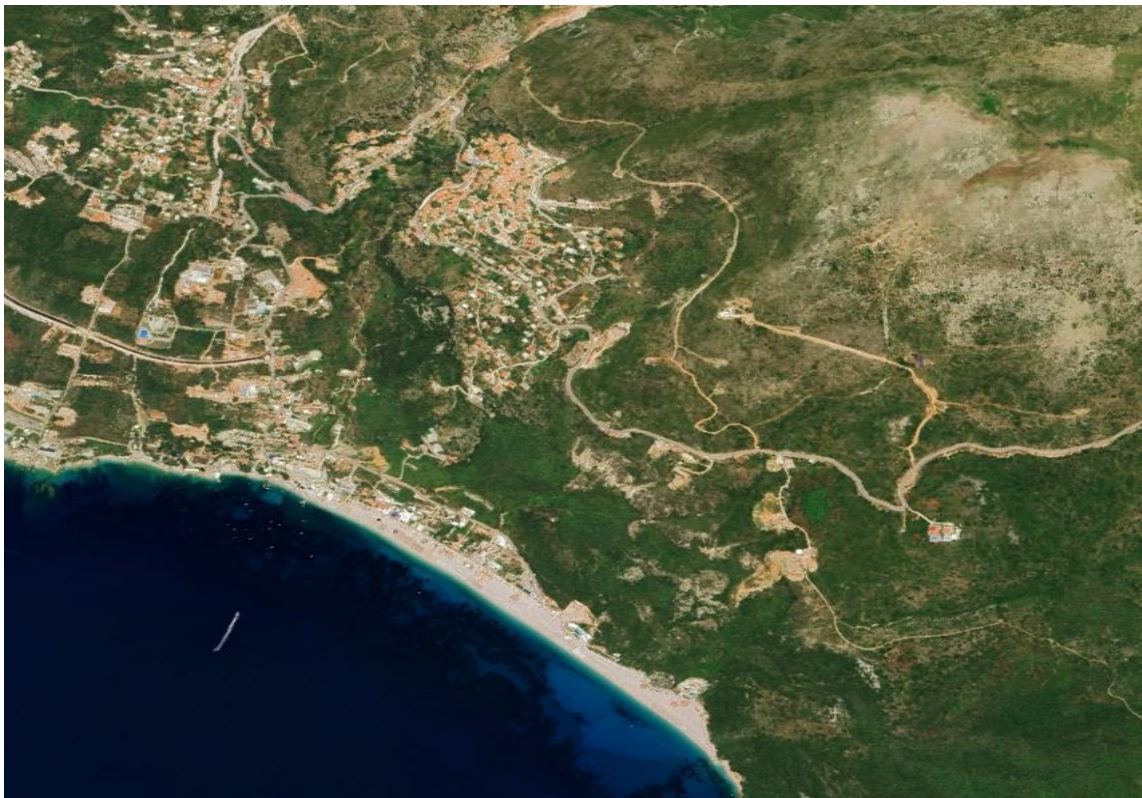




*Projekt - Zbatimi “Impiant i Trajtimit të Ujërave të
Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi”*

Relacioni Konstruktiv- Depo e Ajrimit 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.....	6
3.	MATERIALET DHE PARAMETRAT E DIZAJNIT	7
3.1.	MATERIALET	7
3.1.1	<i>Betoni</i>	7
3.1.2	<i>Shtresa mbrojtëse</i>	7
3.1.3	<i>Çeliku i armimit</i>	7
3.2.	REZISTENCA E PROJEKTIMIT	7
3.2.1	<i>Betoni</i>	7
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>	27

1. PERSHKRIMI I STRUKTURES

Ky raport paraqet detajet e projektimit konstruktiv te Depos se Ajrimit pjese e projektit Studim Projektim "Impiant i Trajtimit të Ujërave të Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi". Me poshte tregohen vizatime me gjeometrine e depos dhe pamje 3D te saj.

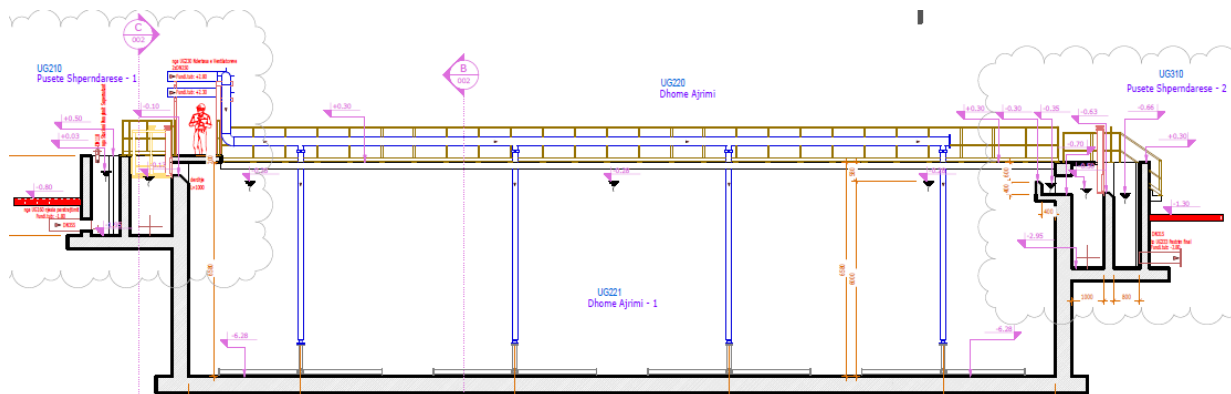


Figura 1 – Prerja terthore e depos

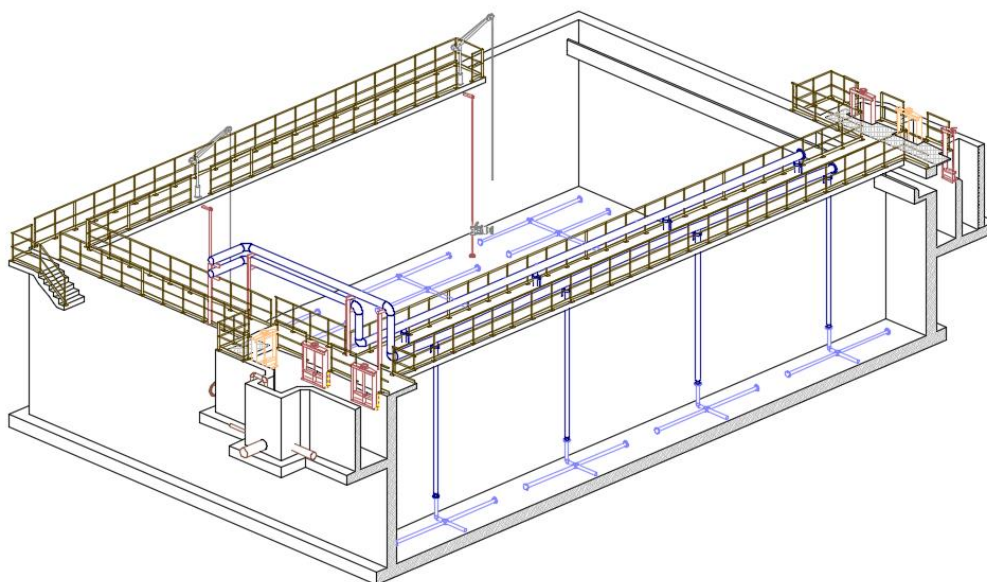


Figura 2 – Pamje 3D e depos

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 pllakes se themelit me token eshte bere duke e kosideruar bazamentin me poshtë me anë të inkastrimit. Me poshte tregohet modeli i depos ne software SAP2000:



Figura 3 – Modelimi i depos ne software

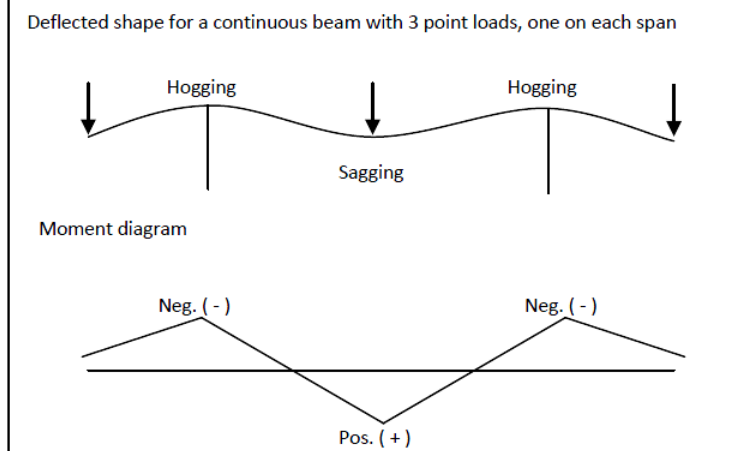
Veprimi	Element ramë	Element pallakë	Deflected shape for a continuous beam with 3 point loads, one on each span 
<i>Forcë aksiale</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
<i>Përkulje</i>			
Në mbështetje	(-)	(-)	
Në hapsirë	(+)	(+)	
<i>Sforcime</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
<i>Drejtimi i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

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

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 mbrojtese

- 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

$\gamma_M = 1.5$
 $f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_{cc} = 0.85$

C30/37 ($R_{ck} 37$)

$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- b) Betoni i mureve

$$\gamma_M = 1.5$$

$$f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$C30/37 (R_{ck} 37)$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

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 ne konsiderate 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	$^\circ$
$K_0 = 1 - \sin\phi$ (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 $g = k_0 \cdot \gamma \cdot h = 0.426 \cdot 20 \cdot 6 = 51.12 \text{ kN/m}^2$ ne thellesine e pllakes se themelit.

4.3. Ngarkesa aksidentale

Kjo ngarkese e aplikuar ne ketë rast është në vlerën 20 kN/m^2 . Kjo ngarkese aplikohet në terren si një ngarkese 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 njetrajtesisht te shperndare ne te gjithë siperfaqjen e pllakes se themelit. Vlera varion nga 0 deri ne $q = \gamma \cdot h = 10 \cdot 6 = 60 \text{ kN/m}^2$.

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 truallit 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 traullit 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 projektuar do të jetë:

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

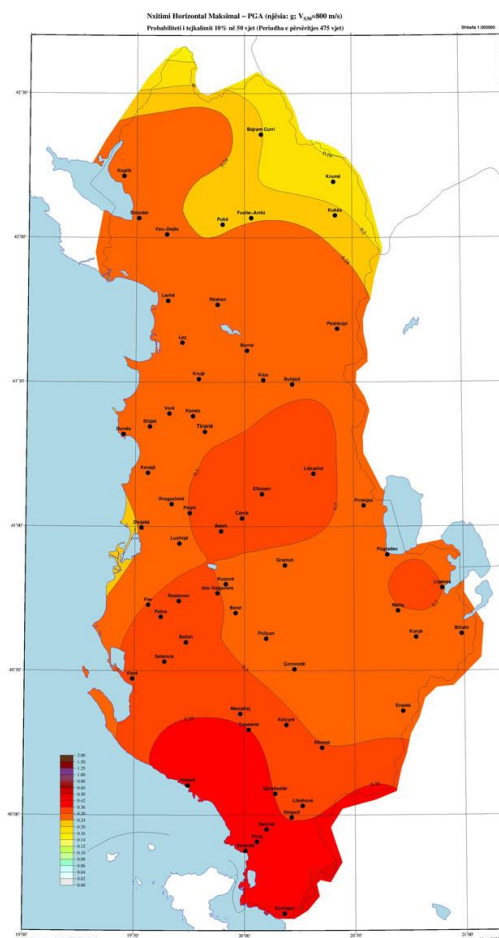


Figura 4 – Harta e nxitimit maskimal te truallit per Republiken e Shqiperise

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

SISMICO

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

massima accelerazione al suolo
coefficiente stratigrafico

$a_g/g = 0.40$ (-)
 $S = 1.20$ (-)

peso di volume naturale del terreno
peso di volume secco del terreno
peso specifico dell'acqua

$\gamma = 20.0$ (kN/mc)
 $\gamma_d = 20.0$ (kN/mc)
 $\gamma_w = 10.0$ (kN/mc)

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

Coefficiente r per spostamenti ammissibili del muro $r = 1$

$k_h = 0.4788$ $k_v = 0.2394$

$\theta^+ = 21.12$ (°) $\theta^- = 32.19$ (°)

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

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 → (A1+M1+R1) → STR projektimi i pjesëve strukturore

Kombinimi 2 → (A2+M2+R2) → 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

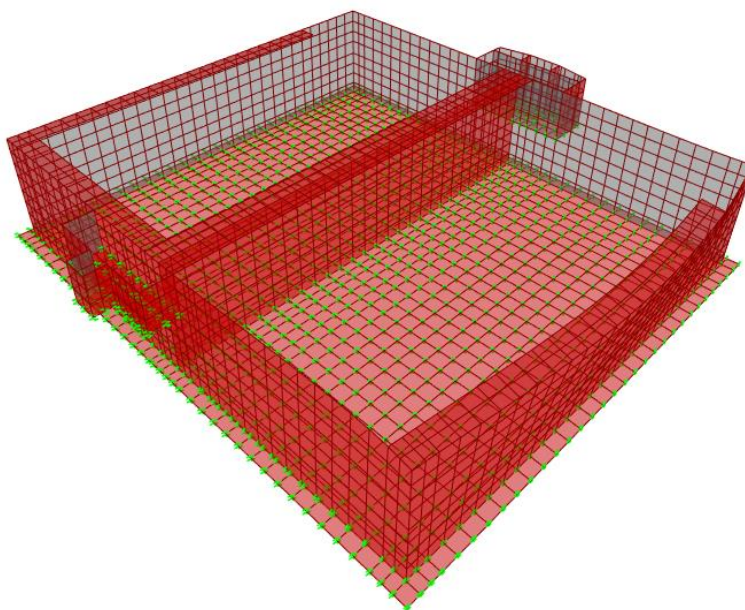
Figura 5 – Harta e nxitimit maskimal të truallit për Republikën e Shqipërisë

6. REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET

6.1. Perioda e strukture

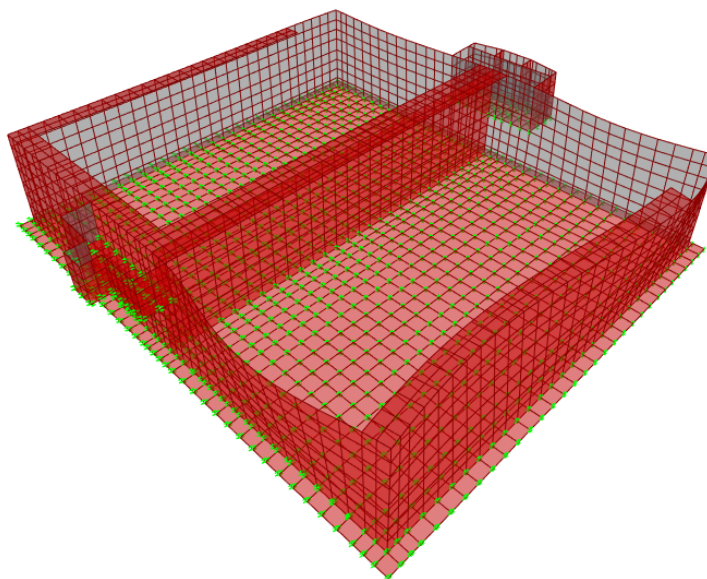
Nga analiza modale e strukturës janë marrë modi i parë sipas drejtimit Y dhe i dyti sipas drejtimit X të lëkundjës së strukturës. Vlerat e periodave janë treguar në figurat e mëposhtme:

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.16999; f = 5.88261



$T_y = 0.17s$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 4; T = 0.09466; f = 10.56419



$T_x = 0.09s$

6.2. Projektimi ULS dhe kontrollet

6.2.1 Kontrolli i pllakes se themelit

Me poshte paraqitet momenti perkules radial dhe ai tangencial ne pllaken rrethore te themelit:

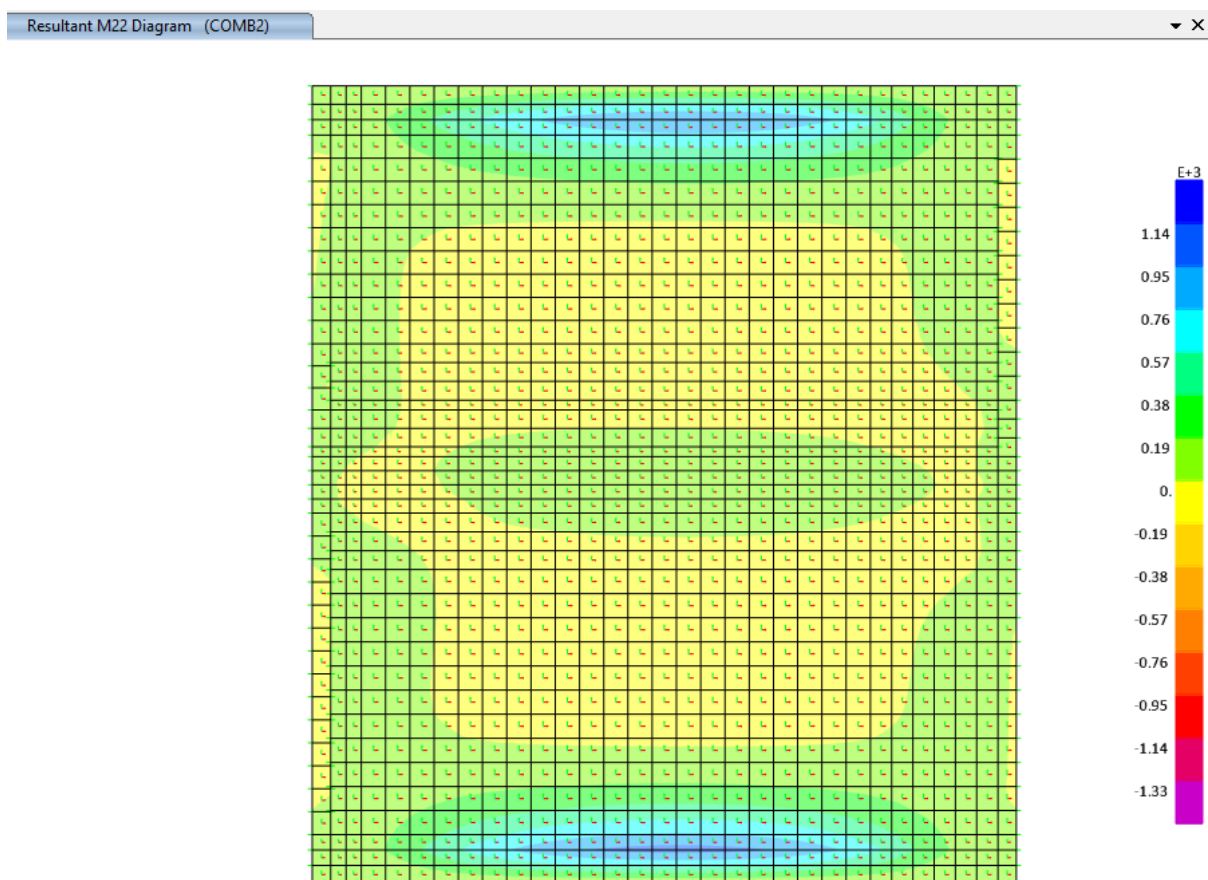


Figura 6 – Momenti perkules sipas Y ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=1080\text{kNm/m}$

Resultant M11 Diagram (COMB2)

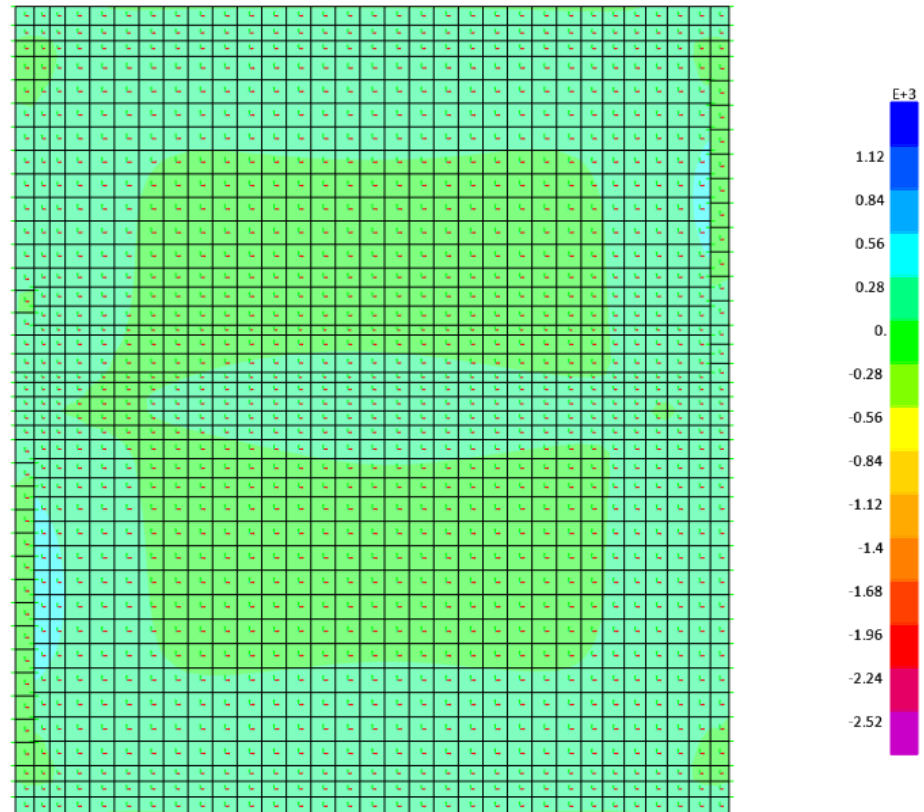


Figura 7 – Momenti perkules sipas X ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=86\text{kNm/m}$

Kontrolli i armimit ne perkulje per pllaken e themelit:

Zgara baze

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

$h=0.500\text{ m}$, $\phi 16/15.0$ ($13.40\text{cm}^2/\text{m}$)

Concrete-Steel class: C30/37-B500C (EC2 §3)

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=50\text{ mm}$ (EC2 §4.4.1)

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 30/1.50=17.00\text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435\text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Slab thickness 0.500 m , reinforcement $\phi 16/15.0$ ($13.40\text{cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi/2=50+16/2=58\text{mm}$, $d=500-58=442\text{mm}$

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations:3). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=2.62$ (o/o), $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.746$, $x=46.0\text{mm}$, $x/d=0.10$

$F_c=-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \times 0.746 \times 17.00 \times 1000 \times 46.0 = -583\text{kN}$

$\epsilon_s=20.00$ (o/o) $> 2.18=\epsilon_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd} = 0.001 \times 1340 \times 435.0 = 583\text{kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.394$, $z=442-0.394 \times 45.99=422\text{mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.422 \times 583= 246.03\text{kNm}$

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d= 246.03\text{ kNm/m}$

Nga verifikimi rezulton se seksioni i themelit me dimensione $50\text{cm} \times 100\text{cm}$ dhe me armim

Φ16/15 lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=246 \text{ kNm/m}$. Pranojme armim ne perkulje Φ16/15 dhe stafa ne forme “c” stΦ8/30x30.

Zgara shtese

Ne disa zona te themelit momenti perkules shkon 1030 kNm/m . Ketu eshte e nevojshme amim shtese poshte Φ22/7 me kapacitet $M_{rd2}=869 \text{ kNm/m}$.

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

h=0.500 m, Ø22/7.0 (54.29cm²/m)

Concrete-Steel class: C30/37-B500C (EC2 §3)

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=50 \text{ mm}$ (EC2 §4.4.1)

$\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 30/1.50=17.00 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435 \text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Slab thickness 0.500 m, reinforcement Ø22/7.0 (54.29cm²/m)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\emptyset/2=50+22/2=61\text{mm}$, $d=500-61=439\text{mm}$

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations:6). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=3.50$ (o/o), $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.810$, $x=171.6\text{mm}$, $x/d=0.39$

$F_c=-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \times 0.810 \times 17.00 \times 1000 \times 171.6 = -2362\text{kN}$

$\epsilon_s=5.45$ (o/o) $> 2.18=\epsilon_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd}=0.001 \times 54.29 \times 435.0 = 2362\text{kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.416$, $z=439-0.416 \times 171.61=368\text{mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.368 \times 2362=869.22\text{kNm}$

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d=869.22 \text{ kNm/m}$

Pra armimi total Φ16/15 + Φ22/7 me kapacitet $M_{rd}=M_{rd1}+M_{rd2}=246+869=1115\text{kNm}$

Resultant M22 Diagram (COMB2)

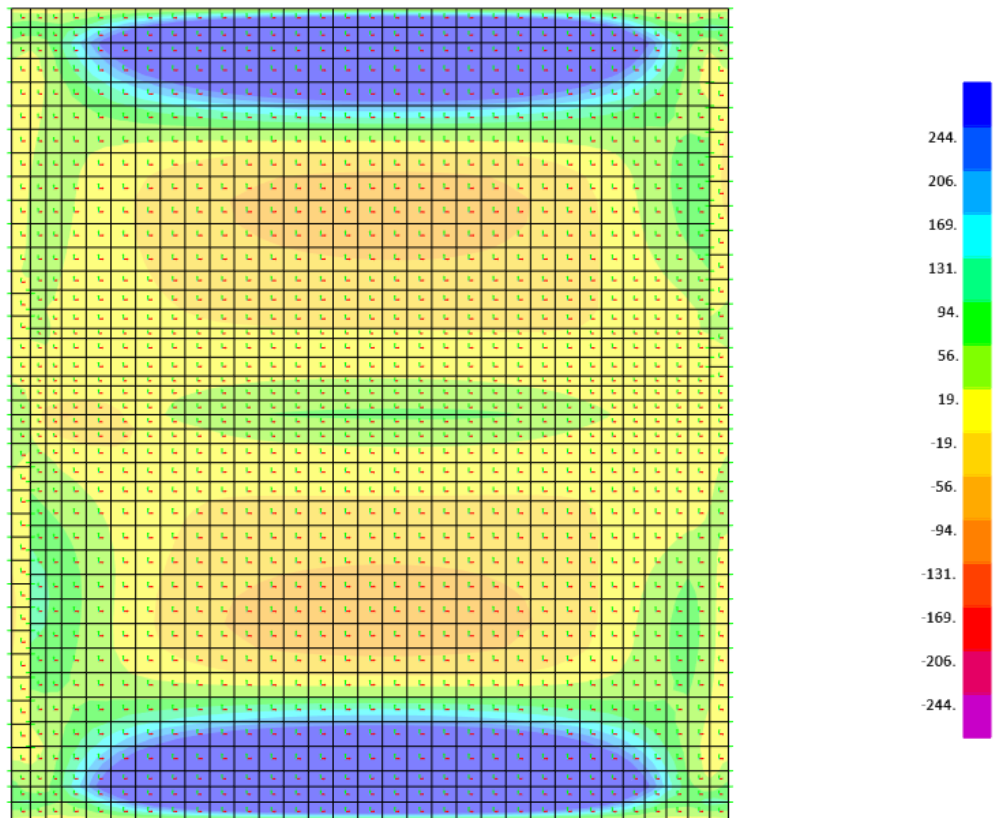


Figura 8 – Zonat me armim shtesëfaqja e poshtme drejtimit Y të shënuara me blu të errët

Resultant M11 Diagram (COMB2)

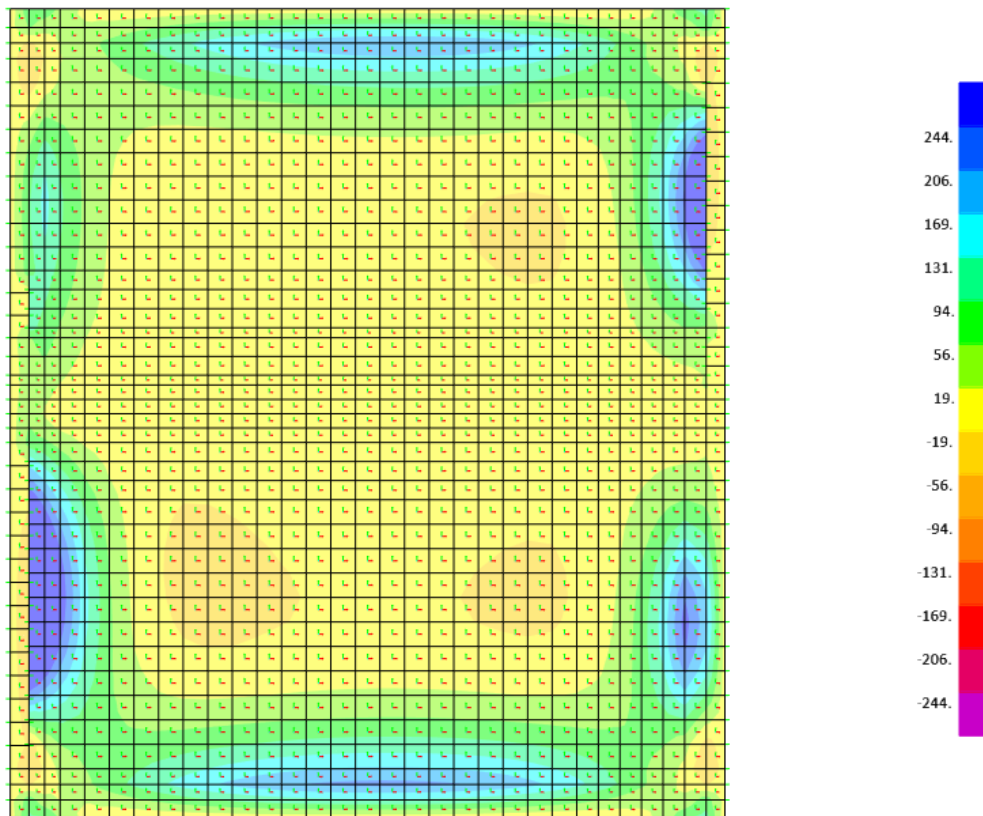


Figura 9 – Zonat me armim shtese faqja e poshtme e themelit sipas drejtimit X te shenuara me blu te erret

Llogaritja per hapin e te plasurave per gjendjen e sherbimit kombinimi karakteristik:

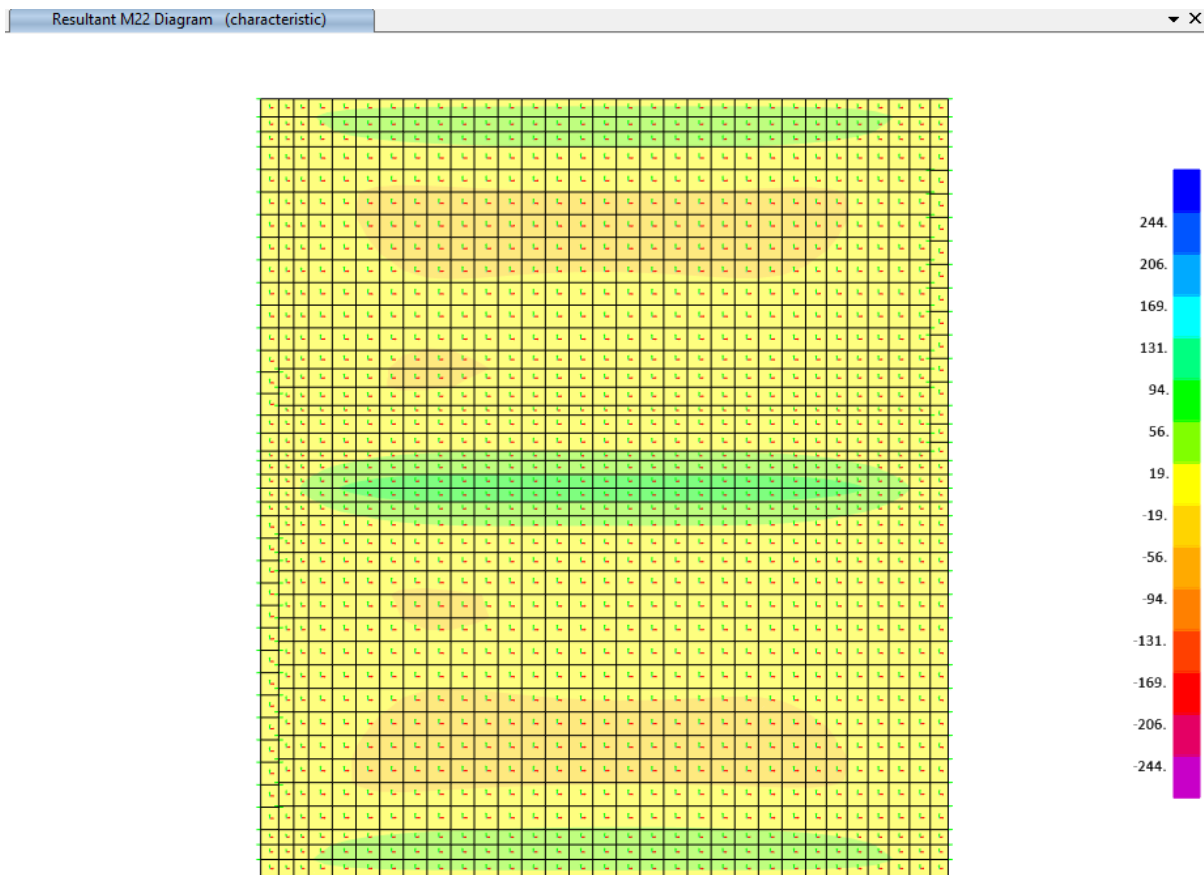
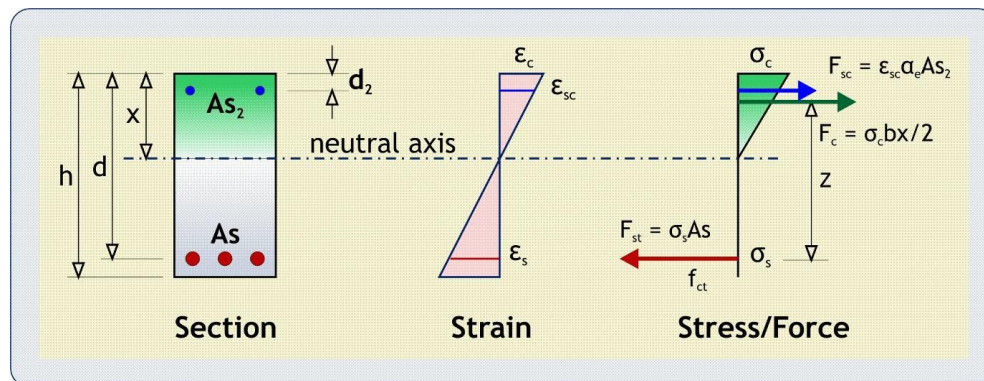


Figura 10 – Momenti perkules sipas Y ne kNm/m per kombinimin karakteristik $M_{max}=86\text{kNm/m}$

Kontrolli i hapjes se te plasurave per kombinimin karakteristik:

LEGEND



INPUT

f_{ck} =	<u>30</u>	MPa	Area of tension steel, A_s =	<u>1206</u>	mm ²
f_{yk} =	<u>500</u>	MPa	d =	<u>442</u>	mm
b =	<u>1000</u>	mm	Area of compression steel, A_{s2} =	<u>1206</u>	mm ²
h =	<u>500</u>	mm	d_2 =	<u>16</u>	mm
QP moment, M =	<u>86</u>	KNm	Maximum tension bar spacing, S =	<u>150</u>	mm
Age at cracking =	<u>14</u>	days	Max tension bar dia, ϕ_{eq} =	<u>16</u>	mm
Cement type =	<u>N</u>	(S, N, or R)	Short term or long term ?	<u>L</u>	(S or L)
Creep factor, ϕ =	<u>2.0</u>		Cover to A_s , c =	<u>50</u>	mm

CALCULATIONS

modulus of elasticity of concrete = $22[(f_{ck}+8)/10]^{0.3}$	E_{cm} =	32.8	GPa
moduli of elasticity of steel	E_s =	200.0	GPa
Modular ratio	α_e =	18.27	
mean concrete strength at cracking	$f_{cm,t}$ =	34.26	MPa
mean concrete tensile strength	$f_{ct,eff}$ =	2.61	MPa
uncracked neutral axis depth	x_u =	248.38	mm
$[bh^2/2 + (\alpha_e - 1)(A_s d + A_{s2} d_2)] / [bh + (\alpha_e - 1)(A_s + A_{s2})]$			
uncracked 2 nd moment of area	I_u =	12324	mm ⁴ 10 ⁶
$bh^3/12 + bh(h/2 - x)^2 + (\alpha_e - 1)[A_s(d - x)^2 + A_{s2}(x - d_2)^2]$	M_{cr} =	127.91	kNm
cracking moment = $f_{ct}/(h - x)$			
> 86 kNm → section is uncracked			
fully cracked neutral axis depth	x_c =		mm
$(-A_s \alpha_e - A_{s2}(\alpha_e - 1) + [(A_s \alpha_e + A_{s2}(\alpha_e - 1))^2 - 2b\{-A_s \alpha_e d - A_{s2} d_2(\alpha_e - 1)\}]^{1/2}) / b$	σ_c =		MPa
concrete stress = $M/[bx(d - x/3)/2 + (\alpha_e - 1)A_{s2}(d - d_2)(x - d_2)/x]$	σ_s =		MPa
stress in tension steel = $\sigma_c \alpha_e (d - x)/x$	$A_{c,eff}$ =		mm ²
effective tension area = $\min[2.5(h - d), (h - x)/3, h/2]b - A_s$	$\rho_{p,eff}$ =		
$A_s / A_{c,eff}$	$s_{r,max}$ =		mm
max final crack spacing = $\min[1.3/(h - x), 3.4c + 0.17\phi/\rho_{p,eff}]$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ =		μstrain
average strain for crack width calculation	CALCULATED CRACK WIDTH	W_k =	0.000 mm

Nga verifikimi rezulton se armatura e pranuar prej $\Phi 16/15$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet i ploteson kerkesat hapjes se plasurave i cili duhet te jete me i vogel se 0.2mm per rastin e depove te ujit.

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:

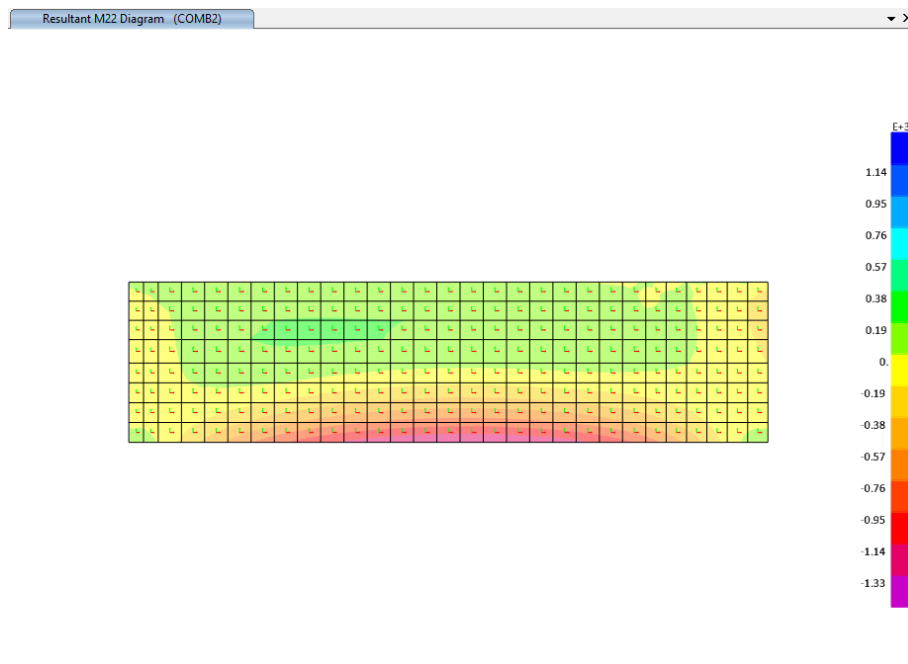


Figura 11 – Momenti perkules vertikal ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=1352$ kNm/m

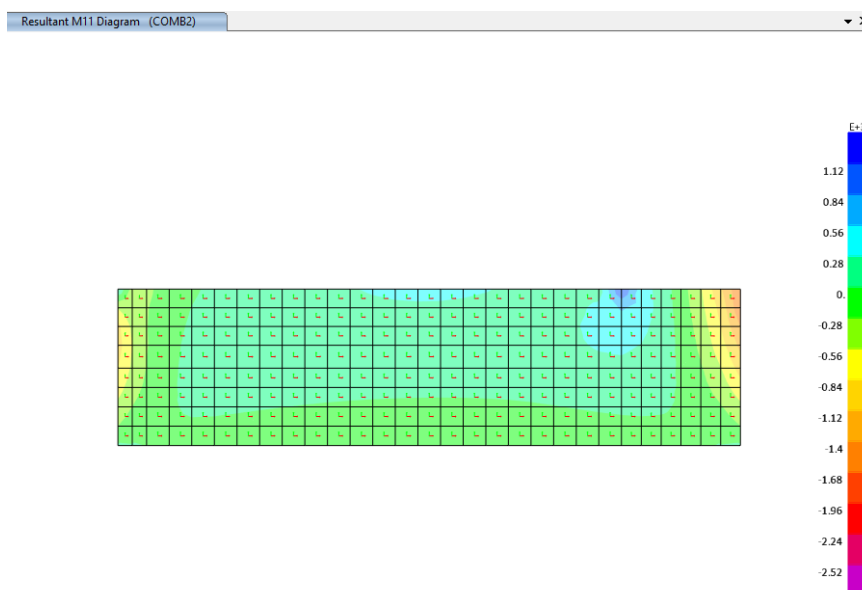


Figura 12 – Momenti perkules horizontal ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=1100$ kNm/m

Kontrolli i armimit ne perkulje per muret e depos:

Zgara baze

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

h=0.500 m, Ø18/15.0 (16.93cm²/m)

Concrete-Steel class: C30/37-B500C (EC2 §3)

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : C_{nom}=50 mm (EC2 §4.4.1)

γ_c=1.50, γ_s=1.15 (EC2 Table 2.1N)

f_{cd}=α_{cc}·f_{ck}/γ_c=0.85x30/1.50=17.00 MPa (EC2 §3.1.6)

f_{yd}=f_{yk}/γ_s=500/1.15=435 MPa (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Slab thickness 0.500 m, reinforcement Ø18/15.0 (16.93cm²/m)

Effective depth of cross section d=h-d_l, d_l=C_{nom}+Ø/2=50+18/2=59mm, d=500-59=441mm

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations:3). From internal force equilibrium we have:

ε_c=2.94(o/o), F_c=α·f_{cd}·b·x, α=0.773, x=56.0mm, x/d=0.13

F_c= -α·f_{cd}·b·x = 0.001x0.773x17.00x1000x 56.0= -736kN

ε_s=20.00(o/o)>2.18=ε_y, F_s=A_s·f_{yd}= 0.001x1693x435.0 = 736kN

z=d-K_a·x, K_a=0.403, z=441-0.403x56.02=418mm

Moment capacity of cross section M_d=z·F_s=0.418x736= 307.65kNm

Ultimate moment capacity of slab cross section M_d= 307.65 kNm/m

Nga verifikimi rezulton se seksioni i themelit me dimensione 50cm x100cm dhe me armim Ø18/15 lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet M_{rd1}=246 kNm/m. Pranojme armim ne perkulje Ø18/15 dhe stafa ne forme "c" stØ8/30cmx30cm.

Zgara shtese

Ne disa zona te murit momenti perkules shkon 1352 kNm/m. Ketu eshte e nevojshme amim shtese poshte Ø25/7 me kapacitet M_{rd2}=1052 kNm/m.

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

h=0.500 m, Ø25/7.0 (70.14cm²/m)

Concrete-Steel class: C30/37-B500C (EC2 §3)

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : C_{nom}=50 mm (EC2 §4.4.1)

γ_c=1.50, γ_s=1.15 (EC2 Table 2.1N)

f_{cd}=α_{cc}·f_{ck}/γ_c=0.85x30/1.50=17.00 MPa (EC2 §3.1.6)

f_{yd}=f_{yk}/γ_s=500/1.15=435 MPa (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Slab thickness 0.500 m, reinforcement Ø25/7.0 (70.14cm²/m)

Effective depth of cross section d=h-d_l, d_l=C_{nom}+Ø/2=50+25/2=63mm, d=500-63=438mm

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations:6). From internal force equilibrium we have:

ε_c=3.50(o/o), F_c=α·f_{cd}·b·x, α=0.810, x=221.7mm, x/d=0.51

F_c= -α·f_{cd}·b·x = 0.001x0.810x17.00x1000x221.7=-3051kN

ε_s=3.41(o/o)>2.18=ε_y, F_s=A_s·f_{yd}= 0.001x7014x435.0 = 3051kN

z=d-K_a·x, K_a=0.416, z=438-0.416x221.71=345mm

Moment capacity of cross section M_d=z·F_s=0.345x3051= 1052.59kNm

Ultimate moment capacity of slab cross section M_d= 1052.59 kNm/m

Pra armimi total Ø18/15 + Ø25/7 me kapacitet M_{rd}= M_{rd1} + M_{rd2}=307+1052=1359kNm/m

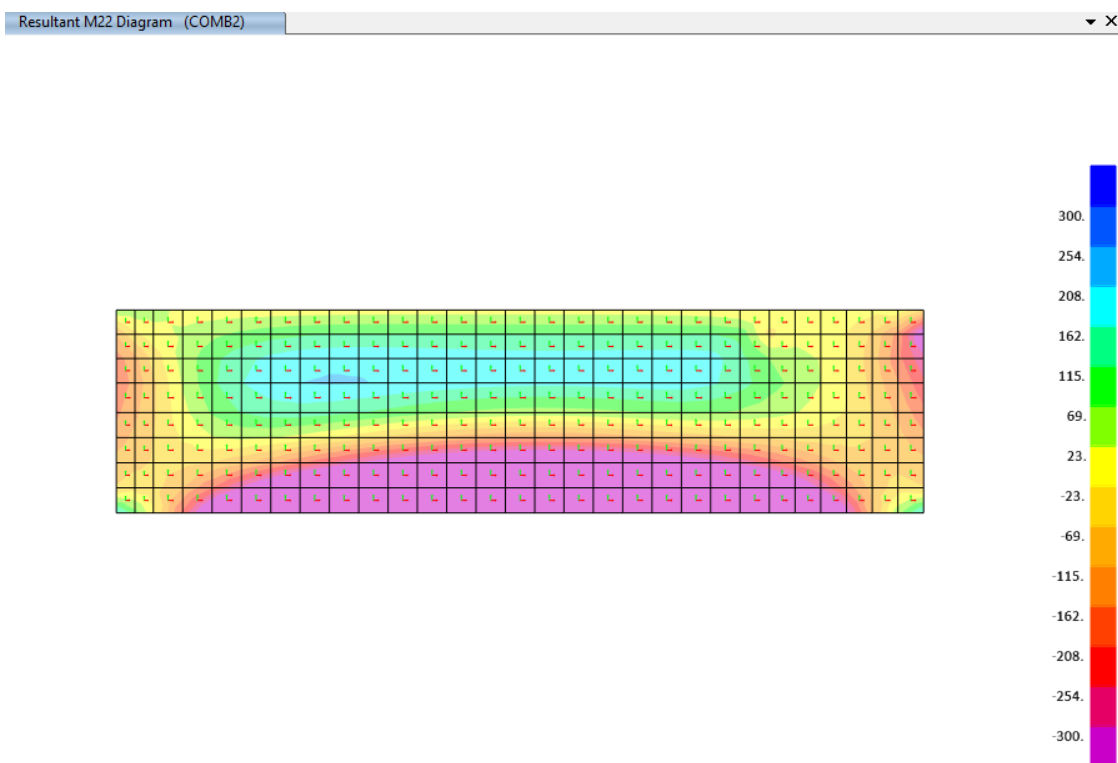


Figura 13 – Zonat me armim shtese faqja e jashtme e murit sipas drejtimit vertikal te paraqitura me lejla

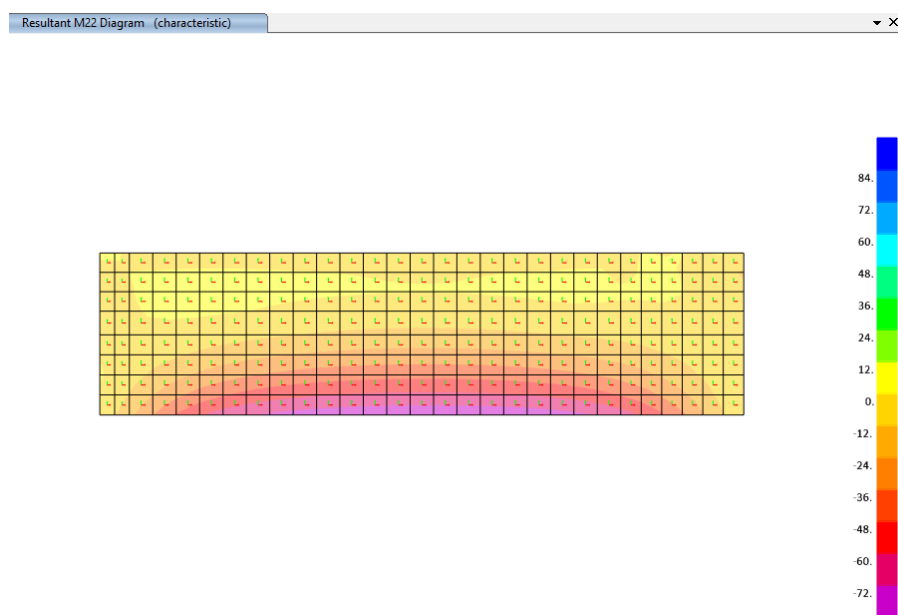


Figura 14 – Momenti perkules sipas drejtimit vertikal ne kNm/m per kombinimin karakteristik $M_{max}=81$ kNm/m

Kontrolli i hapjes se te plasurave per kombinimin karakteristik:

LEGEND

INPUT

$f_{ck} = 30$ MPa	Area of tension steel, $A_s = 1693$ mm ²	
$f_{yk} = 500$ MPa	$d = 442$ mm	
$b = 1000$ mm	Area of compression steel, $A_{s2} = 1693$ mm ²	
$h = 500$ mm	$d_2 = 16$ mm	
QP moment, $M = 81$ kNm	Maximum tension bar spacing, $S = 150$ mm	
Age at cracking = 14 days	Max tension bar dia, $\phi_{eq} = 16$ mm	
Cement type = N (S, N, or R)	Short term or long term ? L (S or L)	
Creep factor, $\phi = 2.0$	Cover to A_{s1} , $c = 50$ mm	

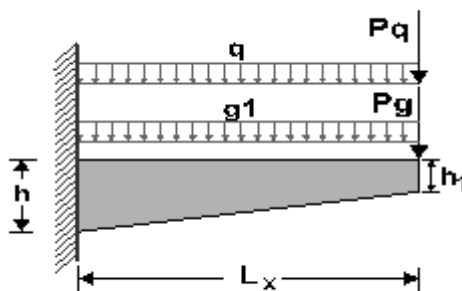
CALCULATIONS

modulus of elasticity of concrete = $22[(f_{ck}+8)/10]^{0.3}$	$E_{cm} = 32.8$	GPa
moduli of elasticity of steel	$E_s = 200.0$	GPa
Modular ratio	$\alpha_e = 18.27$	
mean concrete strength at cracking	$f_{cm,t} = 34.26$	MPa
mean concrete tensile strength	$f_{ct,eff} = 2.61$	MPa
uncracked neutral axis depth	$x_u = 247.80$	mm
uncracked 2 nd moment of area	$I_u = 13093$	mm ⁴ 10 ⁶
cracking moment = $f_{ct}/(h-x)$	$M_{cr} = 135.58$	kNm
> 81 kNm → section is uncracked		
fully cracked neutral axis depth	$x_c =$	mm
concrete stress = $M/[bx(d-x)/3 + (\alpha_e - 1)A_{s2}(d-d_2)(x-d_2)/x]$	$\sigma_c =$	MPa
stress in tension steel = $\sigma_c \cdot \alpha_e(d-x)/x$	$\sigma_s =$	MPa
effective tension area = $\min[2.5(h-d), (h-x)/3, h/2]b - A_s$	$A_{c,eff} =$	mm ²
$A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff} =$	
max final crack spacing = $\min[1.3/(h-x), 3.4c + 0.17\phi/\rho_{p,eff}]$	$s_{r,max} =$	mm
average strain for crack width calculation	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	μstrain
CALCULATED CRACK WIDTH	$W_k = 0.000$	mm

Nga verifikimi rezulton se armatura e pranuar prej $\Phi 18/15$ ne te dyja faqet te brendshme dhe te jashtme i ploteson kerkesat hapjes se plasurave i cili duhet te jete me i vogel se 0.2mm per rastin e depove te ujit.

6.2.3 Kontrolli i soletave te pedonaleve

Me poshte paraqitet kontrolli i soletave te pedonaleve nen ngarkesen e sherbimit:



One way cantilever slab

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

Concrete-Steel class: C30/37-B500C (EC2 §3)

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : Cnom=25 mm (EC2 §4.4.1)

Concrete weight : 25.0 kN/m³

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 30/1.50=17.00$ MPa (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Cantilever slab, free span $L_x=1.000$ m, transverse length $L_y=1.000$ m

Slab thickness, at support $h=0.200$ m, at free end $h_1=0.200$ m

Slab loads: dead $g=(5.00+2.00)=7.00$ kN/m², live $q=4.00$ kN/m²

concentrated loads at free end, $P_g=0.00$ kN/m, $P_q=0.00$ kN/m

Partial safety factors for actions : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$ (EC0 Annex A1)

Combination of variable actions : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\emptyset/2=25+12/2=31$ mm, $d=200-31=169$ mm

Load (STR) $q_{ed}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 1.35g + 1.50q = 1.35 \times 7.00 + 1.50 \times 4.00 = 15.45$ kN/m

Ultimate limit state (ULS), design for bending (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

Support moment $M=-0.5 \times (1.35 \times 7.00 + 1.50 \times 4.00) \times 1.00^2 = -7.72$ kNm/m

Shear force $V=(1.35 \times 7.00 + 1.50 \times 4.00) \times 1.00 = 15.45$ kN/m

Reaction $V_{gA}=1.35 \times 7.00 \times 1.00 = 9.45$ kN/m, $V_{qA}=1.50 \times 4.00 \times 1.00 = 6.00$ kN/m

Reinforcement of slab (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1, §9.3.1)

$M_{ed} = -7.72$ kNm/m, $d=169$ mm, $K_d = 6.08$ $x/d=0.04$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1} = -0.9/20.0$ $k_s=2.33$, $A_s = 1.07$ cm²/m

Minimum slab reinforcement, $A_s > 0.26 b d \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_s = 2.55$ cm²/m) (EC2 §9.3.1)

minimum principal reinforcement $\emptyset 10/30.5$ (2.57 cm²/m), secondary $\emptyset 8/45.0$ (1.12 cm²/m)

Main reinforcement $\emptyset 10/30.5$ (2.57 cm²/m) (top), secondary $\emptyset 8/45.0$ (1.12 cm²/m)

Ultimate limit state (ULS), Design for shear (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2, §9.2.2)

Maximum shear forces at distance d from support face $\max V = 12.84$ kN/m

Shear capacity without shear reinforcement V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$V_{rdc} = [\alpha_{c1} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \alpha_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.a)

$V_{rdc} > (v_{min} + k_1 \cdot \alpha_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.2.b)

$\alpha_{c1} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 30.00$ MPa, $b_w = 1000$ mm, $d = 169$ mm

$k = 1 + (200/d)^{1/4} \leq 2$, $k = 2.00$, $k_1 = 0.15$

$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 257/(1000 \times 169) = 0.0015$

$v_{min} = 0.035 \cdot k \cdot 1.50 \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.54$ N/mm² (EC2 Eq.6.3N)

$V_{rdc, (min)} = 0.001 \times (0.54) \times 1000 \times 169 = 91.26$ kN/m

$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 2.00 \times (0.15 \times 30.00)^{0.33}] \times 1000 \times 169 = 66.96$, $V_{rdc} = V_{rdc, (min)} = 91.26$ kN/m

$V_{ed} = 12.84$ kN/m $\leq V_{rdc} = 91.26$ kN/m, $V_{ed} \leq V_{rdc}$ shear reinforcement is not needed

Pranojme armim $\Phi 12/15$ per soletat konsol.