

Univerza  
v Ljubljani  
Fakulteta  
*za gradbeništvo  
in geodezijo*

*Janova 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
telefon (01) 47 68 500  
faks (01) 42 50 681  
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,  
Konstrukcijska smer

Kandidat:

**Robert Lamovšek**

# **Projektiranje nosilne konstrukcije armiranobetonskega objekta "Mladinski hotel"**

**Diplomska naloga št.: 422**

**Mentor:**  
doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 27. 5. 2011

## IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

Podpisani Robert Lamovšek izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

**Projektiranje nosilne konstrukcije armiranobetonskega objekta »Mladinski hotel«**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, .....

---

(podpis kandidata/-ke)

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

## **BIBLIOGRAFSKO - DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 624.012.45:728.54(043.2)

**Avtor:** Robert Lamovšek

**Mentor:** doc. dr. Jože Lopatič

**Naslov:** Projektiranje nosilne konstrukcije armiranobetonskega objekta  
»Mladinski hotel«

**Obseg in oprema:** 114 str., 24 pregl., 40 sl.

**Ključne besede:** armiranobetonski objekt, dimenzioniranje, nosilna konstrukcija

### **Izvleček:**

Diplomska naloga zajema statični račun nosilne konstrukcije armiranobetonskega objekta »Mladinski hotel«, na lokaciji Trbovlje. Mladinski hotel ima pritličje in dve nadstropji. V pritličju so predvideni prostori mladinskega centra in pisarne. V nadstropjih pa so predvideni prostori hotela. V diplomski nalogi sem želel prikazati način dimenzioniranja objekta v skladu z evropskimi standardi Evrokod. Statični račun sem izvedel s pomočjo računalniškega programa RADIMPEX TOWER. Priloga vsebuje računalniške izpise poteka notranjih sil v posameznih elementih, armaturne načrte in izvleček armature.

## **BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.012.45:728.54(043.2)  
**Author:** Robert Lamovšek  
**Supervisor:** Assist. Prof. Ph. D Jože Lopatič  
**Title:** Design of structural members of reinforced concrete building  
»Youth hostel«  
**Notes:** 114 p., 24 tab., 40 fig.  
**Key words:** reinforced concrete building, design, structural member

### **Abstract:**

This thesis contains the static calculation of structural members of a reinforced concrete building »The Youth hostel« in Trbovlje. The Youth hostel has three floors. The First floor is used for Youth center and offices and the other two floors are used for accommodation. In this thesis I aim to convey the way of dimensioning in accordance with European standards, Eurocodes. For the static calculation I used software RADIMPEX TOWER. The Annex contains a computer documentation of internal tension, reinforcement details and reinforcement recapitulation.

## ZAHVALA

Za vso pomoč pri nastajanju diplomske naloge se zahvaljujem mentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču in Juriju Repovžu, ki sta mi pomagala z nasveti, ko nisem več vedel kako naprej. Zahvalil bi se tudi svojim staršem in dekletu Nataši, ki so me podpirali pri vseh odločitvah, ki včasih niso bile najboljše in mi stali ob strani, ko je bilo najtežje. In nazadnje svoji direktorici Andreji Kus, ki mi je v službi velikokrat spregledala skozi prste, da sem lahko dokončal diplomsko nalogo. Spregledati pa ne gre tudi najboljše sodelavce, brez katerih bi se marsikateri dan zdel bolj turoben kot je bil sicer.

## Kazalo vsebine

1 UVOD.....	1
2 OPIS OBJEKTA.....	2
3 OPIS OBJEKTA IN KONSTRUKCIJSKA ZASNOVA .....	3
3.1 Uporabljeni elementi v konstrukciji .....	4
4 OBTEŽBE .....	6
4.1 LASTNA TEŽA IN STALNA OBTEŽBA .....	6
4.1.1 Lastna teža konstrukcije.....	6
4.1.2 Stalna obtežba na konstrukcijo .....	6
4.2 KORISTNA OBTEŽBA.....	9
4.2.1 Vertikalna obtežba .....	9
4.3 OBTEŽBA S SNEGOM.....	10
4.3.1 Podatki .....	10
4.3.2 Izračun obtežbe s snegom .....	10
4.4 OBTEŽBA Z VETEROM .....	11
4.4.1 Osnovni podatki .....	11
4.4.2 Tlak vetra, ki deluje na zunanje površine .....	14
4.4.2.1 Navpični zidovi stavb pravokotnega tloris .....	14
4.4.2.2 Ravna streha.....	18
4.4.3 Tlak vetra, ki deluje na notranje površine.....	22
4.4.4 Rezultanta zunanjih in notranjih tlakov .....	24
4.5 POTRESNA OBTEŽBA .....	25
4.5.1 Podatki .....	25
4.5.2 Račun mas po etažah.....	26
4.5.3 Nihajne oblike.....	28
4.5.4 Pravilnost konstrukcije .....	32

4.5.4.1 Določitev tlorisne pravilnosti konstrukcije (člen 4.2.3; SIST EN1998-1): .....	32
4.5.4.2 Določitev torzijskega polmera posamezne etaže .....	33
4.5.4.3 Določitev pravilnosti konstrukcije po višini .....	34
4.5.5 Faktor obnašanja .....	35
4.5.6 Projektni spekter $S_d(T)$ (člen 3.2.2.5; SIST EN1998-1).....	35
4.5.7 Torzijski vpliv zaradi slučajne ekscentričnosti .....	36
4.5.7.1 Premik masnega središča: .....	36
4.5.7.2 Dodaten torzijski moment zaradi slučajne ekscentričnosti:.....	37
5 RAČUN STREŠNIH IN MEDETAŽNIH PLOŠČ .....	38
5.1 RAČUN STREŠNE PLOŠČE NAD DVIGALOM – Pozicija PL41 .....	38
5.1.1 Zasnova .....	38
5.1.2 Podatki .....	38
5.1.3. Obtežba .....	39
5.1.4 Obtežne kombinacije .....	39
5.1.5 Notranje sile .....	39
5.1.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč.....	39
5.1.7 Kontrola povesa .....	42
5.1.8 Vogalna armatura.....	43
5.2 RAČUN STREŠNE PLOŠČE – Pozicije PL31 .....	44
5.2.1 Zasnova .....	44
5.2.2 Podatki .....	44
5.2.3 Obtežba .....	45
5.2.4 Obtežne kombinacije .....	45
5.2.5 Notranje sile .....	45
5.2.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč.....	45



5.2.7 Kontrola povesa .....	48
5.2.8 Vogalna armatura.....	49
5.3 RAČUN MEDETAŽNE PLOŠČE – Pozicije PL21 .....	50
5.3.1 Zasnova .....	50
5.3.2 Podatki .....	50
5.3.3 Obtežba .....	51
5.3.4 Obtežne kombinacije .....	51
5.3.5 Notranje sile .....	51
5.3.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč.....	52
5.3.7 Kontrola povesa .....	55
5.3.8 Vogalna armatura.....	56
5.3.9 Sidranje armature balkonov .....	56
5.4 RAČUN MEDETAŽNE PLOŠČE – Pozicije PL11 .....	57
5.4.1 Zasnova .....	57
5.4.2 Podatki .....	57
5.4.3 Obtežba .....	58
5.4.4 Obtežne kombinacije .....	59
5.4.5 Notranje sile .....	59
5.4.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč.....	59
5.4.7 Kontrola povesa .....	62
5.4.8 Vogalna armatura.....	63
5.4.9 Sidranje armature balkonov .....	63
5.5 RAČUN PODESTA 1,2 IN STOPNIŠČNIH RAM – Pozicije ST1 in ST2 .....	64
5.5.1 Zasnova .....	64
5.5.2 Podatki .....	65

---

5.5.3 Obtežba .....	65
5.5.4 Obtežne kombinacije .....	65
5.5.5 Notranje sile .....	65
5.5.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč.....	66
5.5.7 Potreben prerez armature .....	66
6.0 DIMENZIONIRANJE GREDE G1.1 IN STEBRA S1.2.....	67
6.0.1 Pozicijska slika .....	67
6.0.2 Podatki .....	67
6.0.3 Obtežba .....	67
6.0.4 Obtežne kombinacije .....	67
6.0.5 Material in geometrijske omejitve .....	68
6.0.5.1 Material (člen 5.5.1.1; SIST EN1998-1).....	68
6.0.5.2 Geometrijske omejitve .....	68
6.0.5.2.1 Grede (člen 5.5.1.2.1; SIST EN1998-1) .....	68
6.0.5.2.2. Stebri (člen 5.5.1.2.2; SIST EN1998-1).....	68
6.0.7 Notranje sile .....	68
6.1 DIMENZIONIRANJE GREDE G1.1 .....	68
6.1.1 Osnovni podatki .....	68
6.1.2 Upogibna armatura.....	69
6.1.2.1 Upogibni momenti .....	69
6.1.2.2 Upogibna armatura v polju .....	71
6.1.2.3 Izbrana upogibna armatura .....	72
6.1.2.4 Upogibna nosilnost $M_{Rd,b}$ .....	73
6.1.2.5 Zagotovitev lokalne duktilnosti v kritični coni.....	73
6.1.3 Strižna armatura .....	75

6.1.3.1 Strižna nosilnost grede .....	76
6.1.3.2 Zagotavljanje lokalne duktilnosti v kitičnem področju .....	77
6.2 DIMENZIONIRANJE STEBRA 1.2 V OKVIRJU H1 .....	78
6.2.1 Upogibna armatura .....	78
6.2.2 Kontrola pogoja globalne duktilnosti.....	79
6.2.2.1 Potres + .....	79
6.2.2.2 Potres - .....	80
6.2.3 Prečna armatura .....	81
6.2.3.1 Projektne upogibne nosilnosti za račun projektne prečne sile.....	81
6.2.3.2 Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti.....	81
6.2.3.3 Maksimalna projektna sila po metodi načrtovanja nosilnosti.....	81
6.2.3.4 Strižna nosilnost stebra .....	82
6.1.3.5 Prečna armatura za zagotovitev lokalne duktilnosti .....	84
6.1.3.6 Zagotavljanje objetja ob vpetju.....	85
7.0 RAČUN STEN .....	87
7.1 STENA S4 .....	87
7.1.1 Konstrukcijske zahteve za stene .....	87
7.1.1.1 Material .....	87
7.1.1.2 Geometrijske omejitve .....	87
7.1.2 Notranje sile v steni .....	88
7.1.3 Največja dovoljena normirana osna sila .....	88
7.1.4 Višina kritičnega področja .....	88
7.1.5 Minimalna armatura v kritičnem področju .....	89
7.1.6 Minimalna armatura v preostalem delu stene .....	90

---

7.1.7 Projektne vrednosti upogibnih momentov iz členov (5.4.2.4. (4) in (5)) in prečnih sil iz členov (5.4.2.4. (6) in (7)).....	90
7.1.8 Strižna nosilnost v kritičnem področju .....	91
7.1.9 Upogibna nosilnost v kritičnem področju.....	91
7.1.10 Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti .....	92
7.1.10.1 Izračun potrebne dolžine robnega elementa: .....	92
7.1.10.2 Kontrola armature robnega elementa (5.4.3.4.2 (4); SIST EN 1998-1) .....	93
7.1.9.3 Kontrola deleža mehanskega volumna zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja (5.4.3.2.2 (9); SIST EN 1998-1): .....	93
7.1.11 Armatura izven kritičnega področja .....	94
7.1.12 Potrebna armatura .....	94
8.0 MEJNO STANJE UPORABNOSTI (omejitev poškodb) .....	96
9.0 TEMELJENJE.....	97
9.0.1 Karakteristike zemljine: .....	98
9.1 Točkovni temelji TT1, TT2, TT3 .....	99
9.1.1 Obtežne kombinacije in notranje sile.....	99
9.1.2 Dimenzioniranje.....	99
9.1.3 Rezultati .....	101
9.1.4 Potreben prerez armature .....	103
9.1.5 Preboj temelja .....	105
9.2 Temeljne grede 1,2 in 3 .....	107
9.2.1 Zasnova:.....	107
9.2.2 Podatki: .....	107
9.2.3 Obtežba: .....	108
9.2.4 Notranje sile .....	109
9.2.5 Dimenzioniranje armature v poljih temeljnih gred.....	110

9.2.6 Potreben prerez armature .....	110
10 Zaključek .....	112
Viri .....	113

**KAZALO PREGLEDNIC**

Preglednica 1: Višinski nivoji etaž .....	2
Preglednica 2: Obtežba na ravni strehi nad dvigalom .....	6
Preglednica 3: Obtežba na ravni strehi objekta .....	7
Preglednica 4: Obtežba na medetažnima ploščama .....	7
Preglednica 5: Obtežba na balkonih .....	8
Preglednica 6: Linijska obtežba balkonske ograje .....	8
Preglednica 7: Obtežba na podestih .....	8
Preglednica 8: Obtežba na stopniščnih ramah .....	8
Preglednica 9: Obtežba zunanjih zidov in fasade .....	9
Preglednica 10: Uporabljene koristne obtežbe .....	9
Preglednica 11: Smer I .....	24
Preglednica 12: Smer II .....	24
Preglednica 13: Koeficienti obtežb za preračun mas iz programa Tower 6 .....	27
Preglednica 14: Razporeditev mas po višini objekta in vztrajnostni polmer .....	27
Preglednica 15: Nihajni časi iz programa Tower 6 .....	28
Preglednica 16: Koordinate centra mas (CM) glede na izhodišče koordinatnega sistema, ekscentričnosti $e_0$ , ter koordinate centra togosti (CR) .....	33
Preglednica 17: Pomiki etaže zaradi sile 1 v X in Y smeri, rotacija etaže zaradi momenta 1 v etaži, translacijski togosti $K_{FX}$ in $K_{FY}$ in torzijska togost $K_M$ .....	34
Preglednica 18: Kontrola ekscentričnosti in torzijskega polmera .....	34
Preglednica 19: Potresne sile dobljene iz programa Tower 6 in torzijski momenti .....	37
Preglednica 20: Notranje sile v steni .....	88
Preglednica 21: Projektne vrednosti momentov in prečnih sil v steni .....	91
Preglednica 22: Kontrola maksimalnih etažnih pomikov, za kombinacije potresnih vplivov .....	96
Preglednica 23: Parametri togosti temeljnih tal pod površinskimi podporami .....	97
Preglednica 24: Parametri temeljnih tal pod linijskimi podporami .....	97

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Prikaz prostorskega modela .....	2
Slika 2: Prerezi gred .....	4
Slika 3: Prerez stebra .....	5
Slika 4: Tloris objekta in pogled 1 .....	14
Slika 5: Tloris objekta in pogled 2 .....	16
Slika 6: Tloris strehe .....	18
Slika 7: Tloris strehe .....	20
Slika 8: Graf za določitev koeficienta pritisk vetra na notranje površine $c_{pi}$ .....	23
Slika 9: Prvih 7 nihajnih oblik .....	32
Slika 10: Pozicija strešne plošče nad dvigalom .....	38
Slika 11: Potrebna spodnja armatura .....	40
Slika 12: Potrebna zgornja armatura .....	41
Slika 13: Pozicija strešne plošče na nivoju + 11,70 m .....	44
Slika 14: Potrebna spodnja armatura .....	46
Slika 15: Potrebna zgornja armatura .....	47
Slika 16: Pozicija medetažne plošče na nivoju +7,60 m .....	50
Slika 17: Potrebna spodnja armatura .....	53
Slika 18: Potrebna zgornja armatura .....	54
Slika 19: Pozicija medetažne plošče na nivoju +3,80 m .....	57
Slika 20: Potrebna spodnja armatura .....	60
Slika 21: Potrebna zgornja armatura .....	61
Slika 22: Model podesta stopnišča .....	64
Slika 23: Prerez podesta in stopnišča .....	64
Slika 24: Spodnja armatura stopnišča .....	66
Slika 25: Lokacija okvirja in pozicija grede G1.1 in stebra S1.2 .....	67
Slika 26: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov za grede G1.1, G1.2 in G1.3 .....	69
Slika 27: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov za potresne obtežne kombinacije + ...	70
Slika 28: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov za potresne obtežne kombinacije – ...	70
Slika 29: Potrebna armatura v gredah ( $\text{cm}^2$ ) .....	72
Slika 30: Izbrana armatura v gredah ( $\text{cm}^2$ ) .....	72

Slika 31: Izbrana armatura v gredah ( $\text{cm}^2$ ) z armaturo v sodelujoči širini pasnic (zgornja armatura v plošči) .....	73
Slika 32: Upogibna nosilnost $M_{Rd,b}$ za grede 1 in levo vozlišče v gredi 2 .....	73
Slika 33: Shema temeljev .....	98
Slika 34: Prikaz geometrije temelja in prijemališče sil .....	99
Slika 35: Potrebna zgornja armatura temeljev .....	103
Slika 36: Potrebna spodnja armatura temeljev .....	104
Slika 37: Model temeljne grede, pozicije in prerez .....	107
Slika 38: Prikaz obtežbe .....	108
Slika 39: Prečne sile in upogibni momenti .....	109
Slika 40: Potreben prerez vzdolžne in prečne armature .....	110



## **1 UVOD**

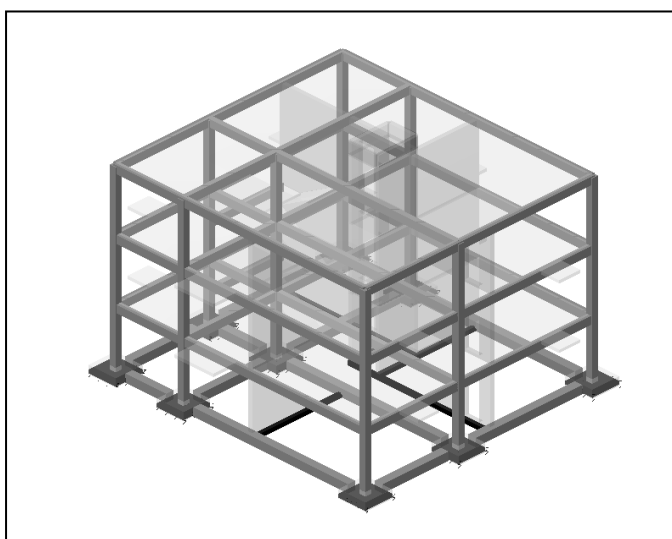
Gradbeni material, ki je imel lastnosti, podobne današnjemu betonu, so iznašli Rimljani in je bil izdelan iz vode, peska, apna, pucolana in zdrobljene opeke. Skozi zgodovino so lastnosti betona izboljševali in v 19. stoletju so razvili armiran beton, ki prenaša poleg tlačne, tudi zelo dobro natezne napetosti. S tem se je začela njegova širša uporaba pri gradnji objektov. Danes je beton osrednje gradivo, ki je tudi eden izmed bolj zastopanih materialov v Sloveniji.

Gradnja s tem materialom je enostavna, hitra in poceni. Poleg statične obtežbe je armiranbeton zmožen prenesti tudi druge izredne obtežbe, kot so potres, veter, zato se uporablja za vse vrste gradenj od inženirskih objektov do visokogradenj. Zaradi teh lastnosti se mi je armiranbeton zdel idealno gradivo, za prikaz statičnega računa in dimenzioniranje konstrukcijskih elementov na potresnem območju, v katerega spada tudi Slovenija.

## 2 OPIS OBJEKTA

Obravnavani objekt Mladinski hotel je lociran v Trbovljah in ima 3 etaže.

V pritličju so predvideni prostori mladinskega centra in pisarne. V nadstropjih pa so predvideni prostori mladinskega hotela. Objekt je zasnovan tako, da se lahko prostori spreminjajo glede na želje uporabnikov.



Slika 1: Prikaz prostorskega modela

Preglednica 1: Višinski nivoji etaž

Naziv	z [m]	h [m]
Streha dvigala	12.00	0.80
Streha	11.20	3.80
2. Plošča	7.40	3.80
1. Plošča	3.60	3.60
Nivo terena	0.00	

### **3 OPIS OBJEKTA IN KONSTRUKCIJSKA ZASNOVA**

Obravnavani objekt je klasična armiranobetonska konstrukcija, z nosilnimi stebri, dim. 40/40 cm in nosilnimi stenami, debeline 20 cm, z robnimi elementi dolžine 100 cm in debeline 24 cm v obeh pravokotnih smereh. Stene potekajo po sredini objekta. V sredini objekta je betonsko jedro v katerem je predvideno dvigalo.

Ravna streha nad dvigalom je sestavljena iz armiranobetonske plošče debeline 16 cm in nad njo ostala sestava konstrukcije. Glavna streha nad objektom je sestavljena iz armiranobetonske plošče debeline 18 cm z ostalo sestavo konstrukcije nad njo in zaključena s parapetnim zidom višine 0,80 m. Ostali medetažni plošči sta armiranobetonski in prav tako debeline 18 cm.

Stebri so temeljeni na točkovnih armiranobetonskih temeljih dimenzij 180/180 cm in višine 50 cm. Točkovni temelji so povezani z armiranobetonskimi gredami dimenzij 50/50 cm.

Stene so temeljene na pasovnih temeljih širine 80 cm in višine 80 cm. Dvigalo je temeljeno na 30 cm debli armiranobetonski plošči. Dno vseh temeljev je pod cono zmrzovanja.

Rame notranjih stopnic, kot vertikalne komunikacije objekta, so armiranobetonske, povezane z vmesnimi podesti, debeline 15 cm.

Vsi armiranobetonski elementi so kvalitete betona C25/30.

Jeklo za armiranje je kvalitete S500.

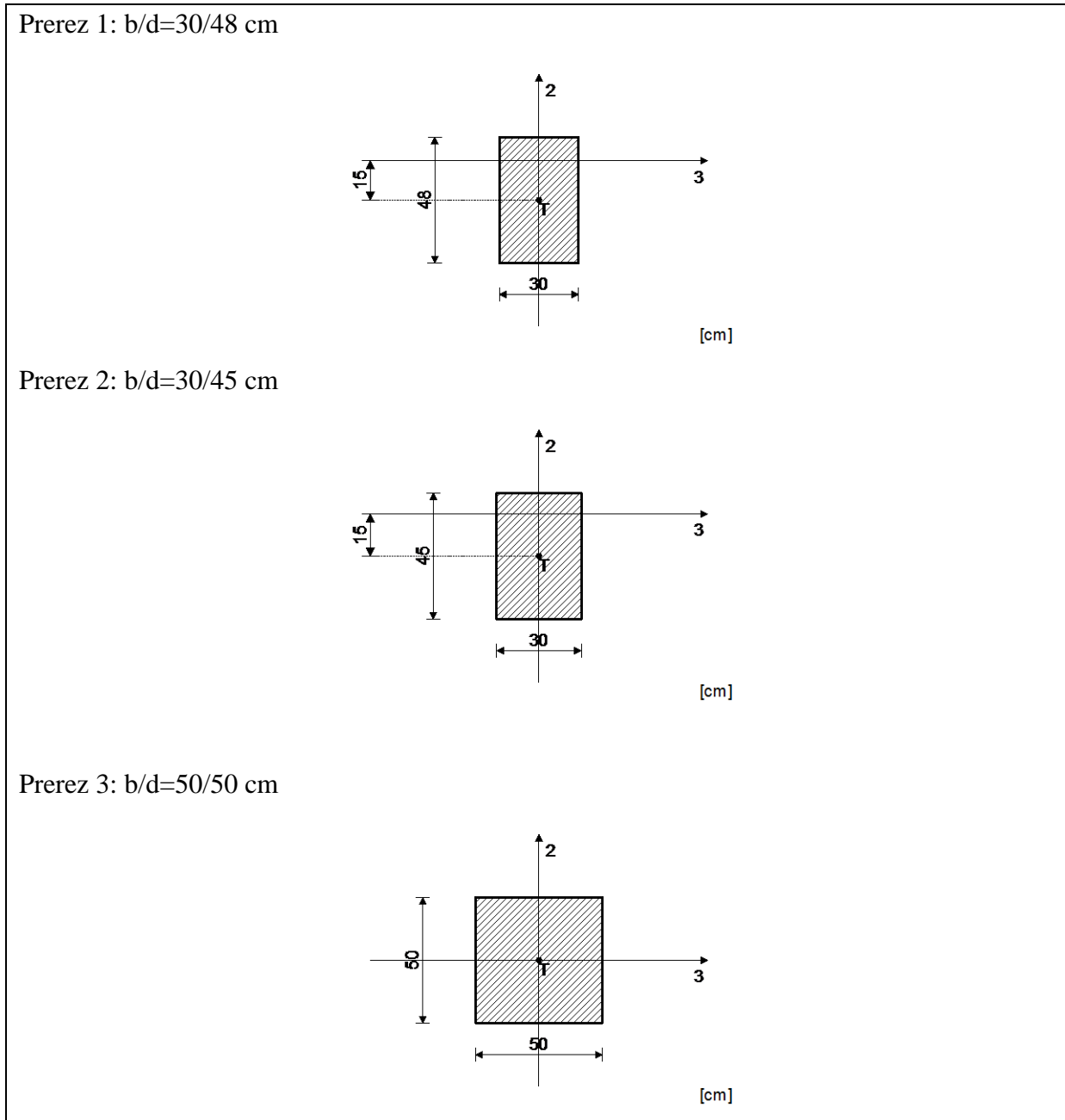
Zunanje polnilo med nosilnimi elementi so opečni modularni bloki, debeline 30 cm, na katere se doda toplotno izolacija (mineralna volna) in ostala sestava tankoslojne fasade.

Vse predelne stene so izdelane iz mavčnokartonskih plošč, debeline 10 in 15 cm.

### 3.1 Uporabljeni elementi v konstrukciji

#### Grede:

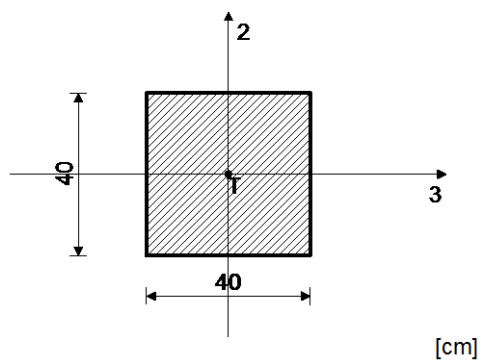
Pri statičnem računu natezne armature gred, program Tower 6 upošteva tudi sodelujoče širine pasnic.



Slika 2: Prezezi gred

**Steber:**

Prerez 1:  $b/d=40/40$  cm



Slika 3: Prerez stebra

## 4 OBTEŽBE

Za obravnavani objekt je bila upoštevana lastna teža nosilnih elementov, preostala stalna obtežba, koristna obtežba, obtežba vetra in snega, ter potresna obtežba.

### 4.1 LASTNA TEŽA IN STALNA OBTEŽBA

#### 4.1.1 Lastna teža konstrukcije

Lastna teža nosilne konstrukcije je avtomatsko upoštevana v programu Tower 6.

#### 4.1.2 Stalna obtežba na konstrukcijo

Preostale stalne obtežbe posameznih konstrukcijskih elementov so podane v preglednicah v nadaljevanju

Preglednica 2: Obtežba na ravni strehi nad dvigalom

Opis	Debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Površinska obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
AB plošča - upoštevana v programu	16	0	0
Parna zapora	0,05		
Toplotna izolacija v naklonu	15,0	1,8	0,27
Geotekstil	0,5		0
Strešna kritina PVC trakovi z ločilnim slojem	0,15	20,0	0,03
<b>Skupaj:</b>			<b>0,30</b>

Preglednica 3: Obtežba na ravni strehi objekta

Opis	Debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/m <sup>3</sup> ]	Površinska obtežba [kN/m <sup>2</sup> ]
Omet	2	18	0,36
Mavčno kartonske plošče na kovinski podkonstrukciji			0,15
AB plošča - upoštevana v programu	18	0	0
Parna zapora			
Toplotna izolacija v naklonu	15,0	1,8	0,27
Mineralna volna	15,0	1,8	0,36
Ločilni sloj geotekstil	0,5		0
Strešna kritina PVC trakovi	0,15	20,0	0,03
<b>Skupaj:</b>			<b>1,17</b>

Preglednica 4: Obtežba na medetažnima ploščama

Opis	Debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/ m <sup>3</sup> ]	Površinska obtežba [kN/ m <sup>2</sup> ]
Omet	2	18	0,36
Mavčno kartonske plošče na kovinski podkonstrukciji			0,15
AB plošča - upoštevana v programu	18	0	0
Mineralna volna	7,0	1,8	0,130
Polietilenska folija			
Armiran cementni estrih	6,0	24,0	1,44
Keramika	2,0	16,0	0,32
<b>Skupaj:</b>			<b>2,41</b>

Preglednica 5: Obtežba na balkonih

Opis	Debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/ m <sup>3</sup> ]	Površinska obtežba [kN/ m <sup>2</sup> ]
AB plošča - upoštevana v programu	18	0	0
Mineralna volna	5,0	1,8	0,09
Polietilenska folija			0
Armiran cementni estrih	7,0	24,0	1,68
Keramika	2,0	16,0	0,32
<b>Skupaj:</b>			<b>2,09</b>

Preglednica 6: Linijska obtežba balkonske ograje

Opis	Višina/ debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/ m <sup>3</sup> ]	Linijska obtežba [kN/ m <sup>1</sup> ]
Opeka	80/15	8,0	0,96
AB vez na vrhu balkona	20/15	25	0,75
<b>Skupaj:</b>			<b>1,71</b>

Preglednica 7: Obtežba na podestih

Opis	Debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/ m <sup>3</sup> ]	Površinska obtežba [kN/ m <sup>2</sup> ]
Omet	2	18	0,36
AB plošča - upoštevana v programu	15	0	0
Keramika	2,0	16,0	0,32
<b>Skupaj:</b>			<b>0,68</b>

Preglednica 8: Obtežba na stopniščnih ramah

Opis	Debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/ m <sup>3</sup> ]	Površinska obtežba [kN/ m <sup>2</sup> ]
Omet	2	18	0,36
AB plošča - upoštevana v programu	15	0	0
Stopnice 28 x 17,5/2		25	0,62
Keramika	2,0	16,0	0,32
<b>Skupaj:</b>			<b>1,30</b>



Preglednica 9: Obtežba zunanjih zidov in fasade

Opis	Višina/ debelina [cm]	Prostorninska teža [kN/ m <sup>3</sup> ]	Površinska obtežba [kN/ m <sup>1</sup> ]
Omet + opeka	350/30	8,0	7,68
Fasada (izolacija + tankoslojna silikatna fasada)	350/12	1,4	0,54
<b>Skupaj:</b>			<b>8,22</b>

## 4.2 KORISTNA OBTEŽBA

Upoštevam koristno obtežbo iz **SIST EN 1991-1-1: 2004 (6.3.4.2)**

### 4.2.1 Vertikalna obtežba

Preglednica 10: Uporabljene koristne obtežbe

Kat.	Opis uporabe	$q_k$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	$q_k^*$ [kN/ m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
A	Stropovi na splošno	2	2,8	2
	Stopnišče	3		2
	Balkoni	3		2
B	Pisarne	2	2,8	2
H	Streha	0,4		1

#### \*Opomba: Predelne stene:

*Ob pogoju, da stropovi zagotavljajo prečni raznos obtežbe, se lastna teža prečnih predelnih sten lahko upošteva kot enakomerno porazdeljena ploskovna obtežba  $q_k$ , ki se prišteje koristni obtežbi stropov, dobljeni v preglednici.*

Projektirane predelne stene so iz mavčnokartonskih plošč na nosilni podkonstrukciji, z vmesnim izolativnim polnilom.

Za premične predelne stene z lastno težo manjšo od 2,0 kN/m<sup>1</sup> dolžine stene, se prišteje k koristni obtežbi tal:

$$q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

### 4.3 OBTEŽBA S SNEGOM

Uporabljen predpis **SIST EN 1991-1-3**

#### 4.3.1 Podatki

**Intenziteta obtežbe s snegom:**

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

- $\mu_i$  ... oblikovni koeficient  
 $C_e$  ... koeficient izpostavljenosti  
 $C_t$  ... termični koeficient oblike obtežbe s snegom, odvisen od naklona strehe in geometrije konstrukcije

Lokacija: **Trbovlje → cona A2**

Nadmorska višina:  $A = 268 \text{ m.n.v.}$

**Karakteristična vrednost obtežbe s snegom:**

$$s_k = 1,293 \cdot (1 + (A/728)^2) = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

(Dodatek C: tabela C.1. odvisnost višina – obtežba s snegom)

**Oblikovni koeficient:**

Ravna streha z naklonom  $\alpha = 2^\circ$

$$\rightarrow \mu_1 = 0,8$$

$$\rightarrow \mu_1 = 0,8 + 0,8\alpha/30 = 0,8$$

$C_e = 1,0$  ... koeficient izpostavljenosti (normalno področje) 5.2 (6)

$C_t = 1,0$  ... toplotni koeficient (običajna vrednost)

#### 4.3.2 Izračun obtežbe s snegom

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,47 = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

## 4.4 OBTEŽBA Z VETEROM

Uporabljen predpis **SIST EN 1991-1-4**

### 4.4.1 Osnovni podatki

***Tlak vetra, ki deluje na zunanje površine :***

$$w_e = q_p(z_e)c_{pe}$$

$w_e$	... zunanji tlak vetra
$q_p(z_e)$	... konični tlak
$c_{pe}$	... koeficient pritiska vetra na zunanje površine

***Tlak vetra, ki deluje na notranje površine:***

$$w_i = q_p(z_i)c_{pi}$$

$w_i$	... notranji tlak vetra
$q_p(z_i)$	... konični tlak
$c_{pi}$	... koeficient pritiska vetra na notranje površine

***Osnovna hitrost vetra:***

- Lokacija objekta: Trbovlje
- nadmorska višina: 268 m → izberem cono 1 (večina Slovenije)  $v_{b,0} = 20,0m/s$

$$v_b = c_{dir}c_{season}v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 20 = 20m/s$$

$v_b$	... osnovna hitrost vetra
$v_{b,0}$	... temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra
$C_{dir} = 1,0$	... smerni faktor (priporočljiva vrednost)
$C_{season} = 1,0$	... faktor letnega časa (priporočljiva vrednost)

**Srednja hitrost vetra:**

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b = 0,58 \cdot 1 \cdot 20 = 11,6 \text{ m/s}$$

$c_r(z)$  ... faktor hrapavosti

$c_o = 1,0$  za  $\Phi < 0,05$  ... faktor oblike terena,

$$c_r(z) = k_r \ln(z/z_0) = 0,234 \cdot \ln(12/1) = 0,58$$

$k_r$  ... faktor terena

$$k_r = 0,19 \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left( \frac{1,0}{0,05} \right)^{0,07} = 0,234$$

$$\text{za } \rightarrow z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \rightarrow 1,0 \leq 12 \text{ m} \leq 200,0$$

$z = 12,0 \text{ m}$  ... višina objekta

Parametra terena  $z_{\min}$  in  $z_0$  izberem iz preglednice (4.1) v EN 1991-1-4 za IV. kategorijo terena:

$z_{\min} = 1,0 \text{ m}$  ... minimalna višina

$z_0 = 1,0 \text{ m}$

$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$  ... teren II. kategorije

$z_{\max} = 200,0 \text{ m}$  ... predpisano v primeru natančnega postopka

**Turbolenca vetra**

$$I_v(z) = \frac{\sigma_{vb}}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(12/1)} = 0,40$$

$I_v(z)$  ... intenziteta turbulence

$k_I = 1,0$  ... faktor turbulence,  $k_I = 1,0$

**Konični tlak vetra**

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,40] \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 11,6^2 = 320 \text{ kN/m}^2 = 320 \text{ kPa}$$

$q_p(z)$  ... konični tlak

$\rho$  ... gostota zraka (odvisna od višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju). Priporočena vrednost:  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$q_b$  ... osnovni tlak se izračuna po enačbi:

$$q_b = 0,5 \rho v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 250 \text{ kN/m}^2 = 250 \text{ kPa}$$

$c_e(z)$  ... faktor izpostavljenosti se izračuna po enačbi:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{320}{250} = 1,28$$

## 4.4.2 Tlak vetra, ki deluje na zunanje površine

### 4.4.2.1 Navpični zidovi stavb pravokotnega tlorisa

#### Smer I

##### 1. Podatki:

$$h = 12,00m$$

$$b = 15,50m$$

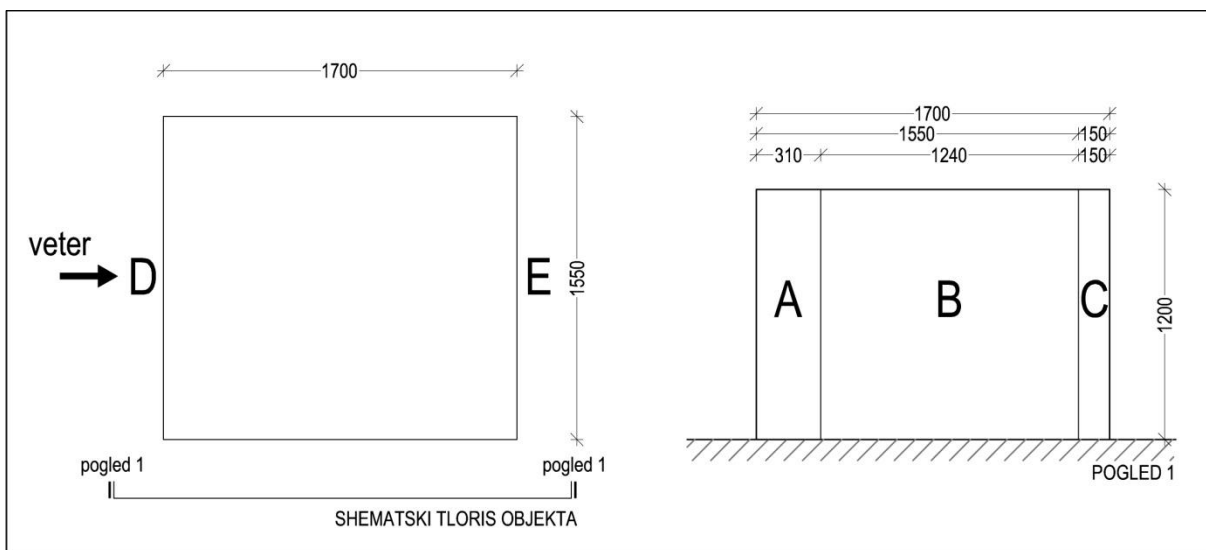
$$d = 17,00m$$

$$h \leq b \rightarrow z_e = h = 12,00m$$

$$h/d = 12,00/17,00 = 0,71$$

$$e = 15,50m \quad \dots e \text{ je enak manjšemu od } b \text{ ali } 2h$$

$$e/5 = 3,1m$$



Slika 4: Tloris objekta in pogled 1

**2. Površine področij na stenah:**

Območje A:  $A = 12,00 \cdot 3,10 = 37,00m^2$

Območje B:  $A = 12,00 \cdot 12,40 = 148,80m^2$

Območje C:  $A = 12,00 \cdot 1,50 = 18,00m^2$

Območje D:  $A = 12,00 \cdot 15,50 = 186,00m^2$

Območje E:  $A = 12,00 \cdot 15,40 = 186,00m^2$

**3. Koefficienti zunanje tlaka:**

Koefficienti zunanje tlaka za navpične stene stavb pravokotnega tlorisa (*Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1 – 4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra, SIST EN, 1991-1-4: 2004*):

<i>h/d</i>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
< 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

Območje A:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,20$

Območje B:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,80$

Območje C:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,50$

Območje D:  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,76$  ... linearna interpolacija za vmesno vrednost *h/d*

Območje E:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,42$  ... linearna interpolacija vmesno vrednost *h/d*

**4. Zunanji tlaki na steni, največji srki:**

Območje A:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-1,20) = -384,0Pa = -0,384kN/m^2$

Območje B:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,80) = -256,0Pa = -0,256kN/m^2$

Območje C:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,50) = -160,0Pa = -0,160kN/m^2$

Območje D:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (0,76) = 243,2Pa = 0,243kN/m^2$

Območje E:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,42) = -134,4Pa = -0,134kN/m^2$

**Smer II****1. Podatki:**

$$h = 12,00m$$

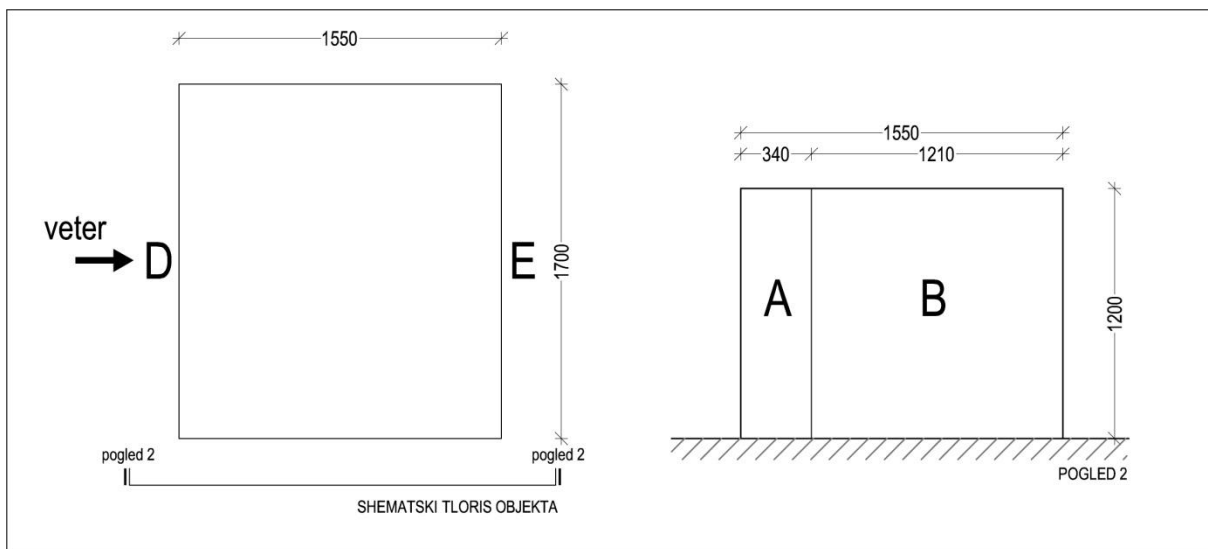
$$b = 17,00m$$

$$d = 15,50m$$

$$h \leq b \rightarrow z_e = h = 12,00m$$

$$h/d = 12,00/15,50 = 0,78$$

$$e = 17,00m \quad \dots e \text{ je enak manjšemu od } b \text{ ali } 2h$$



Slika 5: Tloris objekta in pogled 2



**2. Površine področij na stenah:**

Območje A:  $A = 12,00 \cdot 3,40 = 40,80m^2$

Območje B:  $A = 12,00 \cdot 12,10 = 145,20m^2$

Območje D:  $A = 12,00 \cdot 17,00 = 204,00m^2$

Območje E:  $A = 12,00 \cdot 17,00 = 204,00m^2$

**3. Koeficienti zunanje tlaka:**

Koeficienti zunanje tlaka za navpične stene stavb pravokotnega tlorisa (*Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1 – 4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra, SIST EN, 1991-1-4: 2004*):

$h/d$	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
< 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

Območje A:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,20$

Območje B:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,80$

Območje D:  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,76$  ... linearna interpolacija za vmesno vrednost  $h/d$

Območje E:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,42$  ... linearna interpolacija vmesno vrednost  $h/d$

**4. Zunanji tlaki na steni, največji srki:**

Območje A:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-1,20) = -384,0Pa = -0,384kN/m^2$

Območje B:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,80) = -256,0Pa = -0,256kN/m^2$

Območje D:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (0,76) = 243,2Pa = 0,243kN/m^2$

Območje E:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,42) = -134,4Pa = -0,134kN/m^2$

#### 4.4.2.2 Ravna streha

##### *Smer I*

##### **I. Podatki:**

$$h = 12,00m$$

$$b = 15,50m$$

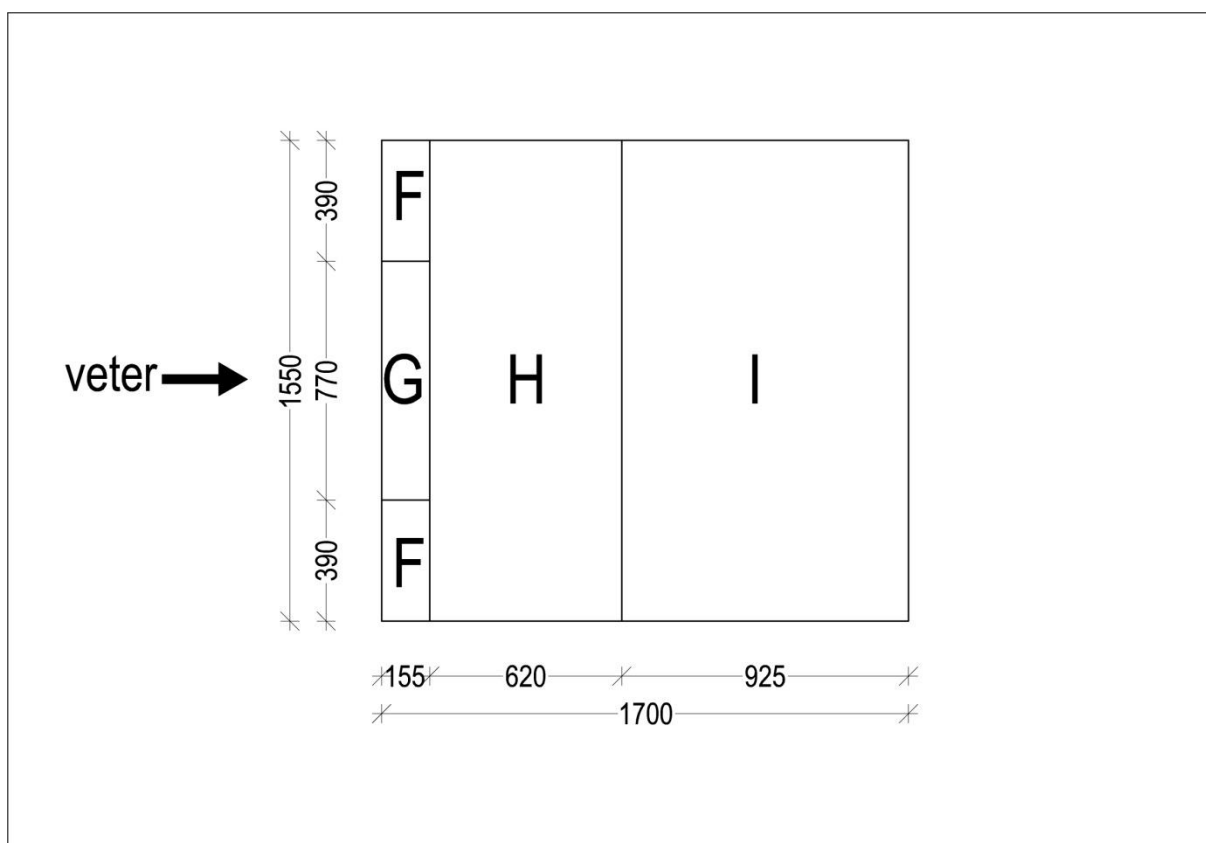
$$d = 17,00m$$

$$e = 15,50m \quad \dots e \text{ je enak manjšemu od } b \text{ ali } 2h$$

$$e/2 = 7,75m$$

$$e/4 = 3,88m$$

$$e/10 = 1,55m$$



Slika 6: Tloris strehe

**2. Površine področij na strehi:**

Območje F:  $A = 6,05m^2$

Območje G:  $A = 11,94m^2$

Območje H:  $A = 96,10m^2$

Območje I:  $A = 143,38m^2$

**3. Koefficienti zunanje tlaka na strehi:**Koefficienti zunanje tlaka na ravnih strehah (*Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1 – 4. del:**Splošni vplivi – Vplivi vetra, SIST EN, 1991-1-4: 2004*):

	Območje							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Ostri robovi	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	+0.2	-0.6

Območje F:  $c_{pe} = c_{pe,1} = -1,80$

Območje G:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,20$

Območje H:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,70$

Območje I:  $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,20$  oz.  $-0,60$

**4.1 Zunanji tlaki na strehi, največji srki:**

Območje F:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-1,80) = -576Pa = -0,576kN/m^2$

Območje G:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-1,20) = -384Pa = -0,384kN/m^2$

Območje H:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,70) = -224Pa = -0,224kN/m^2$

Območje I:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,60) = -192Pa = -0,192kN/m^2$

**4.2 Zunanji tlaki na strehi, največji tlaki:**

Območje I:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (+0,20) = 64,0Pa = 0,064kN/m^2$

**Smer II****1. Podatki:**

$$h = 12,00m$$

$$b = 17,00m$$

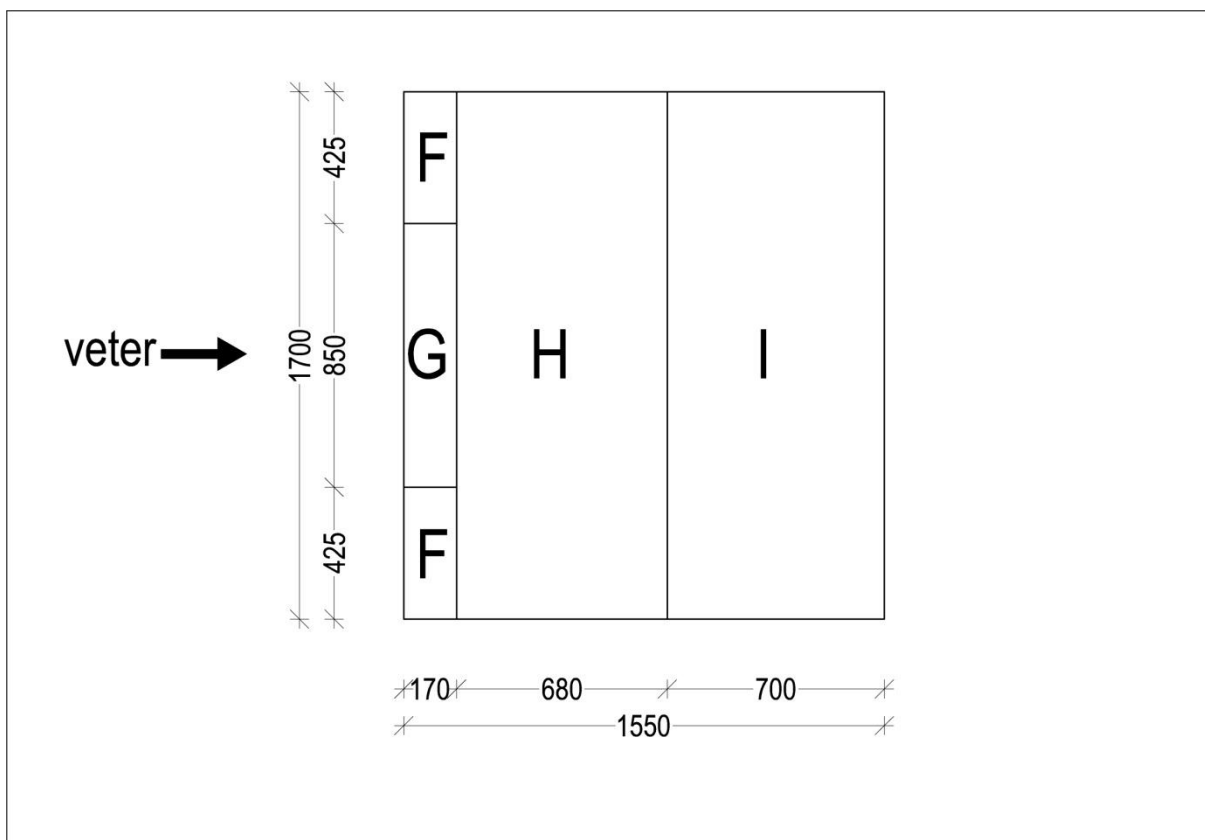
$$d = 15,50m$$

$$e = 17,00m \quad \dots \text{ e je enak manjšemu od } b = 17,00 \text{ m ali } 2h = 24,00 \text{ m.}$$

$$e/2 = 8,5m$$

$$e/4 = 4,25m$$

$$e/10 = 1,7m$$



Slika 7: Floris strehe

**2. Površine področij na strehi:**

Območje F:  $A = 7,23m^2$

Območje G:  $A = 14,45m^2$

Območje H:  $A = 115,60m^2$

Območje I:  $A = 119,00m^2$

**3. Tlaki na področjih na strehi**Koeficienti zunanje tlaka na ravnih strehah (*Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1 – 4. del:**Splošni vplivi – Vplivi vetra, SIST EN, 1991-1-4: 2004*):

	Območje							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Ostri robovi	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	+0.2	-0.6

Območje F:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,80$

Območje G:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,20$

Območje H:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,70$

Območje I:  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,60$  oz.  $+0,20$

**4.1 Zunanji tlaki na strehi, največji srki:**

Območje F:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-1,80) = -576Pa = -0,576kN/m^2$

Območje G:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-1,20) = -384Pa = -0,384kN/m^2$

Območje H:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,70) = -224Pa = -0,224kN/m^2$

Območje I:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (-0,60) = -192Pa = -0,192kN/m^2$

**4.2 Zunanji tlaki na strehi, največji tlaki:**

Območje I:  $w_e = q_p(z_e)c_{pe} = 320Pa \cdot (+0,20) = 64,0Pa = 0,064kN/m^2$

#### 4.4.3 Tlak vetra, ki deluje na notranje površine

Iz člena 7.2.9 določimo notranji tlak.

Nobena stran nima več kot 30 % fasade zastekljene (2).

Objekt je brez prevladujoče strani prepustnosti, zato se koeficienti notranjega tlaka določijo po sliki 7.13 (5) kot funkcija razmerja višine in globine stavbe  $h/d$  ter deleža odprtin  $\mu$  za vsako smer vetra  $\Theta$ , ki ga določimo po enačbi :

$$\mu = \frac{\sum \text{površina odprtín, na zavetrni in stranskih straneh, kjer je } c_{pe} \leq 0,0}{\sum \text{površina vseh odprtín}}$$

Za stavbe, ki so znotraj predeljene z notranjimi nadstropji, se referenčno višino enači z referenčno višino za zunanje tlake ( $z_e$ , glej točko 5.1) na srednji višini obravnavanega nadstropja.

##### 1. Podatki

Površina odprtín:

- S stran:  $A = 21,60 \text{ m}^2$
- J stran:  $A = 25,50 \text{ m}^2$
- V stran:  $A = 28,30 \text{ m}^2$
- Z stran:  $A = 20,30 \text{ m}^2$

**Smer I:**  $h/d = 0.71$

**Smer II:**  $h/d = 0.78$

$$q_p(z_i) = 320 \text{ kPa}$$

## 2. Izračun $\mu$

### Smer I

$$\mu = \frac{25,50 + 21,60 + 20,30}{28,30 + 25,5 + 21,6 + 20,3} = 0,70$$

### Smer II

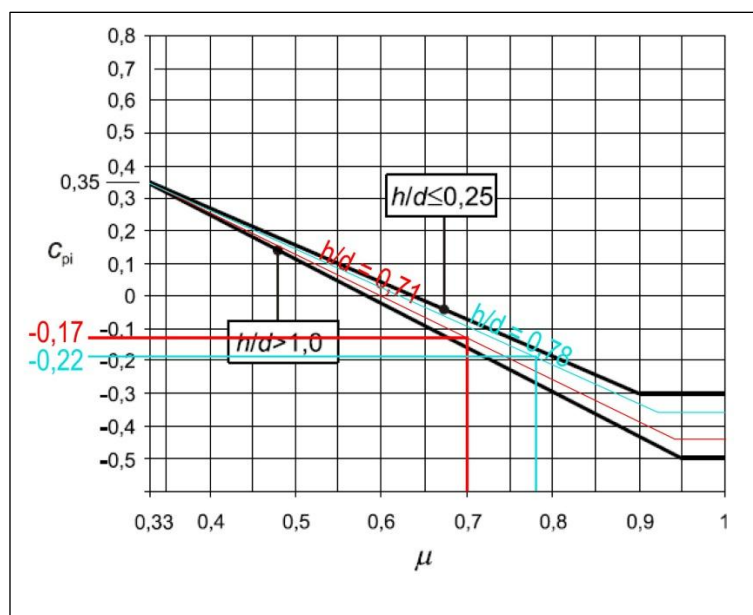
$$\mu = \frac{28,30 + 20,3 + 21,60}{28,30 + 25,5 + 21,6 + 20,3} = 0,73$$

## 3. Določitev $c_{pi}$

Iz grafa izberem  $c_{pi}$ :

**Smer I:**  $c_{pi} = -0,17$

**Smer II:**  $c_{pi} = -0,22$



Slika 8: Graf za določitev koeficienta pritisk vetra na notranje površine  $c_{pi}$

## 4. Notranji tlak oz. pritisk

### Smer I:

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi} = 320 \cdot (-0,17) = -54,40 Pa = -0,0544 \text{ kN/m}^2$$

### Smer II:

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi} = 320 \cdot (-0,22) = -70,40 Pa = -0,0704 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4.4 Rezultanta zunanjih in notranjih tlakov

##### Skupni vpliv:

$$w = w_e + w_i$$

Preglednica 11: Smer I

Fasada	ZUNANJI		NOTRANJI		SKUPNI VPLIVI	
	srk	tlak	srk	tlak	srk	tlak
Območje A	-0,384		-0,054		-0,330	
Območje B	-0,256		-0,054		-0,202	
Območje C	-0,160		-0,054		-0,106	
Območje D	0,243		-0,054		0,297	
Območje E	-0,134		-0,054		-0,080	

Streha	ZUNANJI		NOTRANJI		SKUPNI VPLIVI	
	srk	tlak	srk	tlak	srk	tlak
Območje F	-0,576		-0,054		-0,506	
Območje G	-0,384		-0,054		-0,330	
Območje H	-0,224		-0,054		-0,170	
Območje I	-0,192	0,064	-0,054		-0,138	0,118

Preglednica 12: Smer II

Fasada	ZUNANJI		NOTRANJI		SKUPNI VPLIVI	
	srk	tlak	srk	tlak	srk	tlak
Območje A	-0,384		-0,070		-0,314	
Območje B	-0,256		-0,070		-0,186	
Območje D	0,243		-0,070		0,173	
Območje E	-0,134		-0,070		-0,064	

Streha	ZUNANJI		NOTRANJI		SKUPNI VPLIVI	
	srk	tlak	srk	tlak	srk	tlak
Območje F	-0,576		-0,070		-0,506	
Območje G	-0,384		-0,070		-0,314	
Območje H	-0,224		-0,070		-0,154	
Območje I	-0,192	0,064	-0,070		-0,122	0,134

Izberem dva obtežna primera:

- upoštevam samo zunanje vplive
- upoštevam kombinacijo zunanjih in notranjih vplivov



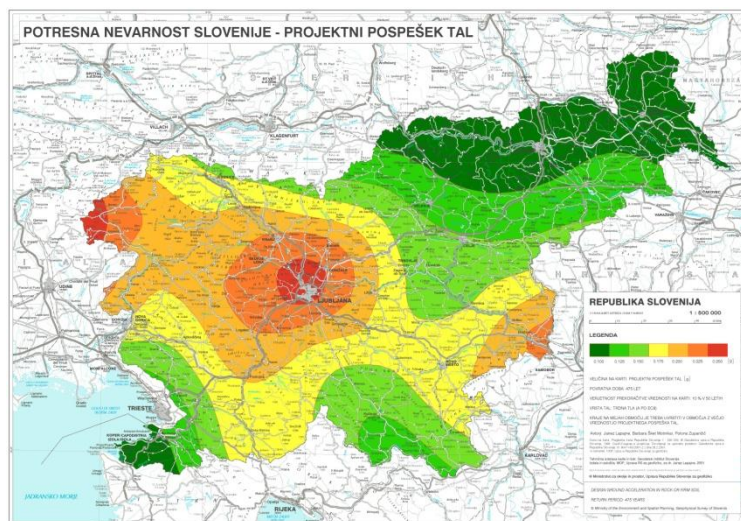
## 4.5 POTRESNA OBTEŽBA

Uporabljen predpis *SIST EN 1998-1:2005*

Potresno obtežbo definiramo s projektnim spektrom pospeškov (člen 3.2.2.5; **SIST 1998-1**).

### 4.5.1 Podatki

- Lokacija: **Trbovlje** →  $a_g = 0,15g$



(Povzeto po *SIST EN 1998-1*)

- Tip tal: **B**  
Kategorija pomembnosti za stavbe: **Stavba spada v kategorijo III**
- Parametri, ki vplivajo na obliko elastičnega spektra in so odvisni od tipa tal, so za naš primer (člen 3.2.2.2; Preglednica 3.2.; **EN SIST 1998-1**):

$$S = 1,20; \quad T_{B(s)} = 0,15; \quad T_{C(s)} = 0,50; \quad T_{D(s)} = 2,00$$

#### 4.5.2 Račun mas po etažah

Predpostavimo, da so mase skoncentrirane v nivojih etaž. Masa se izračuna iz lastne in stalne obtežbe  $G$ , ter iz dela spremenljive obtežbe  $Q$  (upoštevamo verjetnost, da bo v času potresa na konstrukcijo deloval samo del spremenljive obtežbe).

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$\psi_{2,i}$  ... koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv  $i$

Koeficienti za kombinacijo  $\psi_{E,i}$  upoštevajo verjetnost, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi povezave med njimi.

$$\psi_E = \varphi \cdot \psi_2$$

Konstrukcijo uvrstim v kategorijo A  $\rightarrow \psi_2 = 0,3$

Vrednosti  $\varphi$  za račun  $\psi_{E,i}$

Za kategorijo A:

- streha:  $\varphi = 1,0$
- ostale etaže:  $\varphi = 0,5$
  
- streha:  $\psi_E = \varphi \cdot \psi_2 = 0,3$  ... upošteva se 30% koristne obtežbe
- ostale etaže:  $\psi_E = \varphi \cdot \psi_2 = 0,15$  ... upošteva se 15% koristne obtežbe

Mase po posameznih etažah so izračunane v programu *Tower 6*. V preglednici 13 so prikazani upoštevani koeficienti  $\psi_{E,i}$  in uporabljene obtežbe za izračun mas.

Preglednica 13: Koeficienti obtežb za preračun mas iz programa Tower 6

No	Naziv	Koeficient
1	Lastna teža (g)	1
2	Stalna obtežba	1
3	Koristna obtežba 1 - streha	0,3
4	Koristna obtežba 1 - ostale etaže	0,15
5	Koristna obtežba 2	0
6	Koristna obtežba 3	0
7	Koristna obtežba 4	0
8	Koristna obtežba 5	0
9	Sneg	0
10	Veter+, smer I	0
11	Veter +,smer II	0

Preglednica 14: Razporeditev mas po višini objekta in vztrajnostni polmer

Nivo	Z [m]	Masa M [T]	Masni vztrajnostni moment MMI [Tm <sup>2</sup> ]	Vztrajnostni polmer I <sub>s</sub> [m]
Streha	11,2	234,80	10.228,00	6,6
2. Plošča	7,4	312,30	13.604,00	6,6
1. Plošča	3,6	312,30	13.604,00	6,6
Skupno:	/	859,40	/	/

Vztrajnostni polmer posamezne etaže:

$$l_s = \sqrt{\frac{MMI}{M}}$$

Masni vztrajnostni moment:

$$MMI = M_s \cdot r^2$$

Vztrajnostni moment tlorisa etaže okoli x in y osi:

$$I_x = \frac{16,9m \cdot (15,4m)^3}{12} = 5.143,61m^4; \quad I_y = \frac{15,4m \cdot (16,9m)^3}{12} = 6.194,40m^4$$

Ploščina tlorisa etaže  $A_s$ :

$$A_s = 16,90m \cdot 15,40m = 260,26 m^2$$

Kvadrat vztrajnostnega polmera:

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A_s} = \frac{5.143,61 + 6.194,40}{260,26} = 43,56m^2$$

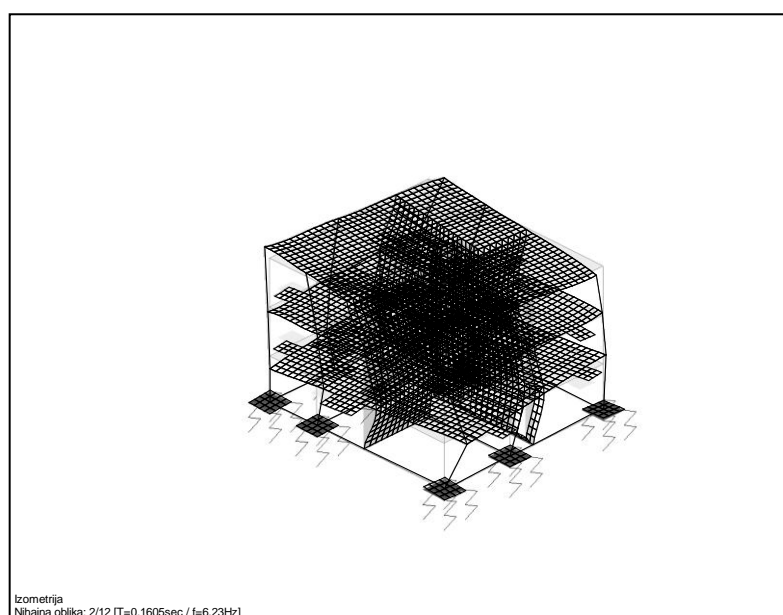
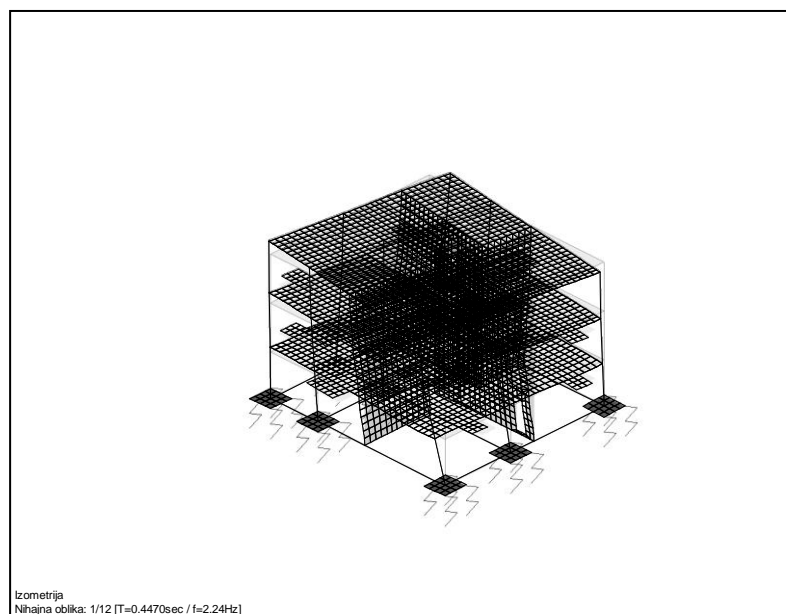
### 4.5.3 Nihajne oblike

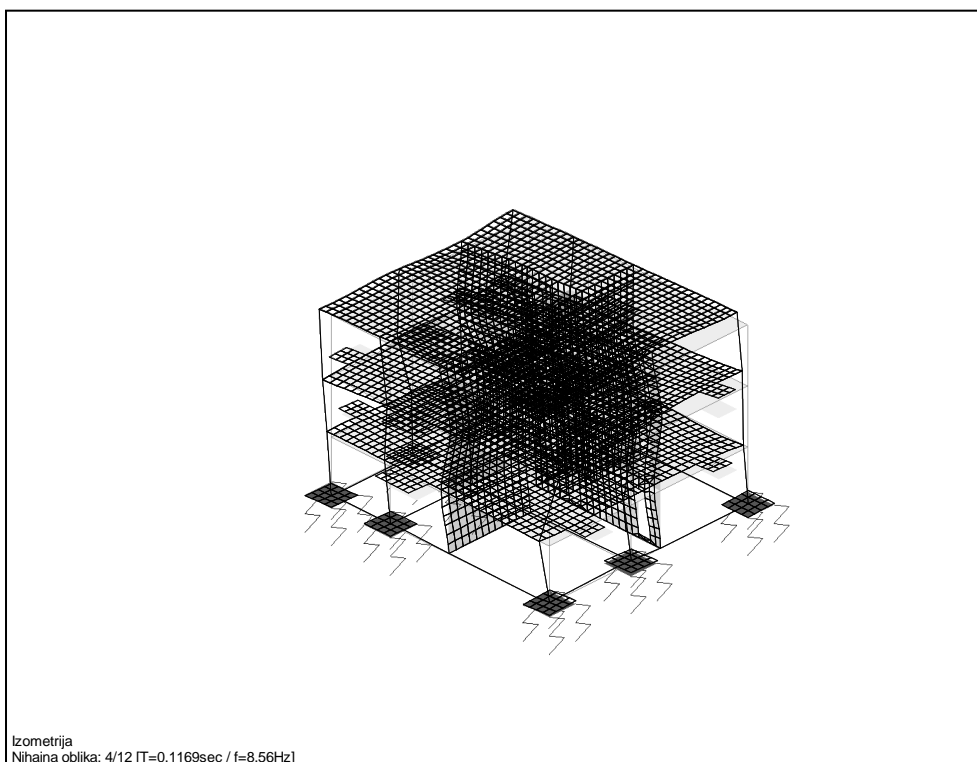
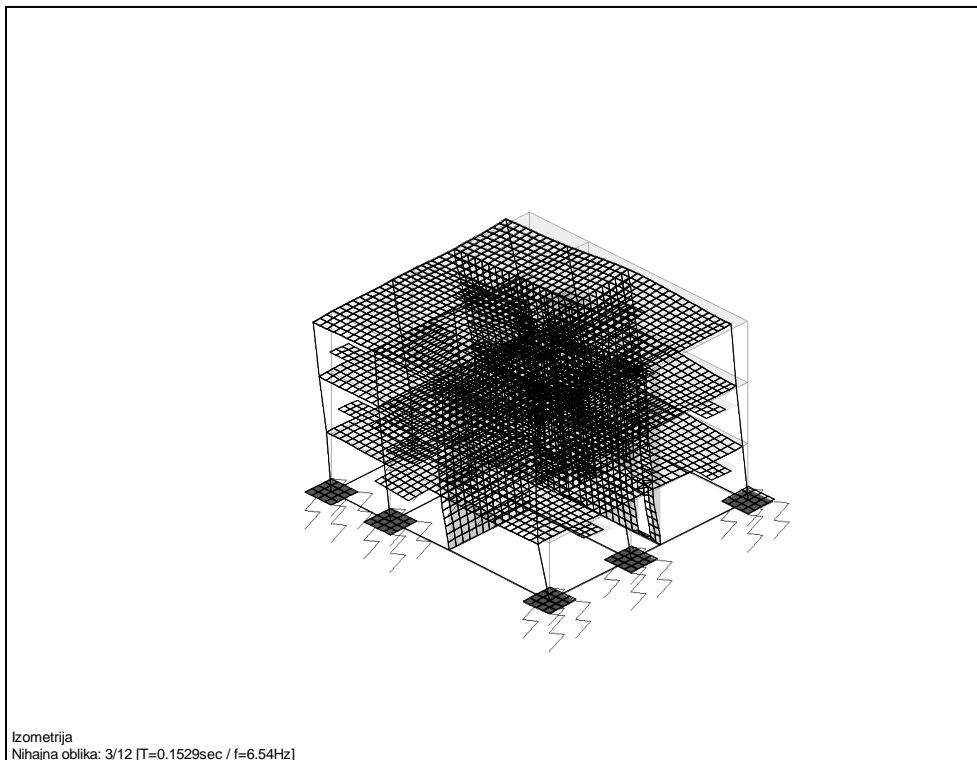
Nihajne oblike, ki jih dobim iz modalne analize iz programa *Tower 6*, so prikazane v naslednji preglednici:

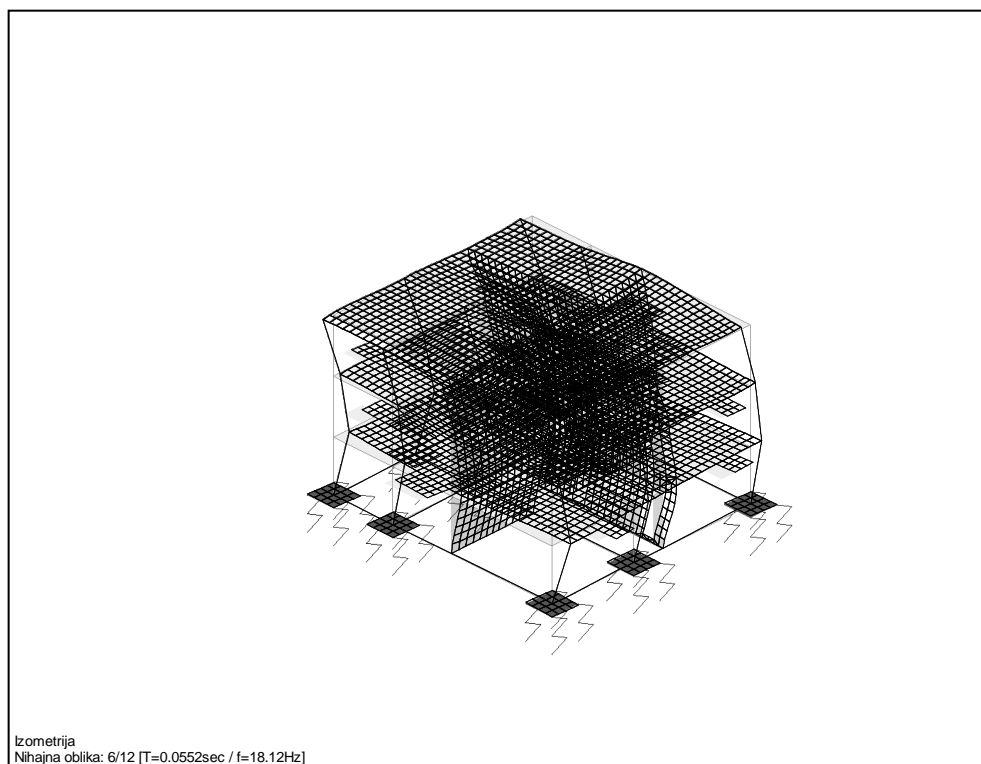
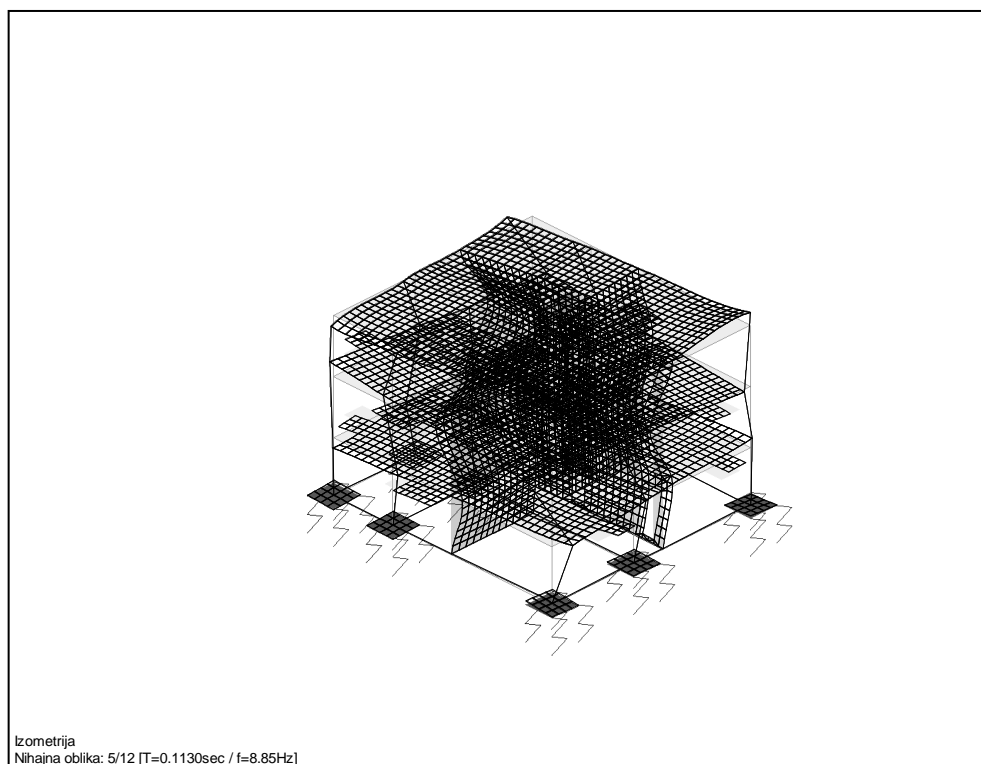
Preglednica 15: Nihajni časi iz programa *Tower 6*

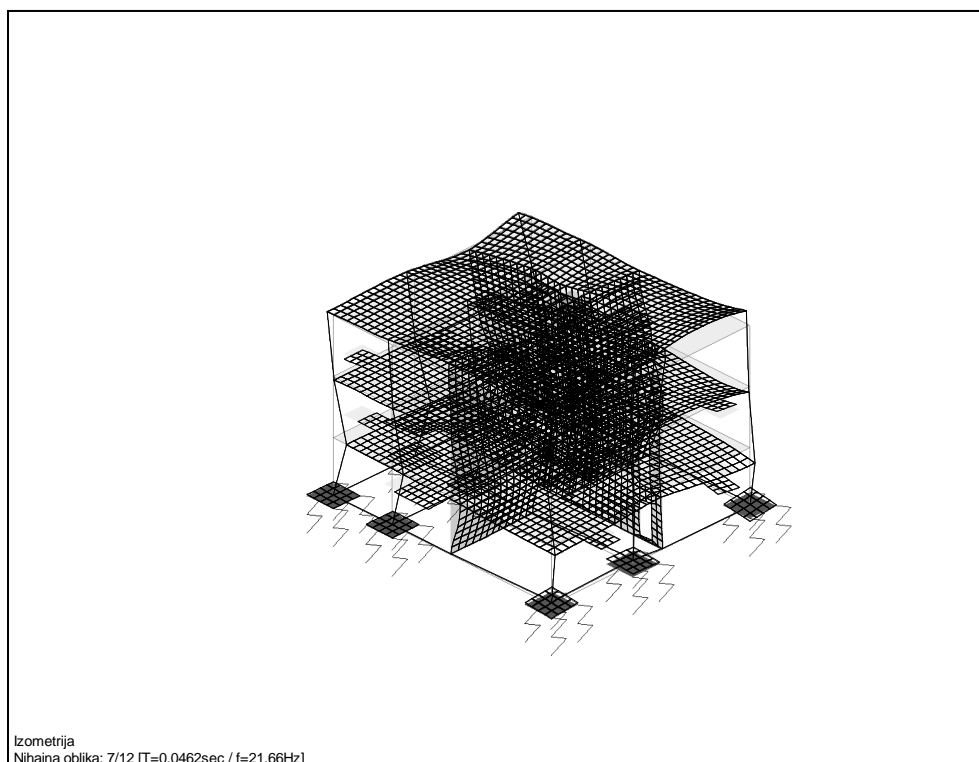
No	T [s]	f [Hz]
1	0.4003	2.4983
2	0.1450	6.8950
3	0.1375	7.2747
4	0.1047	9.5501
5	0.1016	9.8407
6	0.0510	19.6223
7	0.0425	23.5502
8	0.0413	24.2279
9	0.0349	28.6894
10	0.0310	32.2950
11	0.0297	33.6997
12	0.0261	38.3491

Na naslednji sliki so prikazane prvih 7 nihajnih oblik za posamezne nihajne čase









Slika 9: Prvih 7 nihajnih oblik

#### 4.5.4 Pravilnost konstrukcije

##### 4.5.4.1 Določitev tlorisne pravilnosti konstrukcije (člen 4.2.3; SIST EN1998-1):

Stavba glede tlorisne pravilnosti ustreza naslednjim kriterijem (4.2.3.2; SIST EN1998-1):

- Približna simetrična razporeditev togosti in mas glede na dve pravokotni osi;
- V tlorisu ni vdolbin, obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo;
- Medetažne armiranobetonske plošče so debelejšje od 70 mm ter armirane minimalno po EC2, zato so dovolj toge v svoji ravnini;
- Vitkost tlorisa stavbe  $\lambda$ , ki se določi kot razmerje med večjo in manjšo tlorisno dimenzijo, merjeno v dveh pravokotnih smereh, ni večja od 4:

$$\lambda = L_{max}/L_{min} = 17,00/15,50 = 1,1;$$



Ne ustreza pa zadnjemu pogoju (6), ki zahteva:

V vsaki etaži in v vsaki smeri analize  $x$  in  $y$ , morata ekscentričnost konstrukcije  $e_0$  in torzijski polmer  $r$  ustrezati spodnjima pogojema, ki sta izražena za  $y$  smer analize:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \text{ in } r_x \geq l_s;$$

kar prikažem v naslednjem razdelku.

#### 4.5.4.2 Določitev torzijskega polmera posamezne etaže

Preglednica 16: Koordinate centra mas (CM) glede na izhodišče koordinatnega sistema, ekscentričnosti  $e_0$ , ter koordinate centra togosti (CR)

Nivo	z [m]	X <sub>CM</sub> [m]	Y <sub>CM</sub> [m]	e <sub>0x</sub> [m]	e <sub>0y</sub> [m]	X <sub>CR</sub> [m]	Y <sub>CR</sub> [m]
Streha	11,2	8,2	7,7	0,67	2,0	8,89	9,64
2. Plošča	7,4	8,4	7,7	0,50	2,0	8,89	9,64
1. Plošča	3,6	8,4	7,7	0,50	2,0	8,89	9,64

Za račun torzijskega polmera v vsaki etaži upoštevam po tri obtežne primere:

- obtežba v centru togosti s silo v X smeri,
- obtežba v centru togosti s silo v Y smeri,
- torzijski moment okoli vertikalne osi.

Torzijska togost etaže  $i$ :

$$K_{Mi} = \frac{1}{R_{Z,i}(M_{T,i} = 1)}$$

Translacijska togost etaže  $i$  v smereh X in Y:

$$K_{FX,i} = \frac{1}{U_{x,i}(F_{TX,i} = 1)} \quad ; \quad K_{FY,i} = \frac{1}{U_{y,i}(F_{TY,i} = 1)}$$

Torzijska polmera etaže  $i$  v smereh X in Y:

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FY,i}}} \quad ; \quad r_{y,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FX,i}}}$$

Preglednica 17: Pomiki etaže zaradi sile 1 v X in Y smeri, rotacija etaže zaradi momenta 1 v etaži, translacijski togosti  $K_{FX}$  in  $K_{FY}$  in torzijska togost  $K_M$

Nivo	$U_{x,i}$	$U_{y,i}$	$R_{z,i}$	$K_{FX,i}$	$K_{FY,i}$	$K_{M,i}$
Streha	1111,98	1730,10	478,58	0,00090	0,00058	0,00209
2 etaža	584,01	823,29	663,03	0,00171	0,00121	0,00151
1 etaža	293,09	248,11	622,60	0,00341	0,00403	0,00161

Preglednica 18: Kontrola ekscentričnosti in torzijskega polmera

Nivo	X smer				Y smer			
	$e_{ox} <$	$0,3 r_x$	$r_x >$	$I_s$	$e_{oy} <$	$0,3 r_y$	$r_y >$	$I_s$
Streha	0,66	1,23	4,08	6,60	1,93	1,01	3,38	6,60
2. Plošča	0,70	0,99	3,31	6,60	1,94	0,86	2,87	6,60
1. Plošča	0,70	0,67	2,23	6,60	1,91	0,63	2,09	6,60

*Ugotovitev:*

*Stavba ni tlorisno pravilna, ker je ekscentričnost večja od 30% torzijskega polmera in torzijski polmer manjši od vztrajnostnega polmera, kar je razvidno iz preglednice 18.*

#### 4.5.4.3 Določitev pravilnosti konstrukcije po višini

- Konstrukcijski elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo, potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe;
- Togost in masa se brez nenadne spremembe postopoma zmanjšujejo od temeljev proti vrhu;
- V različnih etažah ni zožitev tlorisa

*Ugotovitev:*

*Faktor obnašanja lahko vzamem referenčni (ni ga potrebno zmanjšati), ker je konstrukcija pravilna po višini.*

*Za račun potresne sile uporabimo prostorski model in modalno analizo s spektri odziva.*

#### 4.5.5 Faktor obnašanja

Za obravnavano konstrukcijo izberemo srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Konstrukcijski sistem je torzijsko podajni sistem, ker nima minimalne torzijske togosti ( $r_x \geq l_s$ ), kar dokažem v preglednici 18, zato je osnovni faktor obnašanja, ki so pravilni po višini (**člen 5.2.2.2; preglednica 5.1, SIST EN 1998-1:2006**):

$$\rightarrow q_0 = 2$$

Faktor obnašanja izračunam po formuli:

$$q = q_0 \cdot k_w = 2 \cdot 0,86 = 1,72$$

$k_w$  ... faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami

$h_{wi}$  ... višina stene »i«, in

$l_{wi}$  ... dolžina prereza stene »i«

$q_0$  ... osnovna vrednost faktorja obnašanja

$q$  ... faktor obnašanja

$k_w = (1 + \alpha_o) / 3 = (1 + 1,58) / 3 = 0,86 \leq 1$ , toda ne manj kot 0,5 za stenaste, stenam ekvivalentne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme.

Iz člena **5.2.2.2 (12), SIST EN 1998-1:2006** določim prevladujoče razmerje  $\alpha_o$  z izrazom:

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / l_{wi} = (5 \cdot 11,10) / (9,25 + 2,60 + 9,65 + 6,90 + 6,50) = 55,5 / 34,9 = 1,58$$

#### 4.5.6 Projektni spekter $S_d(T)$ (člen 3.2.2.5; SIST EN1998-1)

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter  $S_d(T)$  definiran z izrazi:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} \cdot \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_B < T_1 = 0,33S < T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,15 \cdot 1,20 \cdot \frac{2,5}{3,096} = 0,145g$$

#### 4.5.7 Torzijski vpliv zaradi slučajne ekscentričnosti

Potrebno je upoštevati slučajno ekscentričnost, ki znaša 5% tlorisne dimenzije objekta v vsaki od obeh vodoravnih smeri (člen 4.3.2. enačba 4.3; SIST EN1998-1). S slučajno ekscentričnostjo zajamemo morebitna odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti pa tudi morebitno prostorsko spreminjanje potresnega gibanja. Slučajno ekscentričnost upoštevamo tako, da v vsaki etaži premaknemo maso iz masnega središča za  $\pm 5\%$  tlorisne dimenzije.

##### 4.5.7.1 Premik masnega središča:

- Smer x:

$$e_{ax} = \pm 0,05 \cdot L = \pm 0,05 \cdot 15,50m = 0,77m$$

- Smer y:

$$e_{ay} = \pm 0,05 \cdot L = \pm 0,05 \cdot 17,00m = 0,85m$$

$e_{ai}$  ... slučajno ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah.

$L_i$  ... tlorisno dimenzijo etaže pravokotno na smer potresnega vpliva.

#### 4.5.7.2 Dodaten torzijski moment zaradi slučajne ekscentričnosti:

Dodaten torzijski moment v  $i$ -ti etaži zaradi potresne sile v X in Y smeri dobim iz modalne analize za 7 nihajnih oblik, v katerih se aktivira več kot 90% mase, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti  $M_{ai}$  okrog navpične osi v vsaki etaži  $i$  za vse relevantne smeri:

$$M_{a,i} = e_{ai} \cdot F_i$$

$F_i$  ... potresne sile v  $i$ -ti etaži, ki delujejo v smeri X in Y za določenih 7 nihajnih oblik iz modalne analize

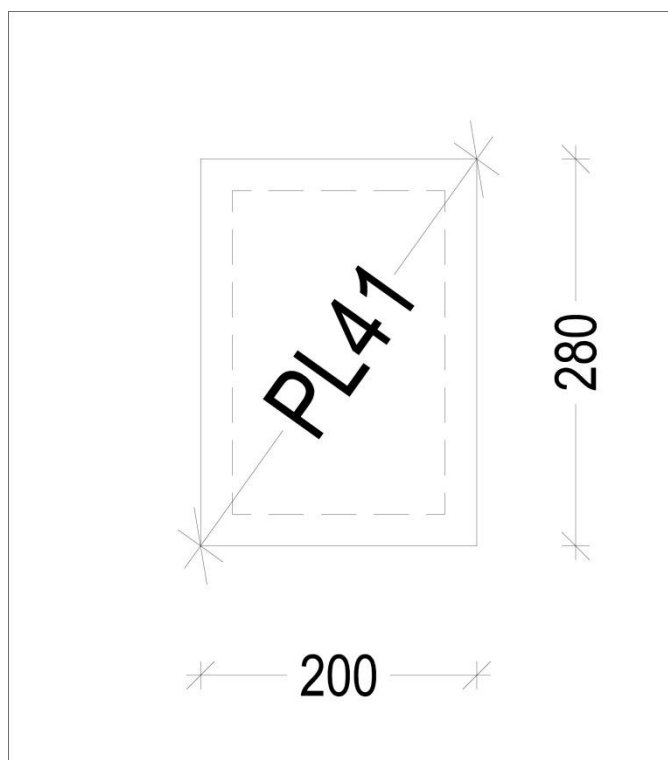
Preglednica 19: Potresne sile dobljene iz programa Tower 6 in torzijski momenti

<b>Etaže</b>	<b>F<sub>xi</sub></b>	<b>M<sub>xi</sub></b>	<b>F<sub>yi</sub></b>	<b>M<sub>yi</sub></b>	<b>M<sub>ai</sub></b>
<b>Streha</b>	637,8	491,1	959,7	815,8	952,2
<b>2. Plošča</b>	644,4	496,2	957,6	814,0	953,3
<b>1. Plošča</b>	428,1	329,6	470,9	400,3	518,5

## 5 RAČUN STREŠNIH IN MEDETAŽNIH PLOŠČ

### 5.1 RAČUN STREŠNE PLOŠČE NAD DVIGALOM – Pozicija PL41

#### 5.1.1 Zasnova



Slika 10: Pozicija strešne plošče nad dvigalom

#### 5.1.2 Podatki

$d = 13,5 \text{ cm}$  ... statična višina plošče

$h = 16 \text{ cm}$  ... višina plošče

$b_t = 100 \text{ cm}$  ... sodelujoča širina

Uporabljeni materiali:

$$\text{Beton: C25/30: } f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2; \gamma_c = 1,5 \quad \Rightarrow \quad f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Armatura: S500 } f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2; \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

### 5.1.3. Obtežba

Lastna teža nosilne konstrukcije je upoštevana v programu Tower 6.

$$\text{Stalna obtežba } g_k = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spremenljiva obtežba } q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sneg } s_k = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

Veter (prikazane obtežbe vetra so v poglavju 4.4)

### 5.1.4 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so bile narejene v programu Tower 6.

### 5.1.5 Notranje sile

Notranje sile dobim s programom Tower 6 in so prikazane v **prilogi C**.

### 5.1.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč

*Najmanjši prerez armature:*

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 13,5 = 1,82 \text{ cm}^2 / m \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,76 \text{ cm}^2 / m \end{array} \right. \rightarrow A_{s,\min} = 1,82 \text{ cm}^2 / m$$

$f_{ctm}$  ... določimo glede na trdnostni razred betona

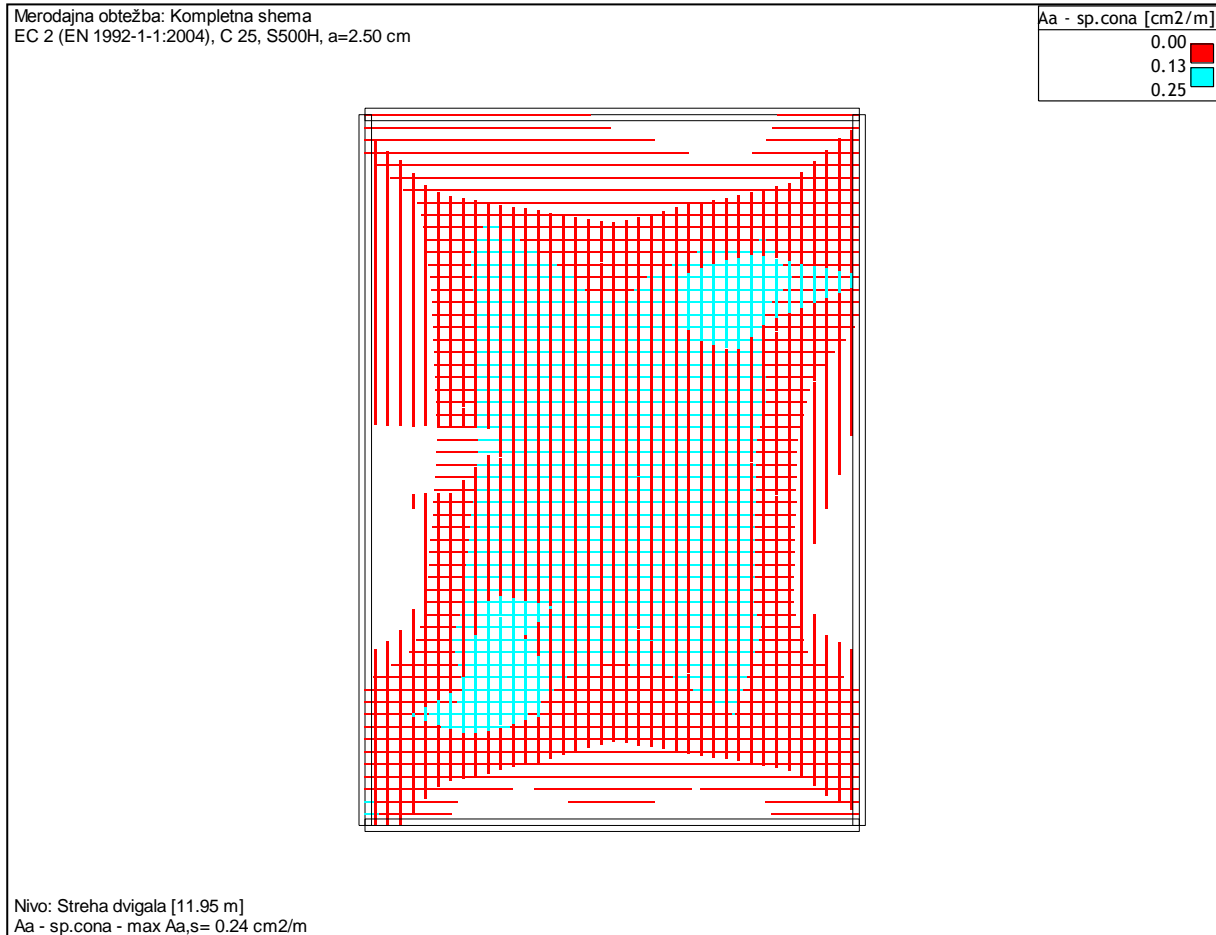
$b_t$  ... širina natezne cone

*Največji prerez armature:*

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 1250 = 50 \text{ cm}^2 / m$$

**Spodnja armatura:**

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 11: Potrebna spodnja armatura

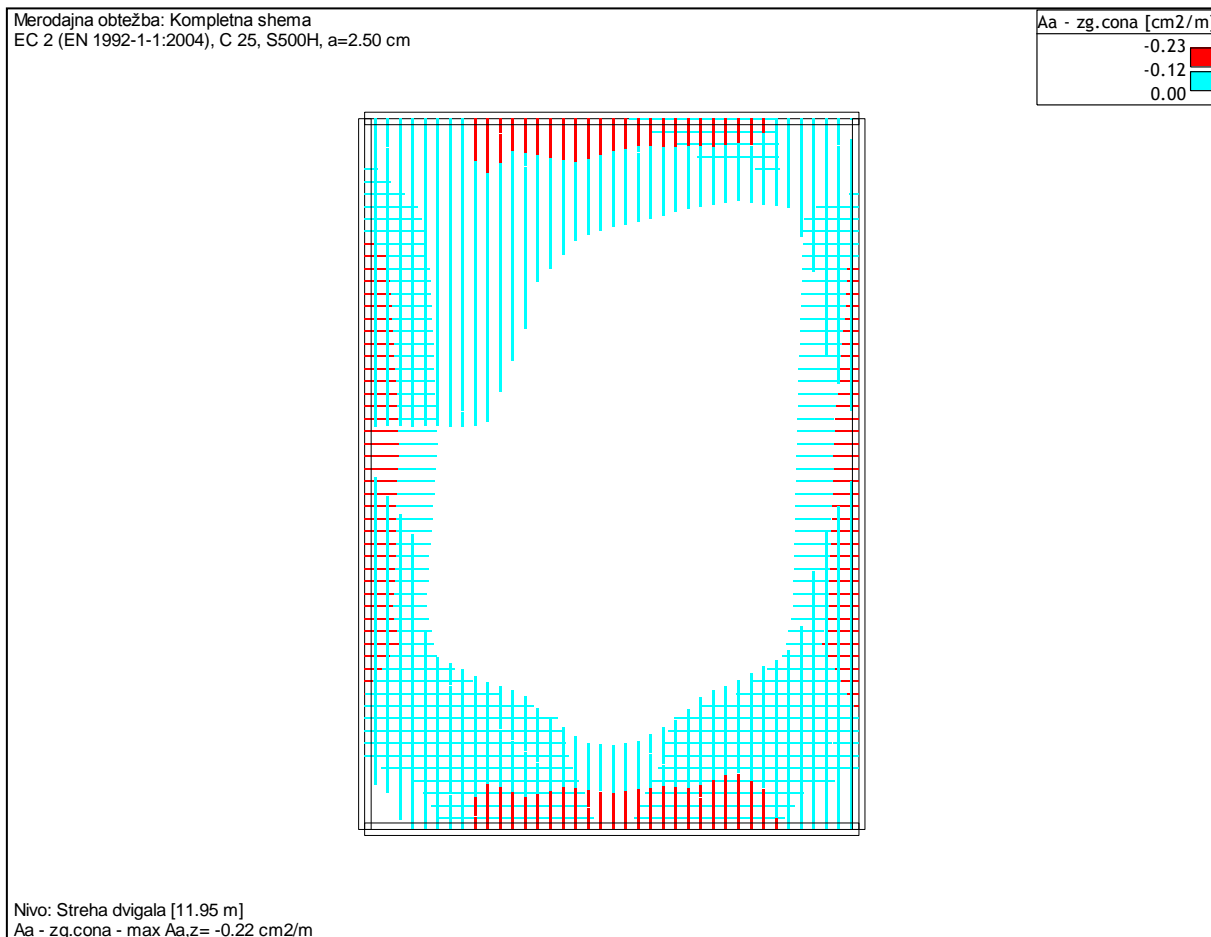
**Izberem armaturo:**

**Izberem minimalno spodnjo armaturo:** → čez celo polje **Q189** ( $A_{s,dej} = 1,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )



**Zgornja armatura:**

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 12: Potrebna zgornja armatura

**Izberem armaturo:****Izberem minimalno zgornjo armaturo:** → čez celo polje Q189 ( $A_{s,dej} = 1,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$ )

### 5.1.7 Kontrola povesa

Meja razmerja med razpetino in statično višino prereza je definirana z naslednji izrazom:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

Faktor **K**, ki upošteva vpliv različnih konstrukcijskih sistemov izberem iz preglednice **7.4N**:

**Osnovna razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile (SIST EN 1998-1):**  $K = 1,3$

Z izborom statične višine  $d = 18$  cm sem zadostil kriteriju razmerja med razpetino in statično višino prereza, kar dokažem v spodnjem računu in s tem ni potreben račun povesa.

Podatki:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l = 160 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$A_{sl,dej} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$K = 1,3$$

**Račun:**

$$\rho = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 0,005$$

$$\rho = \frac{A_{sl,dej}}{b \cdot h} = 0,0012$$

$$\max l = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \cdot d = 23,82m > l = 6,65m$$

**Kontrola povesa ni potrebna**

### 5.1.8 Vogalna armatura

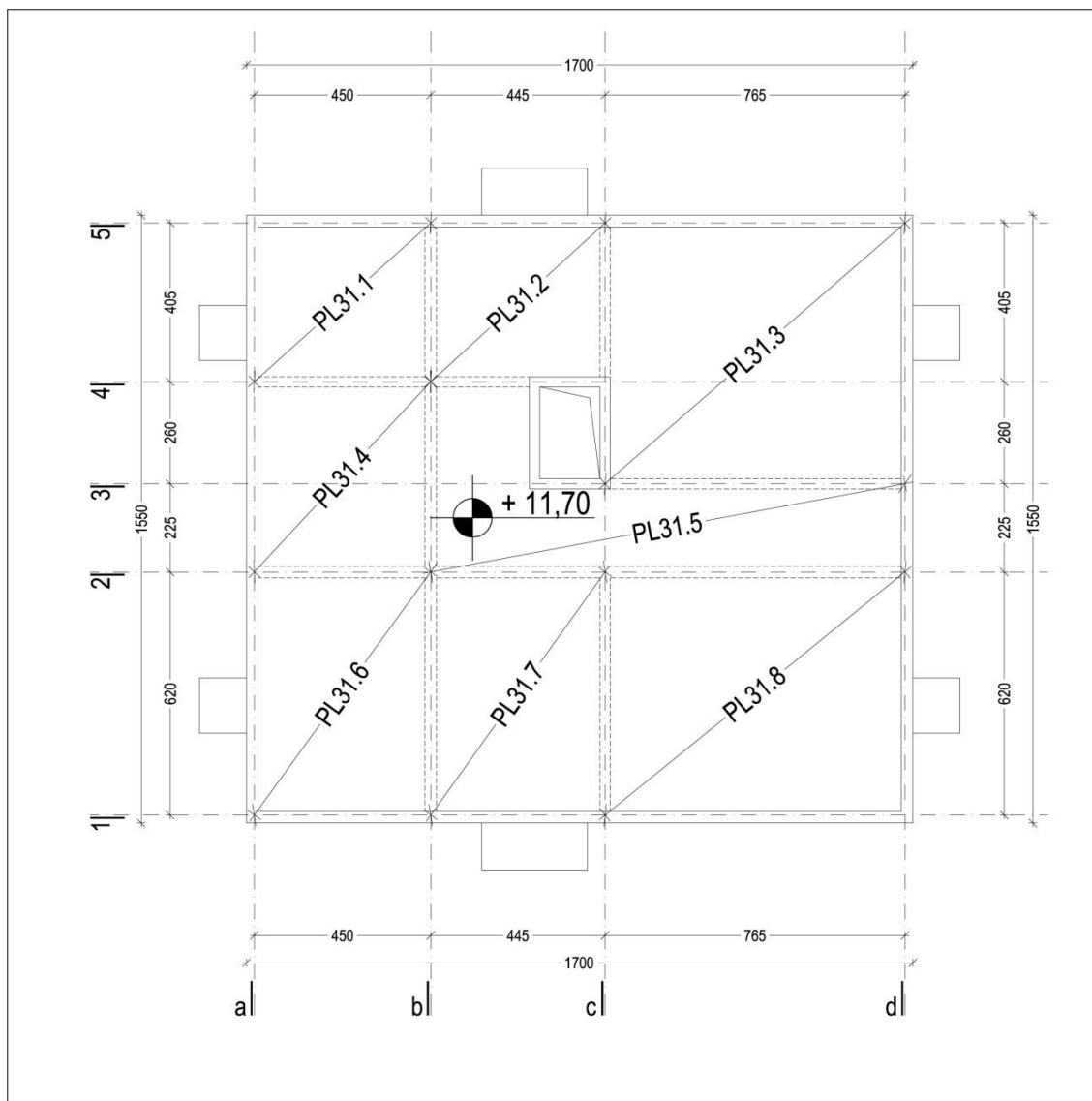
*Potrebna armatura:*

$$A_s = 1 \cdot \max(A_{sx,spodnja}; A_{sy,spodnja}) = 1,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Vso vogalno armaturo pokrijem že z zgornjo armaturno mrežo Q189.

## 5.2 RAČUN STREŠNE PLOŠČE – Pozicije PL31

### 5.2.1 Zasnova



Slika 13: Pozicija strešne plošče na nivoju + 11,70 m

### 5.2.2 Podatki

$d = 15,5 \text{ cm}$  ... izbrana statična višina plošče

$h = 18 \text{ cm}$  ... višina plošče

$b_t = 100 \text{ cm}$  ... sodelujoča širina

*Uporabljeni materiali:*

$$\text{Beton: C25/30: } f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2; \gamma_c = 1,5 \quad \Rightarrow \quad f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Armatura: S500 } f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2; \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

### 5.2.3 Obtežba

Lastna teža nosilne konstrukcije je upoštevana v programu Tower 6.

$$\text{Stalna obtežba } g_k = 1,39 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spremenljiva obtežba } q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sneg } s_k = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

Veter (prikazane obtežbe vetra so v poglavju 4.4)

### 5.2.4 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so bile narejene v programu Tower 6.

### 5.2.5 Notranje sile

Notranje sile dobim s programom Tower in so prikazane v **prilogi C**.

### 5.2.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč

*Najmanjši prerez armature:*

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 15,5 = 2,09 \text{ cm}^2 / m \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 15,5 = 2,02 \text{ cm}^2 / m \end{array} \right. \rightarrow A_{s,\min} = 2,09 \text{ cm}^2 / m$$

$f_{ctm}$  ... določimo glede na trdnostni razred betona

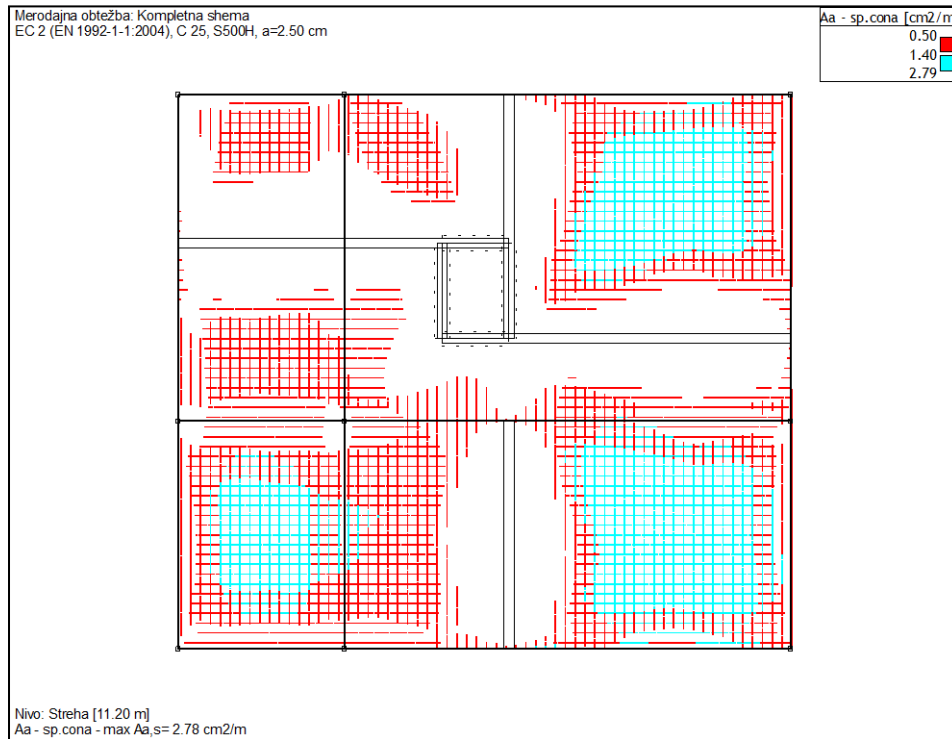
$b_t$  ... širina natezne cone

*Največji prerez armature:*

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 1550 = 62 \text{ cm}^2 / m$$

**Spodnja armatura:**

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 14: Potrebna spodnja armatura

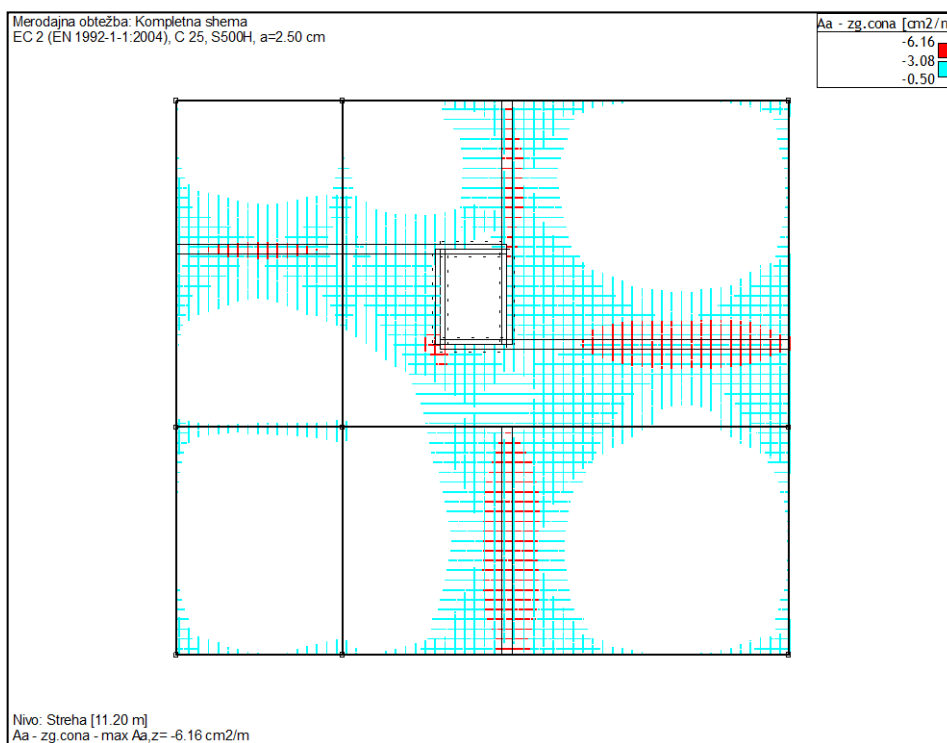
**Izberem armaturo:**

→ čez polja PL3.1, PL3.2, PL3.4, PL3.5 in PL3.7 izberem Q226 ( $A_{s,dej} = 2,26\text{cm}^2 / m$ )

→ čez polja PL3.3, PL3.6 in PL3.8 izberem Q283 ( $A_{s,dej} = 2,83\text{cm}^2 / m$ )

**Zgornja armatura:**

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 15: Potrebna zgornja armatura

**Izberem armaturo:**

→ Nad podporami in v polju PL3.3 in PL3.7 izberem R335 ( $A_{s,dej} = 3,35\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ V polju PL3.5 med stopniščnim jaškom in dvigalom izberem Q335

( $A_{s,dej} = 3,35\text{cm}^2 / \text{m}$ ) in med poljema PL3.3 in PL2.8 izberem R335 ( $A_{s,dej} = 3,35\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ dodatna armatura nad podporo med poljema PL3.3-5 v smeri X  $\phi 10/20$  cm

( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ dodatna armatura nad podporo med polji PL3.2-3 in PL3.7-8 v smeri Y  $\phi 10/20$  cm

( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ dodatna armatura v stičišču stene 1 in 3  $5 \phi 10$  ( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ vogalna armatura Q283 ( $A_{s,dej} = 2,83\text{cm}^2 / \text{m}$ )

### 5.2.7 Kontrola povesa

Meja razmerja med razpetino in statično višino prereza je definirana z naslednji izrazom:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

Faktor **K**, ki upošteva vpliv različnih konstrukcijskih sistemov izberem iz preglednice **7.4N**:

**Osnovna razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile (SIST EN 1998-1):**  $K = 1,3$

Z izborom statične višine  $d = 18$  cm sem zadostil kriteriju razmerja med razpetino in statično višino prereza, kar dokažem v spodnjem računu in s tem ni potreben račun povesa.

Podatki:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l = 665 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$d = 15,5 \text{ cm}$$

$$A_{sl,dej} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$K = 1,3$$

**Račun:**

$$\rho = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 0,005$$

$$\rho = \frac{A_{sl,dej}}{b \cdot h} = 0,0016$$

$$\max l = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \cdot d = 17,40m > l = 6,65m$$

**Kontrola povesa ni potrebna**



### 5.2.8 Vogalna armatura

*Potrebna armatura:*

$$A_s = 1 \cdot \max(A_{sx,spodnja}; A_{sy,spodnja}) = 2,83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

***Dolžina vogalne armature v oseh a-1:***

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 4,50 = 1,35 \rightarrow 1,40 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,20 = 1,86 \rightarrow 1,90 \text{ m}$$

***Dolžina vogalne armature v oseh a-5:***

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 4,50 = 1,35 \rightarrow 1,40 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 4,05 = 1,22 \rightarrow 1,30 \text{ m}$$

***Dolžina vogalne armature v oseh d-1:***

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 7,65 = 2,29 \rightarrow 2,30 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,20 = 1,86 \rightarrow 1,90 \text{ m}$$

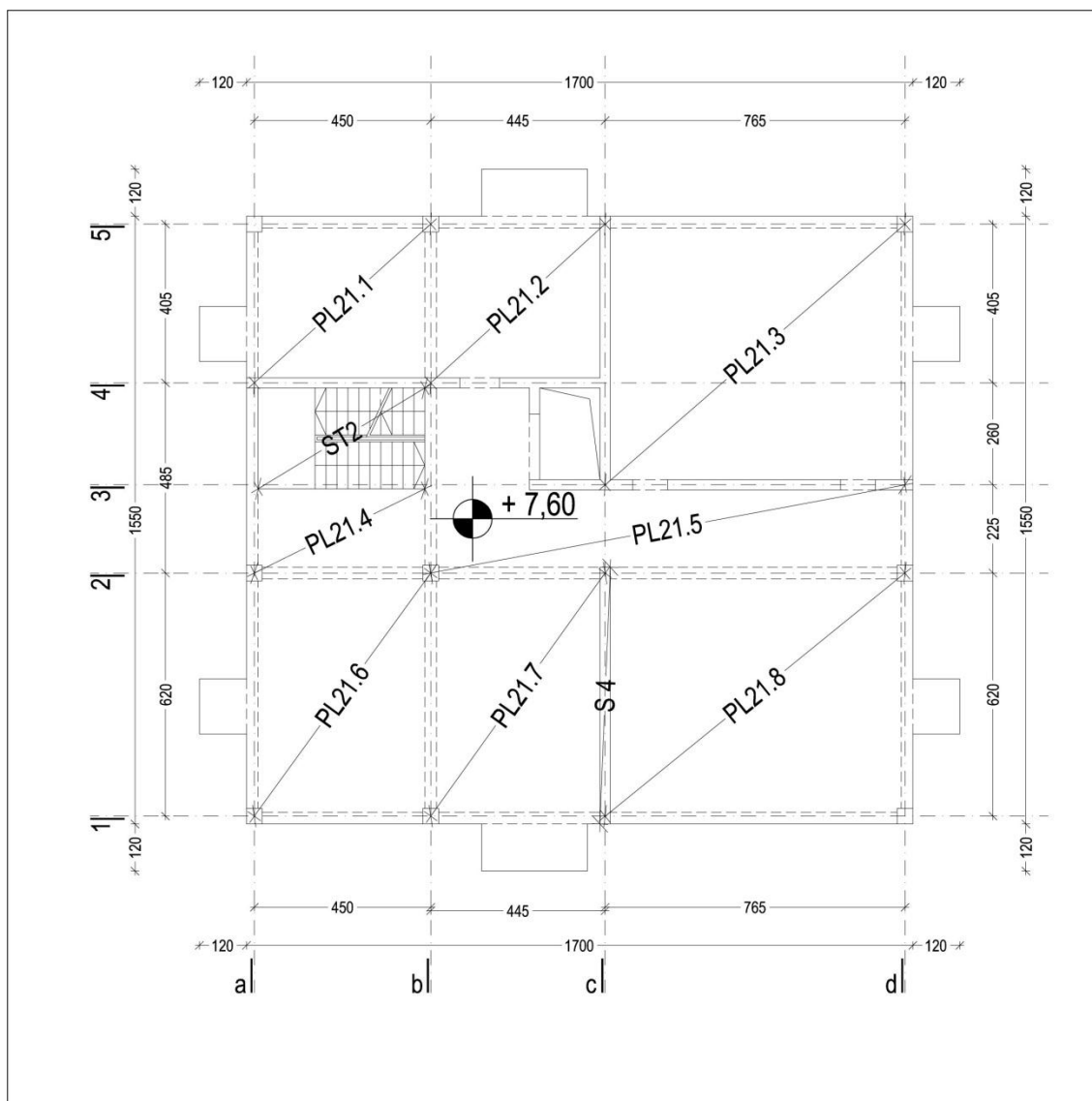
***Dolžina vogalne armature v oseh d-5:***

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 7,65 = 2,29 \rightarrow 2,30 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,65 = 1,99 \rightarrow 2,00 \text{ m}$$

## 5.3 RAČUN MEDETAŽNE PLOŠČE – Pozicije PL21

### 5.3.1 Zasnova



Slika 16: Pozicija medetažne plošče na nivoju +7,60 m

### 5.3.2 Podatki

$d = 15,5 \text{ cm}$  ... statična višina plošče

$h = 18 \text{ cm}$  ... višina plošče

$b_t = 100 \text{ cm}$  ... sodelujoča širina

*Uporabljeni materiali*

$$\text{Beton: C25/30: } f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2; \gamma_c = 1,5 \quad \Rightarrow \quad f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Armatura: S500 } f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2; \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

**5.3.3 Obtežba**

Lastna teža nosilne konstrukcije je upoštevana v programu Tower 6.

Stalna obtežba:

- Medetažna plošča  $g_k = 2,41 \text{ kN/m}^2$
- Balkoni  $g_k = 2,09 \text{ kN/m}^2$
- Balkonska ograja  $g_k = 1,71 \text{ kN/m}^1$
- Zunanji zidovi in fasada  $g_k = 8,22 \text{ kN/m}^1$
- Akcija stopnic  $g_k = (5,05 * 3) / 2 = 7,58 \text{ kN/m}^1$

Spremenljiva obtežba :

- Medetažna plošča  $q_k = 2,80 \text{ kN/m}^2$
- Balkon  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Akcija stopnic  $q_k = (3 * 3) / 2 = 4,50 \text{ kN/m}^1$

Sneg  $s_k = 1,18 \text{ kN/m}^2$

Veter (prikazane obtežbe vetra so v poglavju 4.4)

**5.3.4 Obtežne kombinacije**

Obtežne kombinacije so bile narejene v programu Tower 6.

**5.3.5 Notranje sile**

Notranje sile dobim s programom Tower in so prikazane v **prilogi C**.

### 5.3.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč

*Najmanjši prerez armature:*

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 15,5 = 2,09 \text{ cm}^2 / m \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 15,5 = 2,02 \text{ cm}^2 / m \end{cases} \rightarrow A_{s,\min} = 2,09 \text{ cm}^2 / m$$

$f_{ctm}$  ... določimo glede na trdnostni razred betona

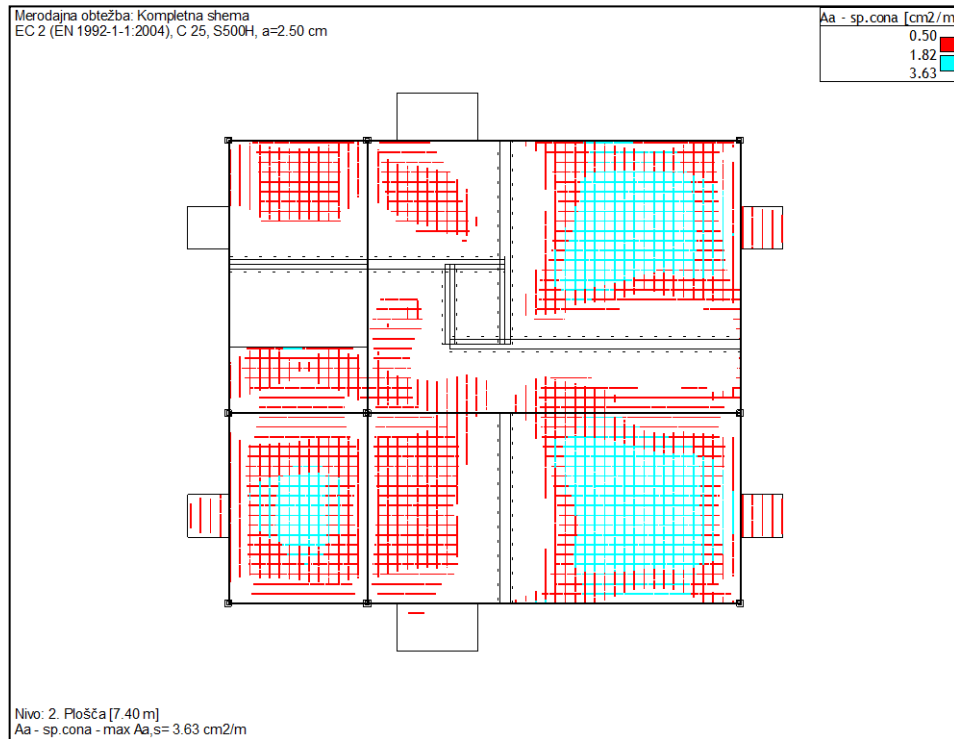
$b_t$  ... širina natezne cone

*Največji prerez armature:*

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 1550 = 62 \text{ cm}^2 / m$$

### Spodnja armatura:

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 17: Potrebna spodnja armatura

### Izberem armaturo:

→ čez polja PL2.1, PL2.2, PL2.4, PL2.5 in PL2.7 izberem Q226 ( $A_{s,dej} = 2,26\text{cm}^2 / \text{m}$ )

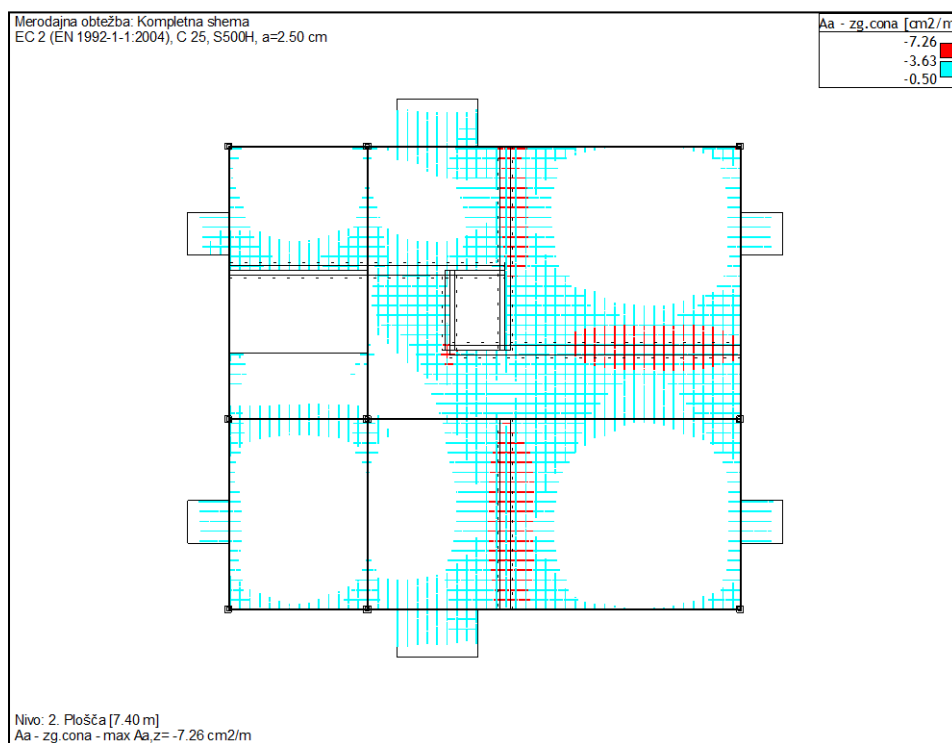
→ čez polja PL2.3, PL2.6 in PL2.8 izberem Q385 ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ dodatna armatura na prostem robu v polju PL2.4, v smeri X: 2 $\phi$ 12

( $A_{s,dej} = 2,26\text{cm}^2 / \text{m}$ ) in U stremena  $\phi$ 6/20 cm

**Zgornja armatura:**

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 18: Potrebna zgornja armatura

**Izberem armaturo:**

→ **Balkoni Q385** ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ **Nad podporami in v polju PL2.3 in PL2.7 izberem R385** ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ **V polju PL2.5 med stopniščnim jaškom in dvigalom izberem Q385**

( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / \text{m}$ ) **in med poljema PL2.3 in PL2.8 izberem R385** ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ **dodatna armatura nad podporo med poljema PL2.3-5 v smeri X**  $\phi 10/20$  cm

( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ **dodatna armatura nad podporo med polji PL2.2-3 in PL2.7-8 v smeri Y**  $\phi 10/20$  cm

( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ **dodatna armatura v stičišču stene 1 in 3**  $5 \phi 10$  ( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ **vogalna armatura Q385** ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ **dodatna armatura na prostem robu v polju PL2.4, v smeri X:  $2\phi 12$  za objetje stremen**

### 5.3.7 Kontrola povesa

Meja razmerja med razpetino in statično višino prereza je definirana z naslednji izrazom:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

Faktor **K**, ki upošteva vpliv različnih konstrukcijskih sistemov izberem iz preglednice **7.4N**:

**Osnovna razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile (SIST EN 1998-1):**  $K = 1,3$

Z izborom statične višine  $d = 18$  cm sem zadostil kriteriju razmerja med razpetino in statično višino prereza, kar dokazem v spodnjem računu in s tem ni potreben račun povesa.

Podatki:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l = 665 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$d = 15,5 \text{ cm}$$

$$A_{sl, dej} = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$K = 1,3$$

**Račun:**

$$\rho = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 0,005$$

$$\rho = \frac{A_{sl, dej}}{b \cdot h} = 0,0021$$

$$\max l = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \cdot d = 10,74 \text{ m} > l = 6,65 \text{ m}$$

**Kontrola povesa ni potrebna**

### 5.3.8 Vogalna armatura

**Potrebna armatura:**

$$A_s = 1 \cdot \max(A_{sx,spodnja}; A_{sy,spodnja}) = 3,85 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

**Dolžina vogalne armature v oseh a-1:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 4,50 = 1,35 \rightarrow 1,40 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,20 = 1,86 \rightarrow 1,90 \text{ m}$$

**Dolžina vogalne armature v oseh a-5:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 4,50 = 1,35 \rightarrow 1,40 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 4,05 = 1,22 \rightarrow 1,30 \text{ m}$$

**Dolžina vogalne armature v oseh d-1:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 7,65 = 2,29 \rightarrow 2,30 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,20 = 1,86 \rightarrow 1,90 \text{ m}$$

**Dolžina vogalne armature v oseh d-5:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 7,65 = 2,29 \rightarrow 2,30 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,65 = 1,99 \rightarrow 2,00 \text{ m}$$

### 5.3.9 Sidranje armature balkonov

$$(1,1g + 1,1q) \cdot \frac{l_{balkona}^2}{2} = 0,9g \cdot \frac{x^2}{2}$$

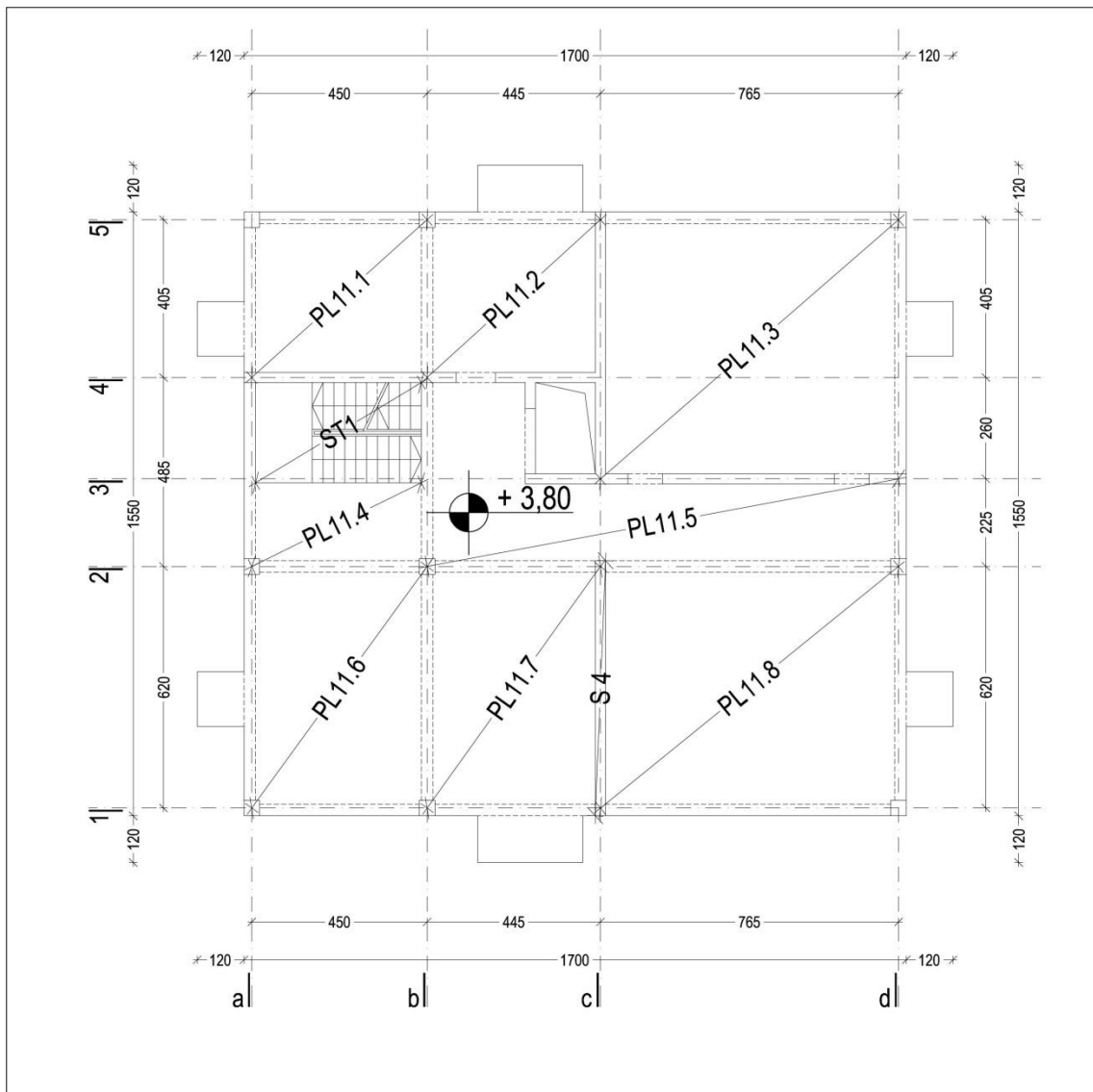
$$x = \sqrt{\frac{(1,5 \cdot 3 + 1,1 \cdot 2,09) \cdot 1,35}{0,9 \cdot 2,41}} = 2,06 \text{ m}$$

**Celotna dolžina sidranja:**  $x = 2,10 \text{ m} + l_{b,net} = 2,60 \text{ m}$



## 5.4 RAČUN MEDETAŽNE PLOŠČE – Pozicije PL11

### 5.4.1 Zasnova



Slika 19: Pozicija medetažne plošče na nivoju +3,80 m

### 5.4.2 Podatki

$d = 15,5 \text{ cm}$  ... statična višina plošče

$h = 18 \text{ cm}$  ... višina plošče

$b_t = 100 \text{ cm}$  ... sodelujoča širina

*Uporabljeni materiali:*

Beton: C25/30:  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ ;  $\gamma_c = 1,5 \quad \Rightarrow \quad f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$

Armatura: S500  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ ;  $\gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

**5.4.3 Obtežba**

Lastna teža nosilne konstrukcije je upoštevana v programu Tower 6.

Stalna obtežba:

- Medetažna plošča  $g_k = 2,41 \text{ kN/m}^2$
- Balkoni  $g_k = 2,09 \text{ kN/m}^2$
- Balkonska ograja  $g_k = 1,71 \text{ kN/m}^1$
- Zunanji zidovi in fasada  $g_k = 8,22 \text{ kN/m}^1$
- Akcija stopnic  $g_k = (5,05 * 3) / 2 = 7,58 \text{ kN/m}^1$

Spremenljiva obtežba :

- Medetažna plošča  $q_k = 2,80 \text{ kN/m}^2$
- Balkon  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
- Akcija stopnic  $q_k = (3 * 3) / 2 = 4,50 \text{ kN/m}^1$

Sneg  $s_k = 1,18 \text{ kN/m}^2$

Veter (prikazane obtežbe vetra so v poglavju 4.4)

#### 5.4.4 Obtežne kombinacije

Obtežne kombinacije so bile narejene v programu Tower 6.

#### 5.4.5 Notranje sile

Notranje sile dobim s programom Tower 6 in so prikazane v **prilogi C**.

#### 5.4.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč

*Najmanjši prerez armature:*

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 15,5 = 2,09 \text{ cm}^2 / m \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 15,5 = 2,02 \text{ cm}^2 / m \end{cases} \rightarrow A_{s,\min} = 2,09 \text{ cm}^2 / m$$

$f_{ctm}$  ... določimo glede na trdnostni razred betona

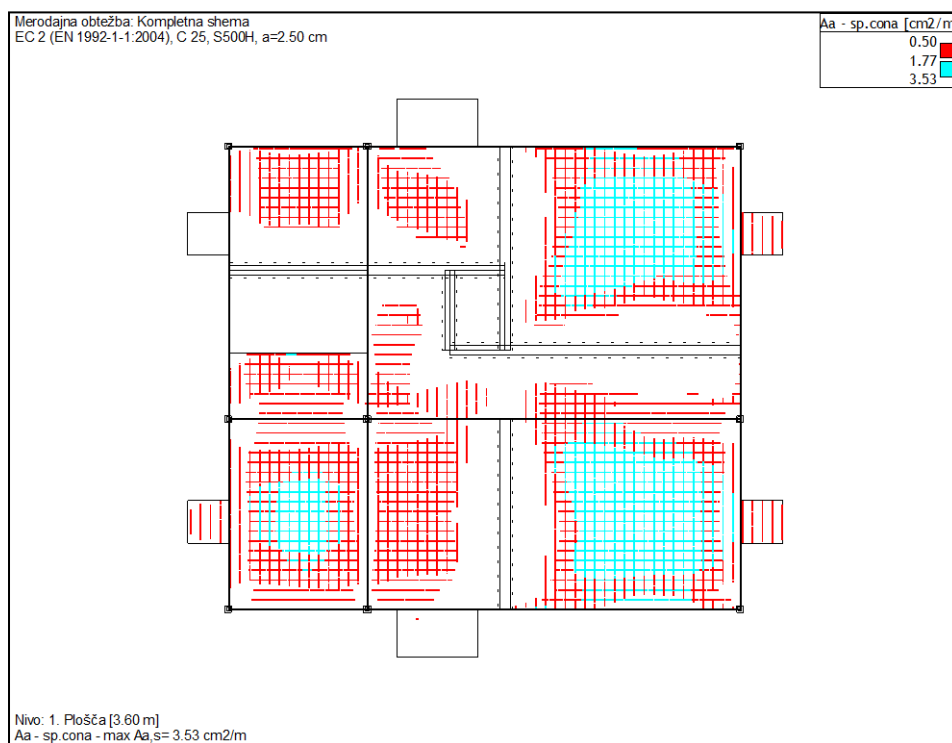
$b_t$  ... širina natezne cone

*Največji prerez armature:*

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 1550 = 62 \text{ cm}^2 / m$$

**Spodnja armatura:**

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 20: Potrebna spodnja armatura

**Izberem armaturo:**

→ čez polja PL1.1, PL1.2, PL1.4, PL1.5 in PL1.7 izberem Q226 ( $A_{s,dej} = 2,26\text{cm}^2 / \text{m}$ )

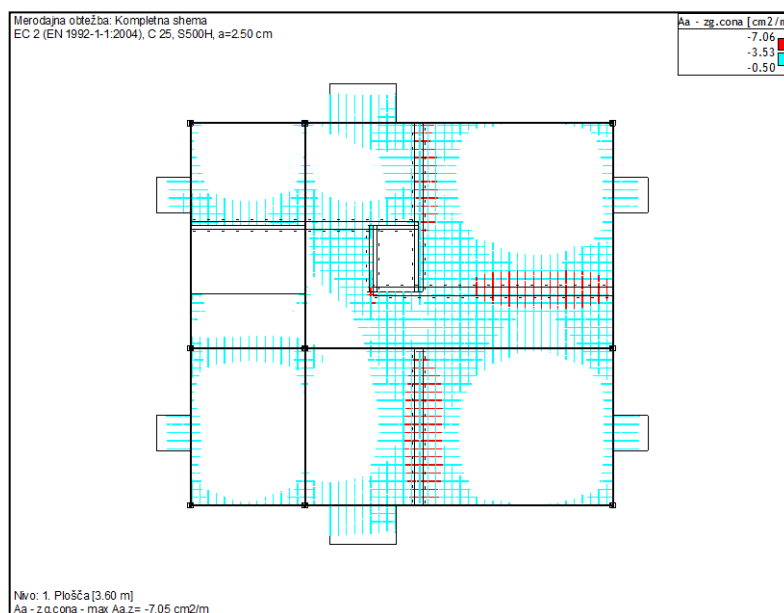
→ čez polja PL1.3, PL1.6 in PL1.8 izberem Q385 ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / \text{m}$ )

→ dodatna armatura na prostem robu v polju PL1.4, v smeri X: 2 $\phi$ 12

( $A_{s,dej} = 2,26\text{cm}^2 / \text{m}$ ) in U stremena  $\phi$ 6/20 cm

**Zgornja armatura:**

Armatura je dobljena iz programa Tower 6



Slika 21: Potrebna zgornja armatura

**Izberem armaturo:**

→ **Balkoni Q385** ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / m$ )

→ **Nad podporami in v polju PL1.3 in PL1.7 izberem R385** ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / m$ )

→ **V polju PL1.5 med stopniščnim jaškom in dvigalom izberem Q385**

( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / m$ ) in med poljema PL1.3 in PL1.8 izberem R385 ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / m$ )

→ **dodatna armatura nad podporo med poljema PL1.3-5 v smeri X  $\phi 10/20$  cm**

( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / m$ )

→ **dodatna armatura nad podporo med polji PL1.2-3 in PL1.7-8 v smeri Y  $\phi 10/20$  cm**

( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / m$ )

→ **dodatna armatura v stičišču stene 1 in 3 5  $\phi 10$**  ( $A_{s,dej} = 3,93\text{cm}^2 / m$ )

→ **vogalna armatura Q385** ( $A_{s,dej} = 3,85\text{cm}^2 / m$ )

→ **dodatna armatura na prostem robu v polju PL1.4, v smeri X: 2 $\phi 12$  za objetje stremen**

### 5.4.7 Kontrola povesa

Meja razmerja med razpetino in statično višino prereza je definirana z naslednji izrazom:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

Faktor **K**, ki upošteva vpliv različnih konstrukcijskih sistemov izberem iz preglednice **7.4N**:

**Osnovna razmerja med razpetino in statično višino armiranobetonskih elementov brez tlačne osne sile (SIST EN 1998-1):**  $K = 1,3$

Z izborom statične višine  $d = 18$  cm sem zadostil kriteriju razmerja med razpetino in statično višino prereza, kar dokažem v spodnjem računu in s tem ni potreben račun povesa.

Podatki:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$l = 665 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$d = 15,5 \text{ cm}$$

$$A_{sl,dej} = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$K = 1,3$$

**Račun:**

$$\rho = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 0,005$$

$$\rho = \frac{A_{sl,dej}}{b \cdot h} = 0,0021$$

$$\max l = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \cdot d = 10,74 \text{ m} > l = 6,65 \text{ m}$$

**Kontrola povesa ni potrebna**

### 5.4.8 Vogalna armatura

**Potrebna armatura:**

$$A_s = 1 \cdot \max(A_{sx,spodnja}; A_{sy,spodnja}) = 3,85 \text{ cm}^2 / m$$

**Dolžina vogalne armature v oseh a-1:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 4,50 = 1,35 \rightarrow 1,40 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,20 = 1,86 \rightarrow 1,90 \text{ m}$$

**Dolžina vogalne armature v oseh a-5:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 4,50 = 1,35 \rightarrow 1,40 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 4,05 = 1,22 \rightarrow 1,30 \text{ m}$$

**Dolžina vogalne armature v oseh d-1:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 7,65 = 2,29 \rightarrow 2,30 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,20 = 1,86 \rightarrow 1,90 \text{ m}$$

**Dolžina vogalne armature v oseh d-5:**

$$l_{s,x,\min} = 0,3l_x = 0,3 \cdot 7,65 = 2,29 \rightarrow 2,30 \text{ m}$$

$$l_{s,y,\min} = 0,3l_y = 0,3 \cdot 6,65 = 1,99 \rightarrow 2,00 \text{ m}$$

### 5.5.9 Sidranje armature balkonov

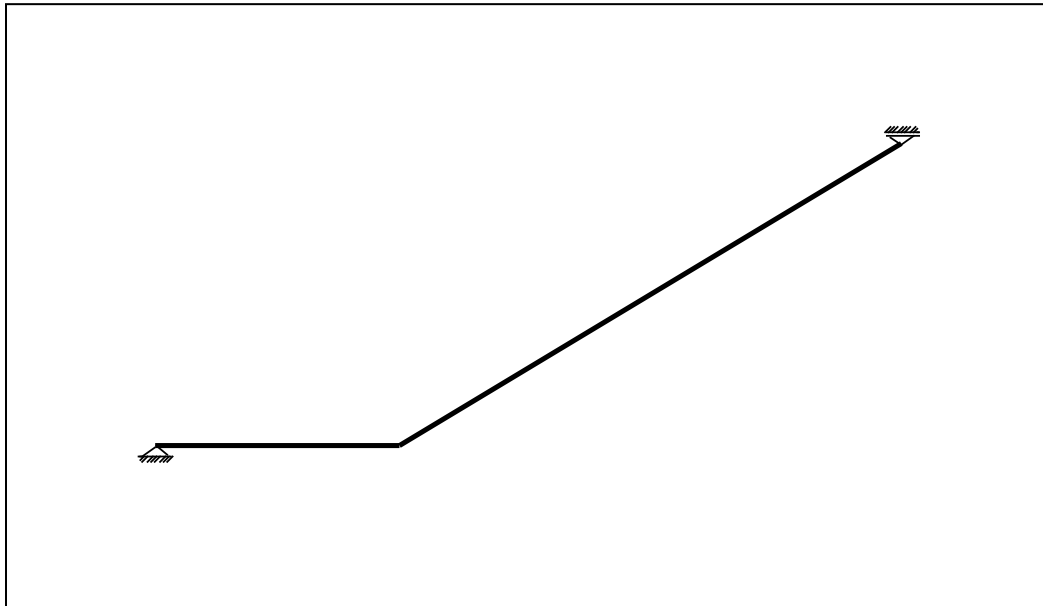
$$(1,1g + 1,1q) \cdot \frac{l_{balkona}^2}{2} = 0,9g \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = \sqrt{\frac{(1,5 \cdot 3 + 1,1 \cdot 2,09) \cdot 1,35}{0,9 \cdot 2,41}} = 2,06 \text{ m}$$

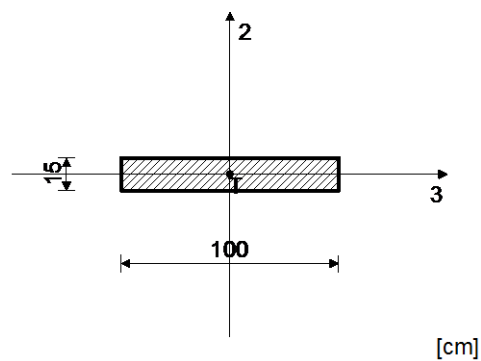
**Celotna dolžina sidranja:**  $x = 2,10 \text{ m} + l_{b,net} = 2,60 \text{ m}$

## 5.5 RAČUN PODESTA 1,2 IN STOPNIŠČNIH RAM – Pozicije ST1 in ST2

### 5.5.1 Zasnova



Slika 22: Model podesta stopnišča



Slika 23: Prerez podesta in stopnišča



### 5.5.2 Podatki

$d = 12,5 \text{ cm}$  ... statična višina plošče

$h = 15 \text{ cm}$  ... višina plošče

Uporabljeni materiali:

Beton: C25/30:  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ ;  $\gamma_c = 1,5$   $\Rightarrow$   $f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$

Armatura: S500  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ ;  $\gamma_s = 1,15$   $\Rightarrow$   $f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

### 5.5.3 Obtežba

Lastna teža nosilne konstrukcije je upoštevana v programu Tower 6.

Stalna obtežba:

- Podest  $g_k = 0,68 \text{ kN/m}^2$

- Stopniščne rame  $g_k = 1,30 \text{ kN/m}^2$

Spremenljiva obtežba :

- Podest  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

- Stopniščne rame  $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_k' = 3,00 \cdot \cos\alpha = 2,54 \text{ kN/m}^2$

### 5.5.4 Obtežne kombinacije

Merodajna obtežna kombinacija:  $1,35g_k + 1,5q_k$

### 5.5.5 Notranje sile

Notranje sile dobim s programom Tower 6 in so prikazane v **prilogi D**.

### 5.5.6 Dimenzioniranje armature v poljih plošč

Najmanjši prerez armature:

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 12,5 = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 12,5 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases} \rightarrow A_{s,\min} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

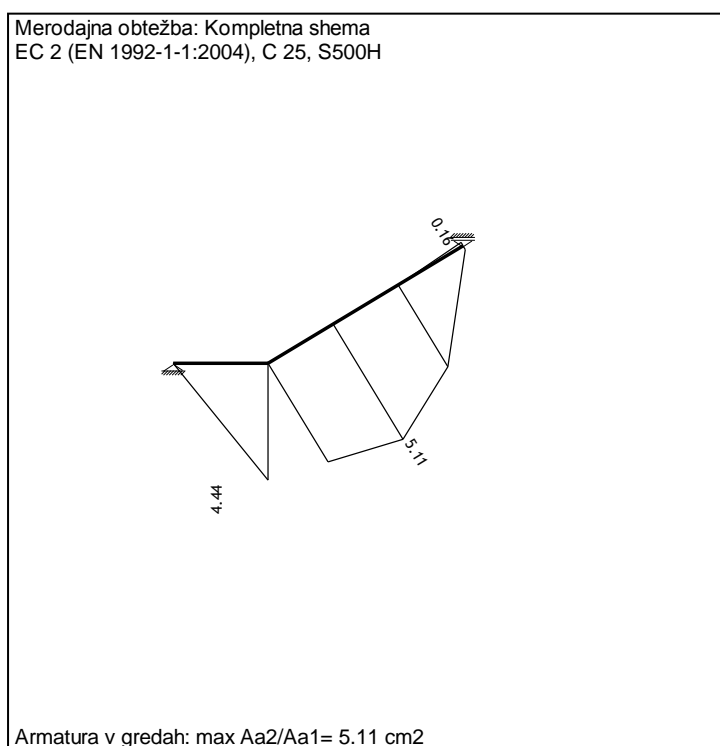
$f_{ctm}$  ... določimo glede na trdnostni razred betona

$b_t$  ... širina natezne cone

Največji prerez armature:

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 1550 = 62 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### 5.5.7 Potreben prerez armature



Slika 24: Spodnja armatura stopnišča

**Izberem glavno armaturo  $\phi 10/15 \text{ cm}$**

**Izberem razdelilno armaturo  $\phi 8/15 \text{ cm}$**

## 6.0 DIMENZIONIRANJE GREDE G1.1 IN STEBRA S1.2

### 6.0.1 Pozicijska slika

Slika 25: Lokacija okvirja in pozicija grede G1.1 in stebra S1.2

### 6.0.2 Podatki

$$\text{Beton: C25/30: } f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2; \gamma_c = 1,5 \quad \Rightarrow \quad f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Armatura: S500 } f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2; \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

### 6.0.3 Obtežba

Razporeditev obtežbe se je izvršila v programu Tower 6.

### 6.0.4 Obtežne kombinacije

- Stalna in spremenljiva

$$1,35G + 1,5Q_i \quad 1,00G + 0,30Q_i$$

- Potresni vplivi in slučajna ekscentričnosti

$$1,0G + 0,3Q \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y$$

$$1,0G + 0,3Q + 1,0M_a^+ \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y$$

$$1,0G + 0,3Q + 1,0M_a^- \pm 1,0E_x \pm 0,3E_y$$

$$1,0G + 0,3Q + 1,0M_a^+ \pm 0,3E_x \pm 1,3E_y$$

$$1,0G + 0,3Q + 1,0M_a^- \pm 0,3E_x \pm 1,0E_y$$

## 6.0.5 Material in geometrijske omejitve

### 6.0.5.1 Material (člen 5.5.1.1; SIST EN1998-1)

- Uporabljen material je C25/30 in je večji od zahtevane tlačne trdnosti betona C16/20.
- Uporabljena je rebrasta armatura S500.

### 6.0.5.2 Geometrijske omejitve

#### 6.0.5.2.1 Grede (člen 5.5.1.2.1; SIST EN1998-1)

- Razdalja me težiščnima osema grede in stebra je **5 cm** in je manjša od pogoja:

$$b_c/4 = 40/4 = 10 \text{ cm}; b_c \dots \text{največja dimenzija prečnega prereza stebra}$$

- Širina primarne potresne grede  $b_w$  odgovarja naslednjemu izraz:

$$b_w = 30 \text{ cm} \leq \min \{ b_c + h_w = 40 \text{ cm} + 48 \text{ cm} = 88 \text{ cm}; 2b_c = 2 \cdot 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm} \} = 80 \text{ cm}$$

$$h_w \dots \text{višina grede}$$

#### 6.0.5.2.2. Stebri (člen 5.5.1.2.2; SIST EN1998-1)

Dimenzije stebrov so 400/400 mm in so večje od 250 mm.

## 6.0.7 Notranje sile

Notranje sile dobim s programom Tower 6 in so prikazane v prilogi.

## 6.1 DIMENZIONIRANJE GREDE G1.1

### 6.1.1 Osnovni podatki

$$h = 48 \text{ cm} \quad \dots \text{višina grede}$$

$$a = 5 \text{ cm} \quad \dots \text{oddaljenost težišča vzdolžne armature od konture prereza}$$

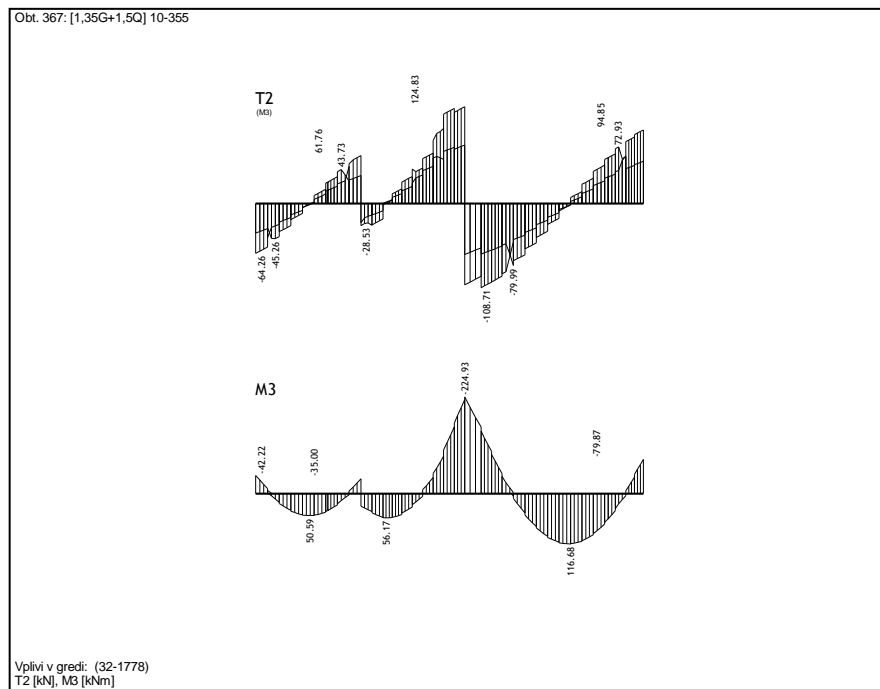
$$d = 43 \text{ cm} \quad \dots \text{statična višina}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad \dots \text{širina grede}$$

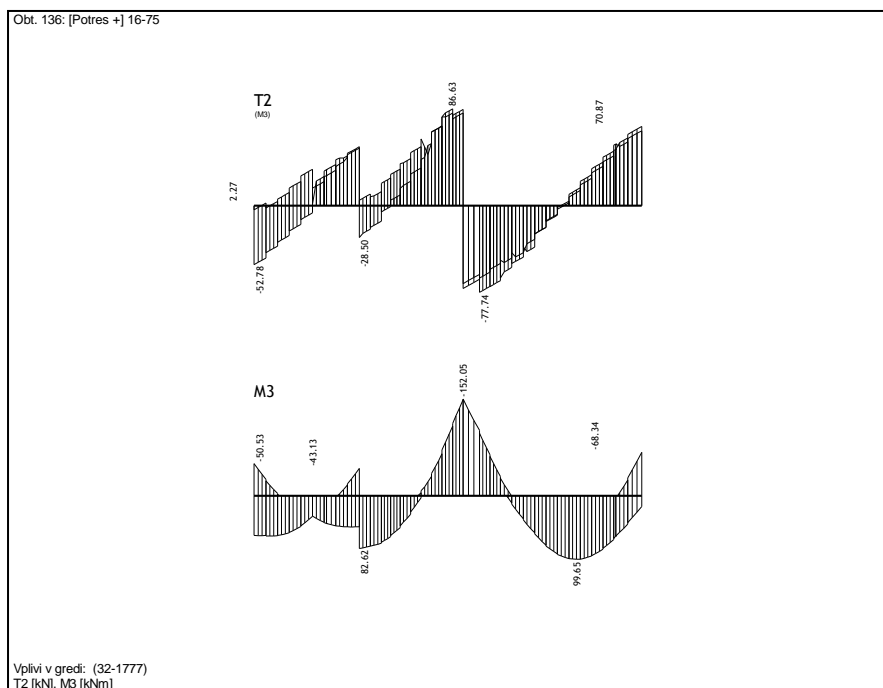
## 6.1.2 Upogibna armatura

### 6.1.2.1 Upogibni momenti

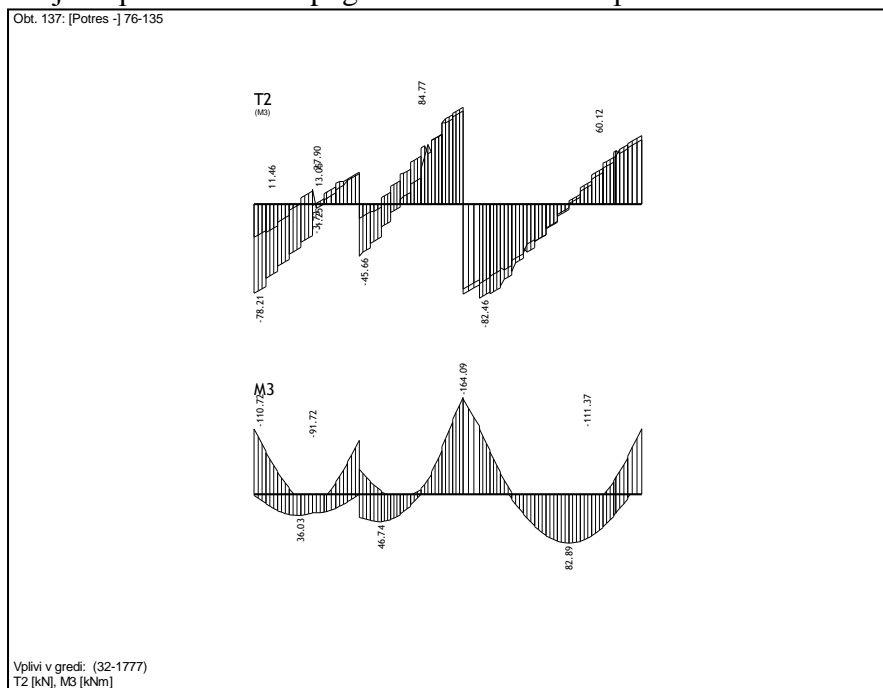
Notranje sile sem določil s programom Tower 6 in so prikazane na spodnjih slikah.



Slika 26: Ovojnice prečnih sil in upogibnih momentov za grede G1.1, G1.2 in G1.3



Slika 27: Ovojnici prečnih sil in upogibnih momentov za potresne obtežne kombinacije +



Slika 28: Ovojnici prečnih sil in upogibnih momentov za potresne obtežne kombinacije -

### 6.1.2.2 Upogibna armatura v polju

*Najmanjši prerez armature:*

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 30 \cdot 43 = 1,75 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 30 \cdot 43 = 1,67 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow A_{s,\min} = 1,75 \text{ cm}^2$$

$f_{ctm}$  ... določimo glede na trdnostni razred betona

$b_t$  ... širina natezne cone

*Največji prerez armature*

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 1440 = 57,6 \text{ cm}^2$$

Potrebno armaturo v gredi sem dobil iz programa Tower 6

Slika 29: Potrebna armatura v gredah (cm<sup>2</sup>)

Sodelujoča širina pasnic  $b_{eff}$  (člen 5.4.3.1.1; SIST EN1998-1)

- Sodelujoča širina pasnice  $b_{eff}$  ob zunanjem stebru je definirana z izrazom:

$$b_{eff} = b_c + 2h_f = 40 \text{ cm} + 2 \cdot 18 \text{ cm} = 0,76 \text{ m}$$

- Sodelujoča širina pasnice  $b_{eff}$  ob notranjem stebru je definirana z izrazom:

$$b_{eff} = b_c + 4h_f = 40 \text{ cm} + 4 \cdot 18 \text{ cm} = 1,12 \text{ m}$$

### 6.1.2.3 Izbrana upogibna armatura

	G1.1		G1.2
5 $\phi 14$		4 $\phi 14$	
7,70	0,18	6,16   6,16	
4,62	3,39	6,16   6,16	
3 $\phi 14$	3 $\phi 14$	4 $\phi 14$	

Slika 30: Izbrana armatura v gredah (cm<sup>2</sup>)



Slika 31: Izbrana armatura v gredah ( $\text{cm}^2$ ) z armaturo v sodelujoči širini pasnic (zgornja armatura v plošči)

#### 6.1.2.4 Upogibna nosilnost $M_{Rd,b}$

Upogibno nosilnost  $M_{Rd,b}$  sem izračunal s pomočjo programa Schneider.

G1.1		G1.2	
176	217	217	
83	111	111	

Slika 32: Upogibna nosilnost  $M_{Rd,b}$  za gredo 1 in levo vozlišče v gredi 2

#### 6.1.2.5 Zagotovitev lokalne duktilnosti v kritični coni

$l_{cr} = h_w = 48$ ;  $h_w$  ... višina grede

Za zagotavljanje lokalne duktilnosti v kritični coni so izpolnjeni pogoji:

$$A'_s = 6,16\text{cm}^2 \geq A_s / 2 = 10,0\text{cm}^2 / 2 = 5,0\text{cm}^2$$

Vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  je izračunana:

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)TC/TI = 1 + 2(2 - 1)0,5/0,40 = 3,50 \quad \text{če je } TI < TC$$

Delež zgornje armature:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10,00}{30 \cdot 43} = 0,78\%$$

Delež spodnje armature:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{6,16}{30 \cdot 43} = 0,48\%$$

Delež armature v natezni coni ne sme presegati vrednosti  $\rho_{\max}$ :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,48 + \frac{0,0018 \cdot 1,67}{3,50 \cdot 0,00217 \cdot 43,48} = 0,48\% + 0,91\% = 1,39\%$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \left( \frac{0,26}{50} \right) = 0,26\%$$

$$\text{Kontrola: } \rho_{\min} = 0,26 \% \leq \rho = 0,78 \% \leq \rho_{\max} = 1,39 \%$$

Oznake:

$q_o$  ...osnovna vrednost faktorja obnašanja,

$A'_s$  ...prečni prerez tlačne armature,

$A_s$  ... prečni prerez natezne armature,

$\rho'$  ... delež armature v tlačni coni,

$\rho$  ... delež armature v natezni coni,

$f_{cd}$  ... projektna vrednost tlačne trdnosti betona,

$f_{yd}$  ... projektna meja elastičnosti armature,

$f_{ctm}$  ... srednja vrednost osne natezne trdnosti betona,

$f_{yk}$  ... karakteristična meja elastičnosti armature,

$\varepsilon_{sy,d}$  ... deformacija armature na meji tečenja (projektna vrednost).

### 6.1.3 Strižna armatura

V primarnih potresnih gredah določim prečne sile v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti (5.5.2.1(2)), ki se sklicuje na člen 5.4.2.2(1). Moment na krajiščih grede se izračuna iz izraza:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

$\gamma_{Rd}$  ... faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla. V primeru srednje duktilnosti se privzame vrednost 1,0;

$M_{Rb,i}$  ... je projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču  $i$  v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva;

$\sum M_{Rc}$  in  $\sum M_{Rb}$  ... sta po vrsti vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču (člen 4.4.2.3(4); SIST EN1998-1). Vrednost  $\sum M_{Rc}$  ustreza osni sili (silam) v stebru v potresnem projektnejem stanju za upoštevano smer potresnega vpliva.

Ker pogoj iz člena 4.4.2.3 (4); SIST EN 1998-1:  $\sum M_{Rc} > 1,3 \sum M_{Rb}$  zato velja:

$$\min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) = 1$$

$$M_{1,d}^- = 1 \cdot 176 \cdot 1 = 176,0 \text{ kNm}$$

$$M_{1,d}^+ = 1 \cdot 110 \cdot 1 = 110,0 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d}^- = 1 \cdot 217 \cdot 1 = 217,0 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d}^+ = 1 \cdot 111 \cdot 1 = 111,0 \text{ kNm}$$

Račun maksimalne in minimalne prečne sile na modelu prostoležečega nosilca, ki je obremenjen s krajiščnima momentoma in prečno obtežbo iz kombinacij  $1,0G + 0,3Q_i$

Prečna sila iz kombinacije  $1,0G + 0,3Q_i$ :

$$V_{G+0,3Q_i} = 14,55 \text{ kN}$$

$$l = 4,25 \text{ m}$$

$$\text{Potres +: } V_{i,d\pm} = \frac{M_{id} + M_{id}}{l_b} \pm V_{G+0,3Qi}$$

$$\text{Potres -: } V_{ED,1} = -\frac{110 + 217}{4,25} - 14,55 = -91,5 \text{ kN}$$

Prečne sile iz potresnih obtežnih kombinacij:

$$\text{Potres +: } V_{1,Ed} = -52,78 \text{ kN}$$

$$\text{Potres -: } V_{1,Ed} = -78,21 \text{ kN}$$

### 6.1.3.1 Strižna nosilnost grede

Strižno nosilnost grede določim skladno s členom 6.2.2; EN 1922-1-1:2004:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,68 \cdot (100 \cdot 0,078 \cdot 25)^{1/3}) \cdot 300 \cdot 430 = 70,00 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,26 + 0,15 \cdot 0,235) \cdot 450 \cdot 300 = 31,46 \text{ kN}$$

Merodajna strižna nosilnost grede:

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 70,00 \text{ kN}$$

Oznake:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12;$$

$$v_{min} = 0,035k^{2/3}f_{ck}^{1/2} = 0,25;$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/430)^{1/2} = 1,68 < 2;$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10,00}{30 \cdot 43} = 0,0078 < 0,02 \dots \text{ delež natezne armature};$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$k_1 = 0,15 \dots \text{ priporočena vrednost}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \dots \text{ karakteristična tlačna trdnost betona v MPa}$$

$$A_{sl} = 16,08 \text{ cm}^2 \dots \text{ ploščina natezne armature},$$

$$b_w = 30 \text{ cm} \dots \text{ najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza},$$

$$d = 43 \text{ cm} \dots \text{ statična višina prereza},$$

$$N_{ED} = 0 \dots \text{ osna sila v prerezu},$$

Merodajna strižna sila je večja od projektne vrednosti strižne nosilnosti betona

$$\max(|V_{1d,potres+}|; |V_{1d,potres-}|) = V_{1d,max} = 91,5 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 70,0 \text{ kN}$$

zato, ves strig prevzamemo s prečno armaturo in sicer z enostrižni stremenom  $\phi 8$  ( $A = 0,50 \text{ cm}^2$ ).

Potrebni razmak med stremenimi s:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} = \frac{0,50}{s} \cdot (0,9 \cdot 43) \cdot 43,5 = \frac{841,7}{s} \geq V_{1,d} = 91,5 \text{ kN}$$

$$s \leq \frac{841,7}{91,5} = 9,20 \text{ cm}$$

*Izberem stremensko armaturo:  $\phi 8/9 \text{ cm}$*

### 6.1.3.2 Zagotavljanje lokalne duktilnosti v kitičnem področju

Ta armatura ustreza tudi pogojem za zagotovitev lokalne duktilnosti v kritičnem področju

(SIST EN1998-1, člen 5.4.3.1.2(6)):

- minimalni premer stremena  $\phi 6$  in
- maksimalna razdalja med stremenimi

$$s_{max} = \min(h_w/4 = 48/4 = 12 \text{ cm}; 8d_{bL} = 8 \cdot 1,4 = 11,2 \text{ cm}; 22,5 \text{ cm}; 24d_{bW} = 24 \cdot 0,8 = 19,2 \text{ cm})$$

$$s_{max} = 11,2 \text{ cm}$$

$d_{bL}$  ... premer najtanjše vzdolžne palice

$d_{bW}$  ... premer stremen

## 6.2 DIMENZIONIRANJE STEBRA 1.2 V OKVIRJU H1

### 6.2.1 Upogibna armatura

Za določitev upogibne armature v kritičnem območju je pogoj načrtovanje upogibne nosilnosti stebrov (EN 1998-1, člen 4.4.2.3(4)).

$$\Sigma M_{Rc} > 1,3 \Sigma M_{Rb}$$

#### *Izhodiščna armatura:*

- Skupni delež vzdolžne armature  $\rho$  ne sme biti manjši od 0,01 in ne večji od 0,04. V simetričnih presekih se uporabi simetrična armatura ( $\rho = \rho'$ ) (člen 5.4.3.2 (1)P).  
 $\rho \geq 0,01 \quad \rightarrow \quad A_s \geq 40^2 \cdot 0,01 = 16 \text{ cm}^2$
- Vzdolž vsake stranice stebra se mora med vogalne armature palice postaviti vsaj še eno vmesno palico, zato da se zagotovi integriteta vozlišč stebrov z gredami. (člen 5.4.3.2 (2)P)

**Izberem armaturo: 8  $\phi$  16 ( $A_{s, dejanska} = 16,08 \text{ cm}^2$ ;  $\rho = 0,01$ )**

- Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama  $b_i$ , ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm (člen 5.4.3.2 (11b)P)

$$b_i = 175 \text{ mm}$$

Upogibno nosilnost v stebru sem izračunal s pomočjo interakcijskih diagramov, ki so prikazani v **prilogi E**.

## 6.2.2 Kontrola pogoja globalne duktilnosti

### 6.2.2.1 Potres +

Projektna upogibna nosilnost gred

$$M_{Rb,leva}^{-} = 217,0 \text{ kN}$$

$$M_{Rb,desna}^{+} = 111,0 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{Rb} = 217 + 111 = 337 \text{ kN}$$

Projektna upogibna nosilnost stebrov

$$N_{sd, spodaj} = - 384,12 \text{ kN}$$

$$M_{Rc, spodaj} = - 168,60 \text{ kN}$$

$$N_{sd, spodaj} = - 231,72 \text{ kN}$$

$$M_{Rc, spodaj} = - 147,30 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{Rc} = 316 \text{ kNm} < 1,3 \Sigma M_{Rb} = 438,1 \text{ kNm}$$

Pogoju nisem zadostil zato povečam armaturo v stebru:

**Izberem armaturo: 8  $\phi$  20 ( $A_s, dejanska = 25,12 \text{ cm}^2$ ;  $\rho = 0,016$ )**

Projektna upogibna nosilnost stebrov

$$N_{sd, spodaj} = - 384,12 \text{ kN}$$

$$M_{Rc, spodaj} = - 232,80 \text{ kN}$$

$$N_{sd, zgoraj} = - 231,72 \text{ kN}$$

$$M_{Rc, zgoraj} = - 210,00 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{Rc} = 442,80 \text{ kNm} > 1,3 \Sigma M_{Rb} = 438,1 \text{ kNm}$$

### 6.2.2.2 Potres -

Projektna upogibna nosilnost gred

$$M_{Rb,leva}^{-} = 111,0 \text{ kN}$$

$$M_{Rb,desna}^{+} = 217,0 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{Rb} = 217 + 211 = 337 \text{ kN}$$

Projektna upogibna nosilnost stebrov

$$N_{sd,spodaj} = -419,50 \text{ kN}$$

$$M_{Rc,spodaj} = -231,50 \text{ kN}$$

$$N_{sd,zgoraj} = -256,80 \text{ kN}$$

$$M_{Rc,zgoraj} = -209,20 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{Rc} = 466,0 \text{ kNm} < 1,3 \Sigma M_{Rb} = 438,1 \text{ kNm}$$

Z izbrano armaturo sem zadostil pogoju.

**Izberem armaturo: 8  $\phi$  20 ( $A_{s,dejanska} = 25,12 \text{ cm}^2$ ;  $\rho = 0,016$ )**



### 6.2.3 Prečna armatura

Prečno silo določim v skladu z metodo načrtovanja nosilnosti.

#### 6.2.3.1 Projektne upogibne nosilnosti za račun projektne prečne sile

**Ob vpetju:**

$$\text{Potres +: } M_{1,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd,potres+}) = 1 \cdot 232,8 = 232,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Potres -: } M_{1,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd,potres-}) = 1 \cdot 231,5 = 231,5 \text{ kNm}$$

**Na vrhu stebra:**

$$\text{Potres +: } M_{2,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd,potres+}) \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1 \cdot 232,8 \cdot \frac{337}{443} = 177,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Potres -: } M_{2,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd,potres-}) \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1 \cdot 231,5 \cdot \frac{337}{466} = 167,4 \text{ kNm}$$

#### 6.2.3.2 Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti

$$\text{Potres +: } V_{CD,c,potres+} = \frac{M_{1,d,potres+} + M_{2,d,potres+}}{l_{cl}} = \frac{232,8 + 177,1}{3,17} = 129,3 \text{ kN}$$

$$\text{Potres -: } V_{CD,c,potres-} = \frac{M_{1,d,potres-} + M_{2,d,potres-}}{l_{cl}} = \frac{231,5 + 167,4}{3,37} = 125,8 \text{ kN}$$

#### 6.2.3.3 Maksimalna projektna sila po metodi načrtovanja nosilnosti

$$V_{CD,c,max} = \max\{V_{CD,c,potres+}; V_{CD,c,potres-}\} = \max\{129,3; 125,8\} = 129,3 \text{ kN}$$

### 6.2.3.4 Strižna nosilnost stebra

Strižno nosilnost grede določim skladno s členom 6.2.2 v EN 1922-1-1:2004:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \cdot 1,76 \cdot (100 \cdot 0,018 \cdot 25)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,40) \cdot 40 \cdot 35 = 155,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,26 + 0,15 \cdot 2,4) \cdot 35 \cdot 40 = 86,8 \text{ kN}$$

Oznake:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12;$$

$$v_{min} = 0,035k^{2/3}f_{ck}^{1/2} = 0,26;$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,76 < 2;$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w d) = 25,12/1400 = 0,018 < 0,02 \dots \text{ delež natezne armature};$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = 384,12/1600 = 0,24 \text{ kN/cm}^2 = 2,40 \text{ MPa} < 0,2f_{cd} = 0,2 \cdot 16,67 = 3,33 \text{ MPa} \dots$$

tlačna napetost v prerezu

$$k_1 = 0,15 \dots \text{ priporočena vrednost}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \dots \text{ karakteristična tlačna trdnost betona v MPa}$$

$$A_{sl} = 25,12 \text{ cm}^2 \dots \text{ ploščina natezne armature},$$

$$b_w = 40 \text{ cm} \dots \text{ najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza},$$

$$d = 35 \text{ cm} \dots \text{ statična višina prereza},$$

$$N_{ED} = 384,12 \text{ kN} \dots \text{ osna sila v prerezu},$$

$$A_c = 1600 \text{ cm}^2 \dots \text{ ploščina prečnega prereza betona},$$

$$V_{Rd,c} \dots \text{ projektna vrednost strižne nosilnosti betona}$$

Merodajna strižna nosilnost grede:

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,c,min}) = 155,6 \text{ kN} > V_{Cd,c,max} = 129,3 \text{ kN}$$

zato, zadostuje minimalna strižna armatura, določena s členom 9.5.3; SIST EN 1992-1:

- minimalni premer stremena  $\phi 6$  in
- maksimalna razdalja med stremenami

$$s_{cl,max} = \min (12 * \phi_{\text{vzdolžnih palic}} = 12 \times 20 = 240 \text{ mm} ; \text{manjša dim. stebra} = 400 \text{ mm}; 300 \text{ mm}) = 240 \text{ mm}$$

$$s_{cl,max} = 20 \text{ cm}$$

***Izberem stremensko armaturo:  $\phi 8/20 \text{ cm}$***

### 6.1.3.5 Prečna armatura za zagotovitev lokalne duktilnosti

Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji do  $l_{cr}$  od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja. Če nimamo bolj natančne informacije, se lahko dolžina kritičnega območja  $l_{cr}$  izračuna z izrazom (člen 5.4.3.2.2(4) ; SIST EN1998-1):

$$l_{cr} = \max \{h_c = 40 \text{ cm}; l_{cl}/6 = 317/6 = 53 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 53 \text{ cm}$$

$$l_{cr} = 53 \text{ cm}$$

kjer je  $h_c$  ... večja dimenzija prečnega prereza stebra (v metrih) in

$l_{cl}$  ... svetla višina stebra v metrih

Kritično cono ni potrebno upoštevati po celoni dolžini stebra, saj velja (5.5.3.2.2 (5) ; SIST EN1998-1):

$$l_c/h_c = 317/40 = 7,9 > 3$$

V kritičnih območjih primarnih potresnih stebrov je treba postaviti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm na takšni medsebojni razdalji, da je zagotovljena minimalna duktilnost in preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti oblikovana tako, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru (5.4.3.2.2(10)). Upošteva se, da so minimalni pogoji iz (10) izpolnjeni, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

- razmak stremen  $s$  ne presega:

$$s = \min\{b_o/2 = 344/2 = 172; 175; 8d_{bL} = 8 \cdot 20 = 160\} = 160 \text{ mm} = 16 \text{ cm}$$

**Izberem:  $s = 15 \text{ cm}$**

- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm, ob upoštevanju: člen 9.5.3(6) ; SIST EN1992-1-1:

$$b_i = 169 \text{ mm}$$

kjer je

$d_{bL} = 20 \text{ mm}$  ... premer najtanjše vzdolžne palice (v milimetrih) in

$b_o = 344 \text{ mm}$  ... minimalna dimenzija betonskega jedra merjena od srednje črte stremen;

***Izberem stremensko armaturo v kritičnem območju  $l_{cr}$ :  $\phi 8/15 \text{ cm}$***

### 6.1.3.6 Zagotavljanje objetja ob vpetju

Vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_\phi$  je izračunana:

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)T_C/T_1 = 1 + 2(2 - 1)0,5/0,40 = 3,50 \quad \text{če je } T_1 < T_C$$

Upošteva se, da je zahtevama (6) in (7) podčlena 5.4.3.2.2 zadoščeno, če:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 = 30 \cdot 3,50 \cdot 0,14 \cdot 0,00217 \cdot \frac{40,0}{32,8} - 0,035 = 0,004$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0,55 \cdot 0,18 = 0,099 \geq 0,004$$

kjer je:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje} \cdot f_{yd}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra} \cdot f_{cd}} = \frac{4 \cdot 0,283 \cdot 32,8}{32,8^2 \cdot 5} \cdot \frac{43,47}{1,67} = 0,18$$

$$\omega_{wd} = 0,18 > \omega_{wd,\min} = 0,08 ; \text{ pogoj (9)}$$

Kjer je:

$\omega_{wd}$  ... mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja in mora zadoščati najmanj 0,08;

$\mu_\phi$  ... zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost;

$v_d$  ... normirana projektna osna sila ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd} = 384,12/(1600 \cdot 1,67) = 0,14$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  ... projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo;

$h_c$  ... višina celega betonskega prereza (merjena v vodoravni smeri);

$h_o = 32,8$  cm ... višina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen);

$b_c = 40,0$  cm ... širina celega betonskega prereza;

$b_o = 32,8$  cm ... širina objetega jedra (merjena do srednje črte stremen);

$\alpha$  ... faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ki je enak  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ .

Pri tem velja:

a) za pravokotne prereze:

kjer je:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o = 1 - \sum_8 15^2 / 6 \cdot 32,8^2 = 0,72$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o) = (1 - 15 / 2 \cdot 32,8)^2 = 0,77$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,55$$

$n$  ... skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi, in

$b_i = 15,0$  cm ... razdalja med sosednjimi podprtimi palicami

***Stremenska armatura  $\phi 8/15$  cm zadostuje***

## 7.0 RAČUN STEN

### 7.1 STENA S4

Dolžina stene S4 je  $l_w = 620 \text{ cm}$ .

#### 7.1.1 Konstrukcijske zahteve za stene

##### 7.1.1.1 Material

- Uporabljen material je C25/30 in je večji od zahtevane tlačne trdnosti betona C16/20.
- Uporabljena je rebrasta armatura S500.

##### 7.1.1.2 Geometrijske omejitve

- širina stojine  $b_{w0}$  (v metrih) mora zadostiti naslednjemu izrazu (**SIST EN 1998-1: člen 5.4.1.2.3(1)**):

$$b_{w0} \geq \max(0,15m, h_s / 20 = 3,8 / 20 = 0, m) = 0,19m$$

**Izbrana debelina stene  $b_{w0} = 0,20 \text{ m}$  in je večji od  $0,19 \text{ m}$ .**

- debelina robnega elementa prereza stene ne sme biti manjša od 200 mm oz.  $h_s / 15 = 3470 / 15 = 230 \text{ mm}$  (**5.4.3.4.2(10)**):

**Izbrana širina stojine robnega elementa  $b_w = 24 \text{ cm}$**

pod pogojem, da dolžina robnega elementa ni daljša od  $0,2 \cdot l_w = 120 \text{ cm}$  ali  $2 \cdot b_w = 52 \text{ cm}$  (upošteva se večja vrednost)

- izberem minimalno dolžino robnega elementa  $l_c$ , ki ne sme biti manjša od  $0,15 \cdot l_w = 93 \text{ cm}$  ali  $1,5 \cdot b_w = 39 \text{ cm}$  (**SIST EN 1998-1: člen 5.4.3.4.2(10)**):

**Izbrana dolžina robnega elementa  $l_c = 100 \text{ cm}$ .**

### 7.1.2 Notranje sile v steni

Preglednica 20: Notranje sile v steni

Etaža	Merodajna kombinacija		
	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
Streha	467,69	261,77	241,27
2. etaža	759,11	811,90	434,72
1. etaža	1409,47	3142,36	713,63
Tla	1725,87	6140,23	832,44

### 7.1.3 Največja dovoljena normirana osna sila

Normirana osna sila  $v_d$  primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0,4 (člen 5.4.3.4.1(2) SIST EN 1998-1):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w b_w f_{cd}} = \frac{1725,87}{620 \cdot 24 \cdot 1,67} = 0,07 \leq 0,4$$

### 7.1.4 Višina kritičnega področja

Višina kritičnega območja  $h_{cr}$  nad vpetjem stene se lahko oceni z izrazom (člen 5.4.3.4.2(1); SIST EN1998-1):

$$h_{cr} = \max(l_w = 620\text{cm}; h_w / 6 = 1140 / 6 = 190\text{cm}) = 620\text{cm}$$

z omejitvijo

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2l_w = 2 \cdot 620 = 1240\text{cm} \\ n < 7; h_s = 380\text{cm} \end{array} \right\} = 380\text{cm}$$

$n$ ... št. etaž

$h_s$  ... etažna višina

$l_w$  ... dolžina stene

$h_w$  ... višina stene

Višina kritičnega prereza znaša  $h_{cr} = 380 \text{ cm}$  oziroma ena etaža.



### 7.1.5 Minimalna armatura v kritičnem področju

*Navpično armaturo robnega elementa* sem določil s skladu s **členom 5.4.3.4.2(8); SIST EN 1998-1** in sicer ne sme biti manjša od 0,5%:

$$0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 100 \cdot 24 = 12 \text{ cm}^2.$$

**Člen 5.4.3.4.2(9) ; SIST EN 1998-1** pravi: Na območju robnih elementov sten veljajo določila **členov 5.4.3.2.2(9) in (11); SIST EN 1998-1**. Uporabljajo se preklopljena stremena tako, da streme ali prečna vez objame vsako drugo palico.

- Nacionalni dodatek **EN 1992-1-1: 2004 (9.5.2 (1))** predpisuje minimalno armaturno palico  $\phi 12$ ;
- Maksimalna razdalja med dvema sosednjima navpičnima palicama, ki ju podpirajo stremena je največ 20 cm (**5.4.3.2.2(11b); SIST EN 1998-1**);

Izhajam iz zgornjih predpostavk in izberem minimalno armaturo:

***Izberem navpično armaturo robnega elementa: 6 palic  $\phi 12/20$  cm ( $A_s, dejanska = 13,6 \text{ cm}^2$ )***

Delež armature v robnem elementu znaša:  $\mu = 13,6 / (24 \cdot 100) = 0,0056 = 0,56\%$ , kar je več kot predpisana minimalna armatura.

***Armaturo stremen*** v robnem elementu sem določil na podlagi členov (**5.4.3.4.2(9)**), (**5.4.3.2.2(9)**) do (**11**); **SIST EN1998-1** in znaša:

- *Minimalni premer stremen znaša 6 mm;*
- *Maksimalna navpična razdalja med stremenimi znaša:*

$$s = \min\{b/2 = 164/2 = 82; 175; 8d_{bL} = 8 \cdot 12 = 96\} = 82 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$$

***Izberem stremensko armaturo robnega elementa:  $\phi 8/8$  cm***

### 7.1.6 Minimalna armatura v preostalem delu stene

Minimalno armaturo izberem na osnovi zahtev v nacionalnem dodatku standarda EN 1992-1-1:2004.

- **Minimalna horizontalna armatura** v steni znaša 0,2% (9.6.3(1)):

$$0,2\% \cdot 24 \cdot 100 = 4,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Izberem 2x armaturno mrežo Q283*

- **Minimalna vertikalna armatura** v steni znaša 0,3% (9.6.2(1)). Ker sem izbral za horizontalno armaturo Q mreže, je dejanski procent celotne vertikalne armature enak:

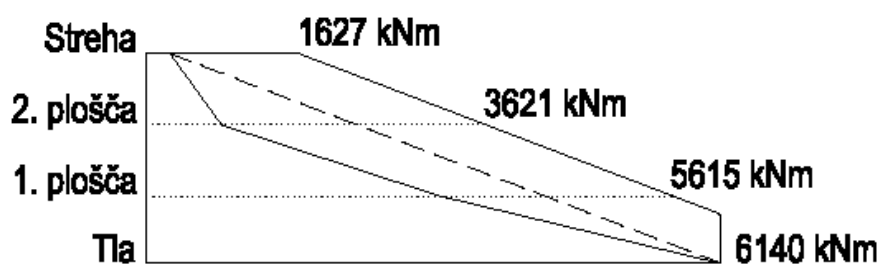
$$2 \cdot 13,6 + (6,2 - 2 \cdot 1) \cdot 5,66 = 52,70 \text{ cm}^2, \text{ kar predstavlja } 0,31\% \text{ ploščine stene.}$$

**K**

### 7.1.7 Projektne vrednosti upogibnih momentov iz členov (5.4.2.4. (4) in (5)) in prečnih sil iz členov (5.4.2.4. (6) in (7))

Momentno črto, dobljeno iz analize premaknem navzgor za polovico ročice notranjih sil, kar je:

$$a_1 = 0,4lw = 260 \text{ cm};$$



Graf: Projektne vrednosti upogibnih momentov

in projektne prečne sile, ki sem jih dobil iz analize povečam za 50%.

Preglednica 21: Projektne vrednosti momentov in prečnih sil v steni

Etaža	$M_{Ed}$	$V_{Ed}$
Streha	1627	361,91
2. etaža	3621,00	652,08
1. etaža	5615,00	1070,45
Tla	6140,00	1248,60

### 7.1.8 Strižna nosilnost v kritičnem področju

Prečne sile prevzamemo samo s horizontalno armaturo (EN 1992-1-1)

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8l_w \cdot f_{yd}} = \frac{1248,60}{0,8 \cdot 620 \cdot 43,5} = 0,06 \frac{cm^2}{cm}$$

Izbrana armaturna 2x Q283 (2  $\phi$ 6/10 cm) ne zadostuje pogoju zato:

*Izberem armaturno mrežo 2x Q308 ((2  $\phi$ 7/12,5 cm),  
prerez armature tako znaša 0,062 cm<sup>2</sup>/cm*

### 7.1.9 Upogibna nosilnost v kritičnem področju

Izbrana celotna armatura v robnih elementih:  $A_s = 2 \cdot 13,6 = 27,2 \text{ cm}^2$

Računska osna sila 1. etaže:  $N_{Ed} = 1409,47 \text{ kN}$

Računski moment:  $M_{Ed} = 6140,00 \text{ kNm}$

Z uporabo interakcijskih diagramov sem dobil upogibno nosilnost:

$$M_{Rd} = 7721,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 6140,00 \text{ kNm}$$

**Izbrana upogibna armatura ustreza.**

### 7.1.10 Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti

#### 71.10.1 Izračun potrebne dolžine robnega elementa:

Globina nevtralne osi sem izračunal z izrazom:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} = \frac{N_{Ed} + A_v f_{yd}}{b_0 f_{cd}} = \frac{1725,87 + 25,87 \cdot 43,5}{18 \cdot 1,67} = 94,85 \text{ cm}$$

$N_{Ed}$  ... osna sila v prerezu

$A_v$  ... skupna količina armature v stojini stene brez robnih elementov

$b_0$  ... širina objetege betona robnega elementa merjena med osmi stremen

Največja robna tlačna deformacija izračunam z izrazom (6):

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0035 + 0,0065 = 0,0098$$

Mehanski volumski delež stremen  $\omega_{wd}$  (členi 5.4.3.4.1(4) in 5.4.3.2.2(8); SIST EN 1998-1):

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje} \cdot f_{yd}}{\text{prostornina objetege betonskega jedra} \cdot f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{(2 \cdot (100 + 19) + 4(19 + 24)) \cdot 0,283 \cdot 43,47}{100 \cdot 19 \cdot 8 \cdot 1,67} = 0,20$$

Učinkovitost objeteja z izbranimi stremenmi:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_o h_o} = 1 - (19^2 \cdot 10 + 16^2 \cdot 2) / (6 \cdot 19 \cdot 100) = 0,64$$

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o) = (1 - 8 / 2 \cdot 19)(1 - 8 / 2 \cdot 100) = 0,76$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,49$$

Dolžina, na kateri deformacija preseže 0,35% in je tudi potrebna dolžina robnega elementa, znaša:

$$x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}) = 147 (1 - 0,0035 / 0,0098) = 94,5 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$$

**Že s prvim pogojem sem ugotovil, da približno ocenjena dolžina robnega elementa ne presega predpostavljene min. dolžine robnega elementa.**

**7.1.10.2 Kontrola armature robnega elementa (5.4.3.4.2 (4); SIST EN 1998-1)**

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 = 30 \cdot 3,50 \cdot (0,07 + 0,067) \cdot 0,00217 \cdot \frac{24}{19} - 0,035 = 0,0044$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0,098 > 0,0044$$

Vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost  $\mu_{\phi}$  je izračunana:

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_o - 1)T_C/T_I = 1 + 2(2 - 1)0,5/0,40 = 3,50 \quad \text{če je } T_I < T_C$$

$$\omega_v = \left( \frac{A_{sv}}{h_c b_c} \right) \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{6,2}{24 \cdot 100} \cdot \frac{43,5}{1,67} = 0,067$$

**7.1.9.3 Kontrola deleža mehanskega volumna zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja (5.4.3.2.2 (9); SIST EN 1998-1):**

$$\omega_{wd} = 0,20 > \omega_{wd,\min} = 0,08$$

### 7.1.11 Armatura izven kritičnega področja

V steni nad kritičnim območjem vzamem za določitev armature pravila iz **EN 1991-1-1: (9.6)**

#### Minimalna navpična armatura

$$A_{s, \min} = 0,003A_c = 7,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s < \min (3b_{wo} = 78 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots \text{razmik med palicami}$$

*Izberem navpično armaturo robnega elementa: 5 palic  $\phi 12/20 \text{ cm}$*

$$(A_{s, \text{dejanska}} = 11,30 \text{ cm}^2)$$

*V preostalem delu stene izberem isto armaturno mrežo kot v kritičnem delu stene*

$$2x Q308 ((2 \phi 7/12,5 \text{ cm}))$$

### 7.1.12 Potrebna armatura

#### Upogibna nosilnost

Računska osna sila 1. etaže:  $N_{Ed} = 1409,47 \text{ kN}$

Računski moment:  $M_{Ed} = 5615,00 \text{ kNm}$

**Dobljena armatura iz interakcijskega diagrama:**  $A_s = 11,1 \text{ cm}^2$

### Strižna nosilnost

Prečne sile prevzamemo samo s horizontalno armaturo **EN 1992-1-1:2004**

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8l_w \cdot f_{yd}} = \frac{1070,45}{0,8 \cdot 620 \cdot 43,5} = 0,05 \frac{cm^2}{cm}$$

*Izberem stremensko armaturo robnega elementa: U stremena  $\phi 8/12,5$  cm, ki jih postavim na enako razdaljo kot je razdalja med palicami armaturne mreže Q308*

*Izbrano imam armaturno mrežo 2x Q308 ((2  $\phi 7/12,5$  cm), prerez armature tako znaša  $0,062$  cm<sup>2</sup>/cm*

### Minimalna horizontalna armatura:

-  $A_{s, \min} = \max (0,002A_c = 5,2\text{cm}^2/\text{m}; A_{s, \text{navpična}} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}) = 5,20 \text{ cm}^2/\text{m}$

*s < 40 cm... razmik med palicami*

## 8.0 MEJNO STANJE UPORABNOSTI (omejitev poškodb)

### (člen 4.3.4 SIST EN 1998-1)

Etažni pomiki morajo biti manjši od dovoljenih, za stavbe z neduktilnimi nekonstrukcijskimi elementi, po enačbi:

$$v \cdot d_r \leq 0,005 \cdot h$$

$$d_r = d_s = q_d d_E$$

$$q_d = q = 1,72$$

$$v = 0,4; \text{ za kategorijo stavbe III (SIST EN 1998-1: člen 4.4.3.2)}$$

$$h = 380 \text{ cm}; \text{ etažna višina}$$

$$d_E = \text{etažni pomik}$$

$$0,005h = 1,75 \text{ cm}$$

Preglednica 22: Kontrola maksimalnih etažnih pomikov, za kombinacije potresnih vplivov

<b>Etaža</b>	<b>d<sub>Ex</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>d<sub>Ey</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>d<sub>r,x</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>d<sub>r,y</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>v d<sub>r,x</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>v d<sub>r,y</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>0,005 h</b> <b>(cm)</b>
Streha	0,30	0,27	0,52	0,46	<b>0,20</b>	<b>0,18</b>	<b>1,9</b>
2. etaža	0,46	0,39	0,80	0,79	<b>0,32</b>	<b>0,32</b>	<b>1,9</b>
1. etaža	0,65	0,59	1,12	1,12	<b>0,45</b>	<b>0,45</b>	<b>1,9</b>



## 9.0 TEMELJENJE

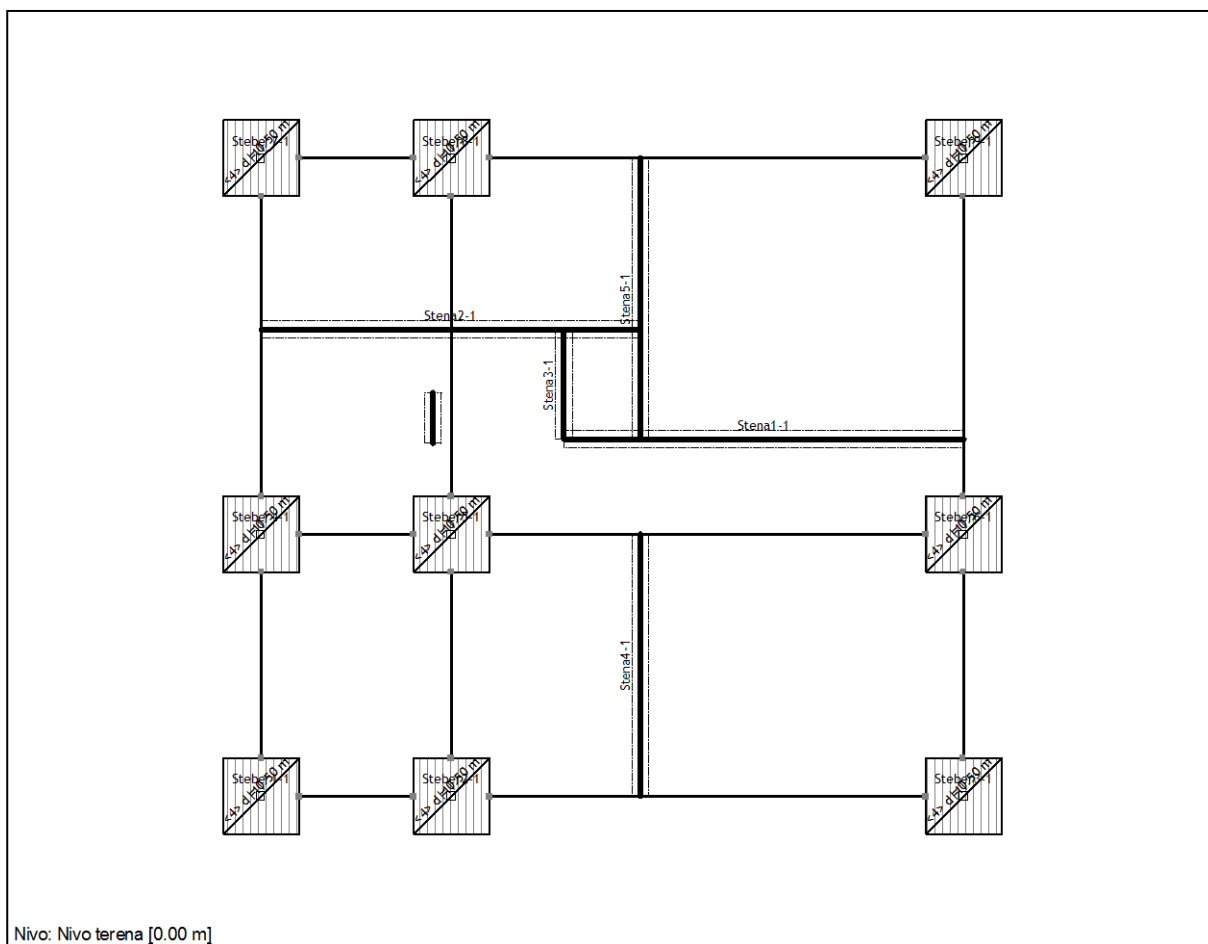
Stebri nosilne konstrukcije so temeljeni na točkovnih temeljih, dim. 200/200 cm, višine 50 cm in stene na pasovnih temeljih širine 80 cm, višine 80 cm . Točkovni temelji so povezani z temeljnimi gredami dim. 50/50 cm.

Preglednica 23: Parametri togosti temeljnih tal pod površinskimi podporami

Set	K,R1	K,R2	K,R3
1	1.000e+10	1.000e+10	4.000e+4

Preglednica 24: Parametri temeljnih tal pod linijskimi podporami

Set	K,R1	K,R2	K,R3	K,M1	Tla [m]
1	1.000e+10	1.000e+10	4.000e+4		0.800



Slika 33: Shema temeljev

### 9.0.1 Karakteristike zemljine:

Strižni kot:	$\rho = 31^\circ$
Kohezija:	$c' = 0$
Prostorninska teža tal:	$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^2$
Projektna odpornost tal:	$\sigma_{Rd} = 200 \text{ kPa}$

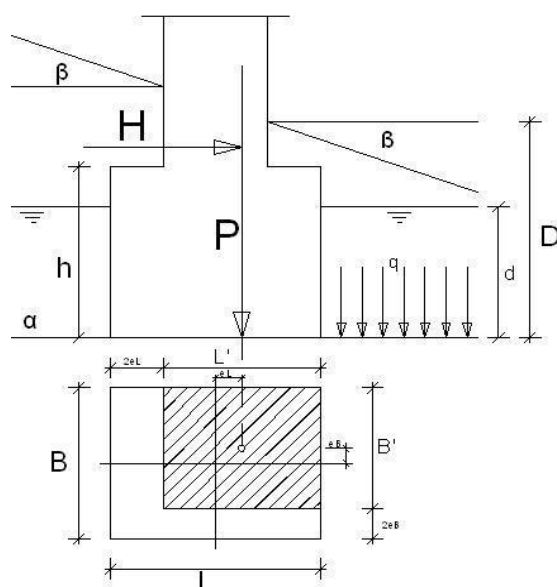
## 9.1 Točkovni temelji TT1, TT2, TT3

### 9.1.1 Obtežne kombinacije in notranje sile

Vertikalno obtežbo (lastna teža, koristna obtežba in sneg) in horizontalno obtežbo (veter) na temelje sem povzel iz prostorskega modela v programu Tower 6.

### 9.1.2 Dimenzioniranje

#### *Preverba dimenzij temeljev*



Slika 34: Prikaz geometrije temelja in prijema sil

S pomočjo programa EXCEL izberem dimenzije točkovnih temeljev  $B/D = 180/180 \text{ cm}$

$$G_k = 361,58 \text{ kN}$$

$$Q_k = 14,76 \text{ kN}$$

$$s_k = 3,54 \text{ kN}$$

$$V_d = 513,99 \text{ kN}$$

V deluje neugodno ▼

$$M_{B,d} = 27,66 \text{ kNm}$$

$$M_{L,d} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$H_d = 20,19 \text{ kN}$$

V smeri B' ▼

$$G_k = 8,00 \text{ kN}$$

$$\gamma = 1,35$$

$$\sigma_{Rd} = 200 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 31,0^\circ$$

$$c' = 0,0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_\varphi = 1,00$$

$$\gamma_c = 1,00$$

$$\gamma_E = 1,40$$

Pravokoten temelj ( $l' < B'$ ) ▼

$$d = 0,0 \text{ m}$$

$$B = 1,80 \text{ m}$$

$$L = 1,80 \text{ m}$$

$$D = 0,8 \text{ m}$$

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\beta = 0^\circ$$

### 9.1.3 Rezultati

Strižni kot	$\varphi_d$	=	31	°
Kohezija	$c_d$	=	0,0	kPa
Koeficient	$N_c$	=	32,67	
Koeficient	$b_c$	=	1,00	
Koeficient	$s_c$	=	1,57	
Koeficient	$i_c$	=	0,91	
Koeficient	$N_q$	=	20,63	
Koeficient	$b_q$	=	1,00	
Koeficient	$s_q$	=	1,55	
Koeficient	$i_q$	=	0,91	
Koeficient	$N_\gamma$	=	23,59	
Koeficient	$b_\gamma$	=	1,00	
Koeficient	$s_\gamma$	=	0,68	
Koeficient	$i_\gamma$	=	0,86	
	$g_q = g_\gamma$	=	1,00	
	$m_{B,L}$	=	1,52	
	$\gamma'$	=	21,00	kN/m <sup>3</sup>
Teža tal ob temelju	$q' = D * \gamma' - d * \gamma_w$	=	16,80	kPa
Ekscentričnost v smeri B	$e_B$	=	0,05	m
Ekscentričnost v smeri L	$e_L$	=	0,00	m
Širina centr. obr. tem.	$B'$	=	1,69	m
Dolžina centr. obr. tem.	$L'$	=	1,80	m
Ploščina	$A' = B' * L'$	=	3,05	m <sup>2</sup>
Navpična sila	$\sum Vd$	=	524,8	kN
Horizontalna sila	$\sum Hd$	=	30,3	kN

**Tlak pod temeljem:**  $\sigma_{Ed} = \sum Vd/A' = 190,4 \text{ kPa} \leq \sigma_{Rd} = 200 \text{ kPa}$   
**Ustreza**

**Nosilnost tal:**  $R_d = 1604,2 \text{ kN} \geq \sum Vd = 525 \text{ kN}$   
**Ustreza**

### Legla rezultante

$$e_{L,B} \leq j=L/6$$

$$0,05 \leq 0,30$$

**Rezultanta je v jedru prereza**

### Kontrola zdrsa

Horizontalna sila  $\sum Hd = 30,3 \text{ kN}$

Navpična sila  $\sum Vd = 524,8 \text{ kN}$

Izveden na mestu

Vrsta temelja

Strižni kot  $\delta = 31,0^\circ$

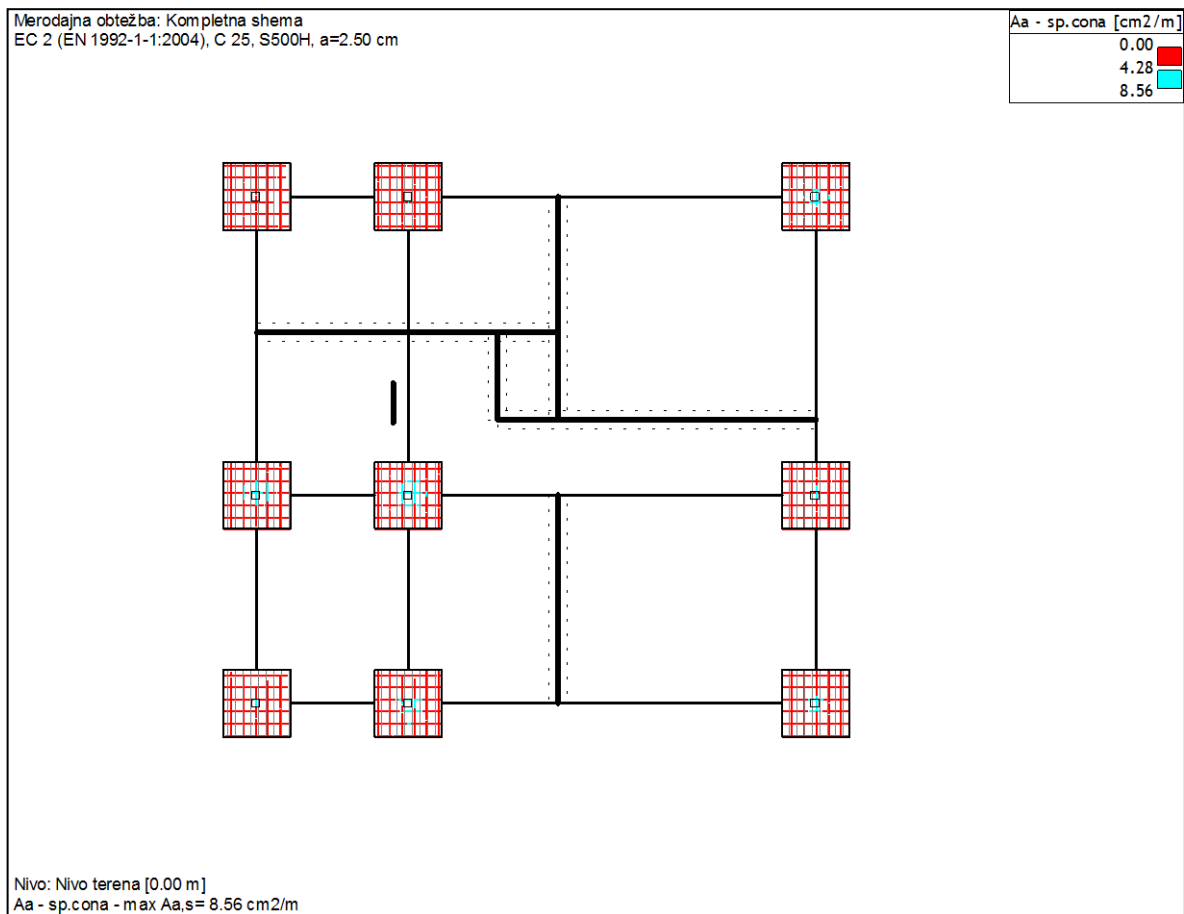
Varnost  $\gamma_{R,H} = 1,1$

$$R_{H,d} = 286,66 \text{ kN} > \sum Hd = 30,3 \text{ kN}$$

**Ustreza**

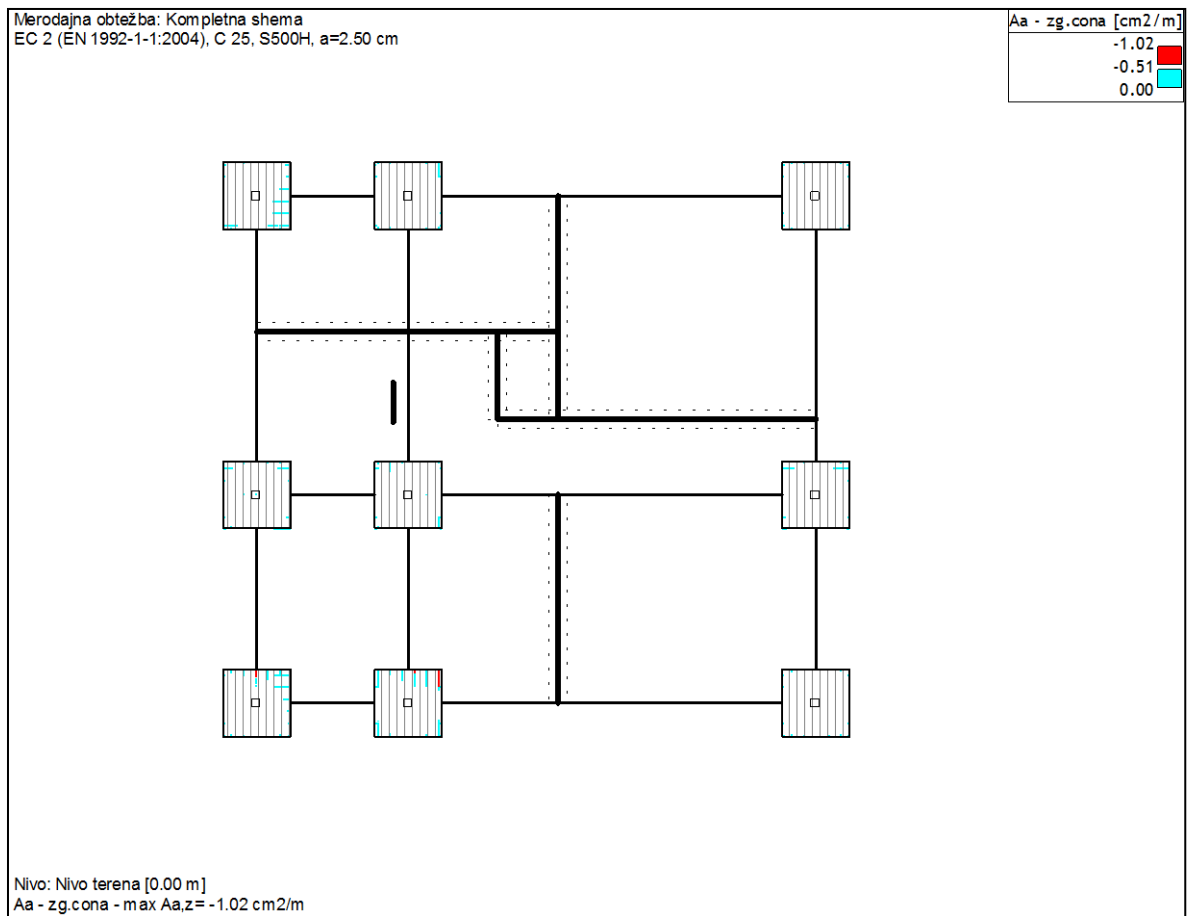
**Dimenzije temelja so 180/180 cm.**

### 9.1.4 Potreben prerez armature



Slika 35: Potrebna zgornja armatura temeljev

**Izberem zgornjo armaturo v obeh smereh  $\phi 12/10$  cm ( $A_{s, dejanska} = 11,31\text{cm}^2$ )**



Slika 36: Potrebna spodnja armatura temeljev

Izberem spodnjo armaturo v obeh smereh  $\phi 8/20$  cm ( $A_{s, dejanska} = 2,51 \text{ cm}^2$ )



### **9.1.5 Preboj temelja**

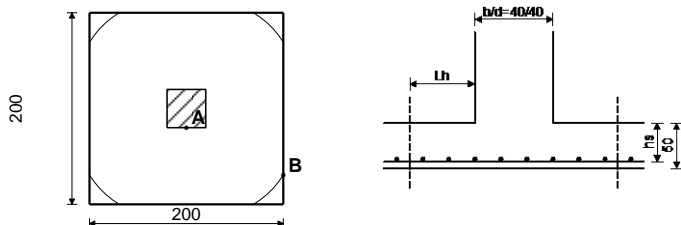
Preboj plošče je izračunan za temelj pod stebrom S1.2. Pogoj je izpolnjen in ni potrebna dodatna armatura proti preboju plošče.

## Račun preboja

Račun je povzet iz programa Tower 6

**Kontrola plošče proti preboju**

Nivo: Nivo terena [0,00 m]  
 Prerez 1 (4,50,0,00,0,00) (Steber2-1)  
 C 25

**KONTROLA PREREZA OB ROBU STEBRA**

Merodajna kombinacija:		
1.35xI+1.50xII+0.75xVII-0.90xIX		
Merodajna strižna napetost (točka A)	ved =	0.180 MPa
Debelina plošče	d,pl =	0.500 m
Statična višina plošče	hs =	0.470 m
Trdnost betona	fck =	25.000 MPa
Računska trdnost betona	gcd =	16.667 MPa
Koeficient	v =	0.540
Koeficient	γc =	1.500
Maksimalna odpornost	vRd,max =	4.500 MPa

**Pogoj: ved ≤ vRd,max (0.18 ≤ 4.50)**

Pogoj je izpolnjen

**KONTROLA KRITIČNEGA PREREZA 1. (Lh = 0.94m od roba stebra)**

Merodajna kombinacija:		
1.35xI+1.50xII+0.75xVII-0.90xIX		
Merodajna strižna napetost (točka B)	ved =	0.148 MPa
Debelina plošče	d,pl =	0.500 m
Statična višina plošče	hs =	0.470 m
Obseg kritičnega prereza	u1 =	1.749 m
Trdnost betona	fck =	25.000 MPa
Računska trdnost betona	gcd =	16.667 MPa
Koeficient	v =	0.540
Koeficient	γc =	1.500
Maksimalna odpornost	vRd,max =	4.500 MPa

**Pogoj: ved ≤ vRd,max (0.15 ≤ 4.50)**

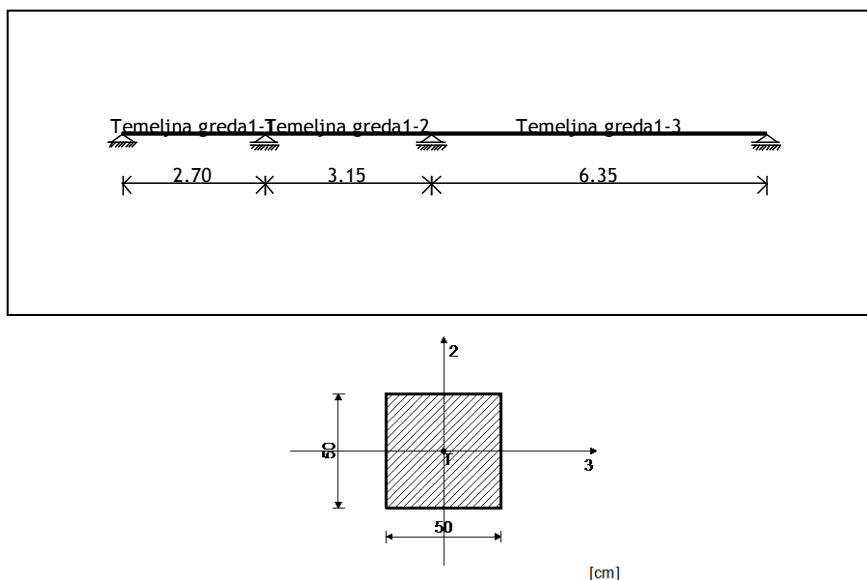
Pogoj je izpolnjen

Obstoječa armatura v plošči		
Površina armature - smer 1	Aa,1 =	11.310 cm <sup>2</sup>
Procent armiranja - smer 1	ρ,1 =	0.241 %
Površina armature - smer 2	Aa,2 =	11.310 cm <sup>2</sup>
Procent armiranja - smer 2	ρ,2 =	0.241 %
Srednja vrednost procenta armiranja	ρ1 =	0.241 %
Koeficient	CRd,c =	0.120
Koeficient	K1 =	0.100
Koeficient	k,vmin =	0.035
Koeficient	vmin =	0.372
Normalna napetost v betonu	σcp =	0.000 MPa
Odpornost proti preboju plošče brez dodatne armature za varnost.	vRd,c =	0.361 MPa

**Pogoj: ved ≤ vRd,c (0.15 ≤ 0.36)****Pogoj je izpolnjen, ni potrebna dodatna armatura proti preboju plošče**

## 9.2 Temeljne grede 1,2 in 3

### 9.2.1 Zasnova:



Slika 37: Model temeljne grede, pozicije in prerez

### 9.2.2 Podatki:

$d = 45 \text{ cm}$  ... statična višina temeljne grede

$h = 50 \text{ cm}$  ... višina temeljne grede

Uporabljeni materiali

Beton: C25/30:  $f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ ;  $\gamma_c = 1,5$   $\Rightarrow$   $f_{cd} = \frac{2,5 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$

Armatura: S500  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ ;  $\gamma_s = 1,15$   $\Rightarrow$   $f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

### 9.2.3 Obtežba:

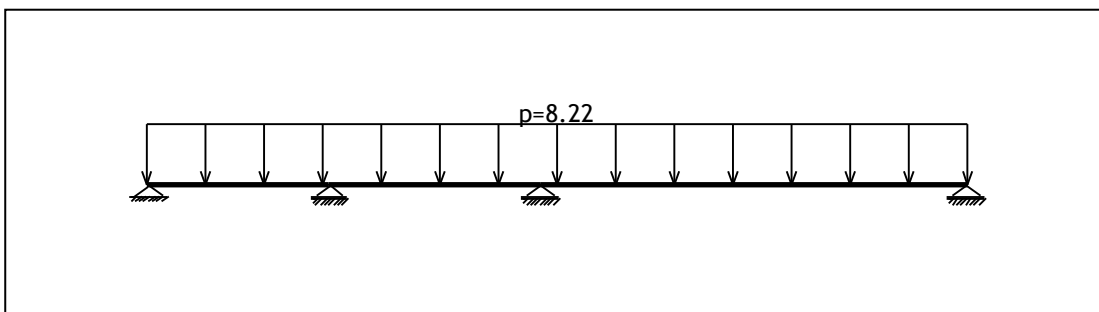
Lastna teža nosilne konstrukcije je upoštevana v programu RT.

Stalna obtežba:

- Zunanji zidovi in fasada  $g_k = 8,22 \text{ kN/m}^2$

### 9.2.4 Obtežne kombinacije

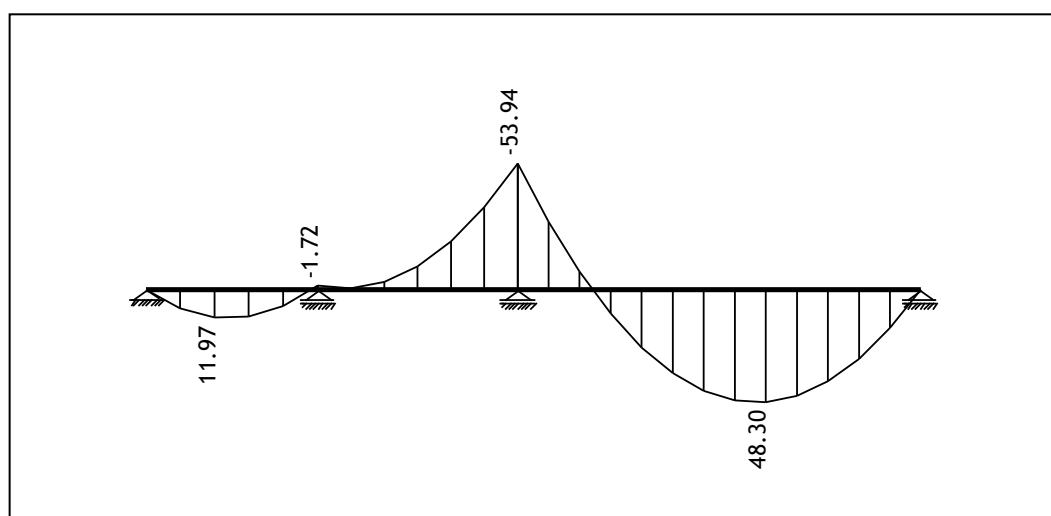
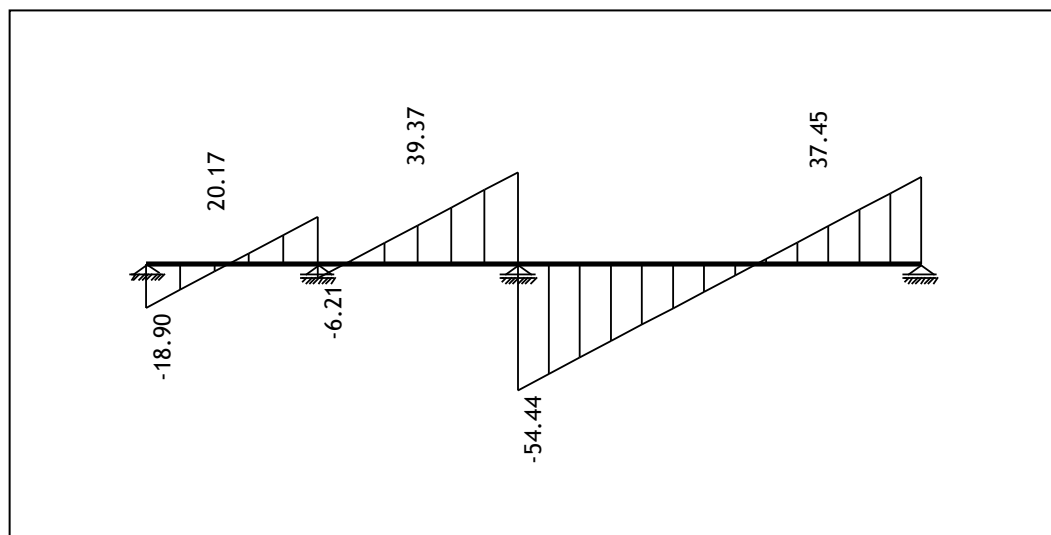
Merodajna obtežna kombinacija:  $1,35g_k$



Slika 38: Prikaz obtežbe

## 9.2.4 Notranje sile

Notranje sile dobim s programom Tower 6 in so prikazane v prilogi.



Slika 39: Prečne sile in upogibni momenti

### 9.2.5 Dimenzioniranje armature v poljih temeljnih gred

Najmanjši prerez armature:

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \frac{0,26}{50} 100 \cdot 12,5 = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ 0,0013 b_t d = 0,0013 \cdot 100 \cdot 12,5 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases} \rightarrow A_{s,\min} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

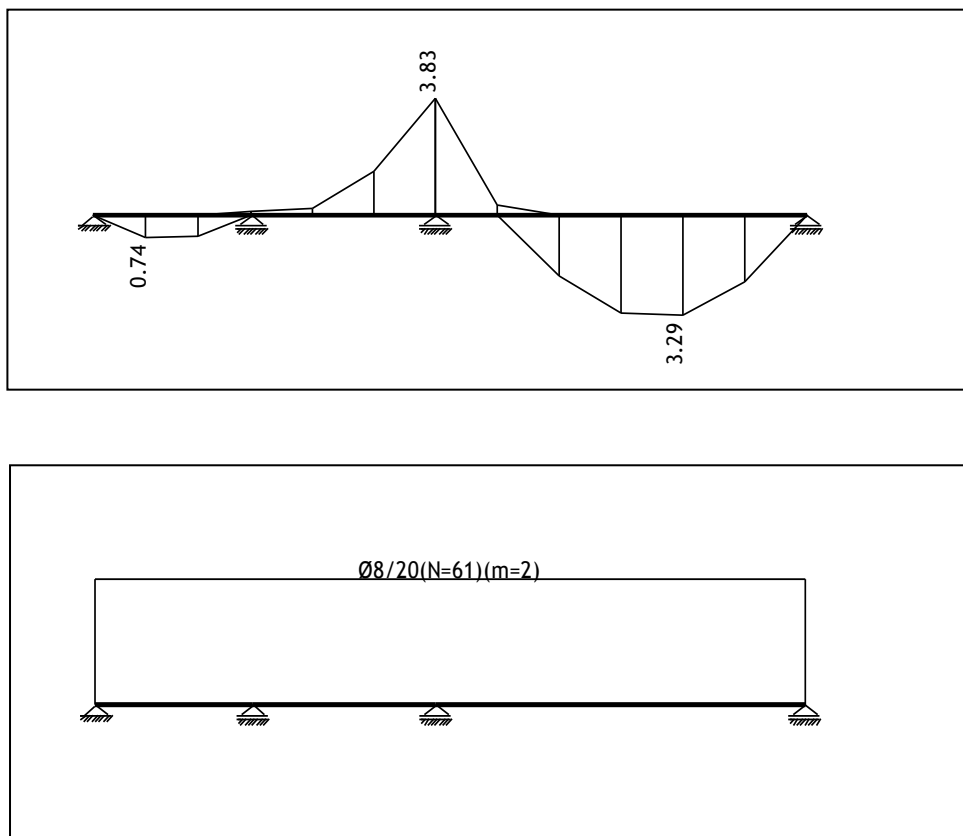
$f_{ctm}$  ... določimo glede na trdnostni razred betona

$b_t$  ... širina natezne cone

Največji prerez armature:

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 1550 = 62 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### 9.2.6 Potreben prerez armature



Slika 40: Potreben prerez vzdolžne in prečne armature

***Izberem spodnjo armaturo:***

- ***Temeljna greda 1 in 2:***  $2\phi 12$  ( $A_{s, dejanska} = 2,26\text{cm}^2$ )
- ***Temeljna greda 2:***  $3\phi 12$  ( $A_{s, dejanska} = 3,39\text{cm}^2$ )

***Izberem zgornjo armaturo:***

- ***Nad podporo med temeljnima gredama 2 in 3:***  $3\phi 12$  ( $A_{s, dejanska} = 3,39\text{cm}^2$ )
- ***Ostala temeljna greda:***  $2\phi 12$  ( $A_{s, dejanska} = 2,26\text{cm}^2$ )

***Stremenska armatura***

- ***Po celi dolžini temeljnih gred:***  $\phi 8/20\text{ cm}$

## 10 Zaključek

V diplomski nalogi sem prikazal dimenzioniranje elementov nosilne konstrukcije več etažnega objekta po evrokod standardih. V programu Radimpex Tower 6 sem izdelal prostorski model objekta, s katerim sem dimenzioniral posamezne konstrukcijske elemente. Največji problem mi je predstavljalo dimenzioniranje objekta po standardu Evrokod 8; Projektiranje potresno odpornih konstrukcij, ker program ne vsebuje celotnega dimenzioniranja in sem večino dimenzioniranja izvedel zato z Excel preglednicami. Ker stene potekajo po sredini objekta je konstrukcija torzijsko podajen sistem in s tem tudi tlorisno nepravilna. Za račun potresnih sil sem uporabil prostorski model, ter modalno analizo s spektri odziva. Iz tega sledi, da je izbor konstrukcije in pametna postavitev teh elementov ključnega pomena za pravilno in varno gradnjo v potresnem območju.



## **Viri**

Evrokod – Osnove projektiranja: SIST EN 1990: 2004.

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – Del 1-1: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristna obtežba, SIST EN 1991-1-1: 2004.

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega  
SIST EN, 1991-1-3: 2004.

Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1 – 4. del: Splošni vplivi – Vplivi vetra  
SIST EN, 1991-1-4: 2004.

Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe  
SIST EN, 1992-1-1:2005.

Evrokod 8 : Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – Del 1 : Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe, SIST EN 1998-1-1: 2005.

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana. Inženirska zbornica Slovenije. loc. pag.

Goris, A. 2008. Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Deutschland .Werner Verlag. Köln. loc. pag.

Lohmeyer, C.O. G., Bergmann, H., Ebeling, K. 2006. Stahlbetonbau. Bemessung – Konstruktion Ausführung. B.G. Teubner Verlag/GWV Fachverlage GmbH. Wiesbaden. 668str

Radić, J. 2006. Betonske konstrukcije: riješeni primjeri. Zagreb. Hrvatska sveučilišna naklada. 984 str.

J.U. 2010. Beton predstavlja nepogrešljiv element v sodobni gradnji.

<http://www.arhivo.com/zakaj-je-beton-tako-pomemben>(13.04.2011)

2007. Beton..... . Beton je najbolj zastopano gradivo v sodobni gradnji.

<http://www.gradimo.com/gradnja/c85/9546>(13.04.2011)



## **PRILOGE**

### **Kazalo prilog**

#### **Priloga A**

Prikaz osnovnih obtežnih primerov

#### **Priloga B**

Potresne sile za posamezne nihajne oblike, po posameznih etažah za posamezne etaže

#### **Priloga C**

Notranje sile plošč

#### **Priloga D**

Obtežba in notranje sile podesta in stopniščnih ram

#### **Priloga E**

Stebri - Interakcijski diagrami za določanje armature in kontrolo napetosti

#### **Priloga F**

Notranje sile okvirja H1

#### **Priloga G**

Upogibna nosilnost gred

#### **Priloga H**

Notranje sile v steni S1

#### **Priloga I**

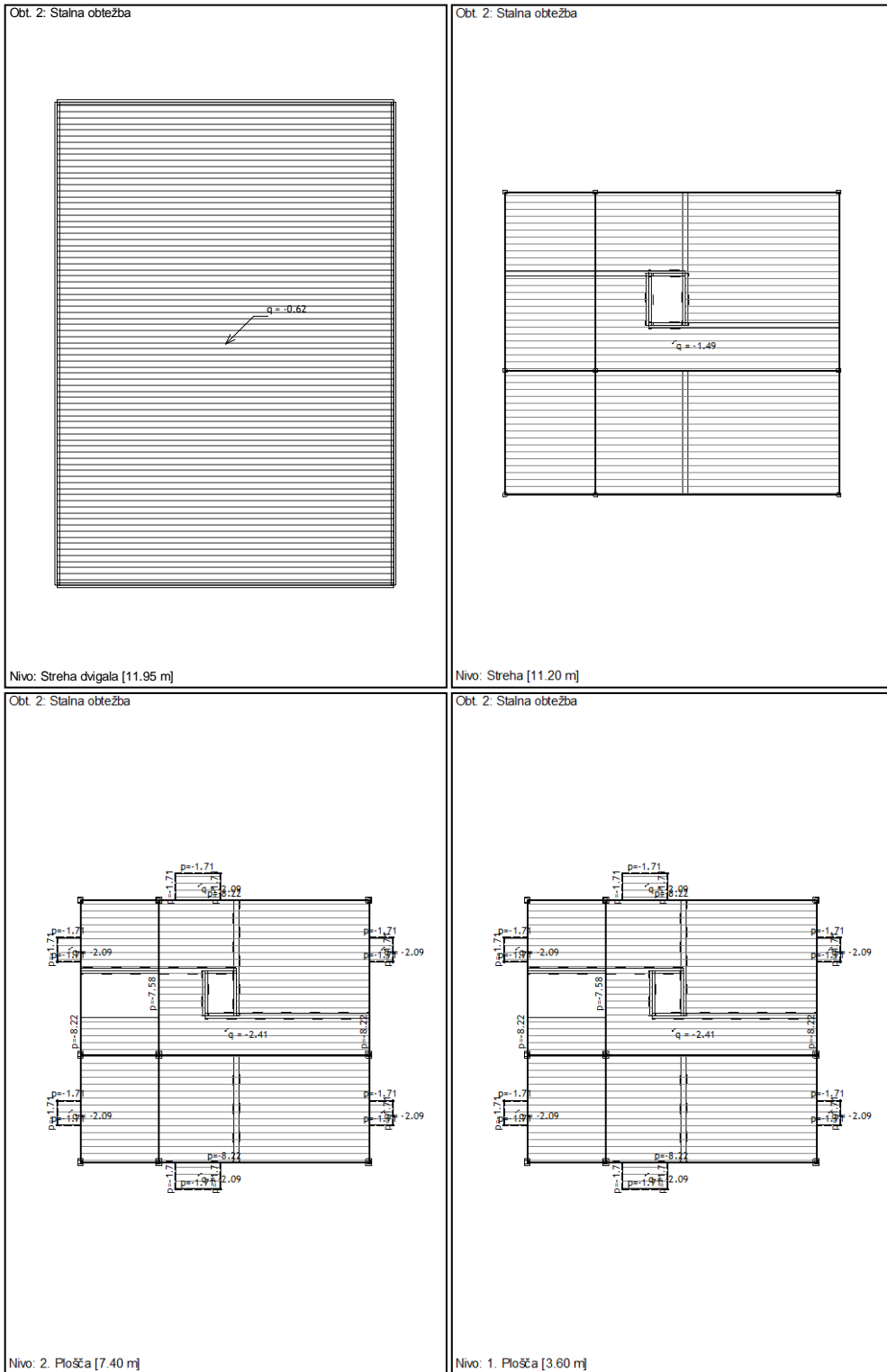
Risbe

- Načrt arhitekture
- Načrt armature

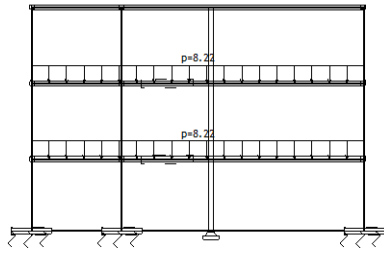
# Priloga A

## Prikaz osnovnih obtežnih primerov

### Stalna obtežba

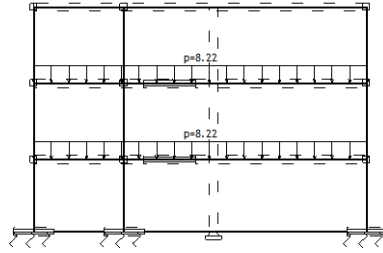


Obt. 2: Stalna obtežba



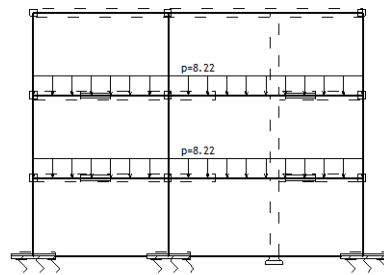
Okvir: H\_1

Obt. 2: Stalna obtežba



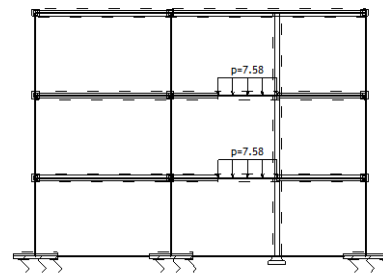
Okvir: H\_5

Obt. 2: Stalna obtežba



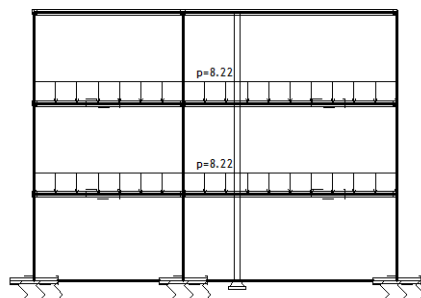
Okvir: V\_1

Obt. 2: Stalna obtežba



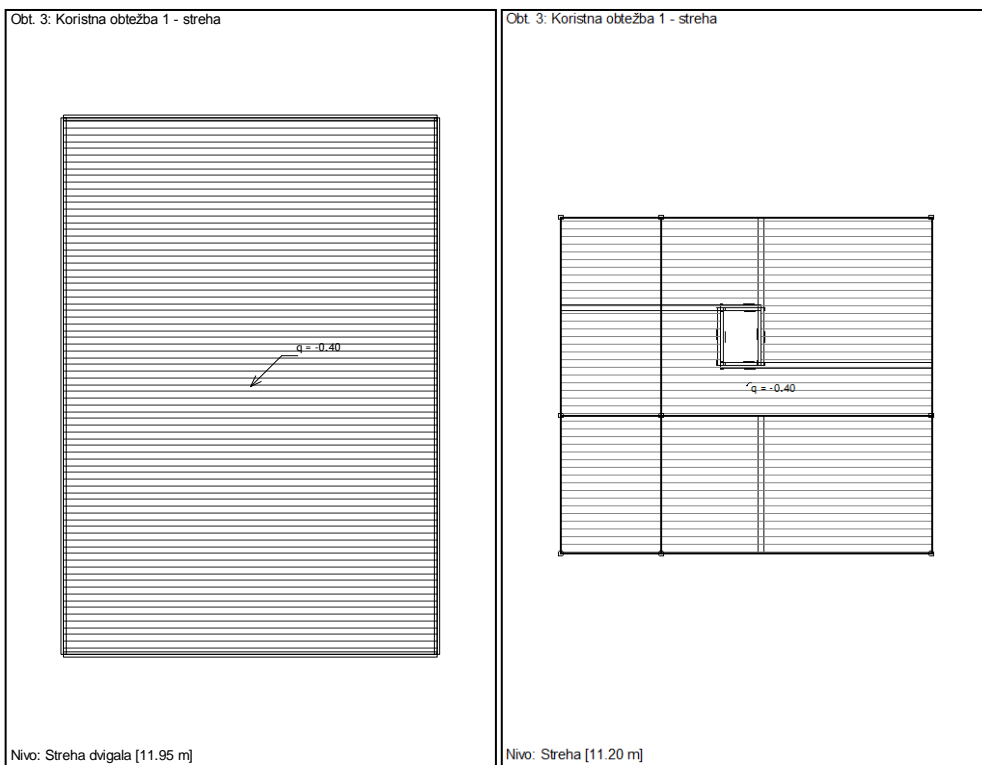
Okvir: V\_2

Obt. 2: Stalna obtežba



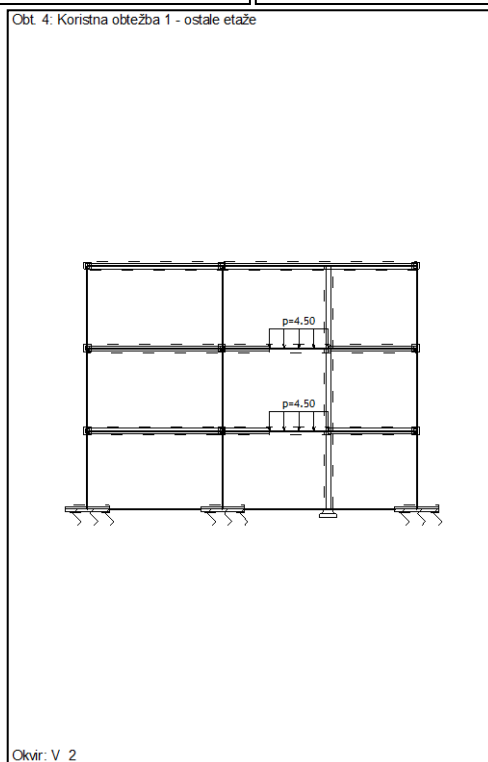
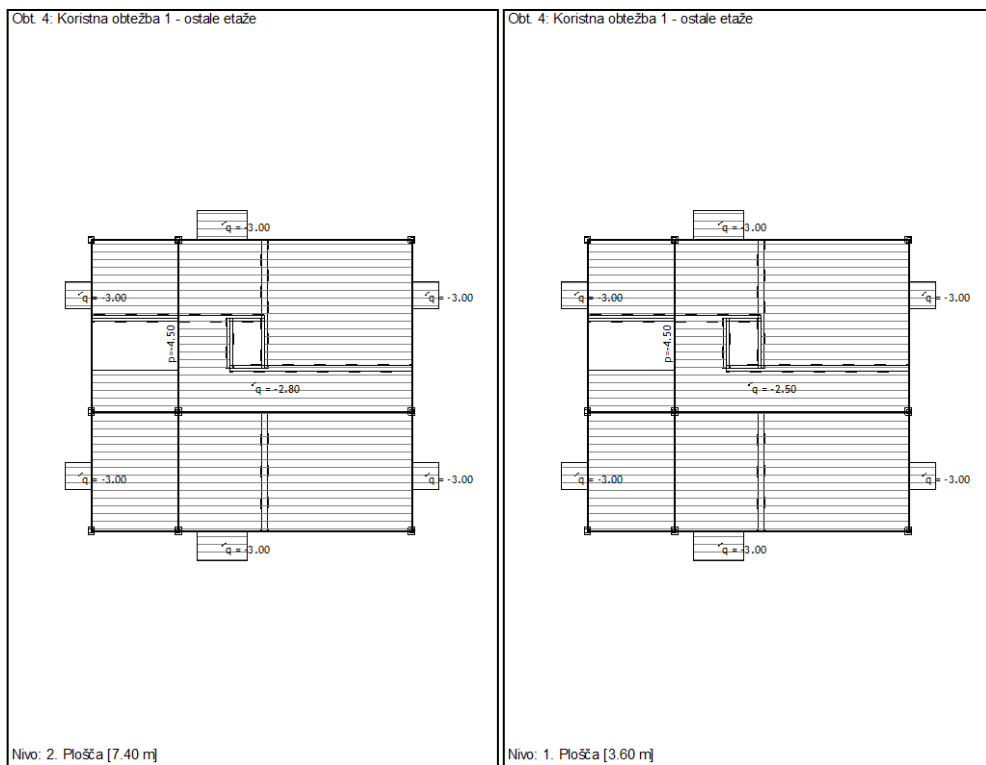
Okvir: V\_5

## Koristna obtežba: obtežni primer 1

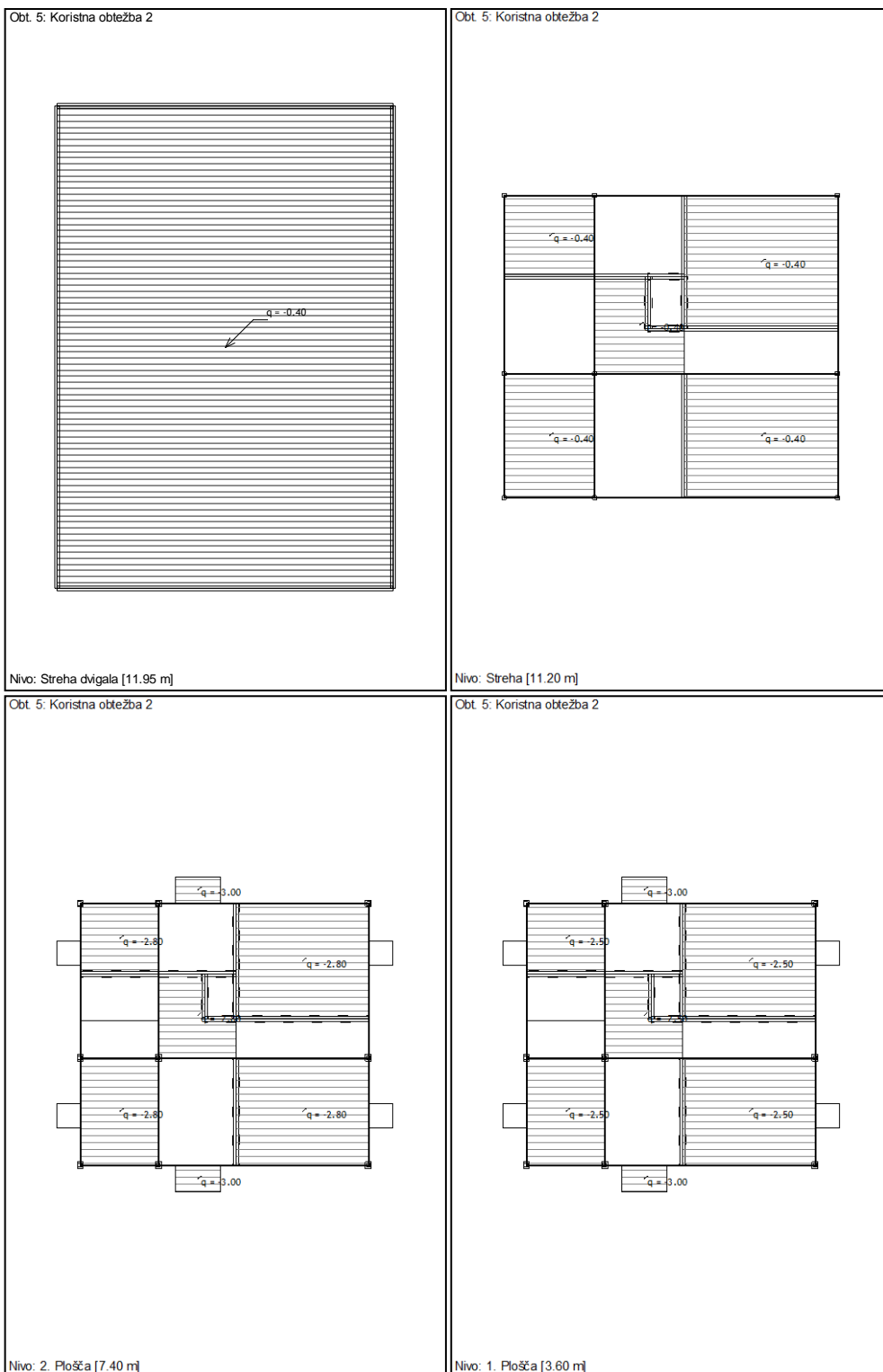




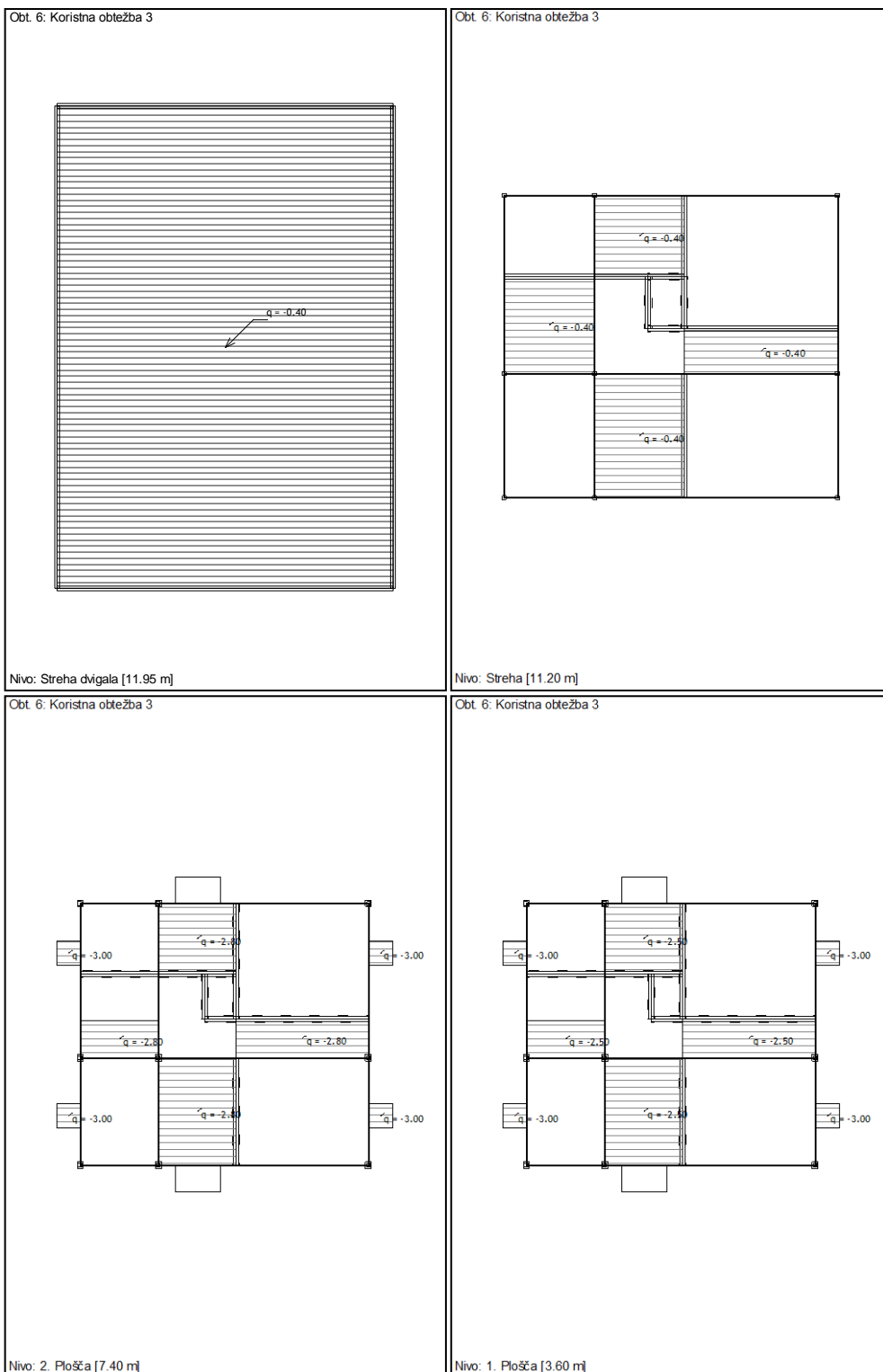
## Koritna obtežba: obtežni primer 2



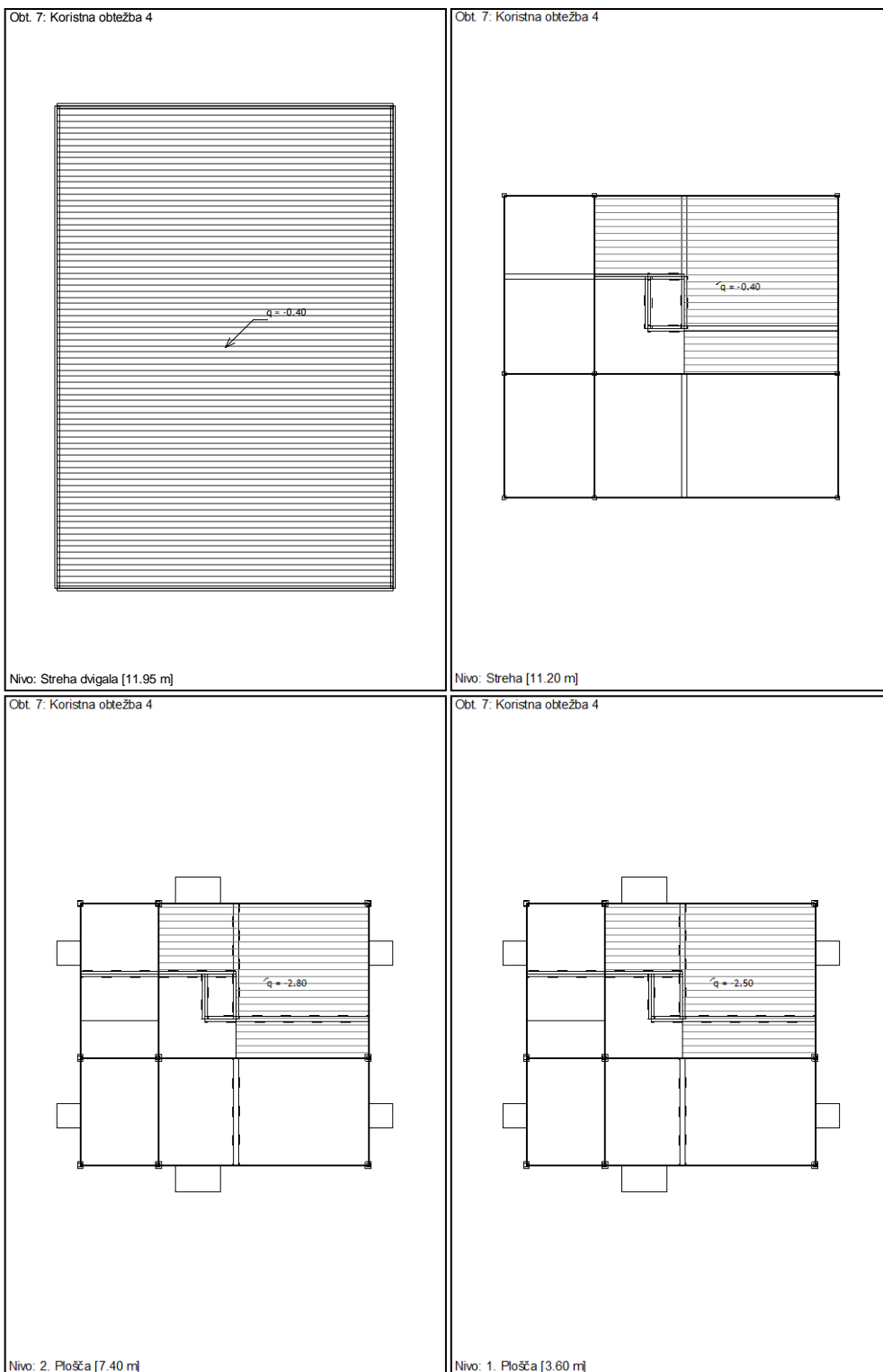
## Koristna obtežba: Obtežni primer 3



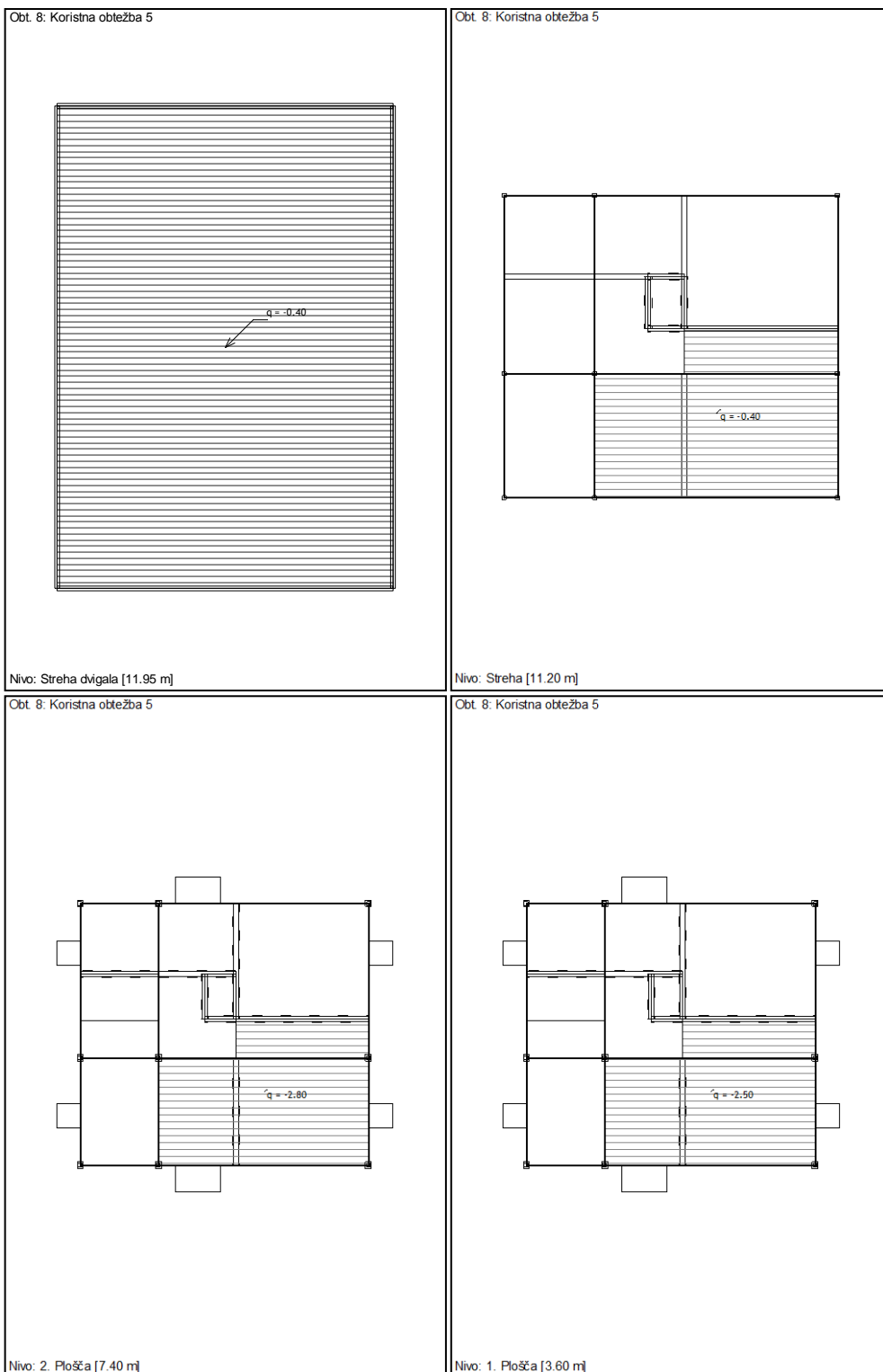
## Koristna obežba: Obtežni primer 4



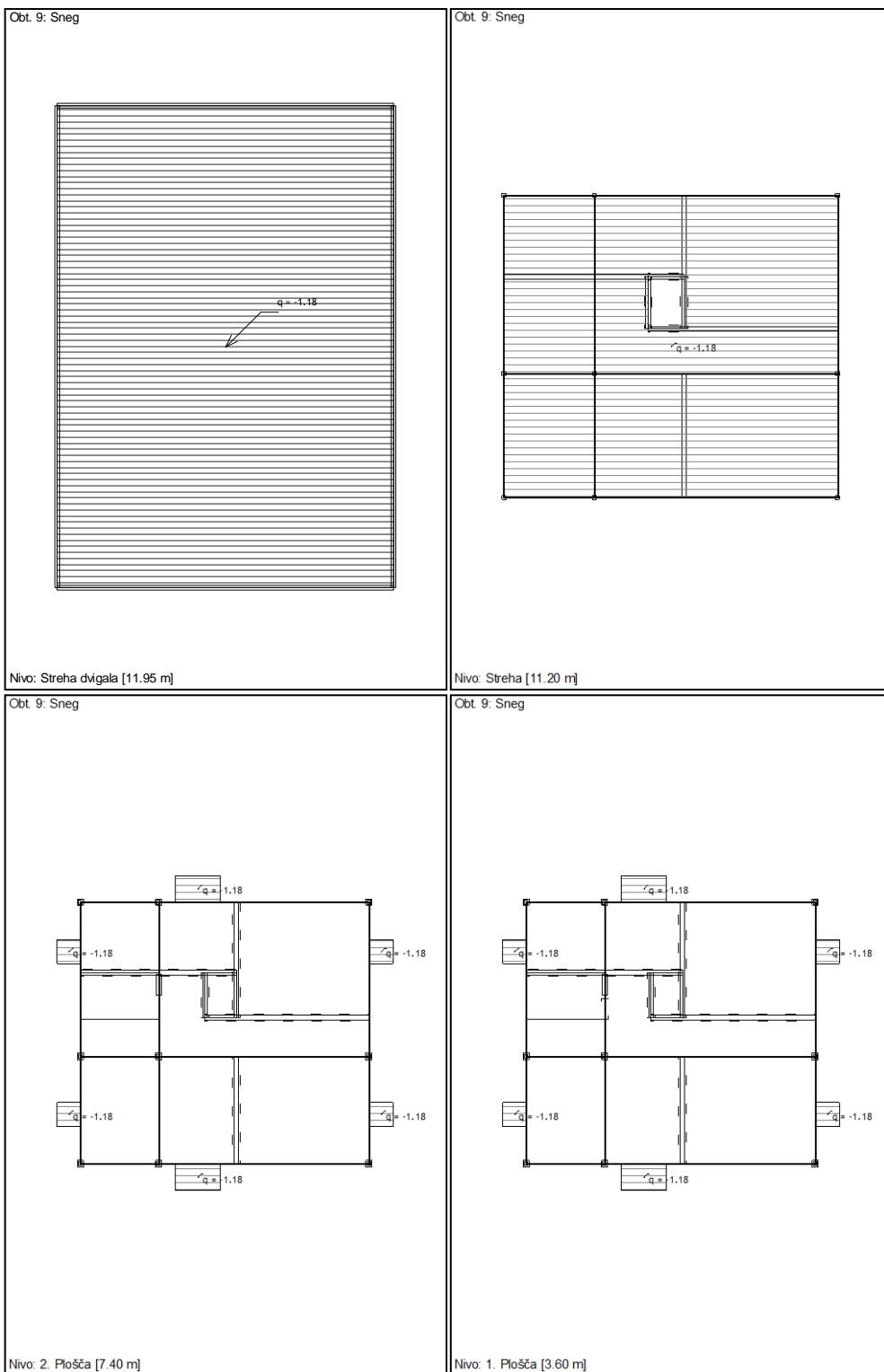
## Koristna obtežba: Obtežni primer 5



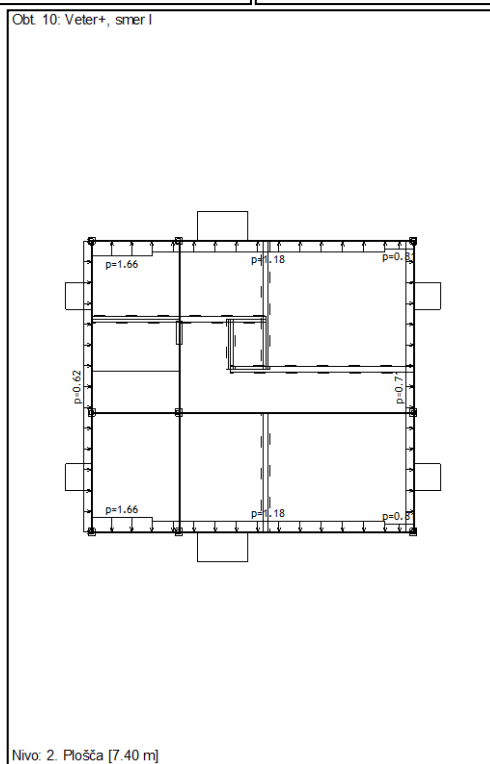
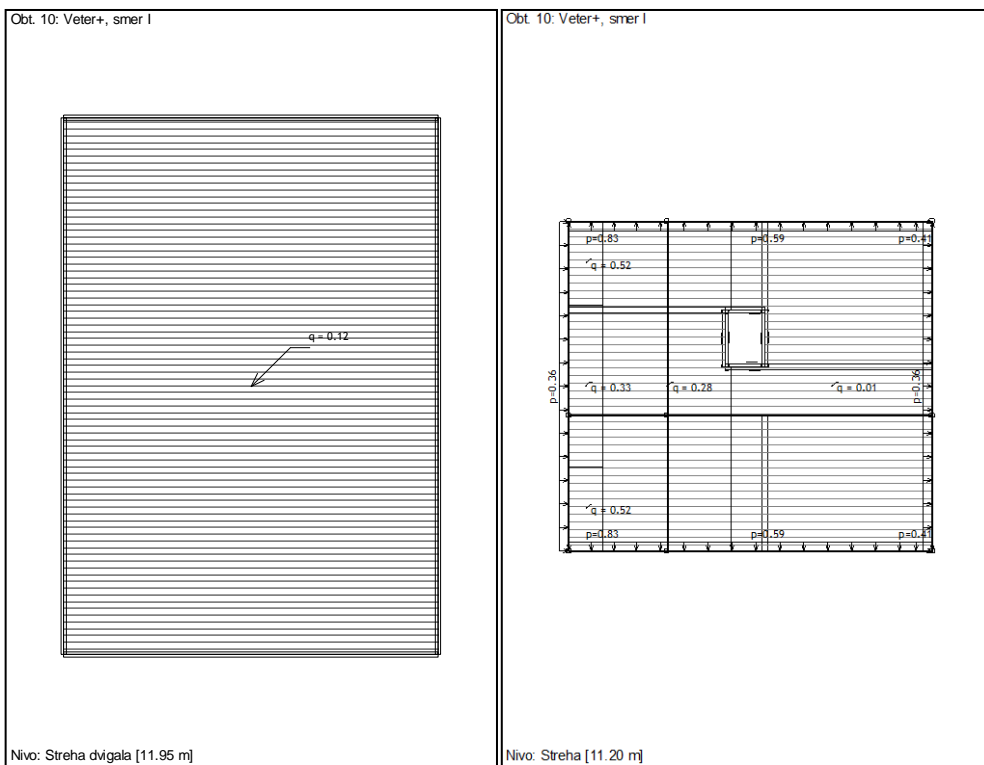
## Koristna obtežba: Obtežni primer 6



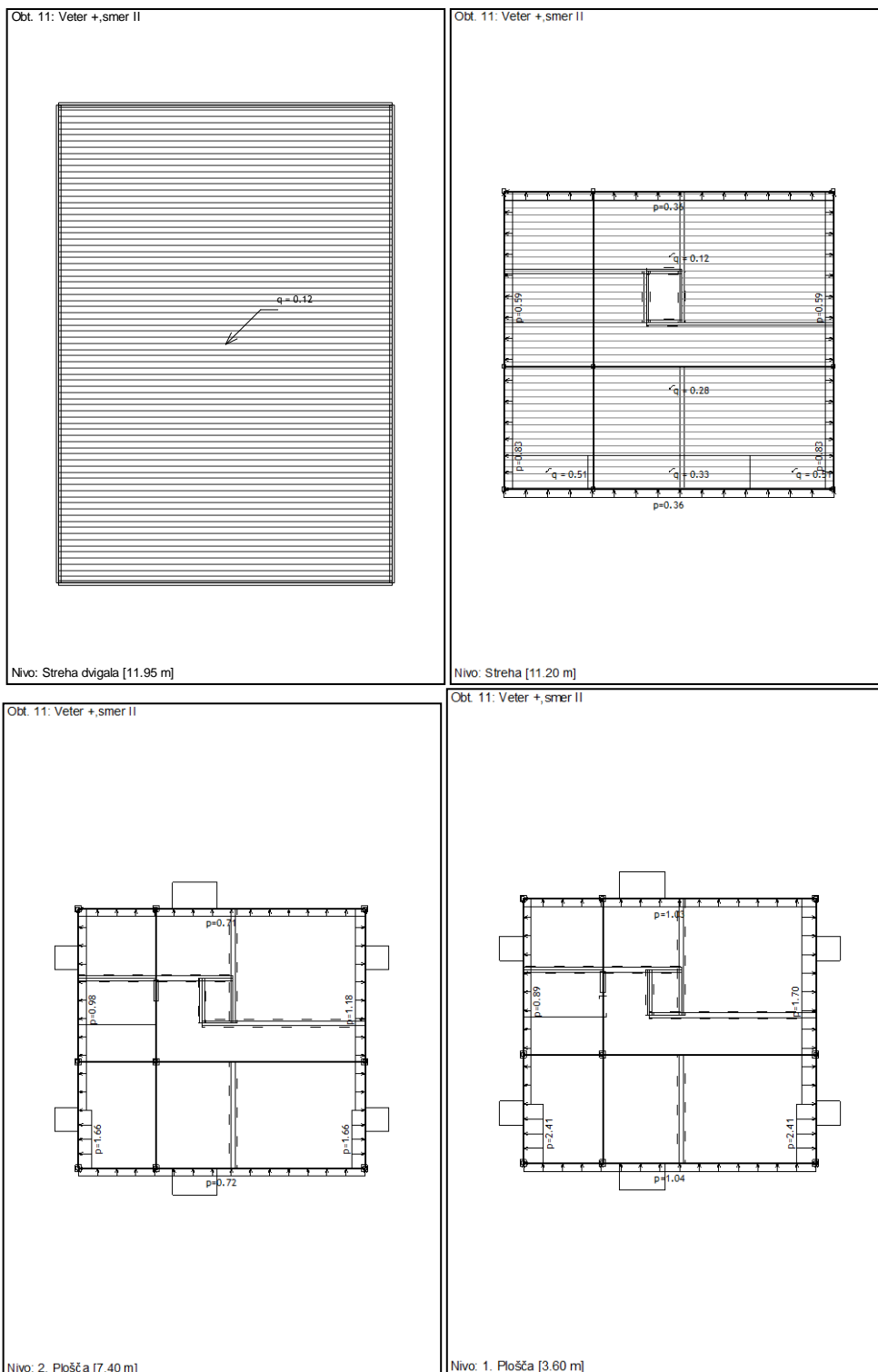
# Sneg



# Veter - smer I



## Veter – smer II





## Priloga B

### Potresne sile za posamezne nihajne oblike, po posameznih etažah za posamezne etaže

#### Potres v smeri X

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Streha	11,2	83,7	-20,46	0,11	17,22	6,33	-0,13	79,36	474,3	-5,8
2. Plošča	7,4	101,1	-20,28	0,66	-1,66	11,54	0,07	107,52	449,14	-9,56
1. Plošča	3,6	46,1	-11,15	1,56	-16,24	8,79	-0,33	67,75	155,61	-5,55
Nivo terena	0	0,01	0,02	0,92	-0,04	-0,02	0,05	0,06	-0,03	0,32
	Σ=	230,91	-51,86	3,25	-0,71	26,64	-0,34	254,68	1079	-20,59

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Streha	11,2	611,01	-142,35	-1,62	35,87	-3,28	-0,89	-39,59	-100,35	3,52
2. Plošča	7,4	557,47	-122,22	-5,72	156,87	-37,81	-1,02	24,99	82,52	4,6
1. Plošča	3,6	335,54	-81,66	-1,08	-15,16	9,45	-0,13	74,22	188,37	0,6
Nivo terena	0	0,24	0,1	1,51	-0,26	-0,09	-0,62	0,12	0,21	-0,02
	Σ=	1504,3	-346,13	-6,91	177,32	-31,72	-2,65	59,74	170,75	8,7

Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Streha	11,2	-90,3	59,99	-1,11	-3,35	-3,35	0,14	16,06	-7,99	0,22
2. Plošča	7,4	37,69	-69,41	0,45	4,57	7,84	0,05	-30,69	16,74	-0,21
1. Plošča	3,6	184,29	-47,28	1,78	-0,19	-6,77	-0,04	20,52	-11,56	-0,23
Nivo terena	0	0,32	-0,06	0,13	-0,01	-0,03	-0,01	0,14	-0,13	0,05
	Σ=	132	-56,75	1,25	1,02	-2,3	0,14	6,04	-2,94	-0,16

#### Potres v smeri Y

Nivo	Z [m]	Ton 1			Ton 2			Ton 3		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Streha	11,2	6,77	-1,65	0,01	62,49	22,95	-0,47	158,53	947,49	-11,59
2. Plošča	7,4	8,17	-1,64	0,05	-6,02	41,86	0,24	214,8	897,24	-19,1
1. Plošča	3,6	3,73	-0,9	0,13	-58,91	31,88	-1,18	135,33	310,86	-11,09
Nivo terena	0	0	0	0,07	-0,13	-0,07	0,17	0,11	-0,05	0,65
	Σ=	18,67	-4,19	0,26	-2,57	96,63	-1,24	508,77	2155,5	-41,13

Nivo	Z [m]	Ton 4			Ton 5			Ton 6		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Streha	11,2	45,88	-10,69	-0,12	4,59	-0,42	-0,11	-67,32	-170,61	5,98
2. Plošča	7,4	41,86	-9,18	-0,43	20,07	-4,84	-0,13	42,49	140,3	7,83
1. Plošča	3,6	25,19	-6,13	-0,08	-1,94	1,21	-0,02	126,2	320,27	1,02
Nivo terena	0	0,02	0,01	0,11	-0,03	-0,01	-0,08	0,21	0,36	-0,03
	Σ=	112,94	-25,99	-0,52	22,69	-4,06	-0,34	101,58	290,31	14,79

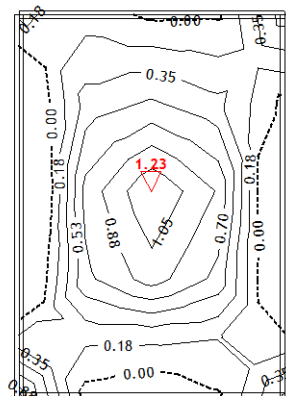
Nivo	Z [m]	Ton 7			Ton 8			Ton 9		
		Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]	Px [kN]	Py [kN]	Pz [kN]
Streha	11,2	13,47	-8,95	0,17	20,26	20,24	-0,82	-3,51	1,74	-0,05
2. Plošča	7,4	-5,62	10,36	-0,07	-27,63	-47,38	-0,32	6,7	-3,65	0,05
1. Plošča	3,6	-27,5	7,05	-0,27	1,13	40,89	0,25	-4,48	2,52	0,05
Nivo terena	0	-0,05	0,01	-0,02	0,06	0,17	0,03	-0,03	0,03	-0,01
	Σ=	-19,69	8,47	-0,19	-6,17	13,92	-0,86	-1,32	0,64	0,04

## Priloga C

### Notranje sile plošč

### Streha dvigala

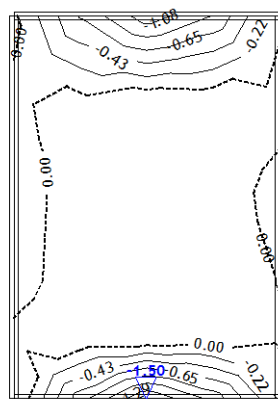
Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: Streha dvigala [11.95 m]

Vplivi v plošči: max  $M_x$  = 1.23 / min  $M_x$  = 0.00 kNm/m

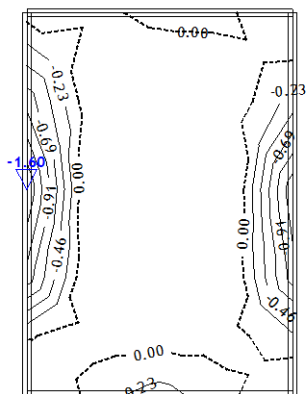
Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: Streha dvigala [11.95 m]

Vplivi v plošči: max  $M_y$  = 0.00 / min  $M_y$  = -1.50 kNm/m

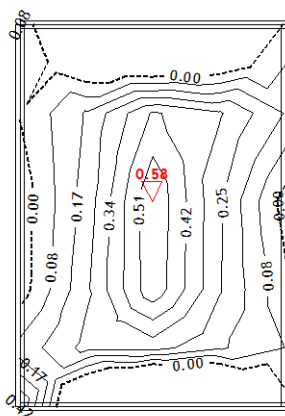
Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: Streha dvigala [11.95 m]

Vplivi v plošči: max Mx= 0.00 / min Mx= -1.60 kNm/m

Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635

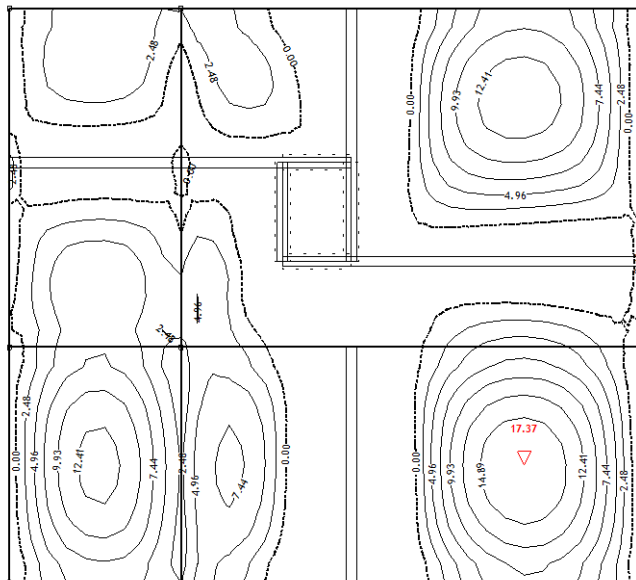


Nivo: Streha dvigala [11.95 m]

Vplivi v plošči: max My= 0.58 / min My= 0.00 kNm/m

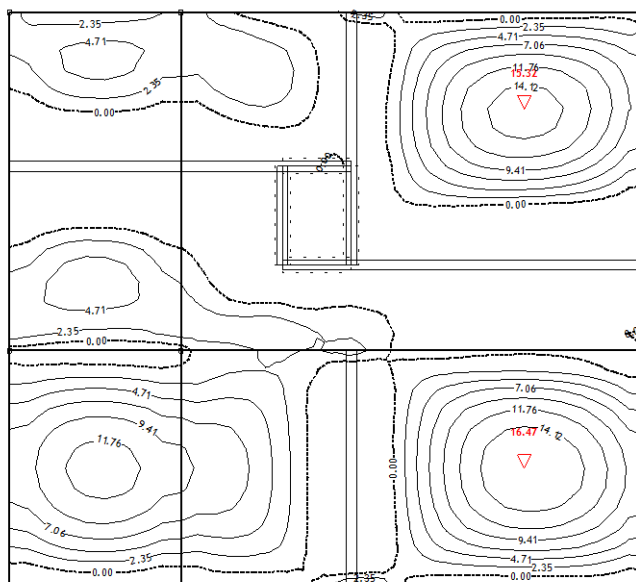
# Streha

Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



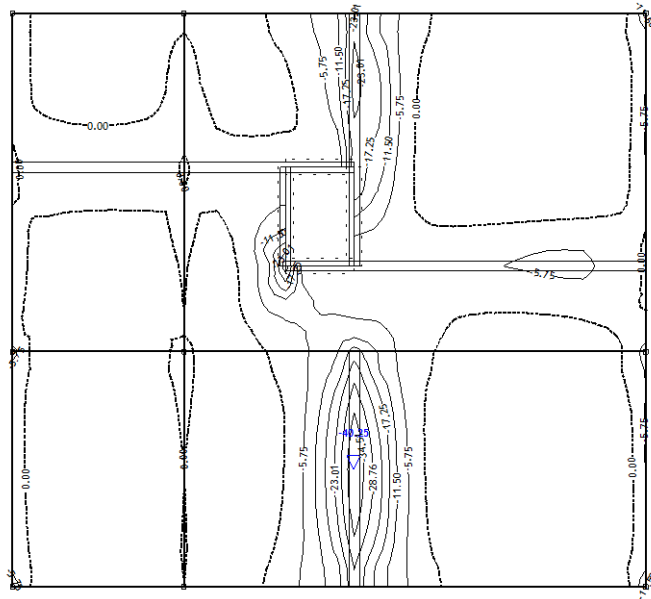
Nivo: Streha [11.20 m]  
Vplivi v plošči: max Mx= 17.37 / min Mx= 0.00 kNm/m

Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



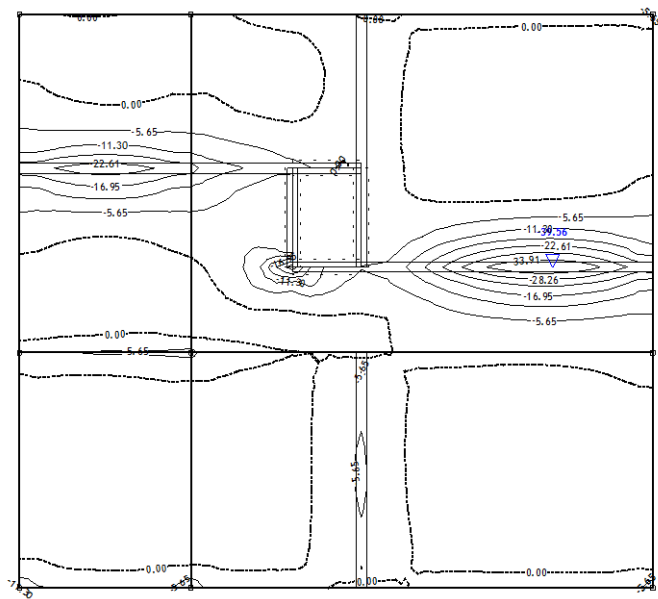
Nivo: Streha [11.20 m]  
Vplivi v plošči: max My= 16.47 / min My= 0.00 kNm/m

Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



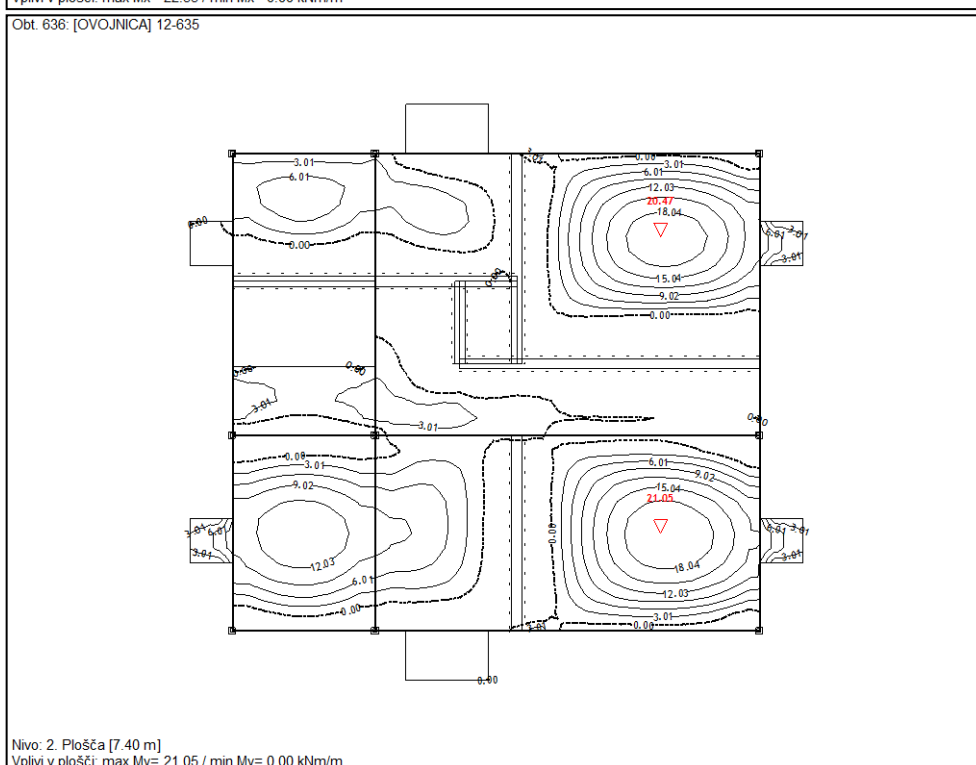
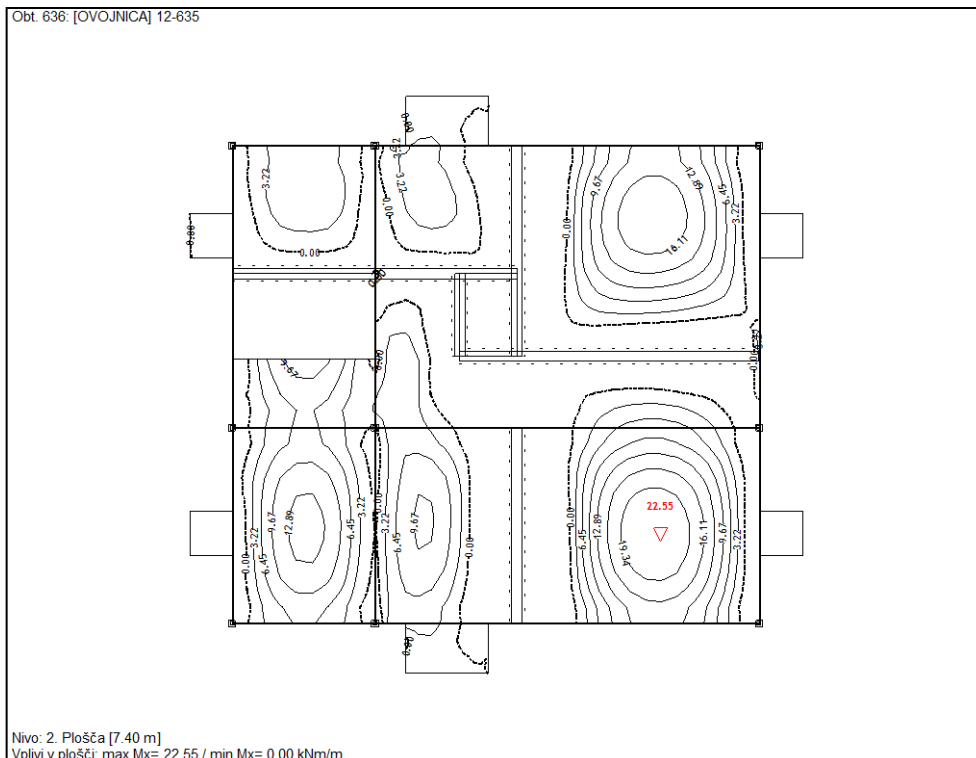
Nivo: Streha [11.20 m]  
Vplivi v plošči: max Mx= 0.00 / min Mx= -40.25 kNm/m

Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635

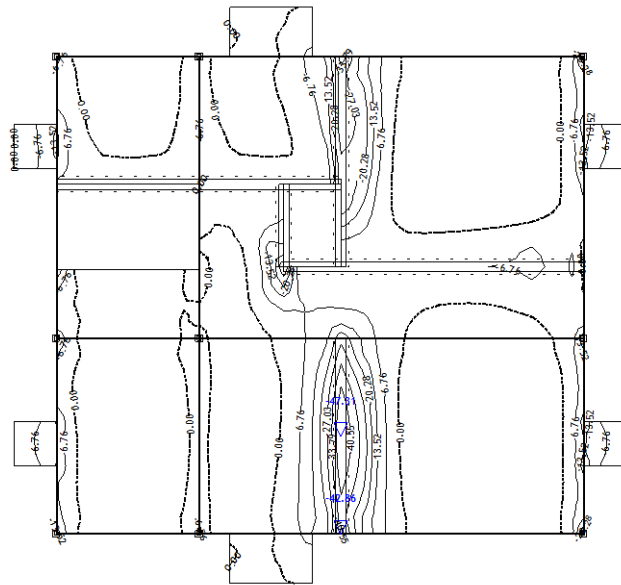


Nivo: Streha [11.20 m]  
Vplivi v plošči: max My= 0.00 / min My= -39.56 kNm/m

## 2. Plošča

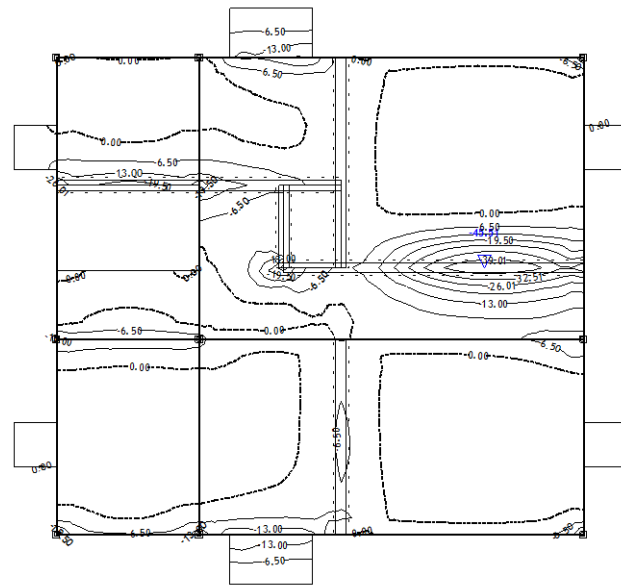


Obj. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: 2. Plošča [7.40 m]  
Vplivi v plošči: max Mx= 0.00 / min Mx= -47.31 kNm/m

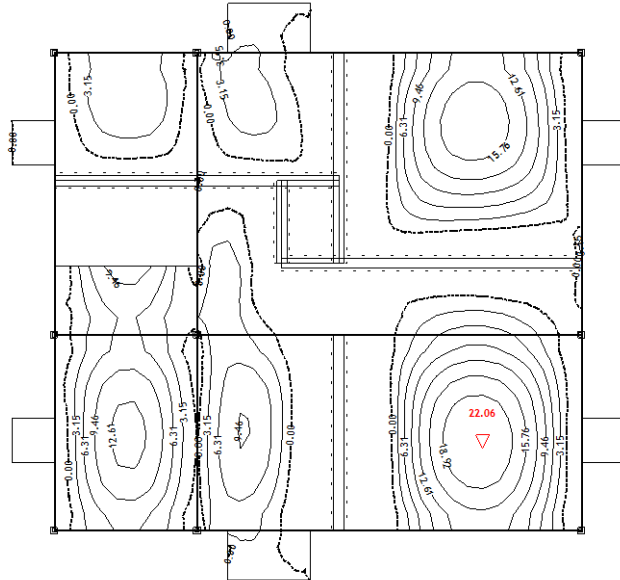
Obj. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: 2. Plošča [7.40 m]  
Vplivi v plošči: max My= 0.00 / min My= -45.51 kNm/m

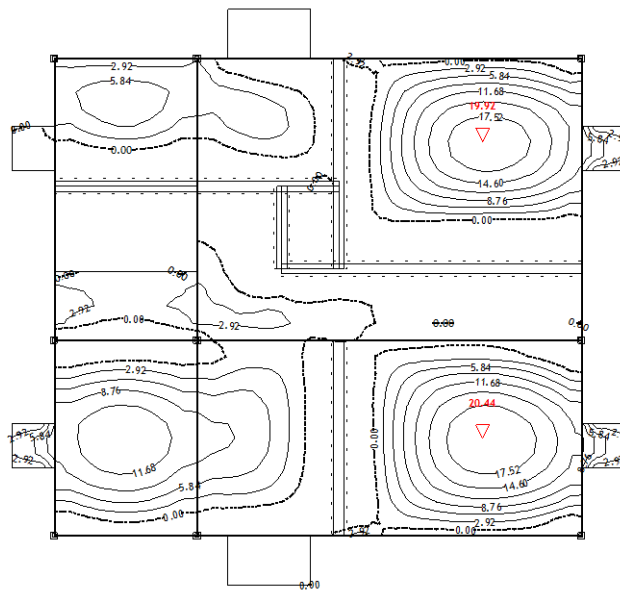
# 1. Plošča

Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: 1. Plošča [3.60 m]  
Vplivi v plošči: max  $M_x = 22.06$  / min  $M_x = 0.00$  kNm/m

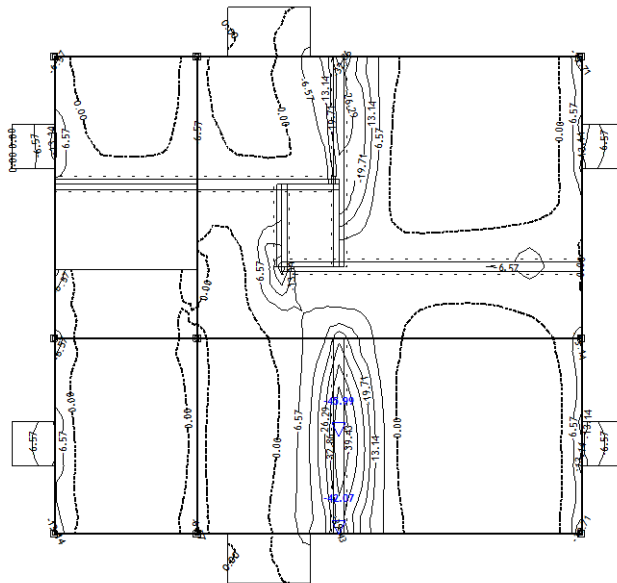
Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: 1. Plošča [3.60 m]  
Vplivi v plošči: max  $M_y = 20.44$  / min  $M_y = 0.00$  kNm/m

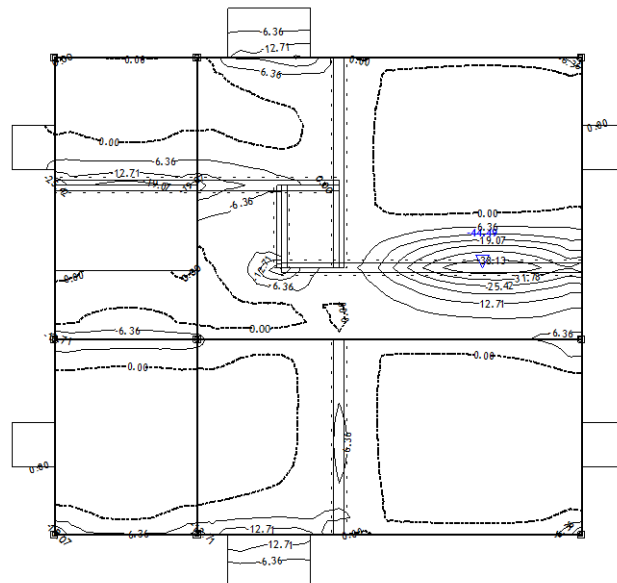


Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



Nivo: 1. Plošča [3.60 m]  
Vplivi v plošči: max Mx= 0.00 / min Mx= -45.99 kNm/m

Obt. 636: [OVOJNICA] 12-635



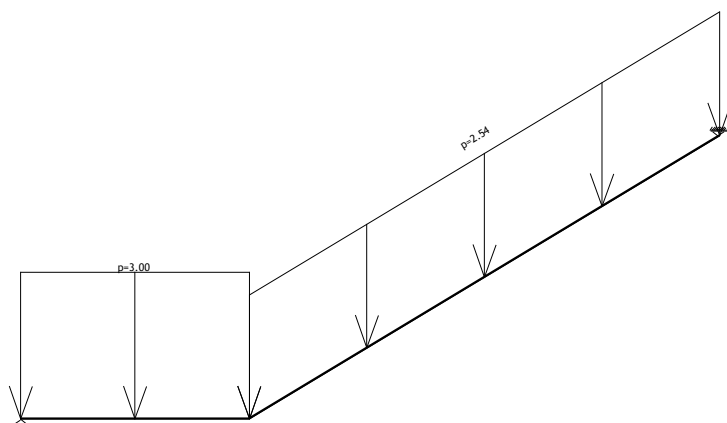
Nivo: 1. Plošča [3.60 m]  
Vplivi v plošči: max My= 0.00 / min My= -44.49 kNm/m

## Priloga D

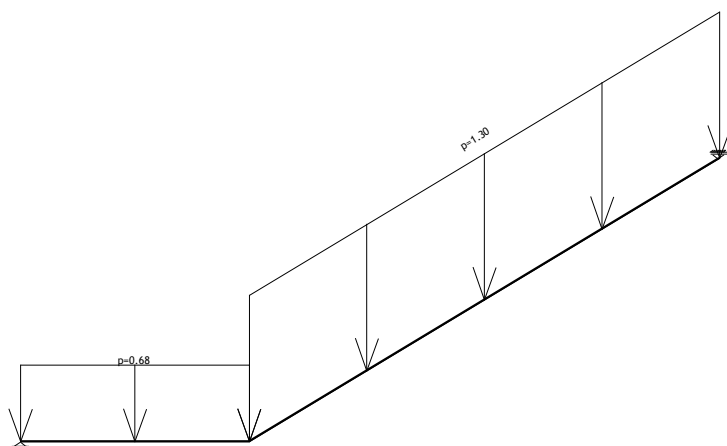
### Obtežba in notranje sile podesta in stopniščnih ram

#### Obtežba

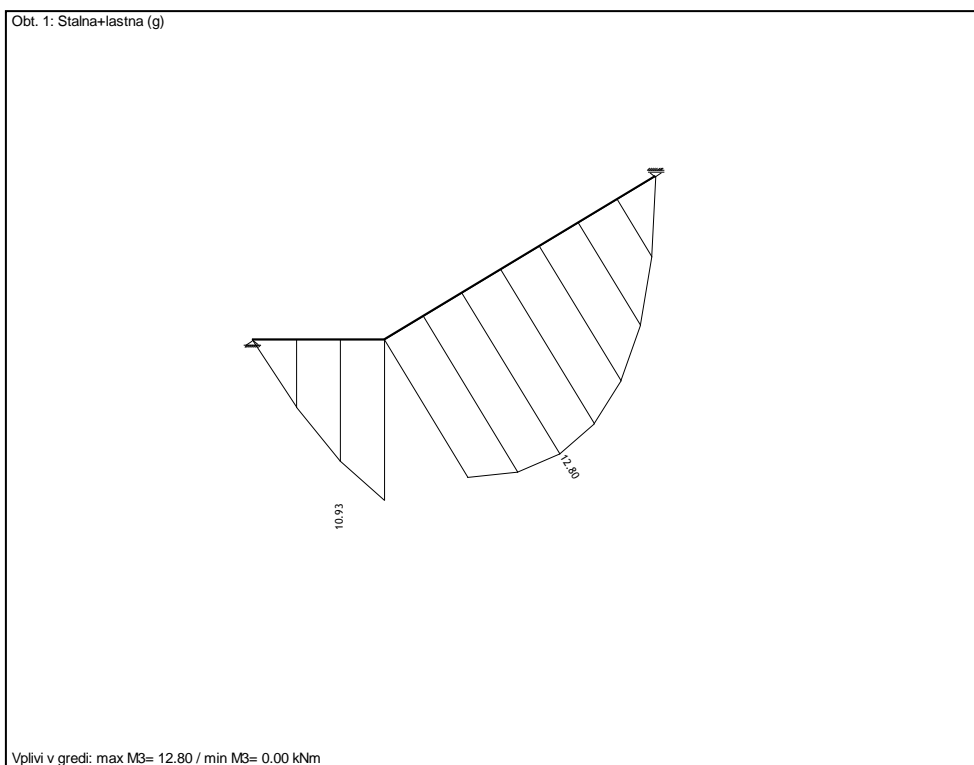
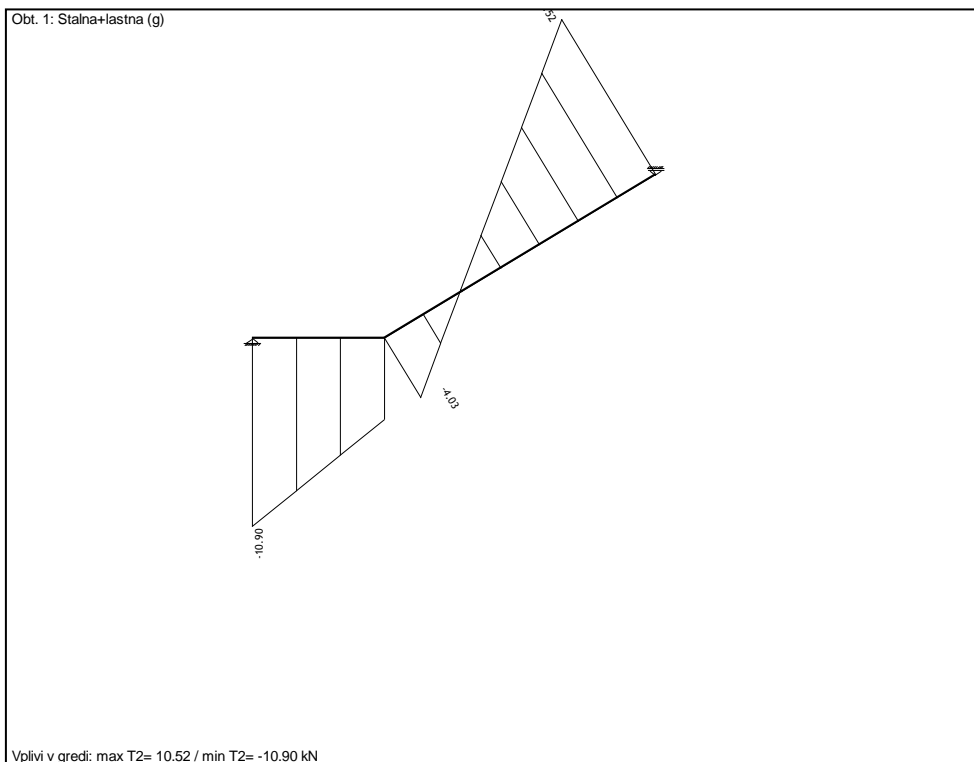
Obt. 2: Koristna



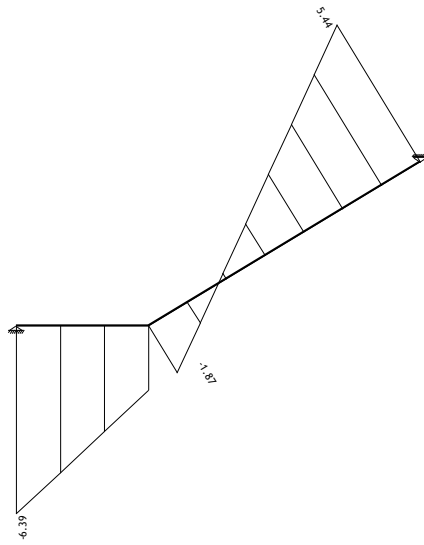
Obt. 1: Stalna+lastna (g)



## Notranje sile

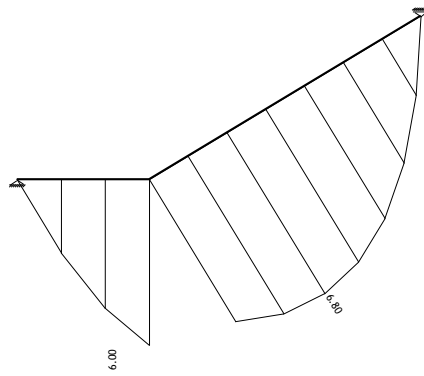


Obt. 2: Koristna



Vplivi v gredi: max T2= 5.44 / min T2= -6.39 kN

Obt. 2: Koristna



Vplivi v gredi: max M3= 6.80 / min M3= 0.00 kNm

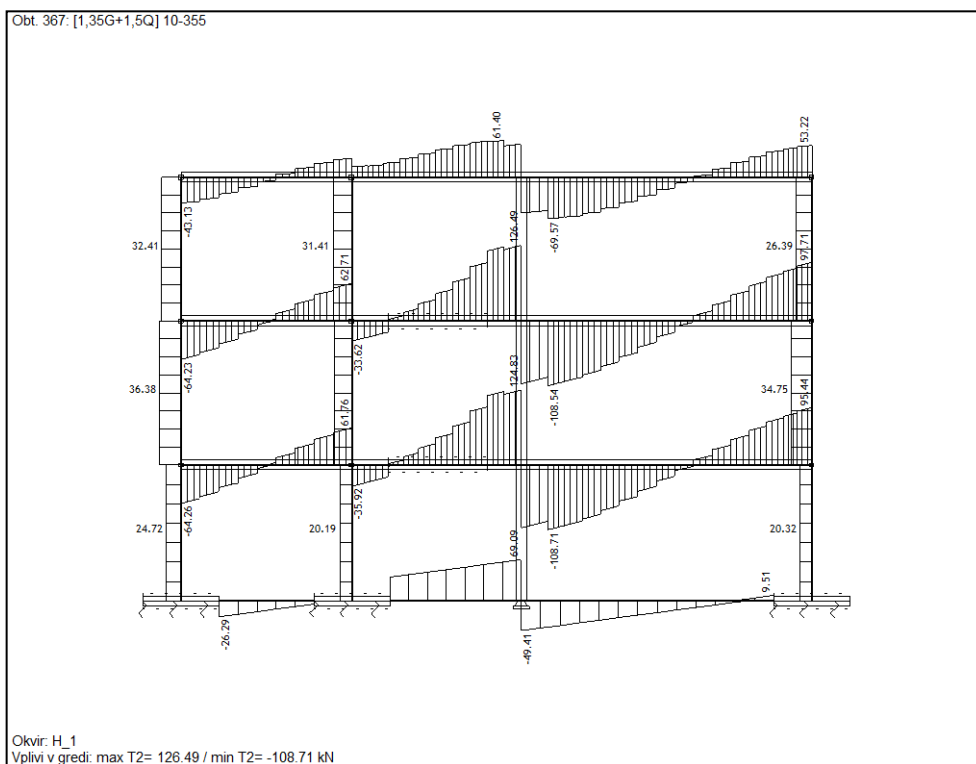
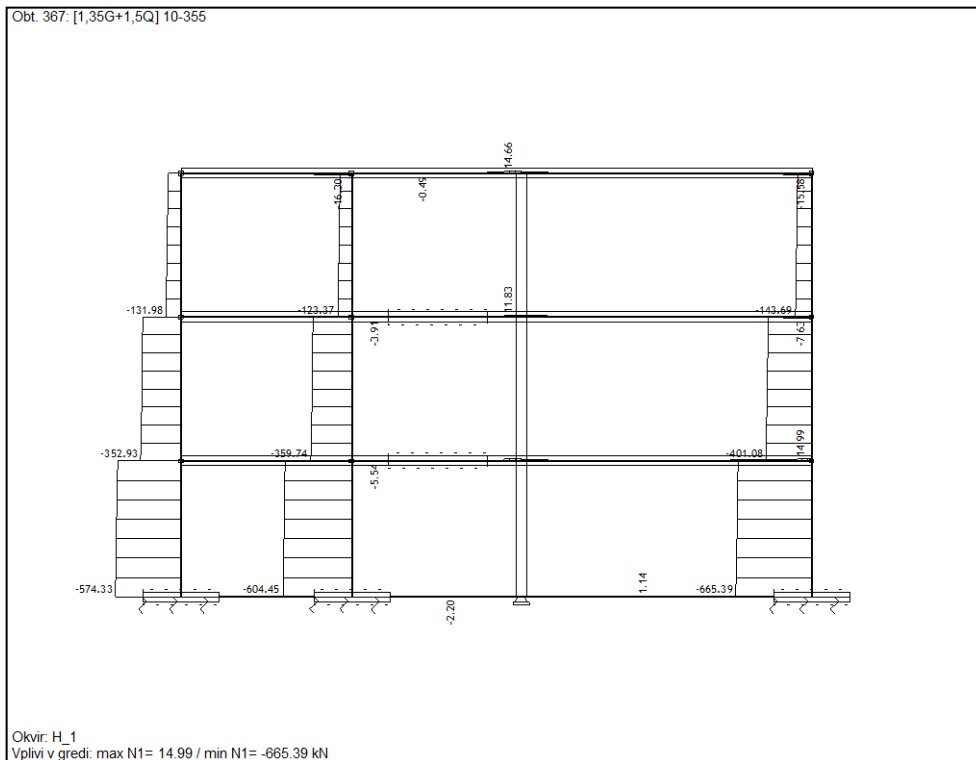
## **Priloga E**

**Stebri - Interakcijski diagrami za določanje armature in kontrolo napetosti**

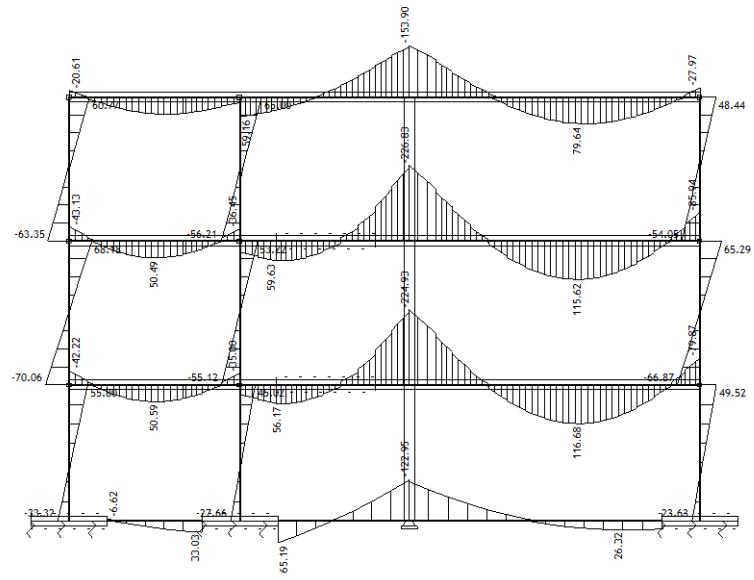
# Priloga F

## Notranje sile okvirja H1

### Ovojnica obtežnih kombinacij 1,35G + 1,5Q<sub>i</sub>



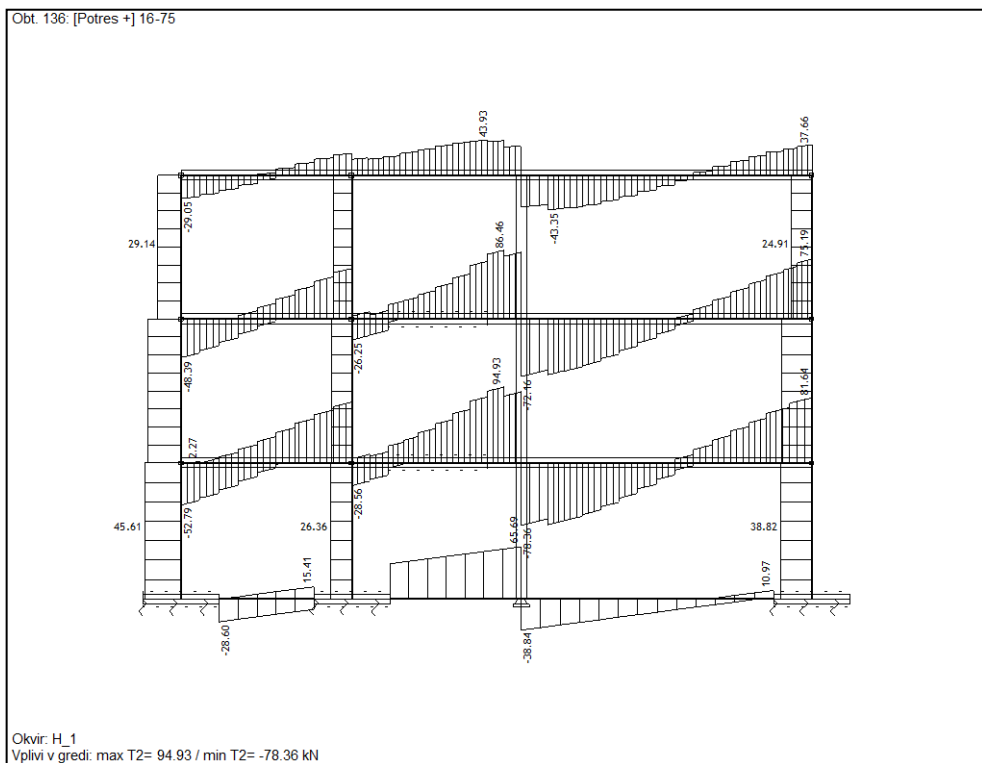
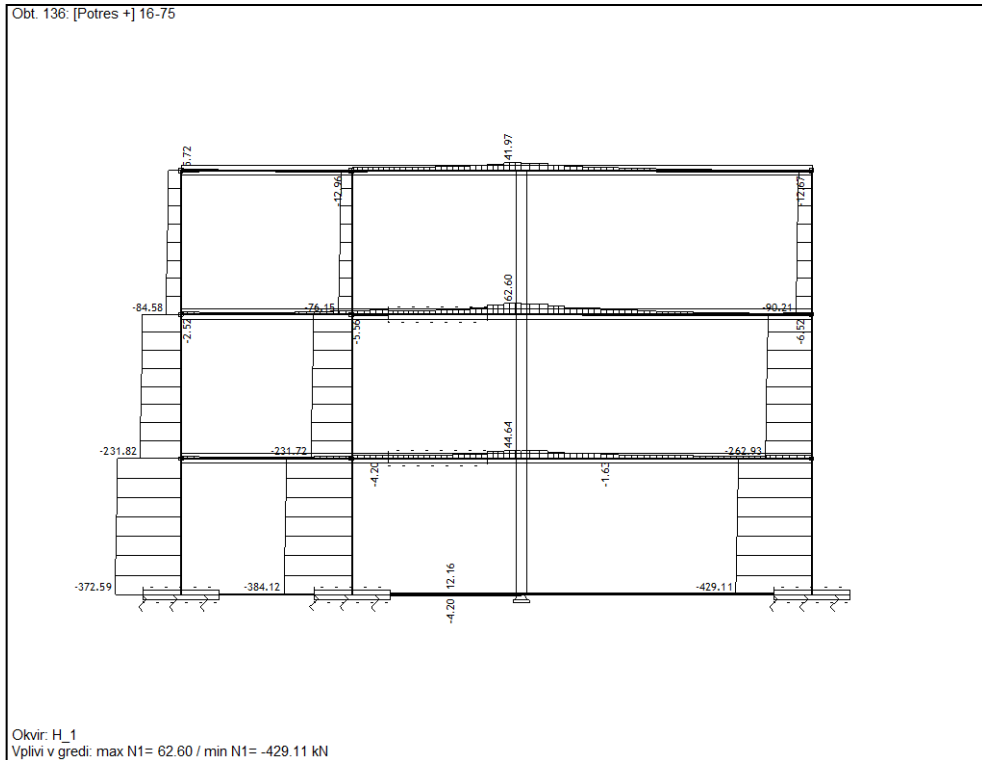
Obt. 367: [1,35G+1,5Q] 10-355



Okvir: H\_1

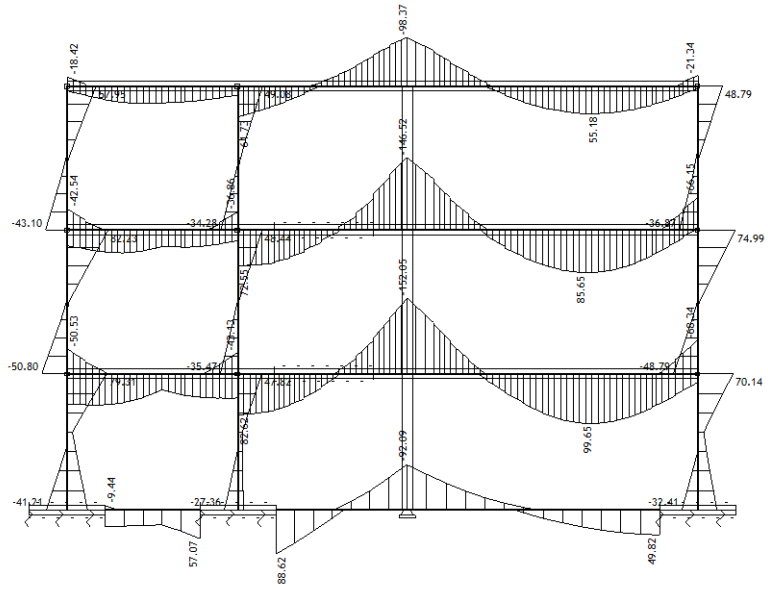
Vplivi v gredi: max M3= 116.68 / min M3= -226.83 kNm

# Potres +



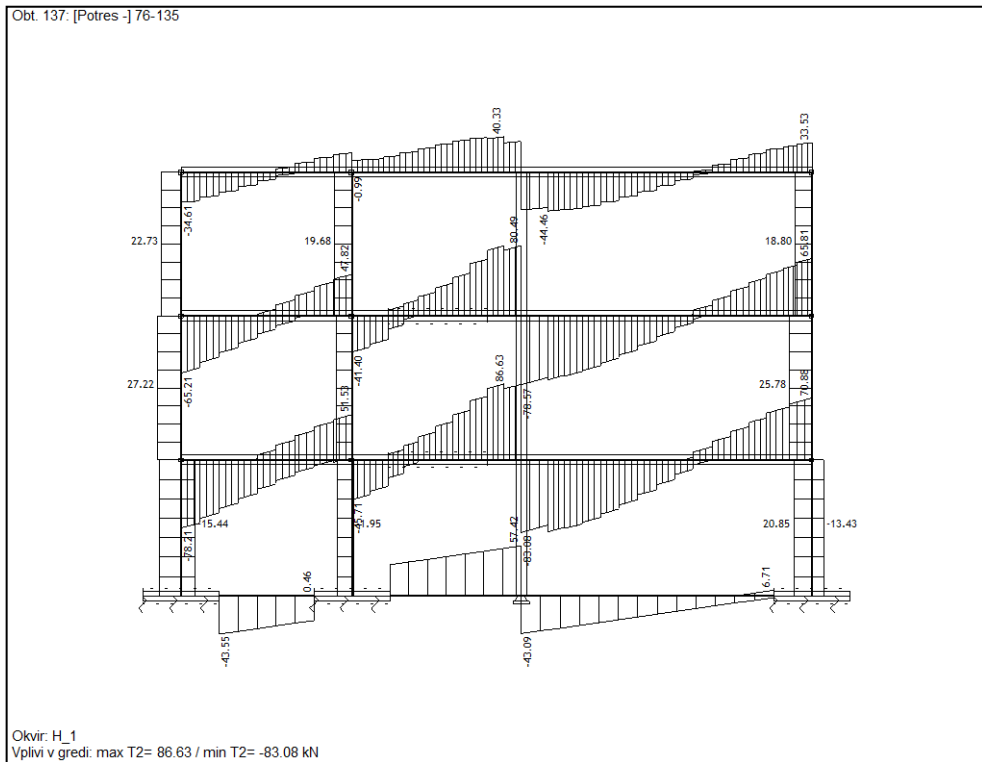
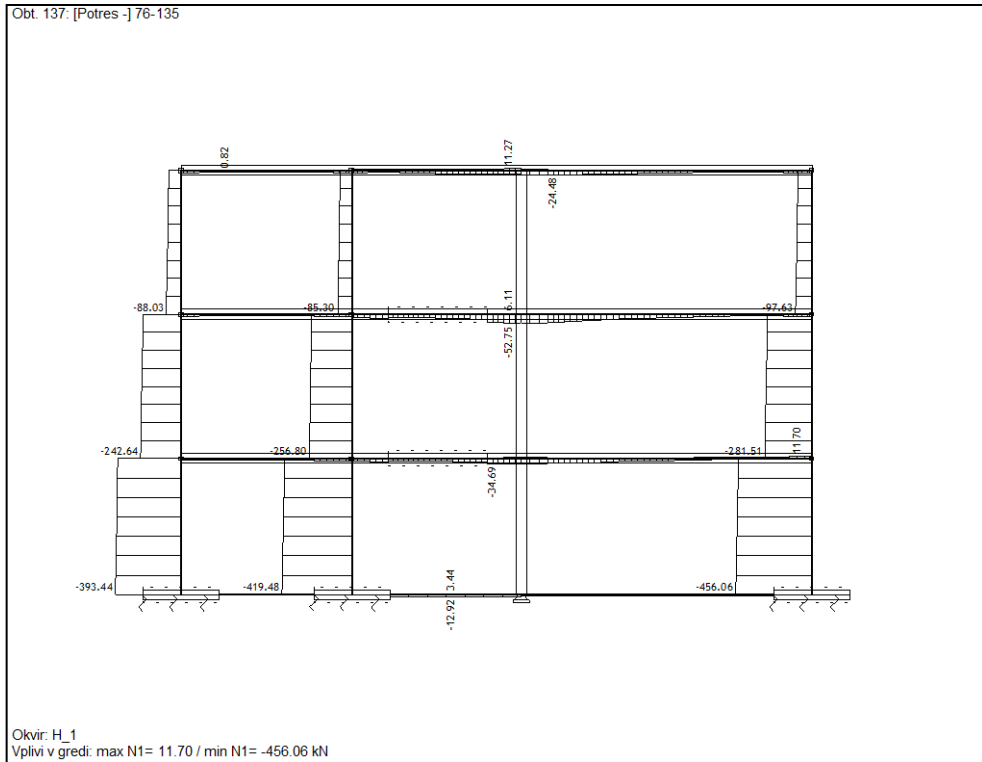


Obt. 136: [Potres +] 16-75

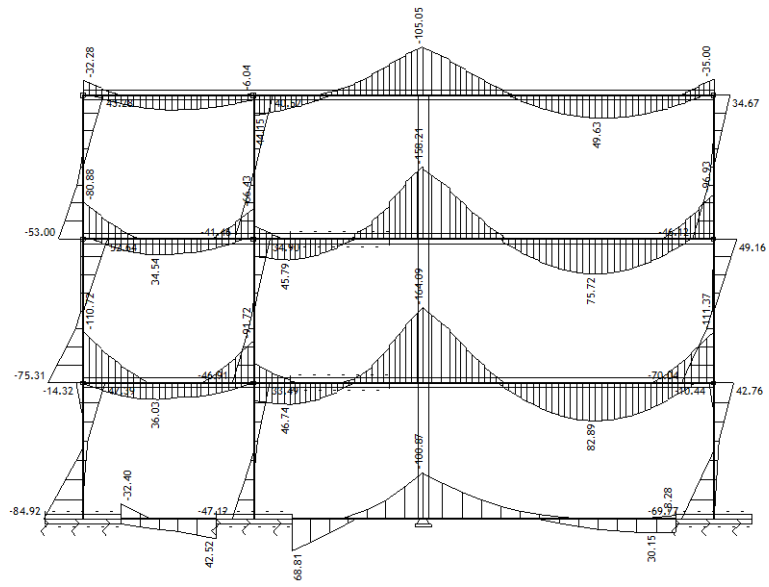


Okvir: H\_1  
Vplivi v gredi: max M3= 99.65 / min M3= -152.05 kNm

# Potres -



Obt. 137: [Potres -] 76-135



Okvir: H\_1  
Vplivi v gredi: max M3= 82.89 / min M3= -164.09 kNm

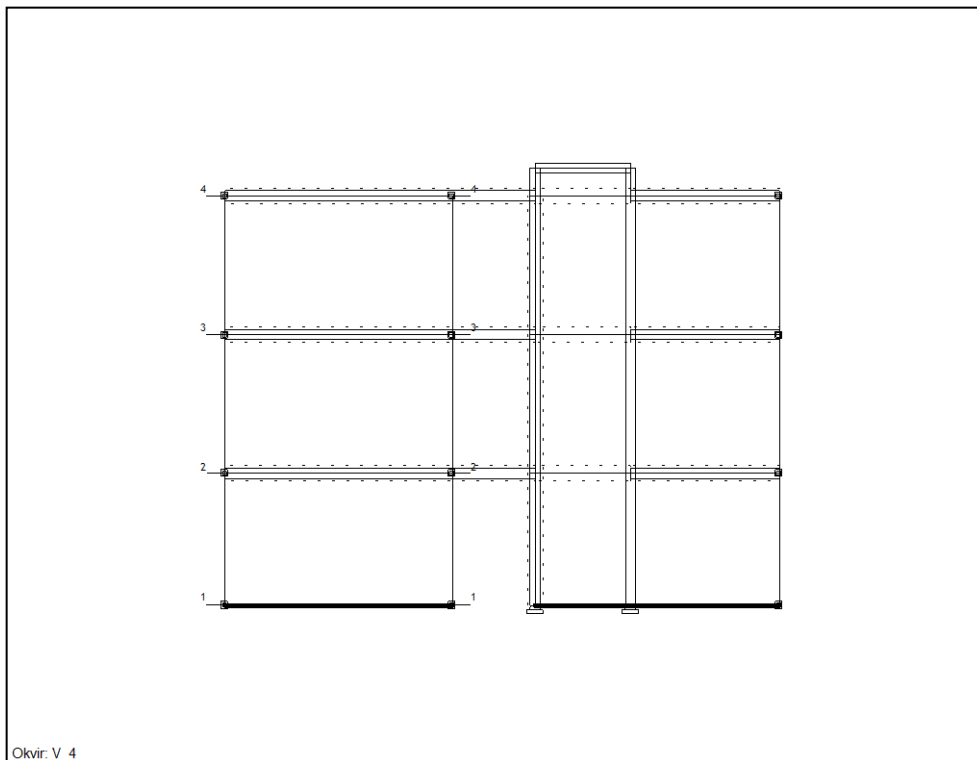
## **Priloga E**

### **Upogibna nosilnost gred**

## Priloga H

### Notranje sile v steni S1

### Prikaz prerezov



## Prerez 1-1

No	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
I	-1384.4	17.8	-164.1
II	-487.2	-15.5	-46.8
III	-21.7	0.4	-4.2
IV	-311.8	3.2	-79.9
V	-205.8	-0.3	-50.7
VI	-127.7	3.8	-33.0
VII	-16.2	-3.9	-116.7
VIII	-294.8	10.1	23.6
IX	-1.5	-24.6	-196.8
X(1)	-5.2	-57.3	-421.0
X(2)	1.8	-7.5	-68.6
X(3)	75.4	-414.0	-2950.6
X(4)	-19.3	115.2	655.6
X(5)	-2.1	14.8	78.0
X(6)	-7.9	-72.0	-89.6
X(7)	5.1	26.8	36.0
X(8)	-0.1	0.9	1.9
X(9)	-0.4	1.3	1.4
X(10)	-0.1	0.1	0.0
X(11)	0.6	0.0	-0.1
X(12)	-0.1	-0.8	-1.4
XI(1)	-0.4	-4.6	-34.0
XI(2)	6.5	-27.2	-248.9
XI(3)	150.6	-827.1	-5894.3
XI(4)	-1.5	8.6	49.2
XI(5)	-0.3	1.9	10.0
XI(6)	-13.5	-122.4	-152.3
XI(7)	-0.8	-4.0	-5.4
XI(8)	0.6	-5.7	-11.4
XI(9)	0.1	-0.3	-0.3
XI(10)	-0.4	0.2	0.1
XI(11)	0.2	0.0	-0.0
XI(12)	-0.4	-2.8	-5.2

Merodajna kombinacija za upogib:

$$I+II+0.30xVII+XI(3)$$

Merodajna kombinacija za strig:

$$I+II+0.30xVIII-1.00xXI(3)$$

$$M_d = 6140,23 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1725,87 \text{ kN}$$

$$T_d = 832,44 \text{ kN}$$

## Prerez 2-2

No	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
I	-1079.9	-7.1	-152.7
II	-383.2	-31.8	-33.2
III	-21.0	0.2	-5.0
IV	-234.0	-4.6	-59.6
V	-157.1	-6.2	-38.5
VI	-97.9	1.8	-25.7
VII	-11.7	-6.2	-88.4
VIII	-224.8	4.8	17.8
IX	-0.0	-22.2	-112.0
X(1)	-2.4	-50.2	-222.8
X(2)	1.5	-7.2	-42.3
X(3)	65.1	-336.8	-1470.2
X(4)	-16.0	87.3	244.3
X(5)	-1.7	8.9	23.8
X(6)	-7.5	-33.0	168.7
X(7)	4.7	16.1	-60.7
X(8)	-0.1	-0.4	-1.5
X(9)	-0.5	-1.4	-3.0
X(10)	-0.1	0.0	0.0
X(11)	0.2	0.0	-0.0
X(12)	-0.1	-0.4	1.5
XI(1)	-0.2	-4.1	-18.0
XI(2)	5.4	-26.0	-153.4
XI(3)	130.1	-672.8	-2937.0
XI(4)	-1.2	6.6	18.3
XI(5)	-0.2	1.1	3.0
XI(6)	-12.8	-56.2	286.8
XI(7)	-0.7	-2.4	9.1
XI(8)	0.7	2.2	8.8
XI(9)	0.1	0.3	0.7
XI(10)	-0.2	0.1	0.1
XI(11)	0.1	0.0	-0.0
XI(12)	-0.4	-1.6	5.4

Merodajna kombinacija za upogib:

$$I+II+0.30xIII+0.30xIV+XI(3)$$

Merodajna kombinacija za strig:

$$I+II+0.30xVII+XI(3)$$

$$M_d = 3142,36 \text{ kNm}$$

$$N_d = 1409,47 \text{ kN}$$

$$T_d = 713,63 \text{ kN}$$

### Prerez 3-3

No	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
I	-624.9	-16.8	-82.4
II	-186.6	-36.3	-38.9
III	-20.3	0.1	-5.7
IV	-84.4	-5.3	-13.4
V	-63.8	-7.2	-11.5
VI	-40.9	2.1	-7.4
VII	-3.8	-7.2	-35.2
VIII	-89.1	5.2	15.0
IX	1.8	-18.1	-38.9
X(1)	1.7	-35.9	-63.1
X(2)	1.0	-5.8	-13.9
X(3)	41.9	-190.0	-342.8
X(4)	-9.4	29.2	-24.8
X(5)	-0.9	3.4	9.3
X(6)	-5.3	18.7	149.1
X(7)	3.1	-5.9	-81.8
X(8)	-0.1	-0.2	5.1
X(9)	-0.4	-0.5	12.7
X(10)	-0.0	0.0	0.1
X(11)	-0.1	0.0	-0.1
X(12)	-0.1	0.1	1.8
XI(1)	0.1	-2.9	-5.1
XI(2)	3.8	-20.9	-50.6
XI(3)	83.8	-379.5	-684.9
XI(4)	-0.7	2.2	-1.9
XI(5)	-0.1	0.4	1.2
XI(6)	-9.0	31.9	253.5
XI(7)	-0.5	0.9	12.2
XI(8)	0.5	1.3	-31.1
XI(9)	0.1	0.1	-2.8
XI(10)	-0.0	0.0	0.4
XI(11)	-0.0	0.0	-0.0
XI(12)	-0.3	0.4	6.6

Merodajna kombinacija za upogib:

$$I+II+0.30xIII+0.30xIV+XI(3)$$

Merodajna kombinacija za strig:

$$I+II+0.30xV+XI(3)$$

$$M_d = 811,90 \text{ kNm}$$

$$N_d = 759,11 \text{ kN}$$

$$T_d = 434,72 \text{ kN}$$



## Prerez 4-4

No	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
I	-300.7	-17.7	-6.6
II	-82.8	-32.3	9.6
III	-18.9	-0.4	-6.3
IV	-8.4	-2.0	12.1
V	-15.8	-5.3	7.5
VI	-11.5	2.9	-1.8
VII	0.2	-5.7	2.8
VIII	-19.9	5.8	4.7
IX	2.8	-13.4	23.7
X(1)	5.6	-24.9	49.7
X(2)	1.1	-4.1	5.7
X(3)	39.3	-94.9	131.6
X(4)	-6.5	-5.4	-9.6
X(5)	-1.0	2.9	-6.5
X(6)	-4.5	31.3	-1.7
X(7)	2.4	-16.5	-2.7
X(8)	-0.1	1.1	0.1
X(9)	-0.4	2.6	0.5
X(10)	-0.0	0.0	-0.0
X(11)	0.1	-0.0	-0.1
X(12)	-0.1	0.3	0.2
XI(1)	0.4	-2.0	4.0
XI(2)	4.2	-14.8	20.5
XI(3)	78.5	-189.6	262.8
XI(4)	-0.5	-0.4	-0.7
XI(5)	-0.1	0.4	-0.8
XI(6)	-7.7	53.3	-2.8
XI(7)	-0.4	2.5	0.4
XI(8)	0.7	-6.7	-0.3
XI(9)	0.1	-0.6	-0.1
XI(10)	-0.1	0.1	-0.1
XI(11)	0.0	-0.0	-0.0
XI(12)	-0.2	1.1	0.8

Merodajna kombinacija za upogib:

$$I+II+0.30xIII-1.00xXI(3)$$

Merodajna kombinacija za strig:

$$I+II+0.30xVII+XI(3)$$

$$M_d = 261,77 \text{ kNm}$$

$$N_d = 467,69 \text{ kN}$$

$$T_d = 241,27 \text{ kN}$$

## **Priloga I**

### **Risbe**

- **Načrt arhitekture**
- **Načrt armature**