

RELACION TEKNIK

**“STUDIM-PROJEKTIM DHE NDËRTIMI I
KOPSHTIT LUZ, BASHKIA KAVAJË”**

Përmbajtja

1	Kodet dhe Referencat	3
1.1	Materialet	4
2	Analiza dhe llogaritja kompjuterike	5
3	Ngarkesat llogaritëse ne projekt.....	6
3.1	Ngarkesat qe veprojne mbi strukture.....	6
3.2	Ngarkesat e perhershme (Dead Loads-DL)	7
3.3	Ngarkesat e perkohshme (Live Loads-LL).....	7
3.4	Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL)	7
4	Kombinimi i ngarkesave	8
5	Llogaritja e themeleve	9
6	Pershkrimi i Struktures.....	Error! Bookmark not defined.

1 Kodet dhe Referencat

Kusht Teknik Projektimi per Ndertimet Antisizmike KTP-N.2-89`` (AKADEMIA E SHKENCAVE, Qendra Sizmologjike)

Kushte teknike te projektimit``, Libri II, (KTP-6,7,8,9-1978)

Raport Mbi Kushtet Gjeologo-Inxhinierike te Sheshit MZHU

Eurocode 2 : Design of Concrete Structures FINAL DRAFT prEN 1992-1-2``, December 2003)

Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance FINAL DRAFT prEN 1998-1``, December 2003).

Principles of Foundation Engineering``, Pws-Kent Publishing Company, Boston 1984 (Braja M Das)

Foundation Analysis and Design``, McGraw-Hill1991 (Josepf E. Bowles)

Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models`` PTR Prentice Hall 1994 (John P. Wolf)

Soil-Structure Interaction Foundation Vibrations``, 2002 (Gunther Schmidt, Jean-Georges Sieffert)

Geotechnical Earthquake Engineering`` Prentice Hall 1996 (Steven L. Kramer)

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).

1.1 Materialet

- Klasa e betonit te parashikuar ne projekt per themelet (Tip Trare lidhes B/A) dhe per gjithë elementet e tjere te mbistruktures (kolona, mure b/a, soleta, dhe trare)eshte C25/30
- Celiku i perdorur ne objekt eshte importi S 500 me kufi rrydhshmerie $\sigma_{rrj} = 500$ MPa. Kjo klase hekuri eshte parashikuar per te gjitha llojet e armaturave te perdorura ne objekt.
- Marka e tulles M-t 150, marka e Llacit M-II 50.
- Rezistencat llogaritese (te projektimit) per betonin dhe celikun jane marre nga reduktimi i rezistencave karakteristike sipas klases se betonit (apo celikut) te perdorur me faktorin e sigurise perkates si me poshte:

Betoni C25/30 ($g_c=1.5$) Rezistenca karakteristike kubike $R_{ck} = 30$ N/mm²

Rezistenca karakteristike cilindrike $F_{ck} = 30.7$ N/mm².

Rezistenca mesatare cilindrike $F_{cm} = F_{ck} + 8 = 38.7$ N/mm².

Çeliku S500 ($g_s=1.15$). Rezistenca llogaritese $F_{yd} = 430$ MPa

Percaktimi I klases se betonit eshte bere ne perputhje me shkallen e ekspozimit referuar EN 206-1

VLERAT LIMIT TE REKOMANDUARA PER KOMPZIMIN DHE PERBERJEN E BETONIT

KLASAT E EKSPOZIMIT																			
	ASNJ E RREZI K KORR UDIMI	KORROZIONI I SHKAKTUAR NGA KARBONIZIMI					KORRODIMET NGA KLORURET						NGRIRJA DHE SHKRIRJA				AMBIENTE KIMIKISHT AGRESIVE		
							NGA UJI I DETIT			KLORURE TE TJERA TE NDRYSHME NGA UJI I DETIT									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Xs1	Xs2	Xs3	Xd1	Xd2	Xd3	Xf1	Xf2	Xf3	Xf4	XA1	XA2	XA3
RAPORTI Max a/c		0.65	0.60	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45	0.55	0.55	0.50	0.45	0.55	0.50	0.45	
KLASA MIN E REZISTEN CES	C 12/15	C ^{20/25}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{30/37}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{30/37}	C ^{30/37}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	
PERMBAJ TJA MIN E CEMENTOS (kg/m ³)		260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
PERMBAJ TJA MIN E AJRIT %													4.0 ^a	4.0 ^a	4.0 ^a				
KERKESA TE TJERA															AGREGATE SIPAS EN 12620 ME REZISTENCE TE MJAFTUESHME NE NGRIRJE/SHKRIRJE			CIMENTO REZISTENTE NGA SULFATET	

A) KUR BETONI NIQ PERMBAN AJER TE SHTUAR, PERFORMANCA E TIJ DUHET KONFIRMUAR KONFORM SIPAS NJE METODE TE PROVES PERKATESE PER NJE BETON I CILI ESHTË PROVUAR REZISTENCA NE NGRIRJE/SHKRIRJE PER KLASËN RELATIVE TE EKSPOZIMIT
B) NESE PREZENCA E SO₂ SJELL KLASËN E EKSPOZIMIT XA2 DHE XA3, ESHTË THELBESORE TE PERDORET NJE CIMENTO REZISTENTE NGA SULFATET. NGS CIMENTOJA ESHTË KLASIFIKUAR E NJE REZISTENCE TE LARTE APO TE MODERUAR NGA SULFATET, CIMENTOJA DUHET TE PERDORET ME KLASE EKSPOZIMI XA2 (DHE TE NJE KLASE TE EKSPOZIMI XA1 NESE ESHTË E APLIKUESHME) DHE CIMENTOJA ME REZISTENCE TE LARTE NGA SULFATET DUHET TE PERDORET ME KLASE EKSPOZIMI XA3.

KLASA	ULJA NGA KONI	KLASA E EKSPOZIMI T NE AMBIENT	SPESORI MINIMAL I SHITRESES MBROJTESE			
			KOHA E NEVOJSHME 50 VJET		KOHA E NEVOJSHME 100 VITE	
			C.A	C.A.P	C.A	C.A.P
S1	NGA 10 DER NE 20	X0	10	10	20	20
S2	NGA 50 DERI NE 90	XC1	15	25	25	35
S3	NGA 100 DERI NE 150	XC2.XC3	25	35	35	45
S4	NGA 160 DERI NE 210	XC4	30	40	40	50
S5	>220	XS1,XD1	35	45	45	55
		XS2,XD2	40	50	50	60
		XS3,XD3	45	55	55	65

2 Analiza dhe llogaritja kompjuterike

Analiza statike dhe dinamike per te percaktuar reagimin e struktures ndaj tipeve te ndryshme te ngarkimit te struktures eshte kryer me programin ETABS 2015 v15.0. 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. 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 vektorret e vete japin pa dyshim nje pasqyre te qarte dhe te plote per percaktimin e sjelljes se struktures nen veprimin e ngarkesave dinamike. Programet e mesiperme automatikisht kerkon modet me frekuenca rrethore me te uleta (perioda me te larta) –shiko piken 8- si me kontribuese ne thithjen e ngarkesave sizmike nga struktura. Numri maksimal i modeve te kerkuara nga programi eshte kushtezuar nga vete konstruktori ne $n=9$ mode, nderkohe qe masat e kateve te ketij objekti jane konsideruar me tre shkalle lirie, na te cilat 2 rrotulluese dhe nje translative sipas planit te vete soletes. Frekuenca ciklike f (cikle/sec), frekuenca rrethore ω (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 σ ne cdo emelente te struktures.

3 Ngarkesat llogaritëse ne projekt

3.1 Ngarkesat qe veprojnë mbi strukture

Per ndertesën e marre ne studim janë marre ne konsiderate veprimet e faktorve te me poshtem:

- **Ngarkesat e perhershme** (Dead Loads-DL) **dhe ato variable** (Live Loads-LL)
- **Era**
- **Sizmiciteti**

1- Faktoret Veprues mbi Strukture

Vepruesit karakteristike (ngarkesat, variacionet termike ,shtrmberimet,perdrethjet etj, percaktohen ne perputhje me EC1. Ne baze te klasifikimeve si me poshte:

Klasifikimi I veprimeve ne baze te menyres se ushtrimit te :

- a) Direkte : qe mund te jene forca te koncentruara ose ngarkesa te shperndara ,mund te jene fikse ose te levizeshme.
- b) Indirekte : qe mund te jene spostime ,shtremberime, ndryshim i temperatures,i lageshtires,presion i brendeshem,cedim i mbeshtetjeve etj.
- c) Degradim: qe mund te jete: endogjen kur kemi ndryshim natyral te materialit nga I cili perbehet struktura ose eksogjen kur materiali humbet vetite karakteristike nen ndikimin e agjenteve te jashtem.

2- Klasifikimi I veprimeve ne baze te pergjigjes strukturale

- a) Statike: Veprime qe kur aplikohen ne strukture nuk provokojne akselerim te konsiderushem ne gjithe strukturen apo ne pjese te vecanta te saj.
- b) Pseudo statike: veprime dinamike qe prezantohen si nje veprim statik ekuivalent
- c) Dinamike: veprime qe shkaktojne akselerime te konsiderushme ne vete strukturen ose ne pjese te vecanta te saj.

3- Klasifikimi I veprimeve ne baze te variacionit te tyre ne kohe

- a) **Te perhershme (G)** : Veprime qe ushtrohen gjate gjithe jetes nominale te struktures dhe qe variacioni i intensitetit te tyre ne kohe eshte aq i lehte sa veprimet mund ti konsiderojme konstante ne kohe, ketu hynë:
 - Te perhershme strukturale (G1)** pesha vetiake e te gjithe elementeve te vete struktures pesha vetiake e terrenit kur ndikon ne strukture forcat e ushtruara nga terreni (pa u futur ketu ngarkesat variable te ushtruara mbi terren) forcat e ushtruara nga nga presioni i ujit (kur ato konfigurohen si konstante ne kohe)
 - Te perhershme jo strukturale (G2)** pesha vetiake e te gjithe elementeve jo struktural veprimet nga spostimet dhe deformimet te parashikuara ne projekt
 - Pretensionim , kompresim (P)**
 - Terheqje – viskoziteti
 - Spostimet diferenciale
- b) **Variabel (Q)** : veprime qe ushtrohen mbi strukture ose ne nje elemet te vecante te saj ne menyre te menjehershme dhe qe rezultojne ndjeshem me vlera te ndryshushme ne kohe te cilat mund te jene: me kohe te gjate: veprime qe ushtrojne nje intensitet te konsiderushem edhe pse jo ne menyre te perhershme por qe kane nje kohezgjatje jo te vogel ne krahasim me

jeten nominale te struktures. me kohe te shkurter: veprime qe ushtrojne nje intensitet te konsiderushem por qe kane nje kohezgjatje te vogel ne krahasim me jeten nominale te struktures

- c) **Aksidentale (A):** veprime qe verifikohen ne rast te jashtezakonshem pergjate jetes nominale te struktures:
- ne rast zjarri ne rast eksplozioni
 - ne rast goditje ose perplasje
- d) **Sizmike (E):** veprime qe derivojne gjate termeteve

3.2 Ngarkesat e perhershme (Dead Loads-DL)

Ne ngarkesat e perhershme nenkuptojne : Pesha vetjake e gjithe **elementeve struktural** (themele, trare, kolona,soleta shkalle etj) te cilat perllogariten automatikisht nga programi ,si dhe pesha vetjake e elementeve jo struktural (e shtresave te dyshemese, e muret ndares me tulla me bira, e parapeteve te ballkoneve, e shtresave te shkalleve etj). Ne objektin tone jane marrë :

Pesha specifike e betonit (kN/m³)

Pesha vetjake e soletes se tualetit (kN/m²)

Pesha specifike e hekurit (kN/m³)

Ngarkesa e shtresave te plakave (kN/m²)

Ngarkesa e mureve perimetrare (kN/m²)

Shtresat e veshjes se shkalleve (kN/m²)

Ngarkesa e mureve ndares (kN/m²)

Pesha specifike e dheut (kN/m³)

3.3 Ngarkesat e përkohshme (Live Loads-LL)

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

3.4 Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL)

Per llogaritjen e Struktures se re, me nderhyrjet e perforcimit jane marre ne konsiderate:

Shpejtimi i truallit (PGA)	$ag = 0.315 * g$
Kategoria e Truallit	Kategoria II (Kat C sipas EC8)
Faktori i kategorizimit te tokes sipas llojit	S-1

Koeficienti i sjelljes se struktures	$q=3.0$
Koeficienti i rendesise	$\gamma_r=1.15$
Koeficienti i shuarjes	$\zeta=5\%$
Faktori i korrjimit te shuarjes	$\eta=1$
Faktori i themeleve	$\beta=2.5$
Objekt i rregullt ne lartesi	$K_r=1$

4 Kombinimi i ngarkesave

Percaktimi i aftesise mbajtese te struktures (ULS) eshte kryer duke kombinuar ngarkesat vepruese ne struktures sipas kombinimeve te meposhtme:

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

Elementet e strukturës janë projektuar edhe ne përputhje me deformimet e lejueshme qe shkaktohen ne to nga veprimi i ngarkesave normative. Ne keto kombinime koeficientet e kombinimit te ngarkesave janë pranuar njësi.

Efekt i përdredhjes aksidentale eshte perfshire ne llogaritjen e godines duke u inkorporuar automatikisht ne nivelin e forcave sizmike. Jashteqendensia e veprimit te forcave sizmike per cdo kat eshte pranuar 5 % e dimensionit te godines perpendikular ne drejtimin sizmik ne studim.

Ne përputhje me kategorizimin e bere ne EC8, godina e projektuar eshte e klasit II, per te cilen faktori i rendesise eshte $\gamma_f=1.15$.

Spektri i sjelljes elastike per lekundjen horizontale te truallit eshte percaktuar sipas KTP N2 89 per troje te kategorise se dyte ku koeficienti dinamik β eshte marre $0.65 \leq \beta = 0.8/T \leq 1.7$ Ne perputhje me rekomandimet e KTP N2 89, per lekundjet vertikale eshte pranuar $\beta_v = 2/3 \beta$.

Spektri i llogaritjes perftohet nga faktorizimi i spektrit te sjelljes elastike me faktoret qe marrin parasysh reagimin dinamik te struktures. Keta faktore te shkallezimit te spektrit nga llogaritjet kane rezultuar:

0.9 per lekundjet horizontale.

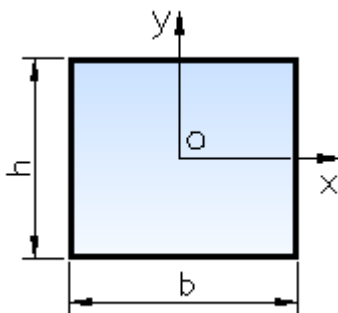
0.6 per lekundjet vertikale.

5 Llogaritja e themeleve

Design and detailing of single stiff RC foundations with arbitrary shapes to Eurocode 2

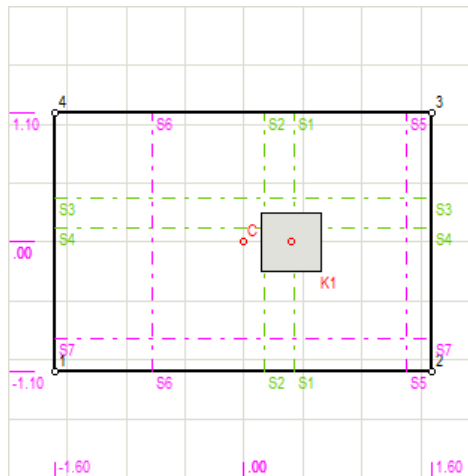
Geometry Data

Shape Type: Rectangular



$$b = 3.200$$

$$h = 2.200$$



Outline Points

No	X, m	Y, m
1	-1.6	-1.1
2	1.6	-1.1
3	1.6	1.1
4	-1.6	1.1

Surface Load - $p = 5.000 \text{ kN/m}^2$

Backfill Height - $h_{bf} = 1.500 \text{ m}$

Backfill Unit Weight - $\gamma_{bf} = 18.000 \text{ kN/m}^3$

Foundation Height - $h_f = 1.000 \text{ m}$

Concrete Unit Weight - $\gamma_f = 25.000 \text{ kN/m}^3$

Foundation Depth - $t = 1.200 \text{ m}$

Allowable Base Stress - $R_o = 200.000 \text{ kPa}$

Loads Data

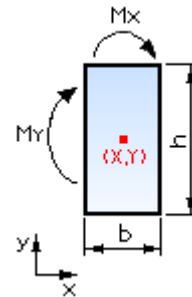
Number Of Load Cases: 1

Columns

No	x, m	y, m	b, m	h, m
1	0.4	0	0.5	0.5

Load Cases

Case	Type
L1	



Load Types: S - Serviceability, U - Ultimate, E - Earthquake

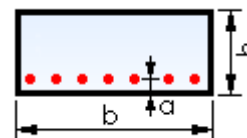
Loads

Case	Col.	N, kN	Mx, kNm	My, kNm	Qx, kN	Qy, kN
L1	K1	34	76	5	26	5

Design Data

Concrete - C25/30 $f_{cd} = 16.7 \text{ MPa}$

Steel - B420 $f_{yd} = 365 \text{ MPa}$



Strength reduction factors: $\phi_{cc} = 1.000$ $\phi_{ct} = 1.000$

Design Sections

Sections Dimensions

No	b, m	h, m	a, m
----	------	------	------

No	X1, m	Y1, m	X2, m	Y2, m	Type (M,V)
1	0.425	-1.100	0.425	1.100	M
2	0.175	-1.100	0.175	1.100	M
3	-1.600	0.375	1.600	0.375	M
4	-1.600	0.125	1.600	0.125	M
5	1.375	-1.100	1.375	1.100	V
6	-0.775	-1.100	-0.775	1.100	V
7	-1.600	-0.825	1.600	-0.825	V

S1	2.200	1.000	0.050
S2	2.200	1.000	0.050
S3	3.200	1.000	0.050
S4	3.200	1.000	0.050
S5	2.200	1.000	0.050
S6	2.200	1.000	0.050
S7	3.200	1.000	0.050

Settlement Data

Soil Layers

No	Eo, kPa	ni	H, m
1			

Load For Settlement Calculation - $p_n = 68.364\text{kPa}$

Zero Stiffness

Calculate Settlement For Point X = 0.000, Y = 0.000

Numerical Integration Divisions: 10

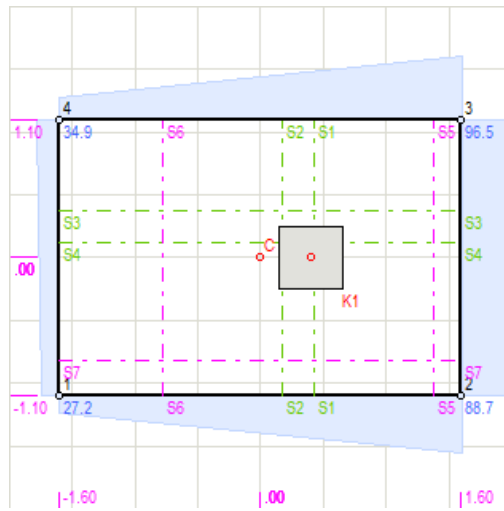
Base Stress Results

Base Stress [kPa]

Neutral Axis Coordinates (Uplift) [m]

	L1-
Pave	61.8

Load	X1	Y1	X2	Y2
L1	0.000	0.000	0.000	0.000



Pedge	92.6
Pmax	96.5
P1	27.2
P2	88.7
P3	96.5
P4	34.9

Base Stress Checks - $P_{ave} < 1R=200$; $P_{edge} < 1.3R=260$; $P_{max} < 1.5R=300$; $P_e < 4R=800$ kPa

Internal Forces Results

Bending Moments For Each Load Case [kNm]

Section	M1
S1	42.6
S2	-50.5
S3	6.6
S4	11.5

Shear Forces For Each Load Case [kN]

Section	V1
S5	16.6
S6	32.7
S7	1.3

RC Design Results

Bending Design

Section	Mmax, kNm	x, cm	As, cm ² /m	Reinforcement
S1	42.65	0.12	0.56	12N6 @ 20 - bottom
S2	0.00	0.00	0.05	12N6 @ 20 - bottom
S2	-50.51	0.15	0.66	12N6 @ 20 - top
S3	6.60	0.01	0.06	17N6 @ 20 - bottom
S4	11.50	0.02	0.10	17N6 @ 20 - bottom

Shear Design

Section	Vmax, kN	VRdc, kN
S5	16.56 <	644.45
S6	32.71 <	644.45
S7	1.27 <	937.39

Punching Design

Col.	U, cm	vEd,MPa	vRdc,MPa
K1	440.00	0.01 <	0.62

Dist. to crit. perim. - $a = 1 \cdot d$

$$V_{max} < V_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b \cdot d,$$

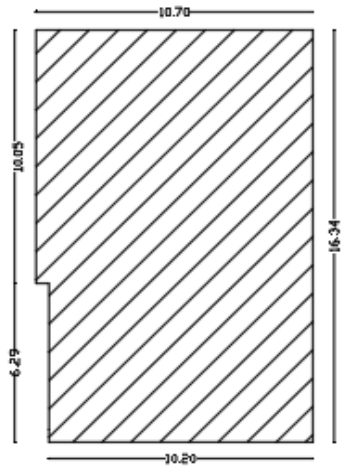
$$v_{Ed} = b \cdot V_{Ed} / (U \cdot d) < v_{Rdc} = C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a$$

Settlement

$$s_{max} = 0.00 \text{ cm}$$

Themelet

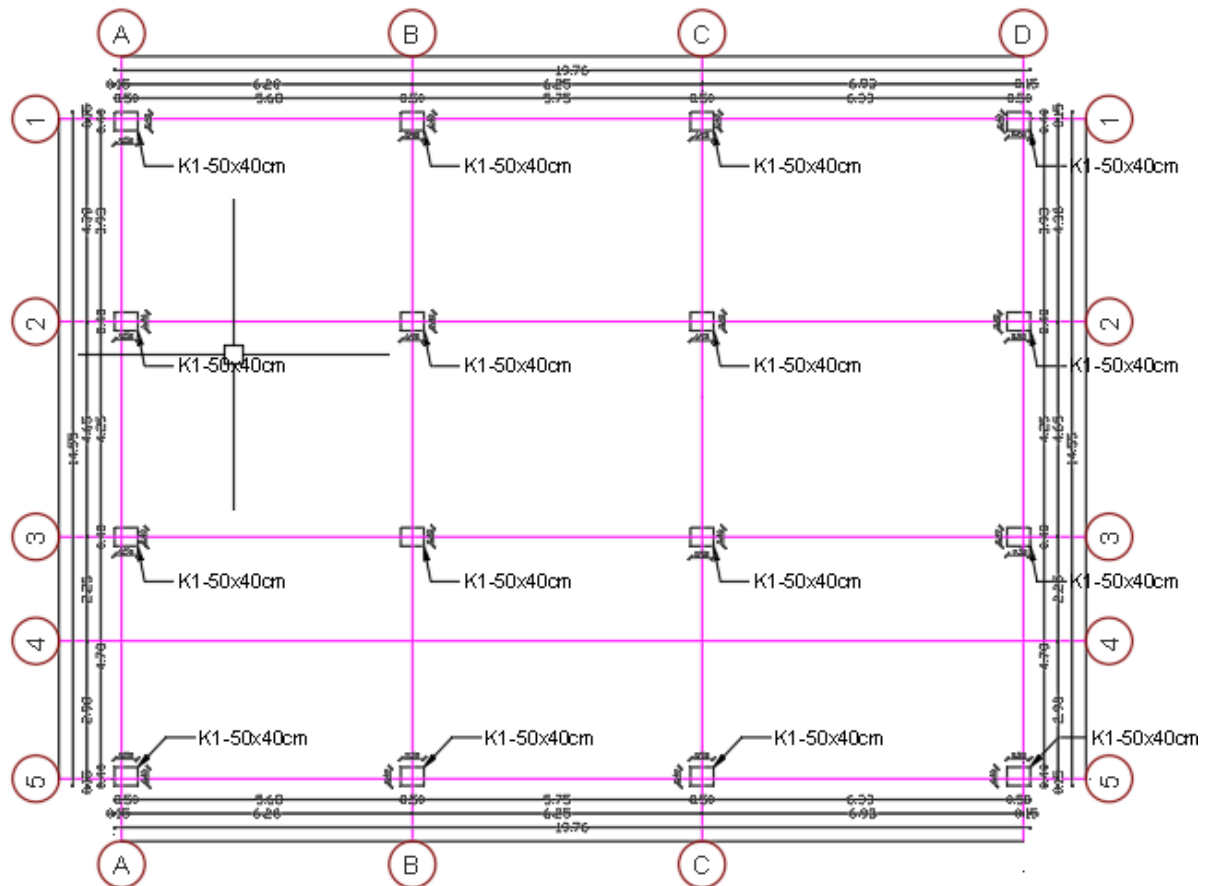
Struktura përbehet nga themele plinta te lidhura me trarë betonarme dhe me kolona betoni te paraqitura si me poshtë:



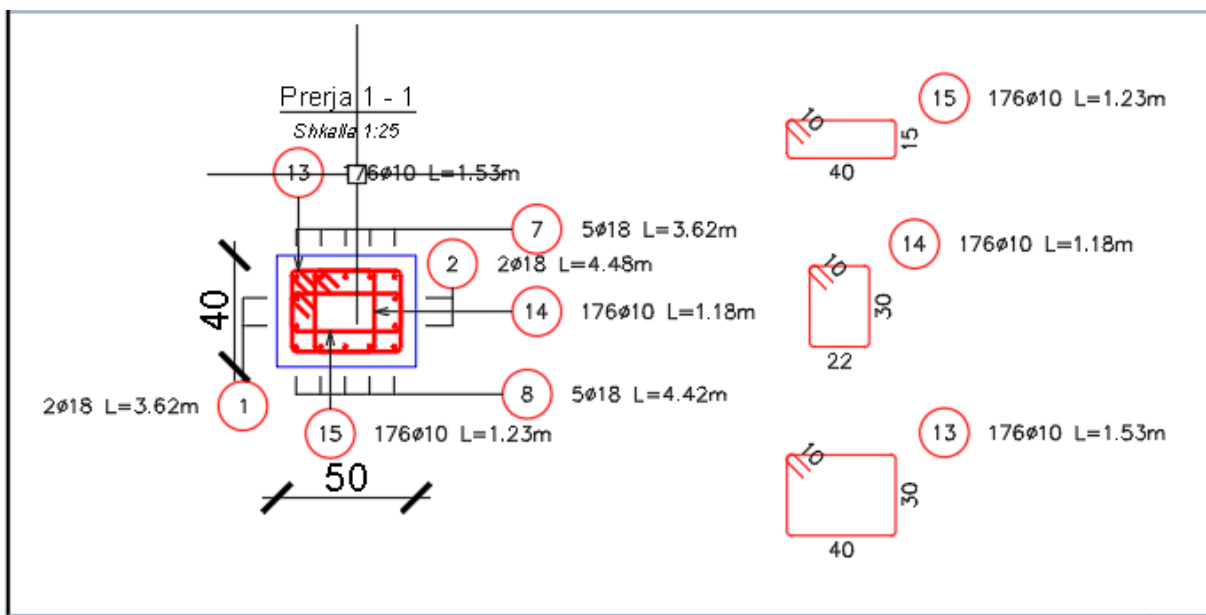
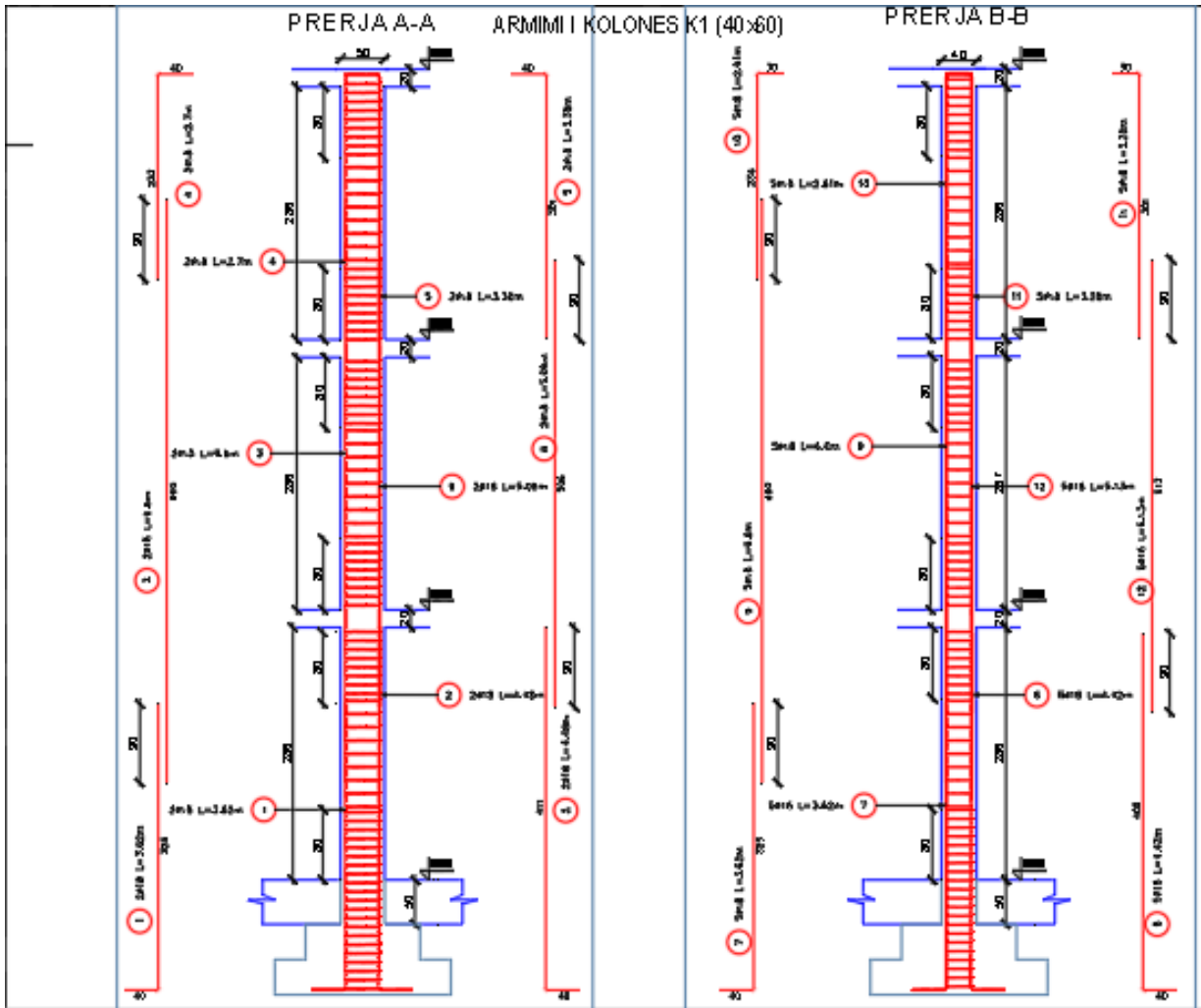
Kolonat

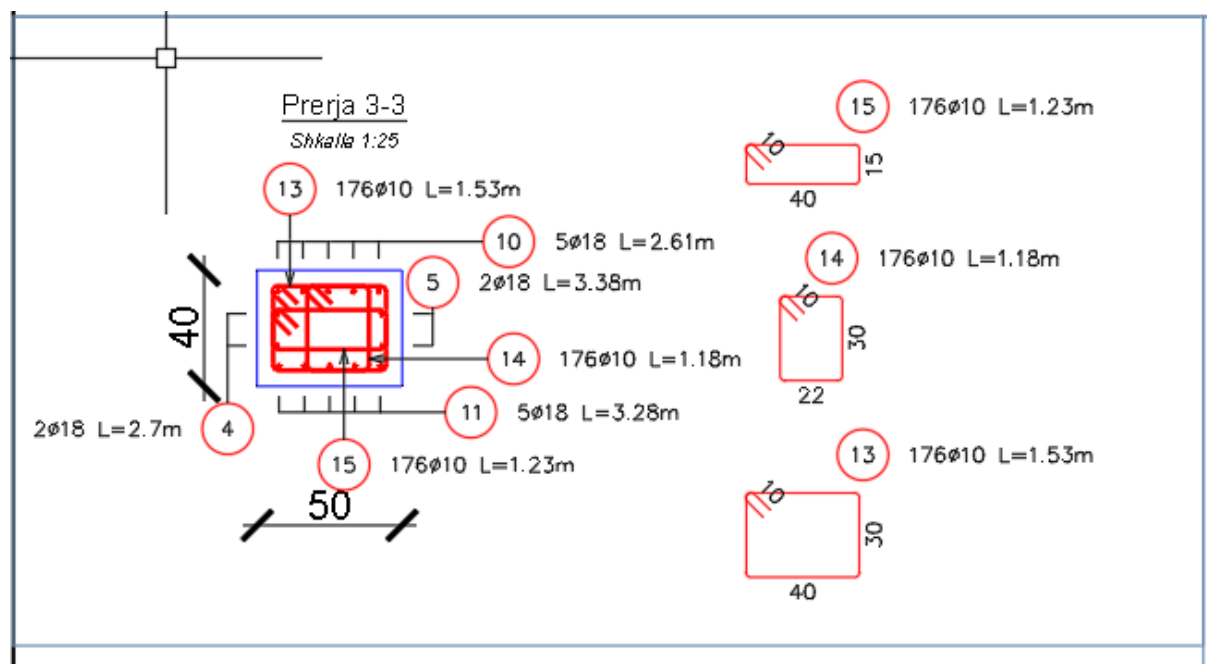
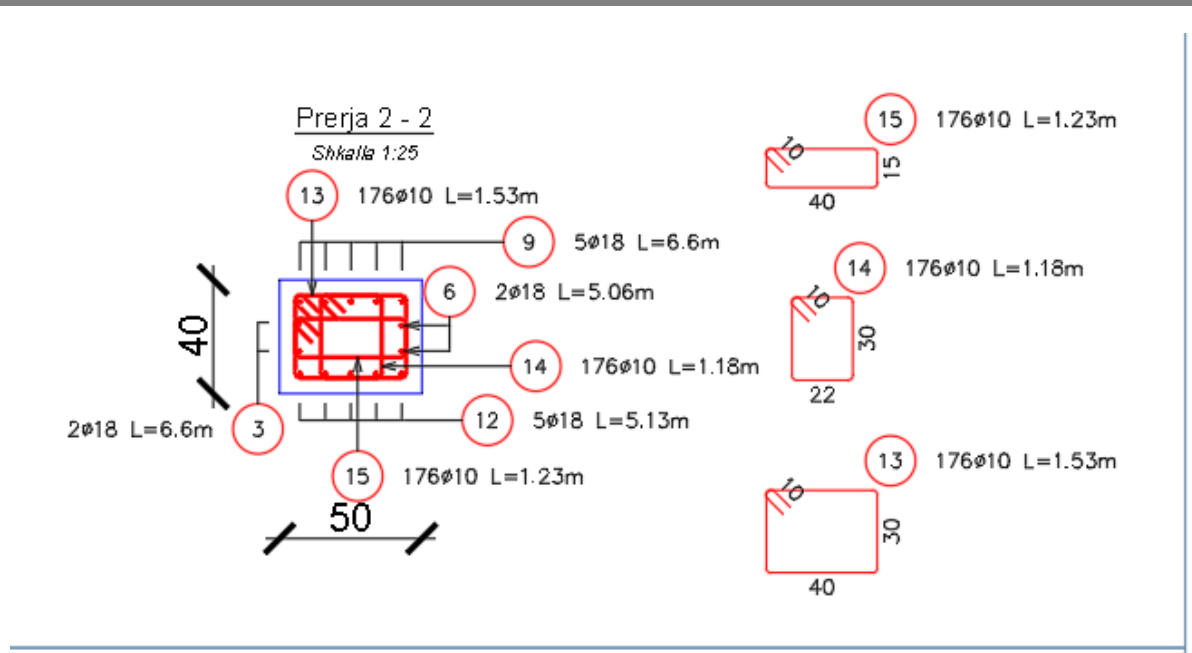
Kolonat kane forme te prerjes terthore drejtkendore (bxh=35x50 cm) me seksion te pandryshueshem pergjate gjithe lartesisë. Armimi do te behet me shufra $\phi 16$. Stafat qe do te perdoren do te jene $\phi 10$. Stafat do te vendosen per zonen kritike cdo 10 cm, ndersa per zonen jokritike cdo 15cm. Xhuntimi i shufrave te kolonave do te behet ne jo me pak se 50ϕ dhe shtresa mbrojtese 5cm.

Plani i Kolonave



Armimi i Kolones (50x40)





“C.E.C GROUP” sh.p.k

Ing. Vangjush MBRIÇE

Ing. Anduen MBRIÇE

Tirane 2022