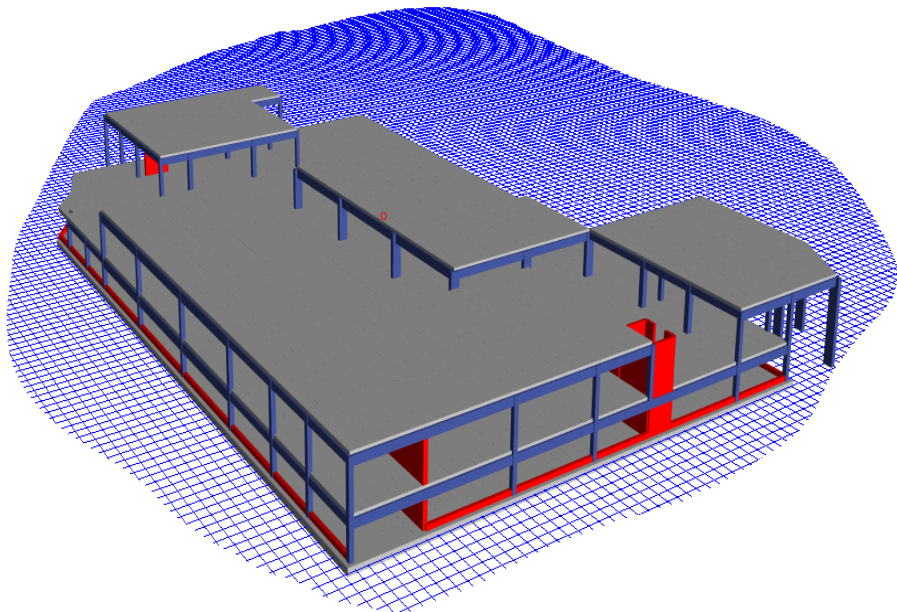




REPUBLIKA E SHQIPERISE
BASHKIA TIRANE
DREJTORIA E PERGJITHSHME E PUNEVE PUBLIKE

RELACIONI TEKNIK KONSTRUKTIV



Përmbajtja:

1. Hyrje	3
PËRSHKRIMI I STRUKTURËS	3
Tipi I sistemit strukturor	4
2. Kodet dhe referencat e marra në konsiderate gjatë hartimit të projektit konstruktiv.	4
3. Materialet e përdorura.....	5
4. Analiza dhe llogaritjet kompjuterike	6
Dimensionimi paraprak i trarëve	6
Dimensionimi paraprak i soletës	6
Dimensionimi paraprak i kolonave	7
Dimensionimi paraprak i pllakës së themelit	10
5. Përcaktimi i ngarkesave statike dhe dinamike	10
5.1 Ngarkesat e përhershme (Dead Loads-DL)	10
5.2 Ngarkesat e përkohshme (Live Loads-LL).....	10
5.3. Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL).....	11
6. Kombinimi i ngarkesave.....	12
7. Ngarkesat llogaritëse në projekt	12
8. Analiza statike dhe dinamike.....	15
9. Analiza sizmike e godinës	18
10. Kontrollat	20
11. Llogaritjet e elementëve strukturale	20
Soleta	20
Traret dhe kolonat	20
Themelet	20

1. Hyrje

Emërtimi i objektit: Studim projektim për objektin “RIKONCEPTIMI I KOPSHTIT ZOOLOGJIK”

PËRSHKRIMI I STRUKTURËS

Objekti ka formë të rregullt në plan dhe në altimetri, fakt që e ndihmon mirë gjatë reagimit sizmik të strukturës. Prandaj për projektimin e saj jemi mundur të gjejmë një zgjidhje konstruktive optimale duke vendosur kollona dhe mure b/a për të patur një përputhje sa më të plotë të qendrës së masës dhe asaj të inercisë së objektit. Llogaritjet janë kryer përmes programit ETABS v16.2 për strukturën e përgjithshme të objektit.

Struktura është konstruksion b/a. Materialet që do të përdoren kanë rezistenca përkatësisht C25/30 dhe armatura S500.

Kati që i përket parkimit ka një lartësi: 2.70m

Godinat variojnë nga 3.50m (veterinaria, ambientet teknike+kuzhina, klasat) në 3.20m (administrata) .

Lartësia totale e objektit varion nga 6.50m në 6.20m .

Objekti është konceptuar dhe llogaritur me rama hapësinore duke i dhënë prioritet të dy drejtimeve për garantimin e zhvendosjeve të lejuara nga veprimet e ngarkesave të jashtme, kryesisht atyre sizmike.

Objekti mbështetet mbi themel te tipit pllakë bazuar në forcat normale dhe momenteve që vijnë nga mbistruktura dhe sforcimeve të lejuara të tokës në tabanin e themelit. Pllaka ka një lartësi $h=50\text{cm}$. Disa prej kolonave të katit të parë dalin jashtë planit të pllakës së themelit dhe shkarkojnë sforcimet e tyre në plinta me përmasa 160x160 dhe 270x220. Respektivisht kolonat me përmasa 40x40 shkarkojnë mbi plintat 160x160 dhe kolonat me përmasa 40x90 shkarkojnë mbi plintat 270x220.

Kolonat kanë formë të prerjes tërthore katrore dhe drejtkëndëshe me dimensione 40x40,50x50, 40x90. Seksioni i kolonave nuk ndryshon sipas lartësisë. Janë përdorur kolona 50x50 në pjesën e brendshme të strukturës për hapësirë drite më të vogël se 7.5m dhe kolona 40x90 për hapësira më të mëdha se 8m, ndërsa kolonat perimetrale janë 40x40.

Shufrat gjatësore do të bashkohen(xhuntohen) në meset e niveleve të kateve dhe bashkimet bëhen të shfazuara me jo më shumë se 25% të shufrave gjatësore në një seksion. Bashkimi realizohet me anë të lidhjes me tel të butë. Përdoret shpeshitimi I stafave cdo 20 dhe cdo 10cm. Mbyllja e kolonave do të realizohet e tillë që shufrat e kollonës të inkastrohen me 40ϕ në trarët e soletës.

Struktura horizontale në kuotën +3.00 është solete monolite me $h=30$ cm. Struktura horizontale në kuotën +6.50 dhe +6.20 është soletë me traveta të hedhura në një dhe dy drejtime. Gjerësia e travetit është $b=40$ cm dhe trashësia e pllakës (soletonit) 10 cm. Si material mbushës i lehtësuar është përdorur polisteroli.

Trarët janë zgjedhur të thellë me përmasa $b \times h=30 \times 50$ cm, 30×60 cm, 30×70 cm. Trarët janë llogaritur nga ngarkesat trapezoidale ose trekëndore që vijnë nga soletat si dhe ngarkesa e njëtrajtshme që vjen nga muret.

Kemi të përdorur dhe mure SHEAR WALLS të pandërprerë në gjithë lartësinë e strukturës.

Nga programet llogaritëse janë nxjerrë planet e strukturave dhe ramat, nga të cilat marrim rezultatet për llogaritjen e sipërfaqes së armaturës së hekurit për konstruimin e elementëve konstruktiv të objektit referuar kërkesave për armim sipas EC 2 dhe KTP- N.2-89.

Tipi I sistemit strukturor

Sistemi I zgjedhur është një sistem konstruktiv me mure b/a dhe kolona, kemi një sistem miks. Sistem mix quajmë atë sistem ku përballimi i ngarkesave vertikale bëhet kryesisht nga ramat hapësinore, kurse në rezistencën ndaj ngarkesave anësore kontribuojnë pjesërisht sistemi ramë dhe pjesërisht muret strukturore. Gjatë fazës së projektimit duhet të kemi parasysh principet bazë të projektimit:

- Thjeshtësia strukturore
- Uniformiteti, simetria
- Uniformiteti I shtangësisë së elementeve në plan dhe në lartësi

Këto principe duhet ti marrim, parasysh sepse eliminojnë mekanizmin e përdredhjes që shkakton kolaps të ndërtesës.

Gjithashtu duhet të kemi parasysh të projektojmë me procedurat e Projektimit të Kapacitetit " CAPACITY DESIGN " që do të thotë që projektojmë trarë të dobët dhe kolona të forta. Pra të vendos hierarkinë e elementeve që duhet të shkatërrohen të parët. Elementët që duhet të shkatërrohen të parët janë trarët dhe më pas kolonat. Sipas këtij principi synohet dhe krijohen kushte që në rastin e veprimeve shumë të forta sizmike çernierat plastike të formohen kryesisht në trarë dhe jo në kolona. Kjo sepse plasitcizmi në ndonjë zonë të kolonave do të rrezikonte stabilitetin e cdo konstruksioni. Vetëm në raste të vecanta dhe duke u siguruar për stabilitetin sizmik mund të lejohet një numër I kufizuar çernierash.

2. Kodet dhe referencat e marra në konsiderate gjatë hartimit të projektit konstruktiv.

Hartimi I këtij projekti është bazuar në :

- Kusht Teknik Projektimi për Ndërtimet Antisizmike KTP-N.2-89 (Akademia e shkencave, Qendra Sizmologjike).
- Kushte teknike të projektimit, Libri II, (KTP-6,7,8,9,-1978)
- “Eurocode2 : Design of Concrete Structures FINAL DRAFT pr EN 1992-1-2 , December 2003)
- “Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance FINAL DRAFT prEN 1998- 1”, December 2003).
- “Foundation Analysis and Design”, McGraw-Hill1991 (Josepf E. Bowles)
- “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons. 1975 (R. Park and T.Paulay)
- “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” John Wiley & Sons 1992 (T. Paulay & M.J.N. Priestley)
- “Earthquake-Resistant Concrete Structures”, E&FN SPON (George G. Penelis, Andreas , J. Kappos).
- “Reinforced Concrete Mechanics and Design”, Third Edition, Prentice Hall, (James G. MacGregor).
- “Inzhinieria Sizmike”, Niko POJANI
- “Metodat Energjitike ne Statiken e Strukturave”, Niko POJANI, Hektor CULLUFI, Niko LAKO
- “GJEOTEKNIKA I,II dhe II”, Luljeta BOZO

3. Materialet e përdorura

Për të gjitha strukturat vertikale beton/arme është përdorur:

- a) Betoni – C25/30
- Masa për njësi volume 0.2448 t/m³/g
 - Pesha për njësi volumi 2.4026 t/m³
 - Moduli I elasticitetit 3050000 t/m²
 - Koeficienti I Puasonit 0.2
 - Koeficienti I Zgjerimit termik 9.900E-06
 - Rb kubike 2500 t/m²

Për të gjitha strukturat horizontale beton/arme është përdorur:

- a) Betonim -C25/30
- Masa për njësi volume 0.2448 t/m³/g
 - Pesha për njësi volumi 2.4026 t/m³
 - Moduli I elasticitetit 3050000 t/m²
 - Koeficienti I Puasonit 0.2
 - Koeficienti I Zgjerimit termik 9.900E-06
 - Rb kubike 2500 t/m²

Për të gjitha strukturat beton/arme është përdorur çeliku S500.

Për çelikun:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s$$

Për betonin:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{cwd} = f_{cwk} / \gamma_c$$

Materialet e përdorura paraqiten në mënyrë tabelare si më poshtë :

MATERIALET			
Betoni i kolonave:	M-300(C 25/30)	Çeliku i kolonave:	Fy=4400kg/cm2
Betoni i soletave:	M-300 (C 25/30)	Çeliku i soletave:	Fy=4400kg/cm2
Betoni i trarëve:	M-300 (C 25/30)	Çeliku i trareve:	Fy=4400kg/cm2
Betoni i themeleve:	M-300 (C 25/30)	Çeliku i themeleve:	Fy=4400kg/cm2

4. Analiza dhe llogaritjet kompjuterike

Modelimi është kryer përmes programit ETABS v16.2. në këtë program modelimi kryhet me plane , ose ndryshe gjeometria dhe dimensionet e elementëve (trarë, kolona, mure etj.) përcaktohen në cdo kat dhe lartësi duke patur gjithmonë një pamje hapësinore të objektit. Pasi kryhet përcaktimi I gjeometrisë të gjithë strukturës dhe I ngarkesave (statike, dinamike etj) dhe metoda e llogaritjes (metoda statike, Gj. Kufitare të fundme, EC).

Bëhet analiza e strukturës.

Përmasimi i elementëve beton/arme është bërë si më poshtë :

Dimensionimi paraprak i trarëve

është bërë me formulat e dimensionimit paraprak si më poshtë:

$$H_t = (1/12 \div 1/15) L_t$$

$$B_t = (1/2 \div 1/3) H_t$$

Dimensionimi paraprak i soletës

Për dimensionimin e soletave

$$h_{sol} = d + d'$$

ku:

d' -është shtresa mbrojtëse

d-është lartësia punuese

$$H_s = (1/35) L_s$$

Vlerat janë paraqitur nga tabela e mëposhtme :

TRARET-PARKIMI									
AKSI	L	H=1/12 L	H=1/15L	ZGJEDHJA	B=1/2H	B/1/3H	TRARET	SOLETA	Trashësia e soletës
1-2	590	49	39	50	25	17	30X50	16.85714	30
2-3	575	48	38	50	25	17	30X50	16.42857	30
3-4	756	63	50	50	25	17	30X50	21.6	30
4-5	975	81	65	70	35	23	30X70	27.85714	30
5-6	1026	86	68	70	35	23	30X70	29.31429	30
6-7	972	81	65	70	35	23	30X70	27.77143	30
7-8	521	43	35	50	25	17	30X50	14.88571	30
8-9	575	48	38	50	25	17	30X50	16.42857	30
9-10	650	54	43	50	25	17	30X50	18.57143	30
10-11	590	49	39	50	25	17	30X50	16.85714	30
11-12	530	44	35	50	25	17	30X50	31.17647	30

TRARET-PARKIMI									
AKSI	L	H=1/12 L	H=1/15L	ZGJEDHJA	B=1/2H	B/1/3H	TRARET	SOLETA	Trashësia e soletës
A-B	635	53	42	50	25	17	30X60	18.14286	30
B-C	776	65	52	50	25	17	30X60	22.17143	30
C-D	839	70	56	50	25	17	30X60	23.97143	30
D-E	807.5	67	54	60	30	20	30X60	23.07143	30
E-F	807.5	67	54	60	30	20	30X60	23.07143	30
F-G	635	53	42	60	30	20	30X60	18.14286	30

Dimensionimi paraprak i kolonave.

Kolonat do të përmasojmë duke u mbështetur tek kondita e sforcimeve shtypëse.

Sipërfaqja e prerjes tërthore të kolonës do të llogaritet me formulën:

$$A=N/(0.65*f_{cd})$$

Betoni do të jetë i klasit : C25/30

$$N=q*n*S$$

Ku :

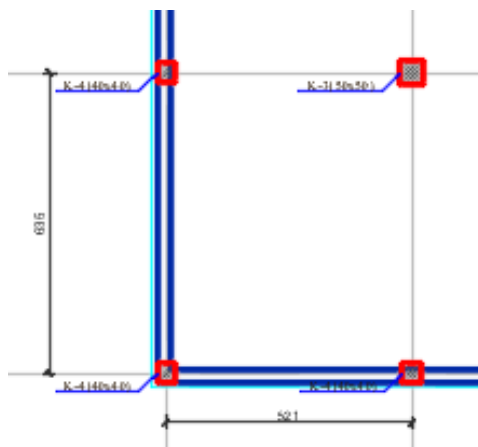
S-sipërfaqja e strukturës që shkarkon tek struktura jonë

A-Sipërfaqja e seksionit tërthor të kolonës

q- Intensiteti i ngarkesave vertikale ($13 \div 18 \text{ KN/m}^2$)

n-Numri i kateve të ndërtesës

- Kolona perimetrale



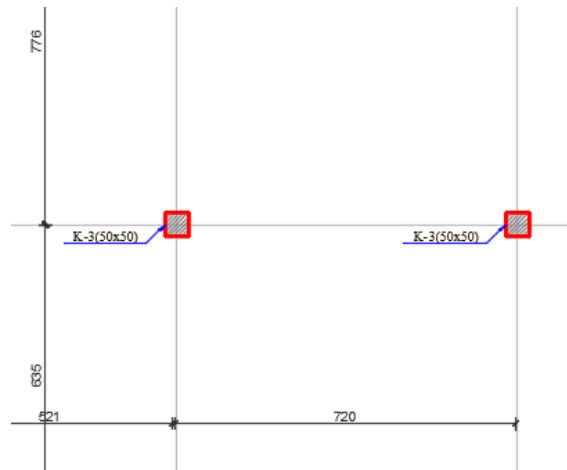
$$A = N / (0.65 * f_{cd})$$

$$N = q * n * S$$

$$A = b * b$$

Pranojmë për këtë kolonë seksion **K40x40**

- Kolona e brendshme



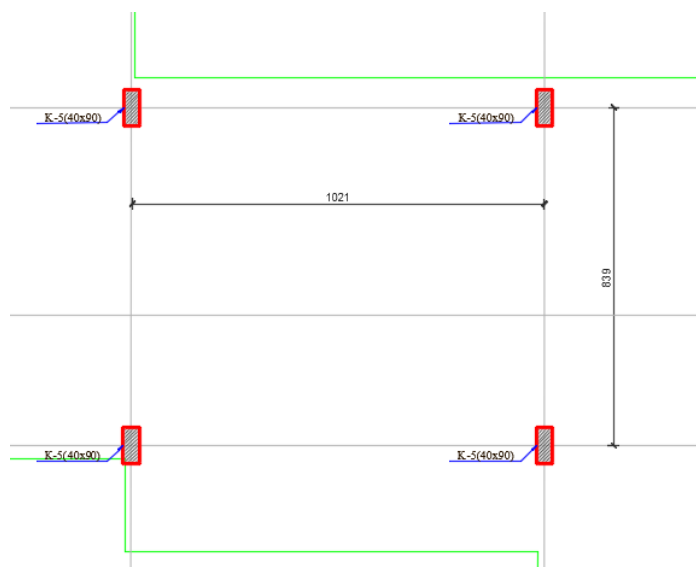
$$A = N / (0.65 * f_{cd})$$

$$N = q * n * S$$

$$A = b * b$$

Pranojmë për këtë kolonë seksion **K50x50**

- Kolona e mesit



$$A = N / (0.65 * f_{cd})$$

$$N = q * n * S$$

$$A = b * b$$

Pranojmë për këtë kolonë seksion **K40x90**

Janë zgjedhur kolona 50x50 me pjesën e brendshme të strukturës për hapësire drite më të vogla se 7.5 m dhe kolona 40x90 për hapësira drite më të mëdha se 8 m, ndërsa kolonat perimetrale janë 40x40 cm .

Dimensionimi paraparak i pllakës së themelit

1) Kushti në prerje

$$H_{pll} \geq \frac{N}{2(ak+bk) \cdot R_{pre.bet.}}$$

Ku:

N-është ngarkesa që na vjen nga kolona

ak, bk-janë përmasat e kolonës më të ngarkuar

R_{pre.bet.}-rezistenca në prerje e betonit 14kN

2) Kushti në inkastrim

$$h_{pll} \geq 40\phi$$

ø-është diametri i shufrës më të madhe në kolonë

Eshtë zgjedhur lartësia e pllakës së themelit 50 cm.

5. Përcaktimi i ngarkesave statike dhe dinamike

5.1 Ngarkesat e përhershme (Dead Loads-DL)

Në ngarkesat e përhershme janë përfshirë: Pesha vetjake e gjithë elementëve mbajtës të strukturës beton arme (themele, trarë, kolona, pesha vetjake e soletave, shtresave të dyshemesë, muret ndarës, dhe parapetet e shkallëve etj).

5.2 Ngarkesat e përkohshme (Live Loads-LL)

Si ngarkesa të përkohshme në strukturë janë llogaritur ngarkesat e shfrytëzimit të dyshemesë, ndërkateve, shkallëve, taracave etj, në bazë të tabelave Tab.6.1., 6.2, 6.8 dhe 6.9 të EC.1.1.1. Në mënyrë të përmbledhur këto ngarkesa janë paraqitur në tabelën e mëposhtme :

Story	Label	Unique Name	Load Pattern	Direction	Load kN/m ²
KATI I II	F5	14	Live	Gravity	2.28
KATI I II	F6	15	Live	Gravity	2.28
KATI I II	F34	58	Live	Gravity	2.28
KATI I II	F35	59	Live	Gravity	2.28
kati i I	F3	13	Live	Gravity	5.4
Base	F2	5	Live	Gravity	8.4

Ngarkesat e mësipërme janë të normuara, dhe në varësi të kombinimit për të cilin do të kontrollohet struktura, ngarkesat e përhershme (DL) apo ato të përkohshme (LL) shumëzohen me koeficientin përkatës të sigurisë.

5.3. Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL)

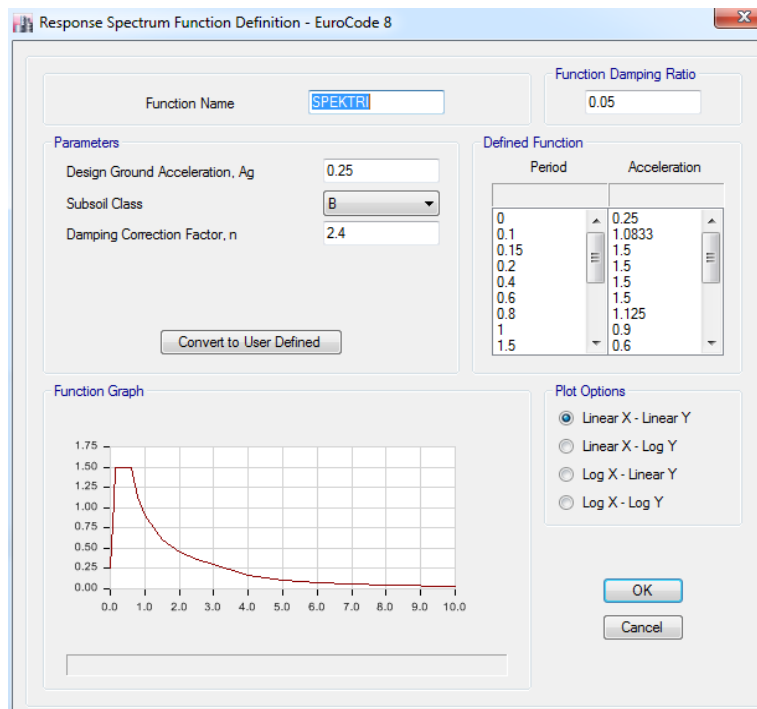
Në përputhje me studimin inxhiniero-sizmiologjik të sheshit, parametrat e marrë në llogaritje për Eurocode 8 janë :

Trualli në sheshin e ndërtimit klasifikohet i Tipit B sipas Eurokodit 8, S=1.2, TB=0.15 sek; TC= 0.50 sek; TD=2.0 sek.

Shpejtimi i truallit (PGA) $a_g = 0.25$ g
(magnitudë
> 5.5, Tipi
1 i spektrit)
(TB=0.15 sek; TC= 0.50 sek; TD=2.0 sek)

Koeficienti i sjelljes së strukturës për duktilitet të mesëm DCM

$$q = q_0 * k_w = 3 * \alpha_u / \alpha_1 * k_w = 3 * 1 * 0.8 = 2.4$$



6. Kombinimi i ngarkesave

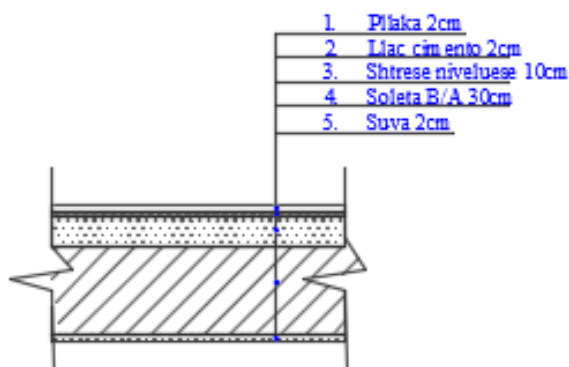
Përcaktimi i aftësisë mbajtëse të strukturës është kryer duke kombinuar ngarkesat vepruese të strukturës sipas kombinimeve të mëposhtme: Janë bërë llogaritjet për kombinimin e 1 si kombinimi më i disfavourshëm, bazuar në EC 2.

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type
Comb1	Dead	1.35	Linear Add
Comb1	Live	1.5	
Comb1	EX	1.1	
Comb1	EY	1.1	

Elementët e strukturës janë kontrolluar edhe në përputhje me deformimet e lejueshme që shkaktohen në to nga veprimi i ngarkesave normative. Në këto kombinime koeficientët e kombinimit të ngarkesave janë pranuar njësi. Efekti i përdredhjes aksidentale është përfshirë në llogaritjen e godinës duke u inkorporuar automatikisht në nivelin e forcave sizmike. Jashtëqëndërsia e veprimit të forcave sizmike për cdo kat është pranuar 5 % e dimensionit të godinës perpendikular në drejtimin sismik në studim.

7. Ngarkesat llogaritëse në projekt

Llogaritja e ngarkesave tek soletat monolite

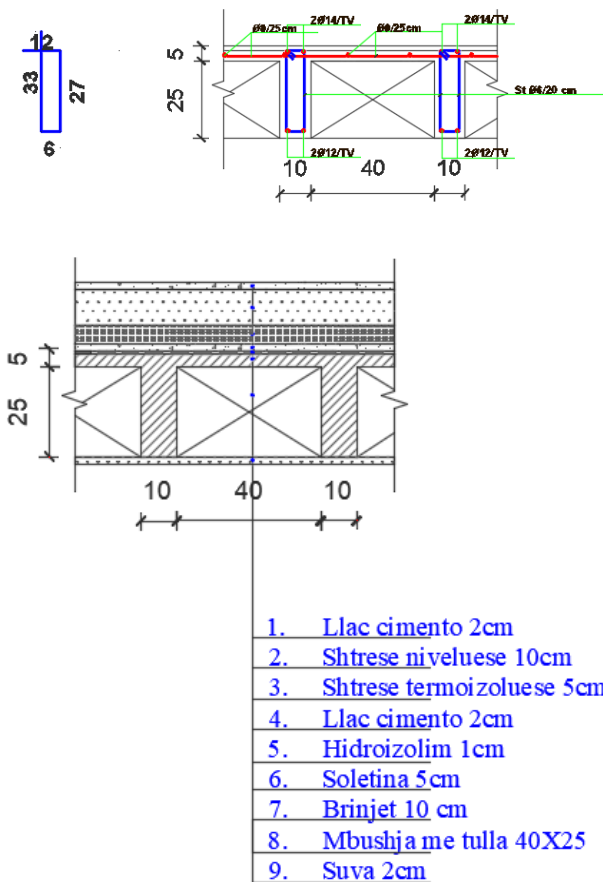


Pllaka 2cm: $0.02 * 1 * 1 * 2300 = 46 \text{ daN/m}^2$

Llaç çimento 2cm: $0.02 * 1 * 1 * 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$

Shtresë niveluese 10 cm: $0.1 * 1 * 1 * 600 = 60 \text{ daN/m}^2$
 Beton 30cm: $0.3 * 1 * 1 * 2500 = 750 \text{ daN/m}^2$
 Suva 2cm: $0.02 * 1 * 1 * 1200 = 24 \text{ daN/m}^2$
 $g = 924 \text{ daN/m}^2 = 9.24 \text{ kN/m}^2$

Llogaritja e soletave me traveta në një drejtim në taracë



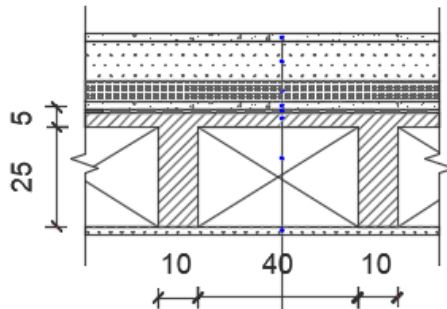
Llac cemento 2cm: $0.02 * 1 * 1 * 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$
 Shtresë niveluese 10cm: $0.1 * 1 * 1 * 600 = 60 \text{ daN/m}^2$
 Shtresë termoizoluese 5cm: $0.05 * 1 * 1 * 600 = 30 \text{ daN/m}^2$
 Llac cemento 2cm: $0.02 * 1 * 1 * 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$
 Hidroizolim 1cm: $0.01 * 1 * 1 * 600 = 6 \text{ daN/m}^2$
 Soletina 5cm: $0.05 * 1 * 1 * 2500 = 125 \text{ daN/m}^2$
 Brinjët 10cm: $2 * 0.1 * 1 * 0.25 * 2500 = 125 \text{ daN/m}^2$

Mbushja me tulla 40x25: $2*0.4*0.25*1*950=190 \text{ daN/m}^2$

Suva 2cm: $0.02*1*1*1200=24 \text{ daN/m}^2$

$$g=648 \text{ daN/m}^2=6.48 \text{ kN/m}^2$$

Llogaritja e soletave me traveta në dy drejtime në taracë



1. Llac cemento 2cm
2. Shtrese niveluese 10cm
3. Shtrese termoizoluese 5cm
4. Llac cemento 2cm
5. Hidroizolim 1cm
6. Soletina 5cm
7. Brinjet 10 cm
8. Mbushja me tulla 40X25
9. Suva 2cm

Llac cemento 2cm: $0.02*1*1*2200=44 \text{ daN/m}^2$

Shtresë niveluese 10cm: $0.1*1*1*600=60 \text{ daN/m}^2$

Shtresë termoizoluese 5cm: $0.05*1*1*600=30 \text{ daN/m}^2$

Llac cemento 2cm: $0.02*1*1*2200= 44 \text{ daN/m}^2$

Hidroizolim 1cm: $0.01*1*1*600=6 \text{ daN/m}^2$

Soletina 5cm: $0.05*1*1*2500=125 \text{ daN/m}^2$

Brinjët 10cm: $(2*0.15*1*0.25-0.15*0.15*0.25)*2500=173.43 \text{ daN/m}^2$

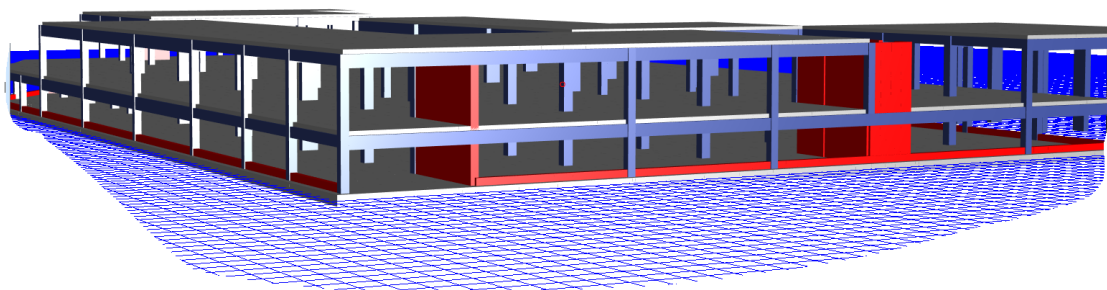
Mbushja me tulla 40x25: $2*0.4*0.25*1*950=190 \text{ daN/m}^2$

Suva 2cm: $0.02*1*1*1200=24 \text{ daN/m}^2$

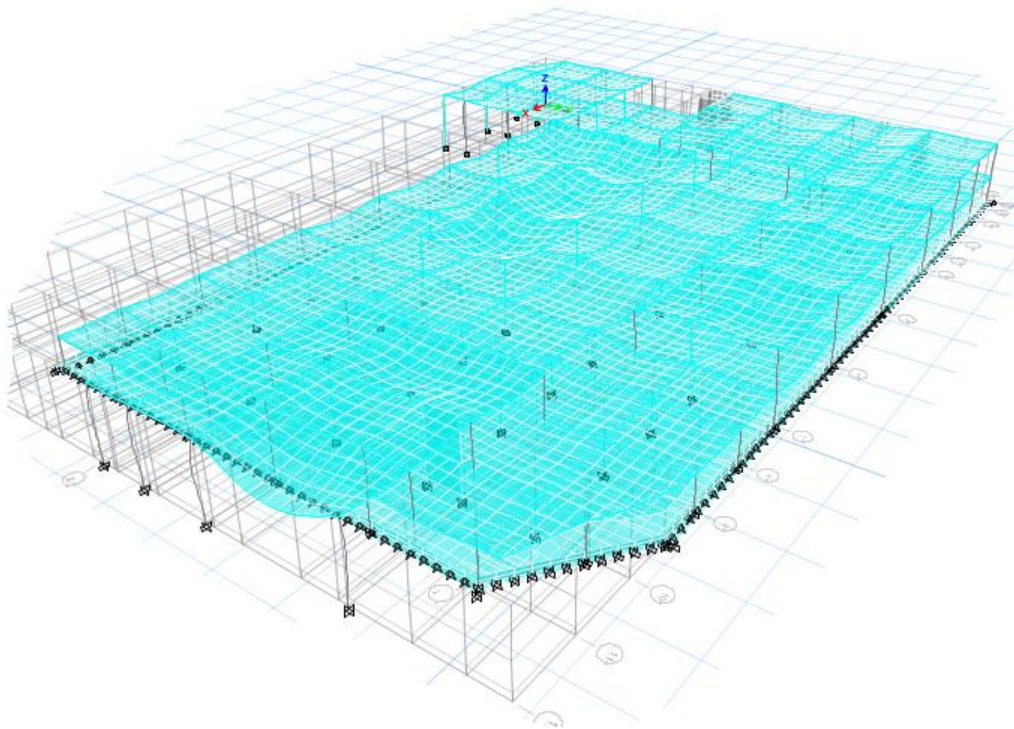
$$g=696.43 \text{ daN/m}^2=6.9643 \text{ kN/m}^2$$

8. Analiza statike dhe dinamike

Analiza statike dhe dinamike për të përcaktuar reagimin e strukturës ndaj tipeve të ndryshme të ngarkimit të strukturës është kryer me programin **ETABS V16.2**. Modelimi i strukturës në tërësi dhe i çdo elementi bëhet mbi bazën e metodikës së elementeve të fundem (Finite Element Metode- FEM) e cila është një metodë e përafërt dhe praktike duke gjetur përdorim të gjerë sot në kushtet e epërsisë që krijon përdorimi i programeve kompjuterike. Fillimisht është realizuar modelimi gjeometrik i strukturës. Modeli përbëhet nga një ramë 3D, soleta është realizuar me SLAB, muri me WALL, kollonat dhe trarët me FRAME SECTION me elementët përkatës b/a. Gjatë modelimit të soletave është përdorur beton pa peshë dhe pesha e soletës është shtuar si ngarkesë uniformisht e shpërndarë mbi sipërfaqen e soletës, gjithashtu peshën e mureve perimetrale është shtuar si ngarkesë uniformisht e shpërndarë mbi trarët përkatës.



Analiza dinamike ka në bazën e saj analizën modale me **metodën e spektrit të reagimit**. Ngarkesat dinamike, (sizmike) të llogaritura pranohen si ngarkesa ekuivalente statike dhe ushtrohen në vendin e masave të përqendruara. Si bazë për metodën e llogaritjeve dinamike me metodën e spektrit të reagimit shërben **analiza e vlerave të veta dhe e vektoreve të vetë**. Me anë të kësaj metode përcaktohen format e lëkundjeve vetjake dhe frekuencat e lëkundjeve të lira. **Vlerat dhe vektorët e vetë** japin pa dyshim një pasqyrë të qartë dhe të plotë për përcaktimin e sjelljes së strukturës nën veprimin e ngarkesave dinamike. Numri maksimal i modeve të kërkuara nga programi është kushtezuar nga vetë konstruktori në $n=12$ mode, ndërkohë që masat e kateve të këtij objekti janë konsideruar me tre shkallë lirie, nga të cilat 2 rrotulluese dhe një translative sipas planit të vetë soletës. Frekuenca ciklike f (cikle/sec), frekuenca rrethore ω (rad/sec) dhe perioda T (sec) janë lidhur midis tyre nëpërmjet relacioneve: $T=1/f$ dhe $f=\omega/2\pi$. Si rezultat i analizës merren zhvendosjet, forcat e brendshme (M, Q, N,) dhe sforcimet σ në çdo element të strukturës. Analiza me metodën e spektrit të reagimit është kryer duke përdorur superpozimin modal. (Sipas Wilson & Button 1982).



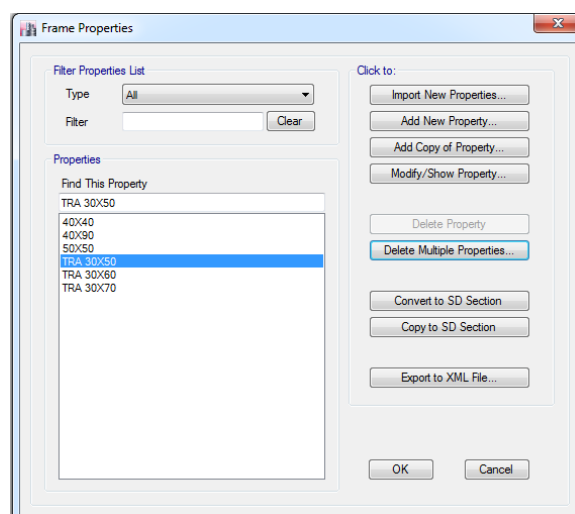
Konstruksioni i objektit është me sistem ramë + mure b/a .

Objekti është projektuar me themel tip pllakë me lartësi $h=0.5\text{m}$; që realizojnë shpërndarje uniforme të ngarkesave të objektit në tokë. Lartësia e objektit varion nga 6.50m në 6.20m . Dhe inkastrimi I tij bëhet shumë mirë në pllakën e themelit.

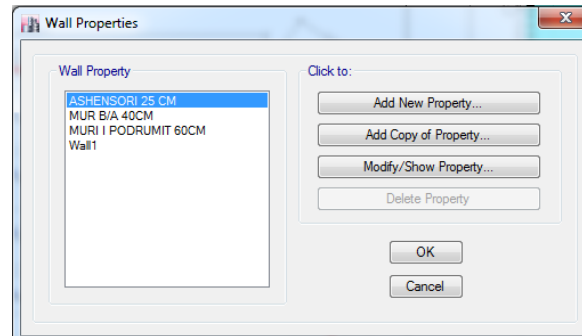
Armimi i mureve është bërë në bazë të përlogaritjeve kompjuterike me shufra të shpërndara uniformisht në perimetrin e tyre dhe stafa.

Soletat janë soleta monolite ($h=30\text{cm}$) dhe soleta me traveta ku gjerësia e travetit është $b=40\text{cm}$ dhe trashësia e pllakës (soletonit) 10cm . Si material mbushës i lehtësuar është përdorur polisteroli. Travetat hidhen në një ose dy drejtime.

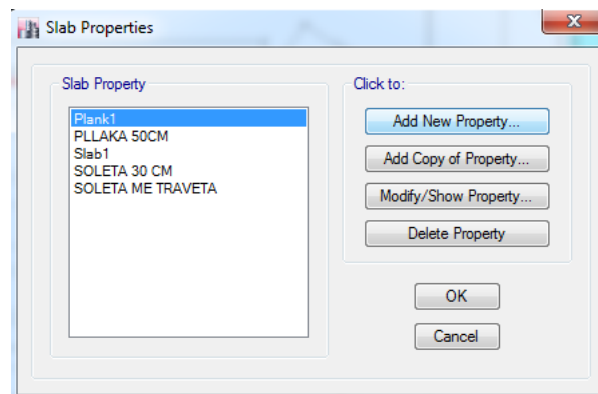
Kolonat dhe trarët vendosen si elementë Frame Section në program:



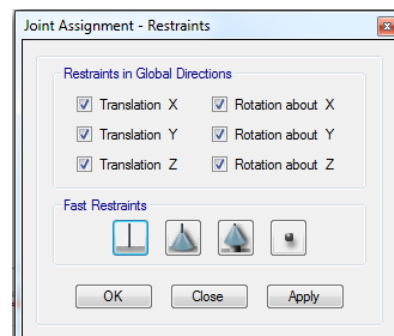
Muret vendosen si elementë Wall:



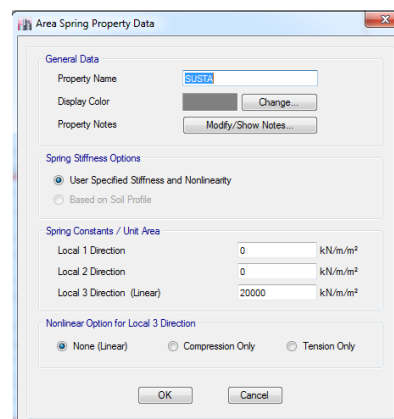
Soletat dhe pllaka vendosen në program si elementë Slab:



Lidhja e pllakës vendoset inkastrim në tokë , po ashtu edhe poshtë kolonave vendoset një lidhje e tillë inkastrimi.



Bashkeveprimi i pllakës me tokën bëhet nëpërmjet sustave (Area Spring).



9. Analiza sizmike e godinës

Mbas ekzekutimit të programit rezulton që perioda e lëkundjeve sizmike sipas modeve janë :

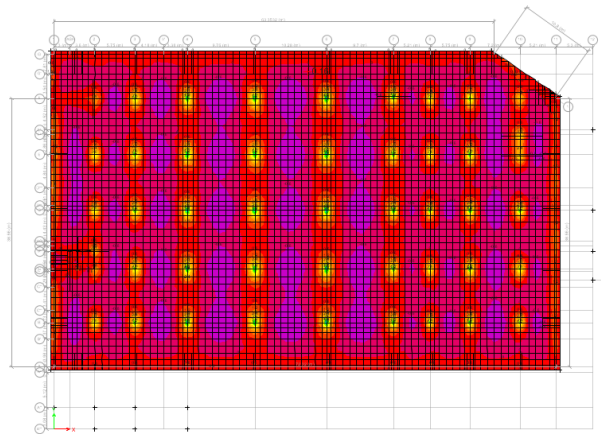
Mode 1	T=0.246 sec
Mode 2	T=0.225 sec
Mode 3	T=0.218 sec

Nga analiza e periodave të lëkundjeve rezulton që struktura është gjysëm fleksibile, e përshtatshme për trojet të kategorisë së dytë.

Format Modale më të rëndësishme janë 3 format e para.

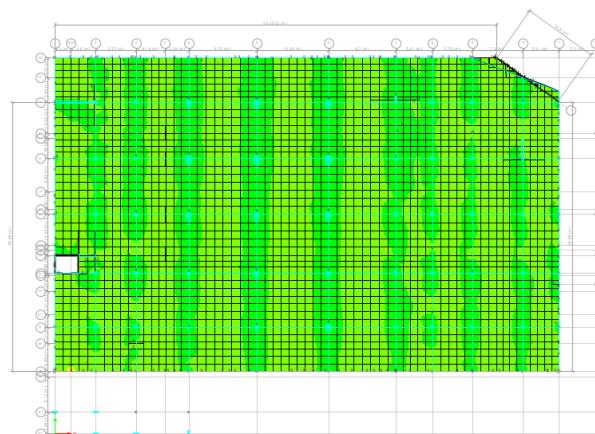
Sforcimet që paraqiten në pllakën e themelit paraqitet më poshtë sipas Kombinimit më të disfavorshëm (Kombinimi 1).

1 Plan View - Base - Z = 0 (m) - Stress S11 Diagram Abs Max (Combl) [MPa]

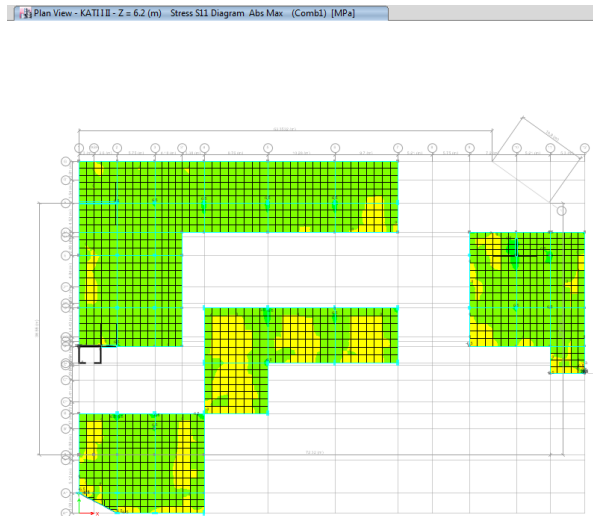


Sforcimet që paraqiten në soletën monolite :

2 Plan View - kati i I - Z = 2.7 (m) - Stress S11 Diagram Abs Max (Combl) [MPa]

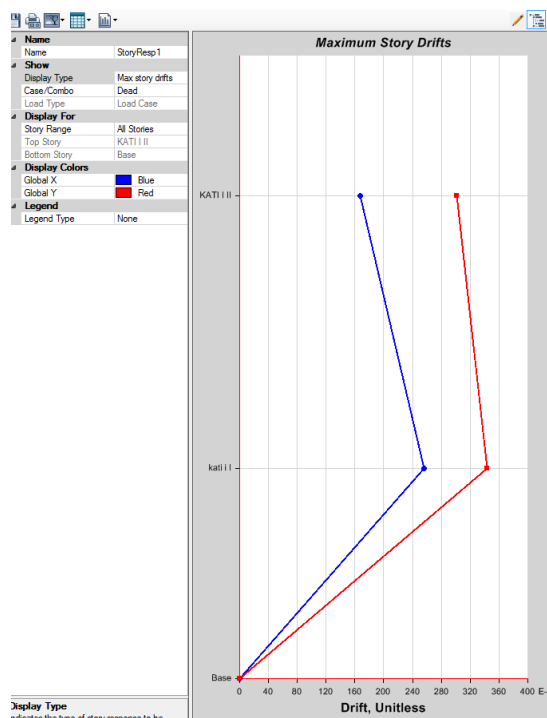


Sforcimet që paraqiten në soletën e taracës:



Spostimi i ndërkatit (drifti) sipas të dy drejtimeve kanë rezultuar brenda kufijve që përcaktohen në EC8 për strukturat, elementët jo strukturore të të cilave nuk do të jenë duktile. Për këto struktura kufiri i lejuar për zhvendosjet e ndërkatit rezulton në rendin 0.003. Nga llogaritjet, zhvendosjet maksimale të ndërkateve sipas të dy drejtimeve kanë rezultuar :

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
KATI I II	Comb1 Max	X	0.008533	22	72.32	21.415	6.2
KATI I II	Comb1 Max	Y	0.007684	96	0	15.33	6.2
kati i I	Comb1 Max	X	0.005324	29	77.62	25.64	2.7
kati i I	Comb1 Max	Y	0.004298	75	5.9	3.08	2.7



10. Kontrollet

1. Kontrolli i periodës së tonit të parë

Perioda e tonit të parë $T1 \approx Ct \cdot H^{3/4}$ ku:

$Ct=0.075$ (koeficient që për rastin e ramave hapësinore moment-rezistuese prej betoni merr vlerën 0.075)

H-lartësia totale e godinës nga themelet deri lart

2. Kontrolli i drifteve

Sipas EUROCODE 8 drifti max është sa 0.5% e lartësisë së katit

$$v_{dr} \leq 0.005 h$$

ku:

v-koeficient që varet nga kategoria (është faktori reduktues që merr parasysh më të ulëtën periudhe të veprimit sizmik, që lidhet me kërkesën e kufizimit të dëmtimeve)

h-lartësia e katit

dr-drifti projektues i kateve (i vlerësuar si diferenca e zhvendosjeve mesatare anësore në nivelin më të lartë dhe me atë më të ulët të katit në shqyrtim)

3. Zhvendosjet maksimale

Zhvendosjet duhet të kufizohen $\Delta_{max} \leq \frac{1}{150} H$

Ku:

Δ_{max} -zhvendosjet elasto-plastike

H- Lartësia totale e godinës nga themeli deri lart

11. Llogaritjet e elementëve strukturale

Soleta

Sasia e armaturës për travetat e soletës është llogaritur ne baze te programit dhe konstruktivisht, eshte ne perputhje me kodet ne fuqi dhe te lartpermendura, Kontrollet jane permbushur dhe sasia e armatures eshte brenda perqidjeve optimale te rekomanduara.

Traret dhe kolonat

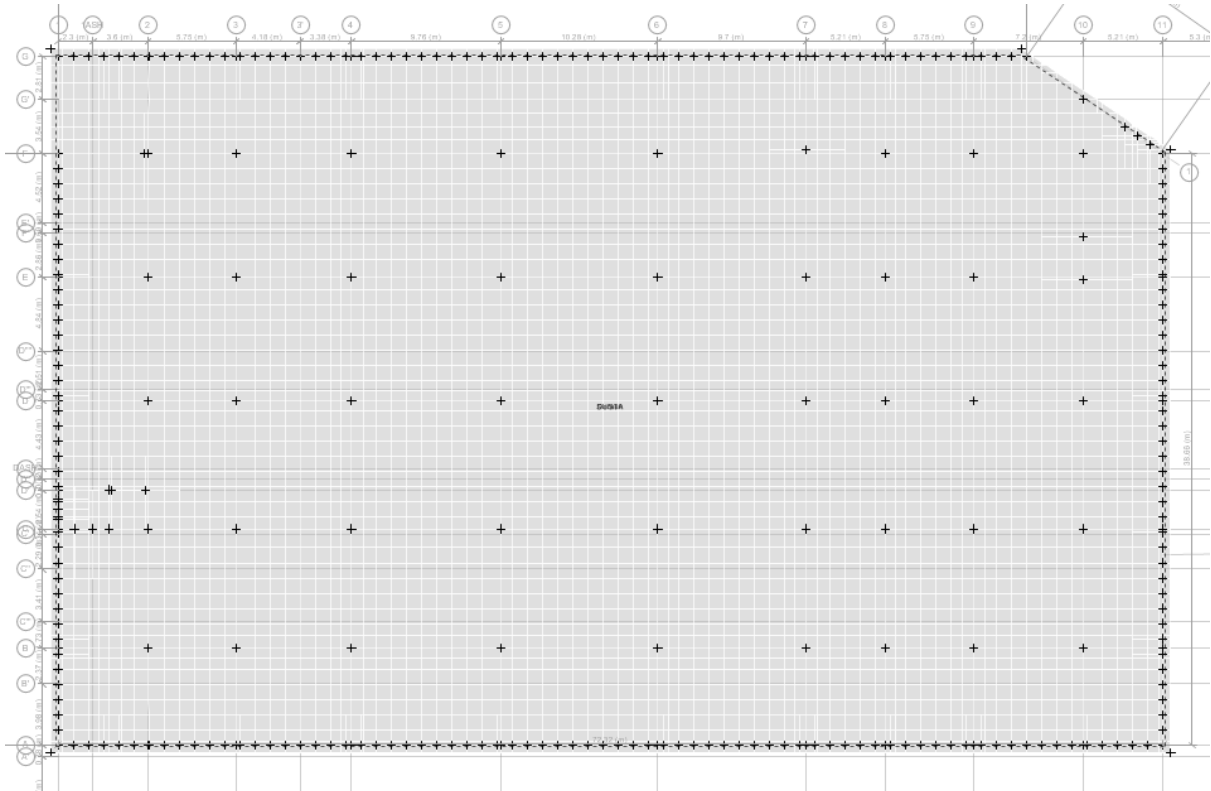
Sasia e armaturës për trarët, kolonat e muret del nga programi.

Nga kontrolli dhe ballafaqimi me eksperiencën të tjera projektimi , arrijmë në përfundimin që:Sasia e armaturës është brenda përqindjeve optimale të rekomanduara.

Themelet

Objekti mbështetet mbi themel te tipit pllakë bazuar në forcat normale dhe momenteve që vijnë nga mbistruktura dhe sforcimeve të lejuara të tokës në tabanin e themelit. Pllaka ka një lartësi h=50cm.

Themeli është konceptuar si themel Pllake me lartesi 50 cm , Pllaka është llogaritur si bazament elastik me koeficientin e sustes $Kz=20000 \text{ KN/m/m}^2$ sic është paraqitur dhe me poshte.



Area Spring Property Data

General Data

Property Name:

Display Color:

Property Notes:

Spring Stiffness Options

User Specified Stiffness and Nonlinearity
 Based on Soil Profile

Spring Constants / Unit Area

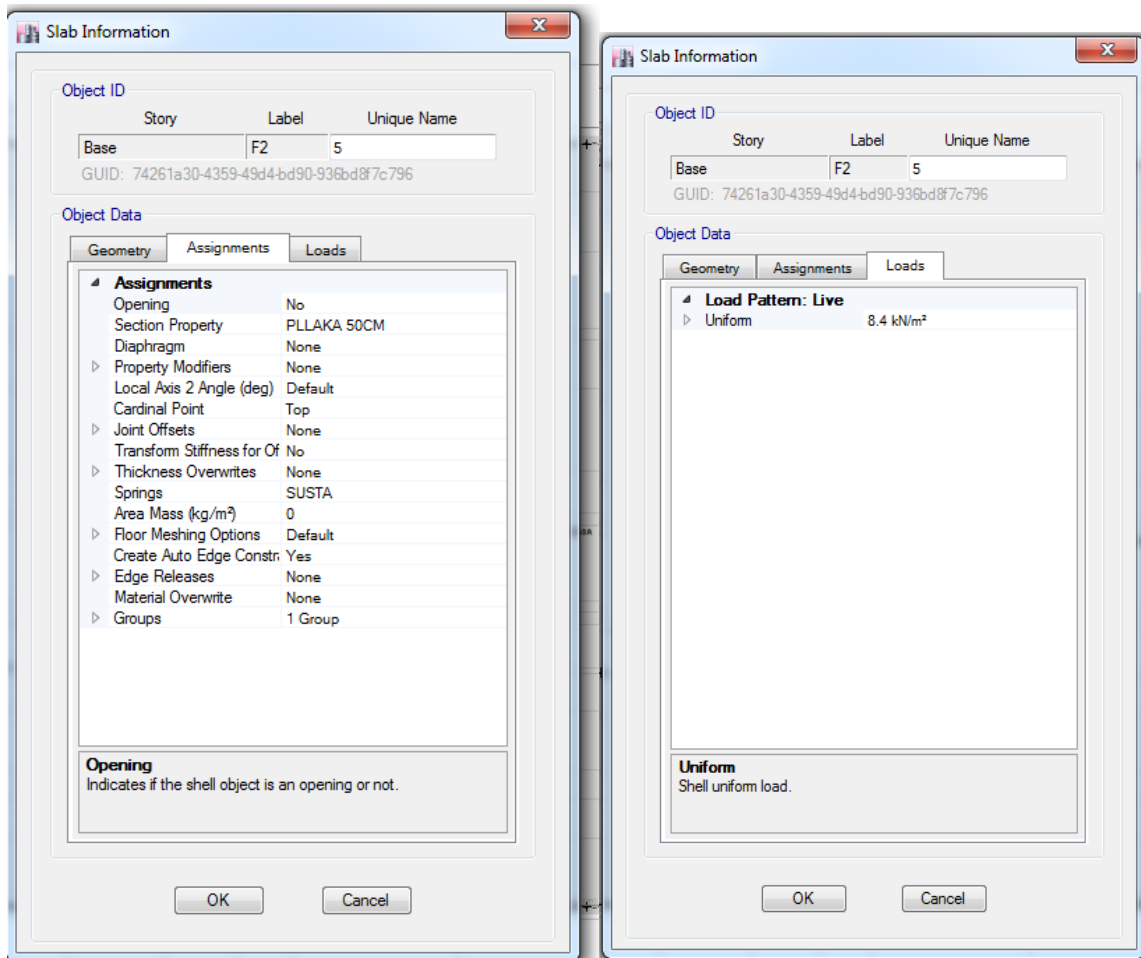
Local 1 Direction: kN/m/m²

Local 2 Direction: kN/m/m²

Local 3 Direction (Linear): kN/m/m²

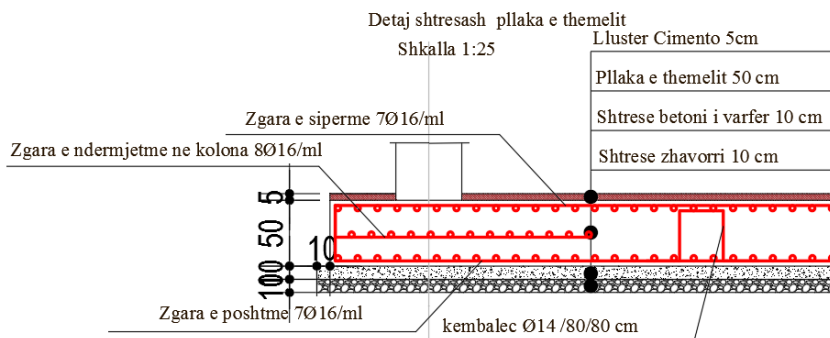
Nonlinear Option for Local 3 Direction

None (Linear) Compression Only Tension Only



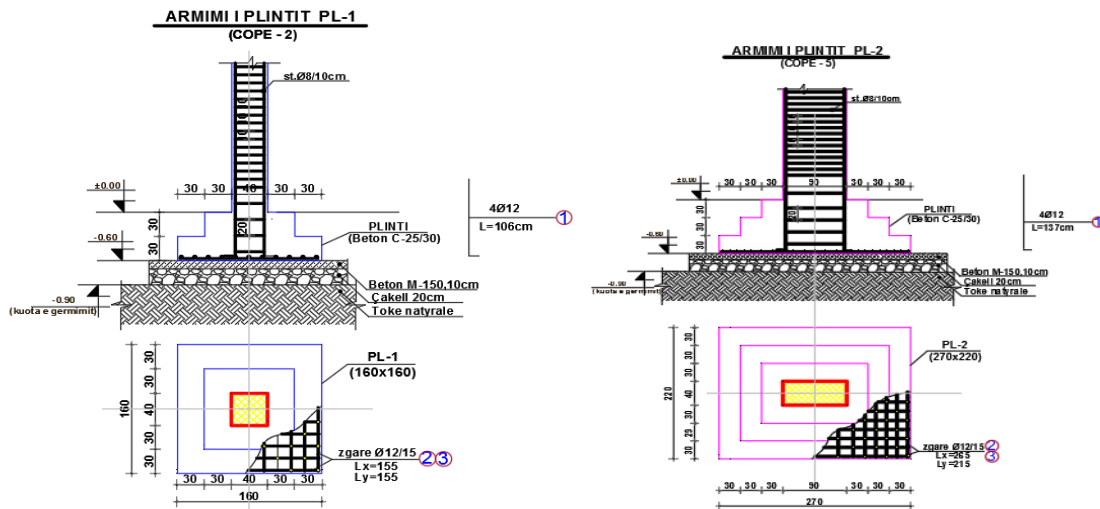
Ngarkesat e perkohshme me veprim te gjate dhe te shkurter per parkimin eshte 8.4 KN/m², Pllaka eshte llogaritur me kete ngarkese si elemente shell indare 1me 1 ne te dy drejtimet .

Me poshte po paraqesim nje detaj te shtresave dhe armimit te pllakes:



Disa prej kolonave të katit të parë dalin jashtë planit të pllakës së themelit dhe shkarkojnë sforcimet e tyre në plinta me përmasa 160x160 dhe 270x220. Respektivisht kolonat me përmasa 40x40 shkarkojnë mbi plintat 160x160 dhe kolonat me përmasa 40x90 shkarkojnë mbi plintat 270x220.

Gjithashtu në rastet e kolonave të cilat dalin jashtë shkallës janë përdorur plinta të paraqitura si më poshtë:



Objekti kënaq më së miri kërkesat e kushteve teknike të projektimit në fuqi.

