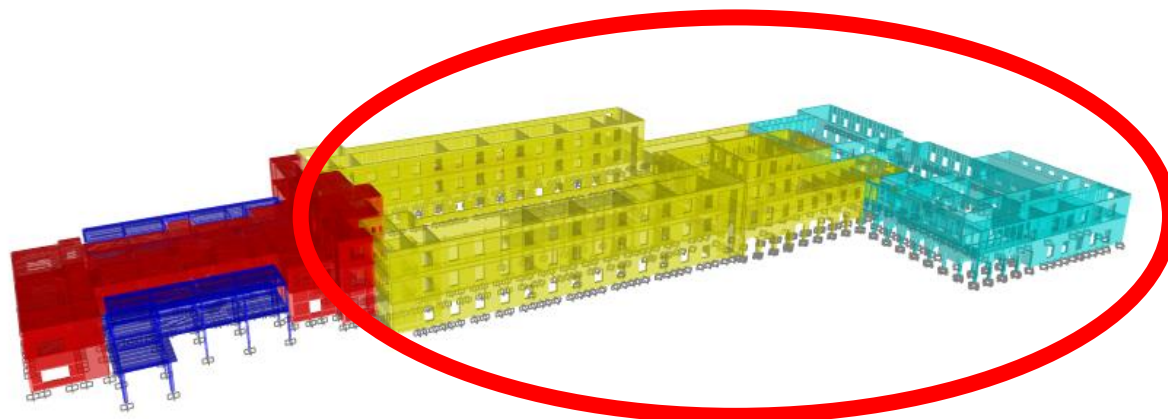
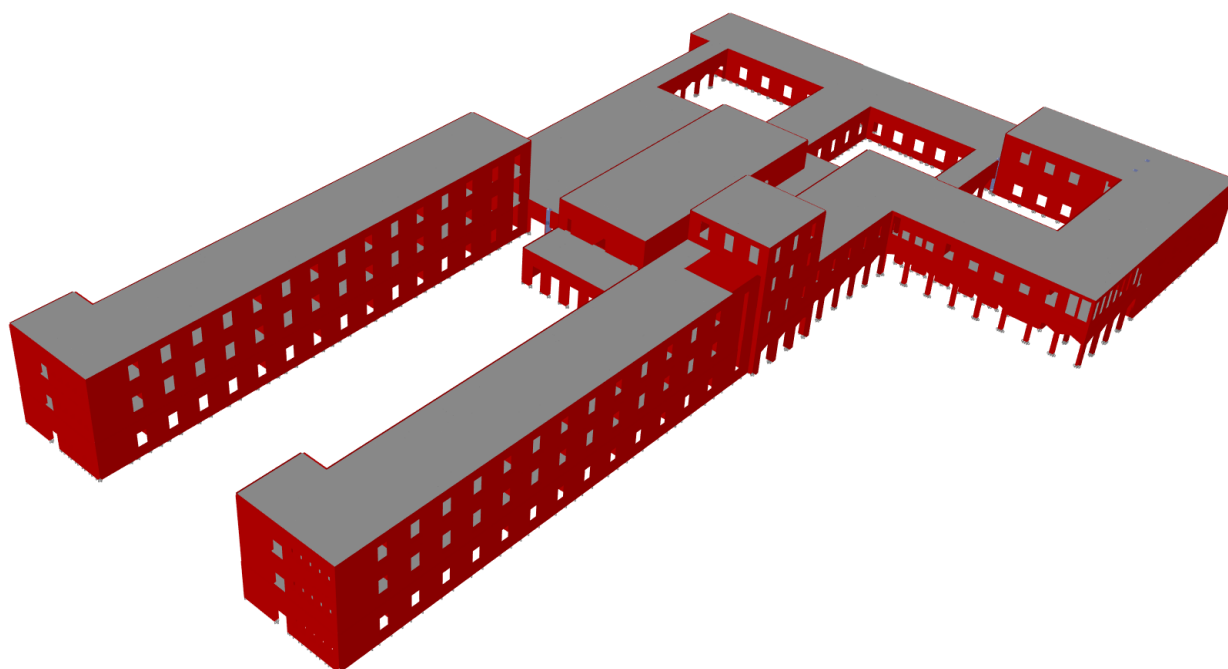
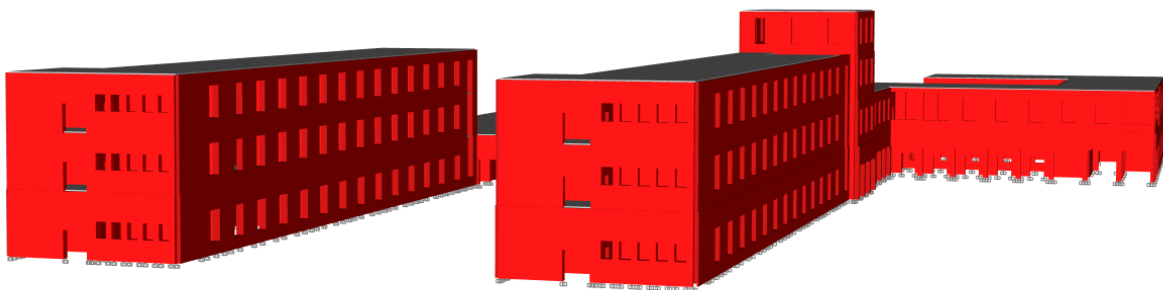
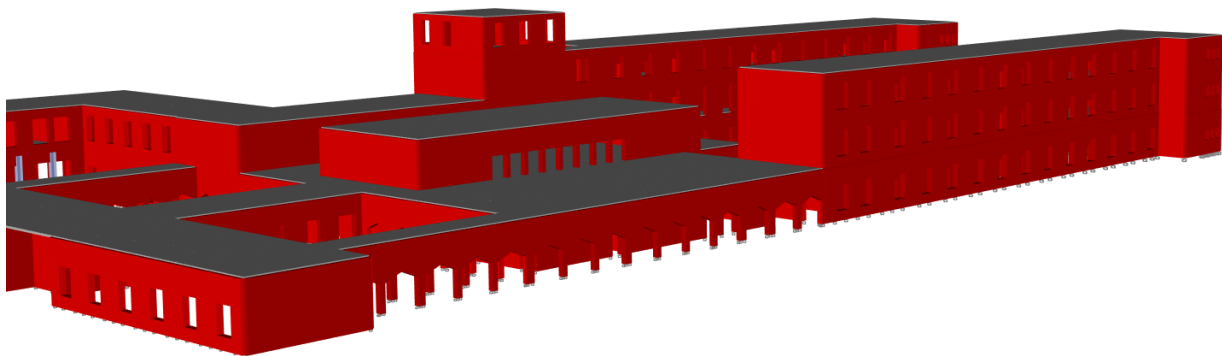
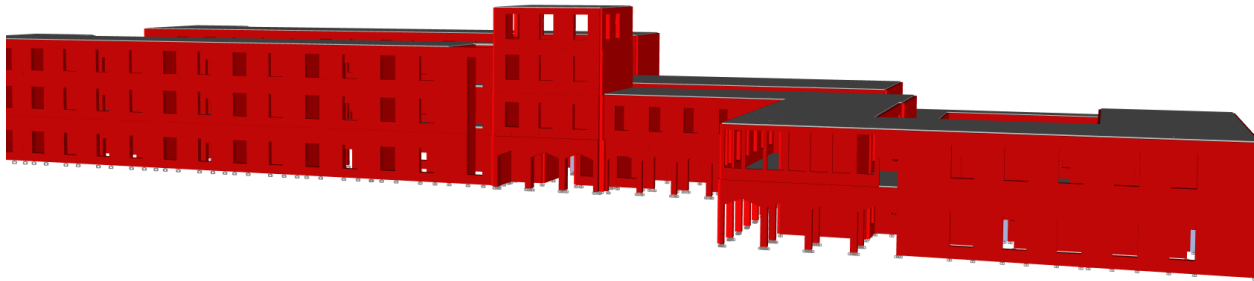
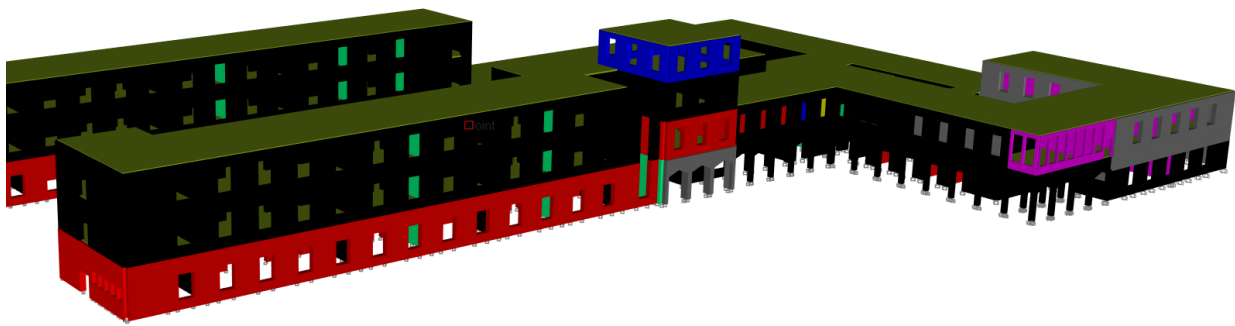
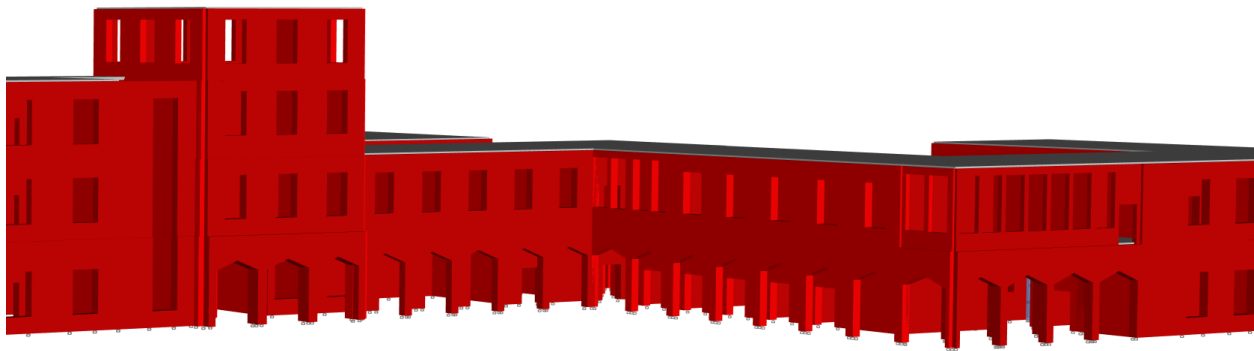


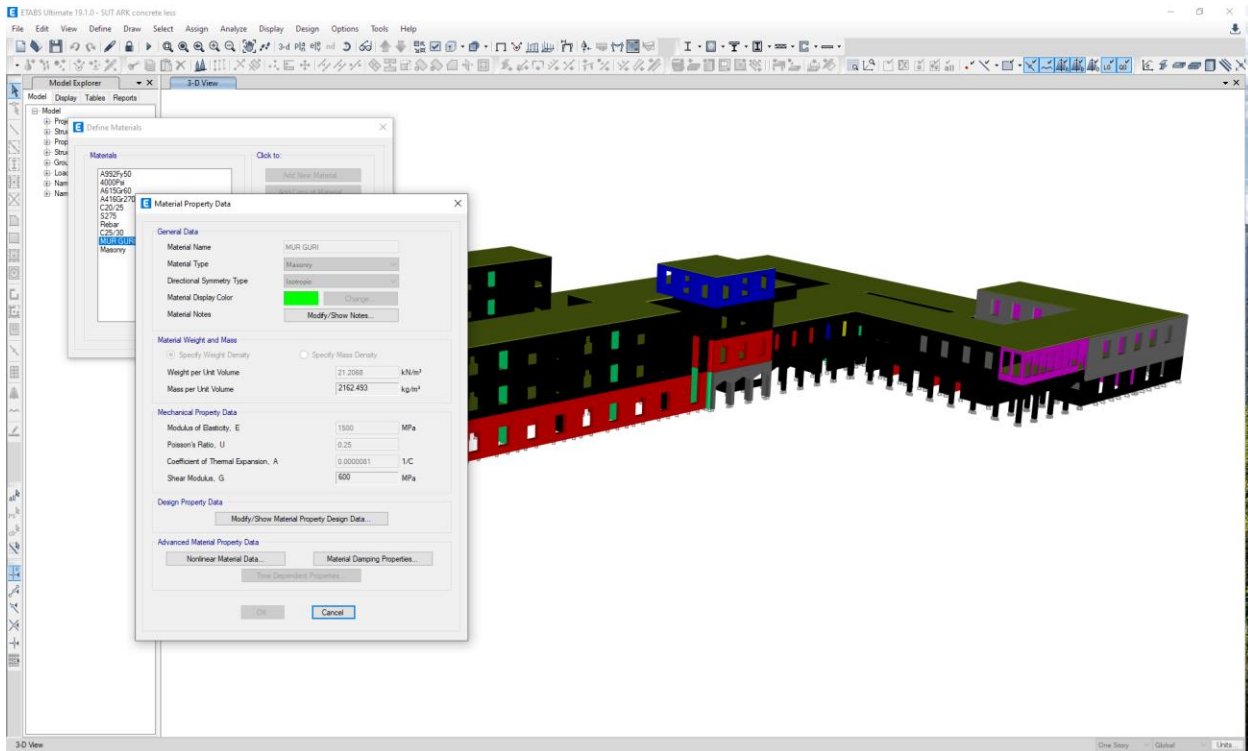
Figura 22. Seksioni kryesor me muraturë guri







- Materialet e përdorura për modelimin janë në përputhje me të dhënat e testeve laboratorike



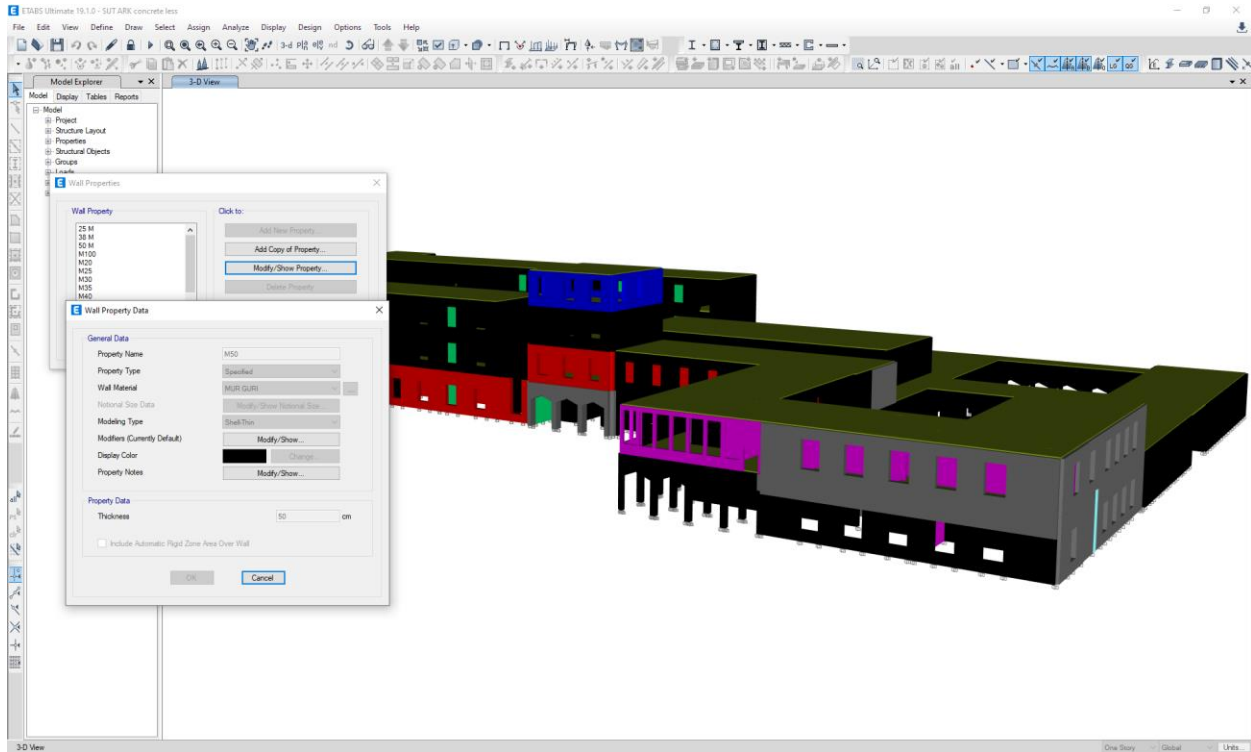
Karakteristikat e muraturën e gurit:

-Moduli i elasticitetit $E=1500$ Mpa

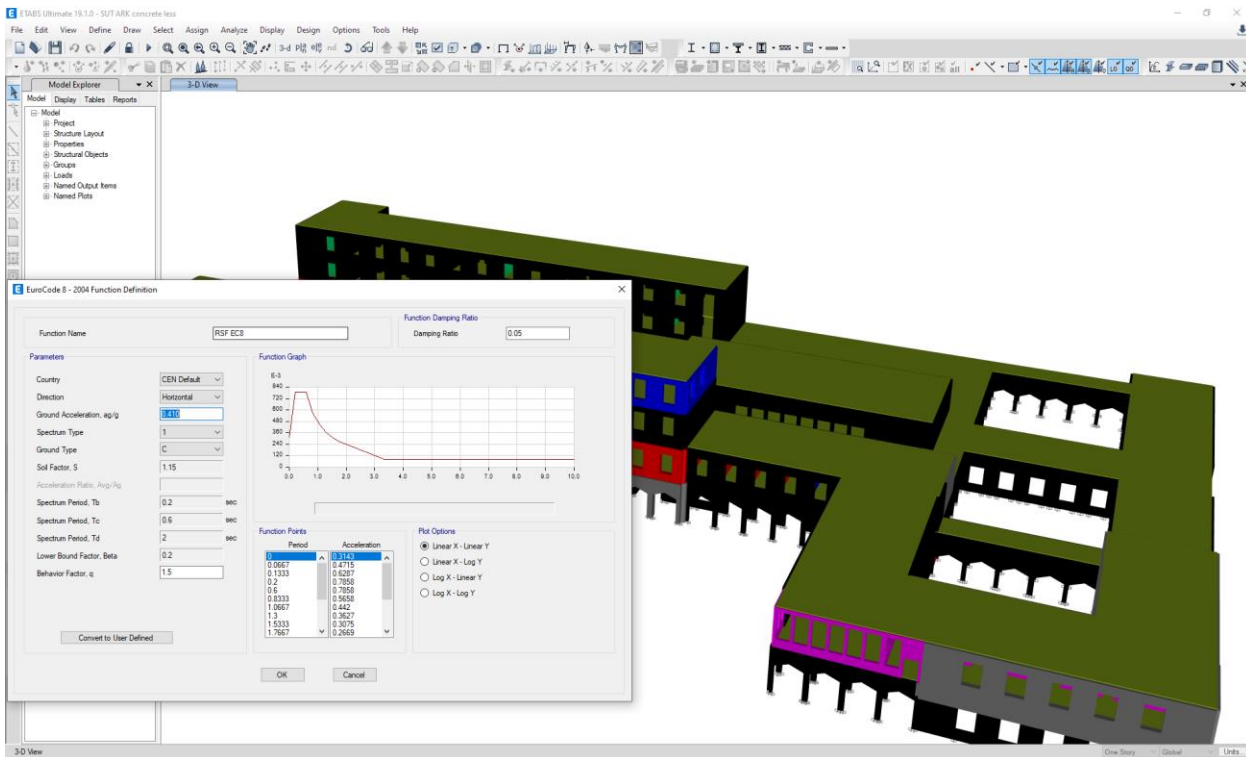
- Rezistenca në prerje $G=600$ Mpa

- Moduli Puasonit $u = 0.25$

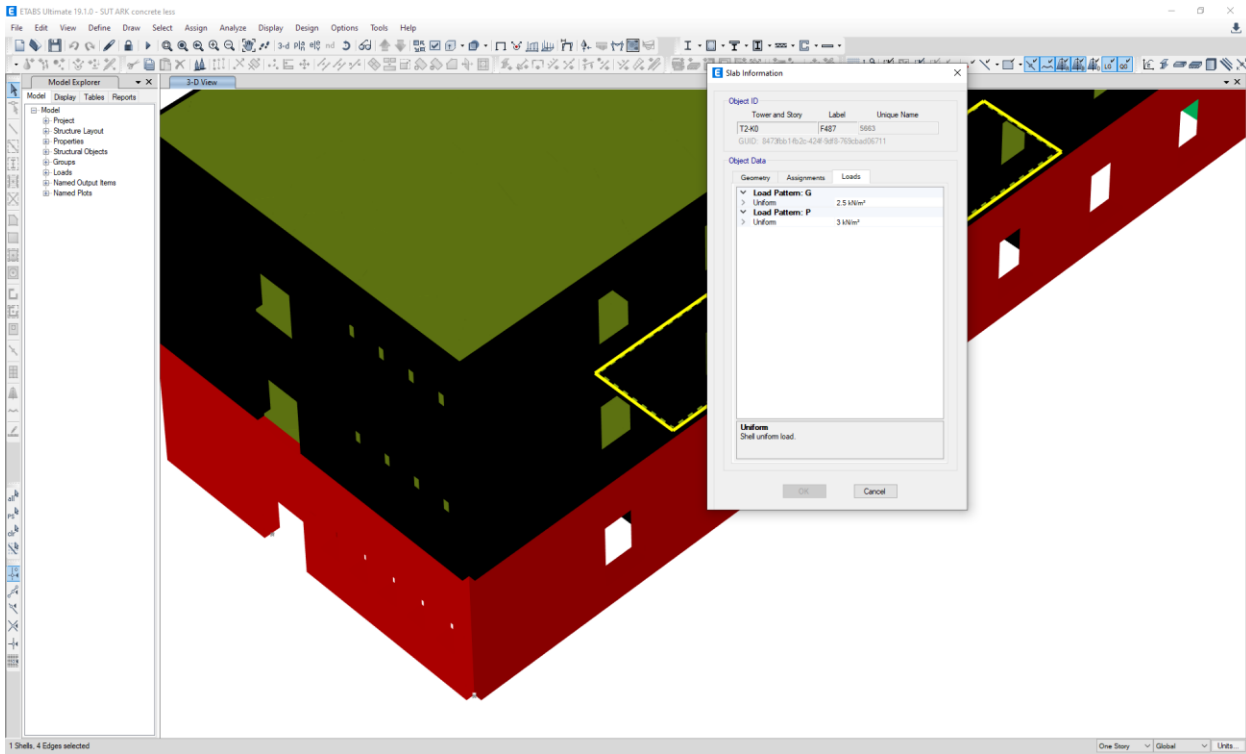
- Seksionet e perdorura per llogaritjet



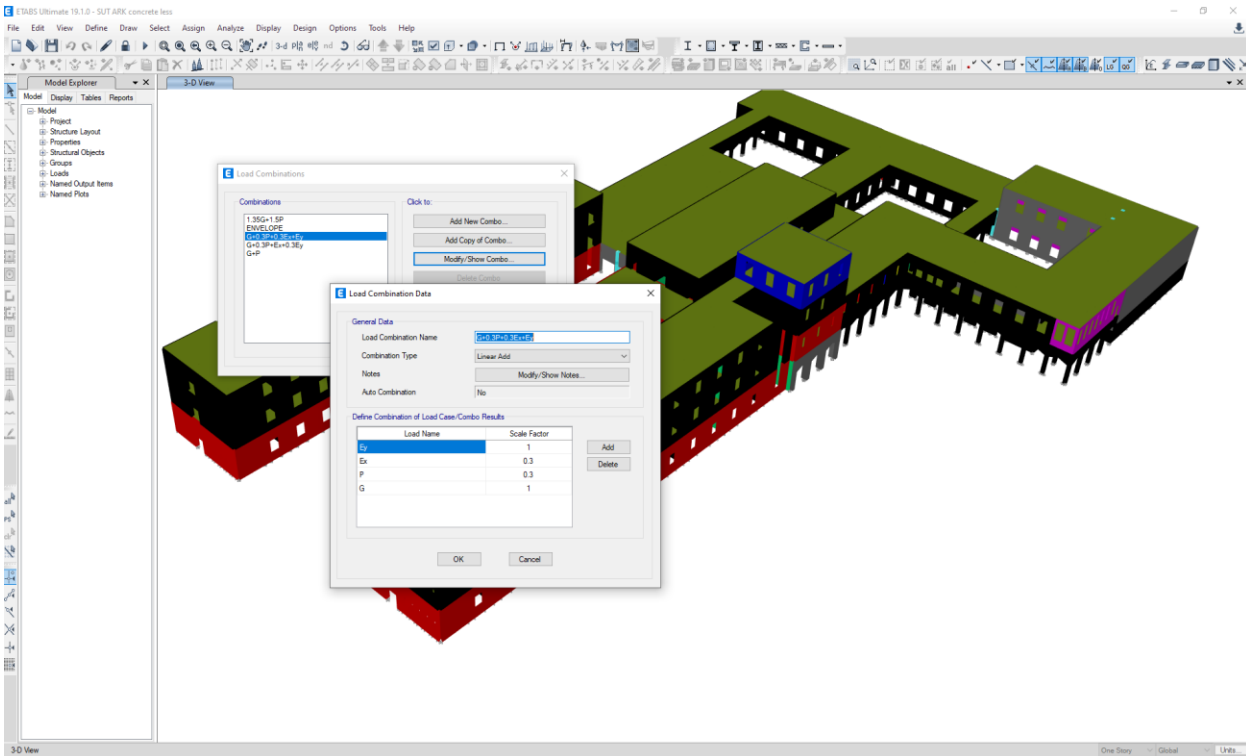
- Te dhenat e perdorura per Analizen sizmike Response Spectrum



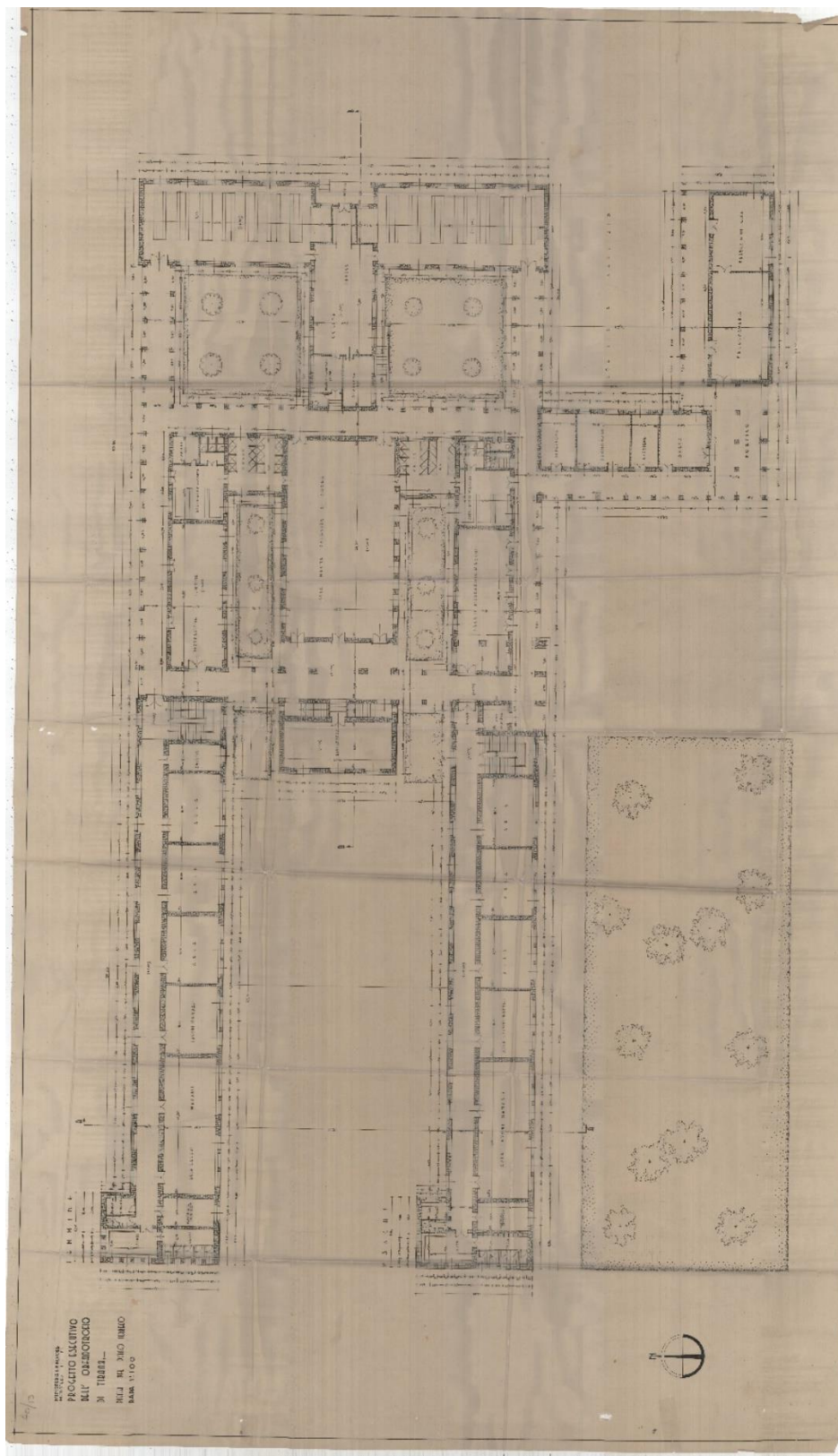
- Ngarkesat qe Aplikohen ne Model



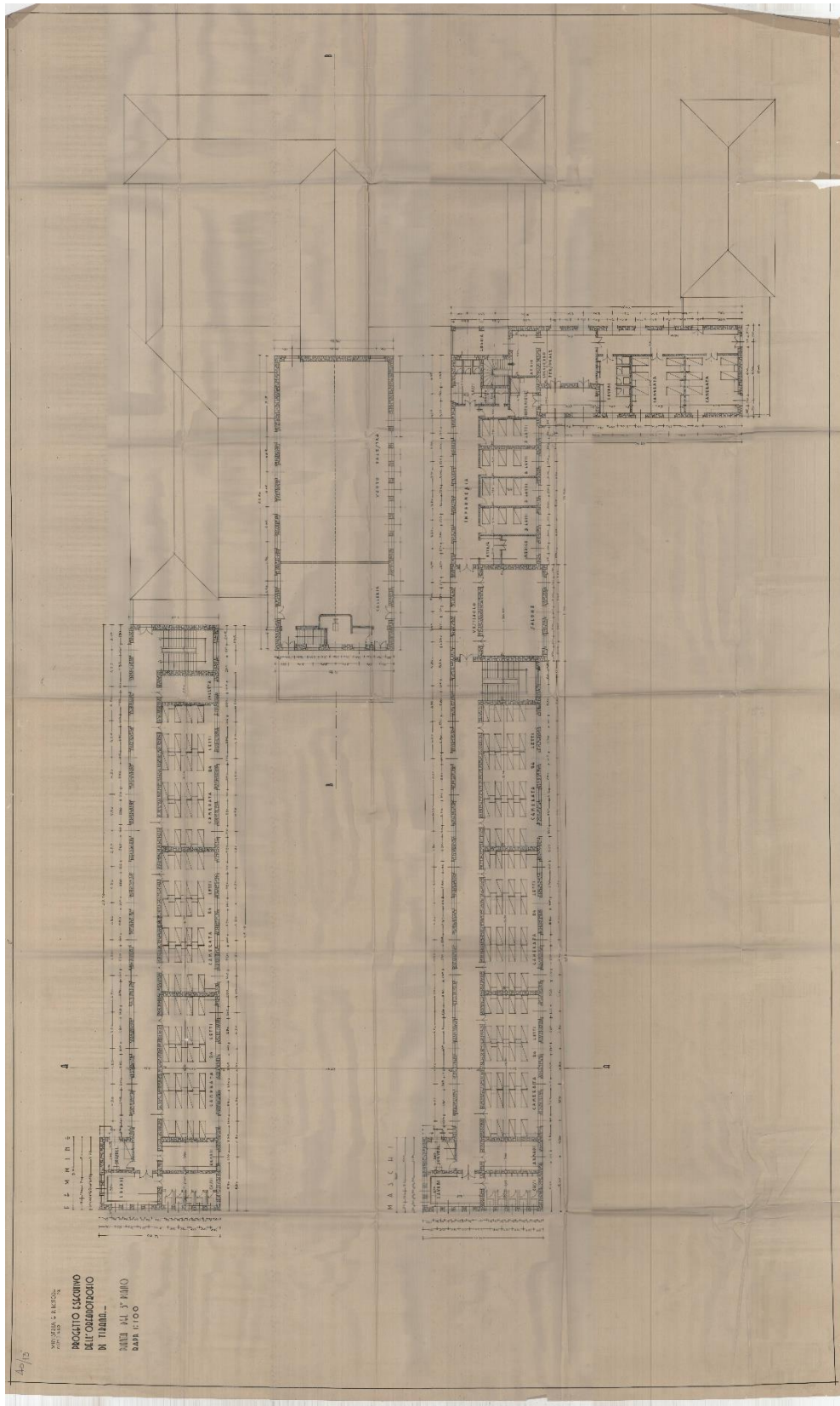
-Kombinimet e Ngarkesave



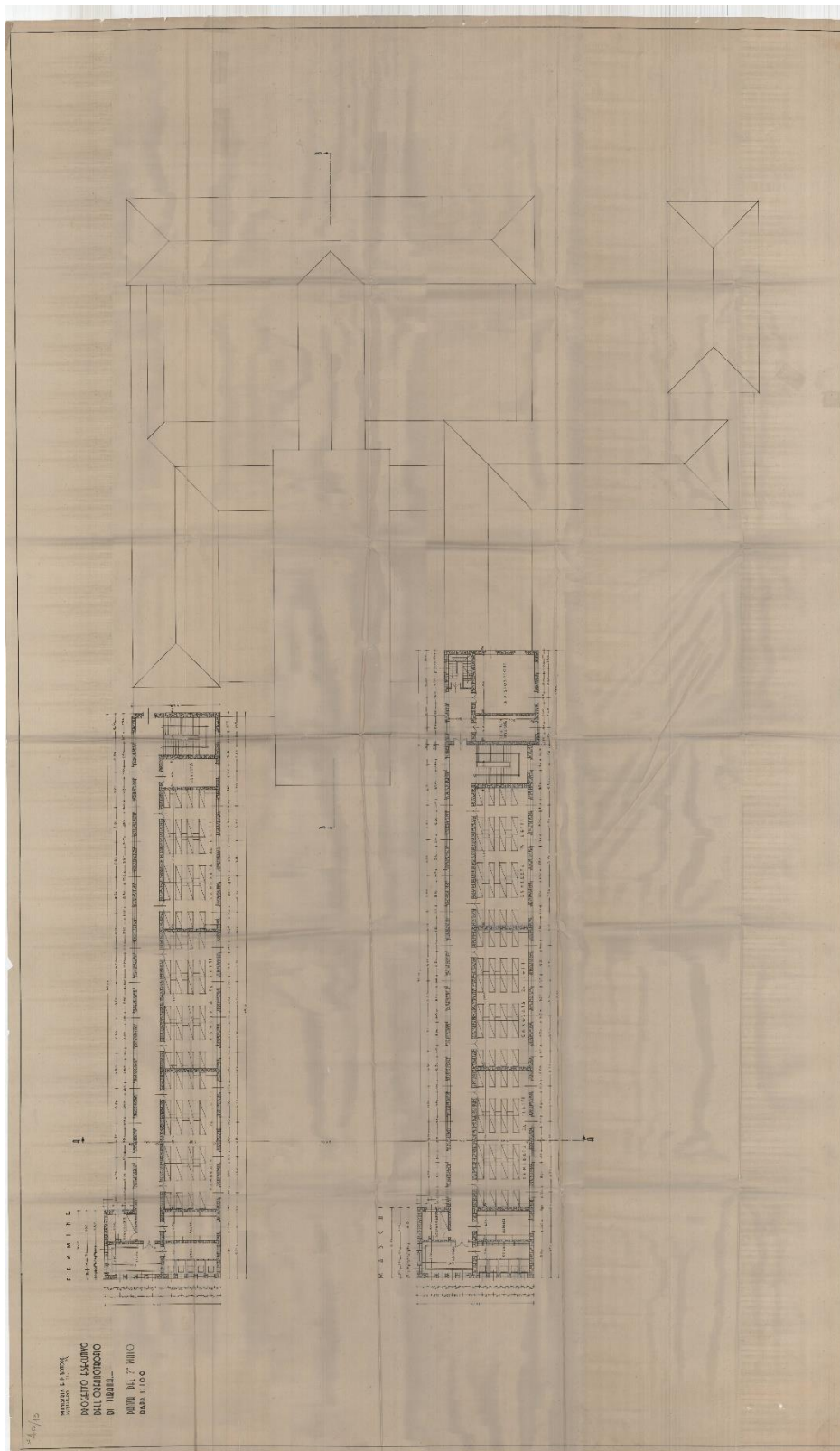
-PLANIMETRI E KATIT PERDHE MARRE NGA ARKIVA SHETIT



-PLANIMETRI E KATIT TE PARE MARRE NGA ARKIVA SHETIT

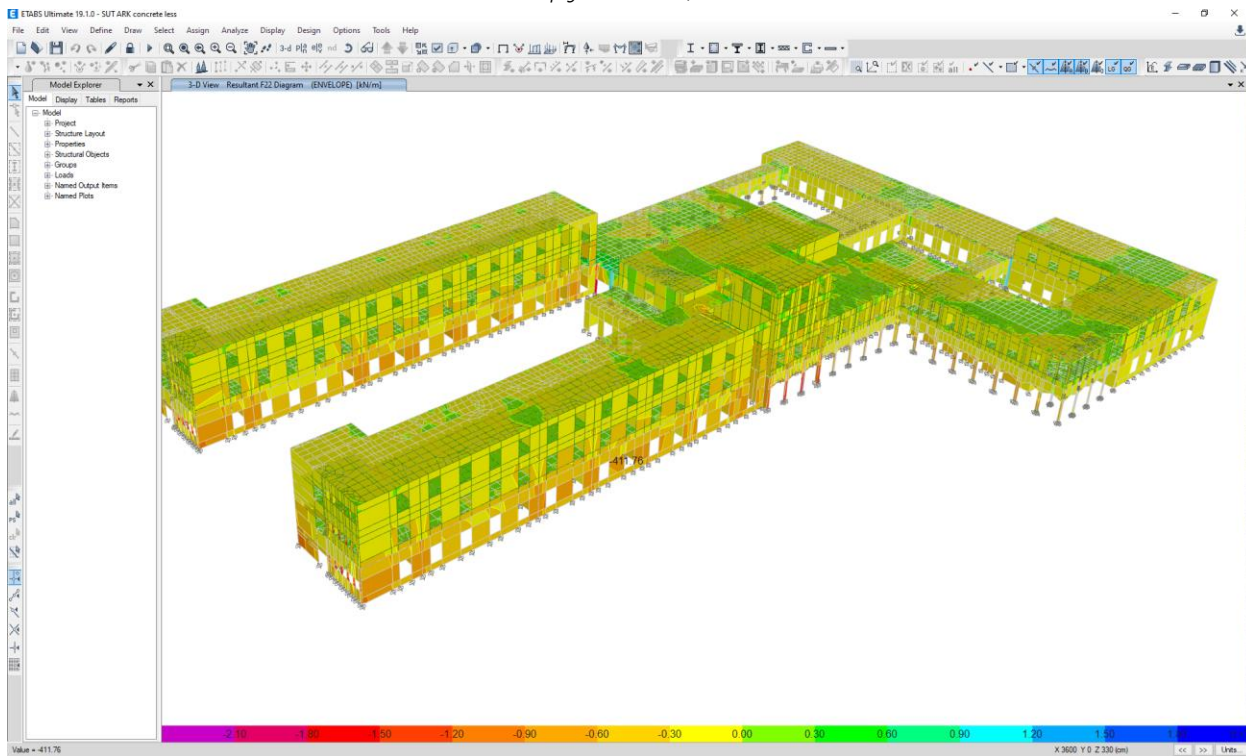


-PLANIMETRI E KATIT TE PARE MARRE NGA ARKIVA SHETIT

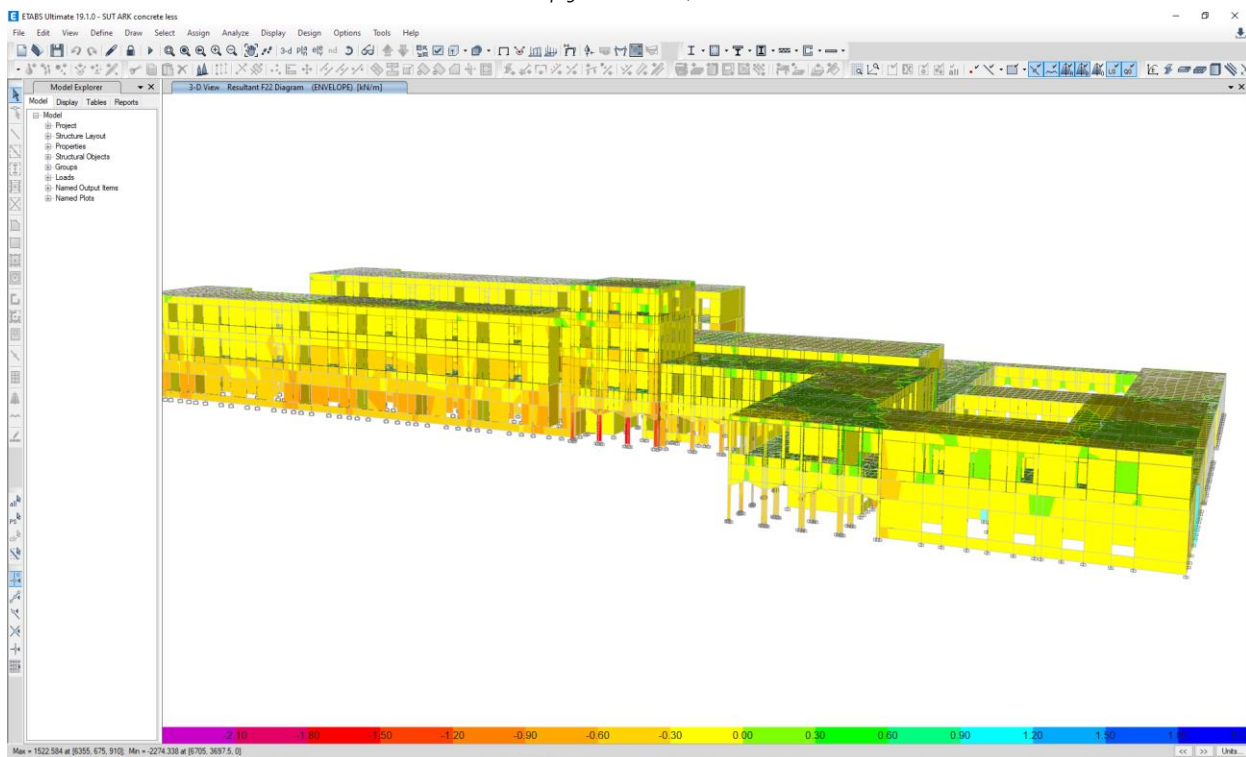


- **SFORCIMET NE MURATURE**

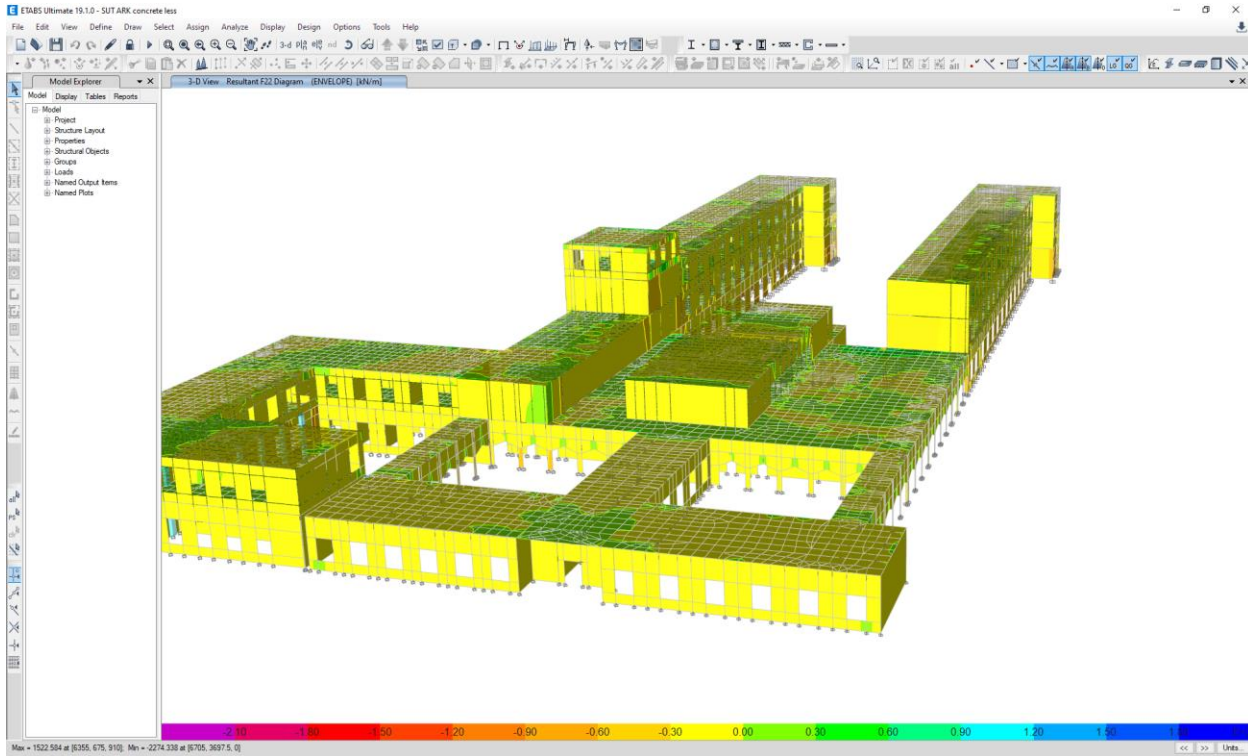
- *Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.*



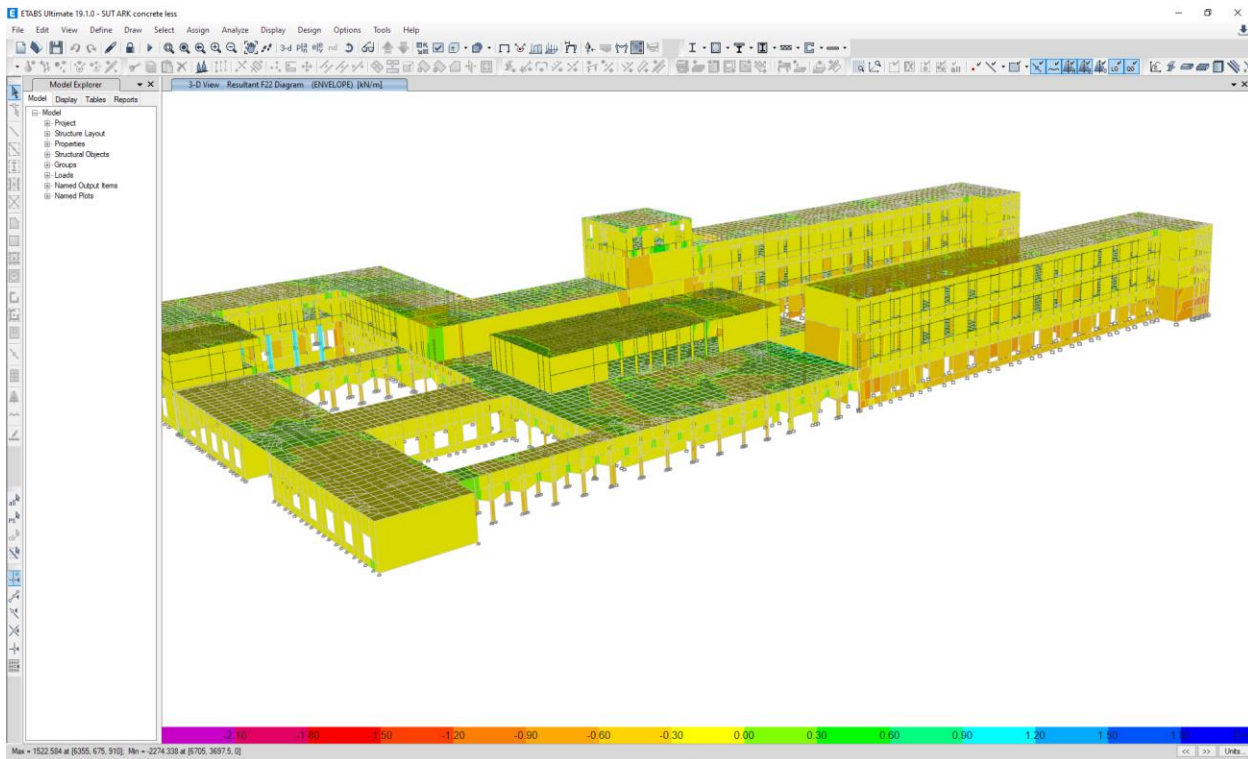
- *Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.*



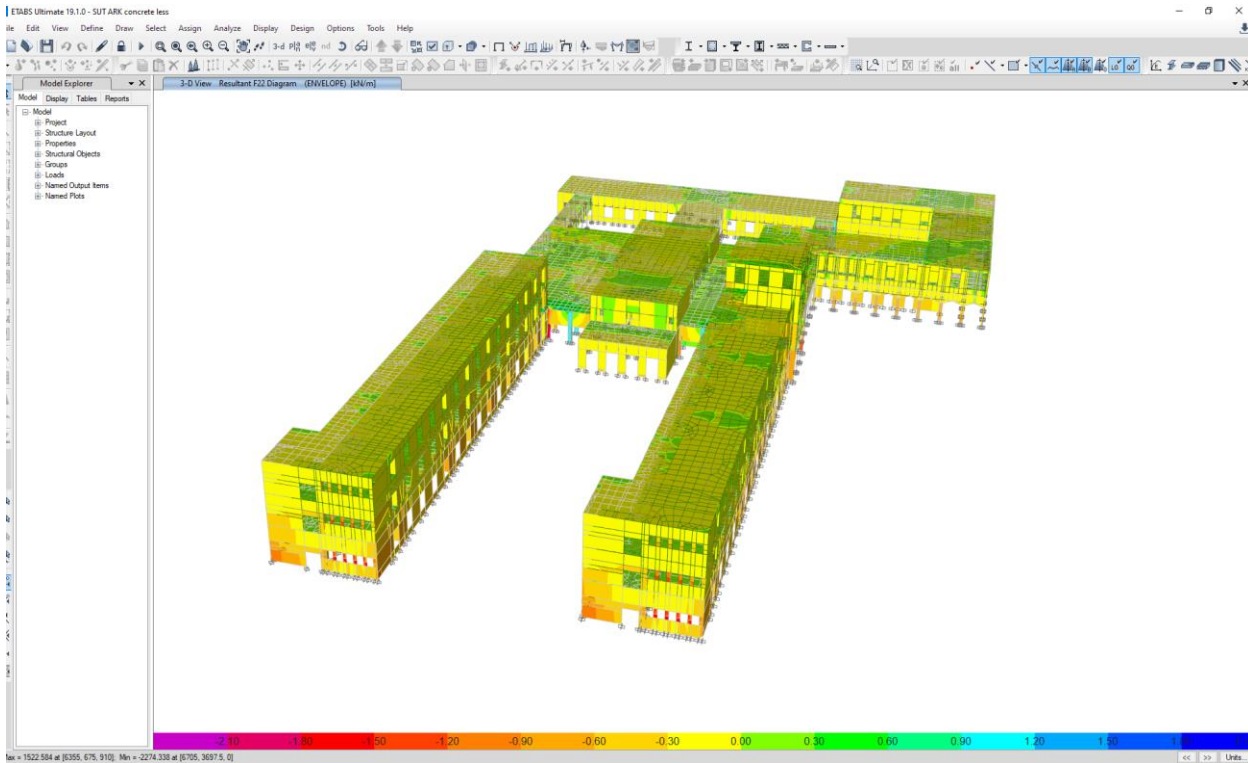
- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



- Paraqitje 3D e sforcimeve ne strukture.



- PERIODA

PERIODA DHE FREKUENCA E LEKUNDJEVE					
TIPI	MODA	PERIODA	FREK.	FREK. RRETHORE	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.289	3.462	21.7548	473.2732
Modal	2	0.286	3.501	21.9949	483.7773
Modal	3	0.222	4.495	28.2411	797.5588
Modal	4	0.21	4.761	29.9129	894.7823
Modal	5	0.175	5.727	35.9849	1294.9117
Modal	6	0.163	6.133	38.5319	1484.7044
Modal	7	0.159	6.296	39.5604	1565.0286
Modal	8	0.145	6.9	43.3567	1879.8007
Modal	9	0.136	7.359	46.2396	2138.0976
Modal	10	0.121	8.275	51.9953	2703.5068
Modal	11	0.116	8.6	54.0381	2920.1212
Modal	12	0.11	9.124	57.3247	3286.1174

KONTROLLI I PERIODËS					
MODA	Perioda	H	Ct	Ct*H ^{3/4}	REZULTATI
	sec	m			
1	0.289	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
2	0.286	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
3	0.222	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
4	0.21	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
5	0.175	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
6	0.163	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
7	0.159	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
8	0.145	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
9	0.136	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
10	0.121	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
11	0.116	17.25	0.05	0.646875	Pranohet
12	0.11	17.25	0.05	0.646875	Pranohet

- DRIFTET

DRIFTET E KATEVE												
KATI	KOMBINIMI	DREJTIMI	DRIFTI m	NYJA	X	Y	Z	Hkati	v	dr*v	0.0075*h	Kontrolli
					cm	cm	cm	mm			mm	
K3	ENVELOPE	X	0.002001	396	6355	675	1725	3900	0.5	1.001	29.25	Pranohet
K3	ENVELOPE	Y	0.001065	353	6355	995	1725	3900	0.5	0.533	29.25	Pranohet
K3	ENVELOPE	X	0.001997	395	6355	0	1725	3900	0.5	0.999	29.25	Pranohet
K3	ENVELOPE	Y	0.001198	353	6355	995	1725	3900	0.5	0.599	29.25	Pranohet
K2	ENVELOPE	X	0.001353	47	7405	0	1335	4250	0.5	0.677	31.875	Pranohet
K2	ENVELOPE	Y	0.001781	388	3325	3745	1335	4250	0.5	0.891	31.875	Pranohet
K2	ENVELOPE	X	0.001419	47	7405	0	1335	4250	0.5	0.71	31.875	Pranohet
K2	ENVELOPE	Y	0.001705	387	3325	4420	1335	4250	0.5	0.853	31.875	Pranohet
K1	ENVELOPE	X	0.000972	377	6705	3745	910	4200	0.5	0.486	31.5	Pranohet
K1	ENVELOPE	Y	0.002447	1629	3085	4420	910	4200	0.5	1.224	31.5	Pranohet
K1	ENVELOPE	X	0.000968	377	6705	3745	910	4200	0.5	0.484	31.5	Pranohet
K1	ENVELOPE	Y	0.002392	1629	3085	4420	910	4200	0.5	1.196	31.5	Pranohet
K0	ENVELOPE	X	0.000687	366	805	5085	490	4900	0.5	0.344	36.75	Pranohet
K0	ENVELOPE	Y	0.002233	1629	3085	4420	490	4900	0.5	1.117	36.75	Pranohet
K0	ENVELOPE	X	0.000723	367	0	5085	490	4900	0.5	0.362	36.75	Pranohet
K0	ENVELOPE	Y	0.002205	1629	3085	4420	490	4900	0.5	1.103	36.75	Pranohet

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	88.18	70.07
Modal	Acceleration	UY	97.22	77.64
Modal	Acceleration	UZ	0	0

FORCA PRERESE NE BAZE								
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
ENVELOPE	Combination	Max	46624.178	45782.5538	306213.1421	5215254.3535	-12524600	2568786.5978
ENVELOPE	Combination	Min	-46624.178	-45782.5538	204067.6537	3102850.7199	-19600566	-2568787

Siç edhe vërehet nga rezultatet dhe pamjet e paraqitura, sforcimet në strukturë janë brenda parametrave të lejuar. Disa elementë dalin më të sforcuar, por jo duke kaluar sforcimet e lejuara. Gjithashtu dhe perioda dhe driftet (përdredhjet) e strukturës kanë vlerë brenda kufijëve të lejuar. Gjatë zbatimit të punimeve dhe zhveshjes së muraturës nga suvatimet dhe shtresat, të shikohet mundësia e përforcimit të këtyrë elementëve në rast se kanë dëmtime dhe shikohet e arsyeshme.

I. METODAT E PËRDORUR PËR VLERËSIMIN TË GJENDJES AKTUALE TË STRUKTURAVE

Hyrje dhe parimet e përgjithshme

Metodologjia e përgjithshme sipas rekomandimeve të shprehura në Eurokodin 8/3, dokumentet FEMA dhe ATC bazohet mbi keto etapa:

- Mbledhja e të dhenave ekzistuese për strukturën, historiku, praktika e ndertimit dhe projektimit në kohën kur është projektuar dhe realizuar objekti, tipologjia, klasifikimi, vleresimi paraprak si edhe mbledhja e të dhënave mbi kriteret e projektimit sizmik të ndërtesës (në kohën e projektimit të saj);
- Identifikimi i të dhenave gjeometrike karakteristike për strukturën dhe detajet perkatëse (lloji dhe tipologjia e elementeve strukturore, përmasat karakteristike të elementeve të ndryshëm konstruktiv, themelet, elementet vertikale, soletat, traret, arkitraret, koloncinat, brezat si edhe armimi i tyre, armatura gjatësore dhe ajo terthore).
- Identifikimi i karakteristikave të materialeve, nëpërmjet provave laboratorike, analizes së materialeve, etj.

- Mbledhja e të dhënave mbi dëmtimet strukturore të tanishme ose të mëparshme (nëse ka), duke përfshirë riparimet e mundshme që janë kryer në kohë, historiku, gjendja aktuale
- Rivlerësimi i ngarkesave të ushtruara në rastet kur ndërtesa shërben për qëllime të ndryshme nga ato të parashikuara në kohën e projektimit duke konsideruar edhe klasën e rëndësisë së ndërtesës. Vecanerisht janë vlerësuar objektet me nderhyrje në katet perdue, dhe ndryshimi i detsinacionit nga banim në shërbime etj.
- Vlerësimi strukturor nepermjet analizave lineare sipas kritereve të Eurokodeve
- Vlerësimi strukturor nepermjet analizave jolineare (përfshirë edhe vlerësimin e tabanit/themeleve nëse është e nevojshme)
- Vlerësimi i kapacitetit të elementeve strukturor
- Përfundime dhe rekomandime

Parimet e përgjithshme

Nevoja për riaftësim strukturor

Arsyet kryesore të kryerjes së vlerësimit strukturor të ndërtesave ekzistuese janë:

- jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave (mosha e tyre)
- vlerësimet e sotme të rrezikut sizmik;
- ndryshimet në kodet e projektimit nga koha e ndërtimit deri sot;
- dëmtimet e ndryshme që kanë pësuar ndërtesat ndër vite.
- nderhyrjet arkitektonike të planifikuara

Jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave (mosha e tyre)

Ndërtesat që janë objekt i këtij vlerësimi janë relativisht të vjetra. Nëse mbajmë parasysh kërkesat e kushteve të vjetra të projektimit, apo edhe ato të kushteve të sotme, jetëgjatësia e projektimit të ndërtesave me përdorim të gjerë nga publiku është 50 deri në 100 vite. Kjo jetëgjatësi përcaktohet si një periudhë kohore gjatë së cilës struktura është e aftë të kryejë funksionin e saj pa pasur nevojë për ndërhyrje strukturore të rëndësishme. Ndërtesa objekt i këtij studimi është pak më shumë se 50 vite, prandaj lind nevoja për vlerësim strukturor të saj për të gjykuar nëse është e nevojshme të kryhen ndërhyrje për zgjatjen e kohës së përdorimit deri në ndërhyrjet e ardhshme strukturore.

Vlerësimet e sotme të rrezikut sizmik

Harta e parë sizmike e Shqipërisë është përpiluar rreth viteve 1952. Që nga viti 1952, për shkak të pasurimit të vazhdueshëm me të dhëna, rreziku sizmik është vlerësuar gjithmonë në rritje. Këtu ka rëndësi të përmendet fakti që për ndërtesat që janë ndërtuar përpara vitit 1979, kushtet teknike kanë qenë të vjetra, por edhe harta e rajonizimit sizmik ka pasur vlera të ulëta të intensiteteve sizmike të tërmeteve të pritshëm. Punime të viteve të fundit (si p.sh. ai i UNDP Albania dhe ai i Akademisë së Shkencave të Shqipërisë) tregojnë për rritje të mëtejshme të vlerave që përfaqësojnë rrezikun sizmik. Në mënyrë të përafërt, botimet e sotme e vlerësojnë rreth (0.25 - 0.278 * g) nxitimin referencë në truall të fortë në Tiranë për një periudhë kthimi 475 vite.

Duke u nisur nga ky fakt ndërtesa, ka nevojë për vlerësim strukturor.

Ndryshimet në kodet e projektimit

Në fushën e inxhinierisë civile dhe asaj të tërmeteve janë bërë zhvillime shumë të mëdha, që nga koha kur ndërtesat ekzistuese janë projektuar dhe zbatuar. Kushtet Teknike të Projektimit në fuqi në vendin tonë (KTP-78 dhe KTP-N.2-89) datojnë që prej vitit 1978, pra ato janë tashmë 42 dhe 31 vjeçare. Megjithëse përmirësimi i fundit i KTP-78 i bërë në vitin 1989 (KTP-N.2-89) është një kod projektimi që pasqyron mirë kërkesat e kohës së tij, ai qëndron relativisht larg në shumë prej kërkesave bashkëkohore të projektimit sizmik. Rregullat që përmban KTP-N.2-89 janë më shtrënguese se ato të kushteve teknike të mëparshme, por Eurokodet strukturore, procesi për adoptimin e të cilëve ka nisur tashmë edhe për vendin tonë, shprehin kërkesa akoma më të mëdha për ndërtesat.

Në këto kushte, arrihet në përfundimin se ndërtesat që janë projektuar me kushte teknike që ofrojnë një siguri të kufizuar në krahasim me kushtet teknike në fuqi, e akoma më të reduktuar në krahasim me kërkesat bashkëkohore (p.sh. ato të Eurokodeve Strukturore) duhet detyrimisht ti nënshtrohen rivlerësimit strukturor.

Duke u nisur nga ky fakt ndërtesa, ka nevojë për vlerësim strukturor.

Dëmtimet që kanë pësuar ndërtesat

Në ndërtesat ekzistuese vihen re dëmtime të ndryshme të zhvilluara ndër vite. Ato mund të kenë ndodhur nga tërmetet e mëparshëm, nga cedimi i themeleve, nga dëmtimet e ndryshme nga përdorimi etj. Për të saktësuar ndikimin e këtyre dëmtimeve në kapacitet dhe në reagimin e strukturave në situatë sizmike është i nevojshëm vlerësimi strukturor i këtyre ndërtesave.

Duke u nisur nga ky fakt ndërtesa, ka nevojë për vlerësim strukturor.

Të dhëna, studime dhe prova laboratorike

Me qëllim kryerjen e një vlerësimi strukturor dhe dhënien e rekomandimeve për ndërhyrje të mundshme strukturore në ndërtesat ekzistuese nevojitet të mblidhen të dhënat e mëposhtme:

- **gjeometria dhe hollësitë strukturore;**

Gjeometria dhe hollësitë strukturore duhet të merren nga një kombinim midis të dhënave të paraqitura në projektet origjinale dhe vizitave në vend që do shërbejnë për verifikimin e përputhshmërisë me projektet origjinale. Për të gjitha ndërtesat, nevojitet të bëhen vizatime të sakta të gjendjes ekzistuese, të cilat evidentojnë ndryshimet e mundshme që mund të jenë bërë gjatë zbatimit dhe gjatë periudhës së gjatë të përdorimit të ndërtesave.

Në këtë shfrytëzuar studime gjeologjike dhe studime sizmike të realizuar për analizen e thelluar që i është bërë këtij objekti, që janë kryer jo vetëm pranë sheshit të ndërtimit por edhe në zone, pasi në shume raste ndërtesat e dëmtuara ndodhen pranë njëra tjetrës. Pozicionet dhe thellësia e shpimeve gjeoteknike (boreholes) është përcaktuar në një detyrë të qartë të projektimit nga konsulenti dhe është zbatuar me përpikmeri nga skuadra gjeologjike e angazhuar pranë sheshit të ndërtimit. Bazuar në këtë studim gjeologjik si edhe nëmatjet e shpejtësive të valeve në formacionet përbërëse, është përpiluar studimi sizmik për cdo objekt që i është nënshtuar aktekspertizes se thelluar të realizuar më parë nga Ing.M.Baballëku.

- **inspektimi i gjendjes ekzistuese;**

Përpara fillimit të vlerësimit të plotë strukturor, Konsulenti ka hartuar një material teknik paraprak të bazuar në disa vizita dhe inspektime në vend. Këto vizita/inspektime kanë për qëllim evidentimin e mangësive të mundshme strukturore, deformimeve, çarjeve, dëmtimeve ne pergjithesi apo problemeve të tjera që mund të vëzhgohen në mënyrë të drejtpërdrejtë. Mbi kete baze realizohet katalogimi i plote dhe i detajuar i dëmtimeve, ilustruar me foto dhe pershkrimin e dëmtimeve si dhe analizen e natyres dhe shkakut te cdo rasti.

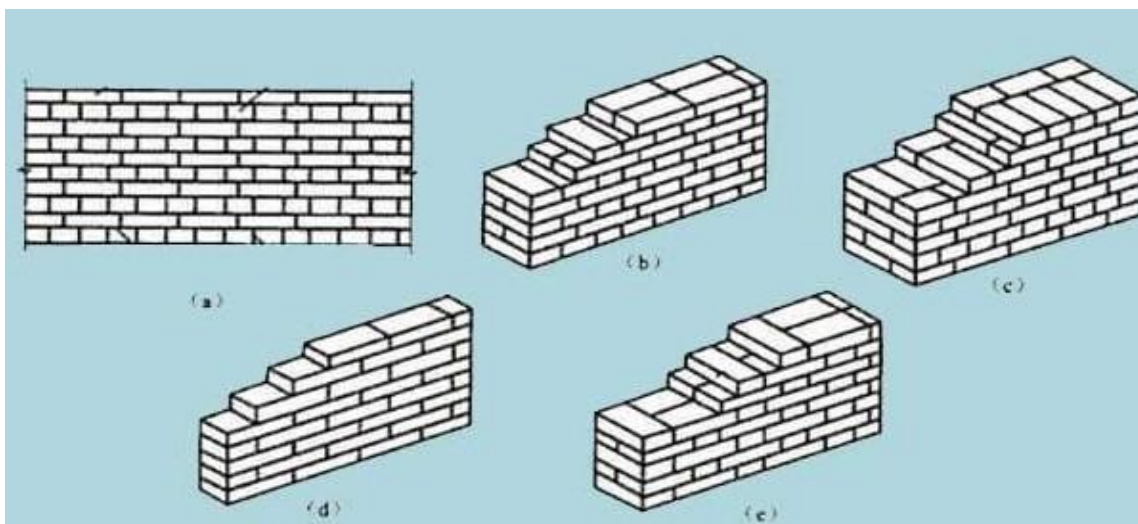
- **Historia e dëmtimeve nga tërmete të shkuar;**

Të dhënat lidhur me dëmtimet që kanë pësuar ndërtesat në ngjarje sizmike të ndodhura në të shkuarën dhe riparimet që mund të jenë bërë duhet të mblidhen dhe të analizohen për të gjykuar mbi historinë e reagimit sizmik të këtyre strukturave.

Konsulentit duhet të plotësojë mbledhjen e të dhënave për të arritur njohje të nivelit KL3 (njohje e plotë sipas EN 1998-3). Vetëm në rast se kjo nuk është e mundur (për shkak të mungesës së plotë të të dhënave), do lejohet një nivel njohjeje më i ulët i strukturës, shoqëruar me argumentet përkatëse në raportin strukturor.

Muratura mbajtëse: është realizuar me tulla kryesisht me gjeresi 38 cm dhe 25 cm për katin përdehe, të pare dhe të dyte në pjesën e strukturës me murature tulle

Pjesa e objektit kryesor është e përbërë nga murature prej guri duke filluar me seksionin nga 95 cm deri në 25 cm. Në katin përdehe kryesisht ka murature guri me trashësi 60 cm dhe në pjesën e hyrjes kryesore me trashësi 95 cm në pjesën më të qemurë. Muratura është e pa armuar. Mbi murature ndodhet një brez betoni me permasa në varesi të murit ku ai ndodhet. Sikurse ka rezultuar edhe nga provat laboratorike, por edhe nga vëzhgimi i hollësishëm në terren, rezistenca e llacit është shumë e dobët dhe jo konform standarteve të referuara më sipër. Llaci i muratës dhe i suvase janë pothuajse të njëjta klase. Muratura është realizuar sipas detajeve të mëposhtme në figurat a, b, c, d dhe e sikurse tregohen në figurën e mëposhtme.



Muratura ndarese është realizuar gjithashtu me tulla me gjeresi 12 cm, dhe gipsi. Këto ndeshen kryesisht në shtesat prej betoni të armuar pasi në objektet e muratës muraturat janë njëkohësisht mbajtëse dhe ndarese. Muratura ndarese apo vetë mbajtëse nuk ka breza performuese në mes të lartësive, duke e dobësuar punën e saj si panel “rigjidues” si në plan “in plane” ashtu edhe jashtë planit “out of plane”. Këta elemente, shërbejnë jo vetëm për ndarjen e ambienteve, por edhe për rigjidimin e mureve mbajtëse perpendikulare me to. Në planimetri evidentohen qartë 2 llojet e mesiperme të muratës.

Traret shërbejnë për mbështetjen e soletave dhe për lidhjen e muratës mbajtëse. Traret kanë prerje tërthore drejtkëndëshe me permasa të ndryshme, si p.sh.: $b \times h = 20 \times 45 \text{ cm}$, $b \times h = 25 \times 50 \text{ cm}$, $b \times h = 35 \times 45 \text{ cm}$, $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}$, etj.

Kolonat: janë realizuar b/a kryesisht me seksion $b \times h = 38 \times 38 \text{ cm}$ dhe $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}$. etj

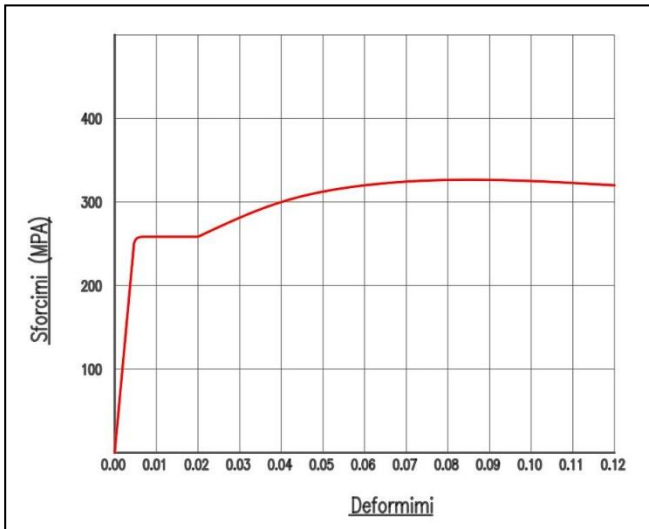
Arkitraret e Dyerve dhe Dritareve

Arkitraret e kësaj ndertëse, në përgjithësi janë tipike për dyert dhe dritaret dhe janë të realizuara prej beton armeje, të derdhura në vend. Arkitraret variojnë në seksione përgjithësisht të njëjta me gjeresi sipas gjeresive të mureve ku ata mbështeten. Armohen në mënyrë gjatësore me armature celiku të lemuar (të pa viaskuar) me diametër 10 mm ose 12 mm dhe me ganxha. Në pjesën e objektit muratura ka dhe pjesë të objektit më të qemurë.

i. Studimi i Materialit Perberese

Materialet, që janë përdorur për strukturën (betoni dhe çeliku) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në KTP si dhe ato të parashikuara në Eurocode.

I. Çeliku



Çeliku i armimit i përdorur, në elementet beton arme është i lemuar, i terhequr në të ftohtë dhe me diametra relativisht të vegjël. Vihet re përdorimi i diametrave F_i 6 mm për stafat. Ky çelik nuk gëzon veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet) për të përmbushur kriteret e performancës sizmike. Duke iu referuar praktikës së projektimit dhe zbatimit të kohës, për armaturën e hekurit është përdorur çelik i tipit Ç-3 dhe ST-3, me vecori dhe parametra fiziko mekanike si më poshtë:

-Diagrama sforcim-deformim e çelikut Ç-3

Çelik Ç-3, $f_{ys} = 25\,000\text{ kN/m}^2$, $f_{us} = 32\,000\text{ kN/m}^2$, $E = 21\,000\,000\text{ kN/m}^2$, $\gamma_s = 1.15$, $\varepsilon_{sy} = 0.25\%$, $\varepsilon_{su} \geq 0.10\%$

Armatura e Zakonshme

Klasa e Çelikut të Zakonshem	Ç-3
Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmerise	$f_{yk} = 250\text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike e Shkaterrimit	$f_{tk} = 320\text{ MPa}$
Moduli i Elasticitetit	$E_s = 210\,000\text{ MPa} = 210\text{ GPa}$
Koeficienti i Sigurise Parciale te Çelikut	$\gamma_s = 1,15$
Rezistenca Llogaritese e Çelikut	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 215\text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese e Çelikut ne Prerje	$F_{y\ddot{e}d} = 180\text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.30$

CELIKU PER ARMIMIN E KONSTRUKSIONIT BETON ARME (STEEL FOR REBAR Ç-3)

Characteristic tensile stress $f_{tk} = 320\text{ MPa}$

Characteristic yield stress $f_{yk} = 250\text{ MPa}$

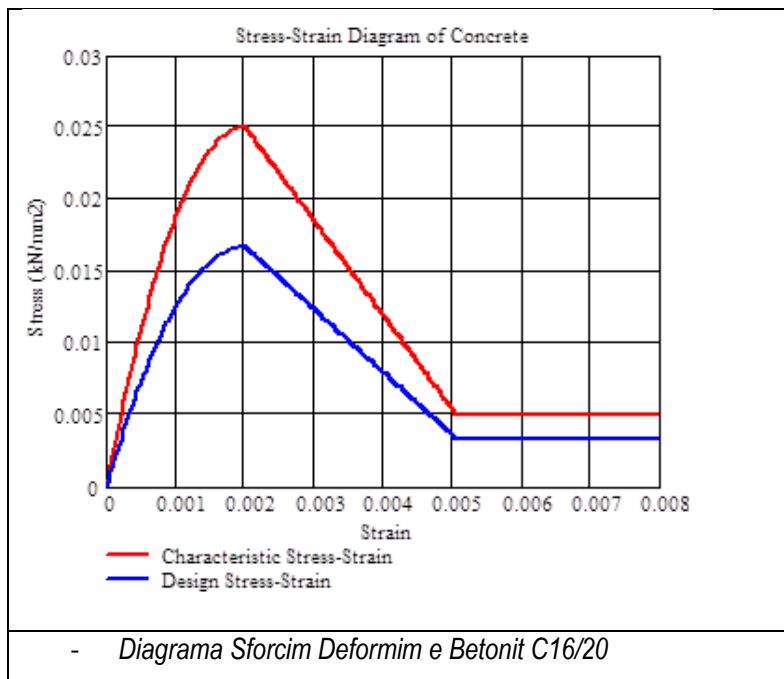
Characteristic ratio tensile/yield $1.3 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$

Elastic Modulus $E = 210\text{ Gpa}$, Elongation $\geq 12\%$

II. Betoni

Në përputhje me EC6 (EN 206-1), betoni i klasës M200 (C16/20) është përdorur për realizmin e themeleve me plinta dhe rripa të kryqezuar beton arme dhe butobeton.

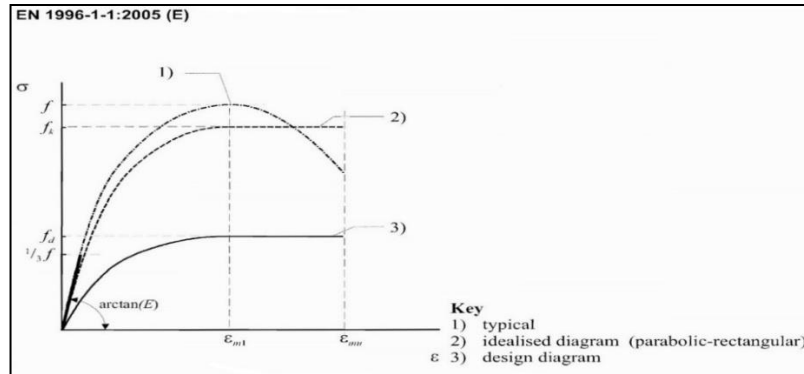
Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C16/20) - Beton C16/20 (M200)
 $f_{ck} = 16 \text{ kN/cm}^2$, $f_{cd} = 9.06 \text{ kN/cm}^2$, $\gamma_c = 1.5$, $\epsilon_{cy} = 0.20\%$, $\epsilon_{cu} \geq 0.35\%$



Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C16/20) jepen ne tabelen e meposhtme:

Klasa e Rezistences se Betonit	C16/20 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 20 \text{ MPa}$ ($f_{ck, \text{cube}}$)
Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 16 + 8 = 24 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.90 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk(5\%)} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.33 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk(95\%)} = 1.3 \cdot f_{ctm} = 2.47 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit te Betonit	$E_{cm} = 22 \cdot [(f_{cm})/10]^{0.3} = 29 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticitetit (Vlera Llogaritese)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 29 / 1.2 = 24.1 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parciale te Betonit	$\gamma_c = 1.5$ $\eta = 0.85$
Rezistenca Llogaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \eta \cdot f_{ck} / \gamma_c = 9.06 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)} / \gamma_c = 0.90 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.20$

III. Muratura Mbajtese dhe vete Mbajtese



Bazuar te EC6 (3.6.2 (7)), muratura e perdorur eshte e ndertuar me tulla te markes M tules = 75 dhe llac M llac = 12. Me kete murature eshte realizuar konstruksioni mbajtes vertikal i cili sherben per transferimin e ngarkesave te nderkateve ne bazament dhe perballimin e forcave horizontale sizmike, dhe ai ndares i cili sherben per ndarjen e ambjenteve te brendshme. (rezistencat e materialeve perberese te muratures dhe vete muratures jane vleresuar nepermjet provave dhe testeimeve laboratorike, dhe jane paraqitur ne nje raport te detajuar bashkelidhur ketij akti te thelluar.

- *Marredhenia sforcim-deformim per punen e muratures ne shtypje aksiale*

Parametrat e muratures (Tulle M75/Llac M25)

$$f_k = K_E * f_b^a * f_m^B, \quad a = 0.7, \quad B = 0.3, \quad f_b = 13 \text{ N/mm}^2, \quad f_m = 1.22 \text{ N/mm}^2, \quad K_E = 0.55$$

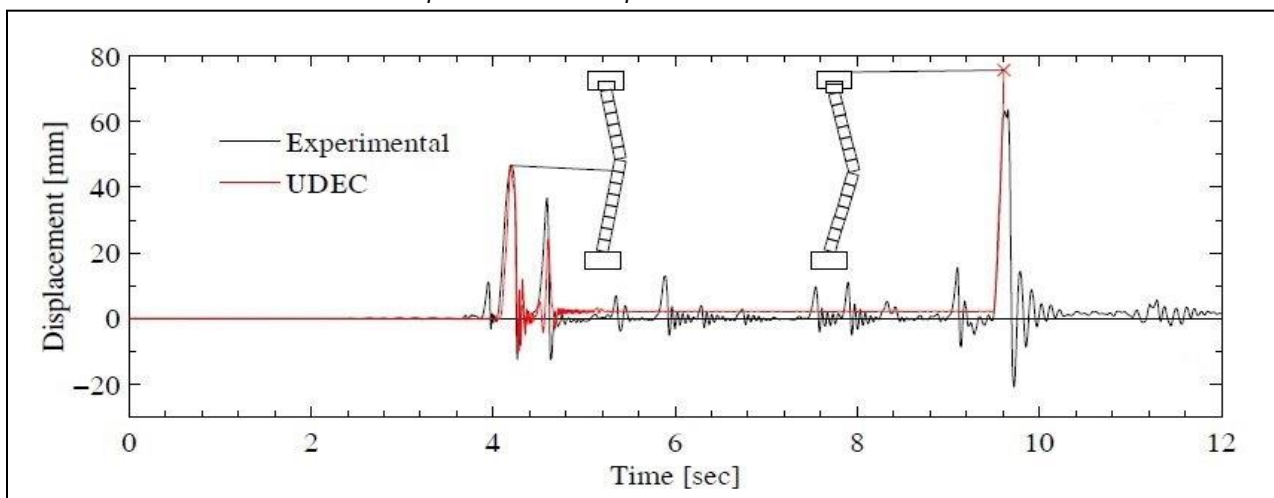
(Murature e grupit te pare),

$$f_k = 0.55 * 13^{0.7} * 1.22^{0.3} = 3.5 \text{ N/mm}^2$$

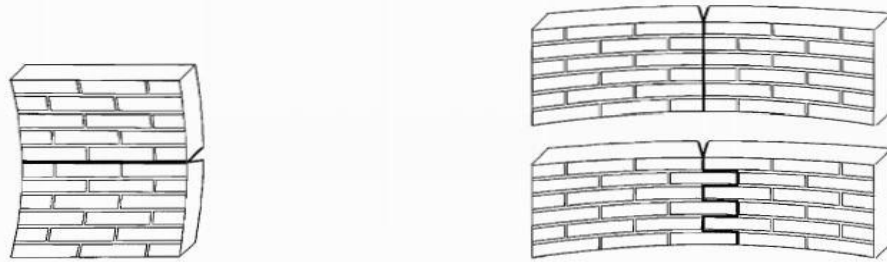
$$E = K_E * f_k = 1000 * 3.5 = 3500 \text{ kN/m}^2, \quad E_{long\ time} = E / (1 + \mu_\infty) = 3500 / 2 = 1750 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 0.4 * E = 1400 \text{ kN/m}^2$$

- *Shkatterimi i muratures nen veprimin e momentit perkules:*

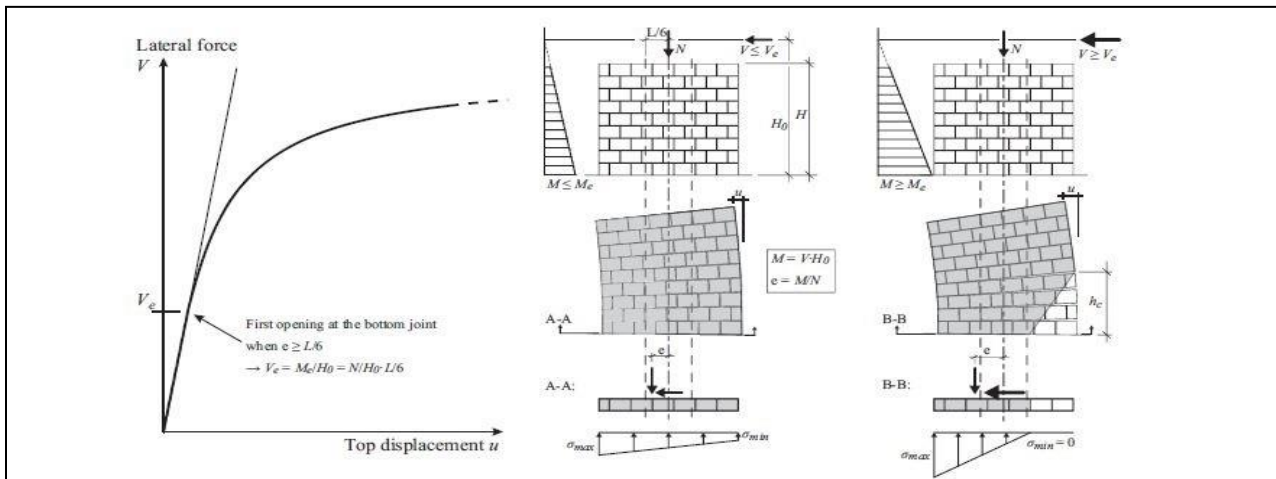


- *Planet e shkatterimit per muraturen ne perkulje*



a) plane of failure parallel to bed joints, f_{xk1} b) plane of failure perpendicular to bed joints, f_{xk2}

- Marredhenia force-zhvendosje e pergjigjes se nje muri te paperforcuar, pa rezistence ne terheqje dhe me sjellje elastike ne shtypje.



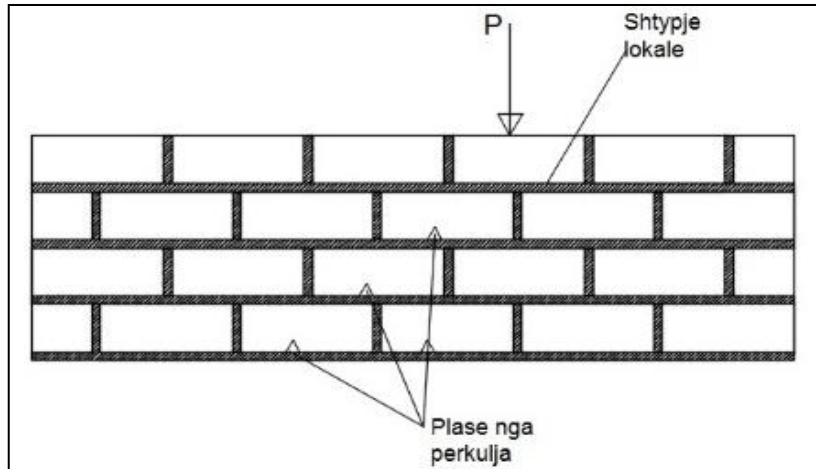
- VETITË MEKANIKE TË MURATURËS NË SHTYPJE QENDRORE

1. Gjendja e nderur e muraturës në shtypje qendrore.

Tulla dhe llaçi ndodhen në një gjendje të sforcuar të komplikuar madje edhe për ngarkesë uniformisht të shpërndarë. Ata ndodhen në kushtet e punës të shtypjes qendrore, jashtëqendrore, shtypje lokale, përkulje, prerje, tërheqje. Arsyet janë:

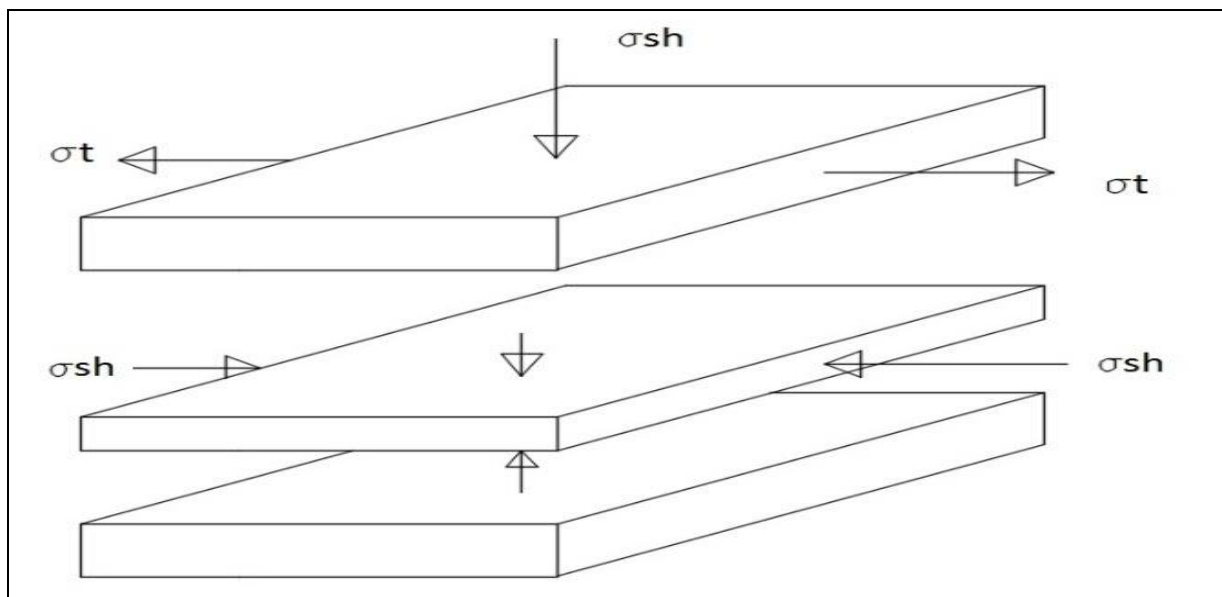
- ❖ Në jonjëtrajtshmërinë e llaçit, kjo ndodh për shkaqet:

- a. Jonjëtrajtshmëria e lëndës lidhëse (çimentos, gëlqeres etj.)
- b. Jonjëtrajtshmëria e lëndës mbushëse (rërë)
- c. Kushte jo të barabarta ngurtësimi, pasi:
 - Aftësia e ndryshme e thitjes së ujit në zona të veçanta të tullave, në zonat e kontaktit
 - Aftësia për të mbajtur ujin në fugat është e ndryshme në zona të ndryshme



- d. Procesi i ngurtësimit të llaçit shoqërohet me fenomenin e tkurrjes. Tkurrrja është e madhe sa më e madhe të jetë sasia e ujit që humbet llaçi gjatë ngurtësimit. Humbja e ujit është e ndryshme gjatë kontaktit të tullave me llaçin kështu që edhe tkurrja është e ndryshme. Tkurrrja pengohet nga tullat nga kohezioni dhe forcat e fërkimit. Aty ku tkurrja nuk përballohet nga forca e kohezionit dhe fërkimi llaçi shkëputet nga tulla. Pra, këto të fundit nuk mbështeten plotësisht mbi llaç, krijohen boshllëqe.
- e. Faktori subjektiv
Gjatë ndërtimit nuk mund ta shtrihet llaçi në mënyrë të atillë që të krijojë mbështetje uniforme në faqen e poshtme të tullës edhe duke i rënduar tullës mbi llaç.

2. Ndryshimi i vetive të deformimit. Deformimet gjatësore shoqërohen edhe me deformime tërthore të cilat kanë influencë të madhe në rezistencën e muraturës. Si rezultat i deformimeve jo të barabarta (tulla dhe llaçi) dhe i punës së përbashkët do të lindin nderje tërheqëse në materialin me ngurtësi më të madhe (tulla) dhe shtypëse në atë me ngurtësi më të vogël (llaçi). Kështu pra duke qenë se ngurtësia e llaçit është më e vogël tek tulla lindin nderje tërthore tërheqëse.



Etapat e gjendjes së nderur të muraturës në shtypje qendrore.

Etapa 1

Kjo etapë fillon me ngarkimin e muraturës dhe vazhdon për gjithë fazën e ngarkimit në të cilën muratura reagon ndaj ngarkesave vepruese pa pësuar plasaritje. Në këtë etapë për arsye të gjendjes së nderur shtypëse të vogël deformimet tërthore janë relativisht të vogla dhe zgjojnë nderje tërheqëse që përballohen mirë nga muratura.

Etapa 2

Me ngarkimin e muraturës mbi etapën 1 vjen një moment kur nderjet tërthore tërheqëse, të shkaktuara nga deformimi tërthor i muraturës marrin vlerë më të madhe se ato kufitare të muraturës sipas seksionit vertikal të lidhur dhe kështu bëhen shkas për lindjen e të plasurave të imta (të holla) vertikale që kalojnë gjatë fugave vertikale dhe tullave (gurëve) atje ku rezistenca në tërheqjen e tyre është më e vogël. Në këtë etapë që quhet etapa e lindjes së plasjeve në muraturë, mbi muraturë vepron ngarkesa e shkaktimit të të plasurave Npl.

Duhet theksuar se momenti i lindjes së të plasurave varet si nga vetitë e tullës apo gurit, nga cilësia e muraturës dhe mbi të gjitha nga vetitë e laçit me të cilin është ndërtuar muratura provë. Kështu për markë të caktuar të tullës, përdorimi i llaçeve të markave të larta dhe pak të deformueshme rrit aftësinë mbajtëse ndaj plasjeve të muraturës dhe e kundërta përdorimi i llaçeve të gëlqerës e ul shumë aftësinë mbajtëse ndaj plasjeve apo vlerën Npl.

Shfaqja e plasjeve të para në muraturë për ngarkesë vertikale, relativisht jo shumë të madhe hodhën dritë mbi punën e dobët të muraturës në tërheqje prej deformimeve tërthore çka duhet të vihet parasysh gjatë studimit të konstruksioneve prej guri sidomos në kushtet e vendit tonë si rajon sizmik.

Etapa 3

Me rritjen e ngarkesës mbi Npl gjendja e nderur rritet, po ashtu edhe ajo e deformuar. Si pasojë e rritjes së deformimeve tërthore rriten edhe nderjet tërheqëse tërthore dhe si pasojë vazhdon hapjen e plasjeve vertikale dhe thellimi i tyre. Këto plasje duke u zgjeruar dhe bashkuar midis tyre edhe me fugat vertikale të muraturës e

ndajnë muraturën në degë të vogla vertikale ku secila punon në shtypje qendrore apo jashtëqendrore. Në këtë fazë elementi apo muratura ka hyre në etapën e tretë. Eksperimenti ka treguar se në këtë etapë edhe po ta mbajmë ngarkesën konstante vazhdon zhvillimi dhe rritja e të plasurave. Kjo tregon se muratura është në prag të shkatërrimit të saj. Duhet theksuar se në këtë etapë këte proces të zhvillimit të plasaritjeve e favorizon edhe fenomeni i epjes së degëve apo kollonave të krijuara.

Etapa 4

Me rritjen e ngarkesës pak mbi atë të etapës së tretë eksperimentet tregojnë se kemi zhvillim të vullshëm të deformimeve tërthore, hapje të theksuar të çarjeve vertikale të cilat favorizohen edhe nga puna me epje të degëve apo kollorikave vertikale deri sa vjen një moment kur muratura shkatërrohet si pasojë e arritjes së ngarkesës shkatërruese N_{sh} . Kjo është etapa e 4.

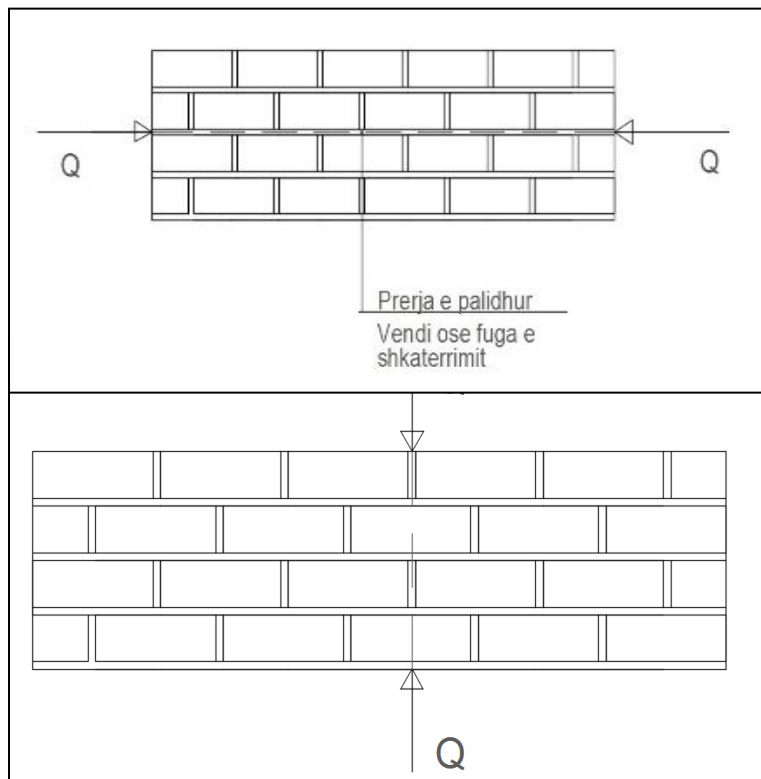
Puna e muraturës në prerje.

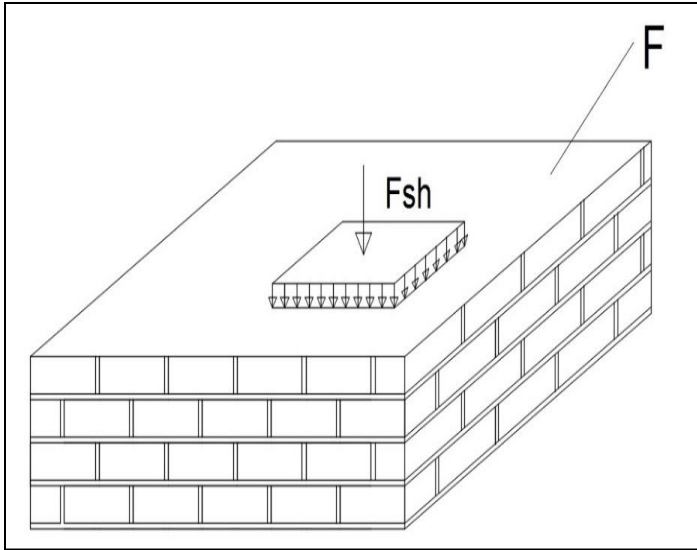
Dallojmë dy raste të veprimit të forcës prerëse:

- a. Sipas prerjeve të palidhura
Këtu forca prerëse përballohet nga kohezioni tangencial dhe nga forca e fërkimit midis tullave dhe llaçit (në përpjestim të drejtë në sforcimin normal) nderjet shtypëse kur $\sigma_o = 0$
 $F_f = 0$

- b. Sipas prerjeve të lidhura
Duke neglizhuar fugat vertikale, këtu forca prerëse përballohet nga vetë tullat dhe rezistenca e llogaritjes merret e barabartë me rezistencën në prerje të tulates dhe sipërfaqje faktive sa ajo e tullave jo sipas gjithë seksionit.

1. Shtypja lokale





Takojmë shpesh raste kur nderjet shtypëse veprojnë në një pjesë të kufizuar të elementit kurse në pjesën tjetër nderjet janë praktikisht zero. Rezistenca e muraturës në shtypje locale është më e madhe se rezistenca e muraturës në shtypje qendrore. Kjo ndodh sepse pjesë e pangarkuar apo më pak e ngarkuar pengon deformimet e pjesës më të ngarkuar duke bërë që të rritet kufiri i rezistencës në këtë zonë.

1. Ndikimi i rezistencës së llaçit

Llaçi ndikon në rezistencën e muraturës në mënyrë të ndjeshme. Për të njëjtën klase tulle rritja e rezistencës së muraturës është më e ndjeshme për

vlera të ulta të rezistencës së llaçit.

2. Ndikimi i cilësisë së muraturës në rezistencën e saj

Sa më i njëtrajtshëm të jetë llaçi aq më mirë sigurohet mbështetja e tules dhe aq më homogjene është muratura dhe aq më e njëtrajtshme është gjendja e sforcuar.

3. Ndikimi i trashësisë së fugave horizontale

Rezistenca e muraturës ndryshon në varësi nga lartësia dhe trashësia e fugave.

Faktorë të tjerë:

Temperatura

Përmasat dhe forma e elementëve muratures

Mënyra e lidhjes së rrjeshtave

Kapja apo jo e llaçit me tullat

Puna e muraturës në tërheqje qendrore

a. Tërheqja ndodh sipas seksioneve të palidhura

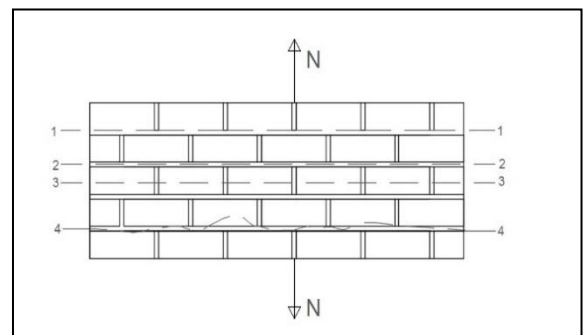
Gjatë tërheqjes së muraturës sipas prerjeve tërthore të palidhura forca normale vepron pingul me fugat horizontale. Kurse shkatërrimi mund të ndodhë:

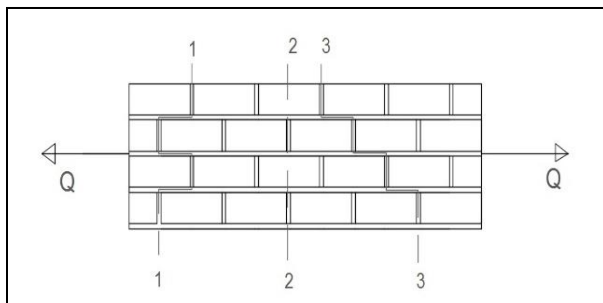
Sipas 1-1 gjatë sipërfaqes së kontaktit të tullave me llaçin

- Sipas 2-2 gjatë vetë llaçit të fugaturës horizontale
- Sipas 3-3 gjatë vetë tullave
- Sipas 4-4 një kombinim i rasteve të mësipërme

b. Tërheqja ndodh sipas seksioneve të lidhura

Në këtë rast forca normale vepron paralel me fugaturat horizontale. Shkatërrimi mund të ndodhë:





- Sipas 1-1 seksioni i dhëmbëzuar që kalon nëpër fugat horizontale dhe vertikale
- Sipas 2-2 seksioni që kalon nga fugat vertikale dhe vetë tullat
- Sipas 3-3 seksioni i shkallëzuar që kalon nëpër fugat vertikale dhe horizontale

c. Shkaqet e shkatërrimit të muraturës në

tërheqje qendrore sipas seksioneve të palidhura

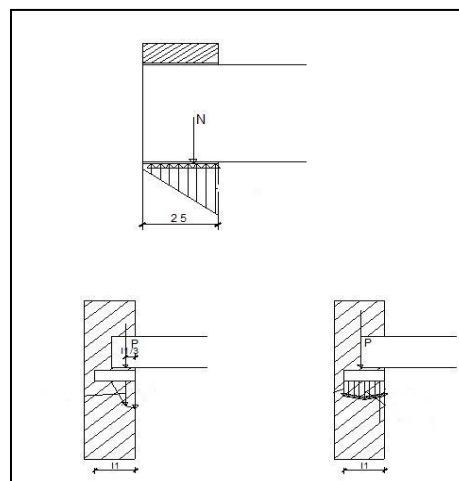
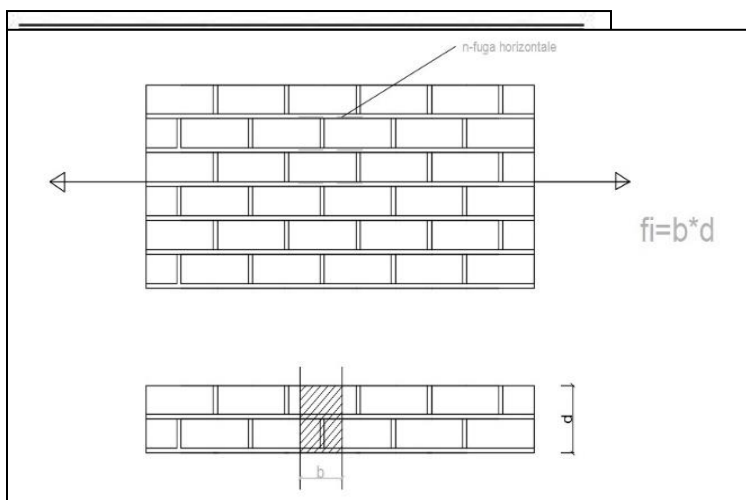
Në shumicën e rasteve shkatërrimi ndodh sipas 1-1 d.m.th. sipas kontaktit të tullave me llaçin, sipas fugave horizontale ç'ka ndodh atëherë kur kohezioni midis tullave dhe llaçit është më i vogël se sa rezistenca në tërheqje e llaçit ndërsa kur kohezioni është më i madh plasaritja kalon gjatë 2-2 (mes për mes fugës horizontale, ç'ka ndodh rrallë).

Forca e kohezionit (normal) midis tullave dhe llaçit varet mbi të gjitha nga kufiri i rezistencës së llaçit. Por krahas kësaj ndikim anësor kanë edhe faktorë të tjerë si përbërja e llaçit (lloji i llaçit), lëvizshmëria apo plasticiteti i tij, aftësia ujëmbajtëse e tij, lloji i tullave, aftësia e tullave për të thithur ujë, ashpërsia e tullave, kushtet klimaterike etj. Për të rritur kohezionin duhet të përdorim llaçe me përmbajtje optimale çimento, gëlqere, rërë, duke siguruar lëvizshmëri, plasticitet.

d. Tërheqja e muraturës sipas prerjeve tërthore të lidhura.

e. Në këtë rast kur kohezioni midis tullave dhe llaçit është i vogël plasaritjet kalojnë sipas fugave vertikale dhe horizontale duke krijuar seksione të dhëmbëzuara ose të shkallëzuara. Rezistencën e fugave vertikale nuk e marrim parasysh sepse nga mbushja jo e mirë dhe nga ulja e llaçit kohezioni në këto fuga është i barabartë me zero. Kështu forca tërheqëse thithet vetëm nga fuga horizontale. Shkatërrimin e fugave e pengon kohezioni tangencial në planin e fugës. Kjo forcë varet nga po ata faktorë si dhe forca e kohezionit normal.

- *Transferimi në muraturë të ngarkesës nga elemente horizontale*



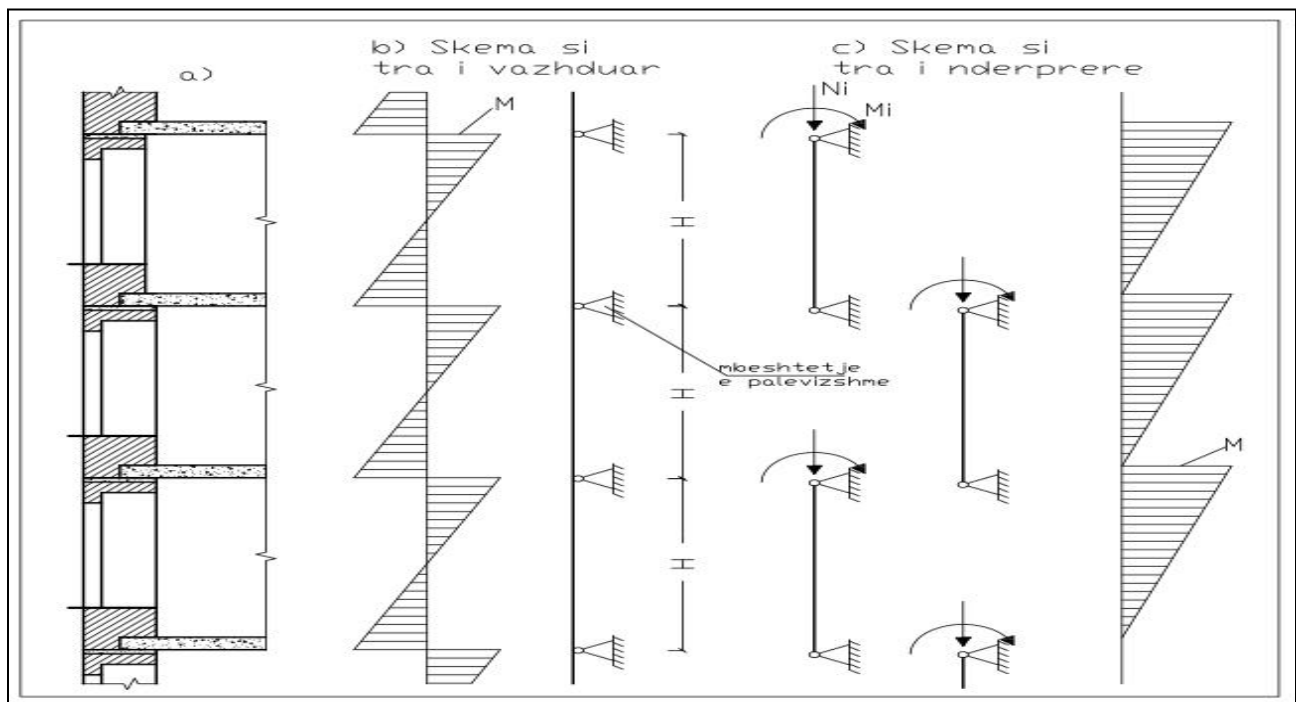
Konstruksioni i objekteve me skeme konstruktive te

shtanget është i nevojshme të llogaritet nën veprimin e ngarkesave vertikale dhe horizontale duke marrë parasysh kombinimin e mundshëm të tyre. Llogaritja e muraturës apo kolonave nga verimi i ngarkesave vertikale dhe horizontale prej

eres ne objektet me skeme konstruktive te shtanget behet duke i trajtuar ato si trare vertikale te vazhduar te mbeshtetur mbi mbeshtetje te palevizshme sic jane mbulesat (VI-fig 4/a,b,c)

Diagrama e momenteve per nje supozim te tille, si tra i vazhduar do te ishte ajo e treguar ne fig 4b. Por me qellim thjeshtimi te llogaritjes dhe ne favor te aftesise mbajtese, murin apo kolonen shumekateshe mund ta trajtojme si te zberthyer ne nje sere traresh me nje hapesire drite te mbeshtetur ne drejtimin horizontal ne mbulesat e kateve. Per nje supozim te tille, diagrama e momenteve prej forces vertikale jashteqendrore eshte si ne fig 4b. Hapesira e drites e traut vertikal te nderprere (murit apo kolones) merret e barabarte me lartesine e katit dysHEME-tavan, ndersa si aks vertikal i muratures merret aksi qe kalon ne qendren e rendeses se murit te marre ne studim. Nje element i tille (tra vertikal me nje hapesire drite) ndodhet ne veprimin e ngarkesave qe vijne nga katet e mesiperme duke marre parasysh peshen vetjake te mureve mbi katin e marre ne studim dhe duke i pranuar qe ato veprojne ne qendren e murit qe mbeshtetet mbi kete kat; nen veprimin e reaksionit te nderkatit qe mbeshtetet ne anen e sipërme te trautes te marre ne studim, i cili vepron me jashteqendresi "e" te barabarte me distancën nga qendra murit ne fjale, deri te qendra e diagrames se presionit te mbuleses te pranuar ne forme trekendeshi, nen veprimin e eres. (Marrja parasysh e termetit behet si ne udhezuesin e projektimeve antisizmike). Pra, moment perkules ne traun e pranuar jep ngarkesa jashteqendrore e mbuleses ne mbeshtetjen e sipërme dhe muri mbi te nese ai nuk ka trashesi te njejte me ate te murit te marre ne studim.

Ne kete menyre, per rastin si ne fig VI-4a, forca normale prej ngarkeses se nderkatit, per murin e marre ne studim, do te jete:



VI- fig 4/a,b,c

$$N_i = \Sigma N_s + R_i$$

Ku: ΣN_s - shume e ngarkesave prej peshes se mureve dhe nderkateve (mbulesave) qe ndodhen mbi murin e marre ne studim

R_i - reaksioni prej mbuleses se nderkatit te mbeshtetur mbi murin e marre ne studim

Ndersa momenti perkules ne kuoten e poshtme te nderkatit per murin e marre ne studim, kur trashesia e mureve eshte e barabarte (fig. VI-5a) do te jete:

$$M_i = R_i \cdot e$$

Per rastin kur trashesia e murit mbi ate te marre ne studim eshte me e vogel atehere, ne momentin perkules, duhet te marrim parasysh edhe momentin prej ΣN_s me shenje perkatese (fig. VI-5b). Ne kete rast ddo te kemi:

$$M_i = -\Sigma N_s \cdot e_1 + R_1 \cdot e$$

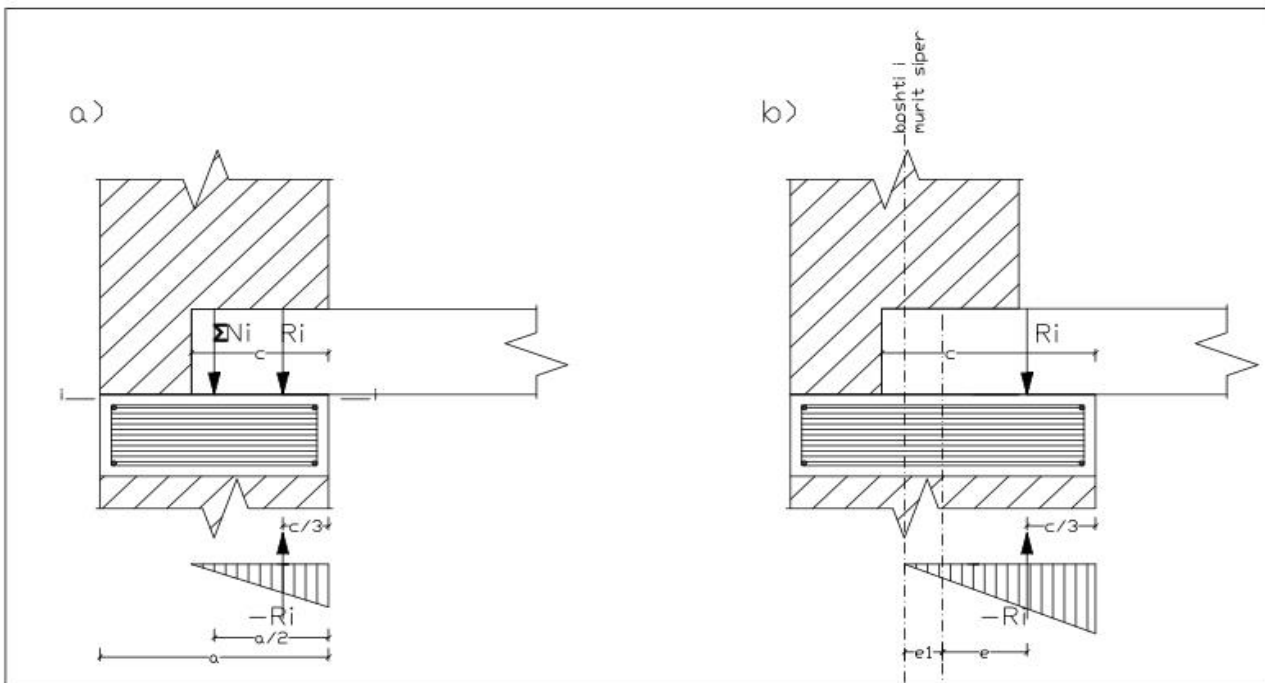
Ku: e - largesia nga qendra e rendeses se murit deri ne qender te reaksionit R_i e barabarte me:

$$e = \frac{a}{2} - \frac{c}{3}$$

e_1 - largesia nga qendra e rendeses se murit te siperm deri te qendra e rendeses se murit e marre ne studim.

a - trashesia e murit te marre ne studim (per prerje katerkendore)

c - thellesia e mbeshtetjes se nderkatit apo traut ne murature



VI- fig 5/a,b

Edhe ndikimi i ngarkeses se eres mbi muret gjatesore te objektit (si veprimi me i disfavorshem) merret parasysh. Nga veprimi i ngarkesave te eres mbi murin gjatesor lindin momente perkulese (fig.6) dhe forca normale. Per llogaritjen e momentit perkules prej eres, murin e trajtojme si tra te vazhduar (ne drejtim vertikal si ne fig.4/a) per te cilin momenti ne mbeshtetje do te jete:

$$M_e = \pm \frac{q \cdot H^2}{12} \quad (VI-5)$$

Meqenese momenti i eres per fazen e perfunduar te godines me skeme te shtanget jep vlera shume te vogla, keshillohet qe te mos merret parasysh ne llogaritje.

Pasi te kemi percaktuar forcat normale dhe momentet perkulesse prej forcave vertikale, kalojme ne llogaritjen e muratures. Kontrolli i pare i muratures behet ne nivelin e mbeshtetjes se nderkatit (apo traut neqoftese ka tra)atje ku momenti perkulesse eshte me i madh (fig.5a). Ne kete rast, meqe kemi te bejme me prerjen terthore ne mbeshtetje, koeficienti i perkuljes gjatesore φ dhe madhesia m_g merren = 1. Krahas prerjes nen mbeshtetje duhet te behet kontrolli i aftesise mbajtese te muratures edhe ne lartesi gjysme-kati, ku ndoshta momenti eshte me i vogel, por koeficienti i perkuljes gjatesore φ dhe m_g jane me te vegjel se 1. Ne qofte se gjate murit me karakter mbajtes ka dritare, atehere eshte e domosdoshme qe te provohet aftesia mbajtese edhe ne kuoten e sipërme te dritares ku kemi ngushtim te prerjes terthore, pra rritje te gjendjes se nderur. Llogaritja e muratures sipas aftesise mbajtese behet duke perdorur formulat e shtypjes jashteqendrore ne varesi te jashteqendresise $e_o = M/N$. Per llogaritjen e mureve me karakter mbajtes sipas aftesise mbajtese, kur ne to nuk ka dritare, merret ne studim nje rrip vertikal me gjeresi 1m ndersa per rastin kur kemi dritare, merret ne studim nje rrip me gjeresi sa largesia aks ne aks e dritareve.

- Rezistencat

Rezistencat llogaritese (te projektimit) per betonin dhe celikun jane marre nga reduktimi i rezistencave karakteristike sipas klases se betonit (apo celikut) te perdorur me faktorin e sigurise perkates si me poshte:

Per betonin: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$
 $f_{c\ddot{e}d} = f_{c\ddot{e}k}/\gamma_c$

Per celikun: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
 $f_{y\ddot{e}d} = f_{y\ddot{e}k}/\gamma_s$

Per muraturen: $f_{md} = f_{mk}/\gamma_m$
 $f_{m\ddot{e}d} = f_{m\ddot{e}k}/\gamma_m$

- Niveli i njohjes se objektit

Per kete strukture duke u bazuar ne analizat dhe testet e kryera sipas EN 1998-3:2005 3.3.1 kemi nivel te njohjes se objektit (knoëledge level) **KL2**: Limited Knoëledge, referuar gjeometrise se struktures, detajeve dhe materialeve te perdorura.

Ky nivel njohurie reflektohet kryesisht ne CF (confidence factor), i cili sipas EN 1998-3:2005 3.3.1 tabela 3.1 do te kete vleren CF = 1.35

Niveli i njohjes	Gjeometria	Detajet	Materialet	Analiza	CF
KL1	Nga vizatimet e përgjithshme të ndërtimit me rilevim pamor të	Projektim i simuluar në përputhje me praktikat e kohës dhe	Vlera të pranuar në përputhje me standardet e kohës kur është ndërtuar dhe	LF-MRS	CF _{KL1}

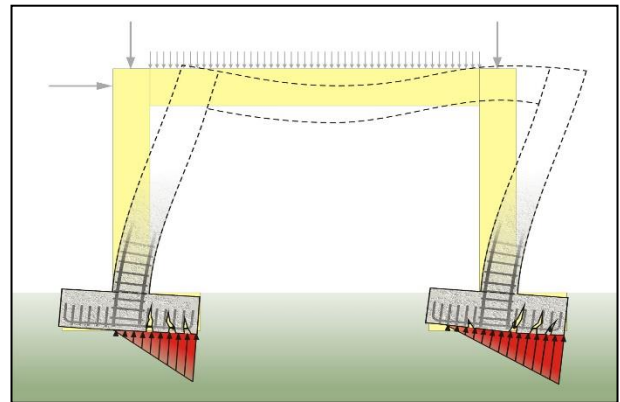
	pjesshëm (me kampione)	nga inspektimi i limituar in-situ	nga prova të limituara in-situ		
KL2	ose nga rilevim i plotë	Nga vizatimet fillestare të paplota të ndërtimit me inspektim të limituar in-situ ose nga inspektimi i zgjeruar in-situ	Nga specifikimet e projektit origjinal me prova të limituara in-situ ose nga prova të zgjeruara in-situ	Të gjitha	CF _{KL2}
KL3		Nga vizatimet fillestare të detajuara të ndërtimit me inspektim të limituar in-situ ose nga rilevim gjithëpërfshirës in-situ	Nga raportet origjinale të provave shoqëruar me prova të limituara in-situ ose nga prova gjithëpërfshirëse in-situ	Të gjitha	CF _{KL3}

• KONTROLLI I KOLONAVE

Programi mund të përdoret për të kontrolluar kapacitetin e kolonës ose për të hartuar kolona. Nëse është përcaktuar gjeometria e konfigurimit të celikut përforcues të seksionit të kolonës së betonit, programi mund të kontrollojë kapacitetin e kolonës. Përndryshe, programi mund të llogarisë sasinë e përforcimit të kërkuar për të hartuar kolonën bazuar në një konfigurim të dhënë të përforcimit të celikut. Kërkesat e përforcimit llogariten ose kontrollohen në një numër të caktuar të stacioneve dalëse të përcaktuara nga përdoruesi përgjatë lartësisë së kolonës. Procedura e projektimit për kolonat e betonit të armuar përfshin hapat e mëposhtëm:

Gjenerohet sipërfaqe aksiale ndërvepruese të forcës aksiale për momentin për të gjitha llojet e ndryshme të seksionit të betonit të modelit. Një diagrame tipike e ndërveprimit biaksial tregohet në figurë. Për tu projektuar nga përforcimi, programi gjeneron sipërfaqe ndërveprimi për gamën e përforcimit të lejueshëm nga një minimum prej 0.2 përqind [NDP] deri në maksimum 4 përqind [NDP] (EC2 9.5.2).

Llogaritet raporti i kapacitetit ose zonën e kërkuar të përforcimit për forcën aksiale të faktorizuar dhe momentet e perkuljes biaksiale (ose uniaxiale) të marra nga secili kombinim i ngarkesës në secilin pike kontrolluese të kolonës. Raporti i kapacitetit të synuar merret si Limiti i Faktorit të Shfrytëzimit kur llogaritet zona e nevojshme për armim. Përcaktimi i sipërfaqes së armimit.



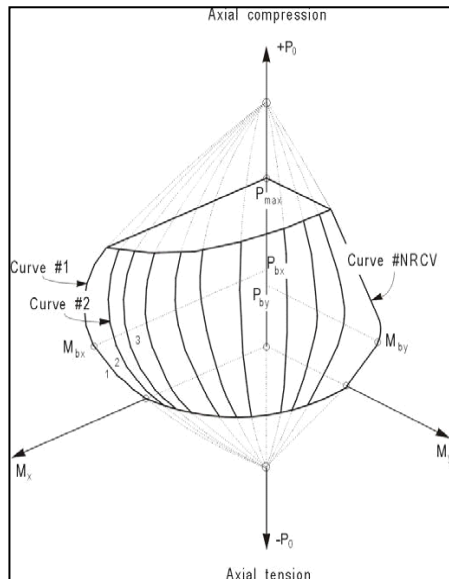
GJENERIMI I SIPERFAQEVE BIAKSIALE TE INTERAKSIONIT

Vëllimi i ndërveprimit të kapacitetit të kolonës përshkruhet në mënyrë numerike nga një seri pikash diskrete që gjenerohen në sipërfaqen e dështimit të ndërveprimit tre-dimensionale. Përveç ngjeshjes aksiale dhe perkuljes biaksiale, formulimi lejon terheqjen aksiale dhe konsideratat e perkuljes biaksiale. Një sipërfaqe tipike e ndërveprimit është treguar në figurën 3-1.

Koordinatat e pikave në sipërfaqen e dështimit përcaktohen duke rrotulluar një aeroplan të tendosjes lineare në tre dimensione në seksionin e kolonës, siç tregohet në figurën 3-2. Diagrami i tendosjes lineare kufizon tendosjen maksimale të betonit, σ_c , në skajin e seksionit në 0.0035 (EC2 Tabela 3.1).

Formulimi bazohet në mënyrë të vazhdueshme në parimet e përgjithshme të modelimit përfundimtar të forcës (EC2 6.1).

Sforcimi në çelik jepet nga produkti i terheqjes së çelikut dhe modulit të elasticitetit, " E_s ", dhe është i kufizuar në sforcimin e rrjedhshmerise së çelikut, f_{yd} (EC2 3.2.7). Zona e lidhur me secilen shufër përforcuese supozohet se është vendosur në vendndodhjen aktuale të qendrës së shufres, dhe algoritmi nuk supozon ndonjë thjeshtëzim të mëtejshëm në lidhje me shpërndarjen e zonës së çelikut në seksionin e kolonës, si treguar në Figurën 3-2.

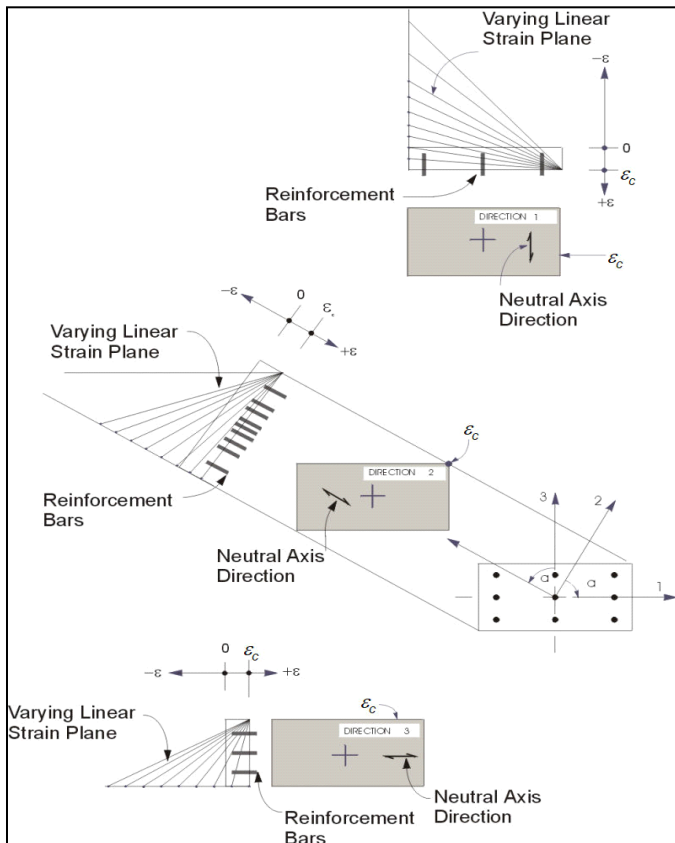


Bloku i sforcimeve të shtypjes së betonit supozohet të jetë drejtkëndor, me një forcë efektive të αf_{cd} (EC2 3.1.7) dhe lartësi efektive të λx , siç tregohet në figurën 3-3, ku merret si:

$$\alpha = 1.0 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

Figura 3-1 Nje sipërfaqe tipike intersaksioni per nje kolone

$$\alpha = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.22})$$



interaksionit (EC2 3.1.6).

Vlerat tipike për η_c , η_s , η_{cc} , η_{ct} , η_{cc} , dhe η_{ct} janë të parashikuara në programe por mund të ndryshohen sipas preferencës.

RAPORTI I KAPACITETEVE

Si një karakterizim i gjendjes së ngarkuar të kolonës, llogaritet raporti i kapacitetit. Raporti i kapacitetit është një faktor që jep një tregues të gjendjes së ngarkesës së kolonës në lidhje me kapacitetin mbajtes të kolonës.

Para se të kontrollohet kapaciteti i kolonës në diagramen e nderveprimit, momentet e rendit të dytë i shtohen momenteve të rendit të parë dhe marrim: N_{Ed} , M_{Ed2} , and M_{Ed3} . Pika (N_{Ed} , M_{Ed2} , M_{Ed3}) me pas vendoset në vëllimin e nderveprimit si pika L në figurën 3-4. Nëse pika bie brenda vëllimit të nderveprimit atëherë kapaciteti i kolonës është i mjaftueshëm. Në rast të kundërt kolona është e mbingarkuar.

dhe η merret si:

$$\eta = 0.8 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.19})$$

$$\eta = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.20})$$

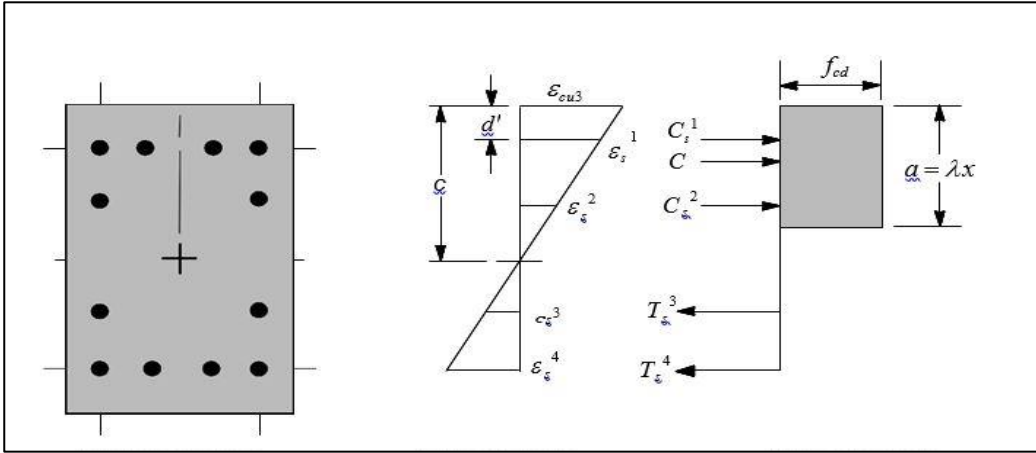
Algoritmi i bashkëveprimit siguron korrigjim në llogaritjet të zonës së betonit që zhvendoset nga armatimi në zonën e ngjeshjes. Thellësia e bllokut ekuivalent drejtkëndor referohet më tej si a , e tillë që:

$$a = \eta x \quad (\text{EC2 3.1.7})$$

ku x është thellësia e bllokut të sforcimeve ngjeshese të betonit sic tregohet në figurën 3-3.

Figura 3-2 Shpërndarje e idealizuar e shformimeve për të gjeneruar sipërfaqen e nderveprimit.

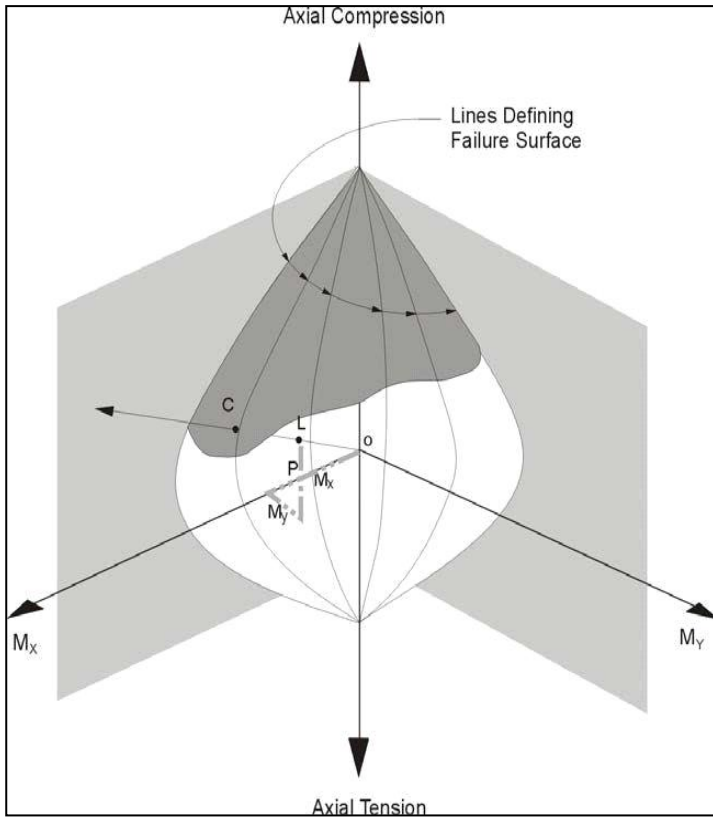
Efektet e faktorëve parciais të materialeve, η_c dhe η_s [NDPs], dhe koeficientet e materialeve, η_{cc} , η_{ct} , η_{cc} , dhe η_{ct} [NDPs], përfshihen në ndërtimin e sipërfaqeve të



-Seksioni i Kolones
-Diagrama e deformimeve
-Diagrama e sforcimeve

Figure 3-4

Paraqitja e vëllimit të kapacitetit të kolones



Ky raport i kapacitetit arrihet duke hedhur pikën L dhe duke përcaktuar llogaritjen e pikës C. Pika C përcaktohet si pika kur linja OL (nëse zgjatet nga jashtë) do të kryqëzojë sipërfaqen e shkatërrimit. Kjo pikë përcaktohet nga nderveprimi linear tre-dimensional midis pikave që përcaktojnë sipërfaqen e shkatërrimit, siç tregohet në figurën 3-4. Raporti i kapacitetit, CR, jepet nga raporti OL OC.

Nese $OL = OC$ (or $CR = 1$), kolona është e ngarkuar be maksimum.

Nese $OL < OC$ (or $CR < 1$), pika është brenda vëllimit.

Nese $OL > OC$ (or $CR > 1$), pika është jashtë vëllimit dhe kolona është e mbingarkuar.

Maksimumi i të gjitha vlerave të CR të llogaritura nga cdo kombinim merret për cdo pozicion kontrollues të kolones së bashku me N_{Ed} , M_{Ed2} , dhe M_{Ed3} .

Nëse armimi nuk është e përcaktuar, programi llogarit përforcimin e kërkuar që do të japë një raport të kapacitetit të kolonës të barabartë me Limitin e Faktorit të Shfrytëzimit, i cili është vendosur 0.95.

PERCAKTIMI I FORCES PRERESE

Në hartimin e armimit terthor të kolonës së betonit, forcat për një kombinim të veçantë të ngarkesës së projektimit, pra, forca aksiale e kolonës, N_{Ed} , dhe forca e prerjes së kolonës, V_{Ed} , në një drejtim të veçantë merren duke faktorizuar rastet e ngarkesës me faktorët përkatës të kombinimit të ngarkesës së projektimit.

PERCAKTIMI I REZISTENCES NE PRERJE

Duke pasur forcat N_{Ed} dhe V_{Ed} , forca prerese e cila mund te perballohet pa pasur nevojte per armature per prerje, $V_{Rd,c}$, e cila llogaritet si:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \rho_{cp}] b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2.a})$$

me nje minimum prej:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \rho_{cp}) b_w d \quad (\text{EC2 Eq. 6.2.b})$$

ku f_{ck} eshte ne MPa, dhe k , ρ_l , dhe ρ_{cp} llogariten si:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d \text{ is in mm}) \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0.02 \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 f_{cd} \quad (\text{in MPa}) \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

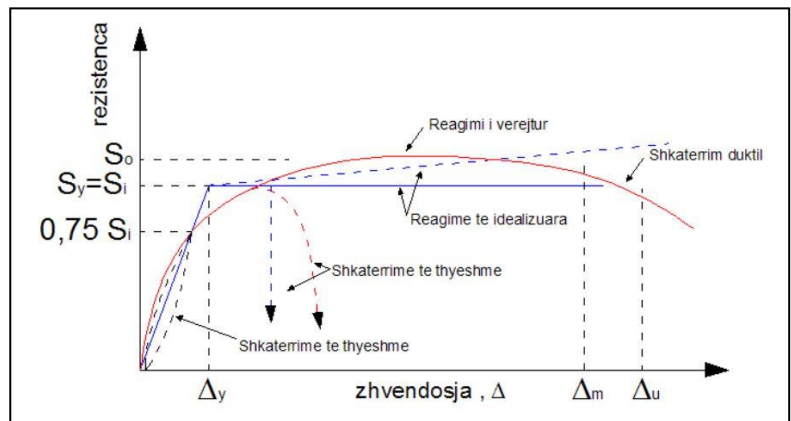
Siperfaqja efektive ne prerje, A_c , tregohet e ngjyruar ne Figuren 3-6. Per kolonat rrethore, A_c merret sa siperfaqja totale e seksionit. Faktori $k_1 = 0.15$ [NDP] dhe vlerat e $C_{Rd,c}$ [NDP] dhe v_{\min} [NDP] percaktohen si:

$$C_{Rd,c} \leq 0.18 \rho_c \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (\text{EC2 Eq. 6.3N})$$

KONTROLLI I TRAREVE

Në projektimin e trarëve të betonit, programi llogarit dhe raporton siperfaqet e nevojshme të çelikut për perkulshmeri dhe prerje bazuar në momentet e trareve, forcat e prerjes, rrotullimet, faktorët e kombinimit të ngarkesës së projektimit dhe kriteret e tjera të përshkruara në seksionin që vijon. Kërkesat e armimit llogariten në një numër të pikave kyce të përcaktuara nga përdoruesi përgjatë gjatësisë së traut.



Të gjitha trarët janë të dizajnuara vetëm për perkulje ne planin kryesor, prerje dhe rrotullim. Efektet që vijnë nga ndonjë forcë aksiale dhe perkulja e drejtimit me të vogël që mund të ekzistojë në trarët shqyrtohen në mënyrë të pavarur nga përdoruesi.

Kontrolli i traut përfshin keto hapa.

Kontrolli i armatures ne terheqje.

Kontrolli i armatures ne prerje.

Kontrolli i armatures ne perdredhje.

ARMATURA PER EFEKT TE PERKULJES

Armimi i sipërm dhe i poshtëm i traut është projektuar në pika kyce përgjatë gjerësisë së traut. Hapat e mëposhtëm janë të përfshirë në kontrollin e armimit për momentin kryesor për një tra të veçantë, në një seksion të veçantë:

Percaktohen momentet maksimale

Percaktohet armatura e nevojshme

Në kontrollin e armimit të trarëve të betonit, momentet e faktorizuara për secilin kombinim të ngarkesës së projektimit në një seksion të veçantë të traut fitohen duke marrë në konsideratë momentet përkatëse për raste të ndryshme të ngarkesës me faktorët korrespondues të ngarkesës së projektimit.

PERCAKTIMI I ARMATURES

Në procesin e projektimit të armatures, programi llogarit si forcimin e terheqjes ashtu edhe për shtypjen. Armatura e shtypur shtohet kur momenti i projektimit i aplikuar tejkalon kapacitetin maksimal të momentit të një seksioni të përforcuar vetëm.

Përdoruesi mund të shmangë nevojën për armature te shtypur duke rritur thellësinë efektive, gjerësinë ose klasen e betonit.

Procedura e projektimit bazohet në një bllok të sforcimeve drejtkëndor të thjeshtuar, siç tregohet në figurën 3-7 (EC2 3.1.7 (3)). Kur momenti i aplikuar tejkalon kapacitetin e momentit, zona e përforcimit të kompresimit llogaritet në supozimin se momenti shtesë do të bartet nga kompresimi dhe armimi shtesë i terhequr.

Procedura e projektimit e përdorur nga programi si për seksione drejtkëndëshe ashtu edhe me flanaxha (T-trarëve) është përmbledhur në nënseksionet vijuese.

Supozohet se forca aksiale përfundimtare e projektimit është e papërfillshme, kështu që të gjitha trarët janë të dizajnuara duke injoruar forcën aksiale.

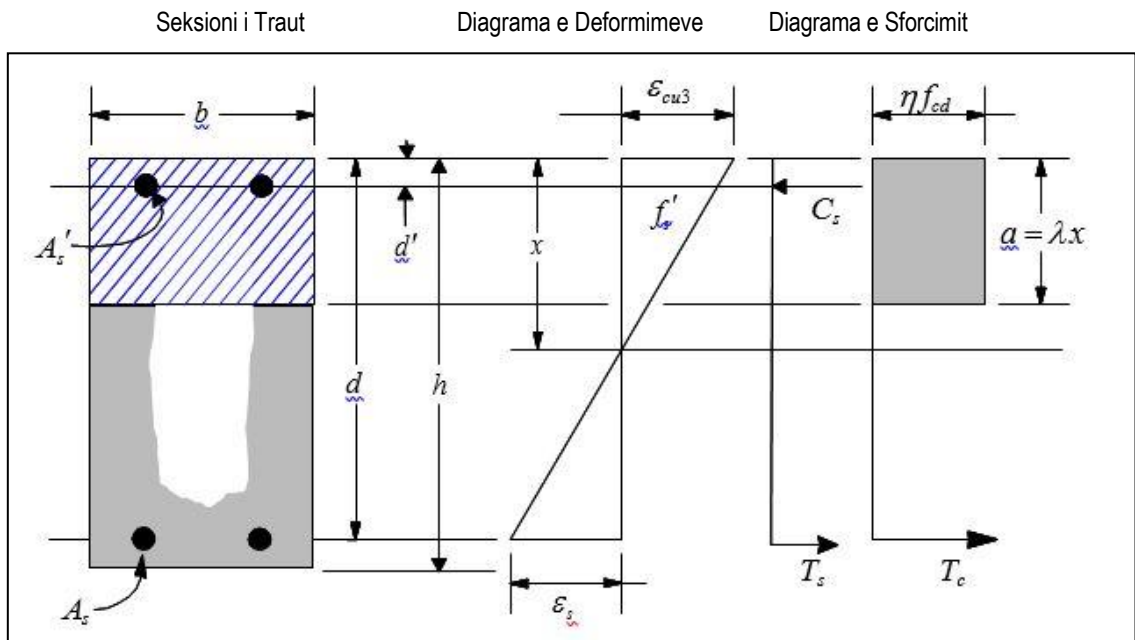


Figure 3-7 Kontrolli i traut drejtkendesh

Per te percaktuar momentin perkules negativ, M_{Ed} (i.e., per armimin ne zonen e poshtme), rezistenca efektive dhe thellesia e bllokut te sforcimeve jepen nga formula ηf_{cd} dhe λx (shiko Figuren 3-7) respektivisht, ku:

$$\alpha = 0.8 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.19})$$

$$\alpha = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.20})$$

$$\alpha = 1.0 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

$$\alpha = 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.22})$$

ku x është thellesia e aksit neutral, α është faktori perkufizues i zones se shtypur, dhe α është faktori i cili i cili perkufizon rezistencen.

Vlera limite e aksit neutral ne gjendjen kufitare limite , $(x/d)_{lim}$, shprehet si funksion i raportit te momentit te rishperndare me momentin e pa rishperndare, ω , si me poshte:

$$(x/d)_{lim} = k_1 k_2$$

$$(x/d)_{lim} = k_3 k_4$$

Per $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ (EC2 Eq. 5.10a)

Per $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ (EC2 Eq. 5.10b)

Rishperndarja nuk konsiderohet, prandaj ω merret 1. Kater faktoret , k_1 , k_2 , k_3 , and k_4 [NDPs], percaktohen si:

$$k_1 = 0.44 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_2 = 1.25 \sqrt{0.6 - 0.0014 \rho_{cu2}} \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_3 = 0.54 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_4 = 1.25 \sqrt{0.6 - 0.0014 \rho_{cu2}} \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

ku deformimi kufitar, ρ_{cu2} [NDP], percaktohet nga EC2 Tabela 3.1 si:

$$\rho_{cu2} = 0.0035 \text{ for } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

$$\rho_{cu2} = 2.6 + 35 \frac{f_{ck} - 90}{100} \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

Nese $m_1 \leq m_{lim}$, armimi i njefishte eshte i mjaftueshem. Llogaritet raporti i normalizuar i armatures, ω , dhe vlera e nevojshme e armatures, A_{s1} , si me poshte:

$$\omega_1 = 1 - \sqrt{1 - 2m}$$

$$A_{s1} = \omega_1 \left[\frac{\eta f_{yk} b d}{f_{yd}} \right]$$

Nese $m_1 > m_{lim}$, trau ka nevoje per armim te dyfishte. Llogaritet raporti i normalizuar i armatures, ω' , ω_{lim} , dhe ω , si me poshte:

$$\omega_{lim} = \omega \left(\frac{x}{d} \right)_{lim}$$

$$\omega' = \frac{m - m_{lim}}{1 - d'/d}$$

$$\omega_1 = \omega_{lim} + \omega'$$

ku d' është thellesia e pozicionit te armatures

se shtypur e matur nga siperfaqja e betonit t eshtypur.

Llogaritet siperfaqja e armatures se shtypur dhe asaj te terhequr,

As₁ dhe As_s, si me poshte:

$$A_{s1}' = \omega' \left[\frac{\eta f' b d}{f_s'} \right]$$

ku f_s' , dhe sforcimi ne armaturen e terhequr

$$A_{s1} = \omega_1 \left[\frac{\eta f' b d}{f_s'} \right]$$

llogaritet si me poshte:

$$f_s' = E_s \varepsilon_c \left[1 - \frac{d'}{x_{lim}} \right] \leq f_{yd}$$

Sforcimi total ne terheqje do jete $A_s = A_{s1} +$
 eshte A_{s1} . A_s eshte vendosur sipër dhe A_{s1} vendoset ne pjesen e poshtme te traut.

A_{s2} , dhe total ii armatures se shtypur

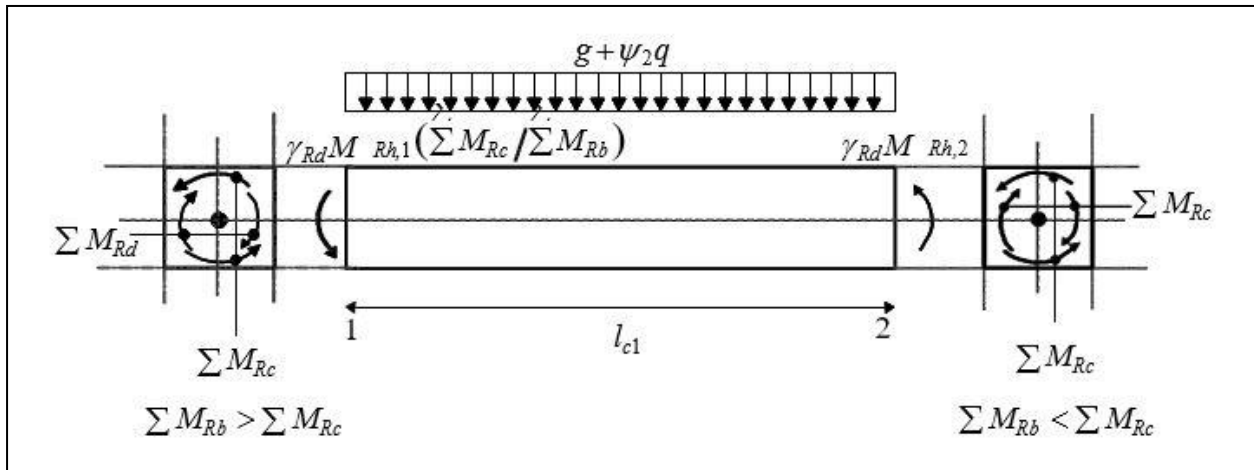
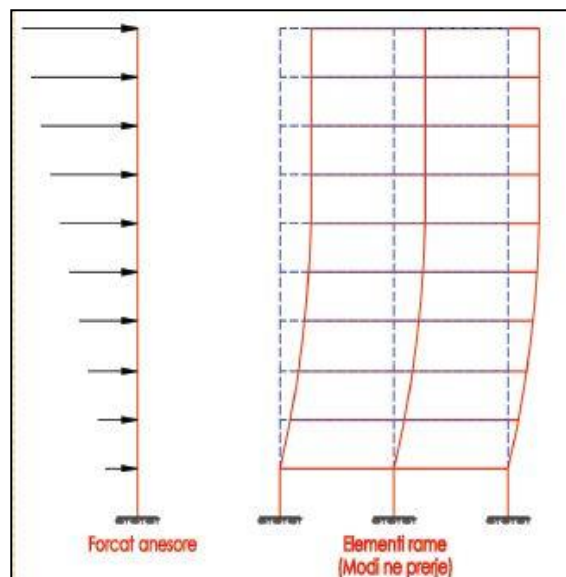
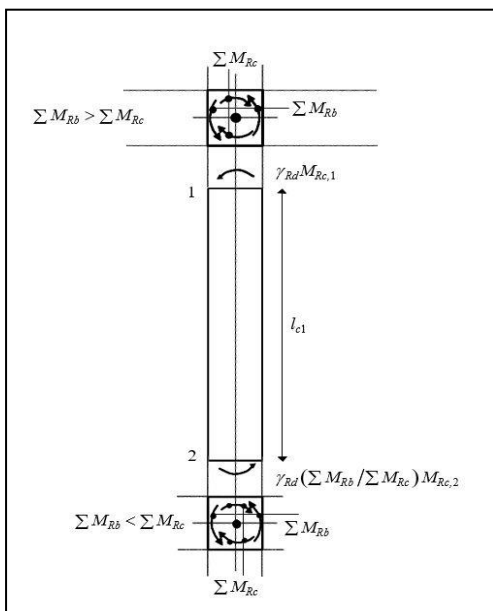


Figura 4-1 Kapaciteti ne prerje i traveve

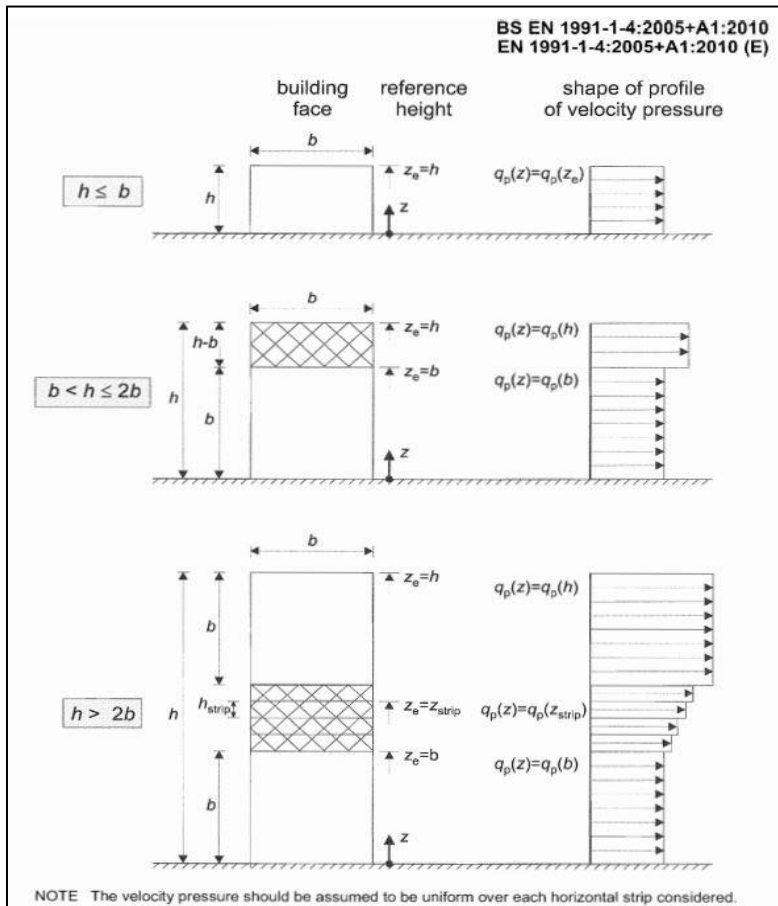


Deformimet nga ngarkimi anesor ne sistemin rame

Figura 4-2 Kapaciteti ne prerje i kolonave

VLERAT E KOEFICENTEVE:

- Kategoria e terrenit IV sipas EN 1991-1-4:2005, 4.3.2 tabela 4.1
- $C_o = 1$ sipas EN 1991-1-4:2005 4.3.1
- $K_1 = 1$ sipas EN 1991-1-4:2005 4.3.4
- $C_s C_d = 1$ sipas EN 1991-1-4:2005 seksioni 6.2 pika (d)
- $C_p = 1.2$ (windward) dhe $C_p = 0.7$ (leewards) sipas EN 1991-1-4:2005 7.2.3 per $\alpha \leq 5^\circ$



- Presioni i eres sipas EC1

PUNOI: Ing. Korab ALIKO, Nr.Liç K.1505/4

“Civil Cons” shpk, Nr.Liç N.6867/4 & “CEC Group” shpk Nr.Liç N. 6635/12

ANEKSE

(Pamje të modelit të objektit)

