



*Projekt - Zbatimi “Implant i Trajtimit të Ujërave të
Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi”*

Relacioni Konstruktiv

Depozita e Trashjes dhe Ruajtjes së Llumit

ITUN DHERMI

Autoriteti Kontraktues:
AGJENCIA KOMBËTARE
E UJËSJELLËS - KANALIZIMEVE

Konsulenti:
E.B.S Shpk

Janar 2025

PËRMBAJTJA E RAPORTIT

1.	PERSHKRIMI I STRUKTURES	3
2.	KUSHTET E PROJEKTIMIT DHE STANDARTET	7
3.	MATERIALET DHE PARAMETRAT E DIZAJNIT	8
3.1.	MATERIALET	8
3.1.1	<i>Betoni</i>	8
3.1.2	<i>Shtresa mbrojtëse</i>	8
3.1.3	<i>Çeliku i armimit</i>	8
3.2.	REZISTENCA E PROJEKTIMIT	8
3.2.1	<i>Betoni</i>	8
3.2.2	<i>Çeliku i armimit</i>	8
4.	ANALIZA E NGARKESAVE	9
4.1.	NGARKESA NGA PESHA VETJAKE:	9
4.2.	PRESIONI NGA MBUSHJA ANASH MUREVE TE DEPOS:	9
4.3.	NGARKESA AKSIDENTALE	9
4.4.	PRESIONI HIDROSTATIK	9
4.4.1	<i>Ngarkesa nga vepromi sizmik:</i>	9
5.	KOMBINIMET E NGARKESAVE	13
6.	REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET	15
6.1.	PERIODA E STRUKTURES	15
6.2.	PROJEKTIMI ULS DHE KONTROLLET	16
6.2.1	<i>Kontrolli i pllakes se themelit</i>	16
6.2.2	<i>Kontrolli i mureve te depos</i>	23
6.2.3	<i>Kontrolli i soletave te pedonaleve</i>	28
6.2.4	<i>Kontrolli i shkalles b/a</i>	32

1. PERSHKRIMI I STRUKTURES

Ky raport paraqet detajet e projektimit konstruktiv te Depozites se trashjes dhe ruajtjes se llumit pjese e projektit Studim Projektim “Impiant i Trajtimitt të Ujërave të Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi”. Me poshte tregohen vizatime me gjeometrine e depos dhe pamje 3D te saj.

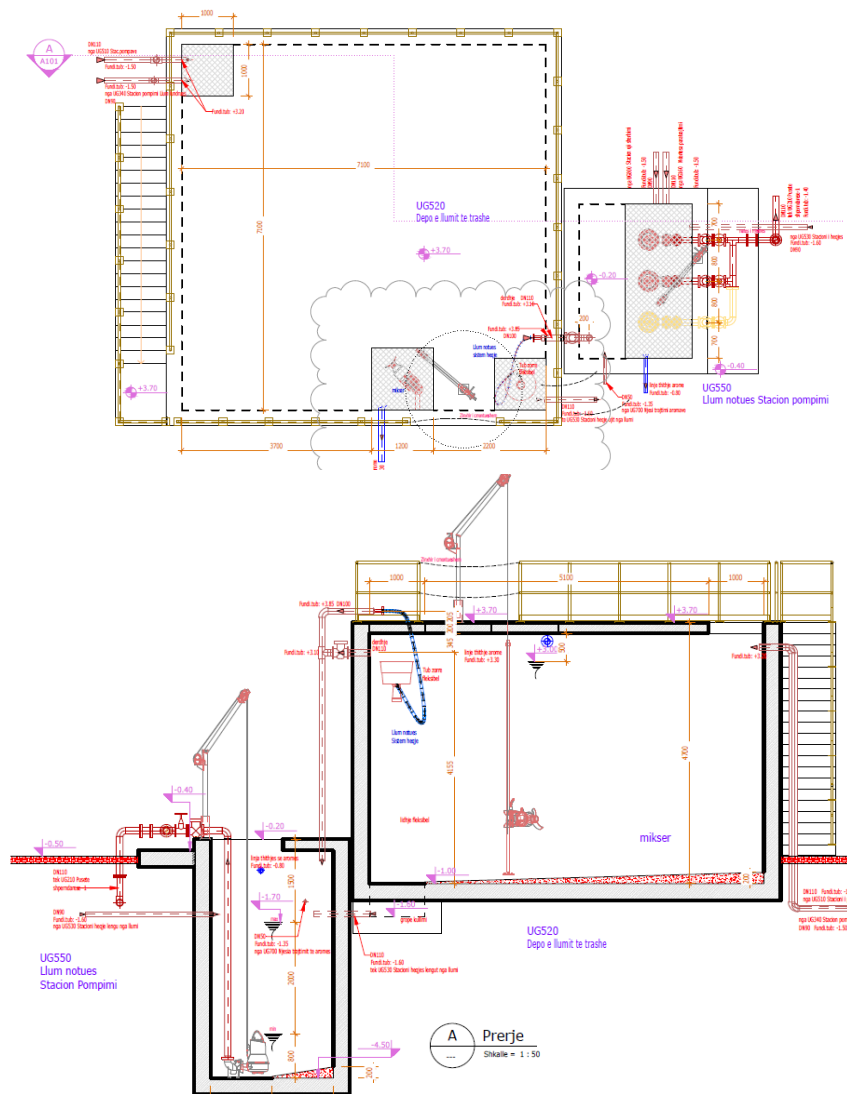


Figura 1 – Plani i depos dhe prerja terthore

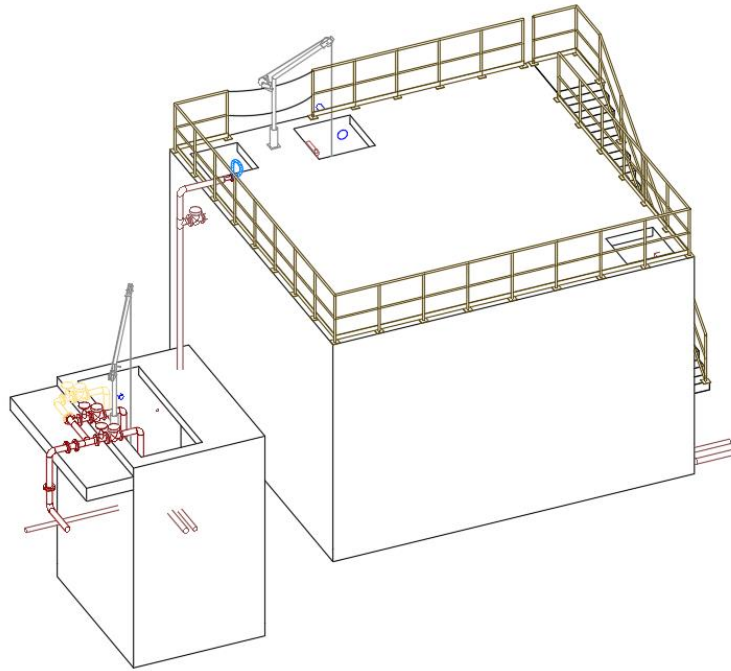


Figura 2 – Pamje 3D e depos

Per modelimin e struktures eshte perdoru software me elemente të fundëm SAP2000. Depoja eshte modeluar si një strukturë hapsinore (tre dimensionale) nen veprim te ngarkesave statike dhe sizmike. Per kombinimin statik eshte perdorur analize statike lineare ndersa per kombinimin sizmik analize pseudo-statike meqense struktura eshte zhytur nen toke.

Për të modeluar elementet e strukturës janë përdorur elemente rame (*frame*) për kolonat dhe elemente dy dimensionale pllakë (*shell elements*) për soletën dhe muret e depos. Lidhje e plakes se themelit me token eshte bere duke e kosideruar bazamentin me poshtë është bërë me anë të inkastrimit. Me poshte tregohet modeli i depos ne software SAP2000:

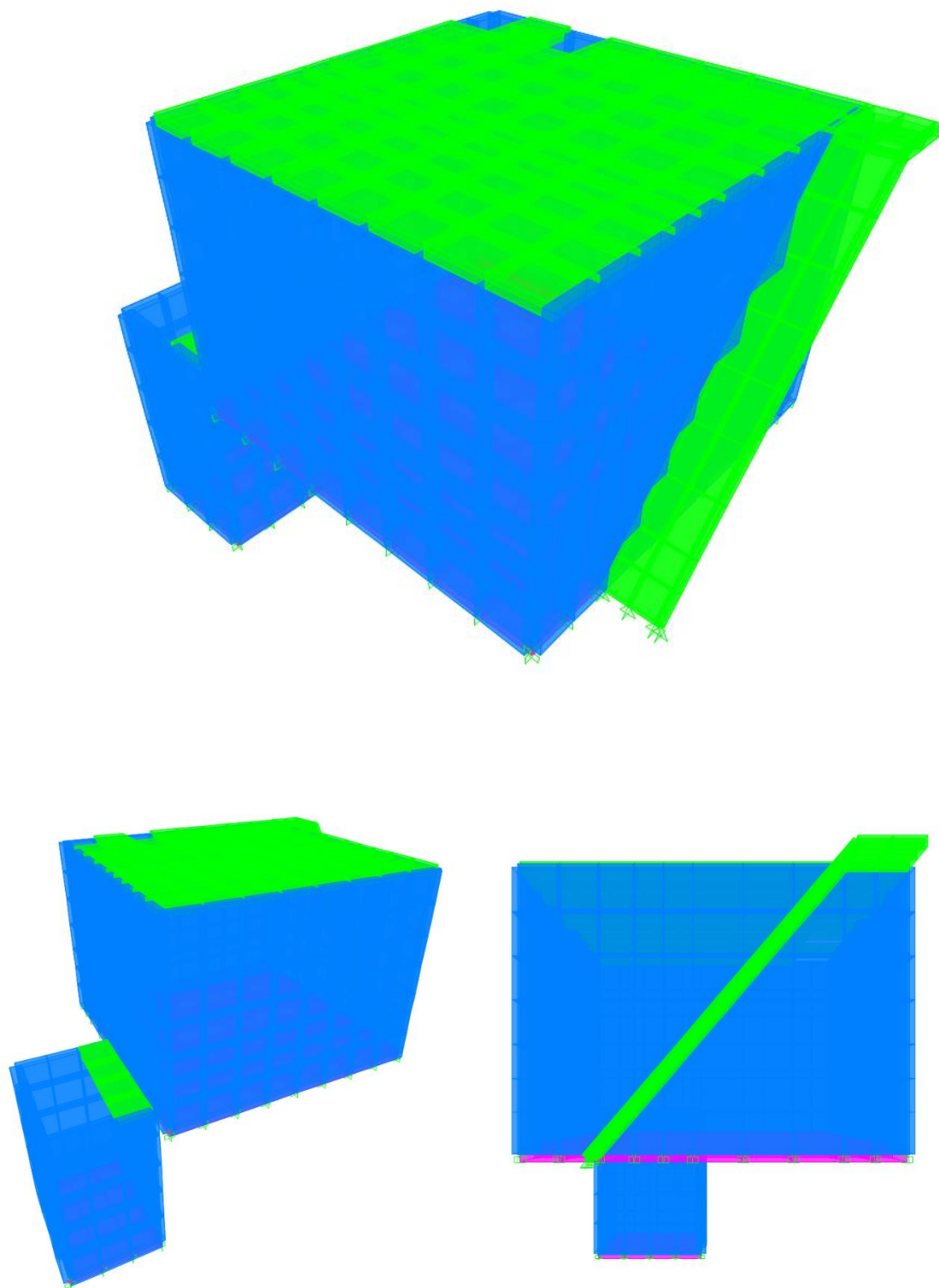


Figura 3 – Modelimi i depos ne software

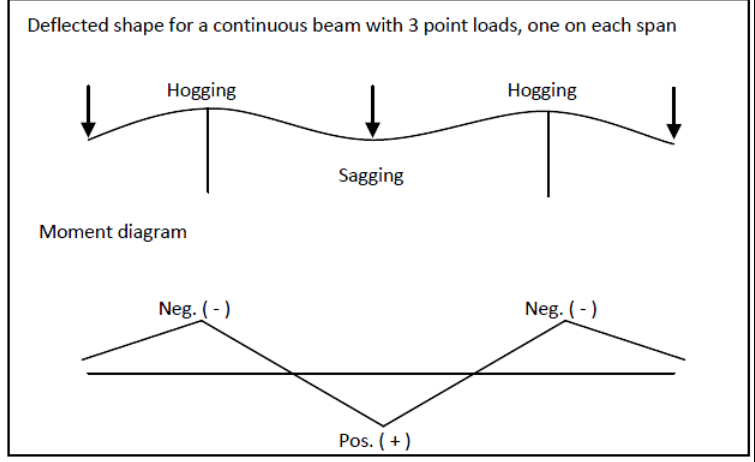
Veprimi	Elementi ramë	Elementi pllakë	Deflected shape for a continuous beam with 3 point loads, one on each span 
<i>Forcë aksiale</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
<i>Përkulje</i>			
Në mbështetje	(-)	(-)	
Në hapsirë	(+)	(+)	
<i>Sforcime</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
Drejtimi i veprimit sipas akseve lokale/globale			

Tabela 1 – Konvencioni i shenjave për elementët ramë dhe elementët pllakë

2. KUSHTET E PROJEKTIMIT DHE STANDARTET

Projekti konstruktiv është bazuar në Kushtet Teknike të Projektimit si dhe në Eurokodet strukturore. Parimet e projektimit konceptual rregullat e përgjithshme, veprimet në strukturë janë marrë në përputhje me Eurokodet, konkretisht referuar:

Eurokodet

EN 1990 Eurocode 0 Baza e projektimit strukturor

EN 1991 Eurocode 1 Veprimet mbi strukturat

EN 1992 Eurocode 2 Projektimi i strukturave prej betoni

EN 1997 Eurocode 7 Projektimi gjeoteknik

EN 1998 Eurocode 8 Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmeteve

3. MATERIALET DHE PARAMETRAT E DIZAJNIT

3.1. Materialet

3.1.1 Betoni

Sipas EN 206:

- a) Betoni i varfer:
 - Klasa e rezistences C12/15
 - Klasa e ekspozimit X0
- b) Pllaka e themelit:
 - Klasa e rezistences C30/37
 - Klasa e ekspozimit XC2/ XF1
- c) Muret e rezervuarit:
 - Klasa e rezistences C30/37
 - Klasa e ekspozimit XF1

3.1.2 Shtresa mbrojtëse

- Themelet $C_{nom} = 50 \text{ mm}$
- Muret ne lartesi $C_{nom} = 50 \text{ mm}$

3.1.3 Çeliku i armimit

Sipas to EN 10080:

- a) Shufra të vijaskuara çeliku
 - Klasa e rezistences B500C

3.2. Rezistenca e projektimit

Rezistenca e projektimit të materialeve përcaktohet si më poshtë:

3.2.1 Betoni

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M$$

- a) Betoni i themeleve

$\gamma_M = 1.5$	$\alpha_{cc} = 0.85$	C30/37 ($R_{ck} 37$)	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
$f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$			
- b) Betoni i mureve

$\gamma_M = 1.5$	$\alpha_{cc} = 0.85$	C30/37 ($R_{ck} 37$)	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
$f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$			

3.2.2 Çeliku i armimit

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

- a) Shufra të vijaskuara çeliku

$\gamma_M = 1.15$	B500C	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
-------------------	-------	-------------------------------	-------------------------------

4. ANALIZA E NGARKESAVE

4.1. Ngarkesa nga pesha vetjake:

Pesha e elementeve strukturorë llogaritet automatikisht nga programi duke marrë në konsideratë një peshë specifike të barabartë me $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ për çelikun dhe $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ për betonin e armuar siç specifikohet në standardet përkatëse.

4.2. Presioni nga mbushja anash mureve te depos:

Meqenese depoja eshte e zhytur ne toke, mbas ndertimit te saj hapsira ndermjet germimit dhe mureve eshte konsideruar te mbushet me cakell me parametrat fiziko-mekanike si me poshte:

Pesha vellimore	$\gamma =$	20	kN/m^3
Kendi i ferkimit te brendshem:	$\phi =$	35	°
$K_0 = 1 - \sin\phi$ (koeficienti i shtytjes ne gjendjen e qetesise)	K_0	0.426	

Presioni nga mbushja me cakell llogaritet ne gjendjen e qetesise me ana te koeficientit k_0 . Ai ka nje forme trekendore dhe varion nga 0 ne siperfaqje te tokes deri ne $g = k_0 \cdot \gamma \cdot h = 0.426 \cdot 20 \cdot 4.1 = 34.9 \text{ kN/m}^2$ ne thellesine e pllakes se themelit.

4.3. Ngarkesa aksidentale

Kjo ngarkesë e aplikuar në këtë rast është në vlerën 20 kN/m^2 . Kjo ngarkesë aplikohet në terren si një ngarkesë e shpërndarë në mënyrë uniforme dhe merr parasysh veprimet në strukturë nga automjetet e punës prane mureve te depos.
Presioni horizontal në mure do të jetë:

$$q_h = k_0 \cdot q = 0.426 \cdot 20 = 8.52 \text{ kN/m}^2$$

4.4. Presioni hidrostatik

Presioni hidrostatik nga uji ka forme trekendore ne faqet e mureve dhe njetrajttesisht te shperndare ne te gjithë siperfaqjen e pllakes se themelit. Vlera varion nga 0 deri ne $q = \gamma \cdot h = 10 \cdot 4 = 40 \text{ kN/m}^2$.

4.4.1 Ngarkesa nga vepromi sizmik:

Sipas EN-1998-1: "Dizajni i Strukturave për Rezistencën ndaj Tërmetit" për një vend referimi specifik me topografi të sipërfaqes horizontale të ngurtë (klasa A) përcaktohet si një rrezik bazë sizmik, në veçanti vlerat e nxitimit maksimal horizontal ag dhe parametrat janë dhënë që përcaktojnë spektrat e përgjigjes sipas EN-1998-1.

Veprimi sizmik i identifikuar në këtë mënyrë ndryshohet më pas, në mënyra të përcaktuara qartë nga EN-1998-1, për të marrë parasysh ndryshimet e shkaktuara nga kushtet lokale të

stratigrafisë nëntokësore të pranishme aktualisht në kantierin e ndërtimit dhe morfologjinë e sipërfaqes. Këto ndryshime karakterizojnë reagimin sizmik.

Në llogaritjen e veprimit sizmik për urën konsiderohet një Klas i Rëndësisë II (pt 2.1.4 i EN-1998-2) që i përgjigjet një faktori rëndësie $\gamma_I = 1.0$.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	—	—
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	—	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Tabela 1 – Kategorite e trullit sipas EN-1998-1

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabela 1 – Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrat e rekomanduar të përgjigjes elastike të tipit 1.

Për llogaritjen e veprimit sizmik përdoret metoda e thjeshtuar pseudostatike sipas Eurokodit 8. Për qëllimin e analizës pseudostatike, veprimi sizmik do të përfaqësohet nga një grup forcash statike horizontale dhe vertikale të barabarta me produktin e forcave të gravitetit dhe një koeficient sizmik.

Veprimi sizmik vertikal do të konsiderohet se vepron lart ose poshtë në mënyrë që të prodhojë efektin më të pafavorshëm.

Vlerat e nxitimit horizontalte maksimal te truallit jane marre ne harten e rrezikut sizmik te publikuar nga instituti i gjeoshkencave se bashku me vlerat perkatese per cdo bashki.

Bashkia	Njesia Administrative	Probabiliteti i tejkalimit	
		10% ne 10 vjet (njësia: g)	10% ne 50 vjet (njësia: g)
Himarë	Himarë	0.204	0.399
	Lukovë	0.198	0.388
	Horë-Vranisht	0.196	0.387

Duke pasur parasysh klasën e rëndësisë II të strukturës, e cila nga ana tjetër jep një faktor rëndësie prej $\gamma_I = 1.0$, vlera e përsheptimit të tokës së projektimit do të jetë:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1.0 * 0.399g = 0.399g$$

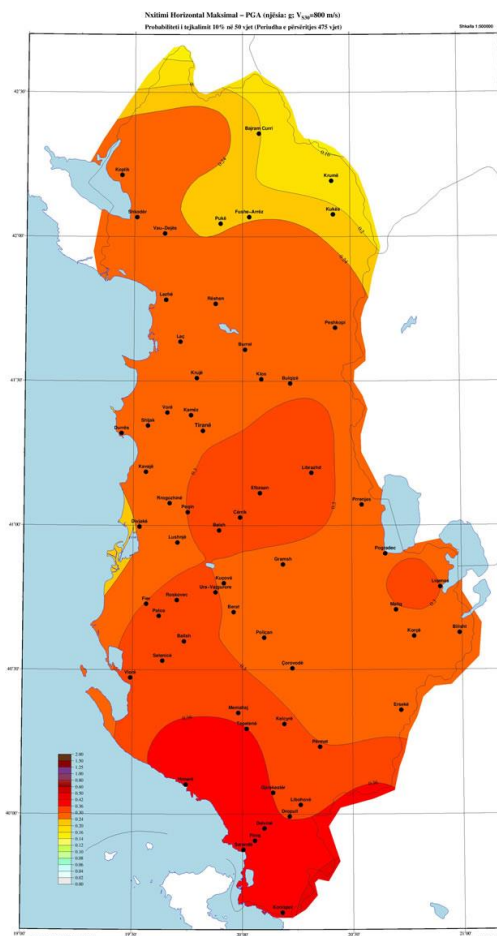


Figura 4 – Harta e nxitimit maskimal te truallit per Republiken e Shqiperise

Shtytja aktive e dheut nen ndikimin e nxitimit sizmik llogaritet sipas formulese se Mononobe-Okabe si me poshte vijon:

SISMICO

$$\begin{aligned} \text{per } \varepsilon \leq \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{per } \varepsilon > \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \\ k_p &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi' \cdot \sin(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \\ 1. \theta &= \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad 2. \theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad 3. \theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \end{aligned}$$

massima accelerazione al suolo

$$a_g/g = 0.40 \quad (-)$$

coefficiente stratigrafico

$$S = 1.20 \quad (-)$$

peso di volume naturale del terreno

$$\gamma = 20.0 \quad (\text{kN/mc})$$

peso di volume secco del terreno

$$\gamma_d = 20.0 \quad (\text{kN/mc})$$

peso specifico dell'acqua

$$\gamma_w = 10.0 \quad (\text{kN/mc})$$

- ☒ 1. quota falda al di sotto dell'opera di sostegno
- ☐ 2. terreno impermeabile in condizioni dinamiche in falda ($\gamma = \gamma_{\text{sat}}$)
- ☐ 3. terreno permeabile in condizioni dinamiche in falda

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro

$$r = 1$$

$$k_h = 0.4788$$

$$k_v = 0.2394$$

$$\theta^+ = 21.12 \quad (^\circ)$$

$$\theta^- = 32.19 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva	coefficienti di spinta passiva ($\delta = 0$)
$ka^+ = 0.5654 \quad (-)$	$kps^+ = 2.8547 \quad (-)$
$ka^- = 0.9965 \quad (-)$	$kps^- = 2.0831 \quad (-)$

Pra presioni ne muret e rezervuarit ne fazen sizmike do te jete:

$$q_h = k_{as} \cdot \gamma \cdot h = 0.9965 \cdot 20 \cdot 5.73 = 114.2 \text{ kN/m}^2$$

5. KOMBINIMET E NGARKESAVE

Kombinimet e ngarkesave të konsideruara për qëllimin e kontrolleve strukturore, përcaktohen në mënyrë që të garantojnë sigurinë strukturore në përputhje me kërkesat në 6.4.3.2 të EN 1990, Seksioni 6.

Gjendjet kufitare përfundimtare të strukturave nëntokësore kanë të bëjnë me zhvillimin e mekanizmave të prishjes, të përcaktuara nga mobilizimi i rezistencës së tokës dhe kur arrihet rezistenca e elementeve që përbëjnë strukturën.

Kontrollet përfundimtare të gjendjes kufitare duhet të kryhen duke iu referuar gjendjeve kufitare të mëposhtme:

- ULS gjeoteknike (GEO)
o ose ngarkesa kufitare e kolapsit të vendosur për relacionin themel-dhe;
- ULS strukturore (STR)
o ose arritja e rezistencës së elementëve strukturore.

Kontrollet mund të kryhen bazuar në Përqasjen e projektimit 1, nga EN 1990, duke aplikuar në llogaritje të veçanta vlerat e projektimit nga Tabela A2.4(C) dhe Tabela A2.4(B) në Shtojcën A, për parametrat gjeoteknikë si dhe veprimet mbi/nga struktura dhe kombinimet e dhëna në EN 1997: Pjesa 1, paragrafi 2.4.7.3.4.2;

Kombinimi 1 $\rightarrow$ (A1+M1+R1) $\rightarrow$ STR projektimi i pjesëve strukturore

Kombinimi 2 $\rightarrow$ (A2+M2+R2) $\rightarrow$ GEO rezistenca e tokës (kapaciteti mbajtës)

Për gjendjen e fundit kufitare përfundimtare janë përcaktuar kombinimet e mëposhtme:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{shtytje } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Për gjendjen kufitare të shërbimit janë përcaktuar kombinimet e mëposhtme:

$$\text{Karakteristike} \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Frekuente} \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Gati e perhershme} \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Për gjendjen kufitare të fundit sizmike janë përcaktuar kombinimet e mëposhtme:

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{presioni } i \text{ dheut.}$$

$$\Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k / \gamma_\Phi))$$

Efektet e veprimit sizmik do të vlerësohen duke marrë parasysh masat që lidhen me ngarkesat e mëposhtme të gravitetit:

$$G1+G2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Vlerat e faktorëve pjesorë janë:

Situata të përhershme ose të përkohshme	Veprime të përhershme (G_k)		Veprimi i ndryshueshëm kryesor ($Q_{k,1}$)		Veprimi shoqërues ($Q_{k,i}$)	
	i pafavorshëm	i favorshëm	i pafavorshëm	i favorshëm	i pafavorshëm	i favorshëm
(a) Për të kontrolluar ekuilibrin statik të një strukture	1.10	0.90	1.50	0	1.50	0
(b) Për projektimin e elementëve strukturorë (pa përfshirë veprimet gjeoteknike)	1.35	1.00	1.50	0	1.50	0
(c) Si një alternativë ndaj a dhe b, projektim për të dyja situatat me një set llogaritjesh	1.35	1.15	1.50	0	1.50	0

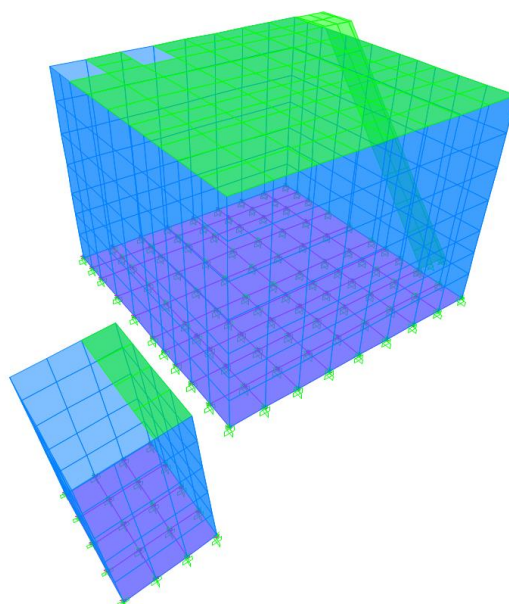
Figura 5 – Faktoret pjesore te kombinimit

6. REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET

6.1. Perioda e struktures

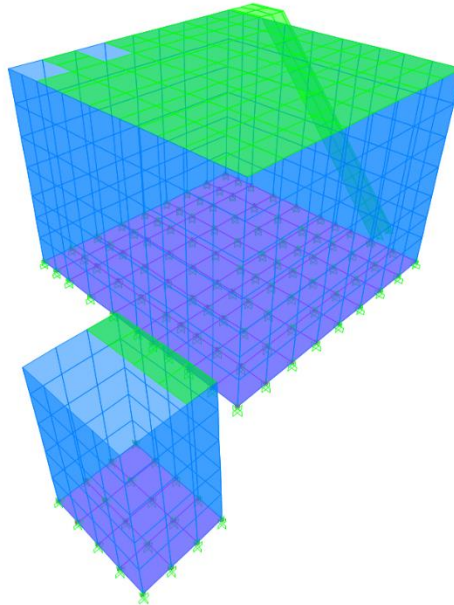
Nga analiza modale e strukturës janë marrë modi i parë sipas drejtimit Y dhe i dyti sipas drejtimit X të lëkundjës së strukturës. Vlerat e periodave janë treguar në figurat e mëposhtme:

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.3766; f = 2.65532



Tx=0.37s

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2, T = 0.30797; f = 3.24708

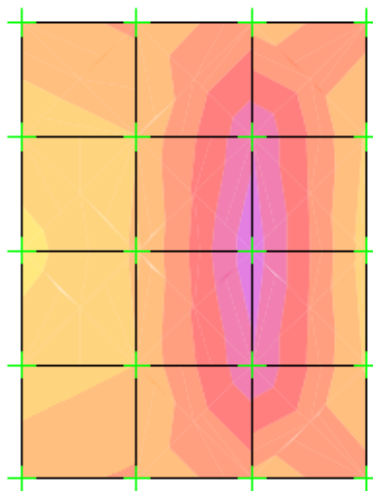


$T_x = 0.30s$

6.2. Projektimi ULS dhe kontrollet

6.2.1 Kontrolli i pllakes se themelit

Me poshte paraqitet momenti perkules ne pllaken e themelit:



Resultant M11 Diagram (COMB2) ▾ X

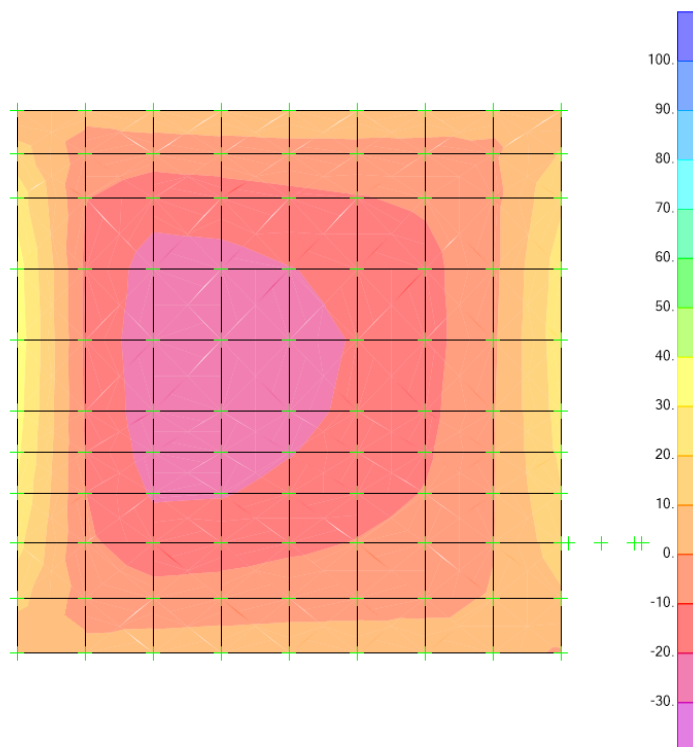


Figura 6 – Momenti perkules sipas Y ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=37kNm/m$

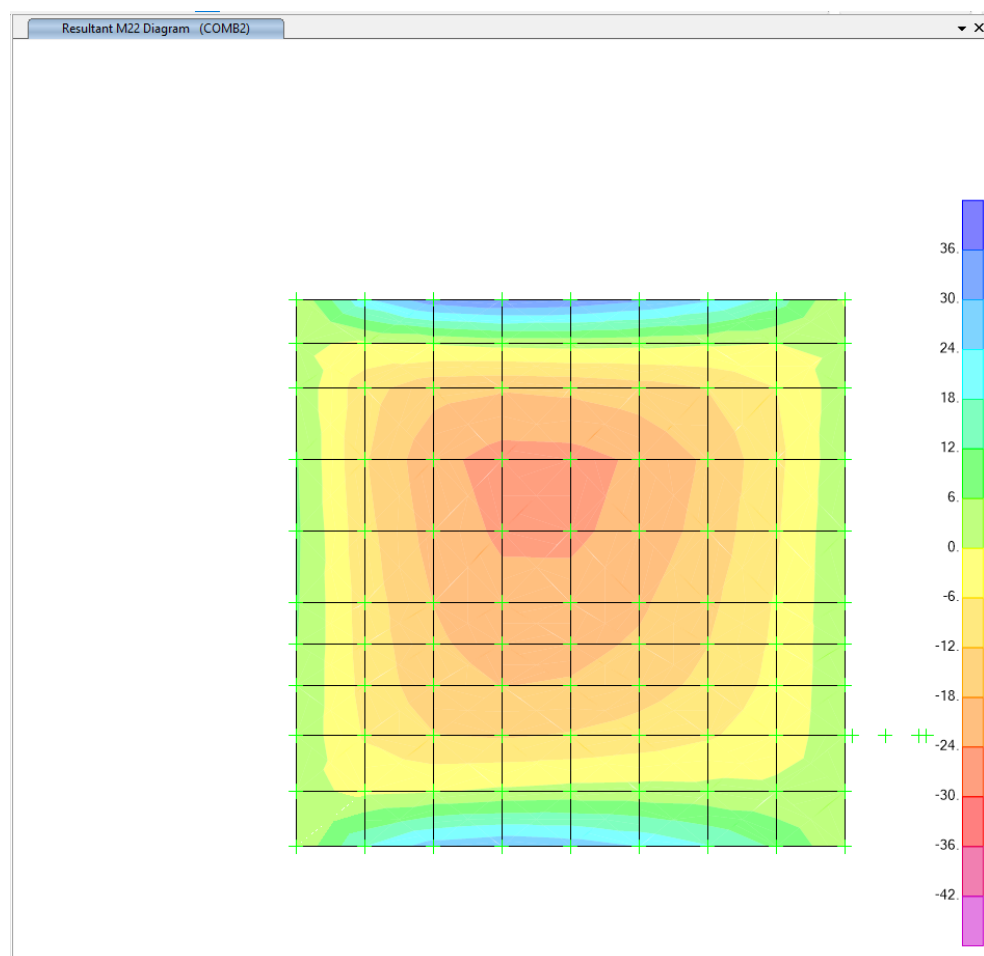
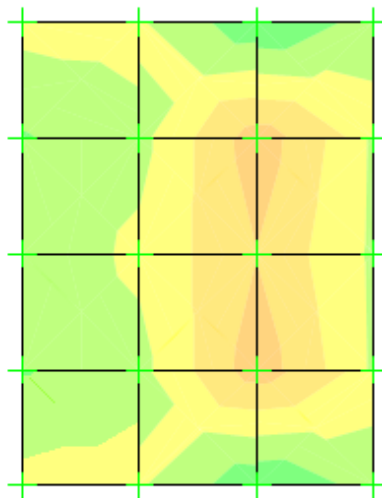
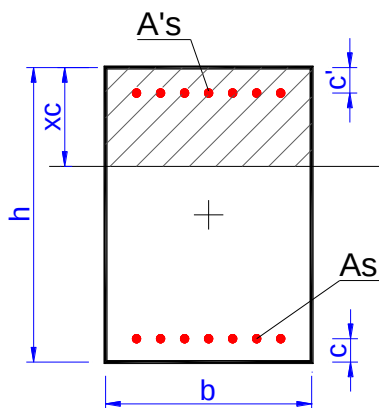


Figura 7 – Momenti perkules sipas X ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=37\text{kNm/m}$

Kontrolli i armimit ne perkulje per pllaken e themelit:

Zgara baze



Gjeometria e seksionit		
[cm]		
Lartësia	h	30
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	37	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6	14	9.24	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		9.24	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6	14	9.24	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		9.24	

Materialet								
C30/37	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1.5	0.85	37	30	17.0	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante

☐ e konstante

Llogarit

N final

0.0 [kN]

xc

4.04 [cm]

M final

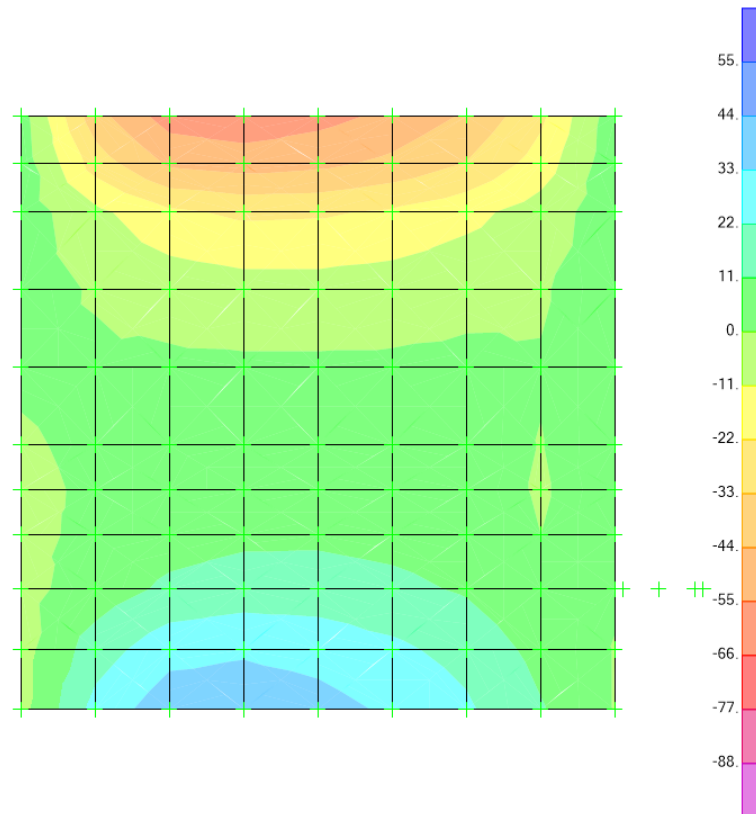
98.8 [kNm]

Faktori i sigurisë

2.67

Nga verifikimi rezulton se seksioni i themelit me dimensione 30cm x100cm dhe me armim $\Phi 14/15$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=98.8$ kNm/m. Pranojme armim ne perkulje $\Phi 14/15$ dhe stafa ne forme "C" st $\Phi 10/30 \times 30$.

Llogaritja per forcen prerese:



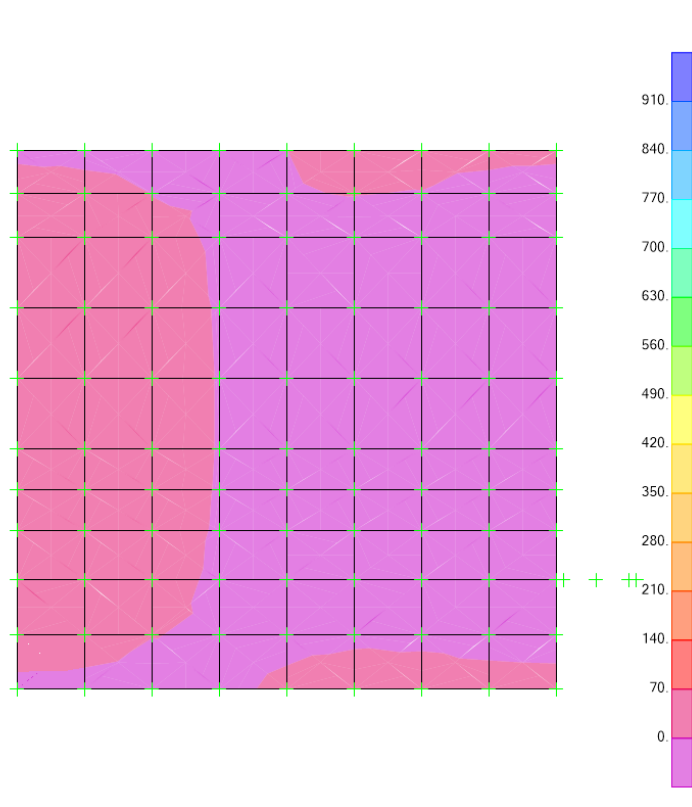


Figura 8 – Forca prerese max ne kN per kombinimin kryes $V_{max}=63\text{kN/m}$

Kontrolli i hapjes se te plasurave per kombinimin kryesor:

Themeli							
Caratteristiche materiali				Caratteristiche sezione			
Cls				Geometria			
R _{ck}	37.00	N/mm ²	resistenza cubica caratteristica a compressione	b _w	1000	mm	larghezza dell'anima anima resistente
f _{ck}	30.71	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione	d	200	mm	altezza utile della sezione
f _{cm}	38.71	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione	A _c	200000	mm ²	area della sezione di calcestruzzo
f _{cd}	20.47	N/mm ²	resistenza cilindrica di progetto a compressione	Armatura longitudinale			
f _{ctm}	2.94	N/mm ²	resistenza a trazione media	n _{bl}	6		numero di barre longitudinali
f _{ctm}	3.53	N/mm ²	resistenza a trazione media per fessurazione	φ _{bl}	16	mm	diametro delle barre longitudinali
E _{cm}	33019	N/mm ²	modulo elastico istantaneo (valore secante fra 0 e 0.4 f _{cm})	Armatura a taglio			
Acciaio barre longitudinali				n _{bw}	3.33		numero di bracci delle staffe
				φ _{st}	10	mm	diametro delle staffe
				S _{st}	300	mm	passo delle staffe
				α	90	°	inclinazione delle staffe
				Calcoli preliminari			
Acciaio staffe				A _{sl}	1206.4	mm ²	area dell'armatura longitudinale
				ρ _l	0.0060		rapporto geometrico d'armatura longitudinale
				ρ _{l,eff}	0.0060		rapporto considerato nei calcoli
				σ _{cp}	0.000	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
				σ _{cp,eff}	0.000	N/mm ²	tensione media considerata nei calcoli
Caratteristiche di aderenza delle barre				A _{sw}	261.8	mm ²	area della singola staffa (è considerato il numero di braccia)
η	1.00						
f _{bk}	4.63	N/mm ²	tensione di aderenza caratteristica				
f _{bd}	3.09	N/mm ²	tensione di aderenza di progetto				
Caratteristiche sollecitazioni							
N _{Ed}	0.00	KN	sforzo normale di calcolo (+ compressione)				
V _{Ed}	65.00	KN	taglio di calcolo				
Elemento non armato a taglio							
k	2.0		coefficiente considerato nei calcoli				
k _{eff}	2.0						
v _{min}	0.5						
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]							
V _{Rd,1}	127.0	KN	taglio resistente - valore 1				
V _{Rd,2}	109.7	KN	taglio resistente - valore 2				
V _{Rd}	127.0	kN	taglio resistente	>	65.0 kN	sollecitazione di taglio da calcolo	
NON OCCORRE ARMARE A TAGLIO							
Elemento armato a taglio							
α	1.571	rad	inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale				
θ	0.785	rad	inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse della trave				
f _{cd}	10.2	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima				
α _c	1.0		coefficiente maggiorativo per compressione				
N _{Ed}	4094.7	kN	sforzo normale di compressione ultimo				
ctgα	0.0						
ctgθ	1.0						
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]							
V _{Rsd}	68.3	kN	taglio resistente relativo alle armature tese				
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2 \theta)$ [4.1.28]							
V _{Rcd}	921.3	kN	taglio resistente relativo alle bielle compresse				
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$							
V _{Rd}	68.3 kN	taglio resistente di calcolo	>	65.0 kN	sollecitazione di taglio da calcolo		
SEZIONE VERIFICATA							

Nga verifikimi rezulton se armatura e pranuar per forcen prerese duhet stafa (C)
 $\Phi 10/300 \times 300 \text{ mm}$

6.2.2 Kontrolli i mureve te depos

Me poshte paraqiten epjurat e momenteve perkulese vertikale dhe forca terheqese aksiale horizontale ne muret perimetrale te depos:

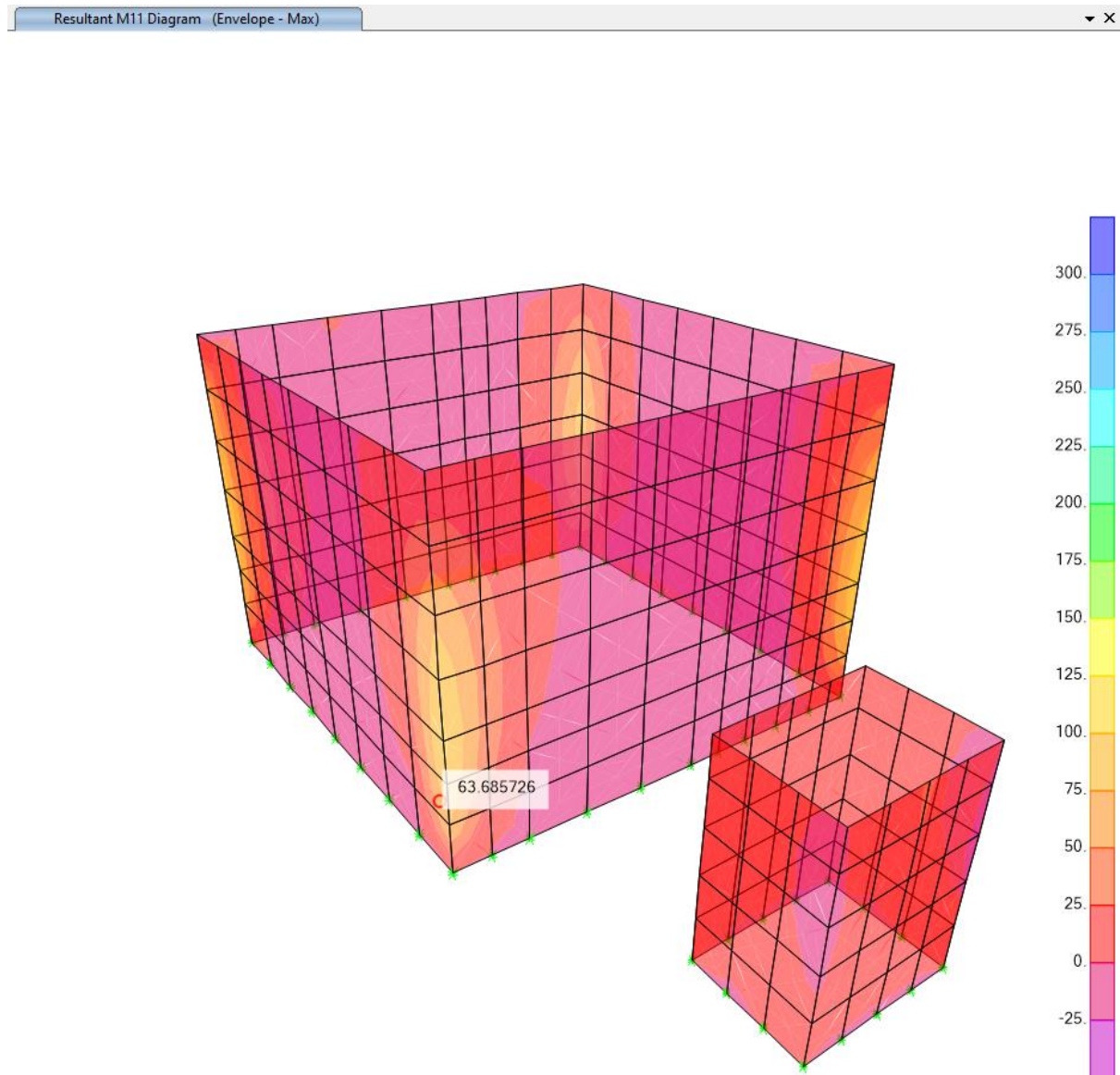


Figura 9 – Momenti perkules vertikal ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=104$ kNm/m

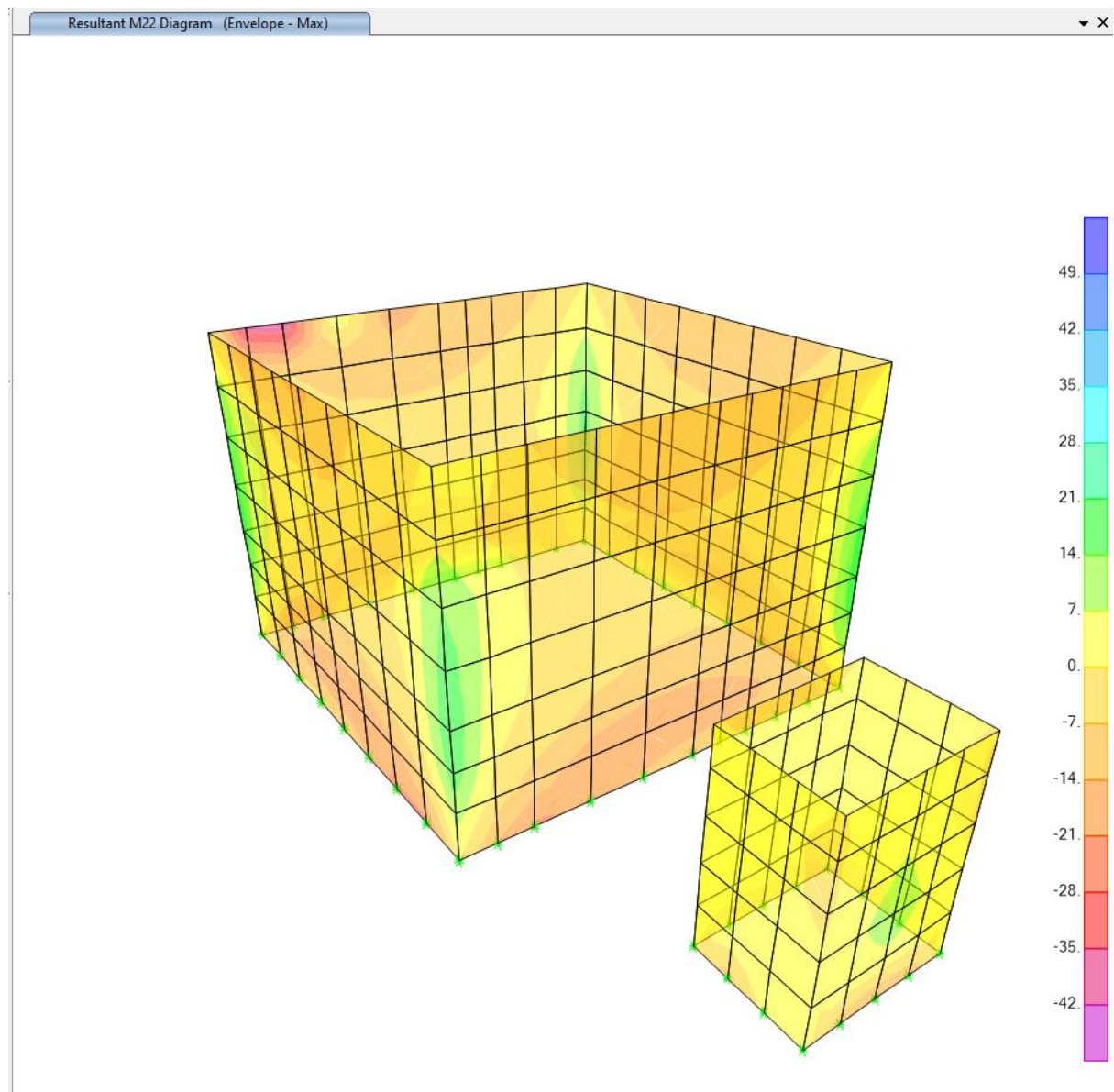
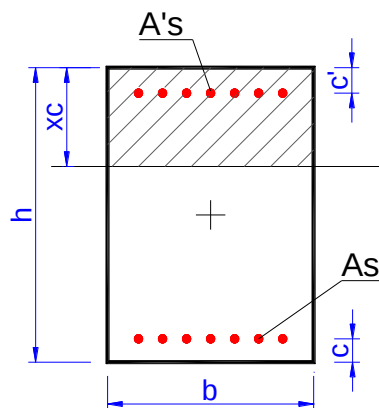


Figura 10 – Momenti perkules horizontal ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=41$ kNm/m

Kontrolli i armimit ne perkulje per muret e depos:

Zgara baze



Gjeometria e seksionit		
		[cm]
Lartësia	h	30
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	104	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6.6	16	13.27	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		13.27	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6.6	16	13.27	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		13.27	

Materialet								
C30/37	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcd/fck	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1.5	0.85	37	30	17.0	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante

☐ e konstante

Llogarit

N final

0.0 [kN]

xc

4.67 [cm]

M final

135.0 [kNm]

Faktori i sigurisë

1.30

Nga verifikimi rezulton se seksioni i murit me dimensione 30cm x100cm dhe me armim $\Phi 16/15$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=135$ kNm/m. Pranojme armim ne perkulje $\Phi 16/15$ dhe stafa ne forme "C" st $\Phi 10/15$ cmx30cm.

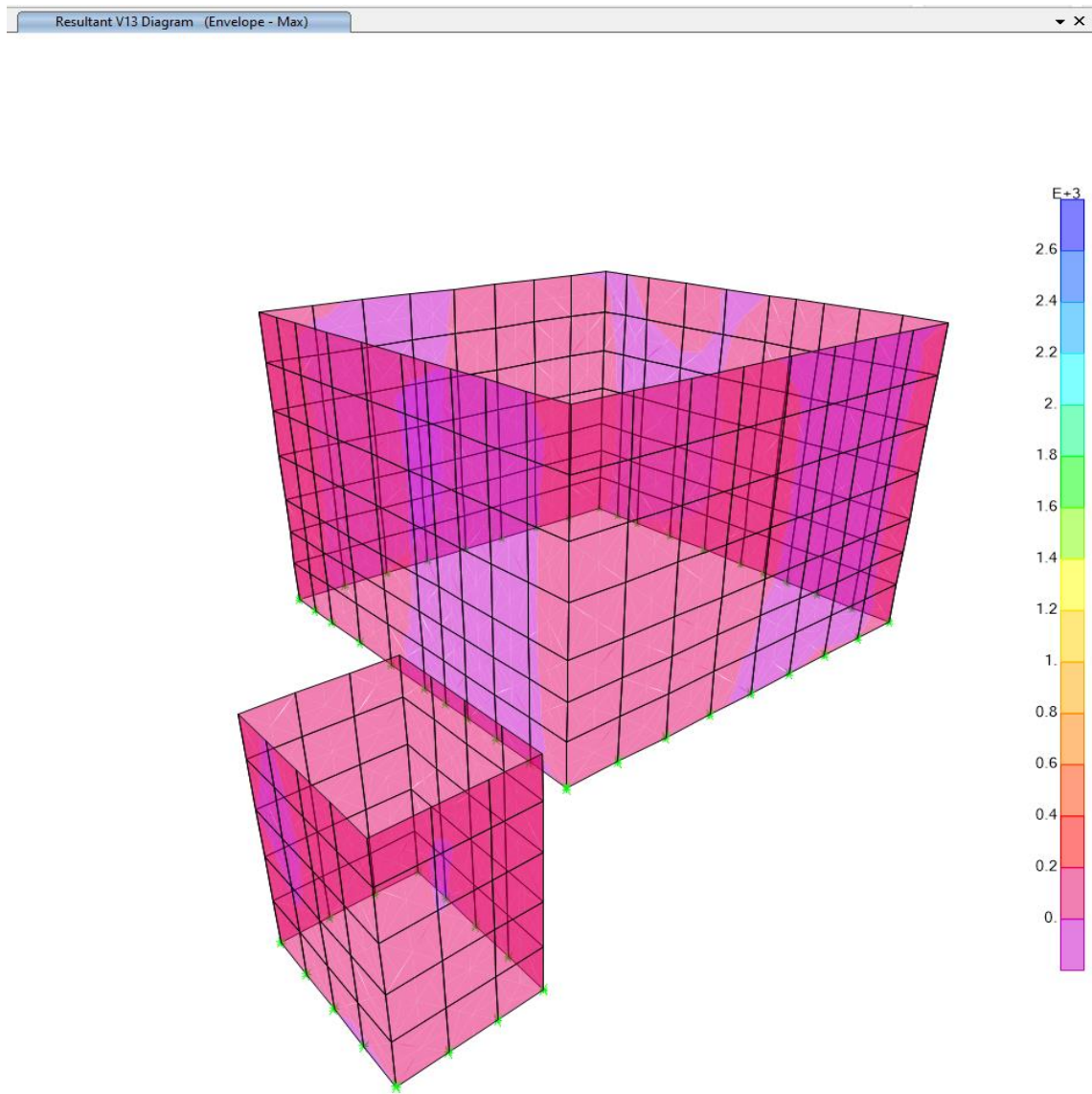
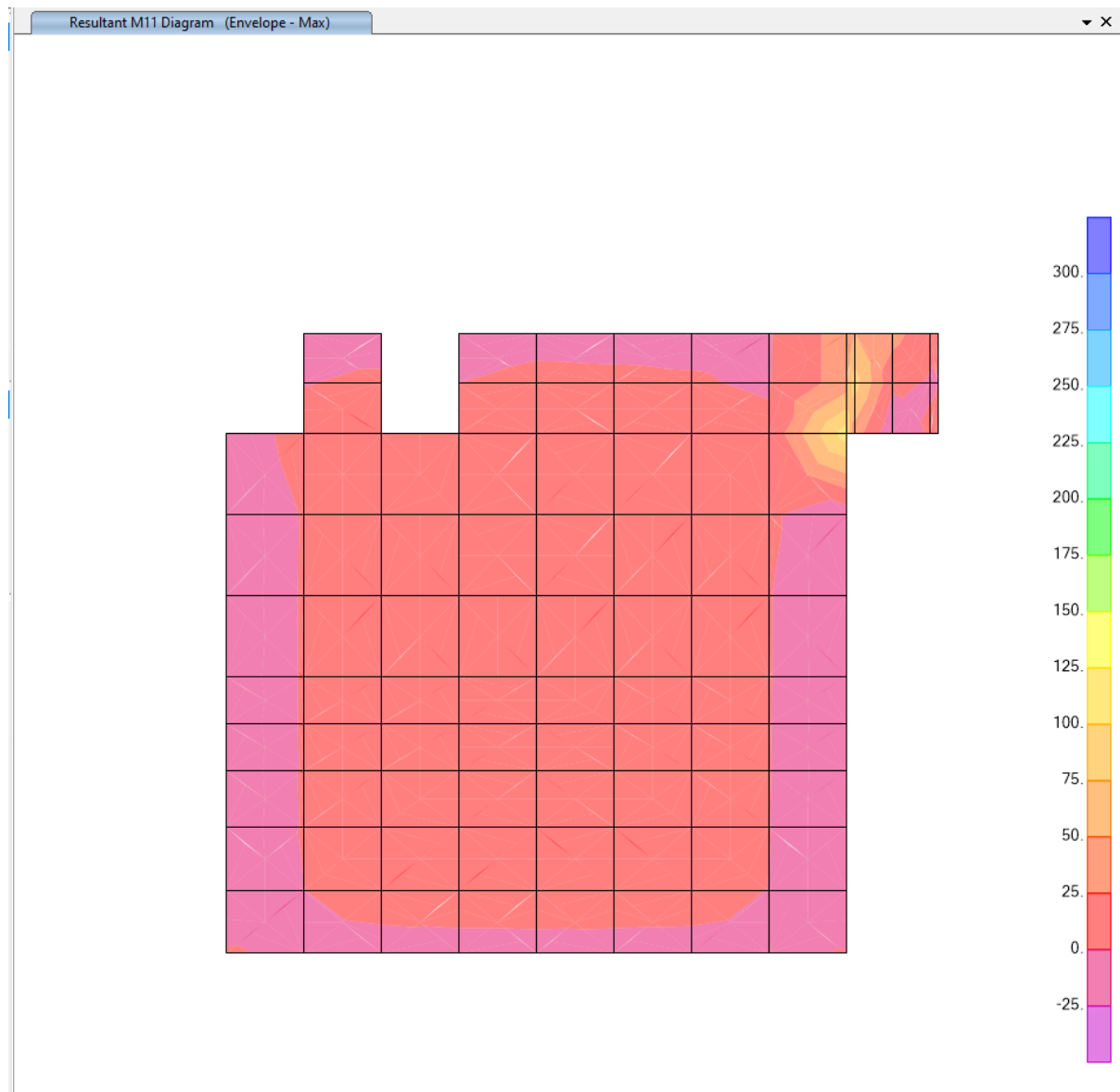


Figura 11 – Forca prerese max ne kN per kombinimin kryesor $V_{max}=115\text{kNm/m}$

Themeli									
Caratteristiche materiali					Caratteristiche sezione				
Cls					Geometria				
R _{ck}	37.00	N/mm ²	reistenza cubica caratteristica a compressione		b _w	1000	mm	larghezza dell'anima anima resistente	
f _{ck}	30.71	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione		d	200	mm	altezza utile della sezione	
f _{cm}	38.71	N/mm ²	resistenza cilindrica media a compressione		A _c	200000	mm ²	area della sezione di calcestruzzo	
f _{cd}	20.47	N/mm ²	resistenza cilindrica di progetto a compressione		Armatura longitudinale				
f _{ctm}	2.94	N/mm ²	resistenza a trazione media						
f _{ctm}	3.53	N/mm ²	resistenza a trazione media per fessurazione		φ _{bl}	16	mm	diametro delle barre longitudinali	
E _{cm}	33019	N/mm ²	modulo elastico istantaneo (valore secante fra 0 e 0.4 f _{cm})		Armatura a taglio				
Acciaio barre longitudinali									
					n _{bw}	6.67		numero di bracci delle staffe	
					φ _{st}	10	mm	diametro delle staffe	
					s _{st}	300	mm	passo delle staffe	
					α	90	°	inclinazione delle staffe	
Acciaio staffe					Calcoli preliminari				
					A _{sl}	1327.0	mm ²	area dell'armatura longitudinale	
					ρ _l	0.0066		rapporto geometrico d'armatura longitudinale	
					ρ _{l,eff}	0.0066		rapporto considerato nei calcoli	
					σ _{cp}	0.000	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione	
Caratteristiche di aderenza delle barre					σ _{cp,eff}	0.000	N/mm ²	tensione media considerata nei calcoli	
η	1.00				A _{sw}	523.6	mm ²	area della singola staffa (è considerato il numero di braccia)	
f _{bk}	4.63	N/mm ²	tensione di aderenza caratteristica						
f _{bd}	3.09	N/mm ²	tensione di aderenza di progetto						
Caratteristiche sollecitazioni									
N _{Ed}	0.00	KN	sforzo normale di calcolo (+ compressione)						
V _{Ed}	115.00	KN	taglio di calcolo						
Elemento non armato a taglio									
k	2.0		coefficiente considerato nei calcoli						
k _{eff}	2.0								
v _{min}	0.5								
$V_{Rd1} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$									
V _{Rd,1}	131.1	KN	taglio resistente - valore 1						
V _{Rd,2}	109.7	KN	taglio resistente - valore 2						
V _{Rd}	131.1	kN	taglio resistente		>	115.0 kN	sollecitazione di taglio da calcolo		
NON OCCORRE ARMARE A TAGLIO									
Elemento armato a taglio									
α	1.571	rad	inclinazione delle staffe rispetto all'orizzontale						
θ	0.785	rad	inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse della trave						
f' _{cd}	10.2	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima						
α _c	1.0		coefficiente maggiorativo per compressione						
N _{Rd}	4094.7	kN	sforzo normale di compressione ultimo						
ctgα	0.0								
ctgθ	1.0								
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$									
V _{Rsd}	136.6	kN	taglio resistente relativo alle armature tese						
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2 \theta) \quad [4.1.28]$									
V _{Rcd}	921.3	kN	taglio resistente relativo alle bielle compresse						
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$									
V _{Rd}	136.6 kN	taglio resistente di calcolo	>	115.0 kN	sollecitazione di taglio da calcolo				
SEZIONE VERIFICATA									

Nga verifikimi rezulton se armatura e pranuar per forcen prerese duhet stafe (C) $\Phi 10/150 \times 300\text{mm}$ ne zonat kritike ne L/4 e hapesires drite.

6.2.3 Kontrolli i soletave te pedonaleve



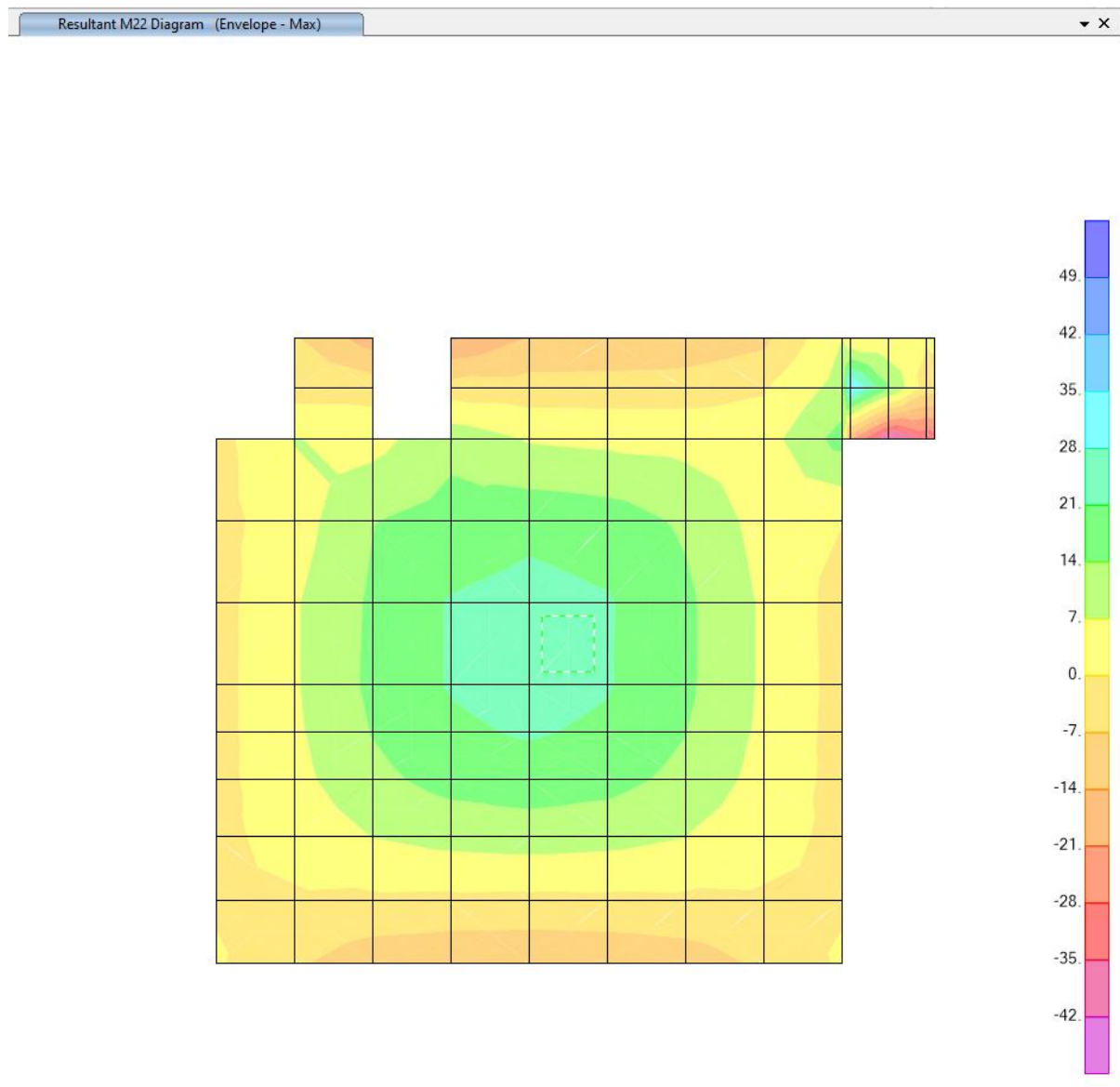
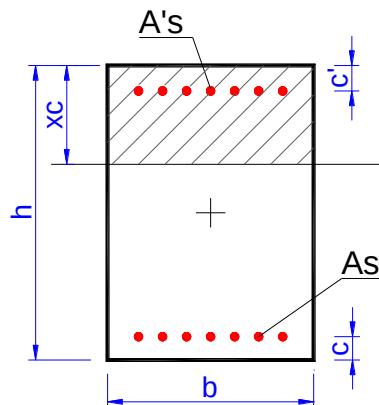


Figura 12 – Momenti perkules horizontal ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=25$ kNm/m, ne mes, $M_{max}=113$ kNm/m, ne zonen e shkalles konsol, dhe momenti max negativ eshre $M_{max}=-42$ kNm/m,



Gjeometria e seksionit		
		[cm]
Lartësia	h	20
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	25	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6.6	12	7.46	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		7.46	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6.6	12	7.46	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		7.46	

Materialet								
C30/37	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcd/fck	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1.5	0.85	37	30	17.0	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante

☐ e konstante

Llogarit

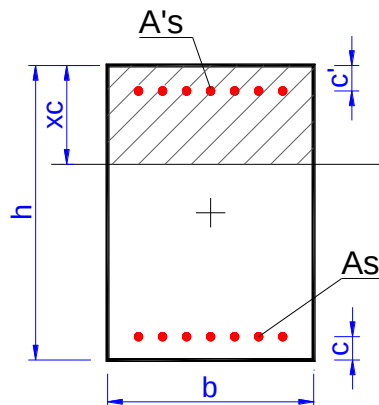
 N final
0.0 [kN]

 xc
3.69 [cm]

 M final
50.0 [kNm]

 Faktori i sigurisë
2.00

Pranojme armim $\Phi 12/15$ per soletat ne te dy drejtimet zgara baze siper dhe poshte.



Gjeometria e seksionit		
		[cm]
Lartësia	h	20
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	95	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa [cm]
10	16	20.11	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		20.11	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa [cm]
10	16	20.11	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		20.11	

Materialet								
C30/37	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcd/fck	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1.5	0.85	37	30	17.0	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante

☐ e konstante

Llogarit

 N final
0.0 [kN]

 xc
5.47 [cm]

 M final
107.9 [kNm]

 Faktori i sigurisë
1.14

Pranojme armim $\Phi 16/10$ per soleten ne momentin e bashkimit me shkallen b/a ne te dy drejtimet lart e poshte.

6.2.4 Kontrolli i shkalles b/a

Me poshte paraqitet momenti perkules maksimal qe vepron ne shkallen b/a.

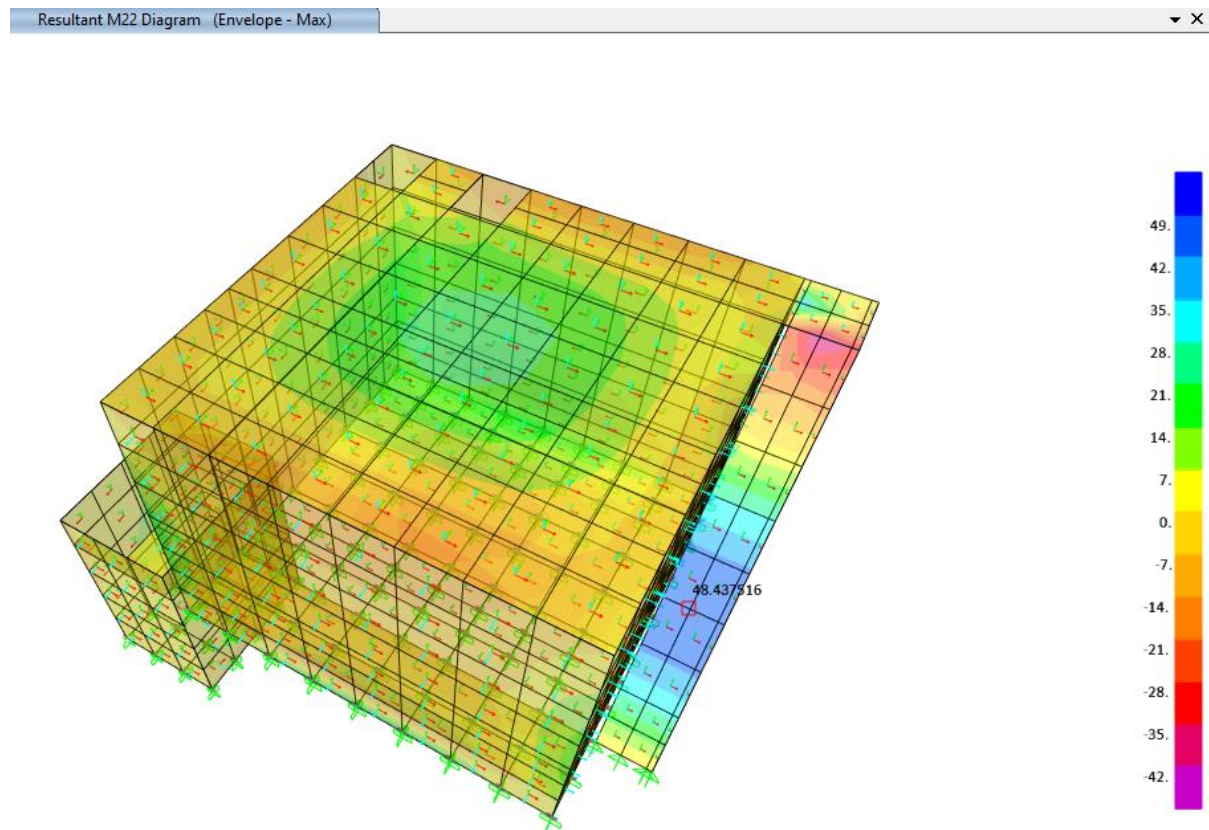
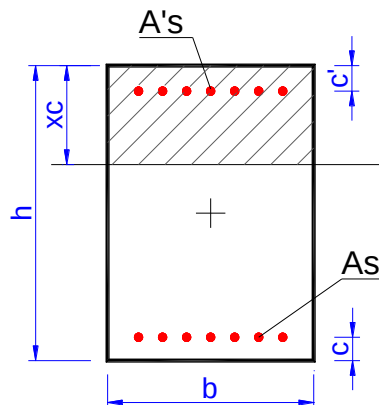


Figura 13 – Momenti perkules ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=49$ kNm/m.



Gjeometria e seksionit		
		[cm]
Lartësia	h	20
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	49	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa [cm]
6	16	12.06	3
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		12.06	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa [cm]
6	20	18.85	3
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		18.85	

Materialet								
C30/37	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1.5	0.85	37	30	17.0	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante

☐ e konstante

Llogarit

 N final
0.0 [kN]

 M final
80.8 [kNm]

 xc
3.20 [cm]

 Faktori i sigurisë
1.65

Pranojme armim $\Phi 16/15$ per shkallen b/a sipas drejtimit gjatesor.