

## **RAPORT KONSTRUKTIV**

**“Rikonstruksioni objekteve të ish Repartit "Renea" për Akomodimi e Drejtorisë Forcës së Posaçme Operacionale”**

*( PROJEKT –ZBATIMI )*



| PROJEKTUES                                                                          | INXHINIER PROJEKTUES                                                                             | SUBJEKTI POROSITES                                                                    | Rev            |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| “INSTITUTI DEKLIADA-ALB” shpk                                                       | Ing.Niko Naska<br>Ing. Alma Deraj<br>Ing. Ina Lila<br>Ing. Arlind Hasalami<br>Ing. Dhimiter Papa | DREJTORIA E PËRGJITHSHME E POLICISË SË SHTETIT                                        | 00             |
|  |                                                                                                  | Miratuar                                                                              |                |
|                                                                                     |                                                                                                  | Nr. fq/Formati<br>56 / A4                                                             | 2020<br>Tirane |
|                                                                                     | <u>RAPORT KONSTRUKTIV</u>                                                                        |  |                |

# **RAPORT**

**MBI VLERESIMIN E AFTESISE MBAJTESE  
STRUKTURORE TE OBJEKTIT EGZISTUES**

**“ISH – REPARTI RENE A”**

**Autore**

**Ing. Dhimiter PAPA Nr.Liç. K.1510/2**

**Tirane, 2020**

## ABSTRAKT

*Ne kete analize kemi te bejme me nje objekt te ndertuar pas vitit 1973 i cili do te studiohet nga ana strukture me qellim vleresim e kushteve dhe gjendjes se godines kryesisht ne lidhje me performancen dhe kapacitetin sizmik. Metodologjia perfshin prova in-situ (ne terren), teste laboratorike, aplikim te metodave analitike, konsiderimin e parametrave gjeoteknike dhe sizmitetin e zones. Ngarkesat sizmike jane vleresuar duke u bazuar ne metoda bashkohore si edhe konceptet e perdorura me pare. Ky dokument paraqet nje procedure te mire ezaauruar mbi vleresim e kapacitetit sizmik te struktures me konstruksion mbajtes kryesisht murature, ne rastin e eventeve sizmike te fuqishme. Analiza qe kryhet eshte teresore, per ndertesën ne shkalle globale dhe per elementet e vecante ne nivel lokal me fokus ne zonat me predispozim me te larte ndaj humbjes se qendrueshmerise dhe shkaterrimit. Kjo analize kryhet nepermjet modelimit me metoden e elementeve te fundem e cila mundeson zgjidhje efektive dhe saktesi shume te larte duke perfshire sjelljen brenda dhe jashte planare te elementeve per te arritur ne nje vleresim perfundimtar mbi mekanizmat e kolapsit lokal dhe global.*

## PERMBAJTJA:

### 1. GJENDJA FIZIKE AKTUALE E OBJEKTIT

#### 1.1. Vendndodhja e objektit

#### 1.2. Te dhena gjeologjike dhe sizmike te bazamentit

##### 1.2.1. Gjeologjia e zones

##### 1.2.2. Shtresat perberese te bazamentit

##### 1.2.3. Aktiviteti sizmik

#### 1.3. Vetite fiziko-mekanike te materialeve te perdorura ne godine

##### 1.3.1. Celiku

##### 1.3.2. Betoni

##### 1.3.3. Muratura

##### 1.3.4. Rezistencat

### 2. MODELIMI 3D I STRUKTURES

#### 2.1. Principet e modelimit 3D

#### 2.2. Imputet e modelit

#### 2.3. Analiza

#### 2.4. Rezultatet nga analiza mbi modelin

### 3. KONKLUZIONET

**\*Materialet e perdorura/ne dispozicion ne te cilat eshte mbeshtetur grupi i punes:**

-Projekti arkitektonik i plote i ndertesës, planimetritë, pamje, prerje etj.

-Projekti konstruktiv i ndertesës.

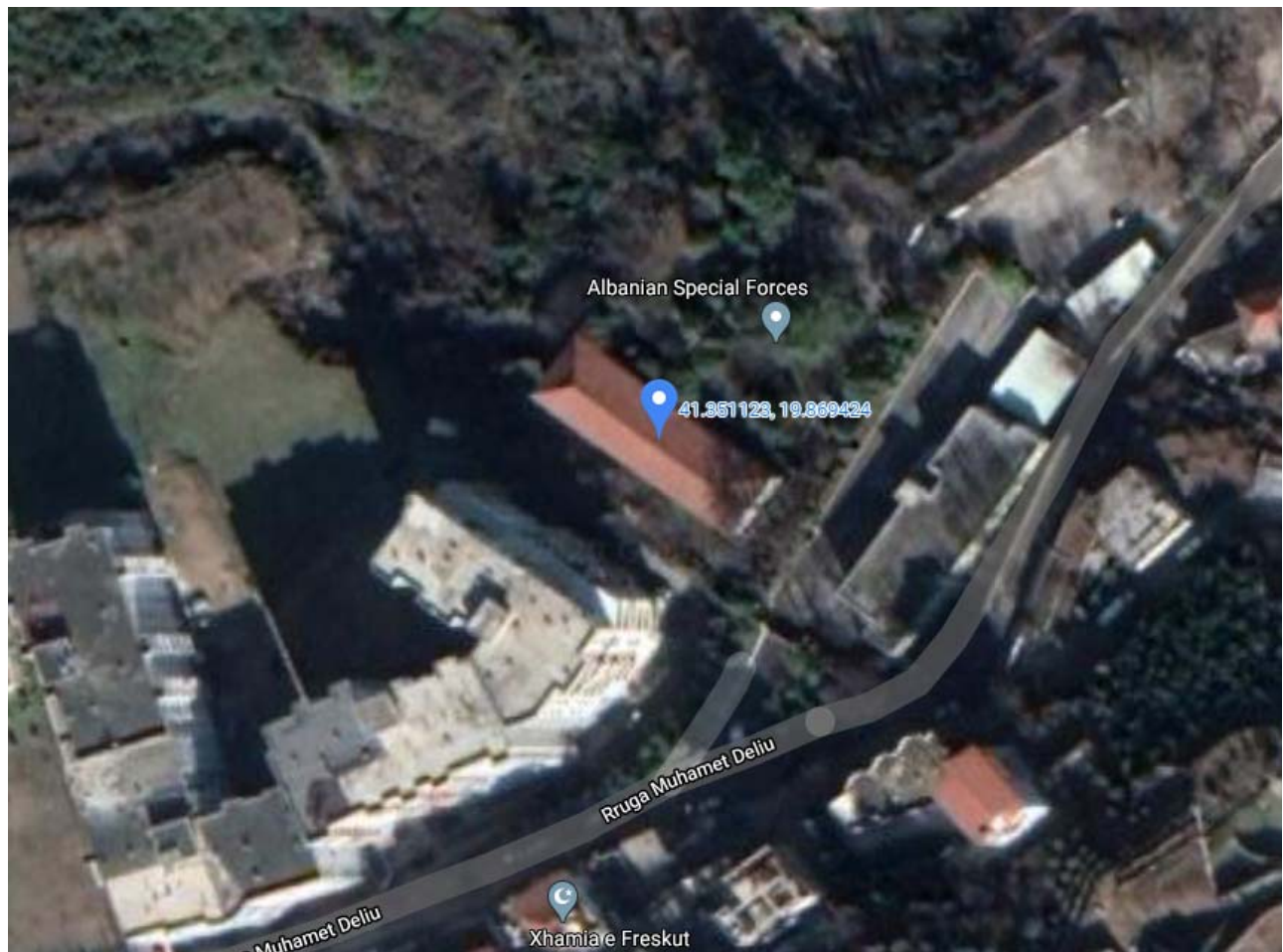
-Vezhgimi i objektit ne fakt, rilevimi dhe matjet faktike te realizuara nga grupi i punes se aktit te ekspertimit.

-Programe te avancuara kompjuterike TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019 dhe ETABS ULTIMATE 2017.

-Harta gjeologjike e qytetit te Kamzes si dhe studime Gjeologjike te shesheve te ngjashem, te realizuara nga autore te ndryshem si edhe nga instituti i Gjeologji Miniera 1967 – 1990.

-Harta e mikrozonimit Sizmik te Republikes se Shqiperise.

- VENDNDODHJA:



Objekti me pese kate ndodhet ne rrugen “Muhamet Deliu”, Bashkia “Tirane” me koordinata 41.351123 N ; 19.869424 E

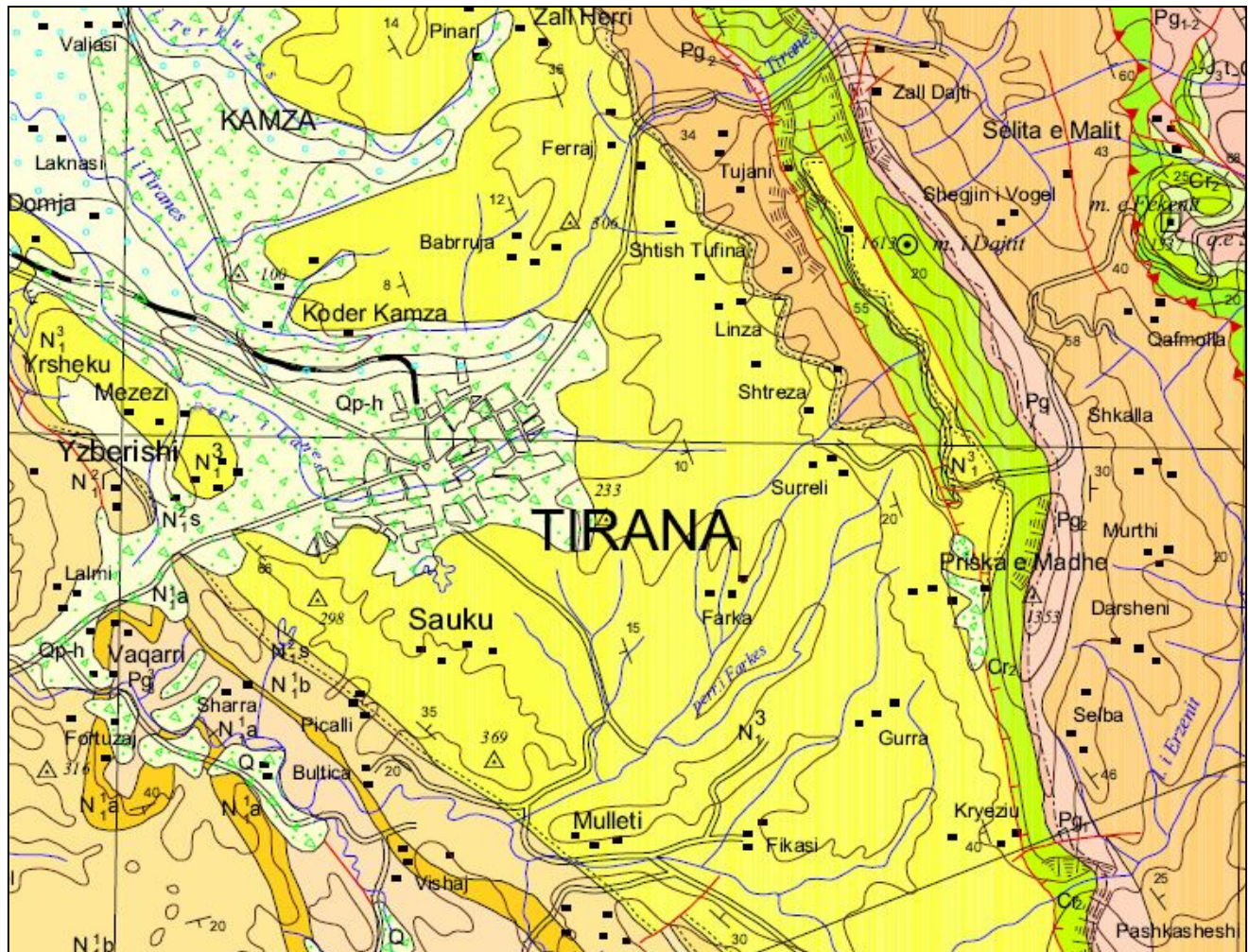


## 1. GJENDJA FIZIKE AKTUALE E OBJEKTIT

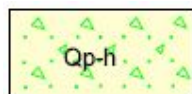
### 1.1. TE DHENA GJEOLGJIKE DHE SIZMIKE TE BAZAMENTIT

#### 1.1.1. Gjeologjia e zones

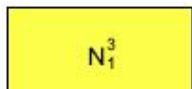
Per sheshin e ndertimit te objektit egzistues ne fjale dhe per qellime te aktit te ekspertizes ne lidhje me aftesine mbajtese te nderteses me destinacion banim mbi kete shesh, jane perdorur te dhena te marra nga studime gjeologo-inxhninerike te kryera per sheshe te tjera fqinje, ne largesi jo me shume se 200 metra ne vije ajrore nga sheshi ne fjale si edhe nga Harta Gjeologjike e Qytetit te Tiranes.



Harta Gjeologjike e Tiranes Shkalla 1:200 000



Pleistocen-Holocen. Depozitime te perziera aluviale-proluviale, rere, zhavore, alevrite



Mioceni siperm. Ranore dhe Argjila ne Depresionin e Tiranes

Serravalian. Argjila, ranor dhe gelqerore melitotamnie ne zonen Jonike dhe Ultesires Adriatike.



N<sub>1s</sub><sup>2</sup>



Harta tektonike e Tiranës me Shkallë 1:200 000

F

Depozitimet Flishore (argjila, mergele, ranore)



Rreshqitje



Zonat e rreshqitjeve

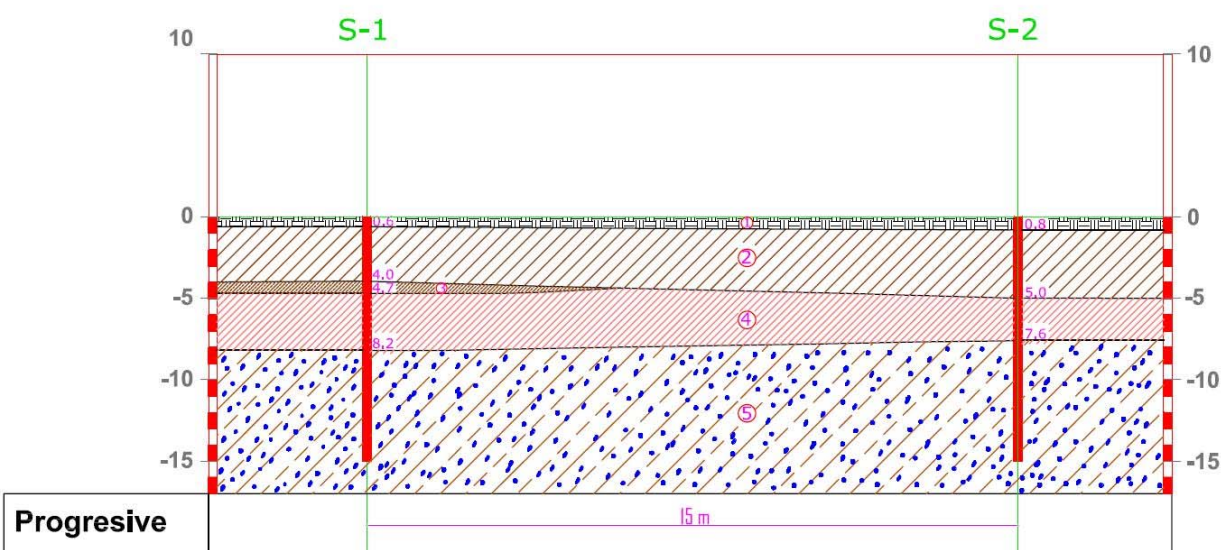


Shkeputje aktive

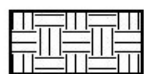
### 1.2.2. Shtresat perberese te bazamentit

Te dhenat gjeologjike jane marre nga studime te kryera per objekte te ngjashem ne afersi te objektit tone. Duke permbledhur materialet e studimeve te ndryshme te shqyrtuara dhe duke u mbeshtetur edhe ne Harten Gjeologjike te Tiranes si dhe ne studime te shumta te kryera nga instituti i Gjeologji Miniera 1965 – 1990, eshte pranuar profili stratigrafik i meposhtem, perfaqesuar nga 5 shtresa gjeologjike me veti dhe karakteristika te ndryshme. Profili i detajuar si dhe karakteristikat dhe vetite e shtresave, per nje pakete me trashesi rreth 17 metra, nga siperfaqja e tokes natyrale jepen ne menyre te detajuar si me poshte.

PROFILI GJEOLGJIK S1-S2



### Legjenda



Mbushje te reja argjilo-copezore ngjyre kafe vegjetale



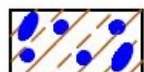
Suargjila te mesme me ngjyre kafe te kuqerremta me pak lageshtire, plastike deri te forta, permbajne guraleca te shumte ranorike te imet jane mesatarisht te ngjeshura.



Suargjila te mesme me ngjyre kafe me permbajtje copash dhe zhavori ranorik ngjyre kafe, jane me shume lageshtire, ne gjendje plastike te bute jane pak te ngjeshura.



Suargjila te mesme me ngjyre bezhe, me pak lageshti, plastike, jane mesatarisht te ngjeshura



Zhavore gelqerore suargjilore me ngjyre kafe bezhe, jane koker vogla deri koker medha, ralle edhe popla, te ngopura me uje pas 8.3m , jane mesatarisht deri te ngjeshur.

Per te evidentuar shtresat dhe formacionin perberes, jane perdorur studime te ngjashme, me shpime me thellesi **15 m** deri **16 ml**, si dhe jane realizuar, analiza granulometrike sipas metodikes A.S.T.M.D. 422, analiza Atterberg Limits sipas metodikes AASHTO DESIGNATION: T 89-94 dhe T 90-94, teste Odeometric Test sipas ASTM D 2435, teste Shear Test sipas metodikes ASTM D 3080, prova te tipit S.P.T. sipas metodikes (ISSMFE Techn. Committee 1988. International Reference Test Procedure). Ne perfundim eshte bere interpretimi i te dhenave in-situ, te dhenave te laboratorit dhe hartimi i raportit perfundimtar.

Mbeshtetur ne vrojtimet e kryera ne terren dhe materialet e marra nga shpimet e kryera per objekte ne afersi, perberjen litologjike, kushtet e formimit te sheshit te ndertimit, si dhe te dhenat nga analizat laboratorike ne rastet e mesiperme, ne baze te te dhenave te marra nga keto shpime, ne sheshin e ndertimit konkludohet se mund te vecohen **5 shtresa** gjeologjike me veti fiziko mekanike te ndryshme, te cilat po i trajtojme me hollesi me poshte:

**Shtresa 1:** Kjo shtrese perfaqesohet nga mbushje te reja argjilo-copezore ngjyre kafe vegjetale si dhe material te ndryshme nga veprimtaria e banoreve te zones. Shtresa ka trashesi rreth **0.8m**.

**Shtresa 2:** Perfaqesohet nga suargjila te mesme me ngjyre kafe te kuqerremta me pak lageshtire, plastike deri te forta, permbajne guraleca te shumte ranorike te imet jane mesatarisht te ngjeshura. Shtresa ka trashesi rreth **4.0m**.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese (**SHTRESA NR. 2**) jane:

#### **Granulometria:**

|                    |                 |                |
|--------------------|-----------------|----------------|
| Fraksioni argjilor | (<0.002mm)      | 14.00 %        |
| Fraksioni pluhuror | (<0.002-0.06mm) | 58.00 %        |
| Fraksioni ranor    | (>0.06mm)       | 28.00 %        |
| Lageshtia natyrore |                 | $W_n=22.00 \%$ |

#### **Kufijte e Atterbergut**

|                                    |                                 |
|------------------------------------|---------------------------------|
| Kufiri i siperm i plasticitetit    | $W_{rr} = 31.5 \%$              |
| Kufiri i poshtem i plasticitetit   | $W_p = 18.5\%$                  |
| Numri i plasticitetit              | $I_p=13\%$                      |
| Pesha specifike                    | $\delta = 2.69 \text{ T/m}^3$   |
| Pesha volumore ne gjendje natyrale | $\gamma = 1.92 \text{ T/m}^3$   |
| Koeficienti i porozitetit          | $\varepsilon = 0.71$            |
| Konsistenca                        | $B = 0.27$                      |
| Moduli i kompresionit              | $E = 120 \text{ kg/cm}^2$       |
| Kendi i ferkimit te brendshem      | $\phi = 18^\circ$               |
| Kohezioni                          | $c=0.20 \text{ kg/cm}^2$        |
| Ngarkesa e lejuar ne shtypje       | $\sigma = 2.40 \text{ kg/cm}^2$ |



**Shtresa 3:** Perfaqesohet nga suargjila te mesme me ngjyre kafe me permbajtje copash dhe zhavori ranorik me ngjyre kafe, jane me shume lageshtire, ne gjendje plastike te bute, jane pak te ngjeshura. Shtresa ka trashesi rreth **0.7m**.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese (**SHTRESA NR. 3**) jane:

**Plasticiteti (Kufijte e Atterbergut)**

|                                    |                                |
|------------------------------------|--------------------------------|
| Lageshtia natyrore                 | $W_n=35.00 \%$                 |
| Pesha specifike                    | $\delta = 2.65 \text{ T/m}^3$  |
| Pesha volumore ne gjendje natyrale | $\gamma= 1.91 \text{ T/m}^3$   |
| Koeficienti i porozitetit          | $\varepsilon = 0.87$           |
| Konsistenca                        | $B = 0.65$                     |
| Moduli i kompresionit              | $E = 50 \text{ kg/cm}^2$       |
| Kendi i ferkimit te brendshem      | $\varphi = 14^\circ$           |
| Kohezioni                          | $c=0.12 \text{ kg/cm}^2$       |
| Koeficienti i Puasonit             | $\nu=0.34 \text{ kg/cm}^2$     |
| Ngarkesa e lejuar ne shtypje       | $\sigma = 1.2 \text{ kg/cm}^2$ |

**Shtresa 4:** Perfaqesohet nga suargjila te mesme deri argjila me ngjyre bezhe te verdha, jane me lageshtire ne gjendje plastike deri te forta, mesatarisht deri te ngjeshura.

Shtresa ka trashesi rreth **3.5m**.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese (**SHTRESA NR. 4**) jane:

**Granulometria:**

|                    |                 |         |
|--------------------|-----------------|---------|
| Fraksioni argjilor | (<0.002mm)      | 24.00 % |
| Fraksioni pluhuror | (<0.002-0.06mm) | 67.00 % |
| Fraksioni ranor    | (>0.06mm)       | 9.00 %  |

**Plasticiteti (Kufijte e Atterbergut)**

|                                    |                               |
|------------------------------------|-------------------------------|
| Kufiri i siperm i plasticitetit    | $W_{rr} = 37.50 \%$           |
| Kufiri i poshtem i plasticitetit   | $W_p = 24.00 \%$              |
| Numri i plasticitetit              | $I_p= 13.50 \%$               |
| Pesha specifike                    | $\delta = 2.72 \text{ T/m}^3$ |
| Pesha volumore ne gjendje natyrale | $\gamma= 1.92 \text{ T/m}^3$  |
| Lageshtia natyrore                 | $W_n=27.00 \%$                |
| Koeficienti i porozitetit          | $\varepsilon = 0.80$          |
| Moduli i kompresionit              | $E = 150 \text{ kg/cm}^2$     |

|                               |                                 |
|-------------------------------|---------------------------------|
| Kendi i ferkimit te brendshem | $\varphi = 18^\circ$            |
| Kohezioni                     | $c=0.22 \text{ kg/cm}^2$        |
| Ngarkesa e lejuar ne shtypje  | $\sigma = 2.40 \text{ kg/cm}^2$ |

**Shtresa 5:** Kjo shtrese perfaqesohet nga zhavore gelqerore suargjilore me ngjyre kafe, jane koker vogla deri koker medha, rralle edhe popla, jame te perpunuara mire me pak lageshti deri 8.3m dhe me lageshtire nen nivelin e ujit nentokesor, masa suargjilore eshte e ulet dhe e ngopur me uje, jane mesatarisht te ngjeshura. Shtresa ka trashesi rreth **9m**.

Karakteristikat fiziko-mekanike per kete shtrese (**SHTRESA NR. 5**) jane:

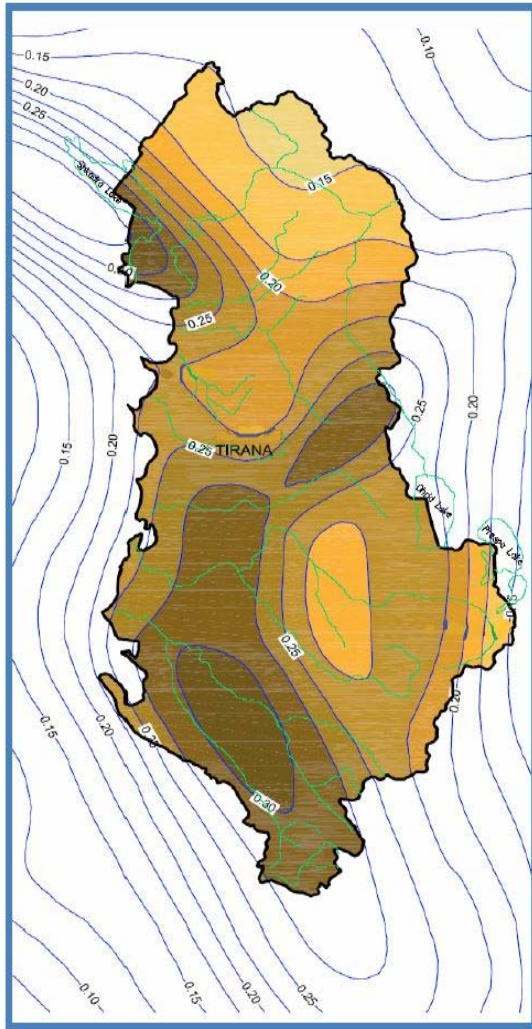
|                                    |                                |
|------------------------------------|--------------------------------|
| Pesha specifike                    | $\delta = 2.65 \text{ T/m}^3$  |
| Pesha volumore ne gjendje natyrale | $\gamma = 1.98 \text{ T/m}^3$  |
| Lageshtia natyrore                 | $W_n = 25.5 \%$                |
| Moduli i kompresionit              | $E = 200 \text{ kg/cm}^2$      |
| Kendi i ferkimit te brendshem      | $\varphi = 28^\circ$           |
| Kohezioni                          | $c = 0.05 \text{ kg/cm}^2$     |
| Ngarkesa e lejuar ne shtypje       | $\sigma = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ |

**Niveli i ujit nentokesor (N.U.N)** eshte rreth 6.1m nga sipërfaqja e tokes. Nga analizat e kryera keto ujera nuk jane agresive kundrejt hekurit dhe betonit.

### 1.2.3. Aktiviteti Sizmik

Mbeshtetur ne Punimet ``Sizmiciteti Sizmotektonika dhe Vleresimi i Riskut Sizmik ne Shqiperi`` (me Autore Aliaj. etj. 2010), Raportin mbi Mikrozonimin Sizmik te Qytetit te Tiranes (Koçiaj etj. 1988) publikuar nga Akademia e Shkencave e Shqiperise dhe ne studime te shumta Inxhiniero Sizmologjike te kryera ne qytetin e Tiranes nga Instituti i Sizmologjise si edhe ne te dhenat e Studimit Gjeologo Inxhinierik, Per sheshin e ndertimit, jane percaktuar parametrat sizmike te nevojshem per llogaritjet e kontrollit te strukture.

Ne perfundim, duke studiuar rezultatet e Studimit Gjeologo Inxhinierik dhe atij Inxhiniero Sizmiologjik, për vleresimin e rrezikut sizmik me programin kompjuterik **SHAKE 2000** te sheshit te ndertimit të Objektit ne Tirane, autoret kane arritur ne **perfundimet** e meposhtme: Sheshi i ndertimit në studim klasifikohet si truall i kategorisë së II-të sipas KTP-N.2-89, truall i Klases C sipas EC-8, (EC-8, 2004). Sipas Kodit Shqiptar të Projektimit KTP N.2 - 89 parametrat për sheshin konkret të ndertimit janë: intensitet 7.5 ballë (MSK-64), truall i kategorisë së II-të:  $k_E = 0.165 \text{ g}$ ,  $\beta(T) = 2.0$ , dhe shpejtimi spektral maksimal :  $S_a(T) = 0.165 \times 2.0 = 0.330 \text{ g}$ ,  $T_C = 0.4 \text{ sek}$ ,  $T_D = 1.23 \text{ sek}$ .



1. Parametrat kryesore te rrezikut sizmik të sheshit te ndërtimit në studim në kushte trualli shkëmbor ( $V_s, 30 = 760$  m/sek) janë: për periudhë përsëritje 475 vjet: shpejtimi maksimal  $PGA = 0.280$  g, ndersa shpejtimi spektral në periodën 0.2 sek  $S_a(0.2 \text{ sek}) = 0.615$  g dhe per perioden 1.0 sek  $S_a(1.0 \text{ sek}) = 0.183$  g.

2. Sipas Eurokodit 8, spektri elastik i reagimit per shtresen e mbështetjes se bazamentit te objektit te studiuar mund te konsiderohet si me poshte: Per probabilitet 10 % / 50 vjet për kategorinë C të truallit sipas EC-8 rezultojnë parametrat: shpejtimi maksimal  $a_0 = 0.278$  g dhe shpejtimi spektral maksimal  $S_e(T) = 1.162$  g,  $S = 1.15$ ,  $T_B = 0.2$  sek,  $T_C = 0.6$  sek, dhe  $T_D = 2.0$  sek.

3. Per llogaritjen e struktures te objektit ne shqyrtim rekomandojme perdorimin e spektrit elastik te reagimit sipas Eurokodit 8 me parametrat e mesiperm, per probabilitetin 10 % / 50 vjet.

4. Nje parameter i rendesishem per reagimin dinamik te truallit jane periodat e vibrimit te pakos se depozitimeve dherore te vendosura mbi shkembijte rrenjesore. Perioda

e vibrimit te truallit sipas spektrit te reagimit te nxitimit spektral, nga llogaritjet me programin SHAKE2000 per nivelin 15 m, vihet re ne brezin e periodave  $T_s = 0.08$  deri 0.4 sek.

*Ne perfundim mund te themi se per vendosjen e themeleve ne thellesine 1.60 m si parameter i rrezikut sizmik eshte pranuar per vleresim koeficienti i sizmicitetit  $PGA = 0.270$  \*g. Kjo vlere eshte perdorur per vleresimin e performances se mbistrukture dhe themelit.*

### 1.3. Vetite fiziko-mekanike te materialeve te perdorura ne godine

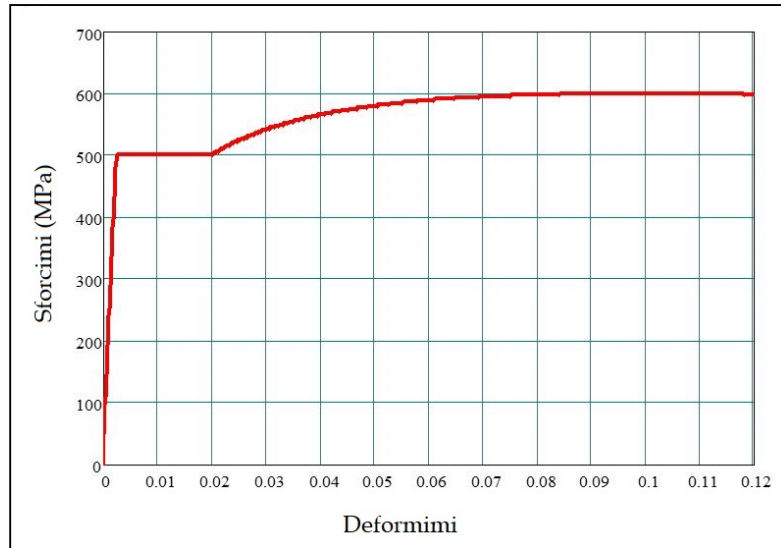
Materialet që janë përdorur për strukturën (betoni dhe çeliku) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në KTP si dhe ato të parashikuara në Eurocode.

#### 1.3.1. Çeliku

Çeliku i armimit i përdorur, duhet të gëzojë veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet) për të përmbushur kriteret e performances sizmike. Në elementët parësorë për armaturën e hekurit është përdorur çelik i tipit B500c.



Çelik B500C,  $f_{ys} = 50\,000\text{ kN/m}^2$ ,  $f_{us} = 60\,000\text{ kN/m}^2$ ,  $E = 21\,000\,000\text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_s = 1.15$ ,  $\varepsilon_{sy} = 0.25\%$ ,  $\varepsilon_{su} \geq 0.10\%$



- Diagrama sforcim-deformim e çelikut B500C

Armatura e Zakonshme

| Klasa e Çelikut te Zakonshem               | B500C                                         |
|--------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmerise | $f_{yk} = 500\text{ MPa}$                     |
| Rezistenca Karakteristike e Shkaterrimit   | $f_{tk} = 600\text{ MPa}$                     |
| Moduli i Elasticitetit                     | $E_s = 210\,000\text{ MPa} = 210\text{ GPa}$  |
| Koeficienti i Sigurise Parcialë te Çelikut | $\gamma_s = 1.15$                             |
| Rezistenca Llogaritese e Çelikut           | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435\text{ MPa}$ |
| Rezistenca Llogaritese e Çelikut ne Prerje | $F_{ywd} = 500\text{ MPa}$                    |
| Koeficienti i Puassonit                    | $\nu = 0.30$                                  |

*ÇELIKU PER ARMIMIN E KONSTRUKSIONIT BETON ARME (STEEL FOR REBAR B500C)*

Characteristic tensile stress  $f_{tk} = 600\text{ MPa}$

Characteristic yield stress  $f_{yk} = 500\text{ MPa}$

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

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

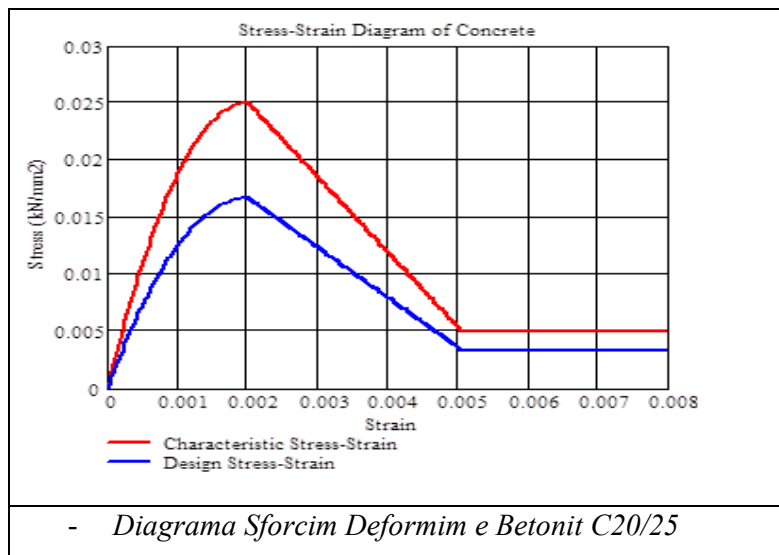
### 1.3.2. Betoni

Ne perputhje me EC2, betoni i klasës C12/15 eshte perdorur per realizmin e themelit tip rrip i kryqezuar eton i klases C20/25 eshte perdorur per realizimin e elementeve te mbistrukture.

*Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C20/25)*

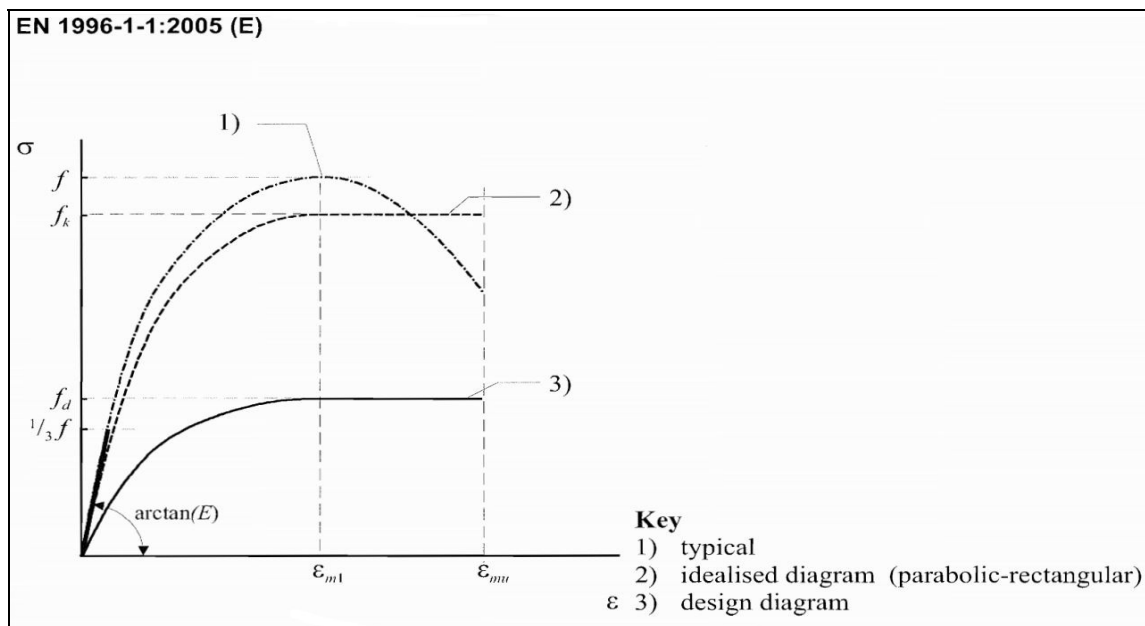
Beton C20/25

$f_{ck} = 20\text{ kN/cm}^2$ ,  $f_{cd} = 14.16\text{ kN/cm}^2$ ,  $\gamma_c = 1.5$ ,  $\varepsilon_{cy} = 0.20\%$ ,  $\varepsilon_{cu} \geq 0.35\%$



### 1.3.3. Muratura

Bazuar te EC6 (3.6.2 (7)), muratura e perdorur eshte e ndertuar me tulla te markes M75 dhe llac M25. Me kete murature eshte realizuar konstruksioni mbajtes 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.



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

*Parametrat e muratures (Tulle M75/Llac M25)*

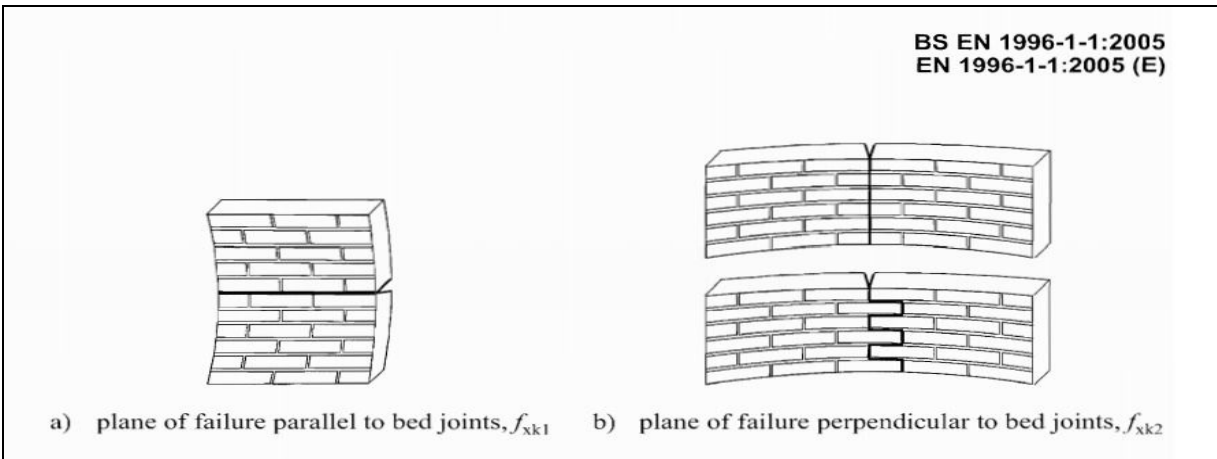
$f_k = K_E * f_b^a * f_m^B$ ,  $a = 0.7$ ,  $B = 0.3$ ,  $f_b \leq 75 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_m \leq 20 \text{ N/mm}^2$ ,  $K_E = 0.45$  (Murature e grupit te dyte),

$$f_k = 0.45 * 70^{0.7} * 25^{0.3} = 23 \text{ N/mm}^2$$

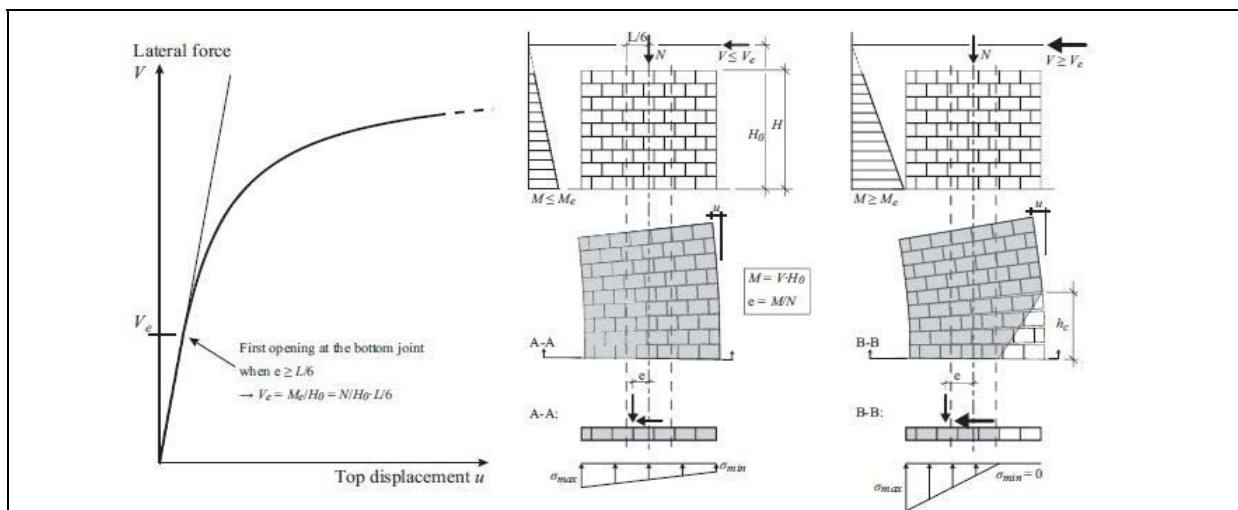
$$E = K_E * f_k = 1000 * 23 = 23\,000 \text{ kN/m}^2, \quad E_{\text{long time}} = E / (1 + \phi_\infty) = 23000 / 1.5 = 15\,300 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 0.4 * E = 9\,000 \text{ kN/m}^2$$

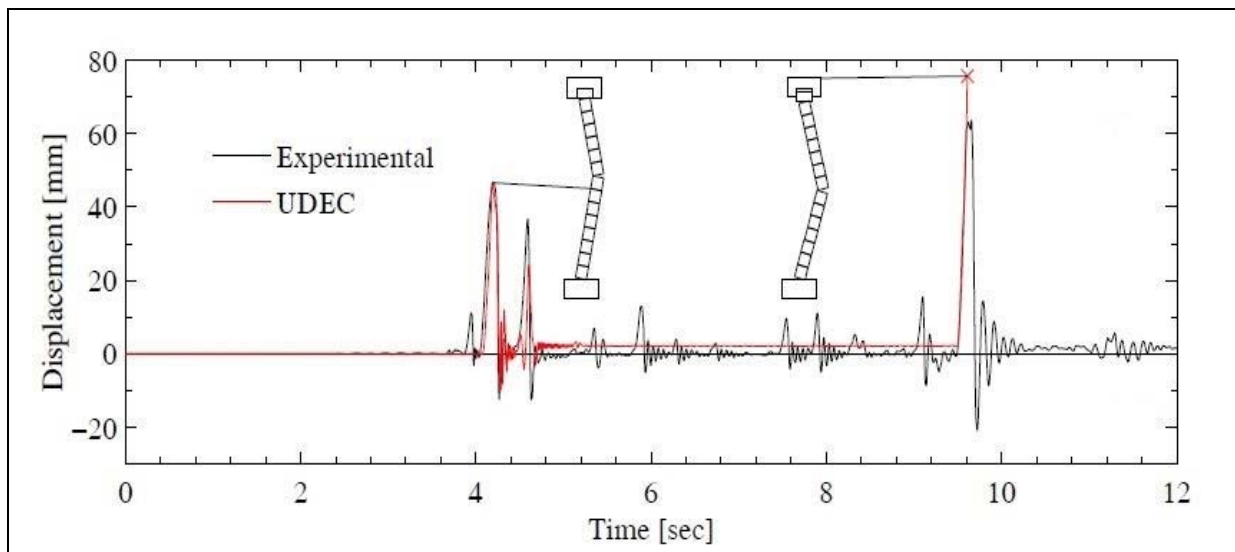
- Shkaterrimi i muratures nen veprimin e momentit perkules:



- Planet e shkaterrimit per muraturen ne perkulje



- 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:

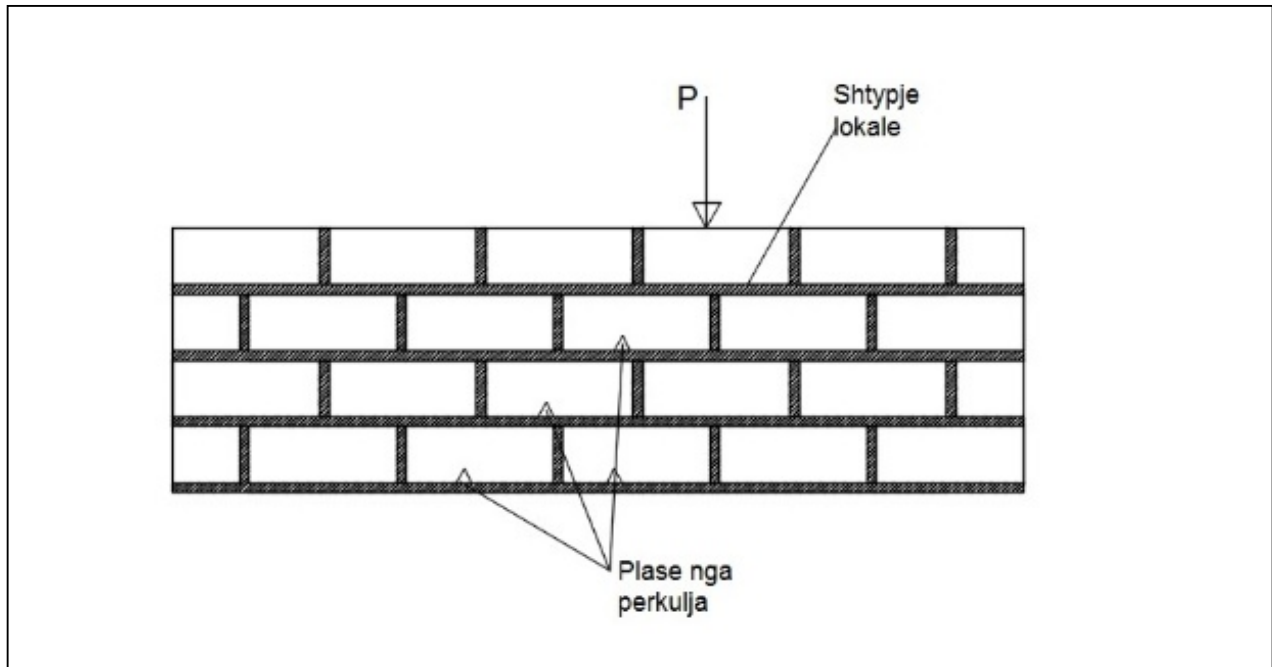
- a. Jonjëtrajtshmëria e lëndës lidhëse (çimentos, gëlqeres etj.)
- b. Jonjëtrajtshmëria e lëndës mbushëse (rërë)
- c. Kushte jo të barabarta ngurtësimi, pasi:
  - Aftësia e ndryshme e thitjes së ujit në zona të veçanta të tullave, në zonat e kontaktit
  - Aftësia për të mbajtur ujin në fugat është e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

d. Procesi i ngurtësimit të llaçit shoqërohet me fenomenin e tkurrjes.

Tkurrja 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. Tkurrja 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.

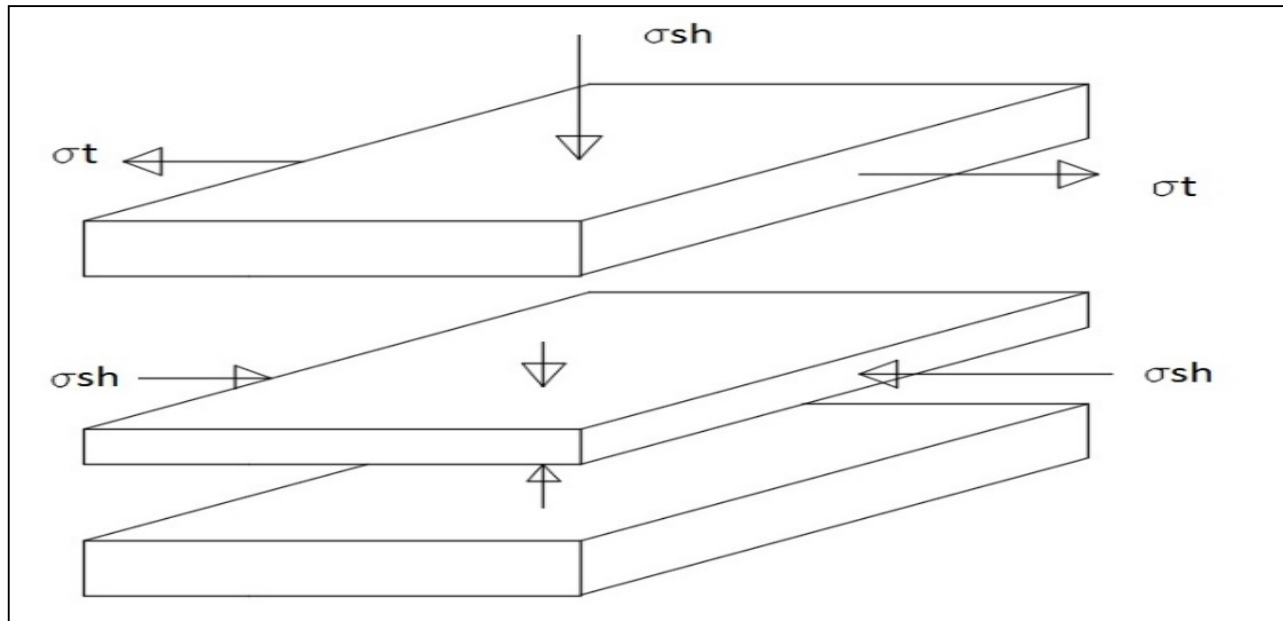
e. Faktori subjektiv

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 tulles 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 llaçit 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 gëlqeres 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.

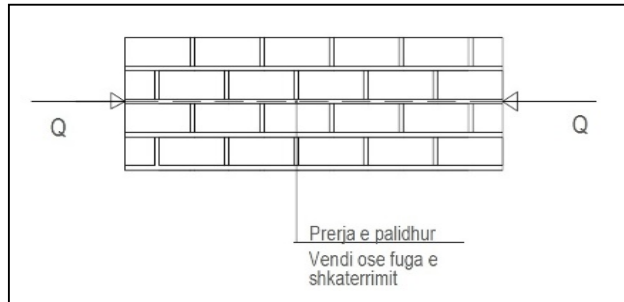
### Etapa 3

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 hyrë 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.

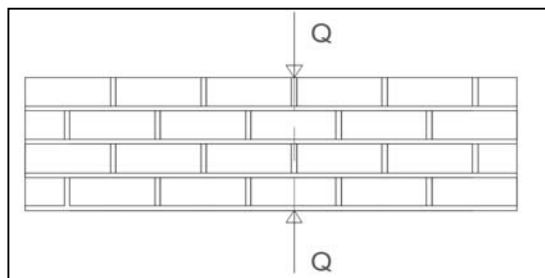


#### Puna e muraturës në prerje.

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  $\sigma_n = 0$   $\tau_f = 0$



##### 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 tullës dhe sipërfaqje faktive sa ajo e tullave jo sipas gjithë seksionit.

#### 1. Shtypja lokale

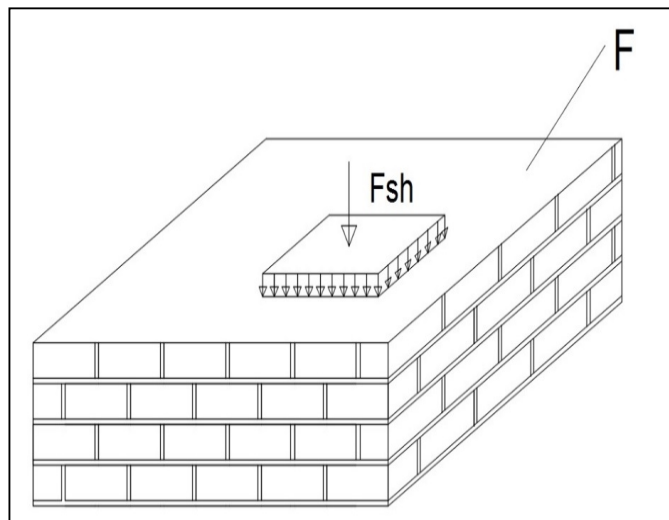
Takojmë shpesh raste kur nderjet shtypëse veprojnë në një pjesë të kufizuar të elementit kurse në pjesën tjetër nderjet janë praktikisht zero. Rezistenca e muraturës në shtypje lokale është më e madhe se rezistenca e muraturës në shtypje qendrore. Kjo ndodh sepse pjesë e pangarkuar apo më pak e ngarkuar 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 klasë 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 tullës 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

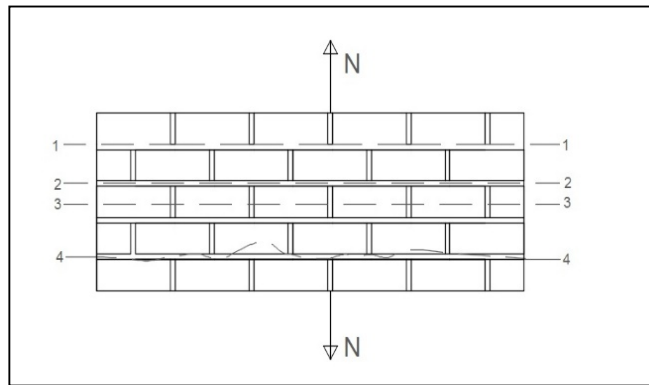
Kapja apo jo e llaçit me tullat

### Puna e muraturës në tërheqje qendrore

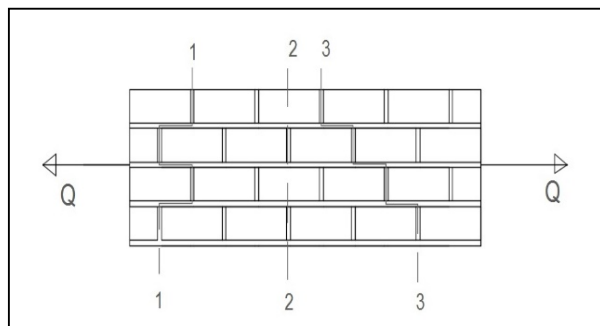
#### a. Tërheqja ndodh sipas seksioneve të palidhura

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

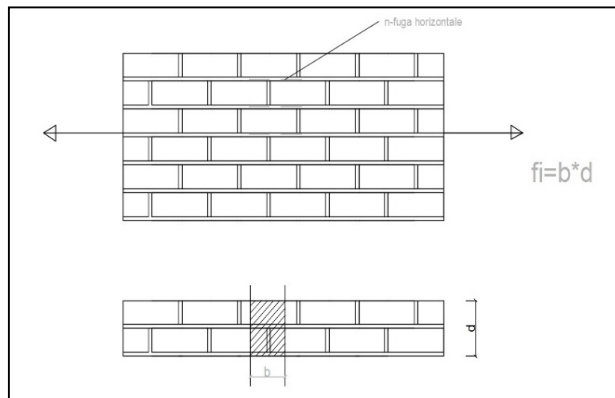
#### c. Shkaqet e shkatërrimit të muraturës në tërheqje qendrore sipas seksioneve të palidhura

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).

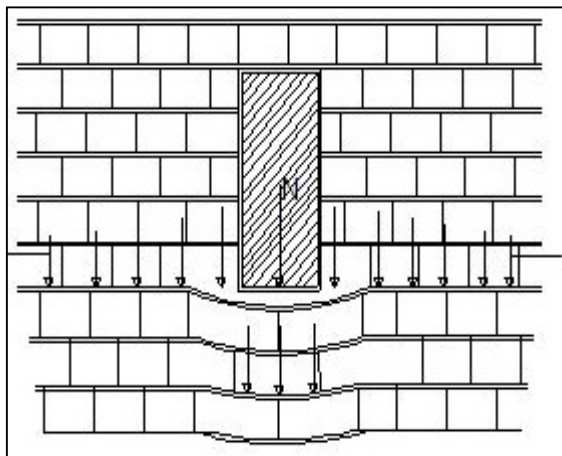
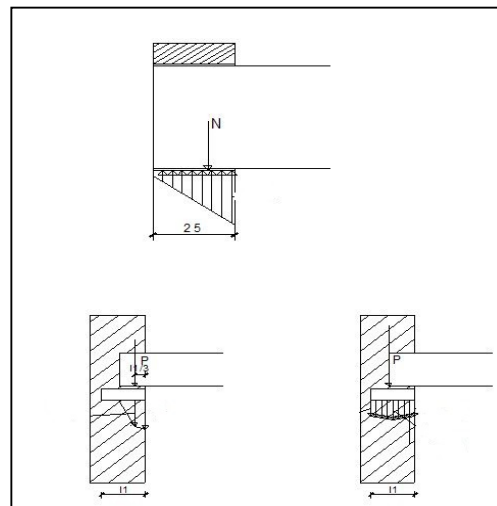
Forca e kohezionit (normal) midis tullës dhe llaçit varet mbi të gjitha nga kufiri i rezistencës së llaçit. Por krahas kësaj ndikim anësor kanë edhe faktorë të tjerë si përbërja e llaçit (lloji i llaçit), lëvizshmëria apo plasticiteti i tij, aftësia ujëmbajtëse e tij, lloji i tullës, aftësia e tullës për të thithur ujë, ashpërsia e tullës, 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 ne murature i ngarkeses nga elemente horizontale*



Konstruksioni i objekteve me skeme konstruktive te shtanget eshte i nevojshme te llogaritet nen veprimin e ngarkesave vertikale dhe horizontale duke marre parasysh kombinimin e mundshem te tyre. Llogaritja e muratures 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 mbeshketur mbi mbeshketje 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 hapësire drite te mbeshketur 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 hapësire 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 mbeshketet mbi kete kat; nen veprimin e reaksionit te nderkatit qe mbeshketet ne anen e sipërme te traut te marre ne studim, i cili vepron me jashteqendresi "e" te barabarte me distancën nga qendra murit ne fjalet, deri te qendra e diagrames se presionit te mbuleses te pranuar



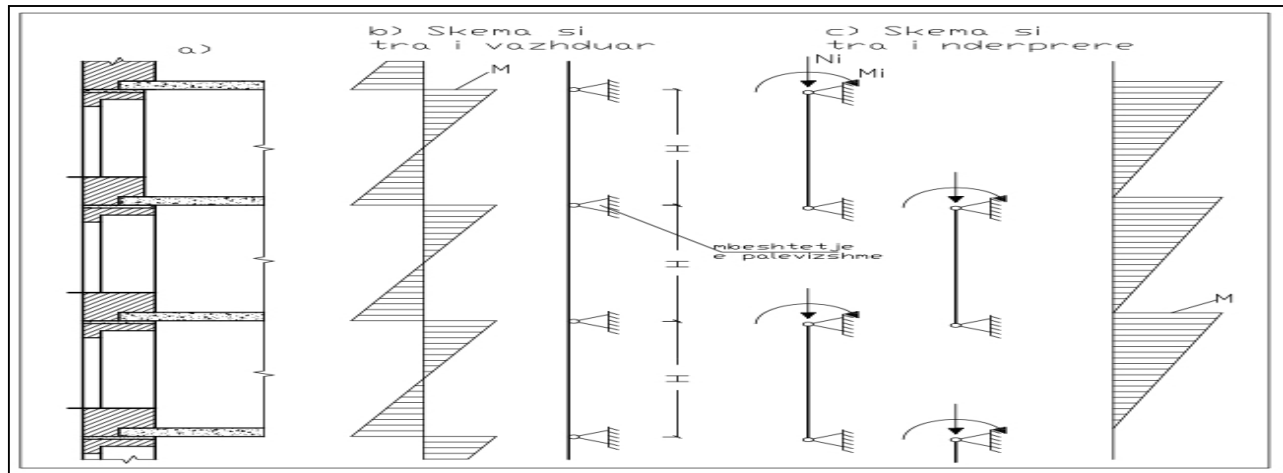
ne forme trekendeshi, nen veprimin e eres. (Marrja parasysh e termetit behet si ne udhezuesin e projekteve antisizmike). Pra, moment perkules ne traun e pranuar jep ngarkesa jashteqendrore e mbuleses ne mbeshtetjen e sipërme dhe muri mbi te nese ai nuk ka trashesi te njejte me ate te murit te marre ne 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:

$$N_i = \sum N_s + R_i$$

Ku:  $\sum N_s$  - 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



VI- fig 4/a,b,c

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  $\sum N_s$  me shenje perkatese (fig. VI-5b). Ne kete rast ddo te kemi:

$$M_i = -\sum N_s \cdot e_1 + R_i \cdot e$$

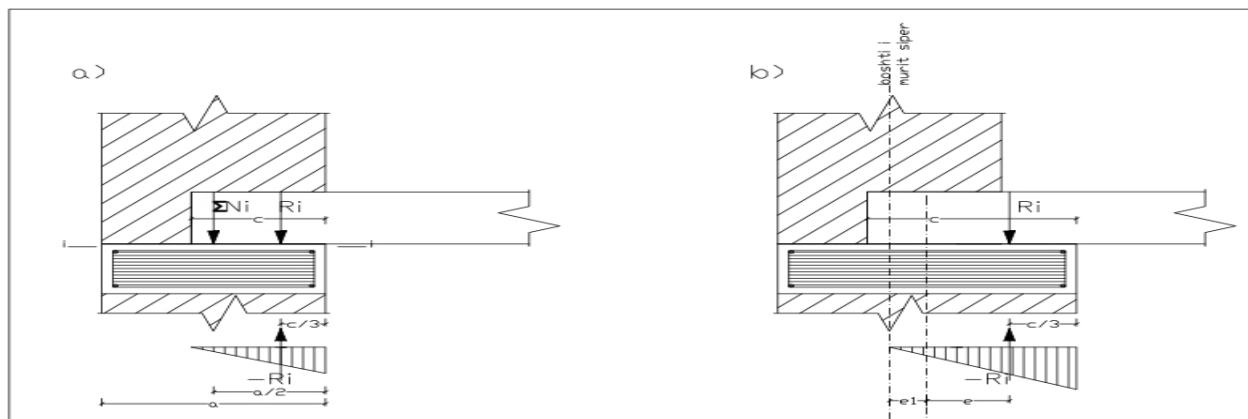
Ku:  $e$  - largesia nga qendra e rendeses se murit deri ne qender te reaksionit  $R_i$  e barabarte me:

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

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

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

$c$  - thellesia e mbeshtetjes se nderkatit apo traun 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:

$$M_p = \pm \frac{qH^2}{12} \quad (VI-5)$$

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 perkulese prej forcave vertikale, kalojme ne llogaritjen e muratures. Kontrolli i pare i muratures behet ne nivelin e mbeshtetjes se nderkatit (apo traute neqoftese ka tra)atje ku momenti perkules eshte me i madh ( fig.5a). Ne kete rast, meqe kemi te bejme me prerjen terthore ne mbeshtetje, koeficienti i perkuljes gjatesore  $\phi$  dhe madhesia  $m_g$  merren 1. Krahas prerjes nen mbeshtetje duhet te behet kontrolli i aftesise mbajtese te muratures edhe ne lartesi gjysmekati, ku ndoshta momenti eshte me i vogel, por koeficienti i perkuljes gjatesore  $\phi$  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.

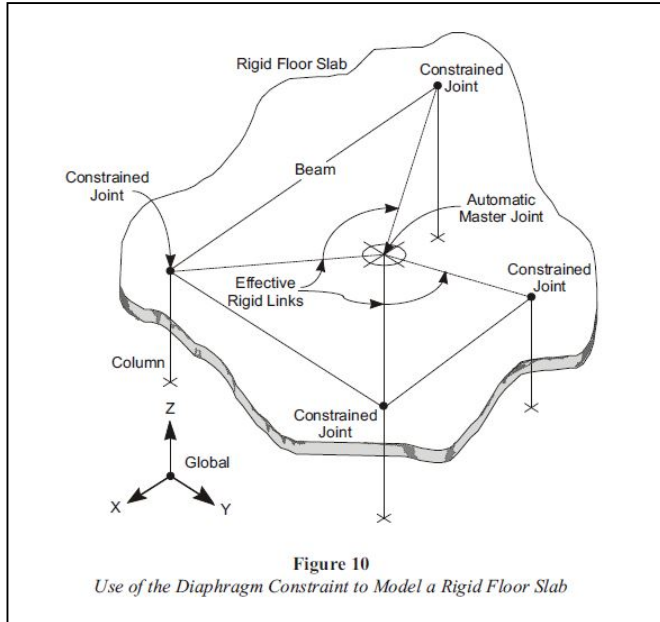
### 1.3.4. Rezistencat

Rezistencat llogaritesen (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:   | $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$<br>$f_{c wd} = f_{c wk}/\gamma_c$ |
| Per celikun:   | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$<br>$f_{y wd} = f_{y wk}/\gamma_s$ |
| Per muraturen: | $f_{md} = f_{mk}/\gamma_m$<br>$f_{m wd} = f_{m wk}/\gamma_m$ |

## 2. MODELIMI 3D I STRUKTURES

### 2.1. Principet e modelimit 3D



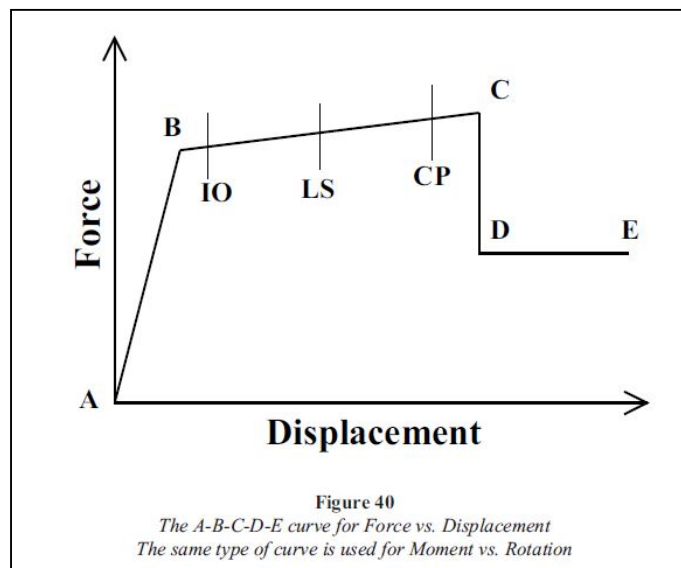
Modeli matematikor perfaqeson nje idealizim te nje numri te caktuar elementesh si shell, frame, link, tendon dhe joint. Keto objekte brenda programeve perdoren per te perfaqesuar muret, soletat, kolonat, traret dhe objekte te tjere fizike. Sistemet konstruktive perfaqesohen nga nje rrjet tre dimensional. Sisteme reale teper komplekse mund te perfaqesohen me modele matematikore me te thjeshtuara. Duke perdorur metoden e llogaritjes me elemente te fundem merren rezultate shume te sakta ne lidhje me focat e jashtme dhe ato te brendshme. Rezultatet perfshijne edhe sjelljen ne perdredhje ose ate jashte planare. Zgjidhja e modelit tre dimensional mundeson nje perfshirje maksimale te kushteve reale ne te cilat punon objekti ne realitet.

Analiza mundeson studimin e veprimit te ngarkesave horizontale dhe vertikale mbi strukture. Programet ndjekin metoden e

dekompozimit te ngarkesave ku ngarkesat e shperndara ne soleta dekompozohen automatikisht ne 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 sjellin sforcime suplementare.

Nepermjet ketyre programeve mund te behen analiza te tipit Response Spectrum, Time History ose Push Over.

Metoda qe perdoret per vleresimin e kapacitetit strukturor te nderteses eshte ajo e analizes Push Over e cila eshte nje analize etipit Nonlinear Static. Ne kete analize te dhenat per veprimin sizmik merren duke i dhene struktures nje 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

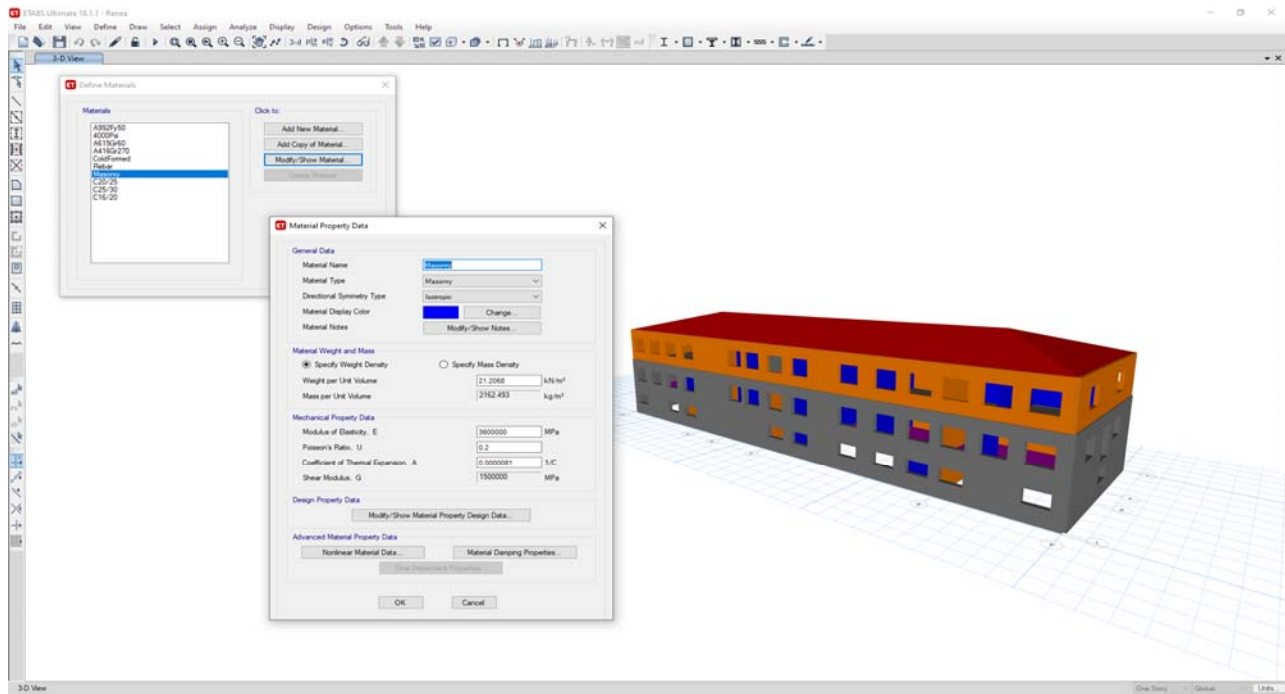


kapacitetit strukturor deri ne momentin e krijimit te cernierave plastike ne trare dhe kolona. Duke krahasuar rezultatet e zhvendosjeve te marra nga analiza Response Spectrum (veprimi sizmik dhe ngarkesat vertikale) dhe ajo Push Over (kapaciteti i struktures), behet vleresimi i gjendjes se nderteses dhe aftesise se saj per te perbushur kushtet e sigurise dhe sherbimit.

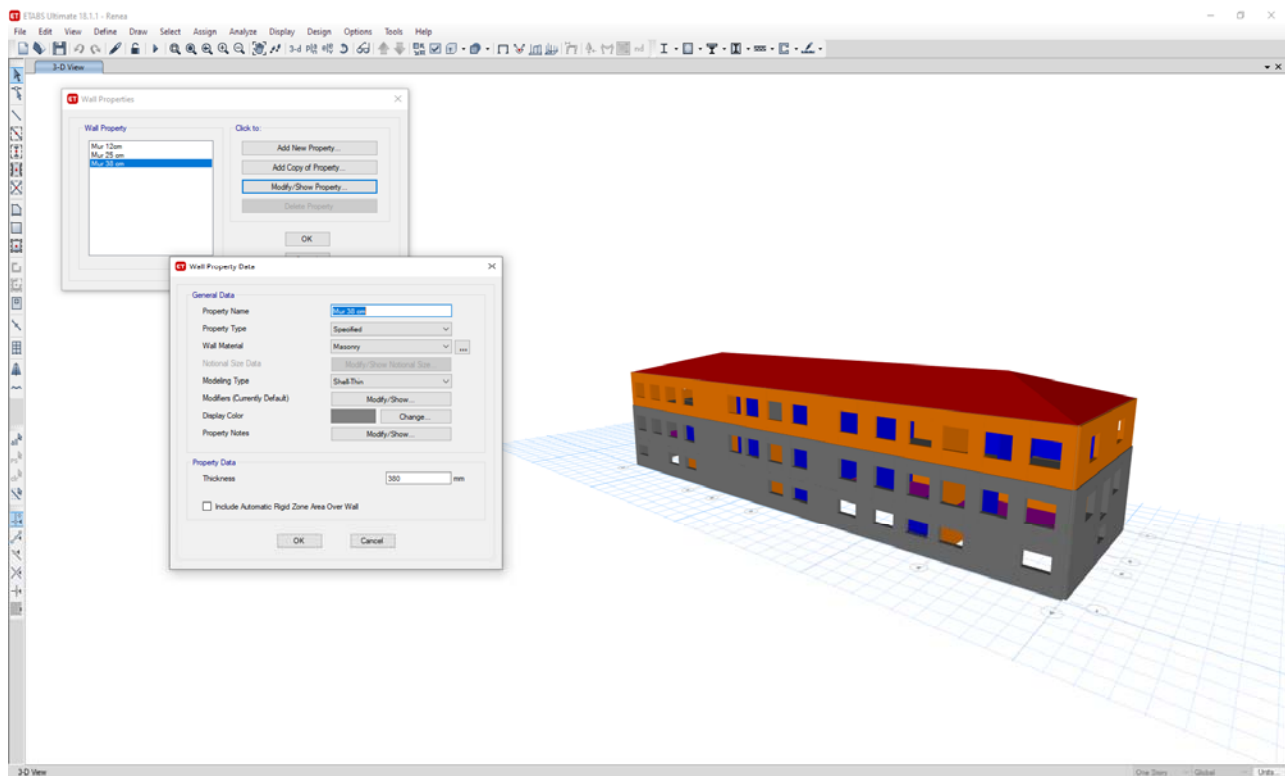
- Marredhenia force-zhvendosje e cila perfaqeson kapacitetin e cernierave plastike te elementeve bazuar ne EC8

## 2.2. Inputet e modelit

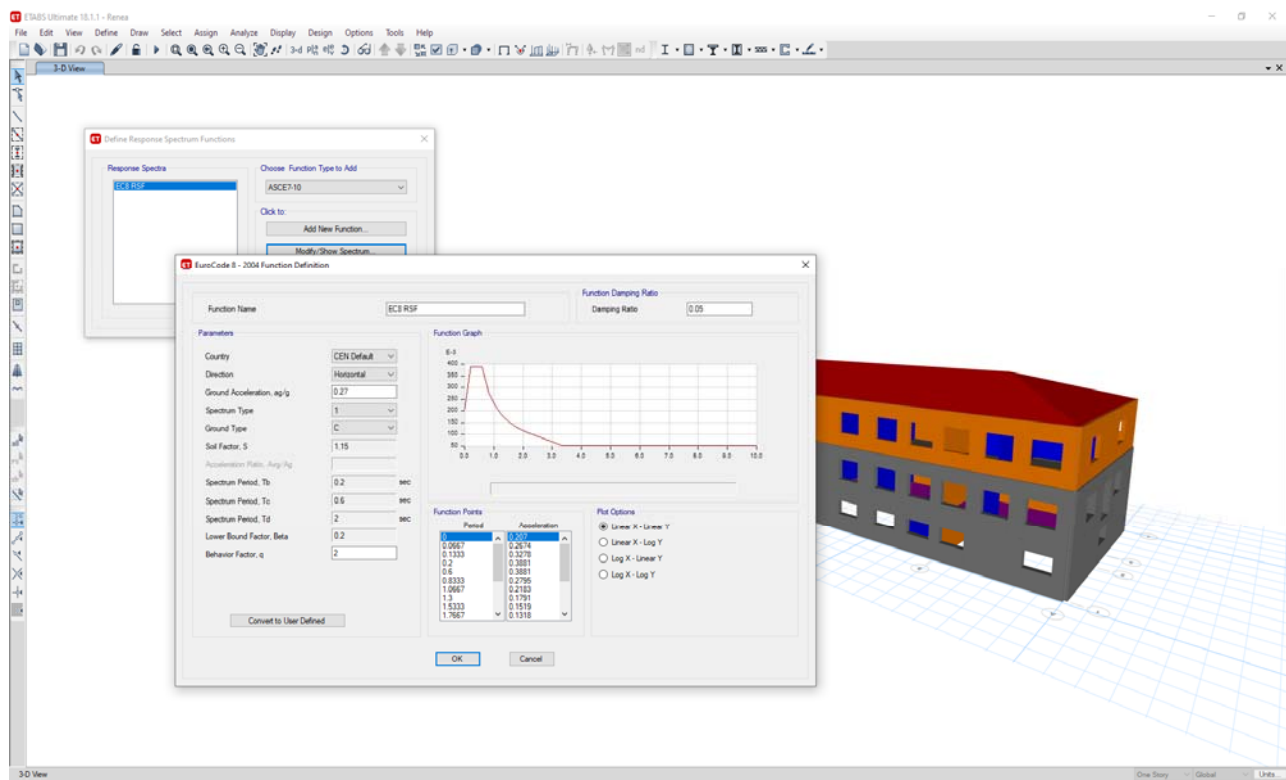
Te gjithë elementet perberes te struktures perfaqesohen ne modelin 3D nepermjet objekteve te cileve u vendosen karakteristikat fiziko mekanike te elementeve reale. Kjo arrihet nepermjet te dhenave qe futen ne program te cilat jane paraqitur me poshte:



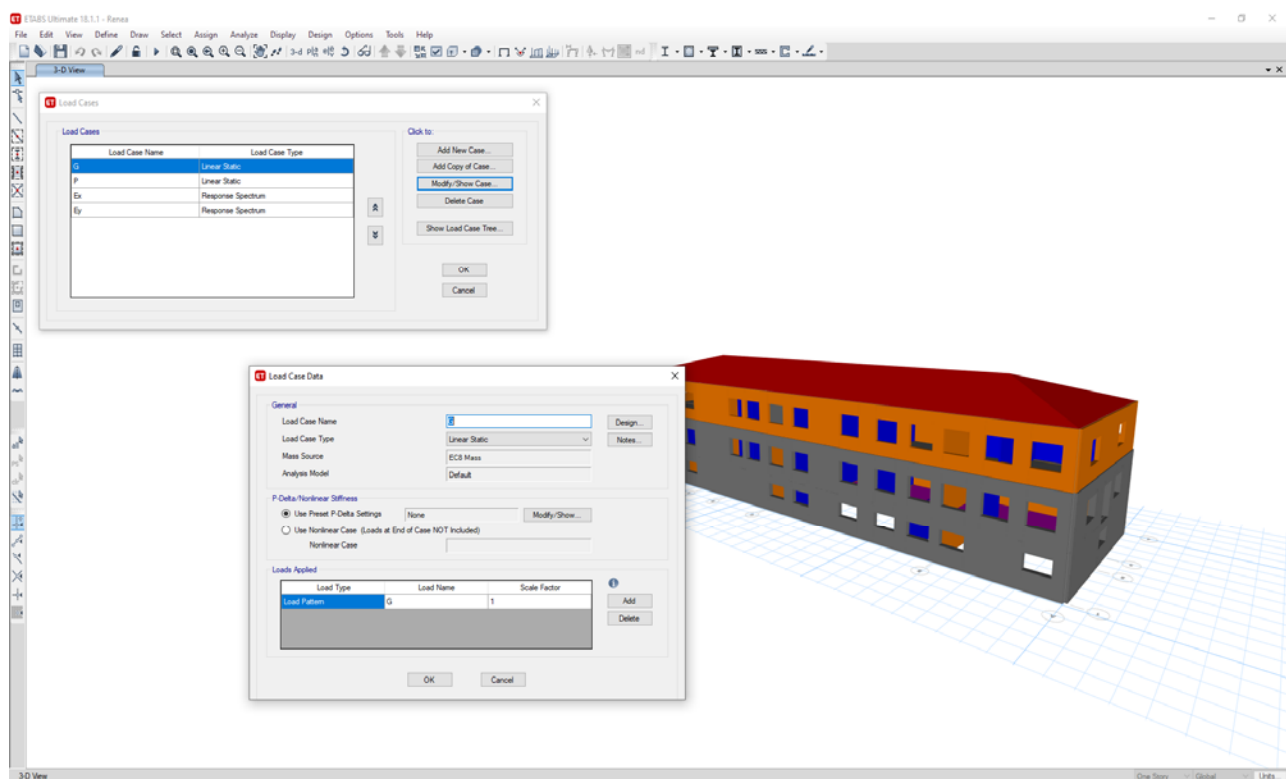
- *Materialet e perdorura per modelimin*



- *Seksionet e perdorura per llogaritjet*

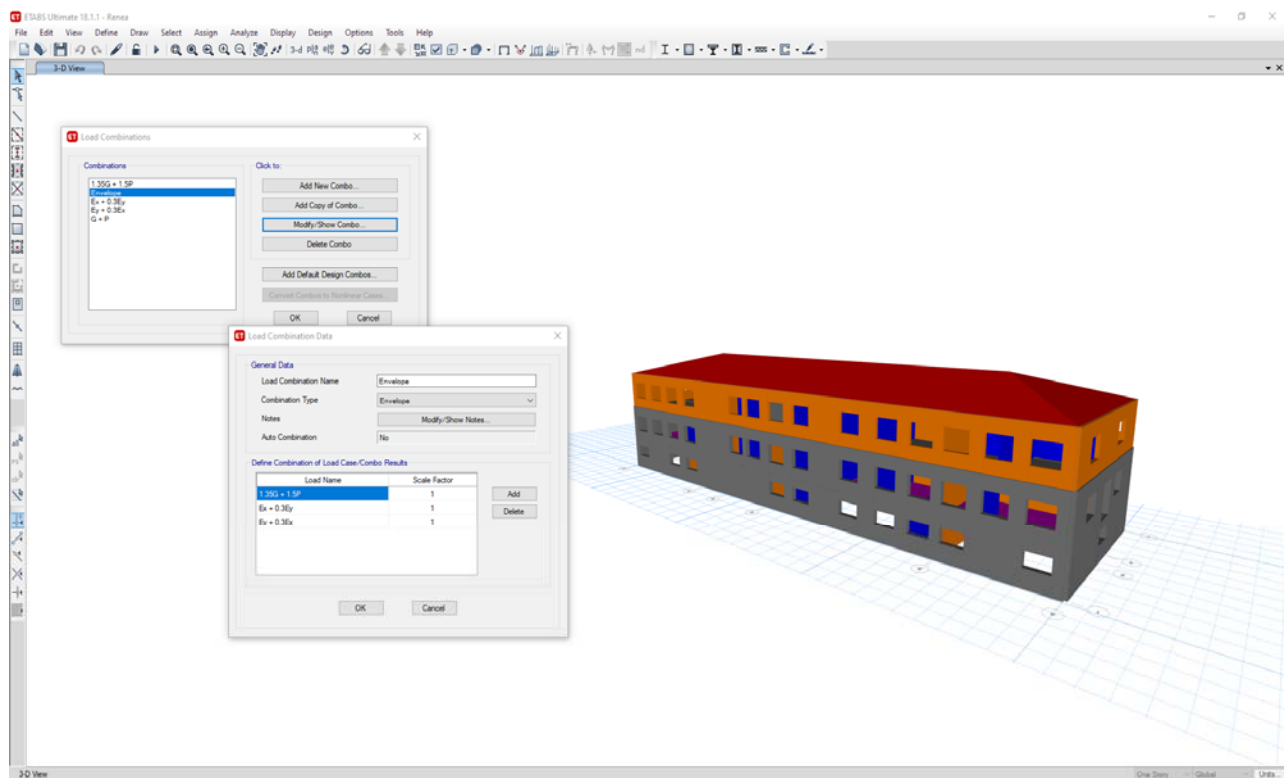


- Te dhenat e perdorura per analizen sizmike Response Spectrum



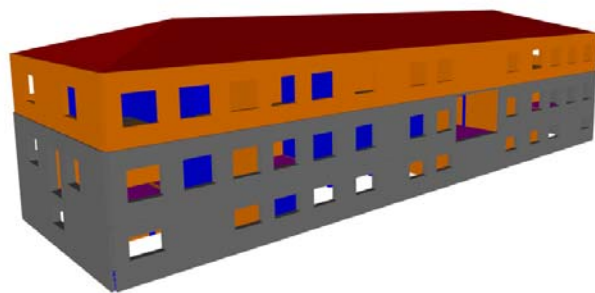
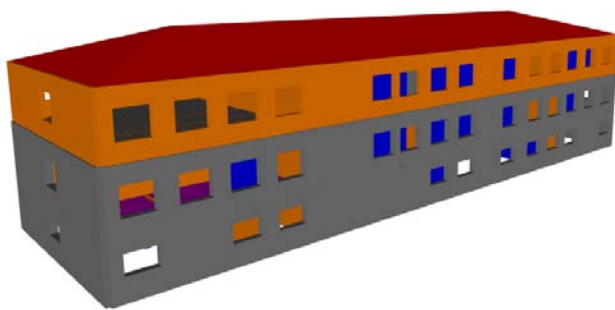
- Llojet e ngarkesave te perdorura





-Kombinimet e ngarkesave

Objekti “ISH – REPARTI RENE” perfaqeson nje objekt me 2 kate mbi toke dhe nje kat nentoke, i rregullt ne plan dhe ne vertikaltet. Destinacioni kryesor eshte ai i sherbimit.



Struktura e objektit “PALLATI 153 & 153/1” eshte konceptuar dhe realizuar me konstruksion mbajtes me murature tulle te bardhe silikate me nderkate me trare dhe soleta betonarme (EC6 Unreinforced Masonry). Objekti i jep prioritet te dy drejtimeve perpendikulare per garantimin e zhvendosjeve te lejuara nga veprimet e ngarkesave te jashme, kryesisht atyre sizmike. Elementet konstruktive duhet te jene llogaritur dhe dimensionuar nen veprimin e ngarkesave maksimale te mundshme sipas kombinimit te ngarkesave.

Gjate procesit te analizes te kesaj ndertese, eshte vendosur, qe struktura te rimodelohet me 2 programe te avancuara kompjuterike, programin llogarites **TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019** dhe ne **ETABS ULTIMATE 2017** per qellimet e ketij studimi. Struktura eshte modeluar sipas tipologjise se nderteses egzistuese, me 3 kate mbi toke (ku eshte respektuar thellesia e themeleve nga toka natyrore). Te 3 katet e

kesaj godine perdoren si ambjente sherbimi, kryesisht zyra.

**Themelet:** jane realizuar me rripa te kryqezuar prej murature guri dhe butobetoni, me thellesi te tabanit rreth 1.30 m referuar kuotes se tokes natyrale dhe rreth 1.95 m referuar kuotes 0.00 m te dyshemese ne katin perdhe. Ne funksion te numrit te kateve dhe te ngarkeses, qe perballojne dallojme gjeresi qe variojne nga 90 cm deri ne 120 cm.

**Muratura mbajtese:** eshte realizuar me tulla silikate kryesisht me gjeresi 38 cm ne katin nentoke dhe katin perdhe dhe me gjeresi 25 cm ne katin e pare. Muratura eshte e pa armuar. Sikurse ka rezultuar edhe nga provat laboratorike, por edhe nga vezhgimi i hollesishem ne terren, rezistenca e llacit eshte shume dobet dhe jo konform standarteve te referuara me siper. Llaci i muratures dhe i suvase jane pothuajse e njejta klase.

**Kolonat** ne pjesen e podrumit jane realizuar b/a me seksion  $b \times h = 30 \times 30$  cm.

**Traret** jane prej beton armeje me seksione te ndryshme si  $b \times h = 25 \times 40$  cm,  $b \times h = 25 \times 50$ ,  $b \times h = 50 \times 15$  dhe  $b \times h = 60 \times 15$ , etj.

**Muret ndarese** jane realizuar me tulla te kuqe me vrime me trashesi 25 cm, 20 cm dhe 12 cm.

**Soletat ose elementet siperfaqesore horizontale,** jane realizuar prej beton arme, te parapregatitura dhe qe ne praktike jane emertuar soleta tip SAP (SAP – Sernsa Armatura Provizore). Soletat kane lartesi te ndryshme ne funksion te hapësirave drite qe ato mbulojne, jane te mbeshetura ne nje drejtim, (te quajtura edhe soleta tip tra), dhe kane trashesi, qe varion nga 15 - 20 cm dhe me gjeresi 0.40 m deri 0.72 m ne soleten e podrumit dhe soleta monolite me trashesi 15 – 20 cm ne soleten e katit perdhe. Mbulesa e objektit eshte e realizuar me cati, me kapriata druri dhe tjegulla vendi.

### **Demtimet e Struktures nga termeti i dates 26.11.2019**

Struktura e objektit ka pesuar demtime te moderuara nga aktiviteti sizmik i Nentorit 2019, ku muret e katit te pare kryesisht kane demtime te konsiderueshme si: plasaritje terthore diagonale dhe plasaritje terthore horizontale.

*Keto demtime te permedura me siper ilustrohen ne fotot bashkangjitur ketij studimi.*

- **Perforcimi i struktures**

Struktura do te perforcohet duke nderhyre ne muret mbajtese me veshje me beton torcrete (me rezistence 40 MPa) dhe zgara celiku T 131 me diameter 5 mm. Zgarat do te lidhen me shufra terthore dhe do te vendosen ne te dyja faqet e mureve.

Soletat do te perforcohen duke perdorur zgara te tipeve T 188 siper dhe T 92 poshte. Nga siper soletat do te vishen me beton C20/25 dhe nga poshte do te vishen me beton torcrete. Lidhja e te dyja shtresave do te behet me shufra terthore te cilat do te futen ne zonat e bashkimit te paneleve. Soletat gjithashtu do te lidhen me muraturen nepermjet shufrave te cilat do te inkastrohen ne faqen e jashtme te murit me ane te pllakave metalike.

*Per detajet e perforcimit referohuni projektit te perforcimit bashkangjitur ketij studimi.*

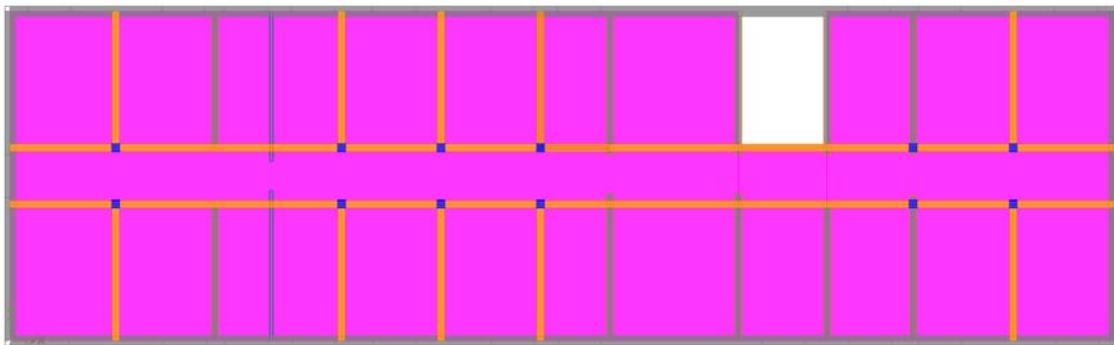
Per llogaritjet statike dhe dinamike te struktures se objekteve jane perdorur programet TEKLA STRUKTURAL DESIGNER 2019 dhe ETABS 2017. Struktura eshte modeluar ne 3D me ndihmen e programeve te avancuara kompjuterike duke perdorur elementet “Frame” (per traret dhe kollonat b/a), ato “Shell” (per soletat dhe shkallet b/a) dhe “Wall” (per muraturen). Per themelet eshte perdorur si

mbeshtetje koeficienti i Winklerit.

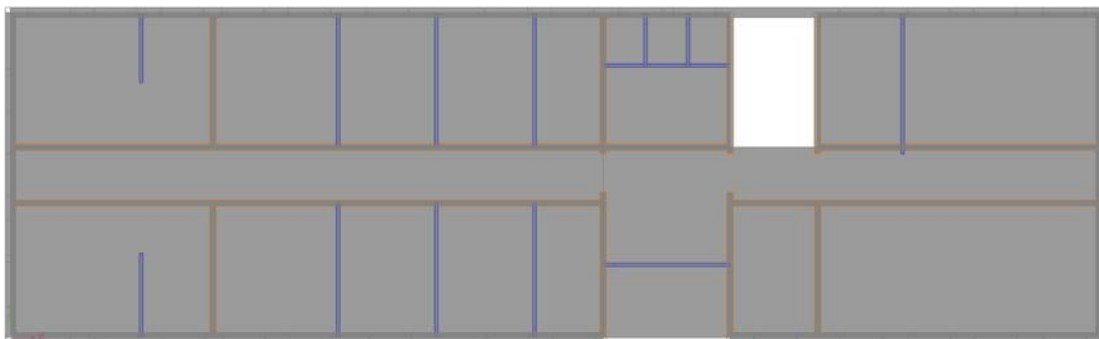
Të gjitha parametrat e përdorura në kontrollin e elementeve të strukture janë të përfshira në ("Eurocode"): projektimi strukturor është bazuar në kodet e mëposhtme:

- |     |             |                                                                                                                                                   |
|-----|-------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| [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                                                                                                   |
| [2] | EN 1992-1-1 | Eurocode 2 – Design of concrete structures: General Rules                                                                                         |
| [4] | EN 1994-1-1 | Eurocode 2 – Design of composite steel and concrete structures: General Rules and rules for building                                              |
| [6] | EN 1996-1-1 | Eurocode 6 -- Design of masonry structures: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures                                      |
| [8] | EN 1998-1-1 | Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance                                                                                       |
| [9] | KTP-N.2-89  | Earthquake Resistant Design Regulations, issued by: Seismic Center, Academy of Science of Albania, Department of Design, Ministry of Construction |

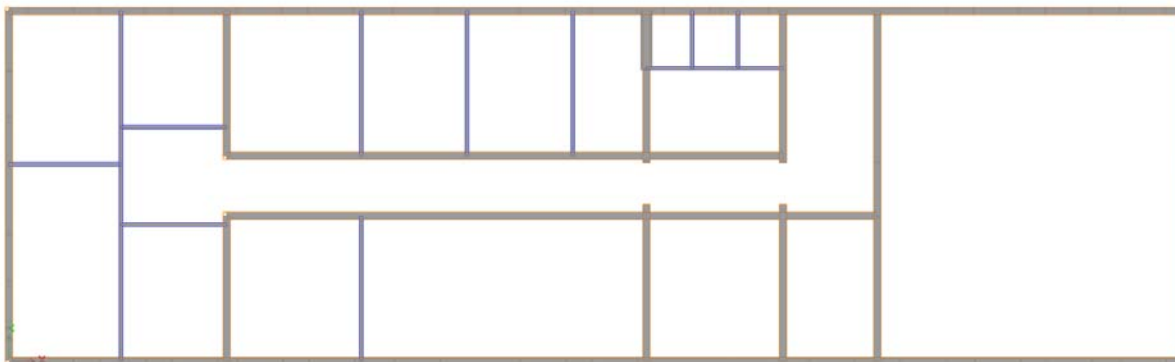
- Plani i strukturave, kati nentoke



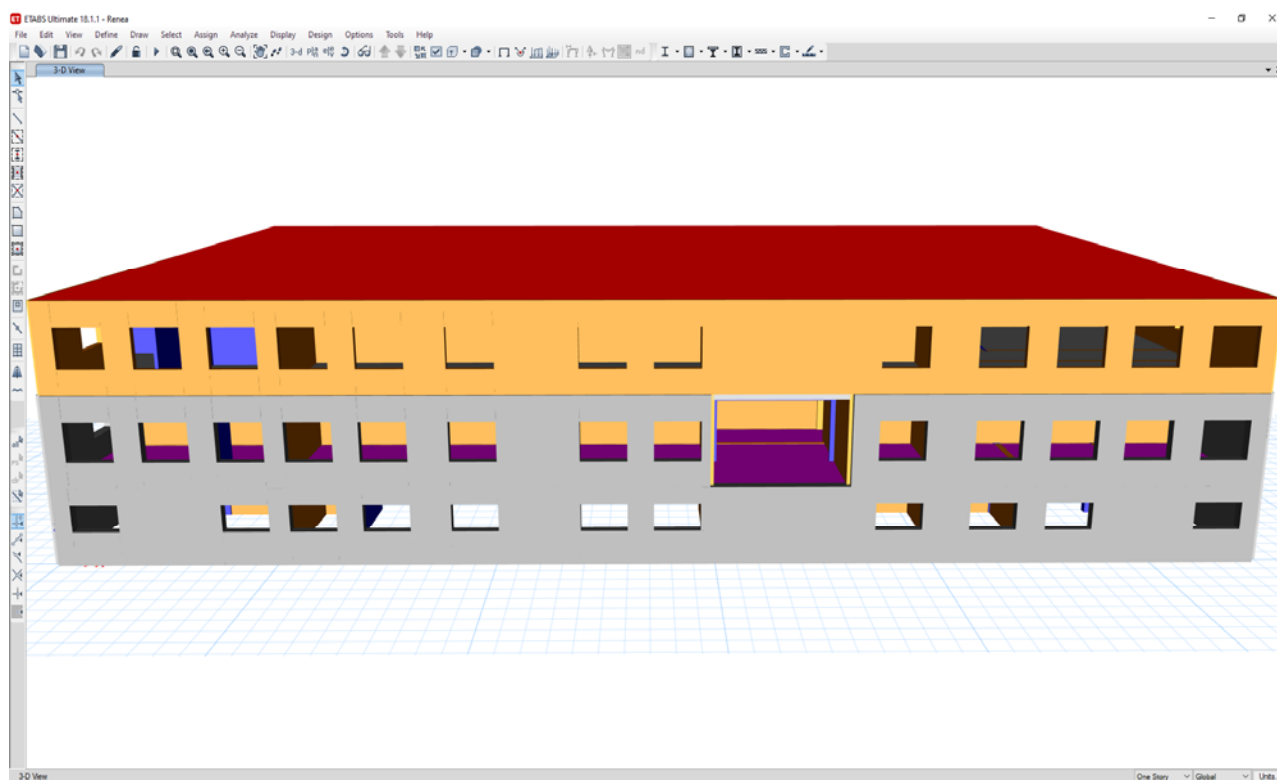
- Plani i strukturave, kati perdhe



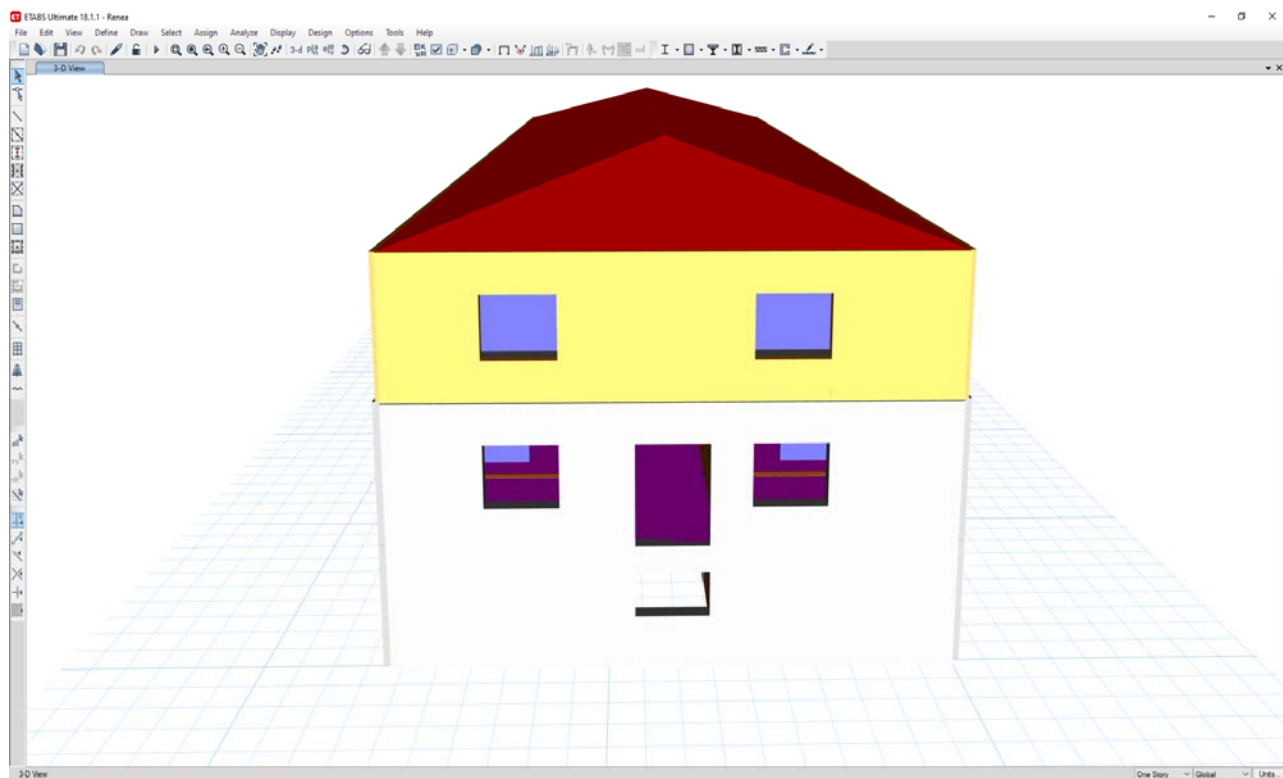
- *Plani i strukturave, kati i pare*



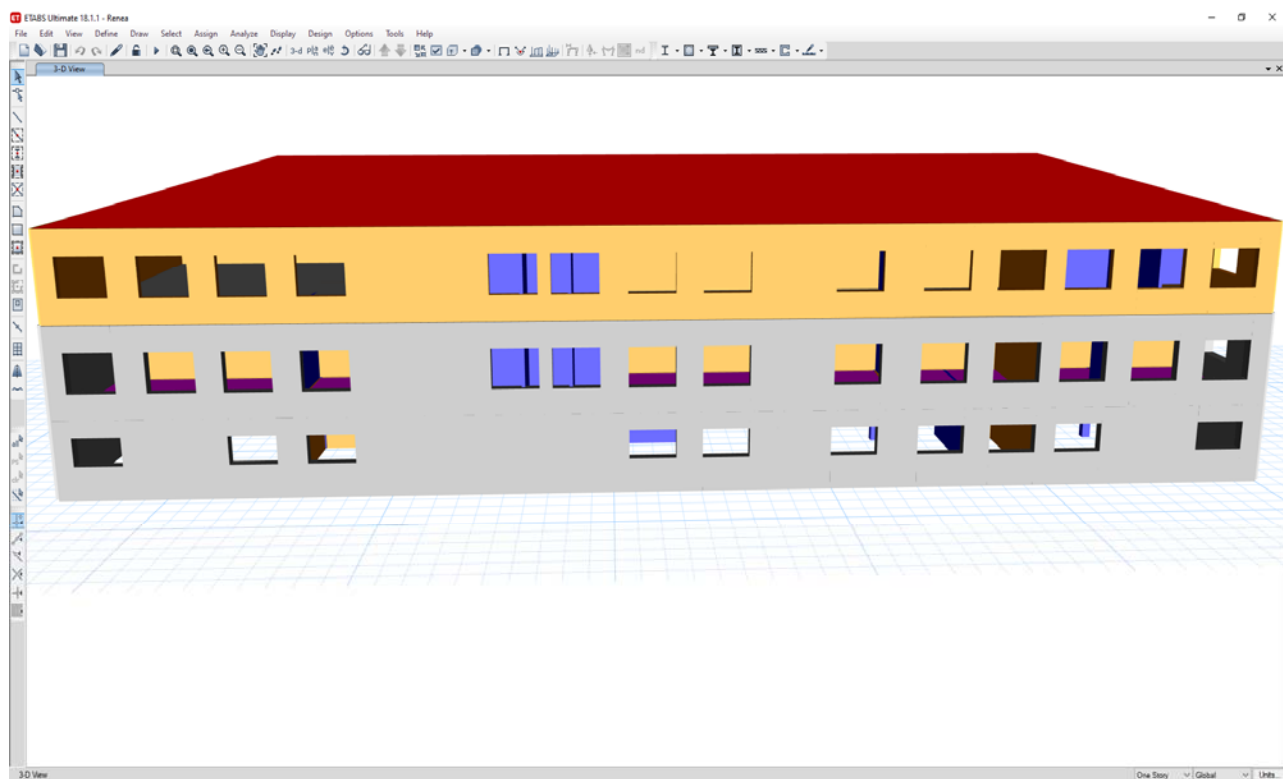
- *Me poshte tregohen fragmente te modelimit te strukture ekzistuese per qelimet e keij studimi, me programet e avancuara kompjuterike ETABS 2017 dhe TSD 2019:*



- *Pamje 3D e strukture*

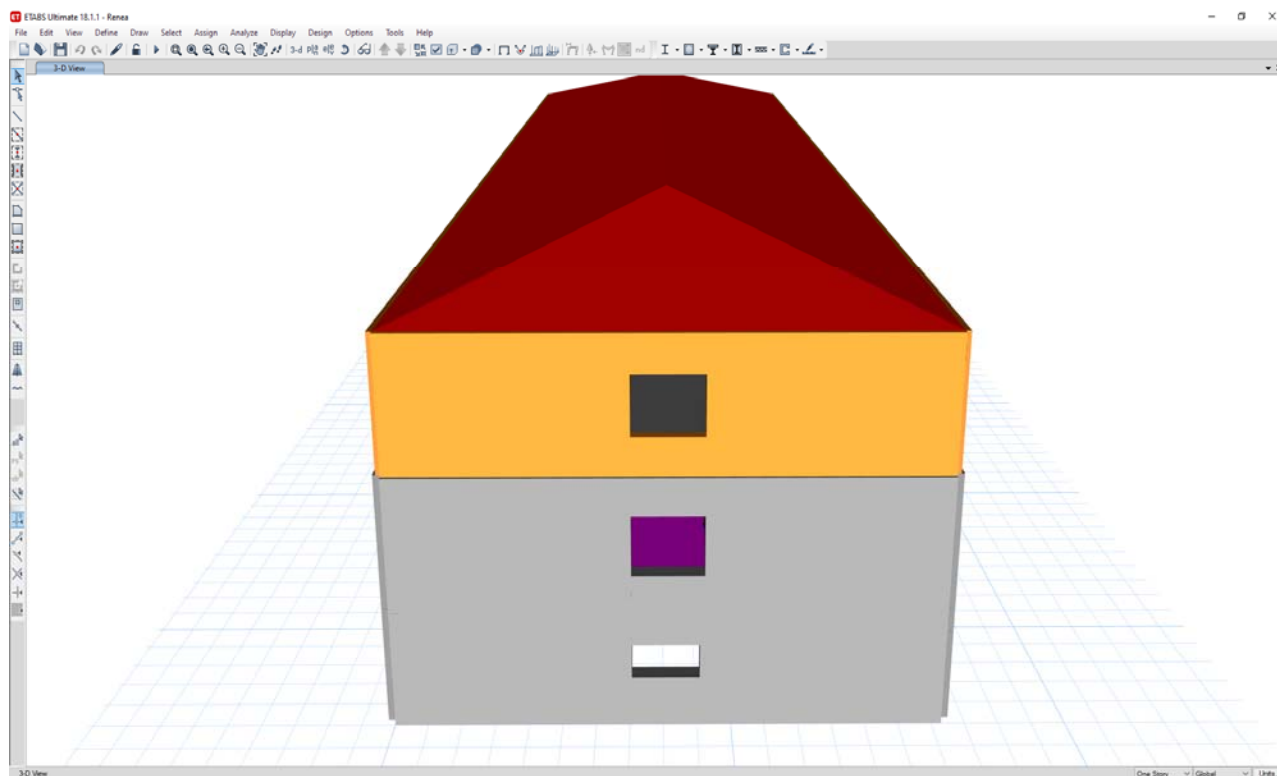


- Pamje 3D e struktures



- Pamje 3D e struktures





- Pamje 3D e struktures

Llogaritjet e kontrollit per efekt te ketij studimi, jane kryer me programet ETABS ULTIMATE 2017 dhe TEKLA STRUCTURAL DESIGNER. 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, 8 dhe jane paraqitur ne menyre te permblendhur ne tabelen e meposhtme (ne modelet llogaritese jepen me hollesi ngarkesat, mbingarkesat dhe kombinimet e tyre). Ngarkesa nga pesha vetjake e elementeve strukturele beton arme llogariten automatikisht nga programi bazuar ne volumen e elementit si dhe peshen njesi te  $b/a$   $2500 \text{ kg/m}^3$  dhe  $1800 \text{ kg/m}^3$  per muraturen. Gjate llogaritjes se objektit per qellimet e ketij studimi jane marre parasysh ngarkesat dhe kombinimet e tyre si me poshte.

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

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

Ne ngarkesat e perhershme jane perfshire: Pesha vetjake e gjithë elementeve mbajtes te struktures prej murature dhe beton arme (themele, trare, kolona, mure, pesha vetjake e soletave, shtresave te dyshemese, muret ndares vetembajtes me tulla, dhe parapetet e ballkoneve, shkalleve etj). Ngarkesat e normuara qe jane marre ne considerate per strukturen e mesiperme jane paraqitur ne tabelen e meposhtme:

| DEAD LOADS                 |       |                   |                        |       |                   |
|----------------------------|-------|-------------------|------------------------|-------|-------------------|
| Concrete specific gravity: | 25.00 | kN/m3             | Slab coating:          | 1.50  | kN/m <sup>2</sup> |
| Steel specific weight:     | 78.00 | kN/m3             | Room tiling:           | 1.50  | kN/m <sup>2</sup> |
| Header wall weight:        | 3.60  | kN/m <sup>2</sup> | Staircase tiling:      | 1.30  | kN/m <sup>2</sup> |
| Stretcher wall weight:     | 2.10  | kN/m <sup>2</sup> | Soil specific gravity: | 18.00 | kN/m3             |

### 1) Te perhershme (te Normuara)

Pesha Vetjake e Soletes  $t = 25 \text{ cm}$

Pesha Vetjake e Soletes  $t = 12 \text{ cm}$

Shtresat si ngarkese siperfaqesore

Shtresat e taraces si ngarkese siperfaqesore

Muret si ngarkese siperfaqesore e shperndare

Ngarkesa nga tavanet e varura perfshire instalimet

Vetratat e xhamit (fasadat)

$g_{sol, 20 \text{ cm}} = 300 \text{ kg/m}^2$

$g_{sol, 15 \text{ cm}} = 300 \text{ kg/m}^2$

$g_{sht} = 150 \text{ kg/m}^2$

$g_{tar} = 200 \text{ kg/m}^2$

$g_m = 200 \text{ kg/m}^2$

$g_{tav} = 50 \text{ kg/m}^2$

$g_{xh} = 100 \text{ kg/m}^2$

### 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         |      |                   |                                   |      |                   |
|--------------------|------|-------------------|-----------------------------------|------|-------------------|
| Residences floors: | 2.00 | kN/m <sup>2</sup> | Offices floors:                   | 2.00 | kN/m <sup>2</sup> |
| Balconies floors:  | 5.00 | kN/m <sup>2</sup> | Staircases floors for residences: | 3.50 | kN/m <sup>2</sup> |

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.

### 2) Te perkohshme (te Normuara)

Ngarkesa e perkohshme per banim  $200 \text{ kg/m}^2$

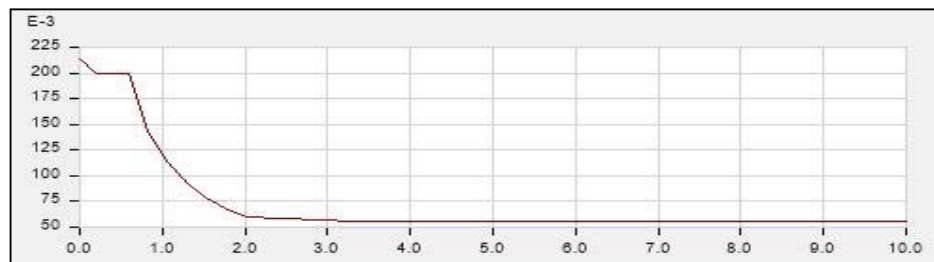
Ngarkesa e perkohshme per taracen  $200 \text{ kg/m}^2$

Ngarkesa e perkohshme per shkallet dhe ambjente konsol  $500 \text{ kg/m}^2$

### b. Ngarkesat Sizmike

|                                   |                                                                 |
|-----------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| Sizmiciteti i Zones               | $I = 8.5$ balle (MSK-64, Harta e Mikrozonimit Sizmik te RSH)    |
| Kategoria e Truallit              | E Dyte - II (KTP-N2-89), C (EC8 2004)                           |
| Koeficienti i rendesise           | $k_r = 1.0$                                                     |
| Shpejtimi Sizmik                  | $a_g = 0.280$ (Studimi Inxhiniero-Sizmologjik)                  |
| Faktori i sjelljes                | $q = 1.5$ (i percaktuar teorikisht ne mbeshtetje me EC8 2005:3) |
| Koeficienti i shuarjes            | $\zeta = 5\%$                                                   |
| Faktori i korrigjimit te shuarjes | $\eta = 1$                                                      |
| Faktori i themeleve               | $\beta = 2.5$                                                   |
| Objekt i rregullt ne lartesi      | $K_r = 1$                                                       |
| Spektri                           | TIPI 1                                                          |

| SEISMIC PARAMETERS            |      |                                |      |
|-------------------------------|------|--------------------------------|------|
| Earthquake Risk Zone: (PGA)   | 0.28 | Building Importance Factor:    | 1.00 |
| Seismic Behaviour Factor (q): | 1.5  | 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 |                                |      |



Spektri i projektimit i nxitimeve te trullit per strukturen e marre ne studim (- ETABS 2017)

Tab.1 Kombinimet e ngarkesave

|    |                                           |                                              |
|----|-------------------------------------------|----------------------------------------------|
| A  | 1.35G + 1.50Q                             |                                              |
| 1B | 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx | 1C 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx |
| 1D | 1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx | 1E 1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx |
| 1F | 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx | 1G 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx |
| 1H | 1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx | 1I 1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx |
| 2B | 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx | 2C 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx |
| 2D | 1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx | 2E 1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx |
| 2F | 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx | 2G 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx |
| 2H | 1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx | 2I 1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx |
| 3B | 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx | 3C 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx |
| 3D | 1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx | 3E 1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx |
| 3F | 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx | 3G 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx |
| 3H | 1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx | 3I 1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx |
| 4B | 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx | 4C 1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx |
| 4D | 1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx | 4E 1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx |
| 4F | 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx | 4G 1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx |

## • EUROCODE 8 2004 (EN 1998-1): NGARKIMI SIZMIK

### 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 lartesisite e kateve ne inpute.

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

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 tjeter 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 Koeficiente Shtese

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 pergjigja 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 me e madhe se 1.5.

Faktori i kufirit të poshtëm për spektrin horizontal të projektimit,  $\beta$ , jepet në Aneksin kombëtar. Vlera e rekomanduar e  $\beta$  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 nentokes. Tipi i tokës i kombinuar me perioden  $T_1$ , përdoren për përcaktimin e spektrit të projektimit  $S_d(T_1)$ , sic përshkruhet në Nenseksionin 3.2.2.5 të EN 1998-1:2004.

$\lambda$  është faktor korelues, vlera e  $\lambda$  është e barabartë me 0.85 nëse  $T_1 \leq 2T_c$  dhe nëse ndertesa 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 prerese horizontale në baze, llogaritet sipas (EN 1998-1 Eqn. 4.5):

$$\begin{aligned} F_b &= S_d(T_1) W \lambda && \text{(EN 1998-1 Eqn. 4.5)} \\ W &= \text{Masa e ndertesës (bazuar në masën e specifikuar)} \\ \square &= && \text{Faktor korigjues} \end{aligned}$$

Forca prerese 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 prerese horizontale e aplikuar në kat

$V$  = Forca prerese horizontale në ndertese

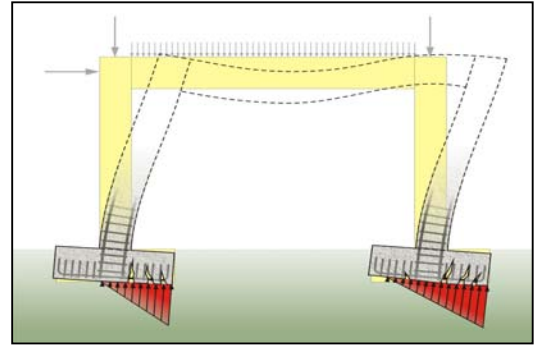
$W_{katit}$  = Masa e katit (bazuar në masën e specifikuar).

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

$n$  = Numri i kateve në strukture.

## 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 diagram 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.

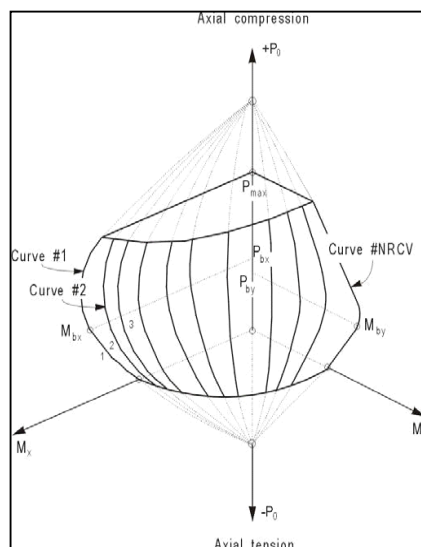
Percaktimi i sipërfaqes së armimit.

### 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,  $\sigma_c$ , 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).



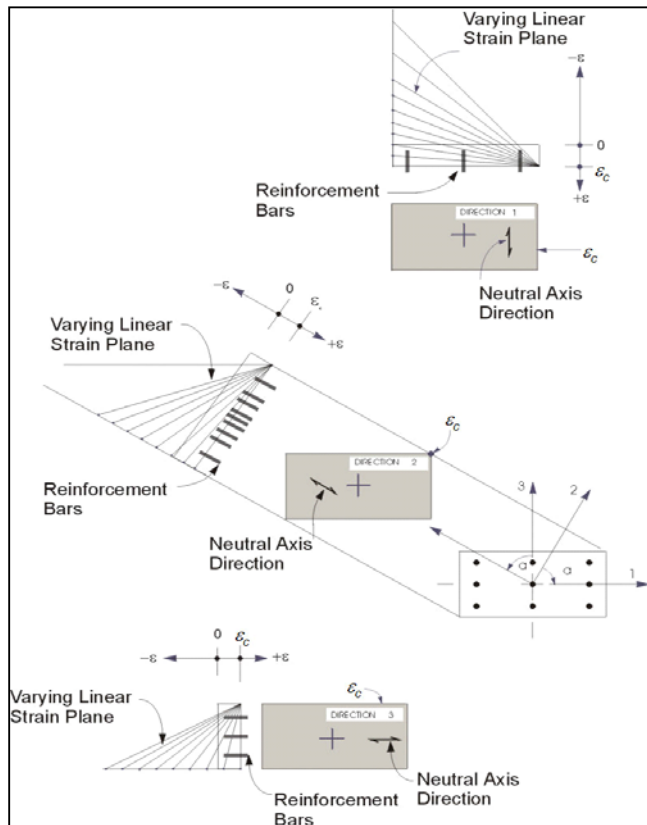
Sforcimi në çelik jepet nga produkti i terheqjes së çelikut dhe modilit të elasticitetit, “ $\epsilon_s E_s$ ”, dhe është i kufizuar në sforcimin e rrjedhshmerise së çelikut,  $f_{yd}$  (EC2 3.2.7). Zona e lidhur me secilen shufër përforcuese supozohet se është vendosur në vendndodhjen aktuale të qendrës 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. Blloku i sforcimeve të shtypjes së betonit supozohet të jetë drejtkëndor, me një forcë efektive të  $\eta f_{cd}$  (EC2 3.1.7) dhe lartësi efektive të  $\lambda_x$ , siç tregohet në figurën 3-3, ku merret si:

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

Figura 3-1 Një sipërfaqe tipike intersaksioni për një kolonë

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





dhe  $\lambda$  merret si:

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

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

Algoritmi i bashkëveprimit siguron korrigjim në llogaritje 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:

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

ku  $x$  është thellesia e bllokut të sforcimeve ngjeshese të betonit sic tregohet në figuren 3-3.

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

Efekti i faktoreve parcia të marialeve,  $\gamma_c$  dhe  $\gamma_s$  [NDPs], dhe koeficientet e materialeve,  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$ ,

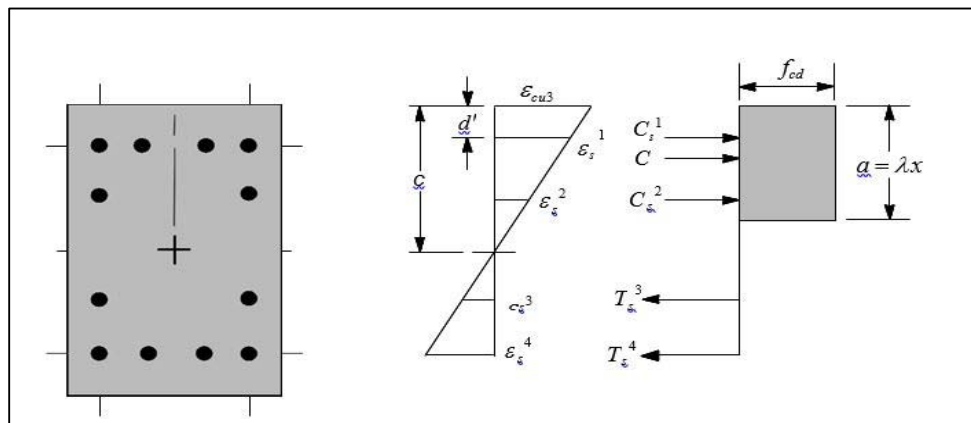
$\alpha_{lcc}$ , dhe  $\alpha_{lct}$  [NDPs], përfshihen në ndërtimin e sipërfaqeve të interaksionit (EC2 3.1.6).

Vlerat tipike për  $\gamma_c$ ,  $\gamma_s$ ,  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$ ,  $\alpha_{lcc}$ , dhe  $\alpha_{lct}$  janë të parashikuara në programe por mund të ndryshohen sipas preferencës.

## RAPORTI I KAPACITETEVE

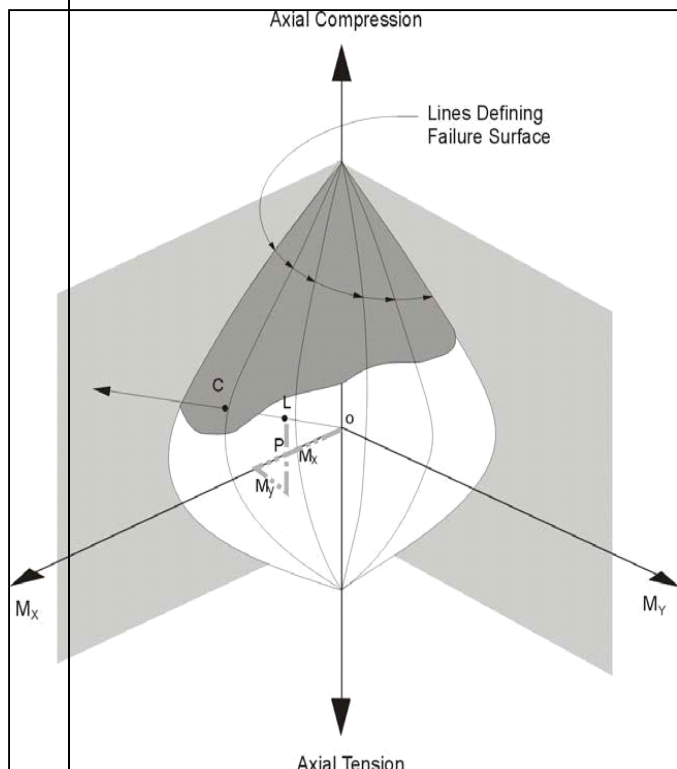
Si një karakterizim i gjendjes së ngarkuar të kolonës, llogaritet raporti i kapacitetit. Raporti i kapacitetit është një faktor që jep një tregues të gjendjes së ngarkesës së kolonës në lidhje me kapacitetin mbajtës të kolonës.

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 figuren 3-4. Nëse pika bie brenda vëllimit të nderveprimit atëherë kapaciteti i kolonës është i mjaftueshëm. Në rast të kundërt kolona është e mbingarkuar.



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

**Figure 3-4**  
**Paraqitja e vëllimit të kapacitetit të kolonës**



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 shkaterrimit. Kjo pikë përcaktohet nga nderveprimi linear tre-dimensional midis pikave që përcaktojnë sipërfaqen e shkaterrimit, siç tregohet në figurën 3-4. Raporti i kapacitetit, CR, jepet nga raporti OL OC.

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

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

Nëse  $OL > OC$  (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 kolonës së bashku me  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed2}$ , dhe  $M_{Ed3}$ .

Nëse armimi nuk është e përcaktuar, programi llogarit përforsimin 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 të perballohet pa pasur nevojë për armature për prerje,  $V_{Rd,c}$ , e cila llogaritet si:

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

me një minimum prej:

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

ku  $f_{ck}$  është në MPa, dhe  $k$ ,  $\rho_l$ , dhe  $\sigma_{cp}$  llogariten si:

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

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

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

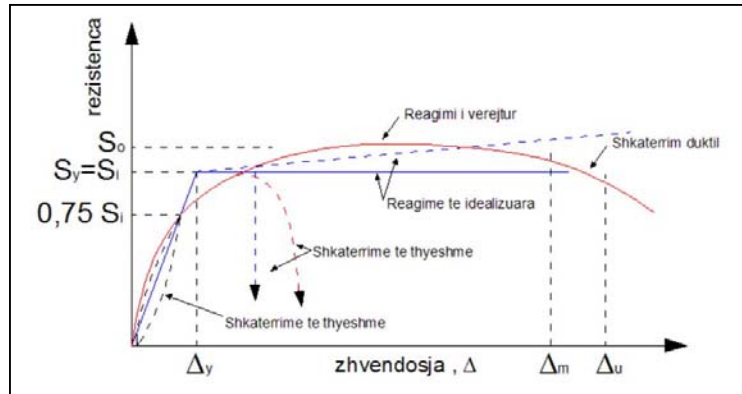
Sipërfaqja efektive në prerje,  $A_e$ , tregohet e ngjyruar në Figuren 3-6. Për kolonat rrethore,  $A_e$  merret sa sipërfaqja totale e seksionit. Faktori  $k_l = 0.15$  [NDP] dhe vlerat e  $C_{Rd,c}$  [NDP] dhe  $v_{min}$  [NDP] përcaktohen si:

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

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

## KONTROLI I TRAREVE

Në projektimin e trarëve të betonit, programi llogarit dhe raporton sipërfaqet 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 në 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 në terheqje.

Kontrolli i armatures në prerje.

Kontrolli i armatures në perdredhje.

## ARMATURA PER EFEKT TE PERKULJES

Armimi i sipërm dhe i poshtëm i traut është projektuar në pika kyce përgjatë gjatësisë 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:

Përcaktohen momentet maksimale

Përcaktohet 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 të shtypur duke rritur thellësinë efektive, gjatësinë ose klasën 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.

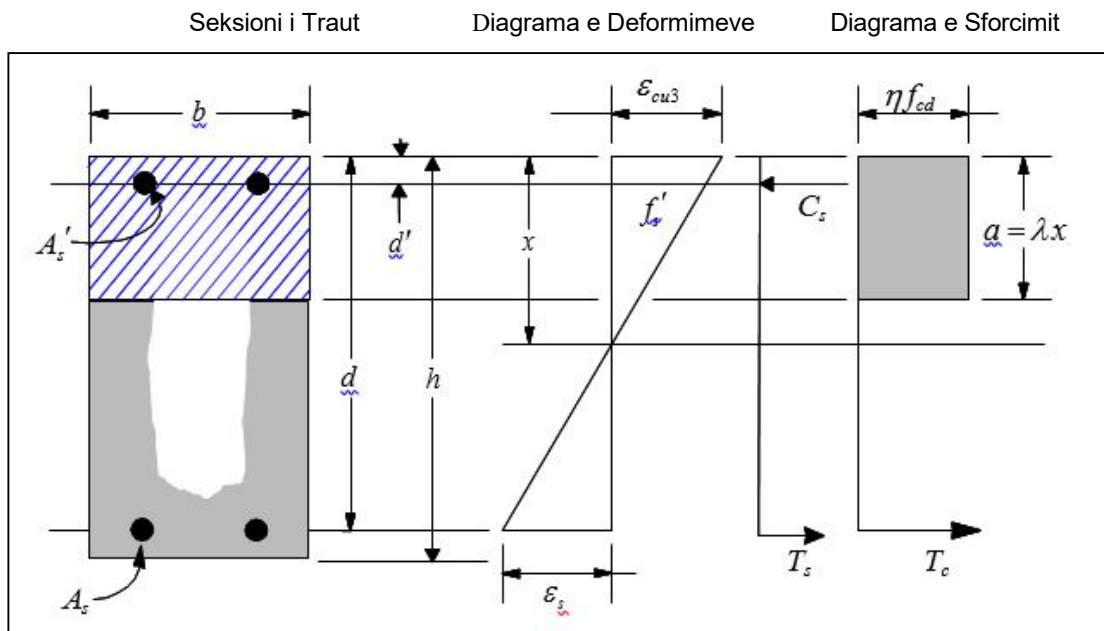


Figure 3-7 Kontrolli i traut drejtkendesh

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  $\eta f_{cd}$  dhe  $\lambda x$  (shiko Figuren 3-7) respektivisht, ku:

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

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

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

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

ku  $x$  eshte thellesia e aksit neutral,  $\lambda$  eshte faktori perkufizues i zones se shtypur, dhe  $\eta$  eshte faktori i cili ii cli 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,  $\delta$ , si me poshte:

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

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

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

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

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

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

$$k_2 = 1.25(0.6 + 0.0014 \varepsilon_{cu2}) \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

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

$$k_4 = 1.25(0.6 + 0.0014 \varepsilon_{cu2}) \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

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

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

$$\varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35 \left[ (90 - f_{ck}) / 100 \right] \text{ for } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

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

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

$$A_{sl} = \omega_l \left[ \frac{\eta f_{ctd} b d}{f_{yd}} \right]$$

Nese  $m_l > m_{lim}$ , trau ka nevoje per armim te dyfishte. Llogaritet raporti i normalizuar i armatures,  $\omega'$ ,  $\omega_{lim}$ , dhe  $\omega$ , si me poshte:

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

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

ku  $d'$  eshte 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,

$A_{s'}$  dhe  $A_s$ , si me poshte:

$$A_{s'} = \omega' \left[ \frac{\eta f_{ctd} b d}{f_{s'}}$$

$$A_{sl} = \omega_l \left[ \frac{\eta f_{ctd} b d}{f_{yd}} \right]$$

ku  $f_{s'}$ , dhe sforcimi ne armaturen e

terhequr 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  $A_s = A_{sl} + A_{s2}$ , dhe total ii armatures se shtypur eshte  $A_{s'}$ .  $A_s$  eshte vendosur siper dhe  $A_{s'}$  vendoset ne pjesen e poshtme te traut.

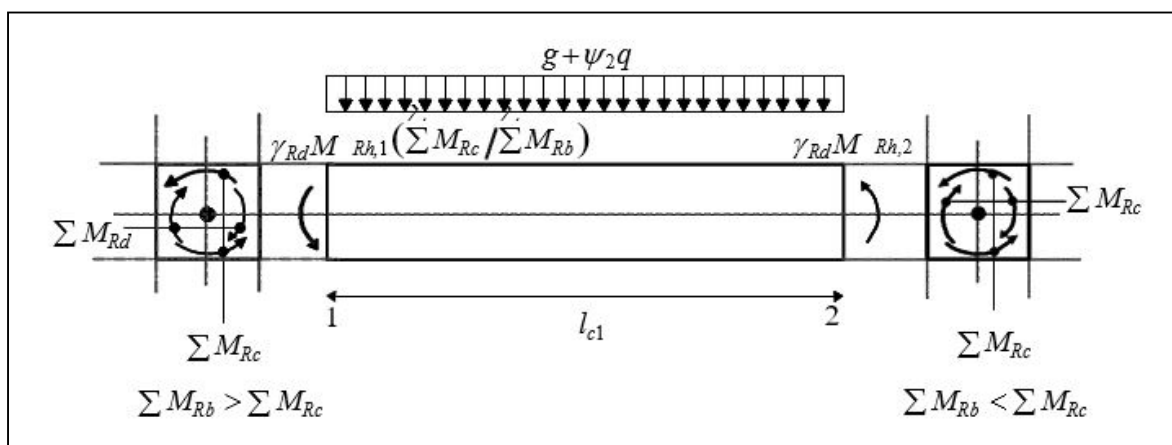
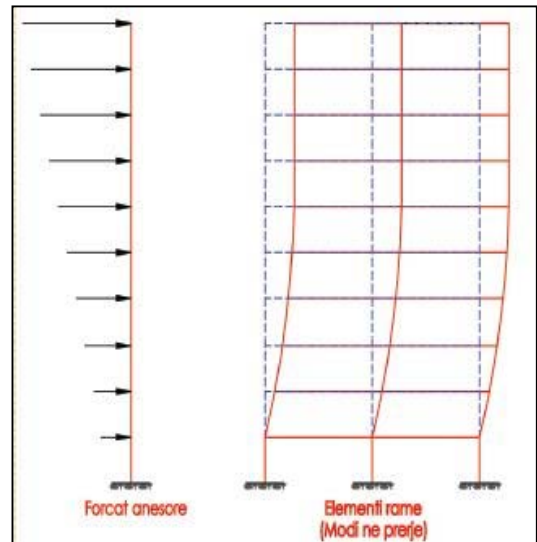
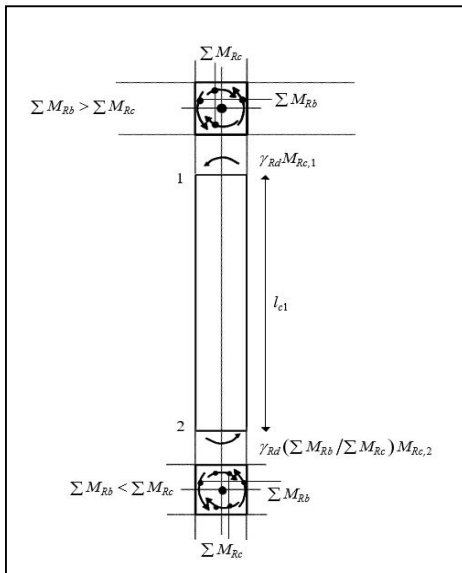


Figura 4-1 Kapaciteti ne prerje i trareve

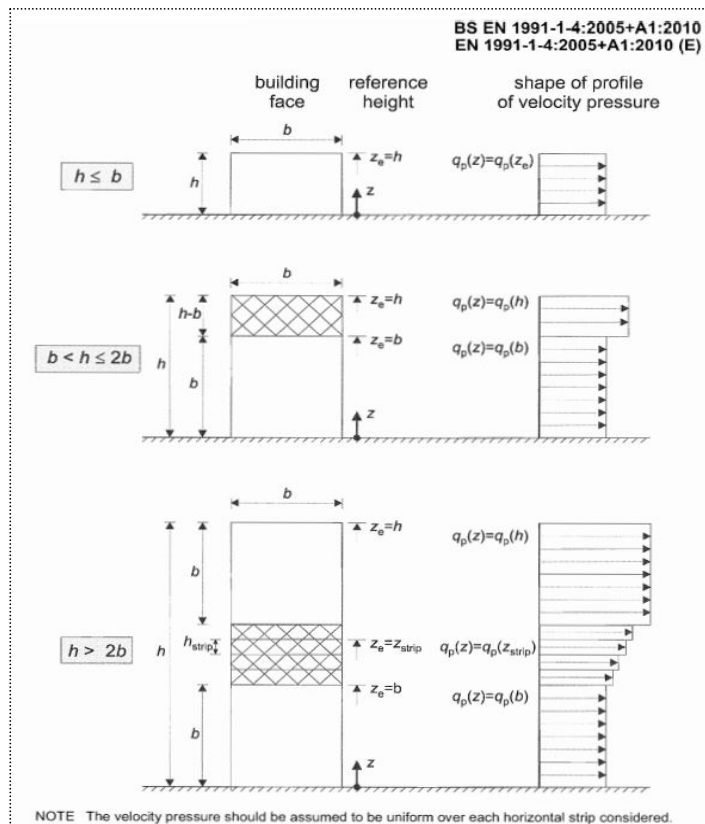


- Deformimet nga ngarkimi anesor ne sistemin rame

Figura 4-2 Kapaciteti ne prerje i kolonave

### VLERAT E KOEFICIENTEVE:

- Kategoria e terrenit IV sipas EN 1991-1-4:2005, 4.3.2 tabela 4.1
- $C_0 = 1$  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



## 2.4. Rezultatet nga analiza mbi modelin

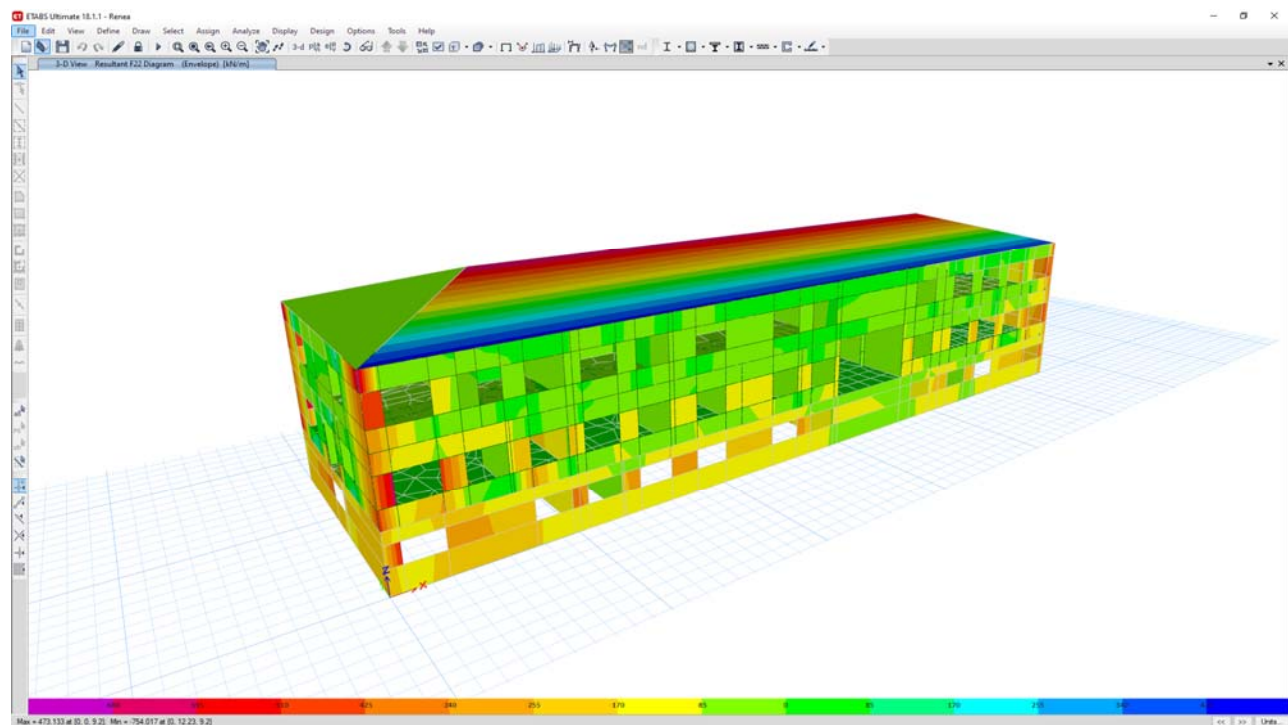
**Analiza statike** dhe dinamike per te percaktuar reagimin e struktures ndaj tipeve te ndryshme te ngarkimit te struktures eshte kryer me programin **TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019 dhe ETABS 2017 ULTIMATE**. Modelimi i struktures ne teresi dhe i cdo elementi behet mbi bazen e metodikes se elementeve te fundem (Finite Element Metode - FEM) e cila eshte nje metode e perafert dhe praktike duke gjetur perdorim te gjere sot ne kushtet e epersise, qe krijon perdorimi i programeve kompjuterike.

**Analiza dinamike** ka ne bazen e saj analizen modale me **metoden e spektrit te reagimit**. Ne metoden e masave te perqendruara, ngarkesat dinamike, (sizmike) te llogaritura pranohen si ngarkesa ekuivalente statike dhe ushtrohen ne vendin e masave te perqendruara. Si baze per metoden e llogaritjeve dinamike me metoden e **spektrit te reagimit** sherben **analiza e vlerave te veta dhe e vektoreve te vete**. Me ane te kesaj metode percaktohen format e lekundjeve vetjake dhe frekuencat e lekundjeve te lira. **Vlerat dhe vektoret e vete** japin pa dyshim nje pasqyre te qarte dhe te plote per percaktimin e sjelljes se struktures nen veprimin e ngarkesave dinamike. Programi **ETABS** automatikisht kerkon modet me frekuenca rrethore me te uleta (perioda me te larta) –*shiko tabelen perkatese*– si me kontribuese ne thithjen e ngarkesave sizmike nga struktura. Numri maksimal i modeve te kerkuara nga programi eshte kushtezuar nga vete grupi i ekspertizes ne  $n=12$  mode, nderkohe qe masat e kateve te ketij objekti jane konsideruar me tre shkalle lirie, na te cilat 2 rrotulluese dhe nje translativ sipas planit te vete soletes. Frekuenca ciklike  $f$  (cikle/sec), frekuenca rrethore  $\omega$  (rad/sec) dhe perioda  $T$  (sec) jane lidhur midis tyre nepermjet relacioneve:  $T=1/f$  dhe  $f=\omega/2\pi$ . Si rezultat i analizes merren zhvendosjet, forcat e brendshme (M, Q, N,) dhe sforcimet  $\sigma$  ne cdo element te struktures.

Llogaritja sizmike eshte kryer permes spektrit te reagimit, sipas KTP-N2-89 dhe Eurokodit 8 TIPI 1. Parametrat per llogaritjen ne sizmicitet jane marre sipas Eurokodit 8.:

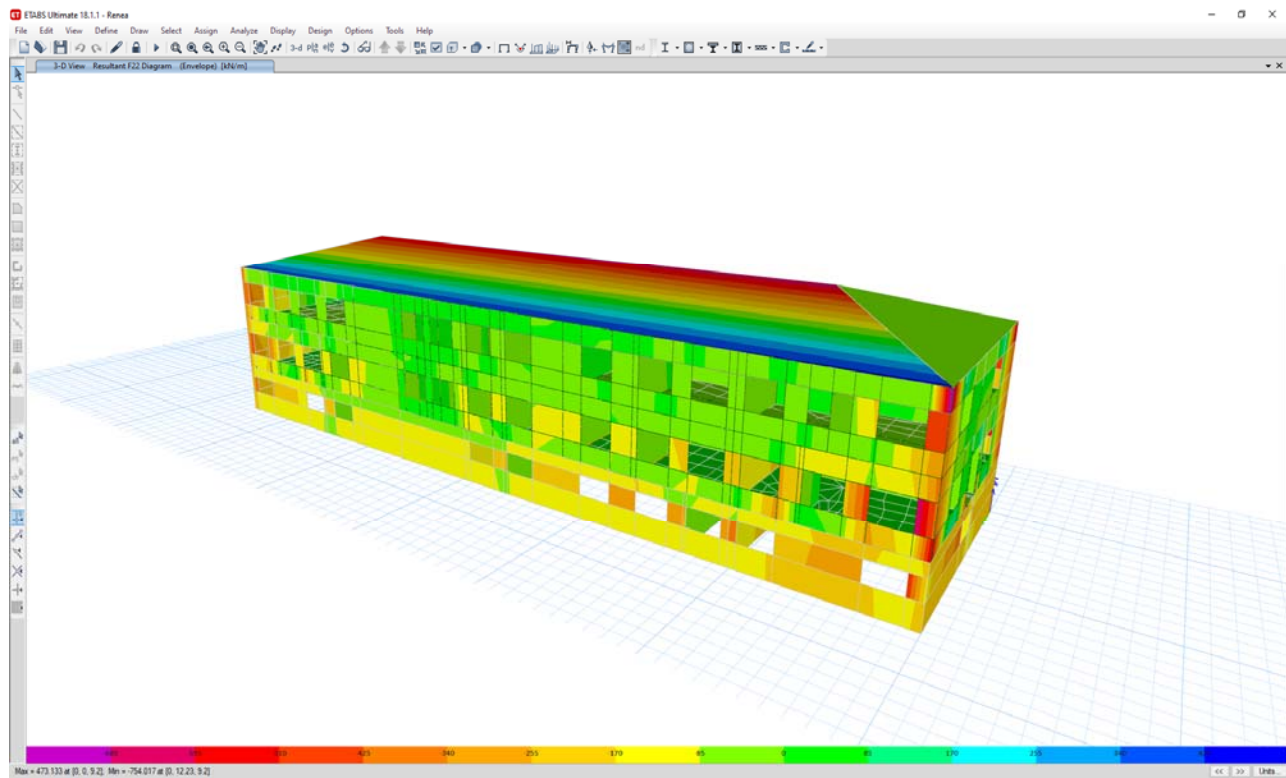
Shenim: Ky studim eshte bazuar per vlersimin e ketij projekt zbatimi ne Kushtet Teknike Shqiptare te Projektimit si edhe ne Eurocodet 1, 2, 5,6, 8.

- Me poshte paraqiten disa fragmente nga llogaritjet strukture te objektit ekzistues per efektet e ketij studimi:

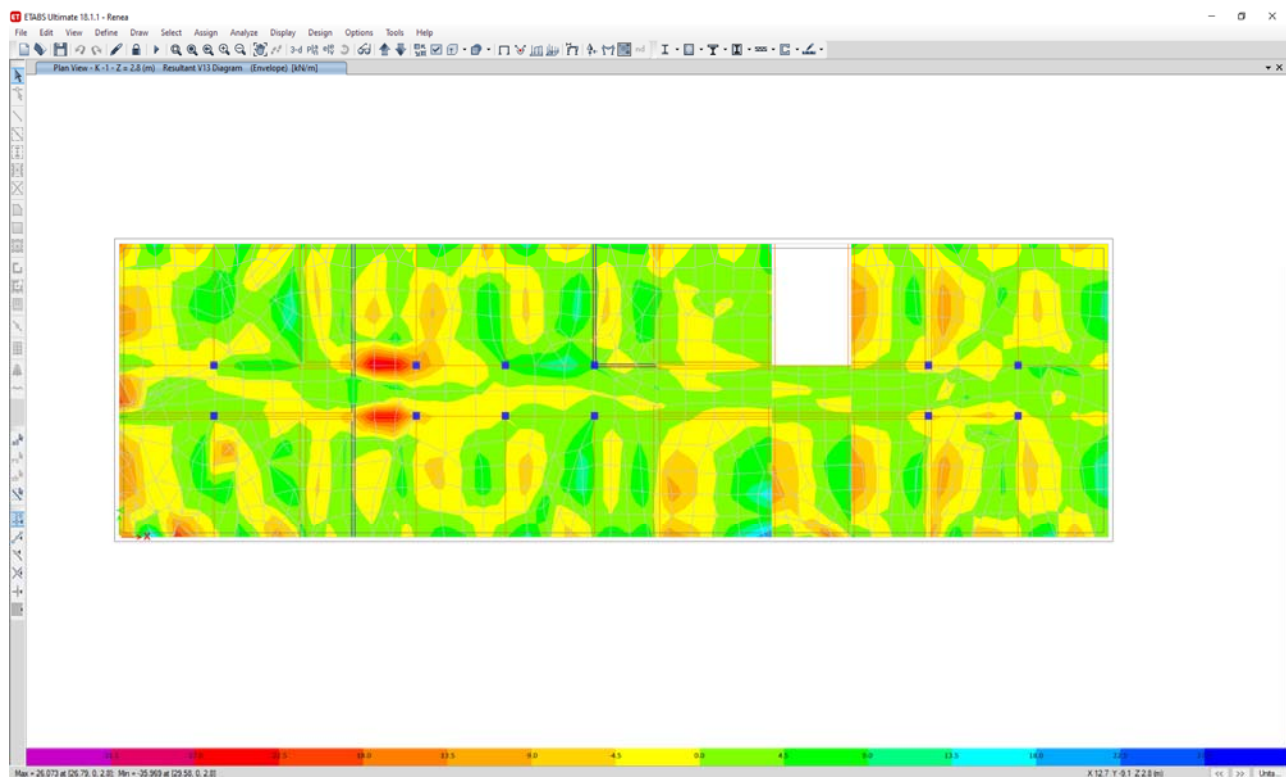


- Paraqitja e sforcimeve ne strukture

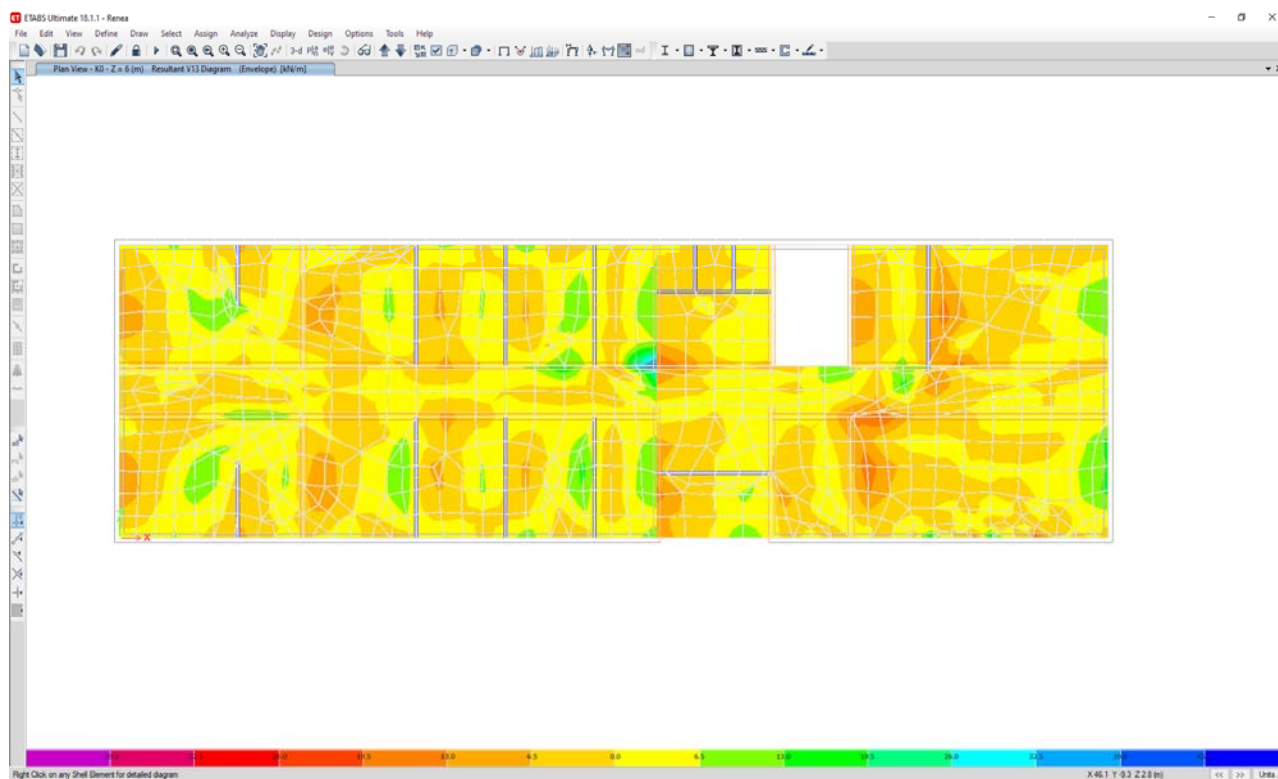
- Paraqitja e sforcimeve ne strukture



- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit nentoke



- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit perdhe



- Me poshte paraqiten tabela, grafike dhe te rezultate te tjera te marra nga analizimi i struktures ekzistuese me ane te programit ETABS 17:

| REAKSIONET NE BAZEN E STRUKTURES PARA PERFORCIMIT |      |         |           |           |            |             |            |
|---------------------------------------------------|------|---------|-----------|-----------|------------|-------------|------------|
| KOMBINIMI                                         | TIPI | FX      | FY        | FZ        | MX         | MY          | MZ         |
|                                                   |      | kN      | kN        | kN        | kN-m       | kN-m        | kN-m       |
| Envelope                                          | Max  | 626.29  | 616.2331  | 8536.6875 | 52476.5826 | 6725.0666   | 6027.2957  |
| Envelope                                          | Min  | -626.29 | -616.2331 | 0         | -6703.0922 | -48413.0784 | -6027.2957 |

| MASA PJESEMARRESE NE ANALIZEN MODALE |              |          |        |         |
|--------------------------------------|--------------|----------|--------|---------|
| ANALIZA                              | TIPI         | DREJTIMI | STATIK | DINAMIK |
|                                      |              |          | %      | %       |
| Modal                                | Acceleration | UX       | 99.96  | 97.74   |
| Modal                                | Acceleration | UY       | 99.99  | 98.91   |
| Modal                                | Acceleration | UZ       | 0      | 0       |

| PERIODA DHE FREKUENCA NATYRALE PARA PERFORCIMIT |      |         |           |                |                                    |
|-------------------------------------------------|------|---------|-----------|----------------|------------------------------------|
| ANALIZA                                         | MODA | PERIODA | FREKUENCA | FREK. RRETHORE | Eigenvalue                         |
|                                                 |      | sec     | cyc/sec   | rad/sec        | rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup> |
| Modal                                           | 1    | 0.661   | 1.513     | 9.5084         | 90.4089                            |
| Modal                                           | 2    | 0.546   | 1.831     | 11.5023        | 132.302                            |
| Modal                                           | 3    | 0.434   | 2.303     | 14.471         | 209.4107                           |

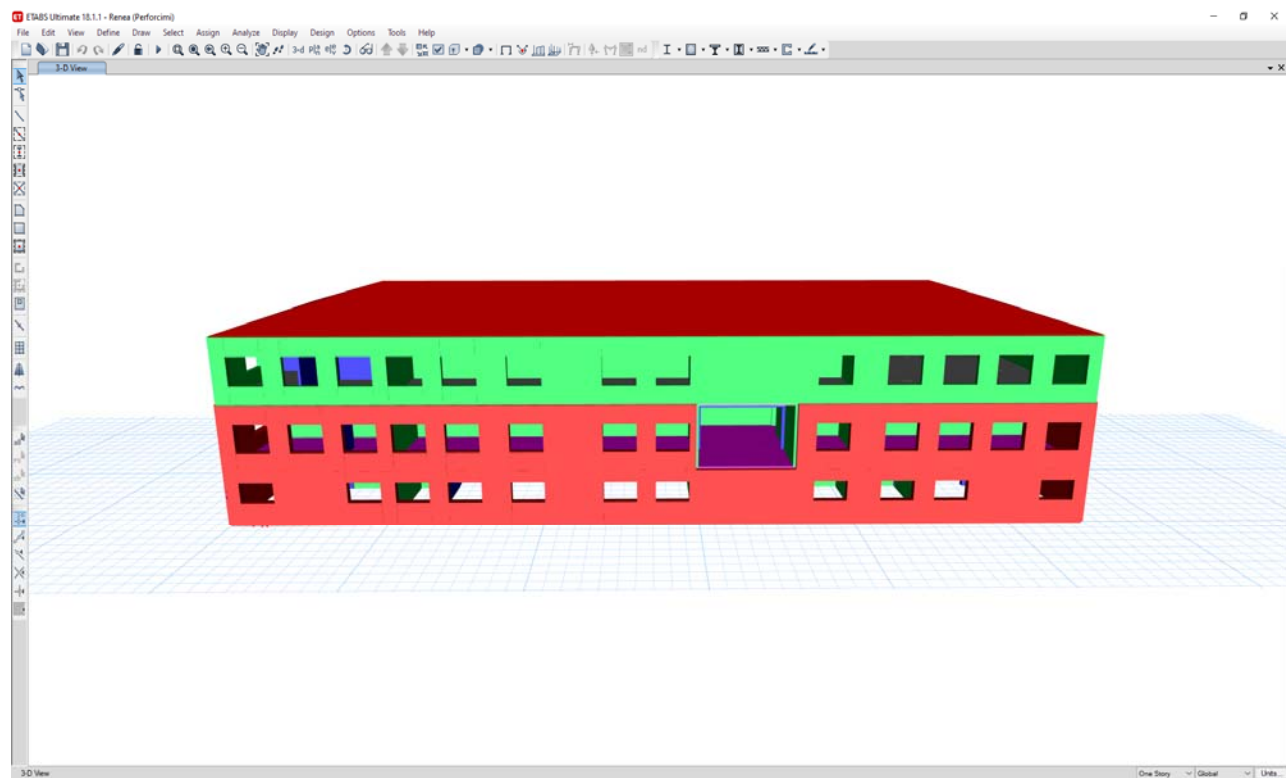
|       |    |       |        |         |           |
|-------|----|-------|--------|---------|-----------|
| Modal | 4  | 0.216 | 4.62   | 29.0312 | 842.8107  |
| Modal | 5  | 0.18  | 5.548  | 34.8606 | 1215.2599 |
| Modal | 6  | 0.15  | 6.665  | 41.875  | 1753.5196 |
| Modal | 7  | 0.131 | 7.661  | 48.1329 | 2316.7742 |
| Modal | 8  | 0.119 | 8.377  | 52.6332 | 2770.2574 |
| Modal | 9  | 0.101 | 9.867  | 61.9946 | 3843.3267 |
| Modal | 10 | 0.094 | 10.627 | 66.7704 | 4458.2812 |
| Modal | 11 | 0.091 | 10.998 | 69.1047 | 4775.4567 |
| Modal | 12 | 0.089 | 11.255 | 70.7179 | 5001.0191 |

| FORCAT NE KATE PARA PERFORCIMIT |           |      |           |          |          |          |          |          |          |
|---------------------------------|-----------|------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| KATI                            | KOMBINIMI | TIPI | POZICIONI | P        | VX       | VY       | T        | MX       | MY       |
|                                 |           |      |           | kN       | kN       | kN       | kN-m     | kN-m     | kN-m     |
| K1                              | Envelope  | Max  | Top       | 4902.731 | 484.2313 | 483.0809 | 4705.289 | 30101.95 | 1628.324 |
| K1                              | Envelope  | Max  | Bottom    | 5120.637 | 487.6025 | 486.3358 | 4750.921 | 31859.75 | 3095.284 |
| K1                              | Envelope  | Min  | Top       | 0        | -484.231 | -483.081 | -4705.29 | -1685.01 | -27830.8 |
| K1                              | Envelope  | Min  | Bottom    | 0        | -487.603 | -486.336 | -4750.92 | -3141.87 | -28731   |
| K0                              | Envelope  | Max  | Top       | 6608.605 | 579.2093 | 571.6532 | 5588.225 | 40386.66 | 3095.284 |
| K0                              | Envelope  | Max  | Bottom    | 6826.511 | 581.3154 | 573.6066 | 5616.723 | 42144.46 | 4841.403 |
| K0                              | Envelope  | Min  | Top       | 0        | -579.209 | -571.653 | -5588.22 | -3141.87 | -37646.4 |
| K0                              | Envelope  | Min  | Bottom    | 0        | -581.315 | -573.607 | -5616.72 | -4857.66 | -38546.7 |
| K-1                             | Envelope  | Max  | Top       | 8318.782 | 625.584  | 615.7286 | 6017.847 | 50718.78 | 4841.403 |
| K-1                             | Envelope  | Max  | Bottom    | 8536.688 | 626.29   | 616.2331 | 6027.296 | 52476.58 | 6725.067 |
| K-1                             | Envelope  | Min  | Top       | 0        | -625.584 | -615.729 | -6017.85 | -4857.66 | -47512.9 |
| K-1                             | Envelope  | Min  | Bottom    | 0        | -626.29  | -616.233 | -6027.3  | -6703.09 | -48413.1 |

| DRIFTET E KATEVE PARA PERFORCIMIT |           |      |          |          |     |         |
|-----------------------------------|-----------|------|----------|----------|-----|---------|
| KATI                              | KOMBINIMI | TIPI | DREJTIMI | MAX      | MES | RAPORTI |
|                                   |           |      |          | mm       | mm  |         |
| K1                                | Envelope  | Max  | X        | 0.002468 | 8   | 3.9     |
| K1                                | Envelope  | Max  | Y        | 0.002779 | 38  | 12.9397 |
| K1                                | Envelope  | Min  | X        | 0.002468 | 8   | 3.9     |
| K1                                | Envelope  | Min  | Y        | 0.002779 | 38  | 12.9397 |
| K0                                | Envelope  | Max  | X        | 0.002905 | 1   | 0       |
| K0                                | Envelope  | Max  | Y        | 0.0032   | 38  | 12.9397 |
| K0                                | Envelope  | Min  | X        | 0.002905 | 1   | 0       |
| K0                                | Envelope  | Min  | Y        | 0.0032   | 38  | 12.9397 |
| K-1                               | Envelope  | Max  | X        | 0.002232 | 8   | 3.9     |
| K-1                               | Envelope  | Max  | Y        | 0.002311 | 15  | 11.8    |
| K-1                               | Envelope  | Min  | X        | 0.002232 | 8   | 3.9     |
| K-1                               | Envelope  | Min  | Y        | 0.002311 | 15  | 11.8    |

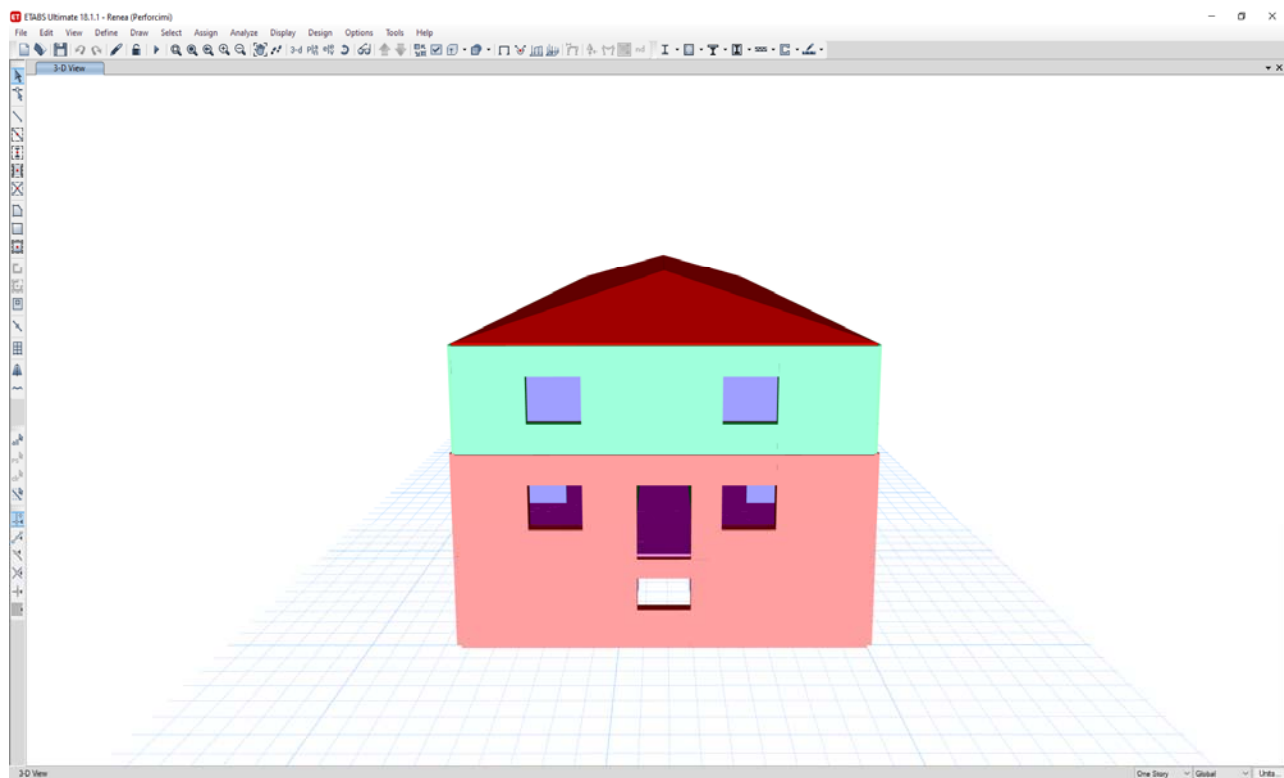
| NGURTESIA E KATEVE PARA PERFORCIMIT |          |          |         |          |          |         |          |
|-------------------------------------|----------|----------|---------|----------|----------|---------|----------|
| KATI                                | NGARKIMI | Shear X  | Drift X | Ngurt. X | Shear Y  | Drift Y | Ngurt. Y |
|                                     |          | kN       | mm      | kN/m     | kN       | mm      | kN/m     |
| K1                                  | Ex       | 21.2408  | 1.499   | 14168.11 | 25.3828  | 2.779   | 9134.688 |
| K1                                  | Ex       | 157.2072 | 1.752   | 89712.37 | 152.5568 | 2.565   | 59481.83 |
| K1                                  | Ex       | 278.4225 | 2.47    | 112730.1 | 261.6126 | 2.904   | 90072.26 |
| K1                                  | Ex       | 384.8953 | 3.921   | 98151.33 | 353.3317 | 4.114   | 85895.46 |
| K0                                  | Ex       | 458.4184 | 4.413   | 103874.3 | 414.4822 | 4.535   | 91386.67 |
| K0                                  | Ex       | 493.8292 | 3.446   | 143314.9 | 441.5362 | 3.213   | 137421.6 |
| K0                                  | Ey       | 15.3857  | 1.027   | 14987.88 | 20.187   | 2.46    | 8206.365 |
| K0                                  | Ey       | 134.9971 | 1.7     | 79406.96 | 162.2859 | 2.815   | 57654.72 |
| K-1                                 | Ey       | 245.6533 | 2.464   | 99687.26 | 280.0242 | 3.53    | 79333.86 |
| K-1                                 | Ey       | 342.3574 | 3.996   | 85678.67 | 380.3363 | 5.096   | 74627.2  |
| K-1                                 | Ey       | 409.6567 | 4.613   | 88802.71 | 449.262  | 5.699   | 78838.15 |
| K-1                                 | Ey       | 441.5362 | 3.663   | 120546.7 | 483.7723 | 4.067   | 118955.2 |

- Me poshte paraqiten disa fragmente nga llogaritjet strukture te objektit te perforcuar per efektet e ketij studimi:

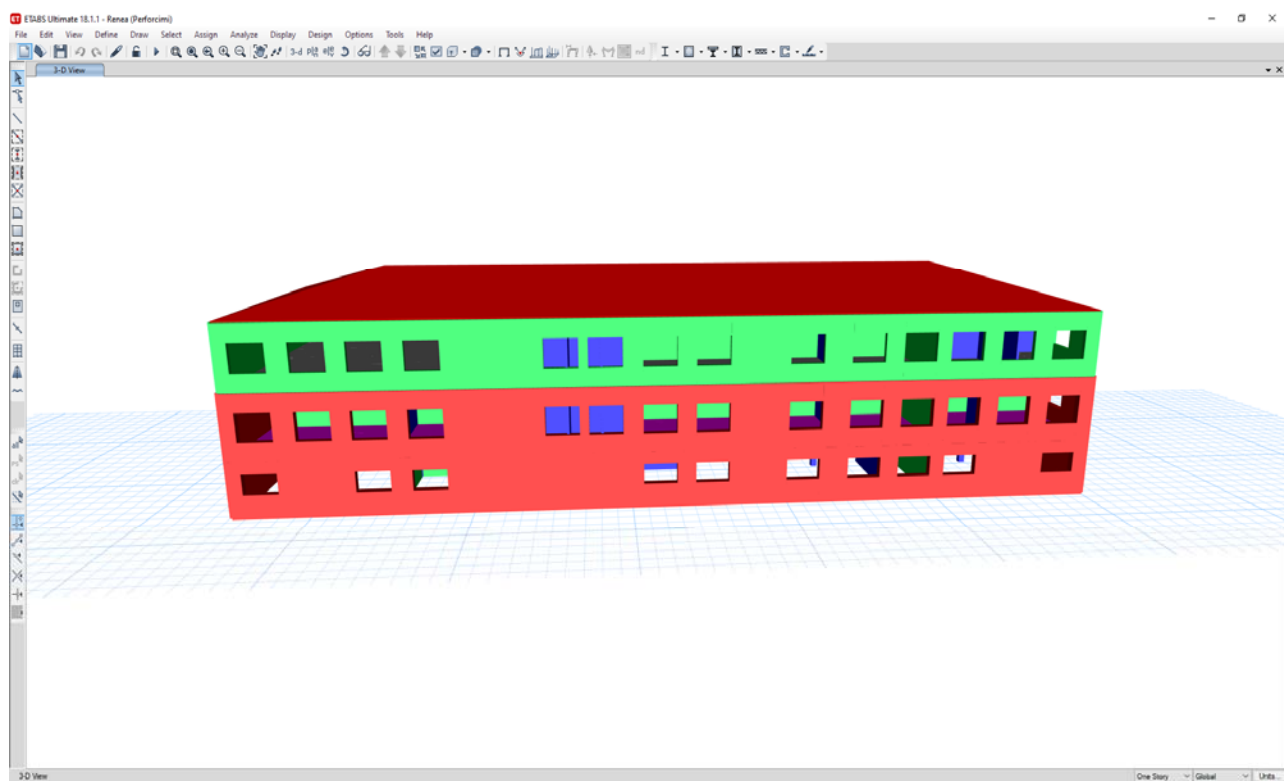


- Pamje 3D e struktures



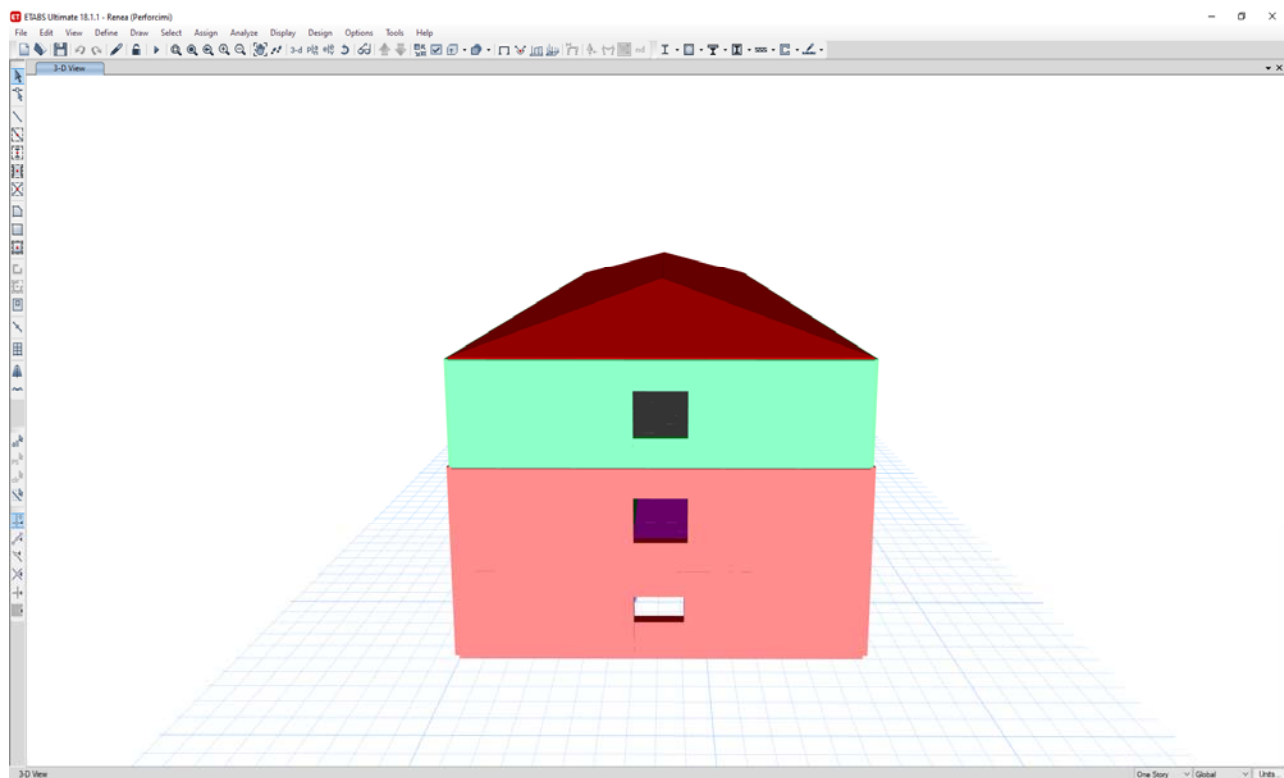


- Pamje 3D e struktures

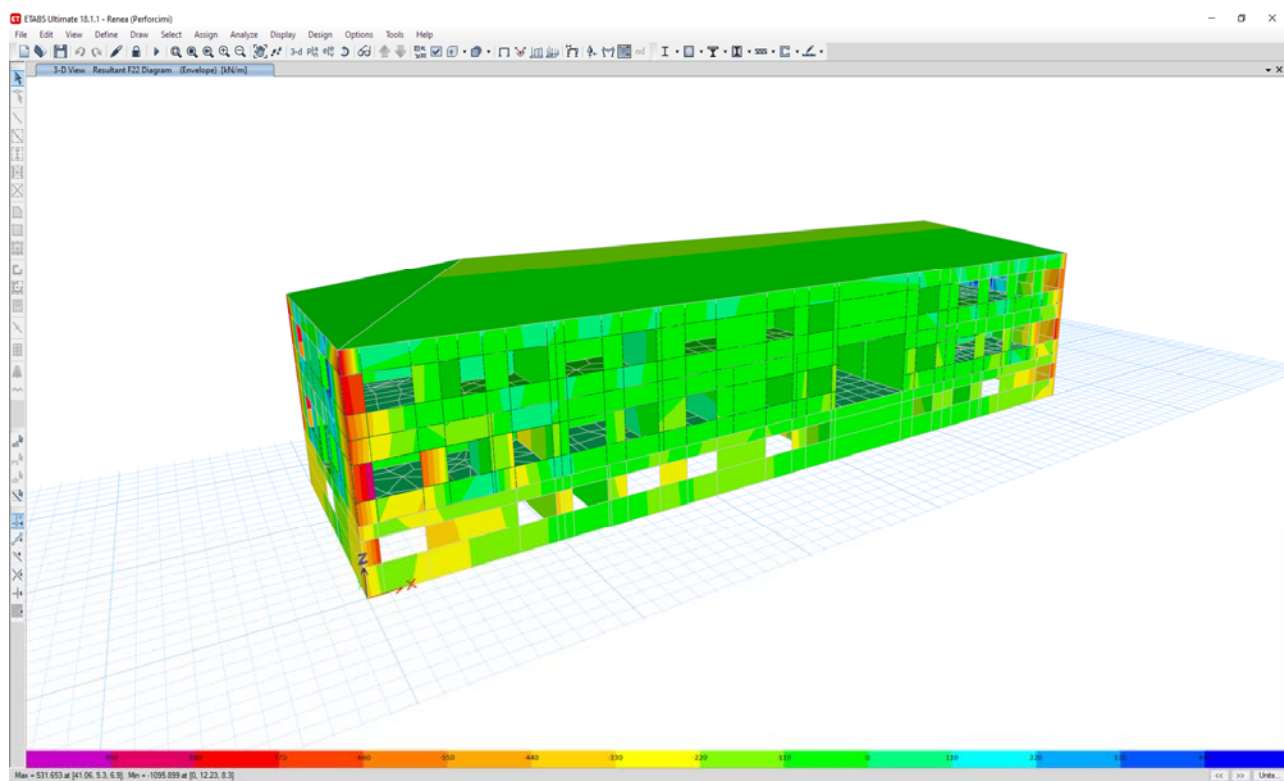


- Pamje 3D e struktures

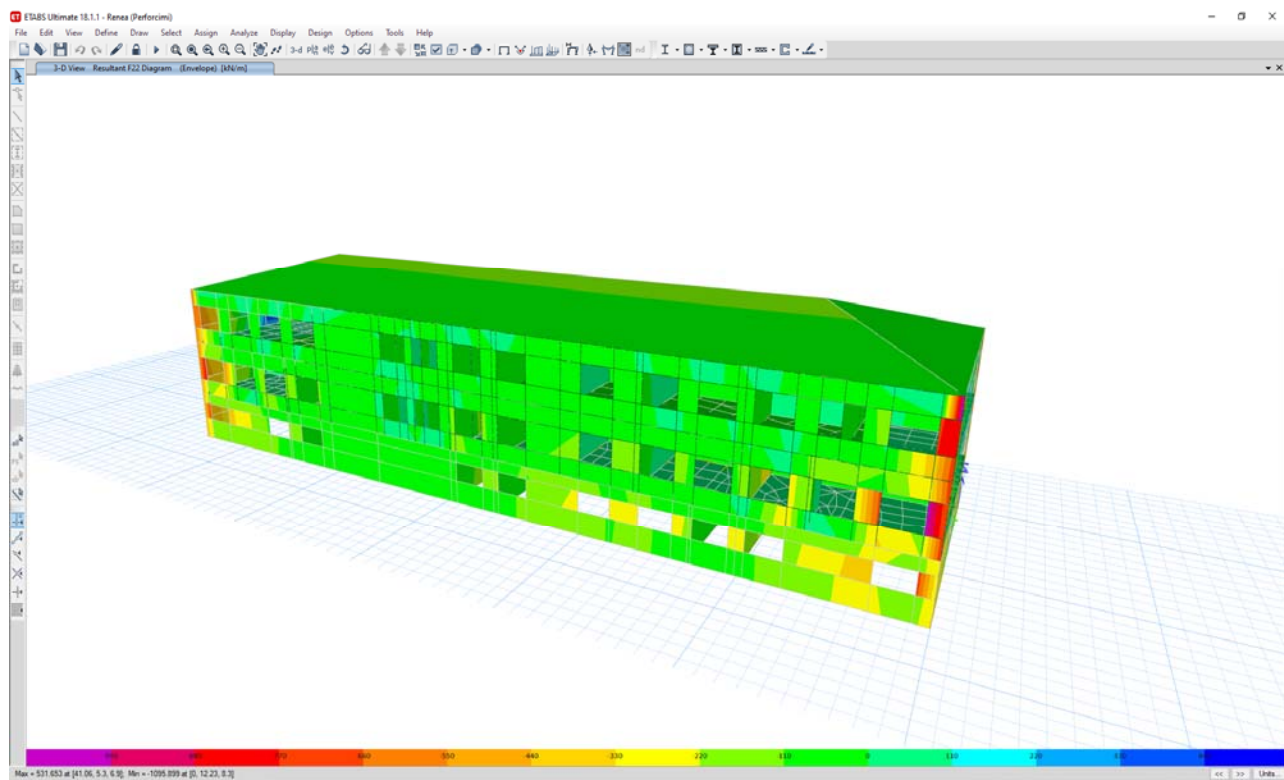




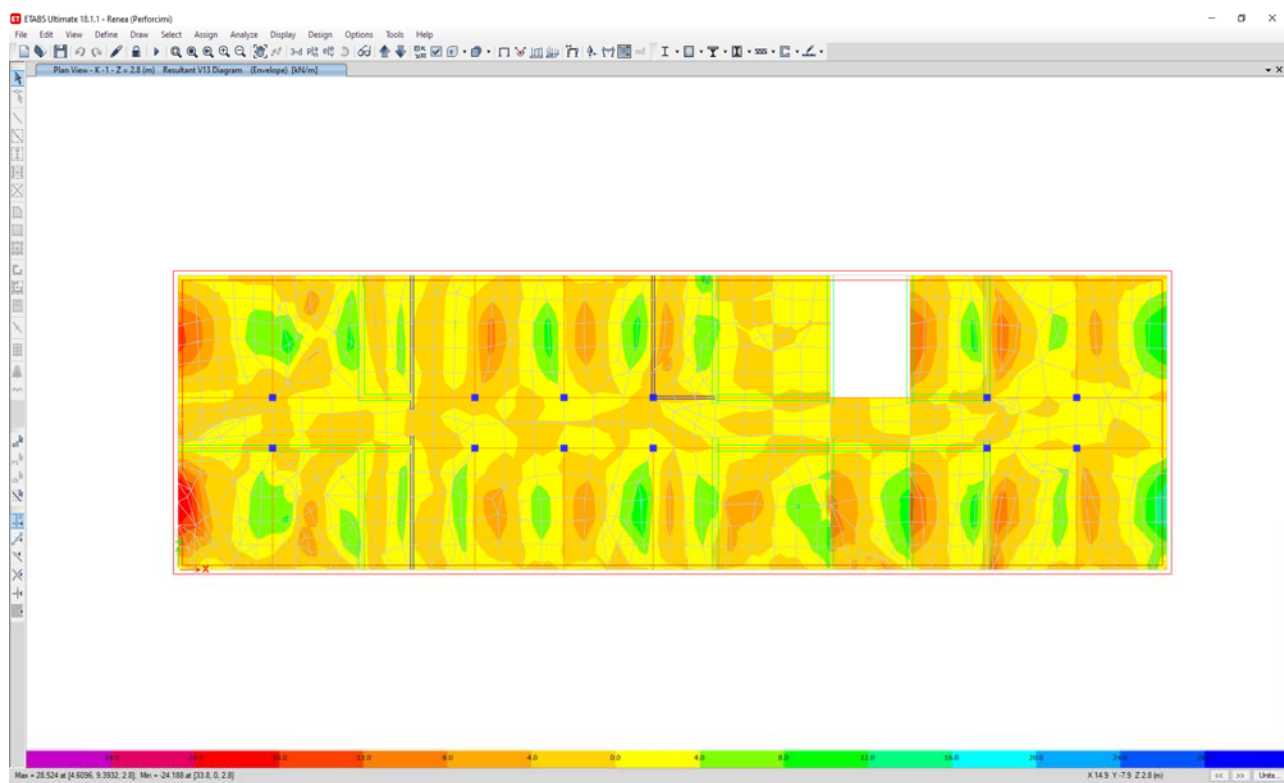
- Pamje 3D e struktures



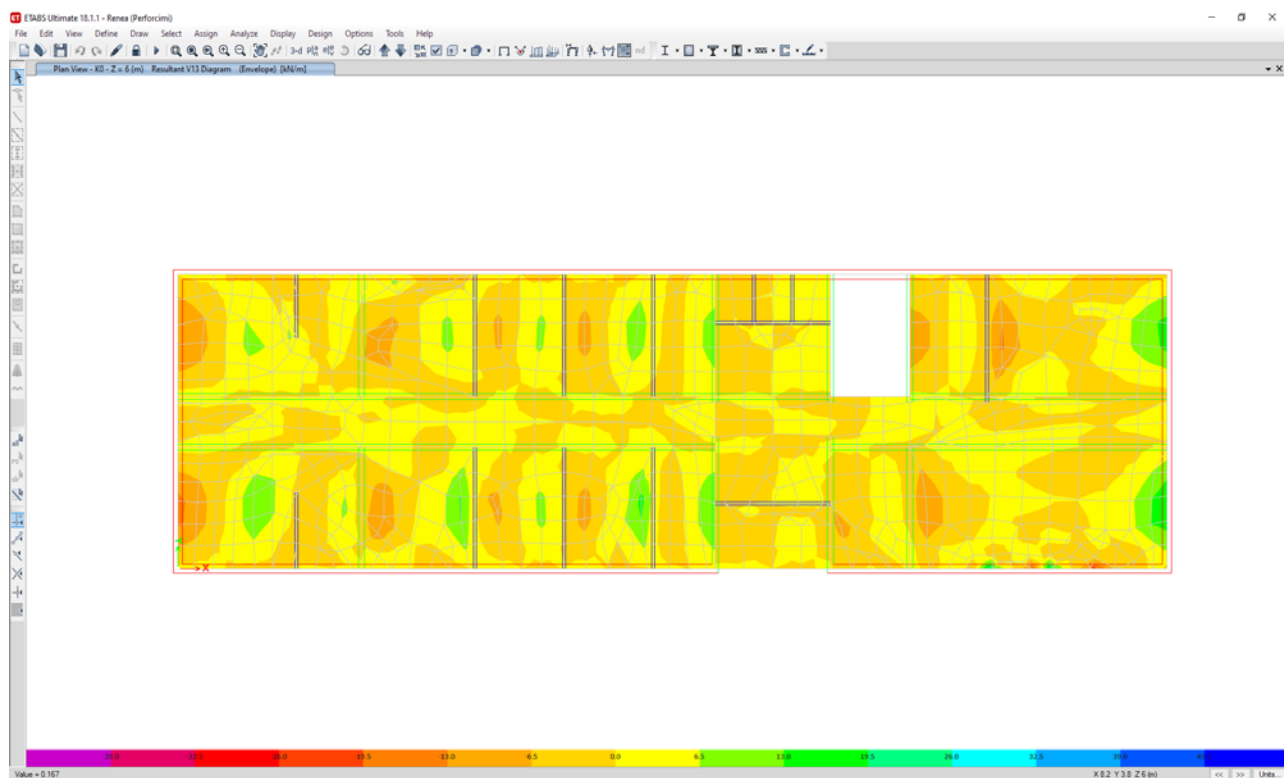
- Paraqitja e sforcimeve ne strukture



- Paraqitja e sforcimeve ne strukture



- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit nentoke



- Paraqitje e sforcimeve ne soleten e katit perdhe

- Me poshte paraqiten tabela, grafike dhe te rezultate te tjera te marra nga analizimi i struktures se perforcuar me ane te programit ETABS 17:

| REAKSIONET NE BAZEN E STRUKTURES PAS PERFORCIMIT |      |           |           |           |             |             |            |
|--------------------------------------------------|------|-----------|-----------|-----------|-------------|-------------|------------|
| KOMBINIMI                                        | TIPI | FX        | FY        | FZ        | MX          | MY          | MZ         |
|                                                  |      | kN        | kN        | kN        | kN-m        | kN-m        | kN-m       |
| Envelope                                         | Max  | 677.1734  | 880.4129  | 9054.1752 | 55784.2626  | 8115.5265   | 7528.3869  |
| Envelope                                         | Min  | -677.1734 | -880.4129 | 0         | -10133.9331 | -52236.1161 | -7528.3869 |

| MASA PJESEMARRESE NE ANALIZEN MODALE |              |          |        |         |
|--------------------------------------|--------------|----------|--------|---------|
| ANALIZA                              | TIPI         | DREJTIMI | STATIK | DINAMIK |
|                                      |              |          | %      | %       |
| Modal                                | Acceleration | UX       | 99.46  | 82.98   |
| Modal                                | Acceleration | UY       | 99.93  | 92.05   |
| Modal                                | Acceleration | UZ       | 0      | 0       |

| PERIODA DHE FREKUENCA NATYRALE PAS PERFORCIMIT |      |         |           |                |                                    |
|------------------------------------------------|------|---------|-----------|----------------|------------------------------------|
| ANALIZA                                        | MODA | PERIODA | FREKUENCA | FREK. RRETHORE | Eigenvalue                         |
|                                                |      | sec     | cyc/sec   | rad/sec        | rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup> |
| Modal                                          | 1    | 0.449   | 2.227     | 13.9896        | 195.7098                           |
| Modal                                          | 2    | 0.353   | 2.83      | 17.7826        | 316.2223                           |
| Modal                                          | 3    | 0.325   | 3.078     | 19.3387        | 373.9865                           |
| Modal                                          | 4    | 0.164   | 6.089     | 38.2581        | 1463.6816                          |
| Modal                                          | 5    | 0.136   | 7.351     | 46.1907        | 2133.5822                          |
| Modal                                          | 6    | 0.121   | 8.26      | 51.9006        | 2693.6768                          |

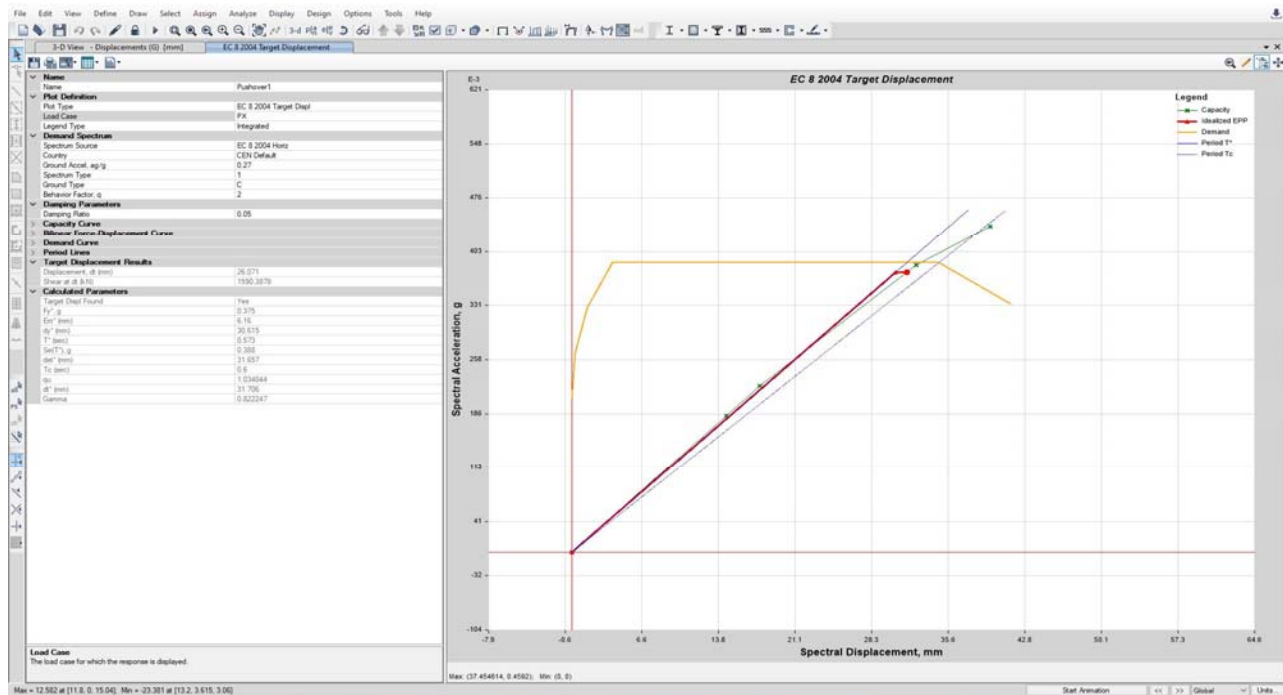
|       |    |       |        |         |           |
|-------|----|-------|--------|---------|-----------|
| Modal | 7  | 0.111 | 9.04   | 56.7976 | 3225.9719 |
| Modal | 8  | 0.094 | 10.69  | 67.1643 | 4511.0448 |
| Modal | 9  | 0.089 | 11.197 | 70.3502 | 4949.1484 |
| Modal | 10 | 0.084 | 11.853 | 74.4741 | 5546.3939 |
| Modal | 11 | 0.073 | 13.622 | 85.5891 | 7325.4939 |
| Modal | 12 | 0.068 | 14.7   | 92.3638 | 8531.0707 |

| FORCAT NE KATE PAS PERFORCIMIT |           |      |           |          |          |          |          |          |          |
|--------------------------------|-----------|------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| KATI                           | KOMBINIMI | TIPI | POZICIONI | P        | VX       | VY       | T        | MX       | MY       |
|                                |           |      |           | kN       | kN       | kN       | kN-m     | kN-m     | kN-m     |
| K1                             | Envelope  | Max  | Top       | 4895.983 | 600.9071 | 744.3433 | 6293.772 | 30067.33 | 2351.616 |
| K1                             | Envelope  | Max  | Bottom    | 5175.835 | 605.0143 | 748.3109 | 6329.149 | 32142.92 | 4136.596 |
| K1                             | Envelope  | Min  | Top       | 0        | -600.907 | -744.343 | -6293.77 | -2796.64 | -27791   |
| K1                             | Envelope  | Min  | Bottom    | 0        | -605.014 | -748.311 | -6329.15 | -5011.57 | -29056.7 |
| K0                             | Envelope  | Max  | Top       | 6657.056 | 654.68   | 839.4652 | 7162.45  | 40635.21 | 4136.596 |
| K0                             | Envelope  | Max  | Bottom    | 7115.005 | 656.4346 | 841.4233 | 7179.602 | 43963.59 | 6086.897 |
| K0                             | Envelope  | Min  | Top       | 0        | -654.68  | -839.465 | -7162.45 | -5011.57 | -37932.3 |
| K0                             | Envelope  | Min  | Bottom    | 0        | -656.435 | -841.423 | -7179.6  | -7504.95 | -40646.4 |
| K-1                            | Envelope  | Max  | Top       | 8596.226 | 676.8031 | 880.0442 | 7523.91  | 52455.88 | 6086.897 |
| K-1                            | Envelope  | Max  | Bottom    | 9054.175 | 677.1734 | 880.4129 | 7528.387 | 55784.26 | 8115.527 |
| K-1                            | Envelope  | Min  | Top       | 0        | -676.803 | -880.044 | -7523.91 | -7504.95 | -49522   |
| K-1                            | Envelope  | Min  | Bottom    | 0        | -677.173 | -880.413 | -7528.39 | -10133.9 | -52236.1 |

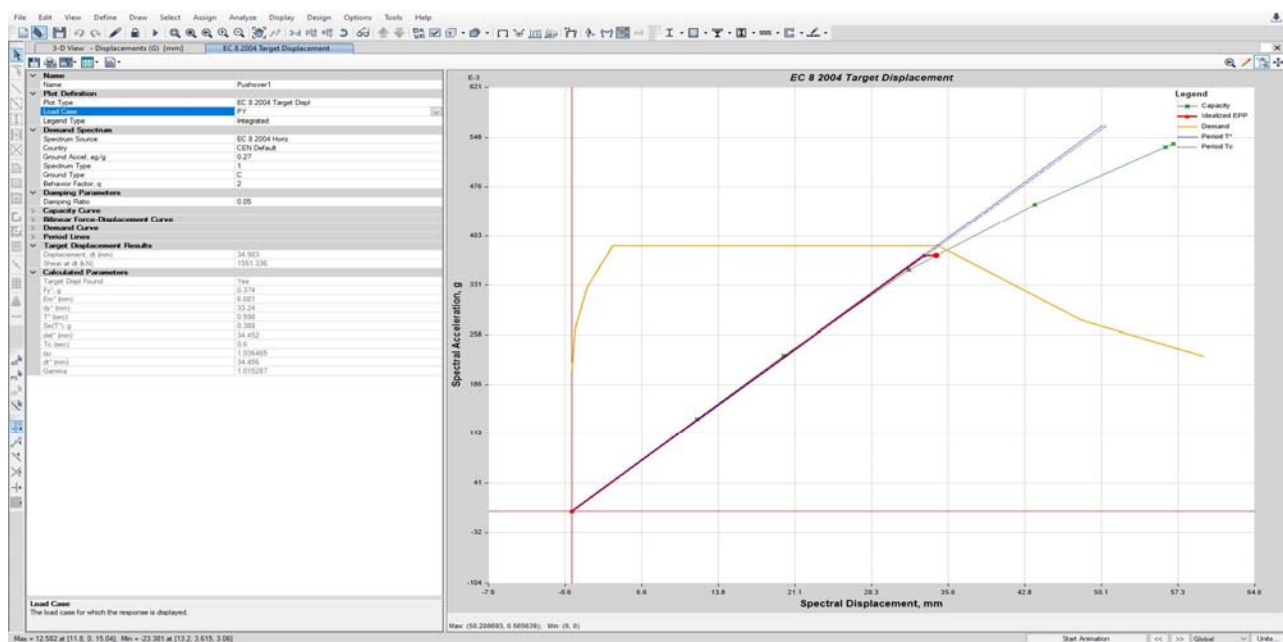
| DRIFTET E KATEVE PARA PERFORCIMIT |           |      |          |          |     |         |
|-----------------------------------|-----------|------|----------|----------|-----|---------|
| KATI                              | KOMBINIMI | TIPI | DREJTIMI | MAX      | MES | RAPORTI |
|                                   |           |      |          | mm       | mm  |         |
| K1                                | Envelope  | Max  | X        | 0.001308 | 9   | 7.9     |
| K1                                | Envelope  | Max  | Y        | 0.002768 | 38  | 12.9397 |
| K1                                | Envelope  | Min  | X        | 0.001308 | 9   | 7.9     |
| K1                                | Envelope  | Min  | Y        | 0.002768 | 38  | 12.9397 |
| K0                                | Envelope  | Max  | X        | 0.0008   | 5   | 3.9     |
| K0                                | Envelope  | Max  | Y        | 0.001393 | 42  | 12.6375 |
| K0                                | Envelope  | Min  | X        | 0.0008   | 5   | 3.9     |
| K0                                | Envelope  | Min  | Y        | 0.001393 | 42  | 12.6375 |
| K-1                               | Envelope  | Max  | X        | 0.000427 | 5   | 3.9     |
| K-1                               | Envelope  | Max  | Y        | 0.000622 | 13  | 11.8    |
| K-1                               | Envelope  | Min  | X        | 0.000427 | 5   | 3.9     |
| K-1                               | Envelope  | Min  | Y        | 0.000622 | 13  | 11.8    |

| NGURTESIA E KATEVE PARA PERFORCIMIT |          |          |         |          |          |         |          |
|-------------------------------------|----------|----------|---------|----------|----------|---------|----------|
| KATI                                | NGARKIMI | Shear X  | Drift X | Ngurt. X | Shear Y  | Drift Y | Ngurt. Y |
|                                     |          | kN       | mm      | kN/m     | kN       | mm      | kN/m     |
| K1                                  | Ex       | 51.1455  | 2.591   | 19742.64 | 25.2019  | 1.96    | 12856.83 |
| K1                                  | Ex       | 279.6752 | 2.719   | 102842.3 | 83.7283  | 1.343   | 62335.81 |
| K1                                  | Ex       | 442.4755 | 3.169   | 139610.9 | 129.2335 | 1.594   | 81052.64 |
| K1                                  | Ex       | 554.1444 | 2.881   | 192347   | 161.3337 | 1.652   | 97644.73 |
| K0                                  | Ex       | 602.4058 | 1.312   | 459151.4 | 173.6597 | 1.055   | 164606.1 |

|     |    |          |       |          |          |       |          |
|-----|----|----------|-------|----------|----------|-------|----------|
| K0  | Ex | 621.6535 | 0.705 | 881356.5 | 185.0665 | 0.524 | 353331.7 |
| K0  | Ey | 15.8323  | 0.82  | 19318.62 | 44.6921  | 4.028 | 11096.44 |
| K0  | Ey | 78.2885  | 1.641 | 47702.74 | 331.8478 | 4.731 | 70140.94 |
| K-1 | Ey | 137.3075 | 2.27  | 60490.95 | 544.3411 | 5.773 | 94298.86 |
| K-1 | Ey | 169.5663 | 2     | 84796.12 | 699.9108 | 5.435 | 128779.2 |
| K-1 | Ey | 180.0959 | 0.733 | 245688.8 | 789.3253 | 2.762 | 285757.4 |
| K-1 | Ey | 185.0666 | 0.36  | 513451.6 | 824.893  | 1.323 | 623666.2 |



- Rezultatet nga analiza push over – Drejtimi X



- Rezultatet nga analiza push over – Drejtimi Y

### 3. KONKLuzionet

Nga studimi i projektit konstruktiv, dhe i të dhënave të mesiperme që i referohen Relacionit Teknik, si dhe nga modelimi 3 Dimensional për qëllimet e këtij studimi, në programet ETABS ULTIMATE 2017 dhe TEKLA STRUCTURAL DESIGNER 2019, arrijme në përfundimin si më poshtë.

#### 1.1 Referuar nenstruktures:

1. Struktura e ndërtesës është e mbeshtetur mbi themele të vazhduara nën murature, prej butobetoni. Lloji i themelit është i përshtatshëm për tipin e struktures. Nevojitet ripërmasimi i themelit, jo vetëm për rritjen e aftësisë mbajtëse të tabanit dhe për rritjen e shtangesisë së tij, por edhe për inkastrimin e shtresave përforcuese të muratës vertikale.
2. Thellessia e vendosjes së tabanit të themelit në kushtet efektive, plotëson kërkesat për inkastrimin e objektit në tokë, referuar kërkesave antisizmike. Nuk është nderhyrë në thellesinë e inkastrimit të tabanit të themelit, pasi sikurse vërtetohet edhe nga kontrollët në vend, si edhe nga studimi gjeologjik inxhinierik ky taban mbeshtetet në shtresë të përshtatshme gjeologjike si edhe plotëson kushtet e normave antisizmike. Karakteristikat fiziko mekanike të themelit (butobeton dhe material i përforcimit) plotësojnë kërkesat e aftësisë mbajtëse të tabanit sipas EC0, EC1, EC2, EC7 dhe EC8.
3. Nga kqyrjet e detajuara në terren, dhe analizat e kryera në lidhje me punën e përbashkët të themelit dhe bazamentit rezulton se nuk ka cedime të bazamentit të cilat mund të ndikojnë negativisht punën e mbistrukture. Sforcimet në bazament, pas përforcimit të struktures së tij janë brenda kufirit të sforcimeve të lejuara. Themeli i përforcuar plotëson të gjitha kontrollët gjeoteknike.

#### 1.2 Referuar Mbistrukture

1. Spostimet dhe deformimet maksimale të objektit në gjendjen egzistuese nën veprimin e ngarkesave sizmike të llogaritjes rezultojnë jashtë normave të lejuara (të përcaktuara nga Eurokodi 6 dhe 8). Driftet (shvendosjet relative) maksimale të objektit rezultojnë të jenë më të mëdha se maksimumi i lejuar në EC8.
2. Dy format e para të lëkundjeve, rezultojnë me përdredhje cka dëshmon për një shpërndarje jo uniforme të masës dhe shtangesisë.
3. Nga inspektimi në vend dhe provat laboratorike të kryera në lidhje me materialet përbërëse të struktures rezulton që pjesa e muratës në baze është amortizuar ndër vite nga prezenca e lageshtisë së përhershme. Si pasojë e kësaj lageshtie tullat e muratës kanë humbur një pjesë të konsiderueshme të rezistencës në shtypje (në disa raste është zvogëluar deri në  $9.7 \text{ N/mm}^2$ ). Dëmtimi ka ndikim të konsiderueshëm në uljen e performancës së muratës si element primar sizmik. Dëmtimet të strukturave vertikale janë hasur jo vetëm në baze por edhe në pjesët e sipërme të objektit, sikurse tregohet edhe në fotot bashkëngjitur.
4. Nga analizat e kryera nën veprimin e ngarkesave maksimale sizmike, sforcimet në muratën e vazhduar dhe kolonat e muratës rezultojnë rreth 20.4 % më të larta se sforcimet e lejuara duke sjellë kështu plasaritje të konsiderueshme dhe ulje të kapacitetit mbajtës në teresi.
5. Soletat janë të realizuara me panele të parapregatitura me bira TIP SAP, me gjerësi rreth 80 cm dhe lartësi rreth 16 deri 20 cm. Këto soleta nuk mund të luajnë rolin e diafragmave horizontale rigjide dhe nuk realizojnë lidhjen e mureve vertikale me njëri tjetrin. Kështu muret më të dobët nuk mund të ndihmohen nga ata më të fortë. Shpërndarja e masës, shtangesisë së mureve dhe ngarkesës sizmike në këte rast është e parregullt duke krijuar sforcime suplementare.
6. Celiku i përdorur në elementet beton arme është i pa viaskuar dhe nuk plotëson kushtet e EC8. Në disa pjesë të soletës vihet re korodimi i celikut (reduktim i shufrave deri në diametra edhe me pak se 5mm) gjë e cila ul aftësinë mbajtëse të paneleve.



7. Nga inspektimet dhe analizat e kryera vihet re qe termeti i dates 26.11.2019 ka lene pasoja dhe deme te konsiderueshme ne strukture.
8. Nga analizat lineare dhe jo lineare te cilave ju eshte nenshtruar modeli llogarites i struktures per qellimet e kesaj Akt Ekspertize dhe Analize te Thelluar rezulton se ndertesa duhet te neshtrohet procedures se perforcimit dhe te riaftesimit strukturor. Vetem riparimi i demtimeve evidente eshte i pa mjaftueshem dhe jo i pershtatshem per strukturen e analizuar.
9. Bashkengjitur eshte realizuar projekti konstruktiv i perforcimeve dhe riaftesimeve te rekomanduara nga ana e projektuesve. Eshte projektuar nderhyrje radikale ne perforcimin e mureve perimetrale, ne te gjitha lartesine e struktures si dhe te disa mureve te brendshme ne katet e poshtme, ku nga analizat kerkohet kapacitet me i larte sizmik.
10. Eshte evituar problemi i elementeve horizontale te permenduar me siper, duke nderhyre per perforcimin dhe monolitizimin e soletave si edhe lidhjen e tyre me te mire me muret ne te cilat mbeshketen.
11. Ndertesa ruan vertikalitetin edhe pas termetit te dates 26.11.2019. Deformimet e pesuara nuk jane plastike

**Perfundimisht**, mund te konkludojme, qe kjo ndertese ne gjendjen egzistuese i ploteson kushtet e sigurise dhe qendrueshmerise per ngarkesa statike por nuk i ploteson ato per ngarkesa dinamike sizmike, referuar gjendjes se pare kufitare si dhe kriteret e sherbimit ne ulje dhe deformime referuar gjendje se dyte kufitare (gjendjes kufitare te shfrytezimit) duke u bazuar ne Eurocode per aktivitet sizmik me  $PGA = 0.260 g$ .

**Rekomandojme qe struktura e mesiperme te perforcohet dhe te restaurohet konform projektit perkates.**

- Imazhe nga terreni te godines ekzistuese:









