

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
za gradbeništvo
in geodezijo



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Udovč, G., 2016. Projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjske stavbe, jeklenega nadstreška in AB opornega zidu. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Saje, D.): 35 str.

Datum arhiviranja: 20-09-2016

University
of Ljubljana

Faculty of
Civil and Geodetic
Engineering



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Udovč, G., 2016. Projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjske stavbe, jeklenega nadstreška in AB opornega zidu. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Saje, D.): 35 pp.

Archiving Date: 20-09-2016

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*

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



UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

GREGOR UDOVČ

**PROJEKTIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE
ENOSTANOVANJSKE STAVBE, JEKLENEGA
NADSTREŠKA IN AB OPORNEGA ZIDU**

Diplomska naloga št.: 248/B-GR

**DESIGN OF LOAD-BEARING STRUCTURES OF A
DETACHED HOUSE, STEEL CARPORT AND A
REINFORCED CONCRETE SUPPORTING WALL**

Graduation thesis No.: 248/B-GR

Mentor:

doc. dr. Drago Saje

Ljubljana, 13. 09. 2016

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Spodaj podpisani študent **Gregor Udovč**, vpisna številka **26110713**, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: **»PROJEKTIRANJE NOSILNE KONSTRUKCIJE ENOSTANOVANJSKE STAVBE, JEKLENEGA NADSTREŠKA IN AB OPORNEGA ZIDU«**

IZJAVLJAM

1. da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
2. da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
3. da sem pridobil/-a vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil/-a;
4. da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal/-a v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil/-a soglasje etične komisije;
5. soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
6. da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
7. da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

V/Na: _____

Datum: _____

Podpis študenta/-ke:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.072.24(043.2)
Avtor:	Gregor Udovč
Mentor:	doc. dr. Drago Saje
Naslov:	Projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjske stavbe, jeklenega nadstreška in AB opornega zidu
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	35 str., 6 pregl., 19 sl., 21 en., 4 pril.
Ključne besede:	projektiranje nosilne konstrukcije, SAP 2000, enostanovanjska stavba, jeklen nadstrešek, AB oporni zid

Izvleček:

V diplomski nalogi predstavljam projektiranje nosilne konstrukcije enostanovanjske stavbe, jeklenega nadstreška in armiranobetonskega opornega zidu v skladu z mejnimi stanji, ki jih predpisuje standard Evrokod. Obravnavani objekti bodo zgrajeni na nadmorski višini 300 m, v coni projektnega pospeška tal $a_g = 0,175g$. V uvodnem delu navajam uporabljene materiale in njihove lastnosti ter vplive – obtežbe, ki delujejo na konstrukcije in so določene v skladu s standardom Evrokod. Zatem opišem še posamezne objekte in njihove nosilne konstrukcije. Prilagam arhitekturne načrte in statične izračune nosilnih elementov obravnavanih objektov. Izračune zahtevnejših konstrukcijskih elementov sem opravil s pomočjo računalniškega programa SAP 2000, lažjih pa s programsko opremo Excel.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND
ABSTRACT**

UDC:	624.072.24(043.2)
Author:	Gregor Udovč
Supervisor:	assist. prof. Drago Saje, Ph.D
Title:	Desing of load-bearing structures of a detached house, steel carport and a reinforced concrete supporting wall
Document type:	Graduation Thesis – University Studies
Scope and tools:	35 p., 6 tab., 19 fig., 21 eq., 4 ann.
Keywords:	design of a load-bearing structure, SAP 2000, detached house, steel carport, RC supporting wall

Abstract:

In Graduation Thesis, I describe load-bearing structures of a detached house, steel carport and a reinforced concrete wall, in accordance with the limit states, imposed by the standard Eurocode. Structures will be built at the altitude of 300 meters above sea level, in the zone of design ground acceleration $a_g = 0,175g$. In the introductory part, I quote materials that are being used, their properties and effects – loads, which are working on the structures and are specified in accordance with the standard Eurocode. Then, I describe each facility and their load-bearing structure. I enclose arhitectural plans and static calculations of load-bearing elements of the present facilities. Calculations of complex structural elements are made with computer software SAP 2000, easier ones with software Excel.

ZAHVALA

Za podarjen čas in pomoč pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Dragotu Saje, očetu Stanislavu Udovč, univ. dipl. inž. grad. in Klemnu Rezelj, univ. dipl. inž. grad.

Prav tako podarjam zahvalo svoji družini, ki mi je med celotnim študijem stala ob strani.

»Ta stran je namenoma prazna«

KAZALO VSEBINE

IZJAVE.....	II
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA.....	V
1 UVOD.....	1
2 VPLIVI NA KONSTRUKCIJE.....	4
2.1 SNEG	4
2.2 VETER.....	5
2.3 POTRES.....	8
2.4 ZEMELJSKI PRITISK.....	10
2.5 STALNA OBTEŽBA	11
2.6 KORISTNA OBTEŽBA	11
3 MATERIALI	12
3.1 BETON	12
3.2 JEKLO	13
3.3 LES	15
3.4 ZIDAK	16
3.5 MALTA	17
3.6 ZEMLJINE.....	18
4 NOSILNA KONSTRUKCIJA ENOSTANOVANJSKE STAVBE.....	19
4.1 OSTREŠJE.....	19
4.2 AB PLOŠČA.....	20
4.3 STOPNICE.....	20
4.4 VERTIKALNE IN HORIZONTALNE VEZI	21
4.5 ZIDOVJE	22
4.5.1 TLAČNA TRDNOST ZIDOVJA.....	22
4.5.2 STRIŽNA TRDNOST ZIDOVJA	23
4.5.3 NATEZNA TRDNOST ZIDOVJA	23
4.5.4 DEFORMABILNOSTNE LASTNOSTI ZIDOVJA	24
4.6 TEMELJI	26
5 NOSILNA KONSTRUKCIJA JEKLENEGA NADSTREŠKA.....	27
5.1 KROVNA PLOČEVINA	27
5.2 STREŠNA KONSTRUKCIJA	27
5.3 STEBRI.....	29
5.4 TEMELJI	29

6	ARMIRANOBETONSKI OPORNI ZID.....	31
7	ZAKLJUČEK.....	33
8	VIRI.....	34

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: prikaz karakterističnih vrednosti obtežbe snega [1.]	4
Preglednica 2: prikaz temeljnih osnovnih vrednosti hitrosti vetra po conah [1.]	5
Preglednica 3: prikaz vrednosti faktorja izpostavljenosti konstrukcije [1.]	7
Preglednica 4: prikaz vrednosti za posamezen tip tal [18.]	8
Preglednica 5: prikaz vrednosti koristnih obtežb [1.]	11
Preglednica 6: potrebna armatura v horizontalnih in vertikalnih armiranobetonskih vezeh	21

KAZALO SLIK

Slika 1: prikaz jeklenega nadstreška	2
Slika 2: prikaz prerezov enostanovanjske stavbe.....	2
Slika 3: prikaz prereza skozi jeklen nadstrešek in armiranobetonski oporni zid	3
Slika 4: prikaz računalniškega pripomočka za izračun opornega zidu.....	3
Slika 5: prikaz con za določanje obtežbe s snegom [1.].....	4
Slika 6: prikaz con za določanje obtežbe vetra [1.]	6
Slika 7: prikaz projektnih pospeškov tal v Sloveniji [8.]	8
Slika 8: prikaz vrednosti za projektni spekter odziva [18.].....	9
Slika 9: prikaz delovnega diagrama za beton v MSN [2.]	12
Slika 10: prikaz delovnih diagramov za jeklo S 500 v MSN [2.].....	13
Slika 11: prikaz diagrama σ - ϵ za mehko jeklo [9.]	14
Slika 12: prikaz zidaka POROTHERM 30 S P+E (levo) ter zidaka POROTHERM 20 S P+E (desno) [6., 7.].....	16
Slika 13: prikaz nosilne konstrukcije ostrešja	19
Slika 14: prikaz krovne pločevine LG 40 [5.].....	27
Slika 15: prikaz nosilne konstrukcije jeklenega nadstreška v tlorisu	28
Slika 16: prikaz točkovnega temelja pri jeklenem nadstrešku	30
Slika 17: prikaz armature v točkovnem temelju	30
Slika 18: prikaz AB opornega zidu.....	31
Slika 19: prikaz armature v AB opornem zidu	32

1 UVOD

V diplomski nalogi prikazujem del projektiranja treh objektov: enostanovanjske stavbe, jeklenega nadstreška in armiranobetonskega opornega zidu, ki obsega račun notranjih statičnih količin in premikov njihovih nosilnih elementov ter določanje potrebnih dimenzij le-teh, njihovih podpor in stikov med posameznimi elementi. Delo je izvedeno v skladu z veljavnimi standardi Evrokod, ki predpisujejo metodo mejnih stanj. Objekti bodo zgrajeni na nadmorski višini 300 m, kjer je projektni pospešek tal enak $a_g = 0,175g$.

Vplivi, ki delujejo na obravnavane konstrukcije, so: lastna, stalna in koristna obtežba, veter, sneg, potres in zemeljski pritisk. Za vse omenjene obtežbe standard Evrokod podaja navodila kako delujejo na konstrukcijo, v kolikšni meri in s kolikšno verjetnostjo jih lahko predvidimo v življenski dobi objekta.

Standard podaja nacionalne dodatke, ki Republiko Slovenijo za obtežbe snega, vetra in potresa razdelijo na več področij. Za vsako področje posebej je določena različna obtežba, ki jo upoštevamo pri dimenzioniranju. Konstrukcije, ki jih preverjam, se nahajajo v coni 1 za vpliv vetra, v coni A1 za vpliv snega in v potresni coni, kjer je predpisan projektni pospešek tal $a_g = 0,175g$. Konstrukcije morajo v mejnih stanjih ohranjati nosilnost in nuditi uporabnost.

Obravnavani objekti bodo grajeni iz lesa, jekla, betona, armiranega betona, opeke in malte. Geomehansko poročilo podaja vrsto zemljine in njene mehanske lastnosti.

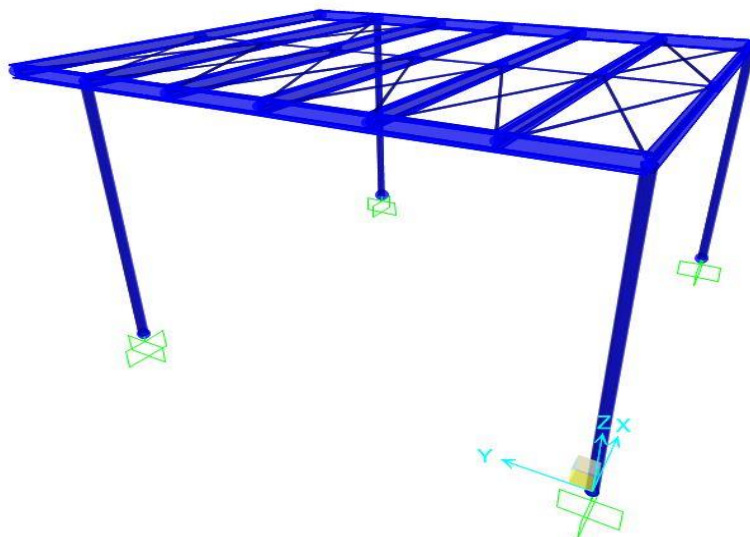
Pri enostanovanjski stavbi bo ostrešje izvedeno s smrekovim lesom trdnostnega razreda C24, stikovanim z jeklenimi vijaki trdnostnega razreda 5.8. Zidovje bo iz zidakov POROTHERM 20 S P+E in POROTHERM 30 S P+E, povezano z apneno-cementno malto kvalitete M10. Medetažna plošča, stopnice, temelji, vertikalne in horizontalne vezi bodo izvedene z betonom trdnostnega razreda C25/30, armirani z jekleno armaturo trdnostnega razreda S 500-B. Jeklen nadstrešek bo izveden z jeklom trdnostnega razreda S 235 J2, stikovanim z jeklenimi vijaki trdnostnega razreda 8.8. Temelji, na katerih stoji nadstrešek, bodo izvedeni z betonom trdnostnega razreda C30/37, armirani z armaturo trdnostnega razreda S 500-B. Armiranobetonski oporni zid bo izveden z betonoma trdnostnih razredov C25/30 in C30/37, armiran z jekleno armaturo trdnostnega razreda S 500-B.

Za izračun konstrukcij sem uporabil teorijo 1. reda, ki ne zajame vpliva lokalnih in globalnih nepopolnosti elementov. Problemi stabilnosti posledično niso zajeti v izračunih in jih je potrebno izvesti naknadno. Za izračun notranje statičnih količin sem elemente nosilnih konstrukcij poenostavil na linijske in ploskovne.

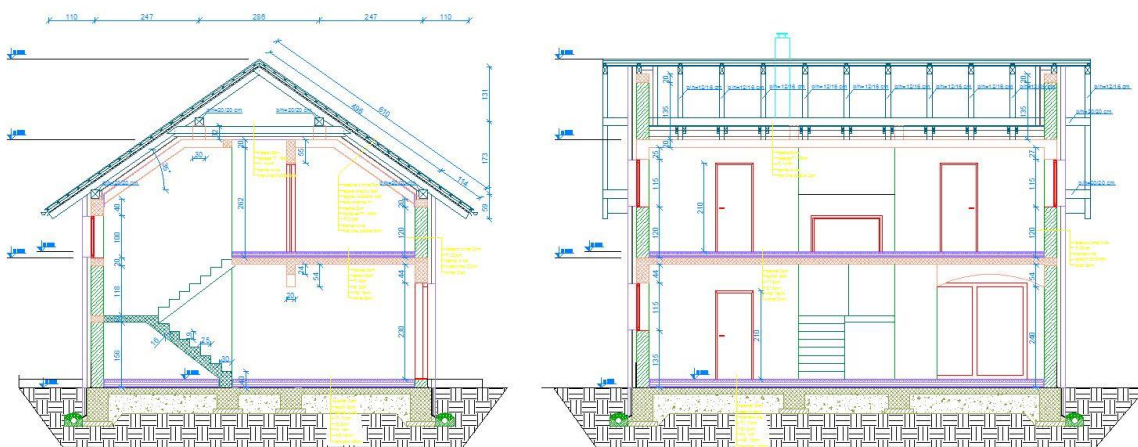
Leseno ostrešje pri enostanovanjski stavbi sem predpostavil na 2D linijski model, ga podprl z enostavnimi podporami in zdimenzioniral s pomočjo programske opreme SAP 2000. Armiranobetonski plošči sem armaturo določil s programsko opremo SAP 2000. Uporabil sem končni element »plate thick«, ki je mešanica Reisner-Mindlove in Kirchoffove teorije plošč. Za izračun notranje statičnih količin pri stopnicah in prekladah sem uporabil prostoležeč linijski model. Zidovje in temelje sem preveril po postopkih, ki nam jih predpisujeta Evrokod 5 in Evrokod 7.

Jeklen nadstrešek sem v celoti zmodeliral v programski opremi SAP 2000. Ker sem računal po teoriji 1. reda, sem nepopolnosti elementov upošteval z nadomestno obtežbo, ki sem jo nanesele na njih.

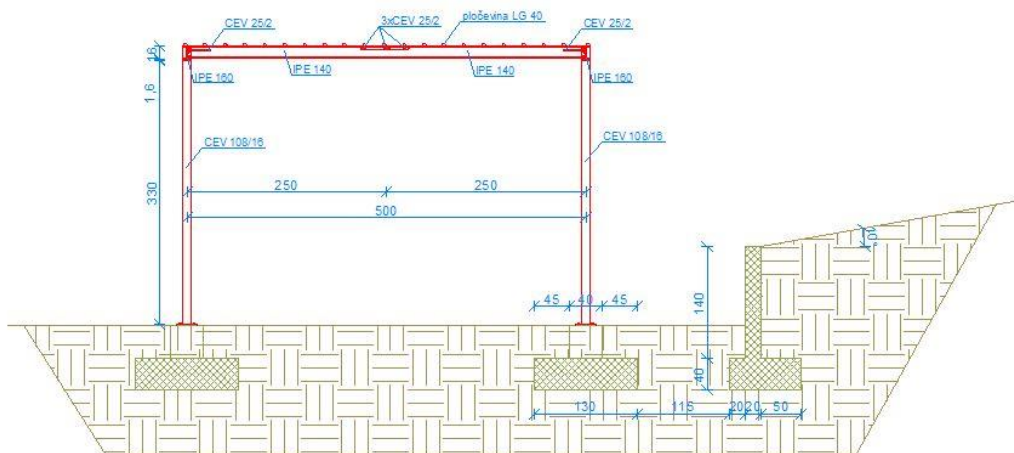
Za izračun opornega zidu sem spisal pripomoček v programski opremi Excel. Temelje sem preveril po metodi tlačnih razpor in nateznih vezi, ki nam jo podaja Evrokod 2.



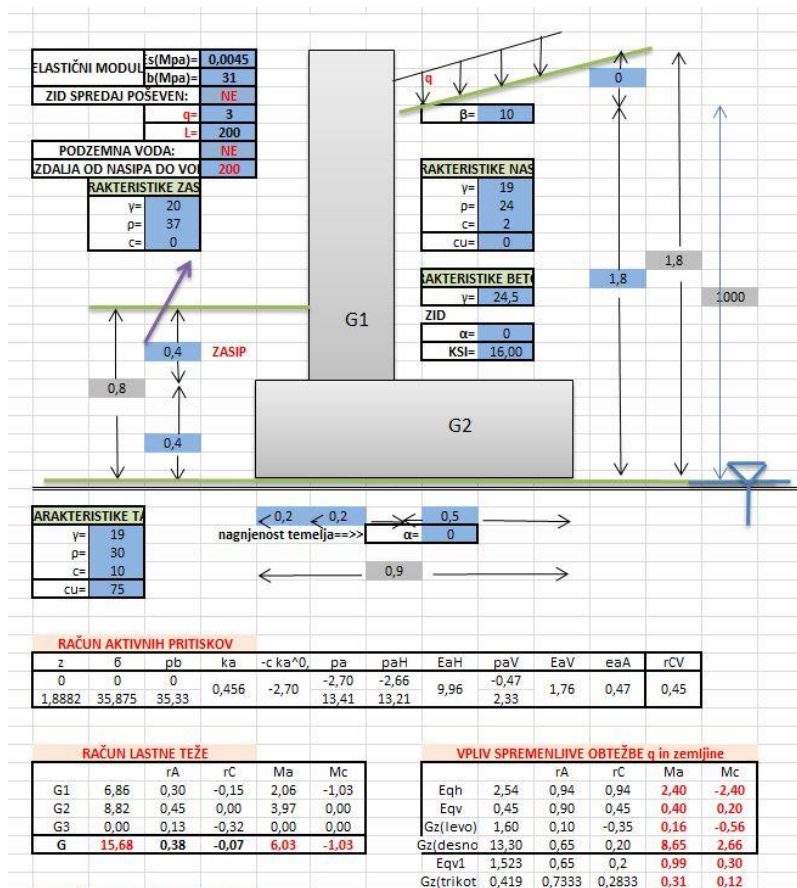
Slika 1: prikaz jeklenega nadstreška



Slika 2: prikaz prerezov enostanovanjske stavbe



Slika 3: prikaz prereza skozi jeklen nadstrešek in armiranobetonski oporni zid

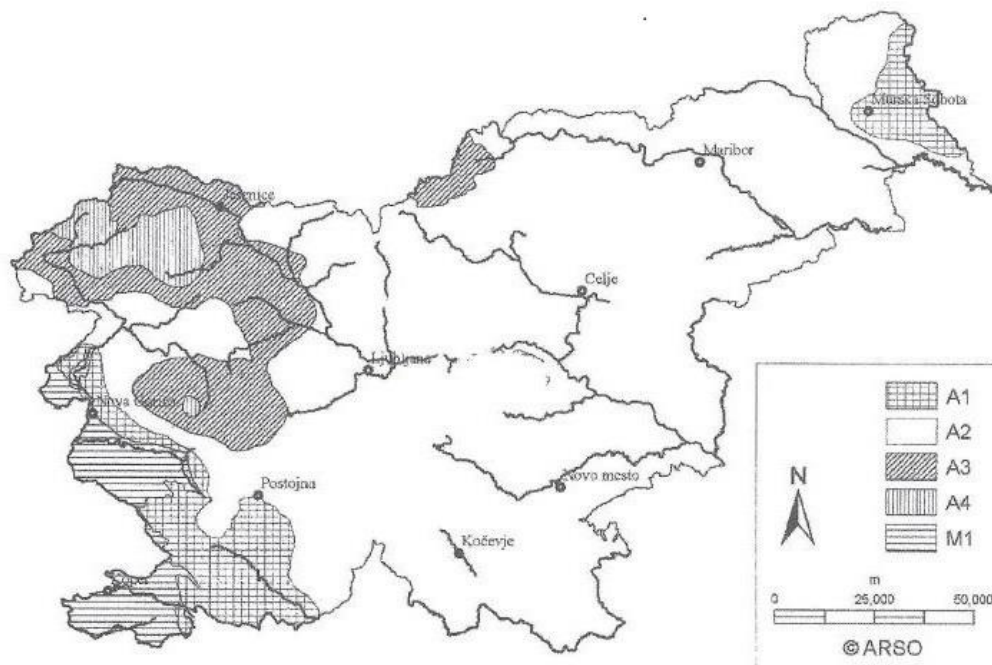


Slika 4: prikaz računalniškega pripomočka za izračun opornega zidu

2 VPLIVI NA KONSTRUKCIJE

2.1 SNEG

Na enostanovanjsko stavbo in jeklen nadstrešek deluje obtežba snega, ki jo določimo po priporočilih, ki nam jih podaja standard SIST EN 1991-1-3, Evrokod 1. Slovenijo razdelimo na 5 con, kjer v vsaki coni posebej veljajo različne enačbe za izračun obtežbe snega.



Slika 5: prikaz con za določanje obtežbe s snegom [1.]

Preglednica 1: prikaz karakterističnih vrednosti obtežbe snega [1.]

Cona	s_k [kN/m ²]
A1	$0,651[1 + (A/728)^2]$
A2	$1,293[1 + (A/728)^2]$
A3	$1,935[1 + (A/728)^2]$
A4	$2,577[1 + (A/728)^2]$
M1	$0,289[1 + (A/452)^2]$

A – nadmorska višina na kateri se konstrukcija nahaja.

Za izračun projektne obtežbe snega je potrebno upoštevati nagib strehe. Enačba za določitev projektne obtežbe snega se glasi:

$$s_d = \mu_1 * s_k \quad (2-1)$$

μ_1 – faktor, ki zajame vpliv naklona strehe,

s_k – karakteristična obtežba snega na tleh.

Faktor μ_1 izračunamo po enačbah:

$$\mu_1 = \begin{cases} 0,8 & \text{za } \alpha_s \leq 30^\circ \\ 0,8 * \frac{60^\circ - \alpha_s}{30} & \text{za } 30^\circ < \alpha_s \leq 60^\circ \end{cases} \quad (2-2)$$

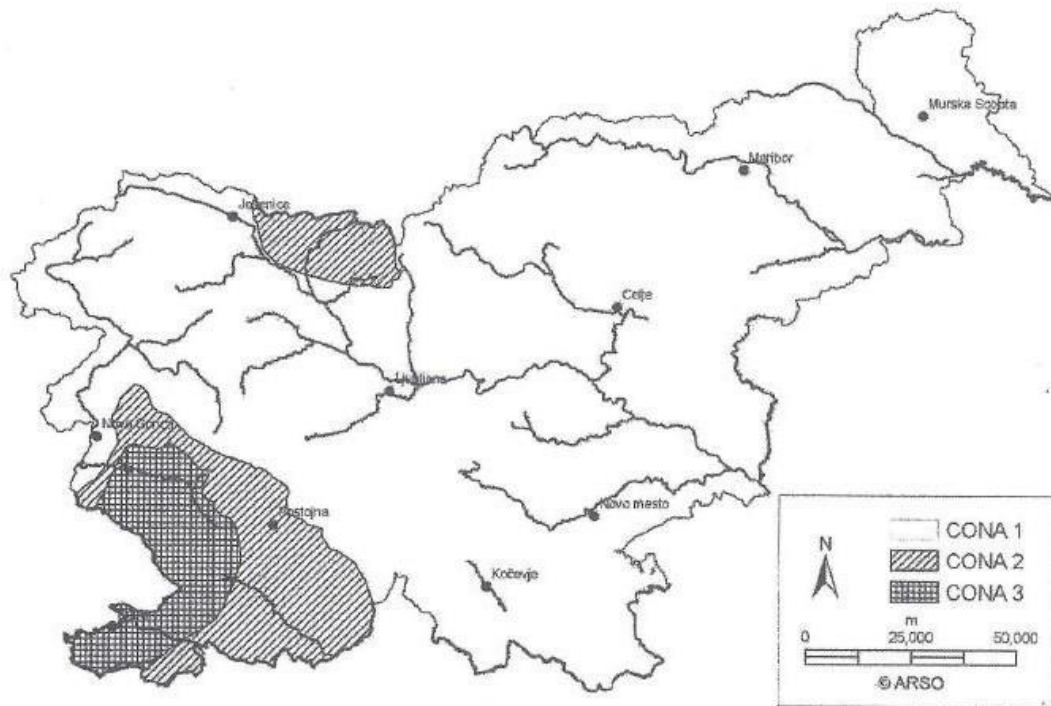
α_s – naklon strehe.

2.2 VETER

Na enostanovanjsko stavbo in jeklen nadstrešek deluje obtežba vetra, ki jo določimo po priporočilih, ki nam jih podaja standard SIST EN 1991-1-4, Evrokod 1. Slovenijo razdelimo na 3 cone in zatem dodatno še na podcone glede na nadmorsko višino, v kateri se objekt nahaja. Dobimo 8 različnih con za katere je s strani standarda podana različna osnovna hitrost vetra, ki jo potrebujemo za določitev končne obtežbe vetra.

Preglednica 2: prikaz osnovnih temeljnih vrednosti hitrosti vetra po conah [1.]

Cona	Opis	Nadmorska višina [m]	$v_{b,0}$ [m/s]
1	Večina Slovenije	pod 800	20
		800 – 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
2	Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke	pod 1600	25
		1600 – 2000	30
		nad 2000	40
3	Primorje, Kras in del Vipavske doline	–	30



Slika 6: prikaz con za določanje obtežbe vetra [1.]

Za izračun osnovne hitrosti vetra se uporabi enačba:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (2-3)$$

$v_{b,0}$ – osnovna temeljna vrednost hitrosti vetra.

Za stalne konstrukcije standard priporoča, da vrednosti c_{dir} in c_{season} upoštevamo z 1.

Osnovni tlak vetra določimo po enačbi:

$$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2 \quad (2-4)$$

v_b – osnovna hitrost vetra,

ρ – gostota zraka pričakovana med neurjem ($1,25 \text{ kg/m}^3$).

Za določitev veternega tlaka pri največjih sunkih vetra se uporabi enačba:

$$q_p(z) = q_b * c_e(z) \quad (2-5)$$

q_b – osnovni tlak vetra,

$c_e(z)$ – faktor izpostavljenosti konstrukcije.

Preglednica 3: prikaz vrednosti faktorja izpostavljenosti konstrukcije [1.]

Višina z [m]	Intenziteta turbulence $I_v(z)$ za teren kategorije					Faktor izpostavljenosti $c_e(z)$ za teren kategorije				
	0	I	II	III	IV	0	I	II	III	IV
1	0,172	0,217	0,271	0,355	0,434	1,81	1,54	1,42	1,28	1,18
2	0,154	0,189	0,271	0,355	0,434	2,14	1,88	1,42	1,28	1,18
3	0,145	0,175	0,244	0,355	0,434	2,34	2,09	1,64	1,28	1,18
4	0,139	0,167	0,228	0,355	0,434	2,49	2,24	1,80	1,28	1,18
5	0,135	0,161	0,217	0,355	0,434	2,60	2,37	1,93	1,28	1,18
10	0,123	0,145	0,189	0,285	0,434	2,98	2,77	2,35	1,71	1,18
15	0,117	0,137	0,175	0,256	0,369	3,22	3,02	2,62	1,98	1,44
20	0,114	0,132	0,167	0,238	0,334	3,39	3,20	2,81	2,18	1,64
30	0,109	0,125	0,156	0,217	0,294	3,64	3,46	3,09	2,48	1,94
40	0,105	0,121	0,150	0,204	0,271	3,82	3,66	3,30	2,70	2,17
50	0,103	0,117	0,145	0,195	0,256	3,96	3,81	3,47	2,88	2,34
100	0,096	0,109	0,132	0,172	0,217	4,42	4,30	4,01	3,45	2,93

Za projektiranje se uporabi tlak, ki deluje na zunanje ploskve stavb in ga izračunamo po sledeči enačbi:

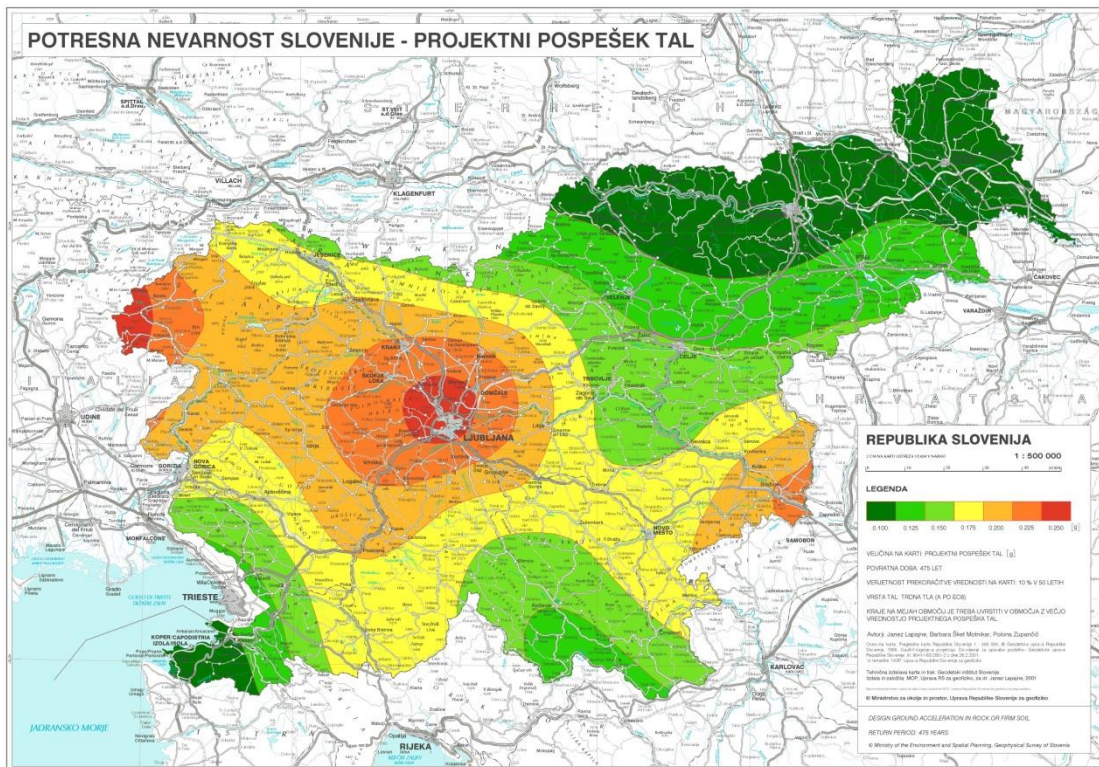
$$w_e = c_{pe} * q_p(z) \quad (2-6)$$

c_{pe} – koeficient zunanega tlaka (za vsak tip konstrukcije ga standard navaja posebej),

$q_p(z)$ – tlak pri največji hitrosti med sunki vetra.

2.3 POTRES

Za določitev potresne obtežbe je potrebno poznati lokacijo konstrukcije na karti Slovenije. Slovenija je, glede na potresno ogroženost, razdeljena na 7 nivojev, ki jih prikazuje slika 7. Vsak od teh nivojev ima različen projektni pospešek tal.



Slika 7: prikaz projektnih pospeškov tal v Sloveniji [8.]

Preden določimo potresno silo, moramo poznati tip tal na katerih se konstrukcija nahaja. Standard nam podaja tabelo, ki prikazuje razlike med posameznimi tipi tal.

Preglednica 4: prikaz vrednosti za posamezen tip tal [18.]

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

Potresno silo izračunamo z izrazom:

$$F_b = m * S_d(T) \quad (2-7)$$

m – masa konstrukcije za katero računamo potresno obtežbo,

$S_d(T)$ – projektni spekter odziva.

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

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

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

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

Slika 8: prikaz vrednosti za projektni spekter odziva [18.]

q – faktor obnašanja,

T – nihajni čas konstrukcije,

β – faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru,

a_g – projektni pospešek tal,

T_B, T_C, T_D, S – opredeljeni v preglednici 4.

2.4 ZEMELJSKI PRITISK

Na armiranobetonski oporni zid deluje zemeljski pritisk. Za določitev velikosti zemeljskega pritiska je potrebno poznati karakteristike zemljine, ki pritiske povzročajo. Te karakteristike so: kohezija zemljine, strižni kot zemljine ter specifična teža zemljine. Ker zemljina pritiska na oporni zid in se le-ta odmika, pride do pojava aktivnih zemeljskih pritiskov. Na nasprotni strani istočasno delujejo pasivni zemeljski pritiski.

Aktivne ter pasivne pritiske izračunamo po Rankinovi enačbah, ki se glasijo:

$$p_a = K_a * p_b - 2 * c * \sqrt{K_a} \quad (2-8)$$

$$p_p = K_p * p_b + 2 * c * \sqrt{K_p} \quad (2-9)$$

p_b – vertikalni pritisk zaradi vpliva vode in teže zemljine na mestu, kjer računamo aktivne pritiske,

c – kohezija zemljine,

K_a – koeficient aktivnega zemeljskega pritiska,

K_p – koeficient pasivnega zemeljskega pritiska.

Koeficienta aktivnih in pasivnih zemeljskih pritiskov se izračunata po sledečih enačbah:

$$K_a = \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \varphi} \right)^2 \quad (2-10)$$

$$K_p = \left(\frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \varphi} \right)^2 \quad (2-11)$$

β – naklon zemljine za opornim zidom,

φ – strižni kot zemljine.

2.5 STALNA OBTEŽBA

Za izračun stalne teže potrebujemo specifično težo materiala. Težo lahko računamo na tekoči meter, ali pa jo preračunamo na točkovno obtežbo.

Za račun točkovne obtežbe uporabimo izraz:

$$F_g = \gamma_g * V \quad (2-12)$$

V – volumen elementa,

γ_g – specifična teža elementa.

Za račun lastne teže na tekoči meter uporabimo izraz:

$$F_g = \gamma_g * h * b \quad (2-13)$$

h – višina elementa,

b – širina elementa.

2.6 KORISTNA OBTEŽBA

Koristna obtežba je obtežba, ki ni vedno na konstrukciji (ljudje, mize, stoli,...). Preglednica 5 prikazuje vrednosti koristnih obtežb, ki jih nanesemo na elemente, za katere je le-ta predvidena (stopnice, plošča, zaledje opornega zidu,...).

Preglednica 5: prikaz vrednosti koristnih obtežb [1.]

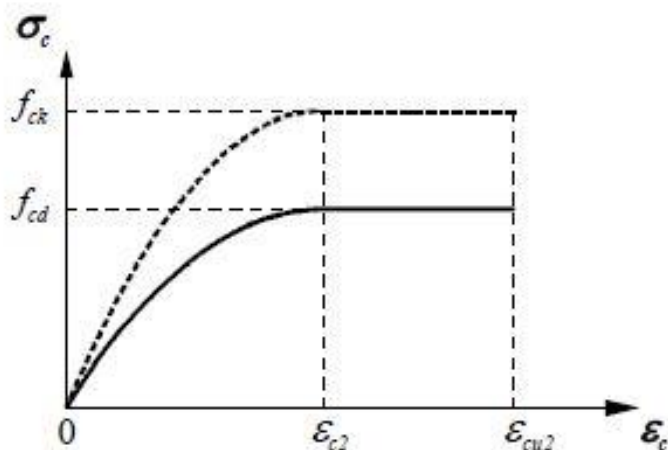
Kategorije površin		q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A	tla na splošno	2,0	2,0
	stopnice	2,0	2,0
	balkoni	2,5	2,0
B		3,0	4,5
C	C1	3,0	4,0
	C2	4,0	4,0
	C3	5,0	4,0
	C4	5,0	7,0
	C5	5,0	4,5
D	D1	4,0	4,0
	D2	5,0	7,0

3 MATERIALI

3.1 BETON

V enostanovanjski stavbi, opornem zidu in nadstrešku se uporabi beton. Uporabimo beton dveh različnih trdnostnih razredov: C25/30 ter C30/37. Za temelj opornega zidu ter temelj, vezi, ploščo in stopnice enostanovanjske stavbe uporabimo beton trdnostnega razreda C25/30. Za sam oporni zid ter temelj nadstreška uporabimo beton trdnostnega razreda C30/37. Slednjega pri opornem zidu uporabimo zaradi zagotavljanja odpornosti betona na soli in mraz, pri nadstrešku pa ga vgradimo zaradi visokih tlačnih pritiskov, ki se prenašajo preko stebra na temelj.

	BETON C25/30	BETON C30/37
Karakteristična tlačna trdnost f_{ck} :	25 MPa	30 MPa
Projektna tlačna trdnost f_{cd} :	16,67 MPa	20 MPa
Natezna trdnost f_{ctm} :	2,6 MPa	2,9 MPa
Elastični modul E_{cm} :	31000 MPa	33000 MPa
Mejna deformacija ε_{cu2} :	3,5 ‰	3,5 ‰
Deformacija ε_{c2} :	2 ‰	2 ‰



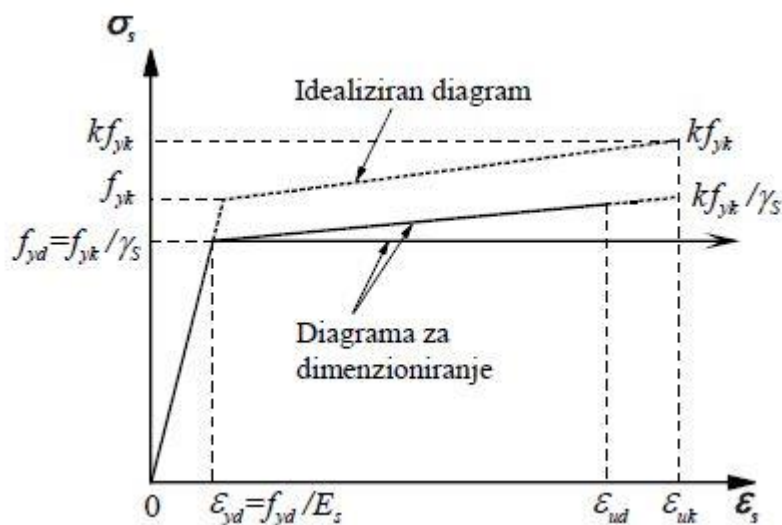
Slika 9: prikaz delovnega diagrama za beton v MSN [2.]

3.2 JEKLO

Pri vseh treh konstrukcijah se uporabi jeklo. Za armaturo, ki poveča nosilnost betona, uporabimo jeklo trdnostnega razreda S 500-B. Za nadstrešek se uporabi jeklo trdnostnega razreda S 235 J2. Za stikovanje elementov uporabimo jeklene vijake različnih trdnostnih razredov. Za stikovanje lesenih profilov uporabimo vijake trdnostnega razreda 5.8. Za stikovanje jeklenih profilov uporabimo vijake trdnostnega razreda 8.8.

Karakteristike jekla S 500-B:

- karakteristična trdnost f_{yk} : 500 MPa,
- projektna trdnost f_{yd} : 435 MPa,
- elastični modul E_s : 200000 MPa,
- mejna deformacija ϵ_{ud} : 45 %.

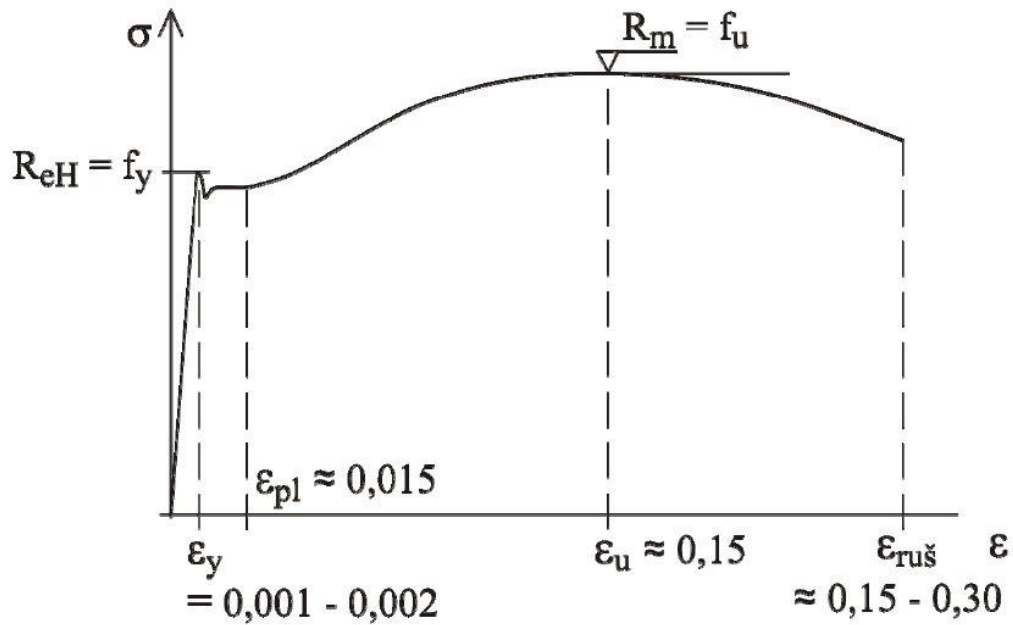


Slika 10: prikaz delovnih diagramov za jeklo S 500 v MSN [2.]

Na sliki 10 so prikazani diagrami s katerimi opišemo obnašanje jekla za armiranje. V našem primeru se uporabi diagram za dimenzioniranje, kjer je f_{yd} konstanten.

Karakteristike jekla S 235 J2:

- trdnost na meji elastičnosti f_y : 235 MPa,
- porušna trdnost f_u : 360 MPa,
- elastični modul E_s : 210000 MPa.



Slika 11: prikaz diagrama σ - ϵ za mehko jeklo [9.]

Pri vijakih nas zanima njihova trdnost. Spodaj so navedene osnovne karakteristike vijakov, ki jih potrebujemo za kontrolo nosilnosti spojev.

	vijak 5.8	vijak 8.8
-trdnost na meji elastičnosti f_{yb} :	400 MPa	640 MPa
-porušna trdnost f_{ub} :	500 MPa	800 MPa

3.3 LES

Les se uporabi za izvedbo strehe na enostanovanjski stavbi. Uporabimo smrekov les trdnostnega razreda C24. Les je anizotropen material, zato moramo biti previdni pri kontroli nosilnosti.

Karakteristike za les C24:

-karakteristična upogibna trdnost $f_{m,k}$:	24 MPa,
-karakteristična natezna trdnost vzporedno z vlakni $f_{t,0,k}$:	14 MPa,
-karakteristična natezna trdnost pravokotno na vlakna $f_{t,90,k}$:	0,5 MPa,
-karakteristična tlačna trdnost vzporedno z vlakni $f_{c,0,k}$:	21 MPa,
-karakteristična tlačna trdnost pravokotno na vlakna $f_{c,90,k}$:	2,5 MPa,
-karakteristična strižna trdnost $f_{v,k}$:	2,5 MPa,
-elastični modul $E_{0,mean}$:	11000 MPa,
-strižni modul G_{mean} :	690 MPa.

Pri kontroli lesenih konstrukcij upoštevamo razrede trajanja obtežbe. Za naš primer sta merodajna razreda M ali S, saj je lastna teža lesene konstrukcije majhna.

M – srednje dolgo trajanje obtežbe (do 6 mesecev),

S – kratkotrajna obtežba (do 1 tedna).

Za določitev projektnih trdnosti je potrebno karakteristične trdnosti pomnožiti s faktorjem k_{mod} in deliti z varnostnim faktorjem za material γ_m .

k_{mod} – faktor, ki je odvisen od razreda trajanja obtežbe (0,8 za »M« ter 0,9 za »S«),

γ_m – materialni varnostni faktor (1,3 za masiven les).

3.4 ZIDAK

Za zidanje se uporabi opečni zidak POROTHERM 30 S P+E in POROTHERM 20 S P+E. Dimenzije zidaka POROTHERM 30 S P+E so: $d/\check{s}/v = 25/30/23,8$ cm. Dimenzije zidaka POROTHERM 20 S P+E so: $d/\check{s}/v = 37,5/20/23,8$ cm.

d – dolžina zidaka,

š – širina zidaka,

v – višina zidaka.

Zidake delimo v skupine glede na geometrijske zahteve in po kategorijah glede na način in obseg kontrole kvalitete v okviru proizvodnega procesa.

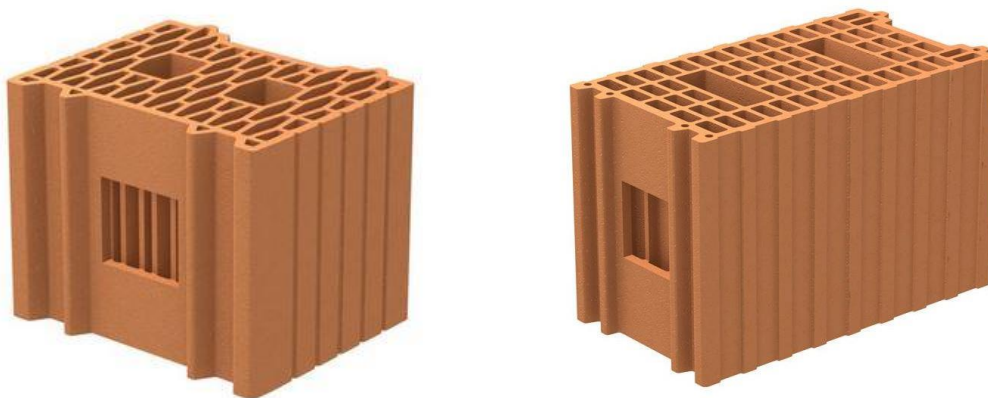
Zidaka glede oblike spadata v skupino 2, glede načina in obsega kontrole kvalitete pa v kategorijo I.

Karakteristike zidaka:

-karakteristična tlačna trdnost f_b : 10 MPa,

-karakteristična strižna trdnost $f_{v,b}$: 0,15 – 0,3 MPa.

Ker je tlačna trdnost opeke 10 MPa, je opeka v skladu z Evrokod 8, ki za povezano zidovje zahteva, da je tlačna trdnost opeke vsaj 10 MPa.



Slika 12: prikaz zidaka POROTHERM 30 S P+E (levo) ter zidaka POROTHERM 20 S P+E (desno)

[6., 7.]

3.5 MALTA

Malta je mešanica apna, cementa, agregata in vode. Uporabimo jo, da med seboj povežemo posamezne zidake v zidovje.

Za zidovje pri enostanovanjski stavbi uporabimo malto za splošno uporabo, ki ji predpišemo tlačno trdnost.

Predpisane karakteristike malte:

-karakteristična tlačna trdnost f_m : 10 MPa .

Ker je izbrana tlačna trdnost malte 10 MPa , je malta v skladu z Evrokod 8, ki za povezano zidovje zahteva, da je tlačna trdnost malte vsaj 5 MPa .

3.6 ZEMLJINE

Imamo 3 različne zemljine. Zaledje opornega zidu je sestavljeno iz organske gline. Temeljna tla opornega zidu, jeklenega nadstreška in enostanovanjske stavbe so iz ilovice. Temelje se do vrha zasuje s tamponskim zasutjem.

Za vsako od 3 zemljin določimo sledeče karakteristike:

c_u – nedrenirana strižna trdnost zemljine,

c – kohezija zemljine,

φ – strižni kot zemljine,

γ_z – specifična teža zemljine.

	Organska glina	Ilovica	Tamponsko nasutje
c_u :	/	75 kPa	/
c :	2 kPa	10 kPa	0 kPa
φ :	24°	30°	37°
γ_z :	19 $\frac{kN}{m^3}$	19 $\frac{kN}{m^3}$	20 $\frac{kN}{m^3}$

Nedrenirano strižno trdnost potrebujemo samo pri ilovici, saj so temeljna tla sestavljena iz nje.

4 NOSILNA KONSTRUKCIJA ENOSTANOVANJSKE STAVBE

4.1 OSTREŠJE

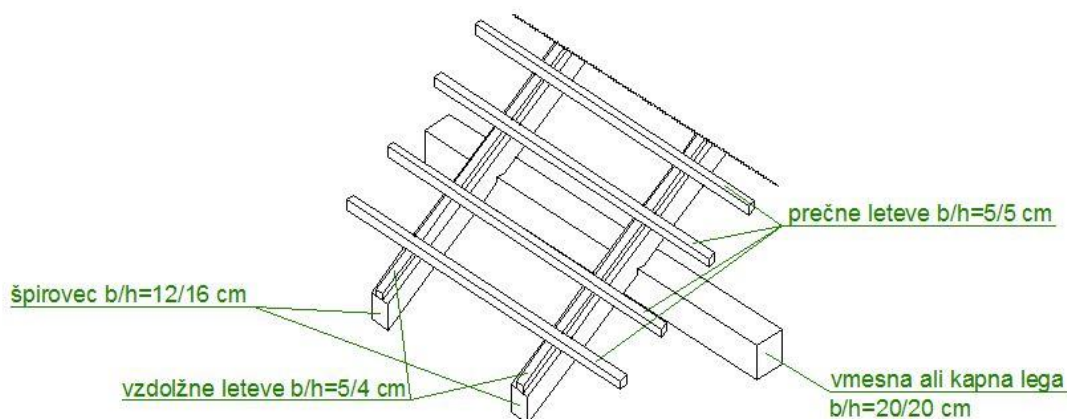
Na nosilno konstrukcijo ostrešja delujejo:

- lastna ter stalna teža ostrešja,
- sneg,
- veter,
- koristna obtežba (na škarje).

Smrekov les, s katerim se ostrešje izvede, spada v trdnostni razred C24. Oznaka C nam pove, da gre za les iglavca, številka 24 pa, da ima ta les karakteristično upogibno nosilnost 24 MPa .

Ostrešje sestavljajo: prečne in vzdolžne letve, škarje, špirovci ter vmesna in krajna lega. Naloga letev je, da prenesejo obtežbo do špirovca, ki jo nato prenese na lege. Preko leg se obremenitve prenesejo na zidovje. Škarje služijo prevzemu nateznih osnih sil. Dimenzije letev položenih prečno na špirovec so $b/h = 5/5 \text{ cm}$, dimenzije letev položenih vzdolžno s špirovcem pa $b/h = 5/4 \text{ cm}$. Špirovec se izvede dimenzij $b/h = 12/16 \text{ cm}$, škarje pa dimenzij $b/h = 6/16 \text{ cm}$. Na vsakem špirovcu, ki se nahaja znotraj stavbe, se nanj simetrično pritrudi 2 škarje. Dimenzije vmesne ter kapne lege so enake in znašajo $b/h = 20/20 \text{ cm}$.

Za stikovanje prečnih letev z vzdolžnimi letvami ter vzdolžnih letev s špirovci se uporabijo žebli dimenzij $3,1/80 \text{ mm}$. Za prenos horizontalnih sil iz špirovca na lego se uporabi žebelj dimenzij $8/280 \text{ mm}$. Ostale stike se izvede z vijaki $M12 \text{ 5.8}$.



Slika 13: prikaz nosilne konstrukcije ostrešja

4.2 AB PLOŠČA

Na armiranobetonsko ploščo delujejo: - lastna ter stalna teža plošče,
- koristna obtežba plošče.

Armiranobetonsko ploščo se izvede z betonom trdnostnega razreda C25/30 ter armira z armaturo trdnostnega razreda S 500-B. Ker je pri enostanovanjski stavbi prisotna samo korozija zaradi karbonatizacije in je okolje suho, beton spada v razred izpostavljenosti XC1.

Zaradi zahtev v mejnem stanju uporabnosti (kontrola povesa) se izvede armiranobetonsko ploščo debeline $h = 16 \text{ cm}$. Ploščo se armira z v mejnem stanju nosilnosti potrebno oziroma minimalno potrebno armaturo. Za armiranje se uporabijo mreže Q196.

4.3 STOPNICE

Na stopnice delujejo: - lastna ter stalna teža stopnic,
- koristna obtežba stopnic.

Stopnice se izvede z betonom trdnostnega razreda C25/30 ter armira z armaturo trdnostnega razreda S 500-B. Ker je pri stopnicah prisotna samo korozija zaradi karbonatizacije in je okolje suho, beton spada v razred izpostavljenosti XC1.

Podest in stopniščno ramo se izvede debeline $h = 16 \text{ cm}$. Zaradi zadostitve mejnega stanja uporabnosti in nosilnosti, se stopnice armira z rebrasto armaturo $\emptyset 8/12,5 \text{ cm}$. V nasprotno smer se vstavi razdelilno armaturo, ki je po velikosti enaka 20% glavne armature. Vstavimo rebrasto armaturo premera $\emptyset 8/40 \text{ cm}$.

Naredi se 16 stopnic dimeznij $v/\check{s} = 19/25 \text{ cm}$.

v – višina stopnice,

\check{s} – širina stopnice.

4.4 VERTIKALNE IN HORIZONTALNE VEZI

Vertikalne in horizontalne vezi se izvede z betonom trdnostnega razreda C25/30 ter armira z armaturo trdnostnega razreda S 500-B. Standard Evrokod 6 zahteva, da se v povezanem zidovju zgradi horizontalne in vertikalne armiranobetonske vezi. Vertikalne in horizontalne armiranobetonske vezi se ne upoštevajo pri kontroli nosilnosti zidovja. Pravila za izvedbo vezi so sledeča:

- HORIZONTALNE VEZI:
 - minimalna dimenzija vezi znaša 150 mm,
 - vez se izvede v vsaki etaži v višini stropa,
 - maksimalna razdalje med vezmi je 4 m,
 - trdnostni razred betona mora biti vsaj C12/15,
 - minimalna vzdolžna armatura $A_{s,min} = \max(0,1A_c; 3 \text{ cm}^2)$,
 - minimalna strižna armatura znaša: Ø5/15 cm.

- VERTIKALNE VEZI:
 - maksimalna razdalja med dvema vezema je 5 m,
 - vertikalno vez se izvede na vsakem prostem robu,
 - vertikalno vez se izvede na vsakem stičišču nosilnih zidov,
 - v primeru odprtine, ki ima površino večjo od $1,5 \text{ m}^2$, se izvede vertikalno vez na obeh straneh le-te,
 - minimalna dimenzija vezi znaša 150 mm,
 - minimalna vzdolžna armatura: $A_{s,min} = 2 \text{ cm}^2$,
 - minimalna strižna armatura znaša: Ø5/15 cm.

Za naš primer velja :

Preglednica 6: potrebna armatura v horizontalnih in vertikalnih armiranobetonskih vezeh

	<i>b/h:</i>	Potreben A_s :	Armatura:
ZUNANJE VERTIKALNE VEZI	30/30 cm	2 cm ²	4Ø10
NOTRANJE VERTIKALNE VEZI	20/20 cm	2 cm ²	4Ø10
ZUNANJE HORIZONTALNE VEZI	30/20 cm	6 cm ²	4Ø14
NOTRANJE HORIZONTALNE VEZI	20/20 cm	4 cm ²	4Ø14

Za strižno armaturo si izberem stremensko armaturo Ø6/20 cm.

4.5 ZIDOVJE

- Na zidovje delujejo:
- lastna ter stalna teža zidovja,
 - koristna, stalna in lastna teža stopnic ter armiranobetonske plošče,
 - stalna, lastna teža ostrešja,
 - veter,
 - sneg,
 - potres.

V našem primeru gre za povezano zidovje, ki ga sestavljajo horizontalne in vertikalne armiranobetonske vezi, opeka in malta. Pri računu odpornosti zidovja se ne upoštevata mehanski lastnosti posameznih sestavnih materialov, ampak uporabimo mehanske lastnosti zidovja, ki ga upoštevamo kot homogen konstrukcijski material.

Ker se k doprinosu nosilnosti armiranobetonske vezi zanemari, vso obtežbo prevzamemo samo z opeko in malto. V našem primeru gre za opeko POROTHERM 30 S P+E oziroma POROTHERM 20 S P+E ter malto za splošno uporabo M10.

4.5.1 TLAČNA TRDNOST ZIDOVJA

Karakteristično tlačno trdnost zidovja določimo po empirični enačbi, ki nam jo podaja Evrokod 6:

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (4-1)$$

K - konstanta, ki je odvisna od vrste zidaka in malte,

f_b - karakteristična tlačna trdnost zidaka,

f_m - karakteristična tlačna trdnost malte,

α, β – konstanti, ki sta odvisni od tipa malte (za zidovje z malto za splošno uporabo sta $\alpha = 0,7$ ter $\beta = 0,3$).

4.5.2 STRIŽNA TRDNOST ZIDOVJA

Karakteristično strižno trdnost zidovja, ki ima z malto zapolnjene rege, določimo po enačbi, ki nam jo predpisuje Evrokod 6:

$$f_{vk} = f_{vk,0} + 0,4 * \sigma_d \leq 0,065 * f_b \quad (4-2)$$

f_b - karakteristična tlačna trdnost zidaka,

$f_{vk,0}$ - karakteristična začetna strižna trdnost zidovja pri ničelni tlačni napetosti,

σ_d - projektna tlačna napetost pravokotno na strižno silo.

4.5.3 NATEZNA TRDNOST ZIDOVJA

Karakteristično natezno trdnost zidovja določimo po enačbi, ki nam jo predpisuje Evrokod 6:

$$f_{tk} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_d}{2}\right)^2 + (b * \tau_{max})^2} - \frac{\sigma_d}{2} \quad (4-3)$$

σ_d - projektna tlačna napetost pravokotno na horizontalno silo,

b – razmerje med največjo in povprečno strižno napetostjo v prerezu,

τ_{max} – maksimalna strižna napetost, ki jo zid še prevzame.

Evrokod 6 navaja še eno enačbo, ki je bila dobljena na podlagi raziskav in preizkušanja natezne odpornosti večjega števila zidov:

$$0,03 * f_k \leq f_{tk} \leq 0,09 * f_k \quad (4-4)$$

f_k – karakteristična tlačna trdnost zidovja.

4.5.4 DEFORMABILNOSTNE LASTNOSTI ZIDOVJA

Za kontrole nosilnosti zidovja potrebujemo njegove deformabilnostne lastnosti, kot so:

E – elastični modul zidovja,

G – strižni modul zidovja,

ε_m - mejna tlačna deformacija zidovja,

K_e - začetna togost zidovja.

• Za določitev elastičnega modula nam Evrokod 6 podaja izraz:

$$100 * f_k \leq E \leq 2000 * f_k \quad (4-5)$$

f_k – karakteristična tlačna trdnost zidovja.

• Strižni modul lahko določimo z izrazom iz Evrokod 6 ali pa uporabimo priporočila, dobljena na podlagi rezultatov iz eksperimentov:

$$G = \frac{K_e}{\frac{A_w}{1,2 * h} \frac{\alpha * K_e * (h)^2}{\chi * E * (l)}} \quad (4-6)$$

A_w - površina zidu v tlorisu,

h – višina zidu,

l – dolžina zidu,

E – elastični modul zidovja,

K_e – začetna togost zidovja,

χ – strižni koeficient (1,2 za pravokotnike).

Izraz dobljen na podlagi eksperimentov:

$$G = 2000 * f_{tk} \quad (4-7)$$

f_{tk} – karakteristična natezna trdnost zidovja.

• Začetno togost zidovja določimo z izrazom, ki nam ga ponuja Evrokod 6:

$$K_e = \frac{H}{d} \quad (4-8)$$

H – horizontalna obtežba, ki deluje na zidovje,

d – pomik, ki ga povzroča horizontalna obtežba.

• Mejna tlačna deformacija zidovja za zidake skupine 2 znaša: $\varepsilon_m = 2\text{‰}$.

4.6 TEMELJI

Na temelje delujejo:

- lastna ter stalna teža temeljev,
- lastna ter stalna teža plošče,
- koristna obtežba plošče,
- lastna ter stalna teža stopnic,
- koristna obtežba stopnic,
- lastna ter stalna teža ostrešja,
- veter,
- sneg.

Temelje se izvede z betonom trdnostnega razreda C25/30 ter armira z armaturo trdnostnega razreda S 500-B. Ker je pri temelju prisotna samo korozija zaradi karbonatizacije in mokro okolje, beton spada v razred izpostavljenosti XC2.

Pod nosilnimi zidovi se izvedejo pasovni temelji širine $\bar{s} = 50 \text{ cm}$. Zid centrično nalega na temelje. Višina temeljev je pri notranjih zidovih $h = 50 \text{ cm}$. Zunanje temelje, zaradi zmrzovanja, izvedemo v višini $h = 80 \text{ cm}$. Pod temelji se predhodno položi podložni beton višine $h = 10 \text{ cm}$ in širine $\bar{s} = 70 \text{ cm}$.

Temelji bi lahko bili narmiran, a zaradi posedanja, reoloških vplivov v betonu in odprtih temelje armiramo s konstruktivno armaturo.

Vstavimo:

- natezno armaturo: $\pm 4\bar{\varnothing}12$,
- stremensko armaturo: $\bar{\varnothing}8/30 \text{ cm}$.

5 NOSILNA KONSTRUKCIJA JEKLENEGA NADSTREŠKA

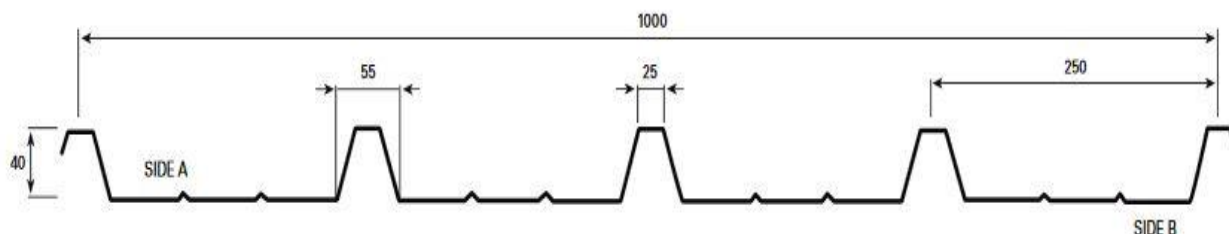
5.1 KROVNA PLOČEVINA

Na krovno pločevino delujejo:

- lastna teža kritine,
- sneg,
- veter.

Naloga krovne pločevine je prenos zgoraj naštetih vplivov na profile IPE 140, na katere je pritrjena s samoreznimi vijaki M2 8.8.

Uporabi se krovno pločevino LG 40.



Slika 14: prikaz krovne pločevine LG 40 [5.]

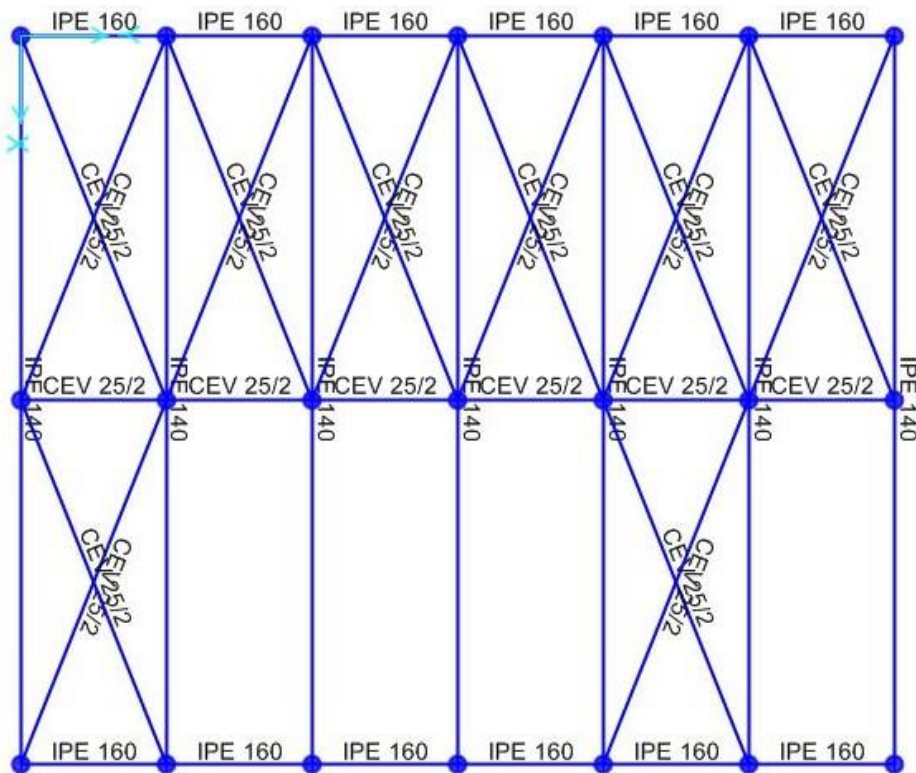
5.2 STREŠNA KONSTRUKCIJA

Na strešno konstrukcijo delujejo:

- lastna teža kritine,
- lastna teža profilov, ki sestavljajo strešno konstrukcijo,
- sneg,
- veter,
- potres.

Strešno konstrukcijo se izvede z jeklom trdnostnega razreda S 235 J2. Vse stike se izvede z vijaki M12 8.8.

Strešno konstrukcijo se izvede s šestimi profili IPE 140 na katere se pritrdi krovno pločevino. Profili IPE 140 so preko členkastega stika pripeti na dva profila IPE 160. Zaradi zmanjšanja uklonske dolžine, se na sredini dolžine profilov IPE 140 vstavijo jeklene cevi s prerezom 25/2 mm. Zaradi zavetrovanja, boljšega prevzema horizontalnih sil ter povečanja togosti, se med polji vstavi diagonale. Diagonale so cevi profila 25/2 mm.



Slika 15: prikaz nosilne konstrukcije jeklenega nadstreška v tlorisu

5.3 STEBRI

- Na stebre delujejo:
- lastna teža kritine,
 - lastna teža profilov, ki sestavljajo strešno konstrukcijo,
 - lastna teža stebrov,
 - sneg,
 - veter,
 - potres.

Stebre se izvede z jeklom trdnostnega razreda S 235 J2. Stike stebrov s profili IPE 160 se izvede z vijaki M12 8.8. Stike stebrov s točkovnimi temelji se izvede z vijaki M16 8.8. Steber se v temelj togo vpne.

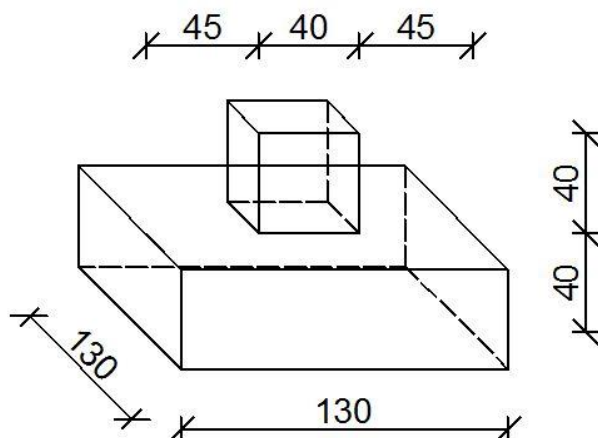
Stebri prenesejo vplive, ki delujejo na strešno konstrukcijo nadstreška, na točkovne temelje. Konstrukcija stoji na štirih stebrih, katerih prečni presek je jeklena cev 108/16 mm.

5.4 TEMELJI

- Na točkovne temelje delujejo:
- lastna teža celotne konstrukcije,
 - lastna teža temeljev,
 - sneg,
 - veter.

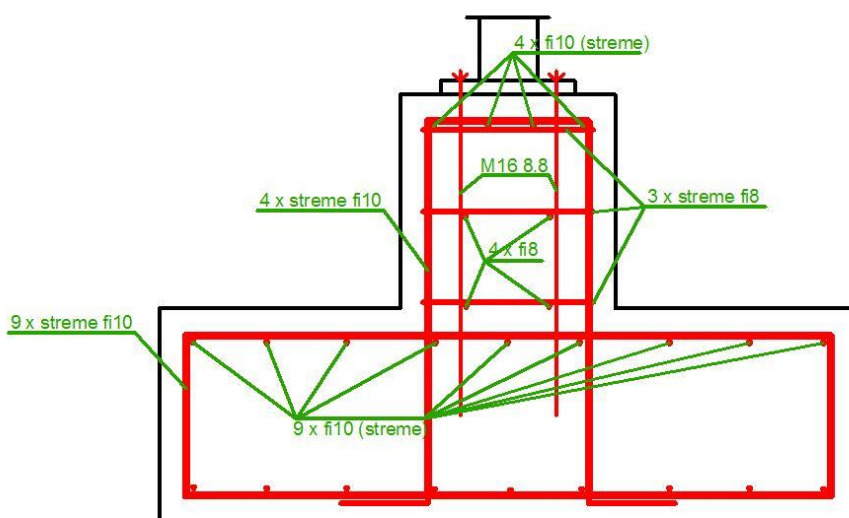
Temelje se izvede z betonom trdnostnega razreda C30/37 ter armira z armaturo trdnostnega razreda S 500-B. Ker je pri temelju prisotna samo korozije zaradi karbonatizacije in mokro okolje, beton spada v razred izpostavljenosti XC2.

Izvede se temelj narejen iz dveh delov, kakor prikazuje slika 16.



Slika 16: prikaz točkovnega temelja pri jeklenem nadstrešku

Ker na mestu vpetja stebrov v temelj delujejo veliki momenti, ki jih morajo le-ti prevzeti, se točkovne temelje armira kakor prikazuje slika 17.



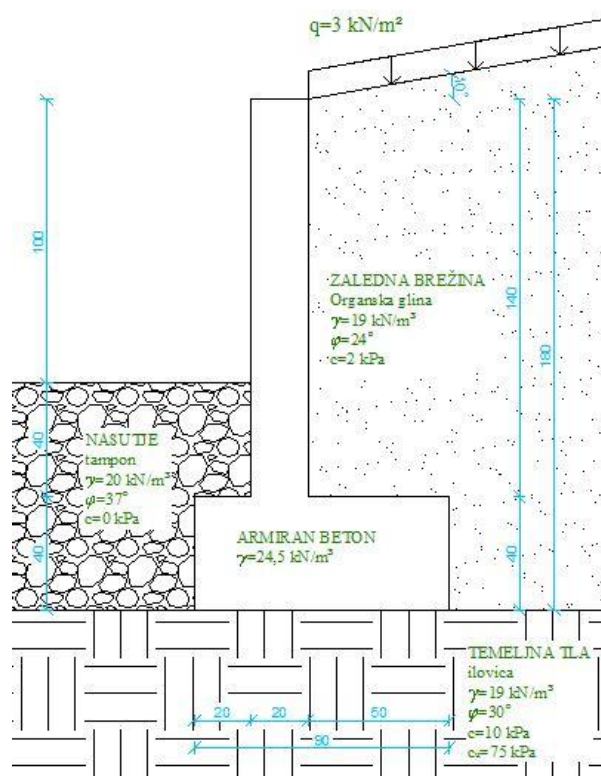
Slika 17: prikaz armature v točkovnem temelju

6 ARMIRANOBETONSKI OPORNI ZID

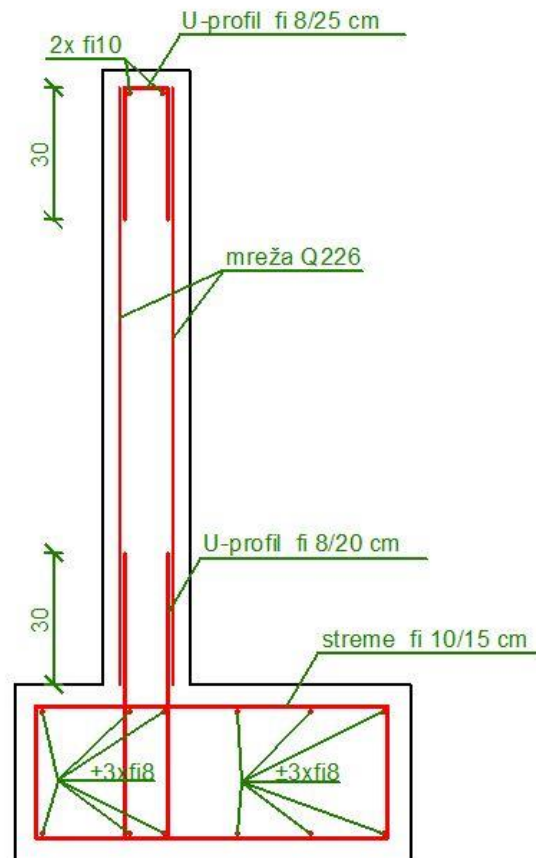
Namen armiranobetonskega opornega zidu je podpiranje zaledne zemljine in s tem omogočanje uporabe prostora pred njim. V našem primeru je zaledje sestavljeno iz organske gline, ki z aktivnimi zemeljskimi pritiski deluje na oporni zid.

Zid je narejen iz dveh delov. Temelj izvedemo z betonom trdnostnega razreda C25/30, oporni zid pa z betonom trdnostnega razreda C30/37. Pri temelju je prisotna samo korozija zaradi karbonatizacije in mokro okolje, zato beton spada v razred izpostavljenosti XC2. Pri opornem zidu je poleg korozije zaradi karbonatizacije prisotna tudi korozija zaradi kloridov (soli). Beton, s katerim izvedemo oporni zid, spada v razreda izpostavljenosti XC4 ter XD1. Zaradi pojava nategov po betonskem prerezu se oporni zid armira z armaturo trdnostnega razreda S 500-B.

Na sliki 18 so prikazane dimenzije armiranobetonskega opornega zidu.



Slika 18: prikaz AB opornega zidu



Slika 19: prikaz armature v AB opornem zidu

7 ZAKLJUČEK

Teoretično in praktično znanje računanja konstrukcij, pridobljeno v okviru študija gradbeništva na 1. stopnji, sem uporabil za račun nosilnih elementov enostanovanjske stavbe, jeklenega nadstreška in armiranobetonskega opornega zidu. Pri projektiranju obravnavanih konstrukcij sem uporabil standarde Evrokod in nacionalne dodatke Republike Slovenije. S programsko opremo SAP 2000 sem računal notranje statične količine in premike zahtevnejših modelov nosilnih konstrukcij. Za enostavnejše modele sem v programskem okolju Excel izdelal preproste pripomočke.

Pomembna naloga pri snovanju konstrukcij je izbira ustreznih nosilnih elementov in izvedba primernih stikov, ki jih je mogoče na konstrukciji izvesti. Med pisanjem naloge sem se naučil prenesti teoretično znanje, pridobljeno med študijem, v praktično uporabno znanje, ki ga potrebuješ za izračun konstrukcij.

8 VIRI

1. Beg D., Pogačnik A., 2009, Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije,
2. Lopatič J., 2015, Študijsko gradivo, Betonske konstrukcije 1,
3. Lopatič J., 2015, Študijsko gradivo, Betonske konstrukcije 2,
4. Lopatič J., 2016, Študijsko gradivo, Lesene konstrukcije 1,
5. METRAPAN. KRITINA LG 40.
<http://metrapan.si/files/priponke/Tehni%C4%8Dni%20podatki%20za%20LG40%20-%20ang.pdf>
(pridobljeno 26. 7. 2016),
6. WIENERBERGER. Zidak porotherm 20 S P+E.
<http://www.wienerberger.si/cs/Satellite?blobcol=urldata&blobkey=id&blobtable=WBDownload&blobwhere=1366066000905&ssbinary=true>
(pridobljeno 26. 7. 2016),
7. WIENERBERGER. Zidak porotherm 30 S P+E.
<http://www.wienerberger.si/deklaracije-izjave/izjave-o-lastnostih/porotherm-s-opeka/izjava-o-lastnostih/porotherm-30-s-pe.html?lpi=1382706608094>
(pridobljeno 26. 7. 2016),
8. ARSO. Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospeški tal.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.jpg
(pridobljeno 26. 7. 2016),
9. GRAF. Delovni diagram za jeklo.
http://studentski.net/gradivo/ulj_fgg_gr1_jkk_sno_material_01
(pridobljeno 26. 7. 2016),

STANDARDI:

10. SIST EN 1990: 2004 - Evrokod: Osnove projektiranja,
11. SIST EN 1991-1-1: 2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-1. del: Splošni vplivi-Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb,
12. SIST EN 1991-1-3: 2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-3. del: Splošni vplivi-Obtežba snega,
13. SIST EN 1991-1-4: 2005 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije-1-4. del: Splošni vplivi-Obtežba vetra,
14. SIST EN 1992-1-1: 2005 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij-1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe,
15. SIST EN 1993-1-1: 2005 Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij-1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe,

16. SIST EN 1995-1-1: 2005 Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij-1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe,
17. SIST EN 1996-1-1: 2005 Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij-1-1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje,
18. SIST EN 1997-1: 2005 Evrokod 7: Geotehnično projektiranje-1. del: Splošna pravila,
19. SIST EN 1998-1: 2005 Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij-1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe,

»Ta stran je namenoma prazna«

KAZALO PRILOG:

PRILOGA A: ARHITEKTURNI NAČRTI ENOSTANOVANJSKE STAVBE, JEKLENEGA NADSTREŠKA TER AB OPORNEGA ZIDU

PRILOGA B: STATIČNI IZRAČUN ENOSTANOVANJSKE STAVBE

PRILOGA C: STATIČNI IZRAČUN JEKLENEGA NADSTREŠKA

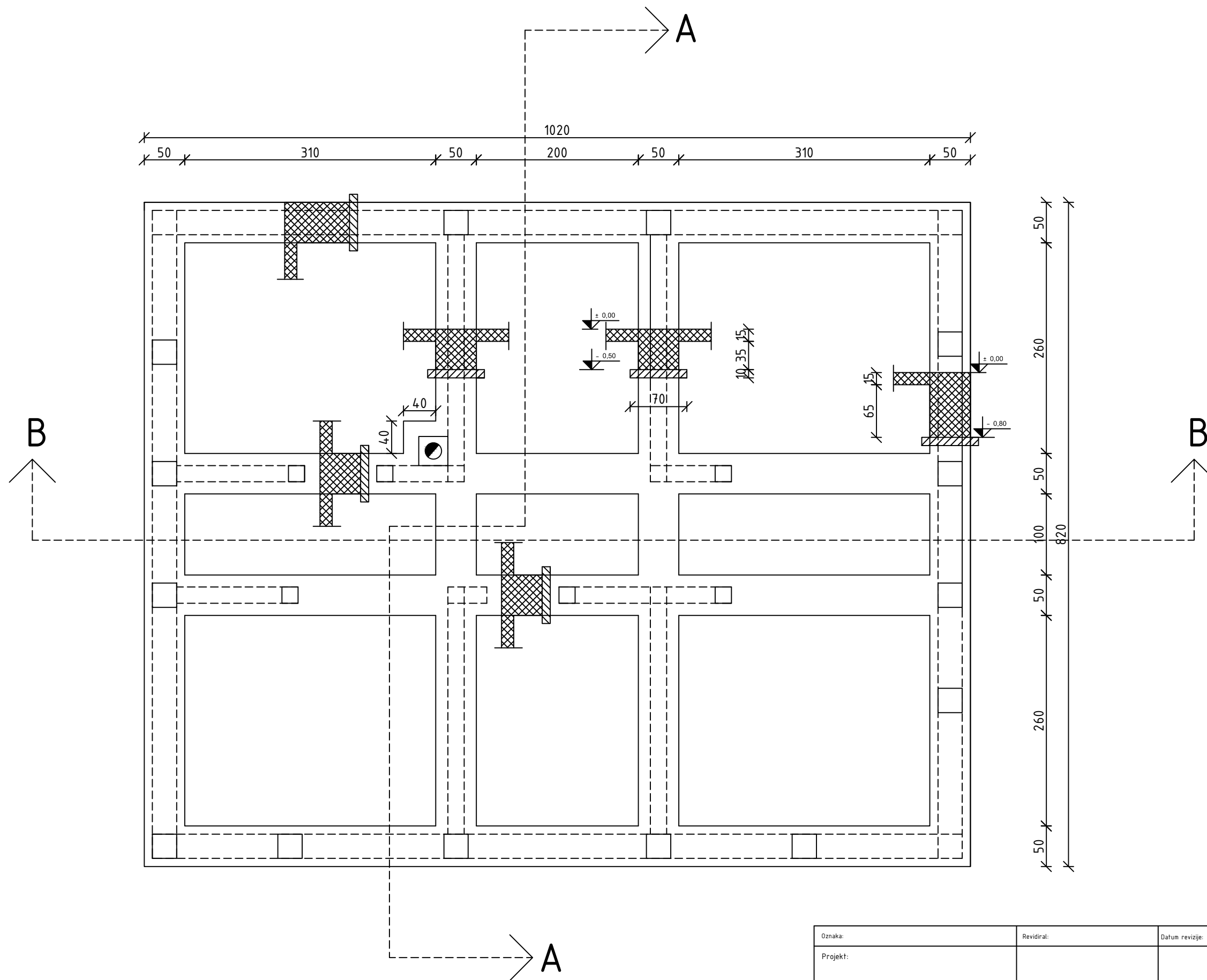
PRILOGA D: STATIČNI IN GEOTEHNIČNI IZRAČUN AB OPORNEGA ZIDU



»Ta stran je namenoma prazna«

PRILOGA A:

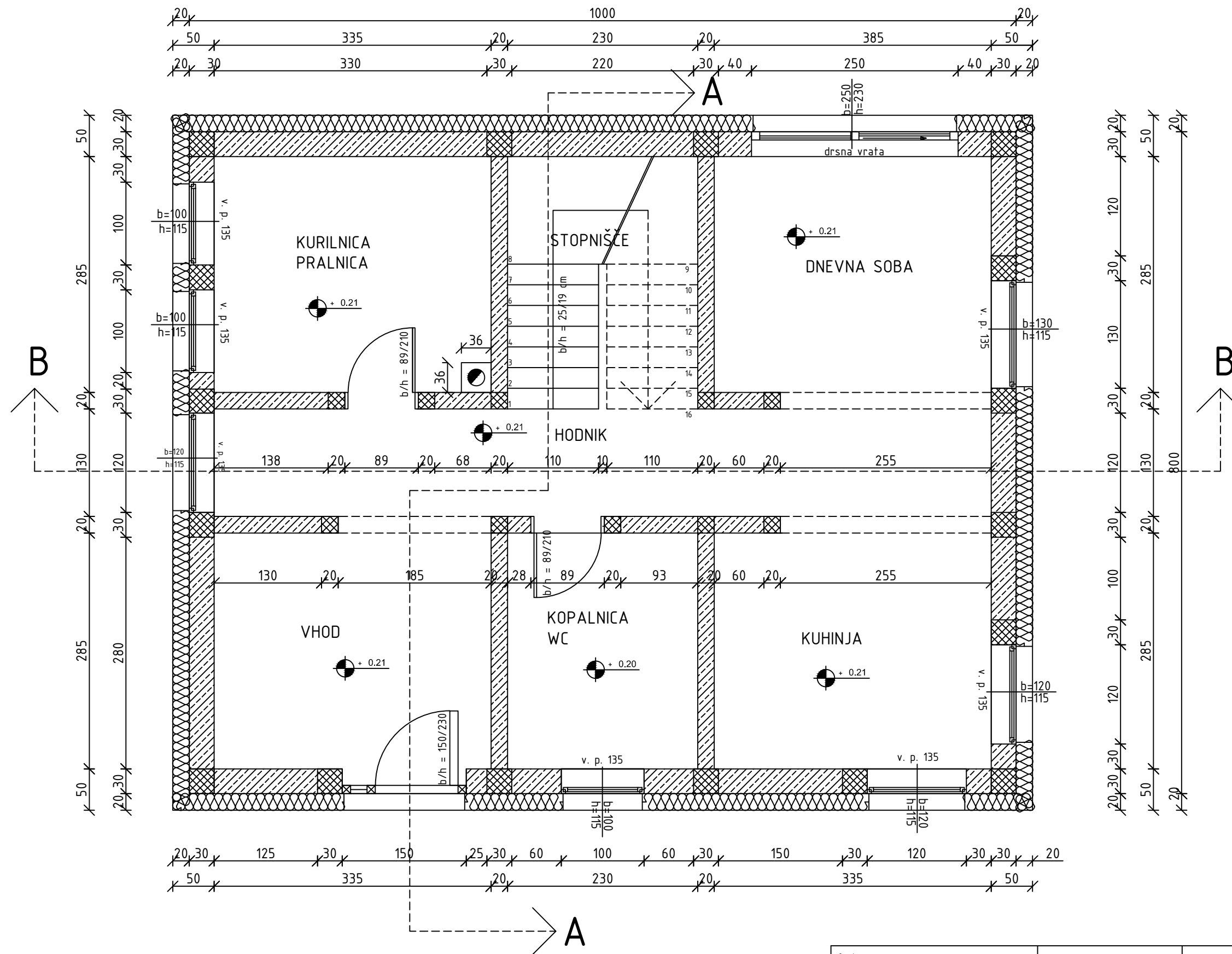
Arhitekturni načrt enostanovanjske stavbe, jeklenega nadstreška ter AB opornega zidu

»Ta stran je namenoma prazna«



- LEGENDA:
-  ARMIRAN BETON
 -  BETON

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Tloris temeljev	1:50
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa:	Stran:
				1

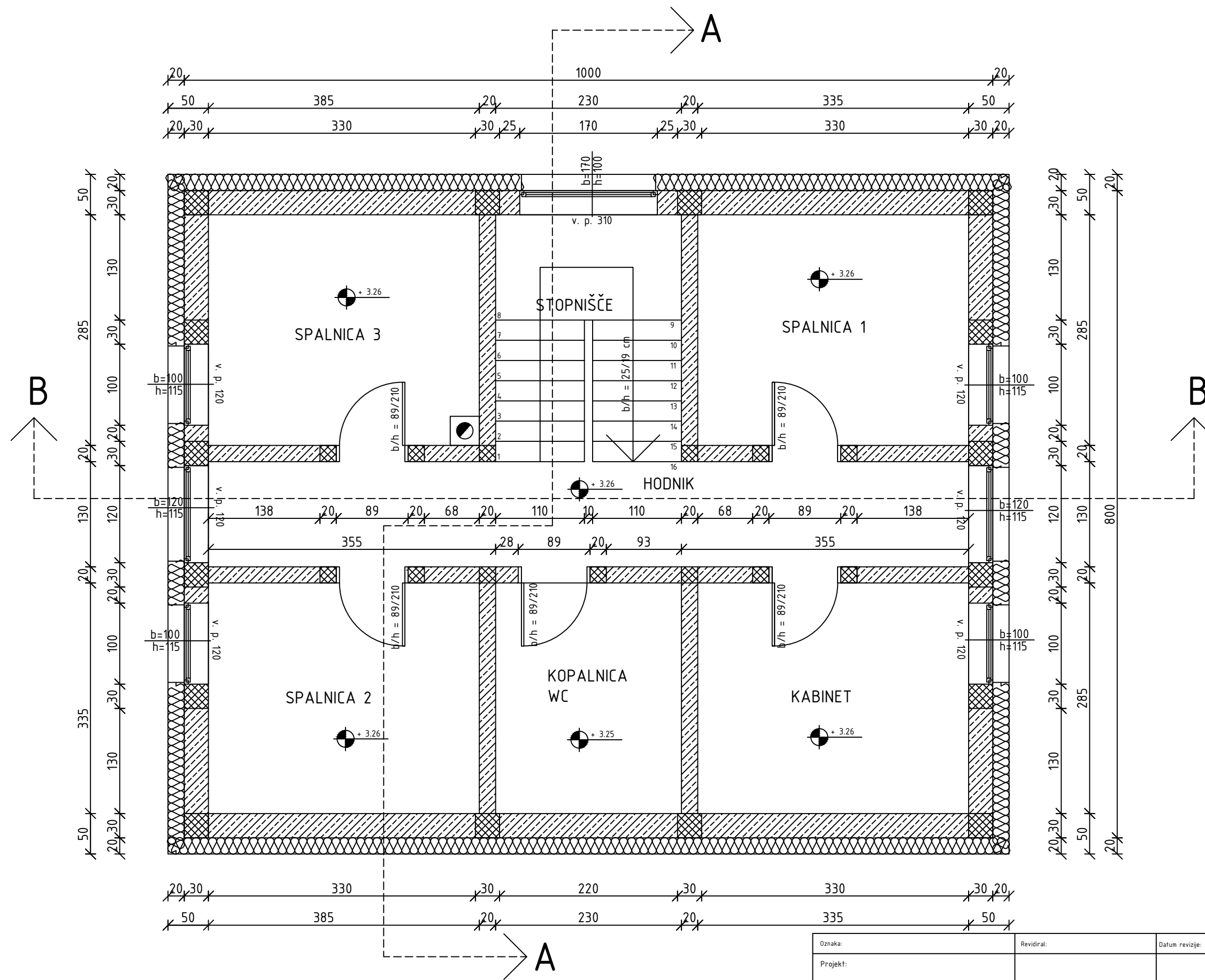


LEGENDA:

- ARMIRAN BETON
- OPEČNAT ZID
- TI (FASADA)

IME PROSTORA:	VELIKOST:
VHOD	9,55 m ²
HODNIK	12,22 m ²
KURILNICA	9,42 m ²
KOPALNICA	6,56 m ²
KUHINJA	9,55 m ²
DNEVNA SOBA	9,55 m ²
STOPNIŠČE	7,02 m ²
SKUPAJ:	63,87 m ²

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Tloris pritličja	1:50
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa:	Stran:
				2

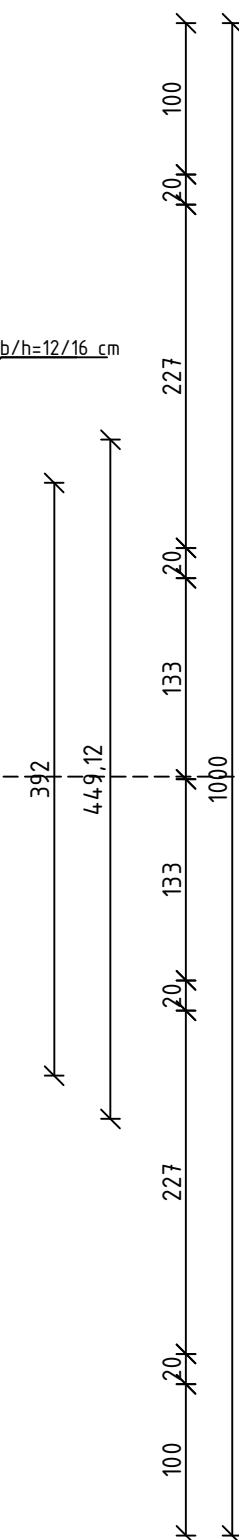
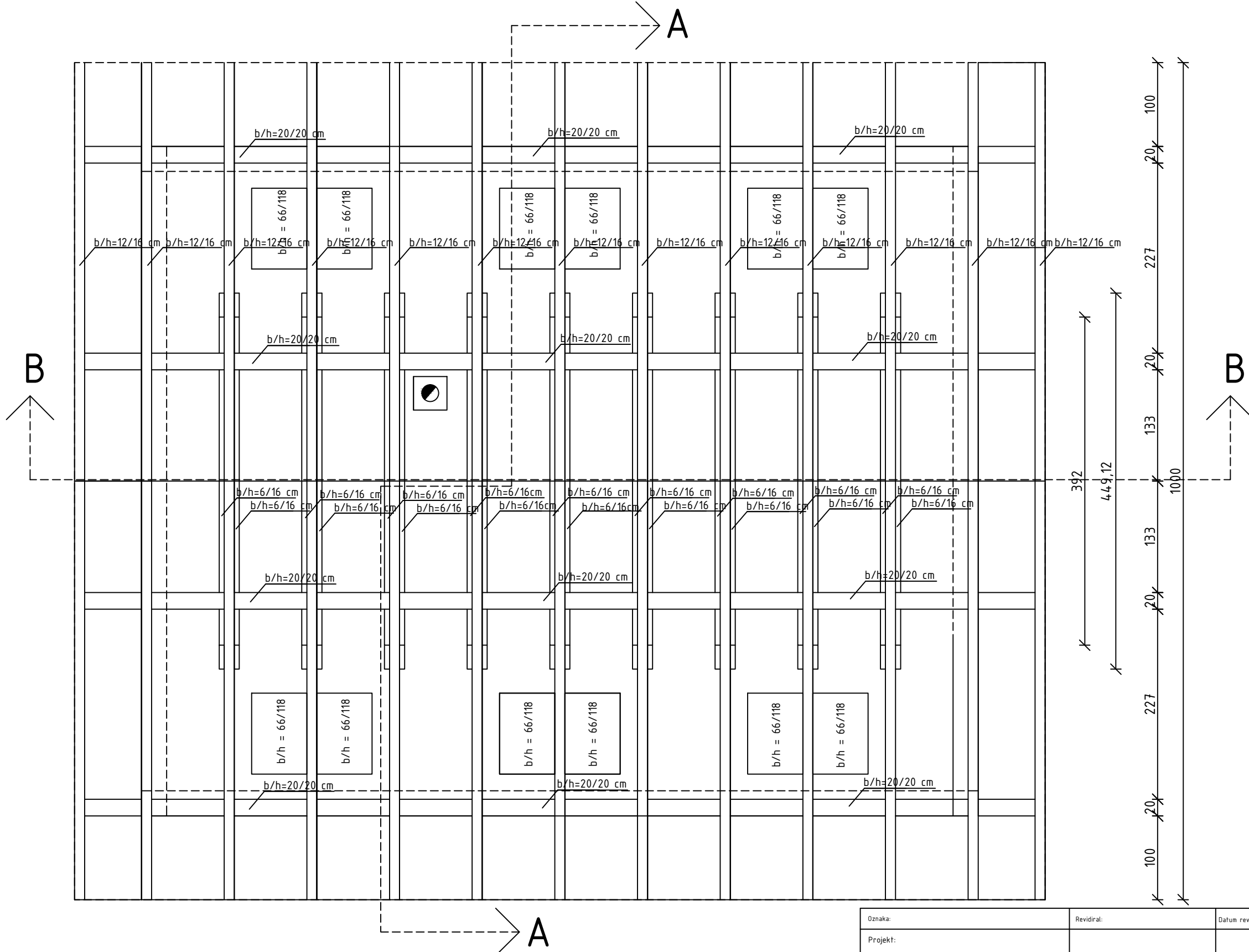
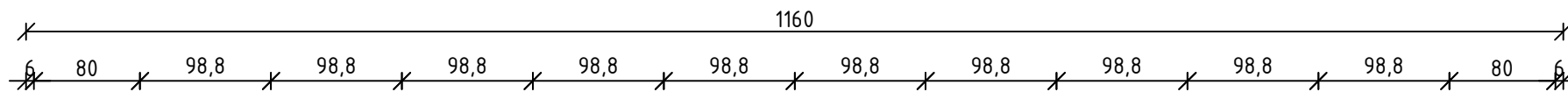


LEGENDA:

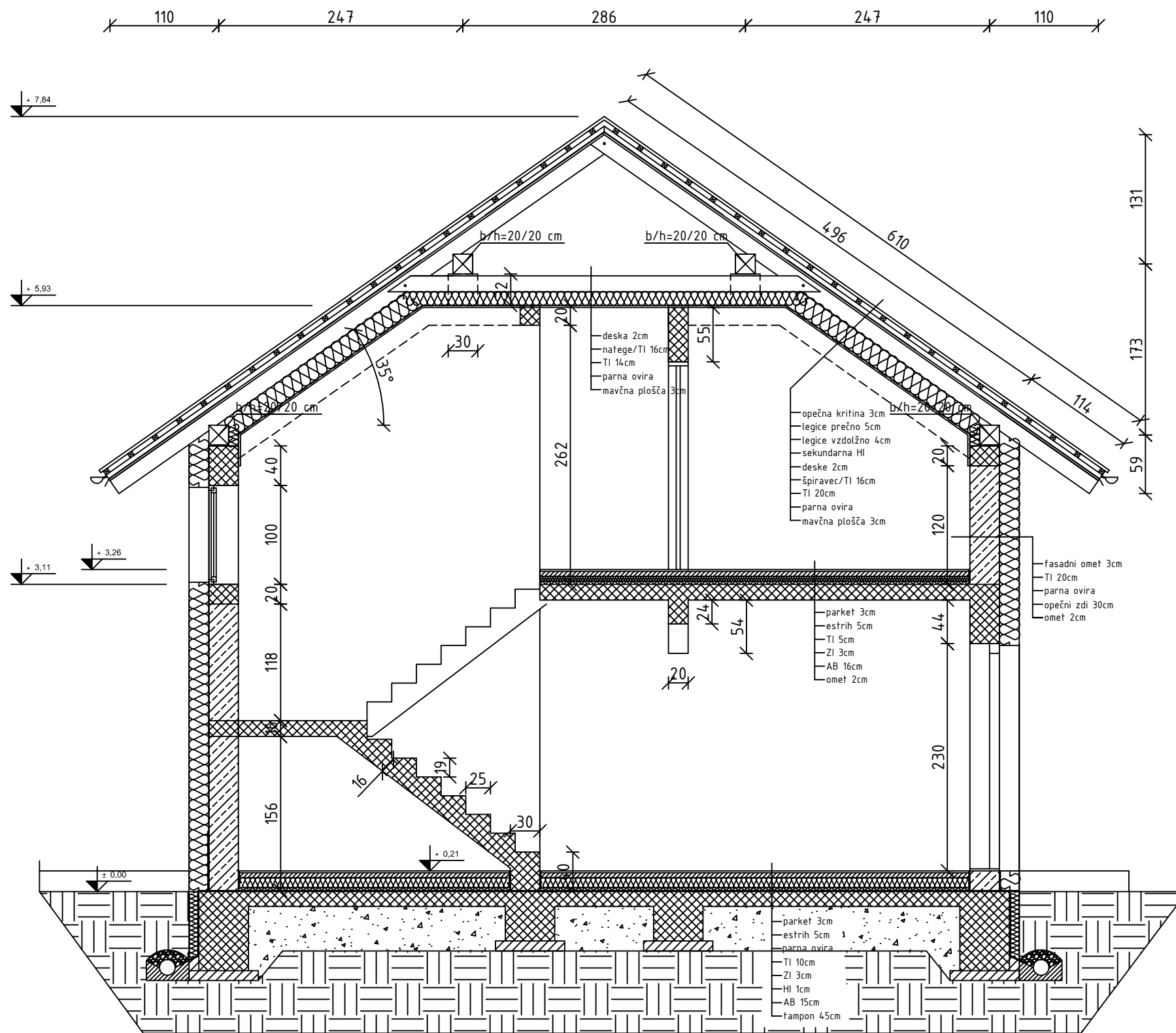
- ARMIRAN BETON
- OPEČNAT ZID
- TI (FASADA)

IME PROSTORA:	VELIKOST:
SPALNICA 1	9,55 m ²
SPALNICA 2	9,55 m ²
SPALNICA 3	9,42 m ²
KABINET	9,55 m ²
KOPALNICA	6,56 m ²
HODNIK	12,22 m ²
SKUPAJ:	56,85 m ²

Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Tloris mansarde	1:50
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa:	Stran:
				3



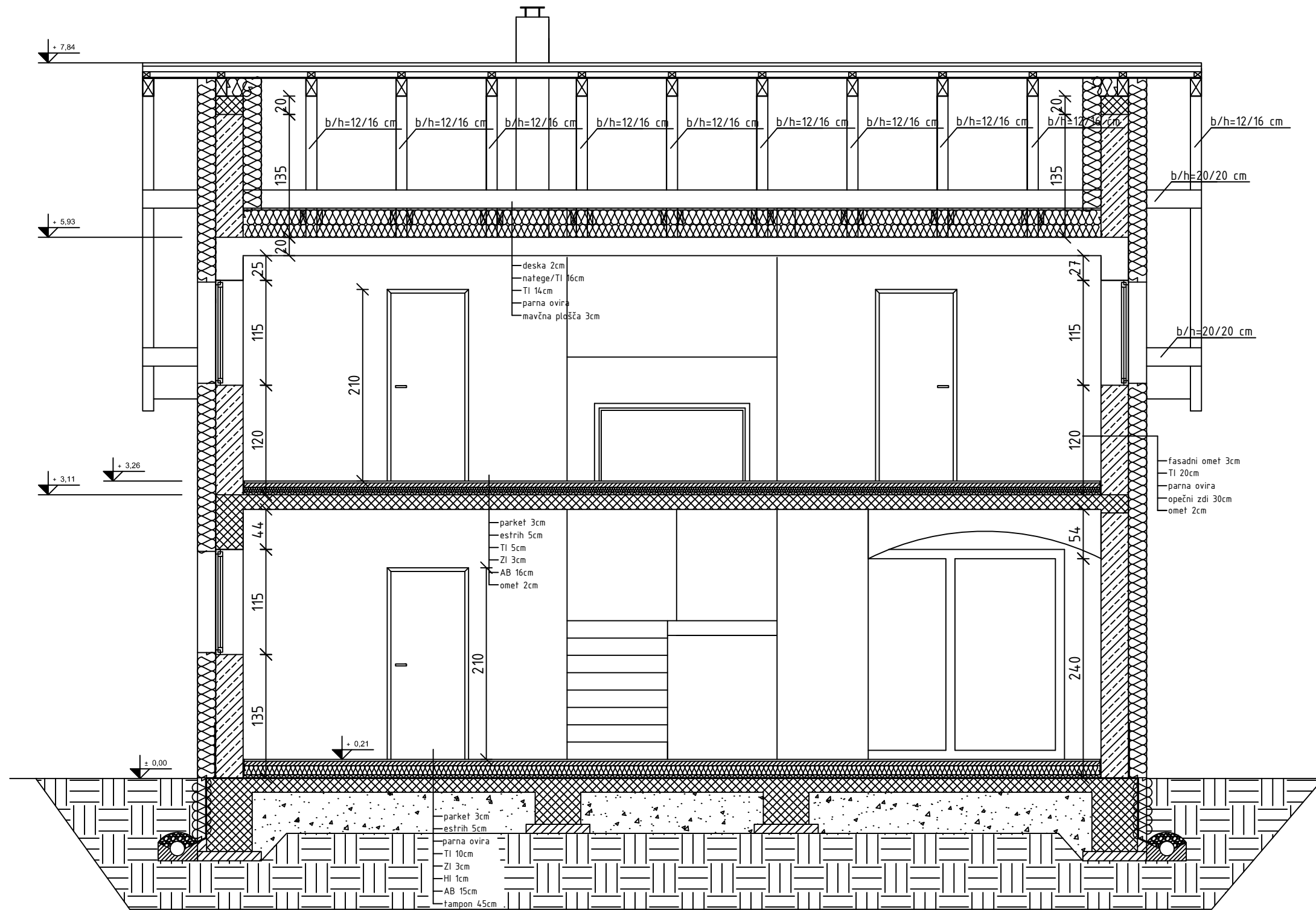
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Tloris ostrešja	1:50
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa:	Stran:
				4



LEGENDA:

- ARMIRAN BETON
- OPEČNAT ZID
- TI (FASADA)
- ZI
- BETON
- LES
- TAMPON
- ZEMLJINA
- DROBEN PESEK

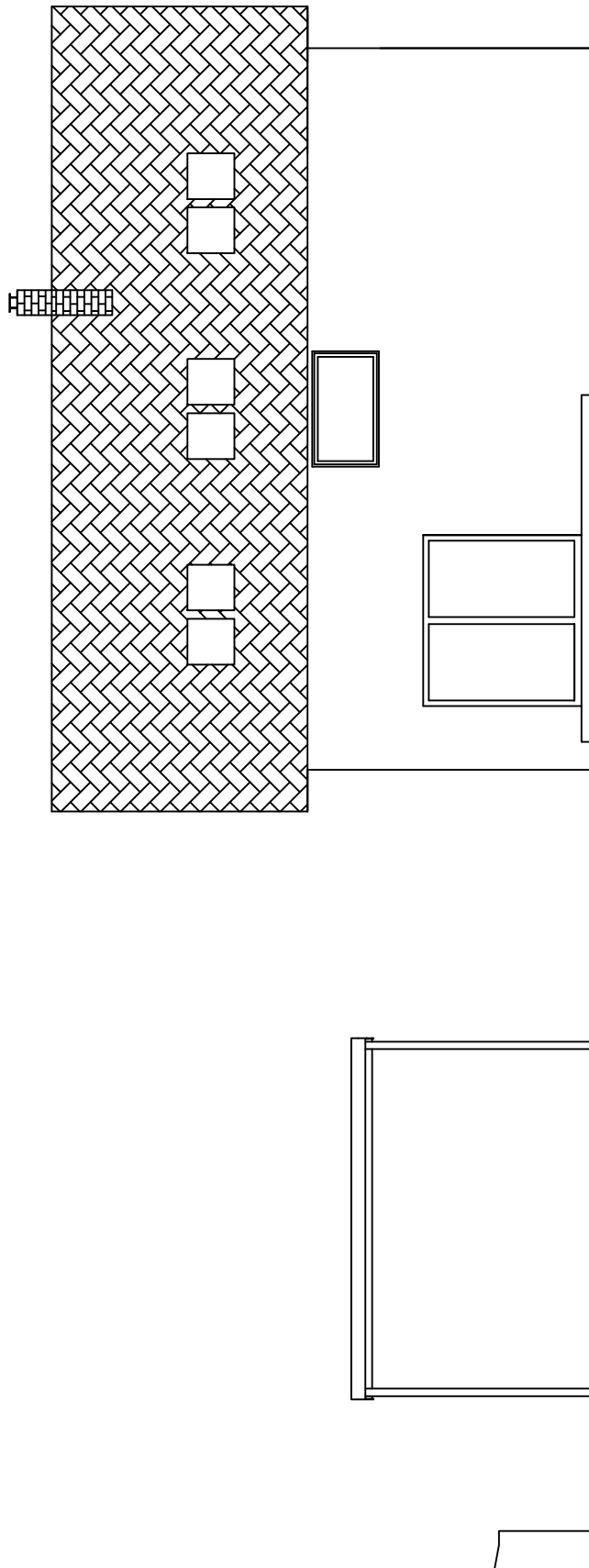
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Prerez A-A	1:50
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa:	Stran:
				5



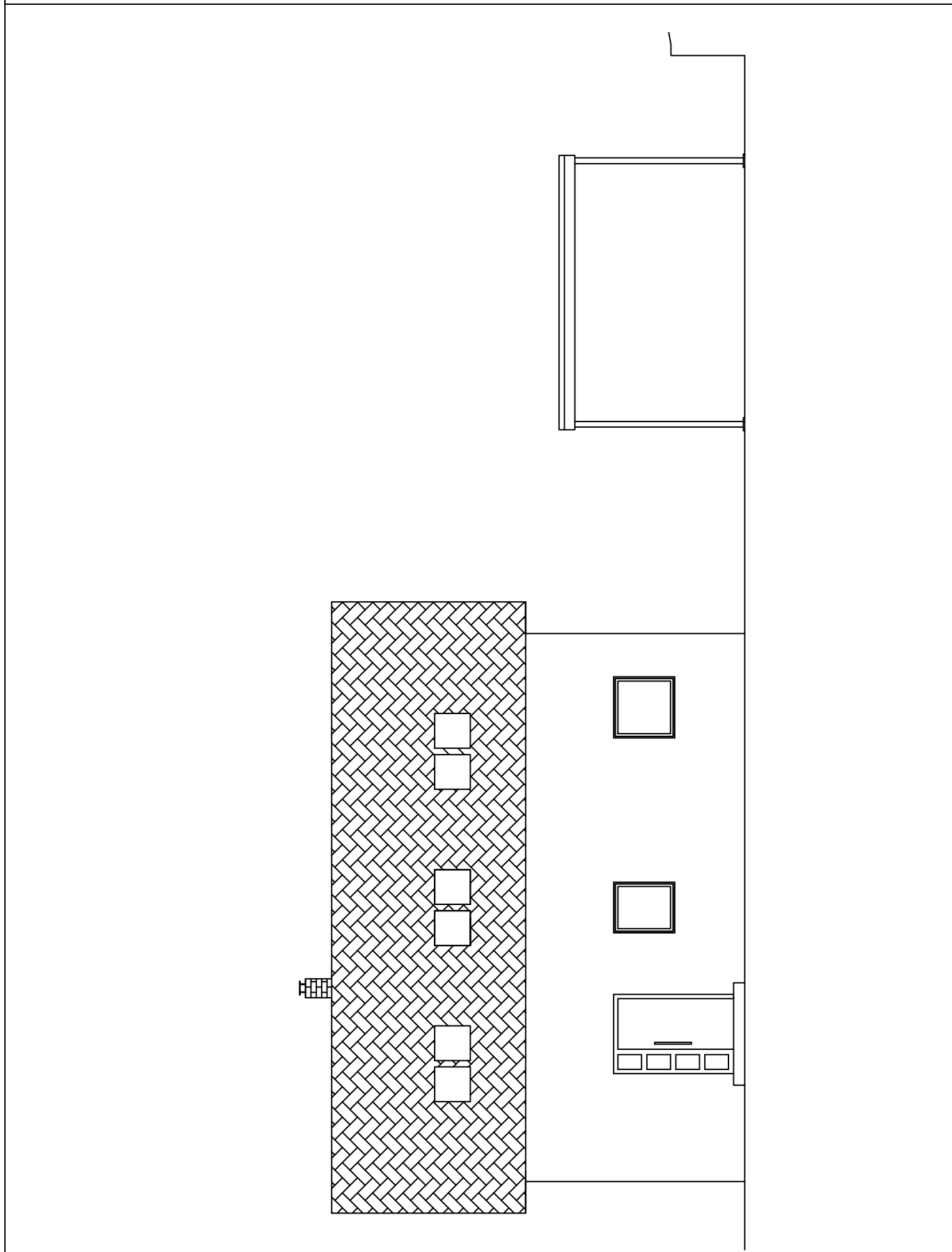
LEGENDA:

- ARMIRAN BETON
- OPEČNAT ZID
- TI (FASADA)
- ZI
- BETON
- LES
- TAMPON
- ZEMLJINA
- DROBEN PESEK

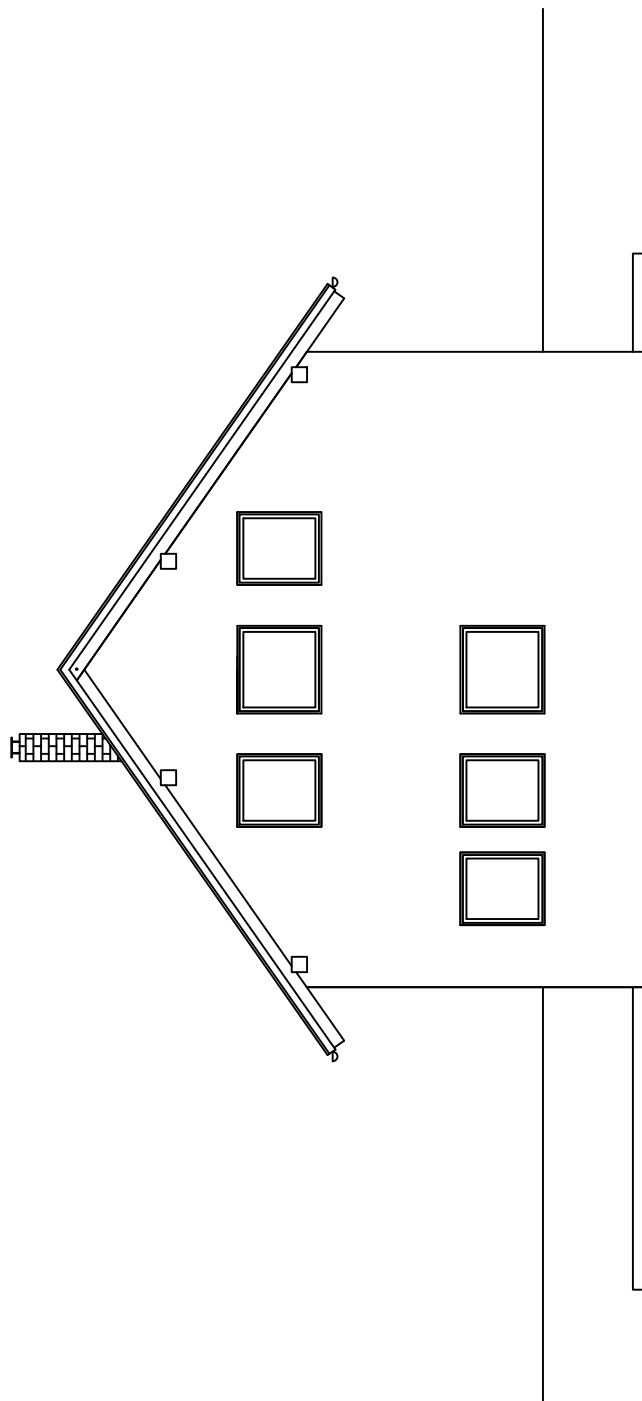
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdela:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Prerez B-B	1:50
Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo			Šifra elementa:	Stran:
				6



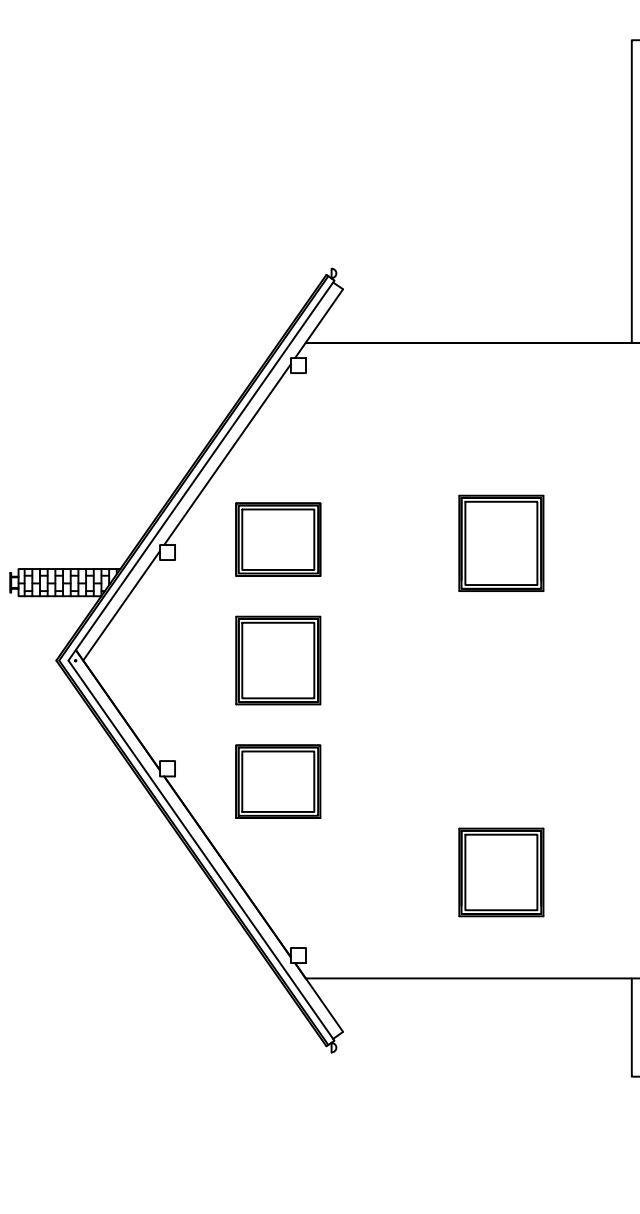
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal: Gregor Udovč	Datum izdelave: 15. 6. 2016	Del objekta: Fasada S	Merilo: 1:100
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo </div>			Šifra elementa:	Stran: 7



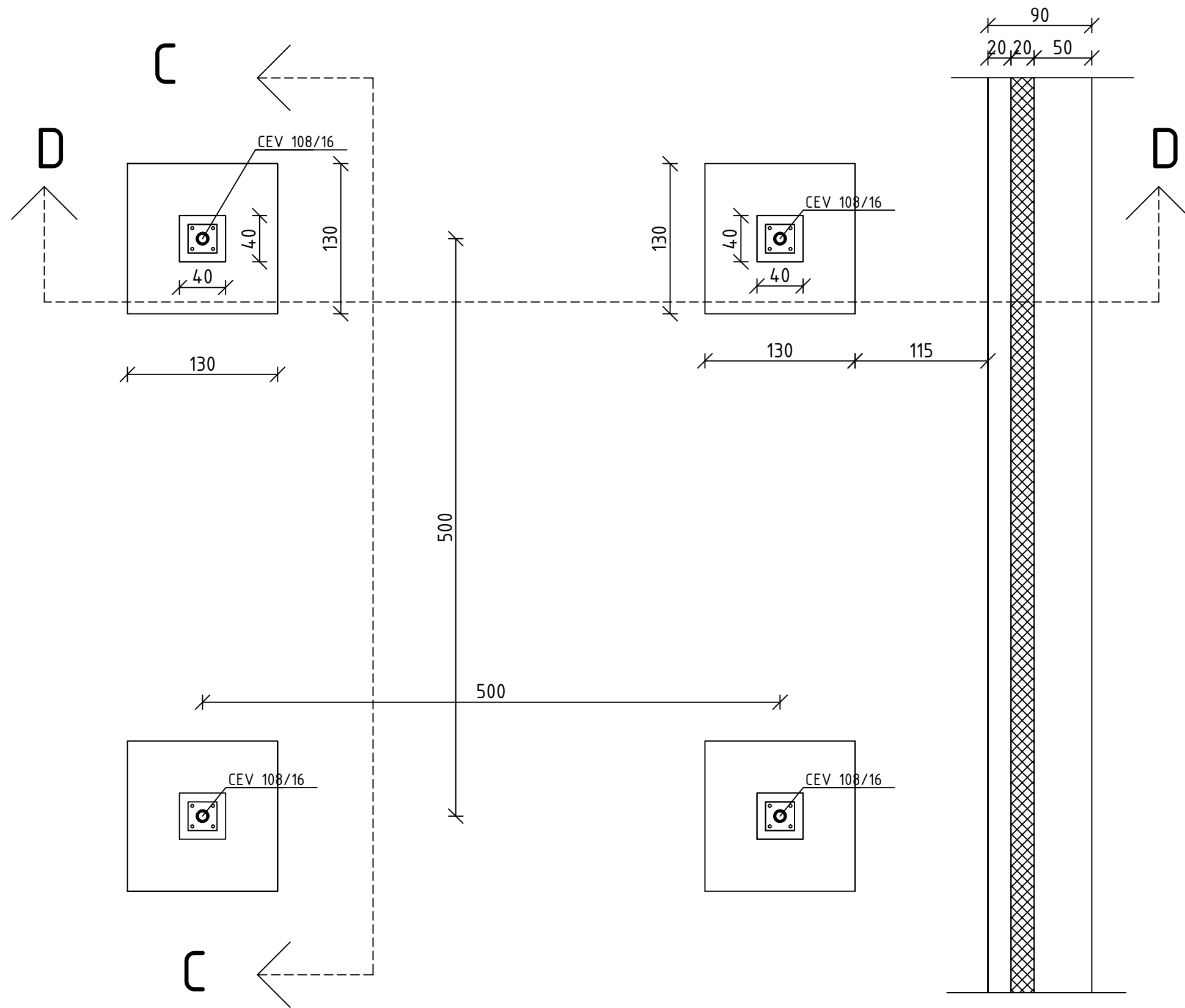
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Fasada J	1:100
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo </div>			Šifra elementa:	Stran:
				8



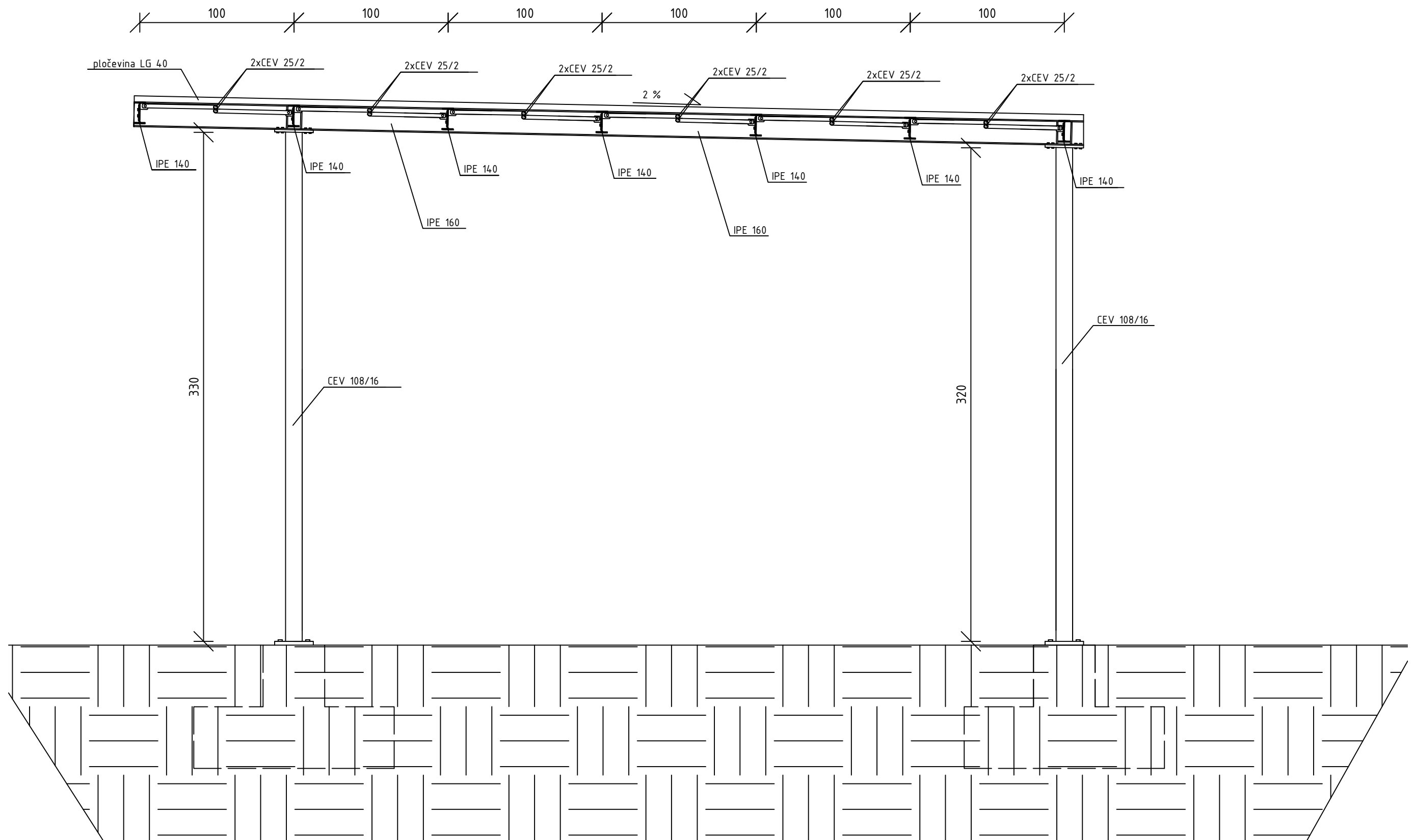
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal: Gregor Udovč	Datum izdelave: 15. 6. 2016	Del objekta: Fasada Z	Merilo: 1:100
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo </div>			Šifra elementa:	Stran: 9



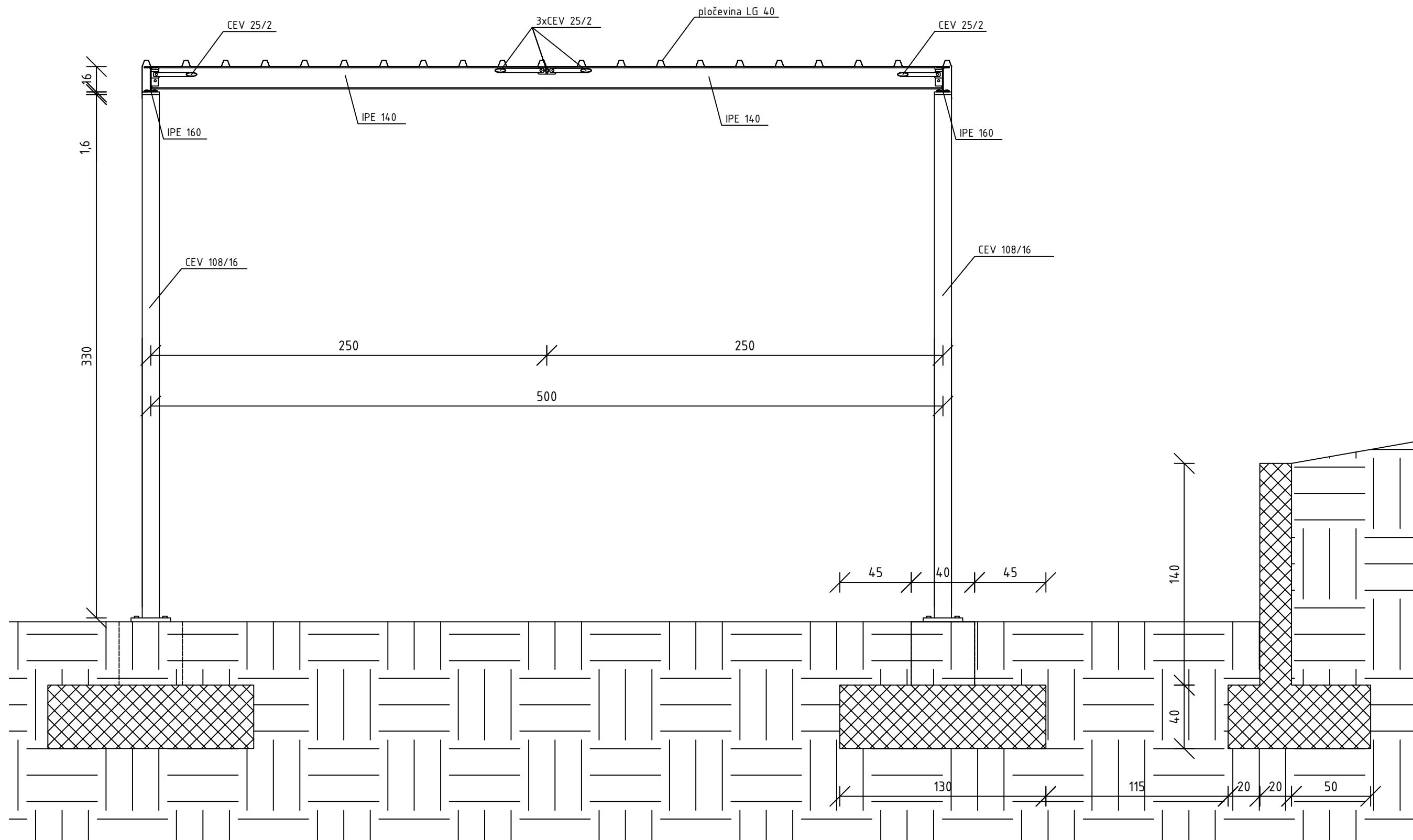
Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal: Gregor Udovč	Datum izdelave: 15. 6. 2016	Del objekta: Fasada V	Merilo: 1:100
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> Univerza v Ljubljani Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo </div>			Šifra elementa:	Stran: 10



Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal:	Datum izdelave:	Del objekta:	Merilo:
	Gregor Udovč	15. 6. 2016	Tloris temeljev 2	1:40
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa:	Stran:
				11



Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal: Gregor Udovč	Datum izdelave: 15. 6. 2016	Del objekta: Prerez C-C	Merilo: 1:25
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa:	Stran: 12



Oznaka:	Revidiral:	Datum revizije:	Opis revizije:	Rev. št.:
Projekt:				
Številka projekta:	Izdelal: Gregor Udovč	Datum izdelave: 15. 6. 2016	Del objekta: Prerez D-D	Merilo: 1:25
Univerza v Ljubljani Fakulteta za <i>gradbeništvo in geodezijo</i>			Šifra elementa:	Stran: 13

PRILOGA B:

Statični izračun enostanovanjske stavbe

»Ta stran je namenoma prazna«

1 KAZALO

1	KAZALO	1
2	STATIČNI IZRAČUN ENOSTANOVANJSKE STAVBE	5
2.1	KONTROLE OSTREŠJA	5
2.1.1	VPLIVI NA OSTREŠJE	5
2.1.2	KONTROLE LETEVE	9
2.1.3	KONTROLE ŠPIROVCA IN ŠKARIJ	11
2.1.4	KONTROLA STIKA ŠKARJE-ŠPIROVEC.....	20
2.1.5	KONTROLA STIKA ŠPIROVEC-ŠPIROVEC	23
2.1.6	PRENOS REAKCIJ IZ ŠPIROVCEV NA LEGE.....	26
2.1.7	KONTROLE VMESNE IN KAPNE LEGE.....	29
2.1.8	KONTROLA STIKA MED LEGO IN AB VEZJO oz. STEBROM	33
2.1.9	KONTROLA STIKA NA LEGI.....	35
2.1.10	KONTROLA KONTAKTNIH TLAKOV POD LEGAMI.....	37
2.1.11	KONTROLA VPLIVA VETRA IZ SMERI $\alpha=90^\circ$	37
2.2	PRENOS OBTEŽB DO TEMELJA	38
2.2.1	PRENOS OBTEŽBE OSTREŠJA NA ZIDOVJE	38
2.2.2	PRENOS OBTEŽBE IZ MANSARDE NA NIVO PLOŠČE	41
2.2.3	PRENOS TEŽE PLOŠČE NA ZIDOVJE	44
2.2.4	PRENOS CELOTNE OBTEŽBE NA NIVO TEMELJEV.....	46
2.3	KONTROLE ZIDOVJA.....	51
2.3.1	VPLIVI NA ZIDOVJE.....	51
2.3.2	KONTROLA ZIDOVJA NA VETERNO OBTEŽBO	52
2.3.3	KONTROLA TLAČNE NOSILNOSTI NAJBOLJ OBREMENJENEGA ZIDU	54
2.3.4	STRIŽNA IN NATEZNA NOSILNOST ZIDOVJA NA POTRES	60
2.3.5	VERTIKALNE IN HORIZONTALNE AB VEZI	65
2.4	DIMENZIONIRANJE STOPNIC	66
2.4.1	VPLIVI NA STOPNICE	66
2.4.2	NOTRANJE SILE ZA STANJE MSN	67
2.4.3	DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA	68
2.4.4	RAČUN NATEZNE ARMATURE.....	68
2.4.5	RAČUN POTREBNE STRIŽNE ARMATURE	69

2.4.6	KOTROLE MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI.....	70
2.5	DIMENZIONIRANJE AB PLOŠČE.....	72
2.5.1	VPLIVI NA PLOŠČO	72
2.5.2	NOTRANJE SILE V PLOŠČI.....	72
2.5.3	POTREBEN PREREZ NATEZNE ARMATURE V PLOŠČI	76
2.5.4	KONTROLA RAZMERJA l/d ZA PREVERBO POVESA	79
2.5.5	KONTROLA KONČNE NAPETOSTI V PLOŠČI.....	80
2.5.6	KONTROLA ŠIRINE RAZPOK V PLOŠČI	80
2.6	DIMENZIONIRANJE PREKLAD IN OBOKOV	81
2.6.1	KONTROLA OBOKA L1	82
2.6.2	KONTROLA PREKLADE P9	87
2.7	GEOTEHNIČNE IN STATIČNE KONTROLE TEMELJA	90
2.7.1	KONTROLA NOSILNOSTI TAL	90
2.7.2	KONTROLA POTREBNE ARMATURE V TEMELJU	91

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: prikaz pritiskov in srkov vetra pri $\alpha = 0^\circ$	6
Preglednica 2: prikaz pritiskov in srkov vetra pri $\alpha = 90^\circ$	7
Preglednica 3: kontrola končnega povesa pri špirovcu in škarjah	19
Preglednica 4: prikaz reakcij na lege glede na tip obtežbe	26
Preglednica 5: prikaz prenosa obtežb na vmesni legi	38
Preglednica 6: prikaz prenosa obtežb na kapni legi	38
Preglednica 7: določitev krovnega sloja AB stebričku, ki podpira lego	39
Preglednica 8: pritiski na preklade v mansardi	42
Preglednica 9: pritiski na zidovje v višini vrha parapeta, kjer se nahajajo okna	42
Preglednica 10: pritiski mansardnega zidovja na ploščo	43
Preglednica 11: prikaz pritiskov na zidovju zaradi teže plošče	45
Preglednica 12: prikaz pritiskov na preklade v pritličju	47
Preglednica 13: prikaz vpliva teže stopnic na zidovje	48
Preglednica 14: pritiski na zidovje v pritličju na nivoju vrha parapeta pri zidovih z okni	48
Preglednica 15: prikaz končnih pritiskov zidovja na temelj	49
Preglednica 16: pritiski na najbolj kritičnem mestu naleganja preklade	50
Preglednica 17: prikaz vpliva vetra na stene pri kotu delovanja $\alpha=0^\circ$	51
Preglednica 18: prikaz vpliva vetra na stene pri kotu delovanja $\alpha=90^\circ$	52
Preglednica 19: prikaz obremenitev po višini na najbolj obremenjenem zidu v MSN	56
Preglednica 20: potrebna koločina armature v AB vezeh pri povezanem zidovju	65
Preglednica 21: določitev krovnega sloja	68
Preglednica 22: armaturne mreže v plošči po poljih	79
Preglednica 23: prikaz projektnih momentov in pritiskov na preklade	81
Preglednica 24: določitev krovnega sloja	82
Preglednica 25: določitev krovnega sloja	87

KAZALO SLIK

Slika 1: prikaz vplivnih con pri vetru pod kotom 0°	6
Slika 2: prikaz vplivnih con pri vetru pod kotom 90°	7
Slika 3: prikaz osnih sil za razred trajanja obtežbe "S"	12
Slika 4: prikaz prečnih sil za razred trajanja obtežbe "S"	12
Slika 5: prikaz upogibnih momentov za razred trajanja obtežbe "S"	13
Slika 6: prikaz osnih sil za razred trajanja obtežbe "M"	13
Slika 7: prikaz prečnih sil za razred trajanja obtežbe "M"	14
Slika 8: prikaz upogibnih momentov za razred trajanja obtežbe "M"	14
Slika 9: prikaz stika med škarjami in špirovcem	20
Slika 10: prikaz stika med špirovcima	23
Slika 11: prikaz stika med špirovcem in lego	26
Slika 12: prikaz notranjih upogibnih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "S"	29
Slika 13: prikaz notranjih torzijskih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "S"	29
Slika 14: prikaz notranjih strižnih sil v legi za razred trajanja obtežbe "S"	29
Slika 15: prikaz notranjih upogibnih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "M"	30
Slika 16: prikaz notranjih torzijskih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "M"	30
Slika 17: prikaz notranjih strižnih sil v legi za razred trajanja obtežbe "M"	30
Slika 18: prikaz stika med lego in stebrom oz. AB vezjo	33
Slika 19: prikaz stika na legi	35
Slika 20: prikaz vmesne lege	38
Slika 21: prikaz preklad in zidovja v mansardi	41
Slika 22: prikaz območji plošče na katerih pride do reakcij	44
Slika 23: prikaz zidovja, preklad in lokov v pritličju	46
Slika 24: prikaz vplivnih površin za veter iz smeri $\alpha=0^\circ$	51
Slika 25: prikaz vplivnih površin za veter iz smeri $\alpha=90^\circ$	52
Slika 26: prikaz momentov po višini najbolj obremenjenega zidu z vertikalno obtežbo	56
Slika 27: prikaz zidov v pritličju	60
Slika 28: prikaz geometrijskih parametrov in parametrov potrebnih za izračun strižne nosilnosti zidovja	61
Slika 29: kontrola natezne, upogibne in strižne nosilnosti zidovja v X in Y smeri	64
Slika 30: prikaz poteka notranjih momentov v stopnicah v MSN	67
Slika 31: prikaz poteka notranjih strižnih sil v stopnicah v MSN	67
Slika 32: prikaz poteka notranjih momentov v stopnicah v MSU	70
Slika 33: potek momenta m11, max	73
Slika 34: potek momenta m11, min	73
Slika 35: potek momenta m22, max	74
Slika 36: potek momenta m22, min	74
Slika 37: potek momenta m12, max	75
Slika 38: potek momenta m12, min	75
Slika 39: potreben prerez spodnje natezne armature v X smer	76
Slika 40: potreben prerez spodnje natezne armature v Y smeri	76
Slika 41: potreben prerez zgornje natezne armature v X smeri	77
Slika 42: potreben prerez zgornje natezne armature v Y smeri	77
Slika 43: prikaz polj v plošči	78

2 STATIČNI IZRAČUN ENOSTANOVANJSKE STAVBE

2.1 KONTROLE OSTREŠJA

2.1.1 VPLIVI NA OSTREŠJE

2.1.1.1 VETER

Enostanovanjska stavba se nahaja na terenu kategorije III. Njena končna višina bo znašala 8 m.

Za osnovno hitrost vetra se vzame vrednost $v_{b,0} = 20 \frac{m}{s}$, ki velja za večino Slovenije pod nadmorsko višino 800 m.

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 20 \frac{m}{s}$$

Osnovni tlak za hitrost $20 \frac{m}{s}$ znaša: $q_b = 250 Pa$.

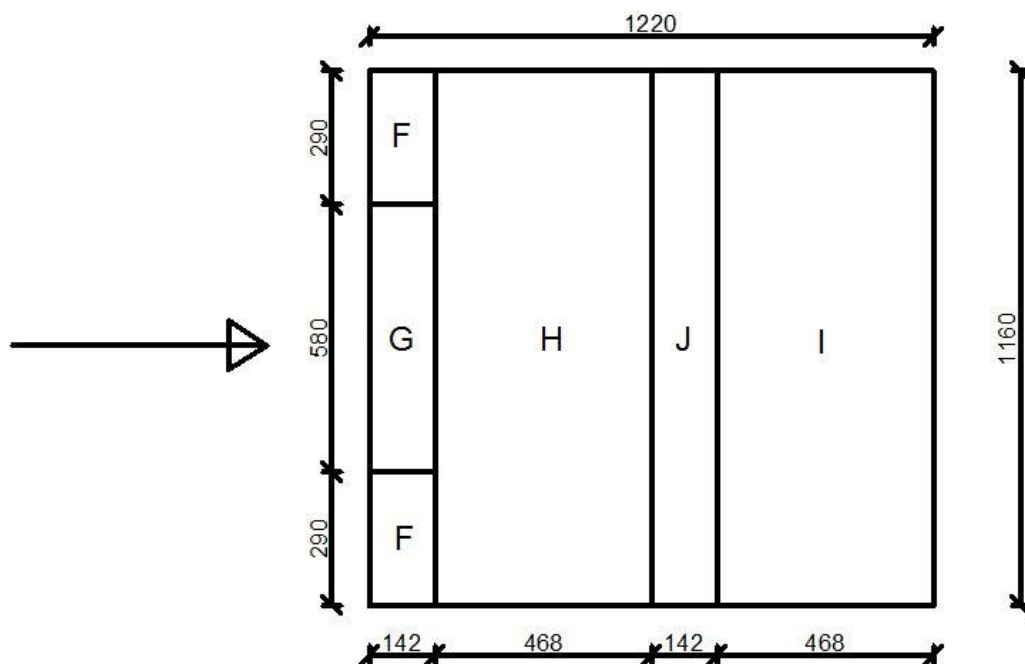
Osnovni tlak pomnožimo s faktorjem izpostavljenosti, ki je odvisen od kategorije terena ter višine stavbe.

$$c_e = 1,28 + 0,43 * \frac{3}{5} = 1,54 \dots \dots \text{linearna interpolacija,}$$

$$q_p = q_b * c_e = 250 Pa * 1,54 = 385 Pa = 0,385 \frac{kN}{m^2}$$

2.1.1.1.1 $\alpha = 0^\circ$

Na ta obtežni primer, v kombinaciji s snegom, lastno in stalno težo, dimenzioniramo ostrešje.



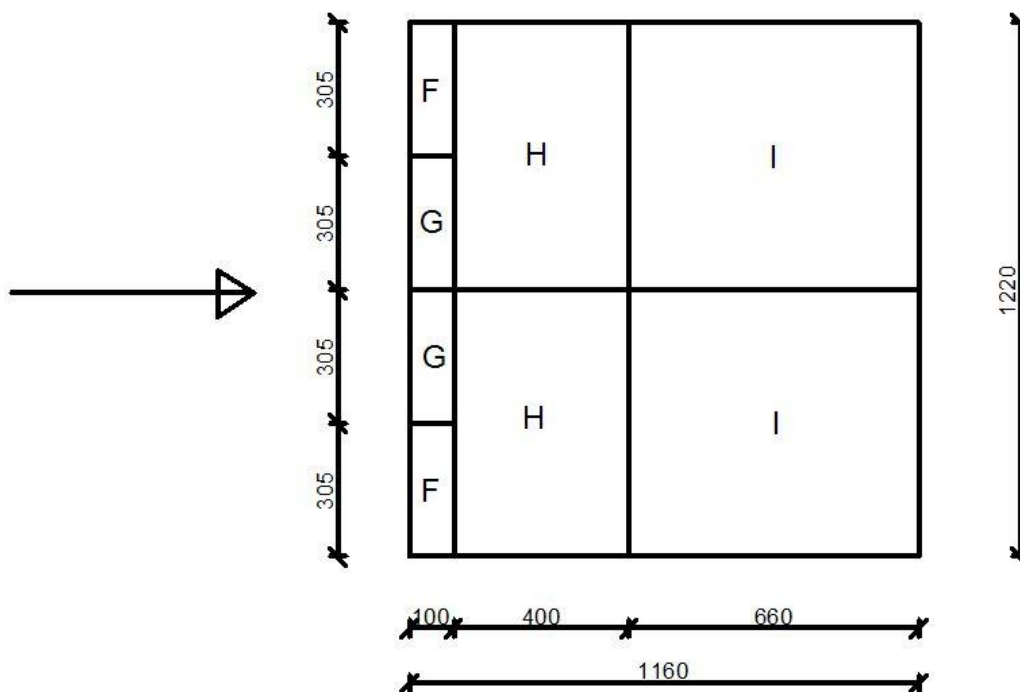
Slika 1: prikaz vplivnih con pri vetru pod kotom 0°

Preglednica 1: prikaz pritiskov in srkov vetra pri $\alpha = 0^\circ$

Cona:	Površina:	c_{pe} :	Pritisk vetra:	Srk vetra:
F	$4,12 \text{ m}^2$	0,7 ali $-0,885$	$269,5 \text{ Pa}$	$-340,73 \text{ Pa}$
G	$8,24 \text{ m}^2$	0,7 ali $-0,584$	$269,5 \text{ Pa}$	$-224,84 \text{ Pa}$
H	$54,29 \text{ m}^2$	0,4 ali $-0,2$	154 Pa	-77 Pa
I	$54,29 \text{ m}^2$	0 ali $-0,4$	0 Pa	-154 Pa
J	$16,47 \text{ m}^2$	0 ali $-0,5$	0 Pa	$-192,5 \text{ Pa}$

2.1.1.1.2 $\alpha = 90^\circ$

Na ta obtežni primer kontroliramo stabilnost ostrešja in preverimo ali je potreba po dodatnem sidranju strešnih elementov.



Slika 2: prikaz vplivnih con pri vetru pod kotom 90°

Preglednica 2: prikaz pritiskov in srkov vetra pri $\alpha = 90^\circ$

Cona:	Površina:	c_{pe} :	Pritisk vetra:	Srk vetra:
F	$3,05 \text{ m}^2$	$-1,31 \text{ ali } 0$	0 Pa	$-504,35 \text{ Pa}$
G	$3,05 \text{ m}^2$	$-1,71 \text{ ali } 0$	0 Pa	$-658,35 \text{ Pa}$
H	$24,4 \text{ m}^2$	$-0,8 \text{ ali } 0$	0 Pa	-308 Pa
I	$40,26 \text{ m}^2$	$-0,5 \text{ ali } 0$	0 Pa	$-192,5 \text{ Pa}$

2.1.1.2 SNEG

Enostanovanjska stavba se nahaja v coni A2 na nadmorski višini 300 m. Iz teh dveh podatkov sledi, da je karakteristična obtežba snega:

$$s_k = 1,51 \frac{kN}{m^2}$$

Naklon enostanovanjske stavbe je 35° . Obtežbo snega pomnožimo s faktorjem μ , ki zajame vpliv naklona strehe. Za naš naklon je faktor μ enak 0,67.

$$s_d = 1,51 \frac{kN}{m^2} * 0,67 = 1,01 \frac{kN}{m^2}$$

2.1.2 KONTROLE LETEVE

2.1.2.1 OBREMENTITVE NA LETEV

Razpon med vzdolžnimi letvami je enak približno 1 m. Prečne letve, ki prve prevzamejo obtežbo, so razporejene na 30 cm po dolžini vzdolžnih letev. Na vsako pade sila, ki deluje na vplivni površini $b = 1 \text{ m}$ in $l = 0,3 \text{ m}$. Vzdolžna letev je dimenzij $b/h = 5/5 \text{ cm}$. Prečna letev je dimenzij $b/h = 5/4 \text{ cm}$.

Vertikalne obtežbe:

$$\text{-veter: } g_{ve} = 0,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,3\text{m} = 0,081 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$\text{-sneg: } g_{sneg,v} = 1,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,3\text{m} * \cos^2 35^\circ = 0,203 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$\text{-strešna kritina: } g_{skritina,v} = 0,413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,3\text{m} * \cos 35^\circ = 0,101 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

Horizontalne obtežbe:

$$\text{-sneg: } g_{sneg,h} = 1,01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,3\text{m} * \sin 35^\circ * \cos 35^\circ = 0,142 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$\text{-strešna kritina: } g_{skritina,h} = 0,413 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,3\text{m} * \sin 35^\circ = 0,071 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

2.1.2.2 UPOGIBNA NOSILNOST LETVE

Kontroliramo merodajen obtežni primer S:

$$M_{Ed,y} = -0,06 \text{ kNm}; \quad M_{Ed,z} = -0,03 \text{ kNm},$$

$$\frac{\sigma_{m,d,y}}{f_{md}} + 0,7 \frac{\sigma_{m,d,z}}{f_{md}} = \frac{0,29 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,662 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{0,145 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,662 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} * 0,7 = 0,236 \leq 1.$$

Letev je dovolj nosilna za prevzem obremenitev.

2.1.2.3 KONTROLA MSU

Iz programa SAP 2000 odčitamo maksimalen pomik v končnem času:

$$w_{max} = 0,06 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 0,4 \text{ cm}.$$

2.1.2.4 KONTROLA KONTAKTNIH TLAKOV MED VZDOLŽNO IN PREČNO LETVO

Maksimalne reakcije, ki jih dobimo pri kontroli vzdolžne letve, so:

$$\text{-obtežni primer S:} \quad R_{letve,v,max}^S = 0,6 \text{ kN} \lll \text{merodajen,}$$

$$\text{-obtežni primer M:} \quad R_{letve,v,max}^M = 0,52 \text{ kN,}$$

$$\frac{R_{letve,v,max}^M}{R_{letve,v,max}^S} = 0,87 \leq 0,89.$$

Kontaktni tlak znaša:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{R_{letve,max}^S}{A_{letve}} = \frac{0,6 \text{ kN}}{25 \text{ cm}^2} = 0,024 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{c,90,d} = 0,173 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.1.2.5 PREVZEM HORIZONTALNIH REAKCIJ

Horizontalne reakcije moramo prevzeti z žebli. Žebelj dimenzioniramo na maksimalno reakcijo.

$$\text{-razred trajanja »S«:} \quad R_{letve,h,max}^S = 0,35 \text{ kN,}$$

$$\text{- razred trajanja »M«:} \quad R_{letve,h,max}^M = 0,35 \text{ kN} \lll \text{merodajen,}$$

$$\frac{R_{letve,h,max}^M}{R_{letve,h,max}^S} = 1 \geq 0,89.$$

Glede na potrebno dolžino žeblja izberemo žebelj dimenzij 3,1/80 mm.

$$F_{v,Rd}^M = 0,8694 \text{ kN} * 0,8 * \frac{1}{1,3} = 0,535 \text{ kN} \geq 0,35 \text{ kN.}$$

Za žebljanje prečnih letev uporabimo enak žebelj.

2.1.3 KONTROLE ŠPIROVCA IN ŠKARIJ

2.1.3.1 STALNA IN LASTNA OBTEŽBA NA ŠPIROVEC

Po celotni dolžini špirovca deluje:

- strešna kritina : $g_{SK} = 9,8 \frac{kos}{m^2} * 4,3 \frac{kg}{kos} * \frac{9,81 \frac{m}{s^2}}{1000} = 0,413 \frac{kN}{m^2}$,
- prečne letve: $b/h = 5/5 \text{ cm}$ $g_{LE,1} = 3,3 \frac{kos}{m^2} * 0,0025 m^3 * 420 \frac{kg}{m^3} * g = 0,03 \frac{kN}{m^2}$,
- vzdolžne letve: $b/h = 5/4 \text{ cm}$ $g_{LE,2} = 1 \frac{kos}{m^2} * 0,0020 m^3 * 420 \frac{kg}{m^3} * g = 0,01 \frac{kN}{m^2}$,
- deske $d = 0,02 \text{ m}$ $g_{DE,1} = 0,02 m * 4,12 \frac{kN}{m^3} = 0,082 \frac{kN}{m^2}$.

Na mestu kjer so bivalni prostori na špirovec delujejo:

- steklena volna: $g_{SV,1} = 35 \frac{kg}{m^3} * 0,2 \text{ m} * g = 0,069 \frac{kN}{m^2}$,
- mavčna plošča: $g_{MP,1} = 10 \frac{kg}{m^2} * 2 * g = 0,196 \frac{kN}{m^2}$.

V programu SAP 2000 definiramo gostoto materiala, zato definiranje lastne teže ni potrebno.

$$\rho = 420 \frac{kg}{m^3}$$

Predpostavimo, da je teža strešnega okna manjša od teže strešne kritine, letev in desk, zato obtežbe le-tega ne upoštevamo pri kontroli špirovca.

2.1.3.2 STALNA IN LASTNA OBTEŽBA NA ŠKARJE

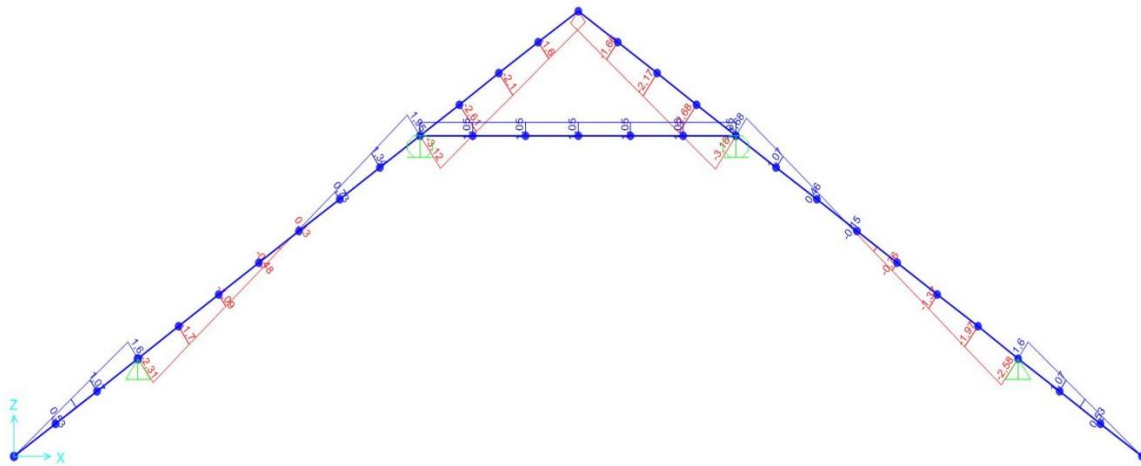
Po celotni dolžini škarij deluje:

- deske $d = 0,02 \text{ m}$ $g_{DE,2} = 0,02 m * 4,12 \frac{kN}{m^3} = 0,082 \frac{kN}{m^2}$,
- steklena volna: $g_{SV,2} = 35 \frac{kg}{m^3} * 0,3 \text{ m} * g = 0,103 \frac{kN}{m^2}$,
- mavčna plošča: $g_{MP,2} = 10 \frac{kg}{m^2} * 2 * g = 0,196 \frac{kN}{m^2}$.

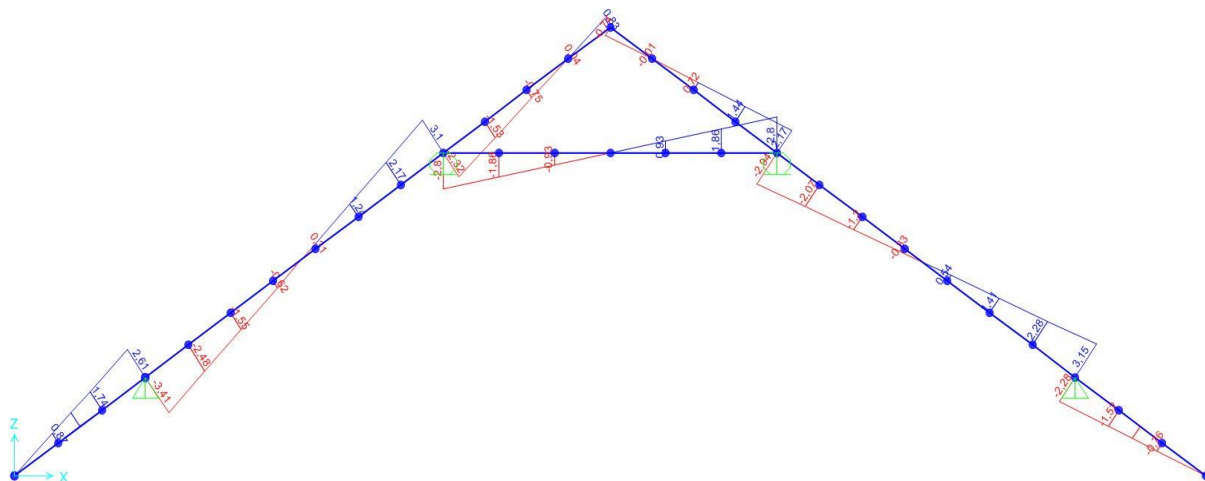
Zaradi možnosti, da se na škarje kaj obesi oz. privijači, dodamo še dodatno stalno obtežbo:

- dodatna stalna obtežba: $g_{Stal} = 1 \frac{kN}{m^2}$.

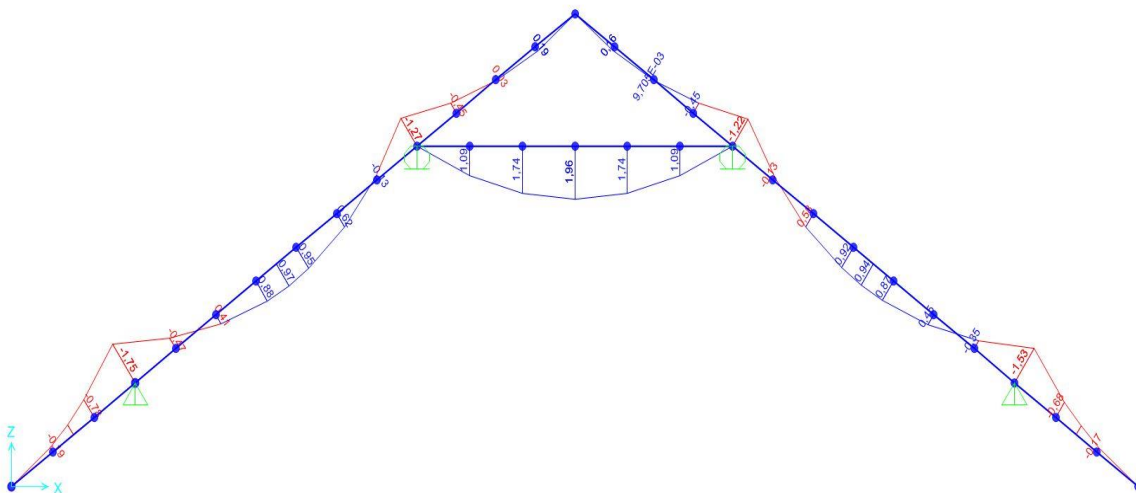
2.1.3.3 PRIKAZ NOTRANJNH SIL NA OSTREŠJU ZA RAZRED TRAJANJA OBTEŽBE »S«



Slika 3: prikaz osnih sil za razred trajanja obtežbe "S"

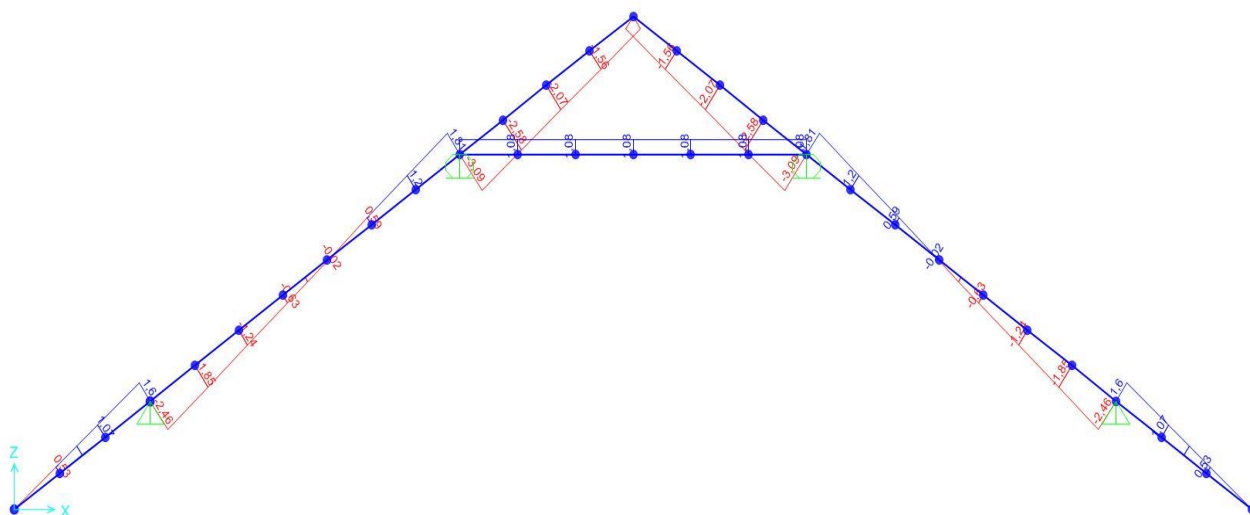


Slika 4: prikaz prečnih sil za razred trajanja obtežbe "S"

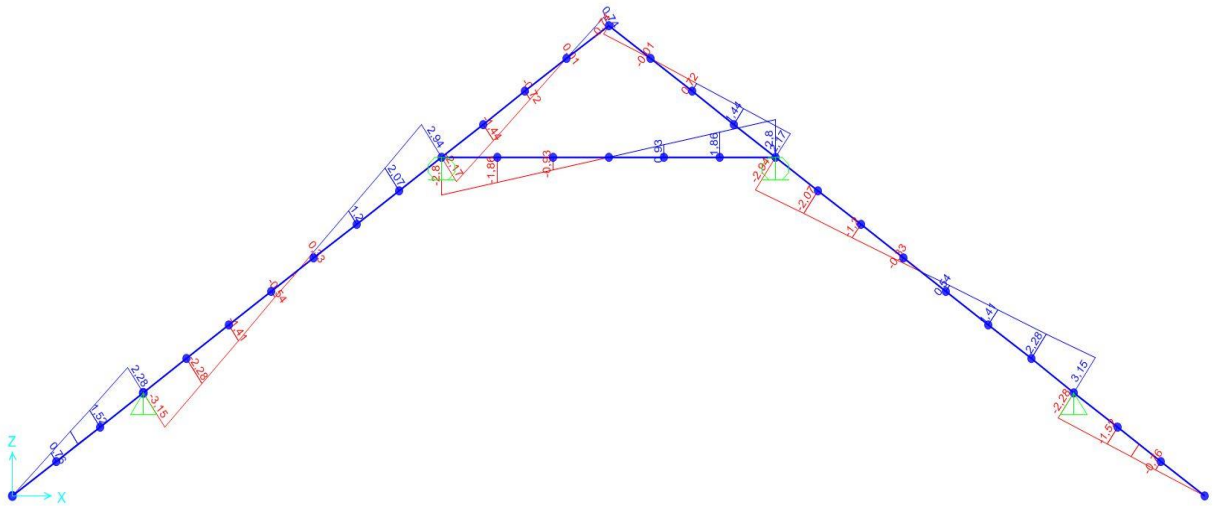


Slika 5: prikaz upogibnih momentov za razred trajanja obtežbe "S"

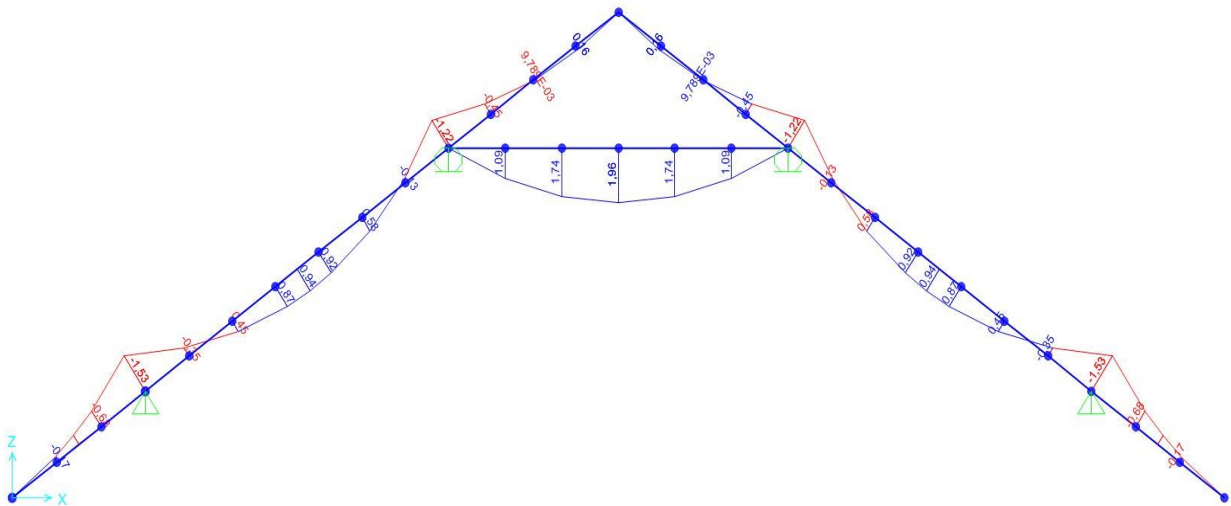
2.1.3.4 PRIKAZ NOTRANJNH SIL NA OSTREŠJU ZA RAZRED TRAJANJA OBTEŽBE »M«



Slika 6: prikaz osnih sil za razred trajanja obtežbe "M"



Slika 7: prikaz prečnih sil za razred trajanja obtežbe "M"



Slika 8: prikaz upogibnih momentov za razred trajanja obtežbe "M"

2.1.3.5 KONTROLA NOSILNOSTI ŠPIROVCA NA UPOGIB

- razred trajanja »S«: $M_{Ed,spirovec}^S = -1,75 \text{ kNm} \lll \text{ merodajen},$

- razred trajanja »M«: $M_{Ed,spirovec}^M = -1,53 \text{ kNm},$

$$\frac{M_{Ed,spirovec}^M}{M_{Ed,spirovec}^S} = 0,87 \leq 0,89.$$

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d},$$

$$\frac{1,75 \text{ kNm}}{W_y} = \frac{175 \text{ kNcm}}{\frac{12 \text{ cm} * (16 \text{ cm})^2}{6}} = 0,342 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{m,d} = 1,662 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.1.3.6 KONTROLA NOSILNOSTI ŠPIROVCA NA OSNO SILO IN UKLON

Obtežbe na zgornjem delu špirovca:

- razred trajanja »S«: $N_{Ed,spiravec,1}^S = -3,12 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $N_{Ed,spiravec,1}^M = -3,09 \text{ kN} \lll \text{ merodajen},$

$$\frac{N_{Ed,spiravec,1}^M}{N_{Ed,spiravec,1}^S} = 0,99 \geq 0,89.$$

Uklonska dolžina v obe smeri znaša:

$$l_u = 171 \text{ cm}.$$

Obtežbe na srednjem delu špirovca:

$$\text{- razred trajanja »S«:} \quad N_{Ed,spirovec,2}^S = -2,31 \text{ kN},$$

$$\text{- razred trajanja »M«:} \quad N_{Ed,spirovec,2}^M = -2,46 \text{ kN} \lll \text{ merodajen},$$

$$\frac{N_{Ed,spirovec,2}^M}{N_{Ed,spirovec,2}^S} = 1,06 \geq 0,89.$$

Uklonska dolžina v obeh smereh znaša:

$$l_u = 305 \text{ cm}.$$

Kontroliramo oslabiljen prerez pri podpori, kjer je višina špirovca $h=12 \text{ cm}$.

Račun vitkosti špirovca:

$$\lambda_z = \frac{l_u}{i_z} = \frac{305 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{2304 \text{ cm}^4}{144 \text{ cm}^2}}} = 76,25,$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{76,25}{3,14} * \sqrt{\frac{2,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{740 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 1,3 \dots \dots \dots k_c = 0,482.$$

Kontrola uklonske nosilnosti:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed,spirovec,2}^M}{A} = \frac{2,46 \text{ kN}}{144 \text{ cm}^2} \leq k_c * f_{c,0,d} = 0,482 * 1,292 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$0,017 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,623 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.1.3.7 KONTROLA NOSILNOST ŠPIROVCA NA KOMBINACIJO UPOGIBA S TLAČNO OSNO SILO

Izpolniti moramo enačbo:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1.$$

Pri osni sil je merodajen razred trajanja obtežbe »M«, pri upogibnem momentu pa razred trajanja obtežbe »S«. Ker ima upogibni moment v tem primeru bolj neugoden vpliv, kontroliramo napetosti za razred trajanja obtežbe »S«.

$$\frac{\frac{2,31 \text{ kN}}{144 \text{ cm}^2}}{0,482 * 1,454 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{\frac{175 \text{ kNcm}}{12 \text{ cm} * (16 \text{ cm})^2}}{6}}{1,662 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,23 \leq 1.$$

2.1.3.8 KONTROLA NOSILNOSTI ŠPIROVCA NA PREČNO SILO

- razred trajanja »S«: $V_{Ed,spirovec}^S = -3,41 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $V_{Ed,spirovec}^M = -3,15 \text{ kN} \lll \text{ merodajen},$

$$\frac{M_{Ed,spirovec}^M}{M_{Ed,spirovec}^S} = 0,92 \geq 0,89.$$

$$\tau_{v,d} \leq \sigma_{v,d},$$

$$\tau_{v,d} = \frac{V_{Ed,spirovec}^M}{\frac{2}{3} * A} = \frac{3,15 \text{ kN}}{\frac{2}{3} * 12 \text{ cm} * 12 \text{ cm}} = 0,033 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$0,033 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.1.3.9 KONTROLA NOSILNOSTI ŠKARIJ NA KOMBINACIJO UPOGIBA Z NATEZNO OSNO SILO

- razred trajanja »S«: $M_{Ed,skar}^S = 1,93 \text{ kNm}; N_{Ed,skar}^S = 1,00 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $M_{Ed,skar}^M = 1,93 \text{ kNm}; N_{Ed,skar}^M = 1,03 \text{ kN} \ll \text{merodajen},$

$$\frac{M_{Ed,skar}^M}{M_{Ed,skar}^S} = 1 \geq 0,89.$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d} * k_{crit}} \leq 1,$$

$$\frac{0,003 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,862 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{0,226 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{0,915 * 1,477 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,171 \leq 1.$$

2.1.3.10 KONTROLA STRIŽNE NOSILNOSTI ŠKARIJ

- razred trajanja »S«: $V_{Ed,skar}^S = 2,76 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $V_{Ed,skar}^M = 2,76 \text{ kN} \ll \ll \text{merodajen},$

$$\frac{V_{Ed,skar}^M}{V_{Ed,skar}^S} = 1 \geq 0,89.$$

$$\tau_{v,d} \leq \sigma_{v,d}$$

$$0,013 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.1.3.11 KONTROLA MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI ŠPIROVCA IN ŠKARIJ

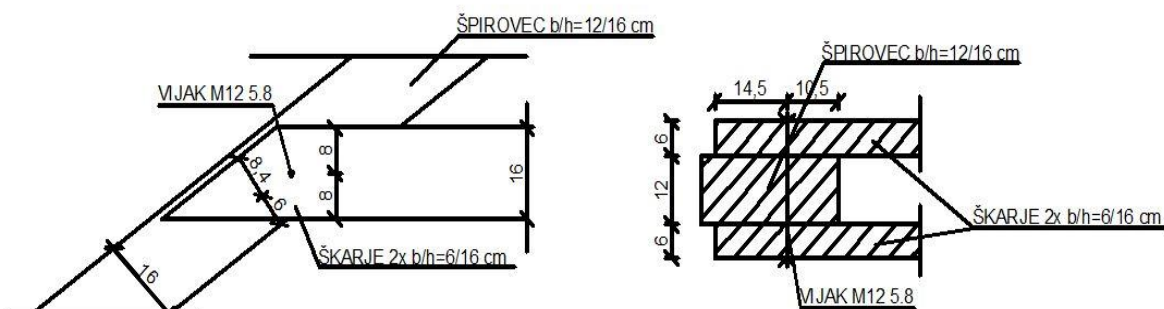
V tem poglavju kontroliramo končne povese špirovca in škarij. Povese odčitamo iz programa SAP 2000.

Preglednica 3: kontrola končnega povesa pri špirovcu in škarijah

	w_{dov}	w_{dej}
Previs špirovca	$\frac{L}{150} = 0,81 \text{ cm}$	0,1 cm
Špirovec v polju	$\frac{L}{300} = 1,02 \text{ cm}$	0,16 cm
Škarje	$\frac{L}{300} = 1,33 \text{ cm}$	0,47 cm

Dimenzije špirovcev in škarij so zadosti velike.

2.1.4 KONTROLA STIKA ŠKARJE-ŠPIROVEC



Slika 9: prikaz stika med škarjami in špirovcem

- razred trajanja »S«: $V_{Ed,skar}^S = 2,76 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $V_{Ed,skar}^M = 2,76 \text{ kN} \lll \text{ merodajen},$

$$\frac{V_{Ed,skar}^M}{V_{Ed,skar}^S} = 1 \geq 0,89.$$

- razred trajanja »S«: $N_{Ed,skar}^S = 1,00 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $N_{Ed,skar}^M = 1,03 \text{ kN} \ll \text{ merodajen},$

$$\frac{N_{Ed,skar}^M}{N_{Ed,skar}^S} = 1,03 \geq 0,89.$$

V obeh primerih je merodajen razred trajanja obtežbe »M«. Kontrole, ki se nanašajo na les, izvedemo na obtežbe dobljene pri razredu trajanja obtežbe »M«. Kontrole, ki se nanašajo na vijak, pa na obtežbe dobljene pri razredu trajanja obtežbe »S«.

2.1.4.1 KONTROLA STRIŽNE ODPORNOSTI VIJAKA

Celotna strižna sila, ki jo mora prenesti vijak, znaša:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{V_{Ed,skar}^S{}^2 + N_{Ed,skar}^S{}^2} = 2,94 \text{ kN}.$$

Ker gre za dvostržni stik, sila $F_{V,Ed}$ deluje ne dveh strižnih ploskvah vijaka.

$$F_{V,Rd} = 16,9 \text{ kN} \geq \frac{F_{V,Ed}}{2} = 1,47 \text{ kN}.$$

2.1.4.2 KONTROLA STIKA

Preden začnemo z izračuni, poimenujemo škarje kot element 1 ter špirovec kot element 2. Izračunamo pod kakšnim kotom deluje sila na element 1 in na element 2. Po izračunu kotov preverimo ali je vijak zadosti oddaljen od robu elementa 2 in konca elementa 1.

Kot pod katerim deluje sila na element 1:

$$\alpha_1 = 90^\circ - 35^\circ + \tan^{-1} \frac{N_{Ed,skar}^M}{V_{Ed,skar}^M} = 75,5^\circ.$$

Kot pod katerim deluje sila na element 2:

$$\alpha_2 = 90^\circ - \tan^{-1} \frac{N_{Ed,skar}^M}{V_{Ed,skar}^M} = 69,5^\circ.$$

Potrebna oddaljenost vijaka od konca elementa 1 znaša:

$$x_1 = \frac{8 \text{ cm}}{\cos 20,5^\circ} = 8,54 \text{ cm} \geq \max(7 * d; 80\text{mm}) = 8,4 \text{ cm}.$$

Potrebna oddaljenost vijaka od roba elementa 2 znaša:

$$x_2 = 6 \text{ cm} \geq \max((2 + 2 * \sin 75,5^\circ) * d; 3 * d) = 4,7 \text{ cm}.$$

Karakteristična vtisna trdnost znaša:

$$f_{h,0,k} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k = 2,53 \frac{kN}{cm^2}.$$

Za izračun karakterističnih trdnosti elementa 1 in elementa 2 uporabimo enačbo:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * (\sin\alpha)^2 + (\cos\alpha)^2},$$

kjer je:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 * d = 1,53.$$

Karakteristični trdnosti znašata:

$$f_{h,1,k} = 1,73 \frac{kN}{cm^2},$$

$$f_{h,2,k} = 1,69 \frac{kN}{cm^2}.$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije za vijake znaša:

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} = 9,6 \text{ kNcm}.$$

Da bo stik dovolj nosilen, moramo zadostiti sledečim enačbam:

$$F_{v,Rk1} = f_{h,1,k} * t_1 * d = 12,5 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk2} = 0,5 * f_{h,2,k} * t_2 * d = 12,2 \text{ kN},$$

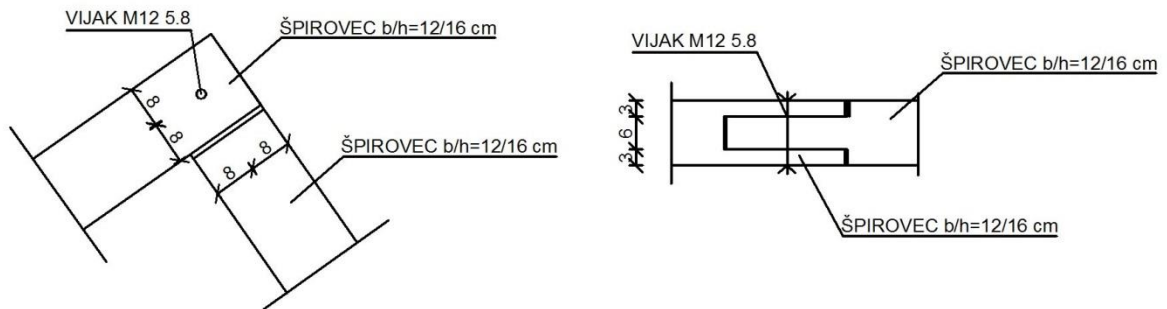
$$F_{v,Rk3} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{(2 + \beta)} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d}} - \beta \right] = 5,88 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk4} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} d f_{h,1,k}} = 7,22 \text{ kN},$$

$$F_{v,Ed} = 2,94 \text{ kN} \leq \min(F_{v,Rk1}, F_{v,Rk2}, F_{v,Rk3}, F_{v,Rk4}) * \frac{k_{mod}}{\gamma_M} * 2 = 7,24 \text{ kN}.$$

Stik je dovolj nosilen.

2.1.5 KONTROLA STIKA ŠPIROVEC-ŠPIROVEC



Slika 10: prikaz stika med špirovcema

- razred trajanja »S«: $V_{Ed,spir,stik}^S = 0,83 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $V_{Ed,spir,stik}^M = 0,74 \text{ kN} \lll \text{ merodajen},$

$$\frac{V_{Ed,spir,stik}^M}{V_{Ed,spir,stik}^S} = 0,892 \geq 0,89.$$

- razred trajanja »S«: $N_{Ed,spir,stik}^S = -1,10 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $N_{Ed,spir,stik}^M = -1,05 \text{ kN} \ll \text{ merodajen},$

$$\frac{N_{Ed,spir,stik}^M}{N_{Ed,spir,stik}^S} = 0,95 \geq 0,89.$$

2.1.5.1 KONTROLA STRIŽNE ODPORNOSTI VIJAKA

Celotna strižna sila, ki jo mora prenesti vijak, znaša:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{V_{Ed,spir,stik}^S{}^2 + N_{Ed,spir,stik}^S{}^2} = 1,38 \text{ kN}.$$

Ker gre za dvostržni stik, sila $F_{V,Ed}$ deluje na dveh strižnih ploskvah vijaka.

$$F_{V,Rd} = 16,9 \text{ kN} \geq \frac{F_{V,Ed}}{2} = 0,69 \text{ kN}.$$

2.1.5.2 KONTROLA STIKA

Stik prekontroliramo kot v poglavju 2.1.4.

Sila na oba elementa deluje pod kotom:

$$\alpha = 90^\circ - \tan^{-1} \frac{N_{Ed,spir,stik}^M}{V_{Ed,spir,stik}^M} = 35^\circ.$$

Ker gre v obeh primerih za obremenjen konec, mora biti razdalja vijaka od konca elementa večja ali enaka:

$$x_1 = \frac{8 \text{ cm}}{\cos 35^\circ} = 9,77 \text{ cm} \geq \max(7 * d; 80\text{mm}) = 8,4 \text{ cm}.$$

Karakteristični trdnosti znašata:

$$f_{h,2,k} = f_{h,1,k} = 2,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Karakteristična vrednost momenta plastifikacije za vijake znaša:

$$M_{y,Rk} = 0,3 * f_{u,k} * d^{2,6} = 9,6 \text{ kNcm}.$$

Da bo stik dovolj nosilen, moramo zadostiti sledečim enačbam:

$$F_{v,Rk1} = f_{h,1,k} * t_1 * d = 7,74 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk2} = 0,5 * f_{h,2,k} * t_2 * d = 7,74 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk3} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{(2 + \beta)} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d}} - \beta \right] = 5,4 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rk4} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} d f_{h,1,k}} = 8,1 \text{ kN},$$

$$F_{v,Ed} = 1,38 \text{ kN} \leq \min(F_{v,Rk1}, F_{v,Rk2}, F_{v,Rk3}, F_{v,Rk4}) * \frac{k_{mod}}{\gamma_M} * 2 = 6,65 \text{ kN}.$$

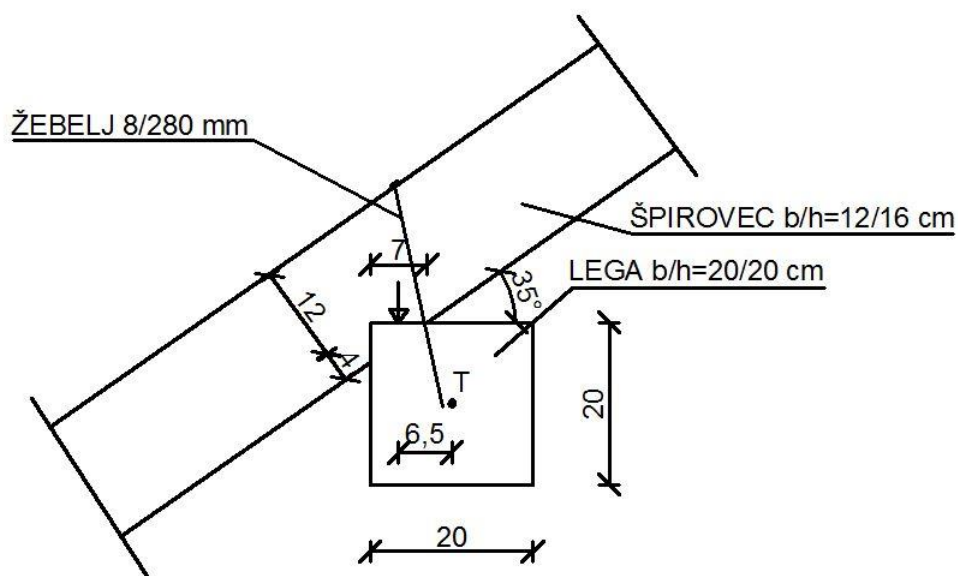
Stik je dovolj nosilen.

2.1.6 PRENOS REAKCIJ IZ ŠPIROVCEV NA LEGE

Preglednica 4: prikaz reakcij na lege glede na tip obtežbe

		Lastna&stalna	Sneg	Veter
Vmesna lega	Vertikalna reakcija:	4,4 kN	2,51 kN	0,39 kN
	Horizontalna reakcija:	/	/	/
Krajna lega	Vertikalna reakcija:	2,22 kN	2,54 kN	0,45 kN
	Horizontalna reakcija:	0,07 kN	0,11 kN	-0,51 kN

2.1.6.1 KONTROLA KONTAKTNIH TLAKOV NA STIKU ŠPIROVEC-LEGA



Slika 11: prikaz stika med špirovcem in lego

Ker špirovec nalega na lego ekscentrično, pride do pojava torzijskih momentov. Predpostavimo, da je prijemališče sile na sredini kontaktne ploskve.

Kontrola višine zaseka v špirovec:

$$\frac{h}{6} = 2,67 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \leq \frac{h}{4} = 4 \text{ cm}.$$

2.1.6.1.1 KONTROLA KONTAKTNIH TLAKOV NA ŠPIROVCU

- razred trajanja »S«: $R_{Ed,A}^S = 10,07 \text{ kN}$,

- razred trajanja »M«: $R_{Ed,A}^M = 9,72 \text{ kN} \lll \text{ merodajen}$,

$$\frac{R_{Ed,A}^M}{R_{Ed,A}^S} = 0,97 \geq 0,89.$$

$$\frac{\frac{R_{Ed,A,\alpha}^M}{A}}{f_{c,\alpha,d}} = \frac{9,72 \text{ kN} * \cos \alpha}{7 \text{ cm} * 12 \text{ cm}} = 0,31 \leq 1,$$
$$0,217 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_c * f_{c,90,d}} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{1,292 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{1,292 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1 * 0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} * \sin^2 55^\circ + \cos^2 55^\circ} = 0,217 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

$$\alpha = 55^\circ.$$

2.1.6.1.2 KONTROLA KONTAKTNIH TLAKOV NA LEGI

- razred trajanja »S«: $R_{Ed,A}^S = 10,07 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $R_{Ed,A}^M = 9,72 \text{ kN} \lll \text{merodajen},$

$$\frac{R_{Ed,A}^M}{R_{Ed,A}^S} = 0,97 \geq 0,89.$$

$$\frac{\frac{R_{Ed,A}^M}{A}}{f_{c,90,d}} = \frac{\frac{9,72 \text{ kN}}{7 \text{ cm} * 12 \text{ cm}}}{0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,75 \leq 1.$$

2.1.6.2 PREVZEM HORIZONTALNIH REAKCIJ Z ŽEBLJEM

Maksimalne horizontalne reakcije dobimo pri obtežnem primeru:

$$H_{Ed} = H_{lastna\&stalna} + 1,5 * H_{veter} = 0,7 \text{ kN}.$$

Zaradi višine špirovca izberemo žebelj 8/280 mm, ki ima strižno nosilnost:

$$F_{V,Rd} = 0,9 * \frac{4,155 \text{ kN}}{1,3} = 2,88 \text{ kN},$$

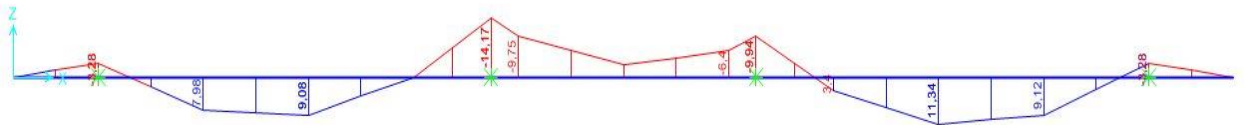
$$H_{Ed} = 0,7 \text{ kN} \leq F_{V,Rd} = 2,88 \text{ kN}.$$

2.1.7 KONTROLE VMESNE IN KAPNE LEGE

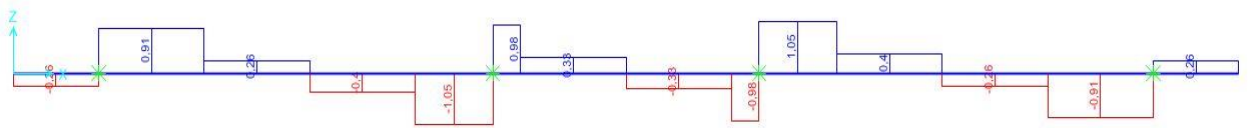
Dimenzioniramo samo vmesno lego, ker velja:

- vmesna lega je bolj obremenjena,
- vmesna lega ima večje razpone,
- vmesna lega ima manj podpor.

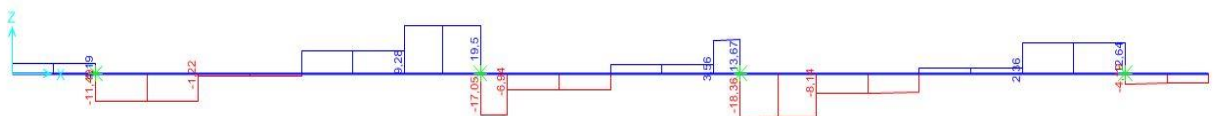
2.1.7.1 PRIKAZ NOTRANJNH SIL ZA RAZRED TRAJANJA OBTEŽBE »S«



Slika 12: prikaz notranjih upogibnih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "S"

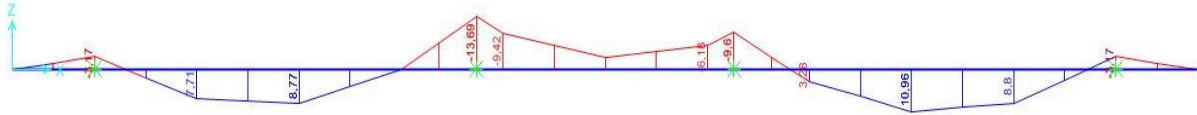


Slika 13: prikaz notranjih torzijskih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "S"

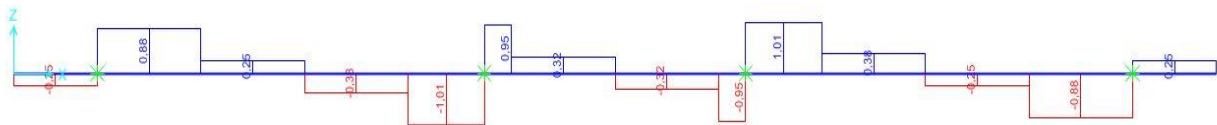


Slika 14: prikaz notranjih strižnih sil v legi za razred trajanja obtežbe "S"

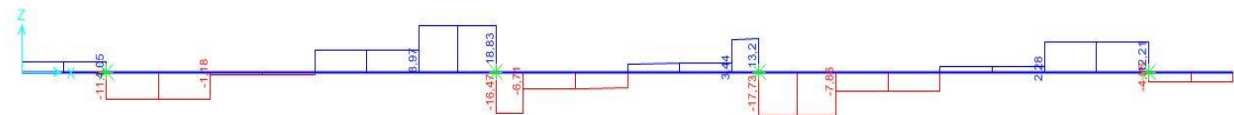
2.1.7.2 PRIKAZ NOTRANJIH SIL ZA RAZRED TRAJANJA OBTEŽBE »M«



Slika 15: prikaz notranjih upogibnih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "M"



Slika 16: prikaz notranjih torzijskih momentov v legi za razred trajanja obtežbe "M"



Slika 17: prikaz notranjih strižnih sil v legi za razred trajanja obtežbe "M"

2.1.7.3 KONTROLA NOSILNOSTI LEGE NA UPOGIB

- razred trajanja »S«: $M_{Ed,lege}^S = -14,17 \text{ kNm},$

- razred trajanja »M«: $M_{Ed,lege}^M = -13,69 \text{ kNm} \lll \text{ merodajen},$

$$\frac{M_{Ed,lege}^M}{M_{Ed,lege}^S} = 0,97 \geq 0,89.$$

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d},$$

$$\frac{1,75 \text{ kNm}}{W_y} = \frac{1369 \text{ kNcm}}{\frac{20\text{cm} * (20\text{cm})^2}{6}} = 1,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq f_{m,d} = 1,477 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.1.7.4 KONTROLA NOSILNOSTI LEGE NA KOMBINACIJO STRIŽNE SILE IN TORZIJSKEGA MOMENTA

- razred trajanja »S«: $V_{Ed,lege}^S = 19,5 \text{ kN},$

- razred trajanja »M«: $V_{Ed,lege}^M = 18,83 \text{ kN} \lll \text{ merodajen},$

$$\frac{V_{Ed,lege}^M}{V_{Ed,lege}^S} = 0,97 \geq 0,89.$$

- razred trajanja »S«: $M_{x,Ed,lege}^S = -1,05 \text{ kNm},$

- razred trajanja »M«: $M_{x,Ed,lege}^M = -1,01 \text{ kNm} \lll \text{ merodajen},$

$$\frac{M_{x,Ed,lege}^M}{M_{x,Ed,lege}^S} = 0,96 \geq 0,89.$$

Ker je v obeh primerih merodajna obtežba pri razredu trajanja obtežbe »M« in se obe notranji sili pojavita na istem delu konstrukcije, ju uporabimo za kombinacijo.

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} + \frac{\tau_{tor,d}}{k_{shape} * f_{v,d}} \leq 1,$$

$$k_{shape} = \min\left(2; 1 + 0,15 * \frac{h}{b}\right) = 1,15,$$

$$W_t = \frac{1}{3} * b * h^2 * \frac{1}{\left(1 + 0,6 * \frac{b}{h}\right)} = 1666,67 \text{ cm}^3.$$

$$\frac{\frac{18,83 \text{ kN}}{\frac{2}{3} * 400 \text{ cm}^2}}{0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + \frac{\frac{101 \text{ kNcm}}{1666,67 \text{ cm}^3}}{1,15 * 0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,8 \leq 1.$$

2.1.7.5 KONTROLA MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI LEGE

V tem poglavju kontroliramo končni povese lege.

Iz programa SAP 2000 odčitamo končni povese, ki znaša:

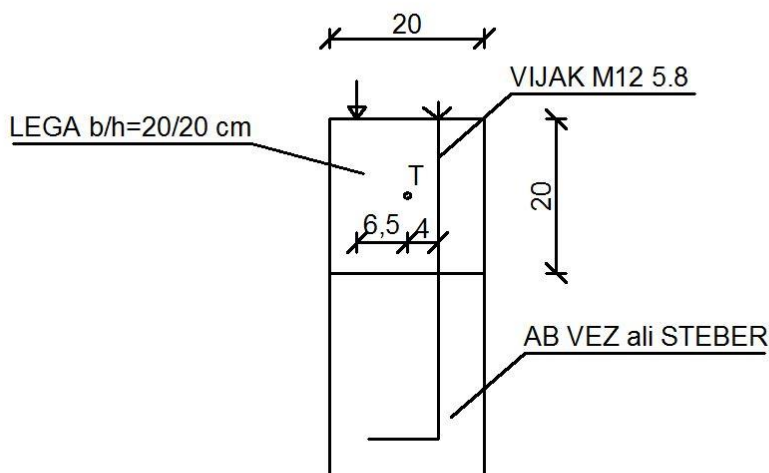
$$w_{dej} = 0,98 \text{ cm}.$$

Poves moramo omejiti na:

$$w_{dov} \leq \frac{L}{300} = 1,22 \text{ cm}.$$

$$w_{dej} = 0,98 \text{ cm} \leq w_{dov} = 1,22 \text{ cm}.$$

2.1.8 KONTROLA STIKA MED LEGO IN AB VEZJO oz. STEBROM



Slika 18: prikaz stika med lego in stebrom oz. AB vezjo

Ker imamo v legi torzijske momente, postavimo vijak ekscentrično. Tako zagotovimo torzijsko podporo.

- razred trajanja »S«:

$$M_{x,Ed,lege}^S = 2,03 \text{ kNm},$$

- razred trajanja »M«:

$$M_{x,Ed,lege}^M = 1,96 \text{ kNm} \lll \text{ merodajen},$$

$$\frac{M_{x,Ed,lege}^M}{M_{x,Ed,lege}^S} = 0,97 \geq 0,89.$$

Za kontrolo vijaka uporabimo obtežbo pri razredu trajanja obtežbe »S«, za kontrolo lesa pa obtežbo pri razredu trajanja obtežbe »M«. Sidramo 2 vijaka M12 5.8 na medsebojni razdalji 10 cm. Na enak način sidramo kapno lego. Sidra vnesemo na vsakih 200 cm.

2.1.8.1 KONTROLE IN SIDRANJE VIJAKA

Potrebna sila, ki jo mora vijak prevzeti, znaša:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{x,Ed,lege}^S}{4 \text{ cm}} = 50,75 \text{ kN}.$$

Natezna nosilnost dveh M12 5.8 vijakov znaša:

$$F_{T,Rd} = 60,6 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 50,75 \text{ kN}.$$

Da ne pride do preboja naležne pločevine, mora biti njena debelina vsaj 4,8 mm.

Vijak je potrebno sidrati v armiranobetonsko vez oziroma steber z dolžino:

$$l_{sidr} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{T,Rd}} * 48 \text{ cm} = 40,2 \text{ cm}.$$

$l_{sidr,dej} = 45 \text{ cm}$ v primeru prenizke vezi, naredimo kljuko.

2.1.8.2 DIMENZIONIRANJE NALEŽNE PLOČEVINE

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{\frac{M_{x,Ed,lege}^M}{4 \text{ cm} * A_{potr}}}{0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \leq 1,$$

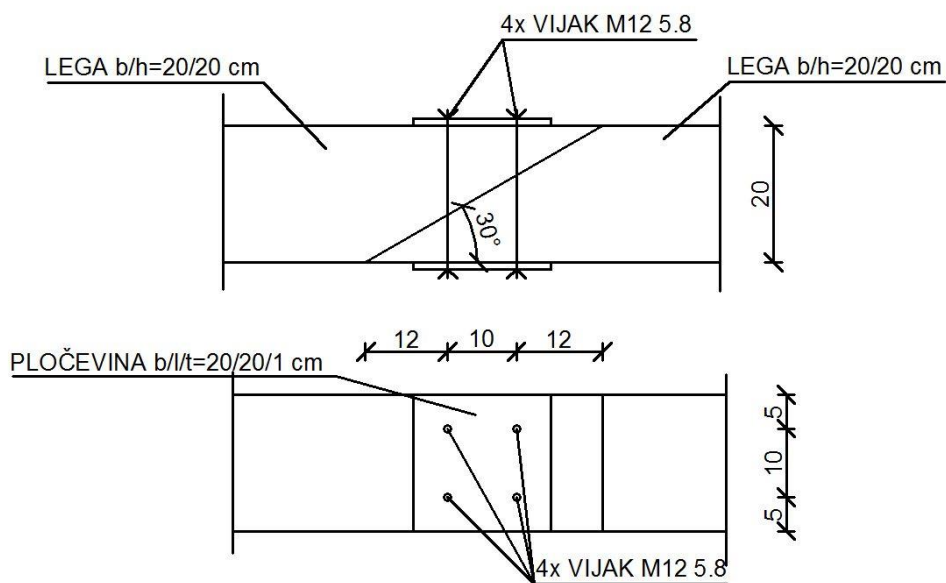
$$A_{potr} \geq 318,2 \text{ cm}^2.$$

Izberemo naležno pločevino dimenzij:

$$b/l/t = 120/280/15 \text{ mm},$$

$$A_{dej} = 336 \text{ cm}^2 - 2 * \frac{\pi * d^2}{4} = 333,3 \text{ cm}^2.$$

2.1.9 KONTROLA STIKA NA LEGI



Slika 19: prikaz stika na legi

Ker je lega predolga, da bi jo izvedli v enem kosu, je potrebno izvesti stikovanje. Stik naredimo na 4 m od levega robu. Na tem mestu naredimo členek na računskem modelu v programu SAP 2000.

Stik mora prevzeti samo strižne sile, saj je na mestu, kjer se stik izvede, moment enak 0.

- razred trajanja »S«: $V_{Ed,lega,stik}^S = 19,50 \text{ kN}$,

- razred trajanja »M«: $V_{Ed,lega,stik}^M = 18,83 \text{ kN} \lll \text{ merodajen}$,

$$\frac{V_{Ed,lega,stik}^M}{V_{Ed,lega,stik}^S} = 0,97 \geq 0,89.$$

Silo v stiku razdelimo na silo, ki povzroča kontaktne tlake na lesu ter na silo, ki striže vijake. Strig med legama zanemarimo.

2.1.9.1 KONTROLA KONTAKTNIH TLAKOV V STIKU

$$\frac{\frac{R_{Ed,A,\alpha}^M}{A}}{f_{c,\alpha,d}} = \frac{\frac{18,83 \text{ kN} * \cos 30^\circ}{40 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}}{0,197 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,103 \leq 1,$$

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_c * f_{c,90,d}} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \frac{1,292 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{1,292 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1 * 0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} * \sin^2 60^\circ + \cos^2 60^\circ} = 0,197 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

$$\alpha = 60^\circ.$$

2.1.9.2 KONTROLA VIJAKOV

Vijaki morajo prevzeti strižno silo, ki se pojavi na stiku med legama.

$$F_{v,Ed} = V_{Ed,lega,stik}^S * \sin 30^\circ = 9,75 \text{ kN},$$

$$F_{v,Rd} = 27,1 \text{ kN}.$$

Za prevzem strigov je dovolj že en sam vijak. Stik izvedemo s 4 vijaki, ker z 1 vijakom ne bi mogli doseči dovolj velike togosti stika.

Zaradi majhnih sil ostale kontrole niso merodajne.

2.1.10 KONTROLA KONTAKTNIH TLAKOV POD LEGAMI

- razred trajanja »S«: $R_{Ed,lega,stik}^S = 36,55 \text{ kN}$,

- razred trajanja »M«: $R_{Ed,lega,stik}^M = 35,3 \text{ kN} \lll \text{ merodajen}$,

$$\frac{R_{Ed,lega,stik}^M}{R_{Ed,lega,stik}^S} = 0,97 \geq 0,89.$$

Kontaktna površina je najmanjša na mestu, kjer lego podpiramo s stebričkom:

$$A_{kont,lega} = 400 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} * f_{c,90,d},$$

$$0,088 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 1 * 0,154 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.1.11 KONTROLA VPLIVA VETRA IZ SMERI $\alpha=90^\circ$

Kontroliramo potrebno silo vijačenja desk na prostih robovih hiše.

$$g_{potr} = 1,5 * w_{srk} - 1 * g_{stal\&last} = 1,5 * 0,658 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 0,539 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,448 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Vse deske, ki so izpostavljene takšnim vplivom vetra, sidramo na obtežbo:

$$g_{potr} = 0,448 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

2.2 PRENOS OBTEŽB DO TEMELJA

2.2.1 PRENOS OBTEŽBE OSTREŠJA NA ZIDOVJE



Slika 20: prikaz vmesne lege

Preglednica 5: prikaz prenosa obtežb na vmesni legi

	1	2	3	4
Stalna&lastna	11,42 kN	16,23 kN	14,22 kN	11,94 kN
Sneg	6,29 kN	8,93 kN	7,82 kN	6,57 kN
Veter	0,98 kN	1,39 kN	1,21 kN	1,02 kN
Torzija (MSN)	1,83 kNm	2,03 kNm	2,03 kNm	1,83 kNm

Preglednica 6: prikaz prenosa obtežb na kapni legi

	Vertikalna sila	Horizontalna sila	Torzija
Stalna&lastna	2,22 kN/m	0,07 kN/m	0,14 kNm/m
Sneg	2,54 kN/m	0,11 kN/m	0,17 kNm/m
Veter	0,45 kN/m	-0,51 kN/m	0,03 kNm/m

Pred nadaljevanjem prenosa obtežb, uvedemo sledeče predpostavke:

- zanemarimo horizontalno in torzijsko obtežbo na kapni legi,
- pri vmesni legi si stvari poenostavimo in rečemo, da v vseh podporah deluje enaka obtežba, kakor v podpori 2,
- vmesna lega nalega na armiranobetonske stebričke, ki jih kontroliramo na upogib v kombinaciji z osno tlačno silo,
- v vmesni legi zanemarimo torzijske momente pri prenosu sil na spodnjo etažo.

2.2.1.1 KONTROLA AB PODPORE POD VMESNO LEGO

2.2.1.1.1 DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA

Preglednica 7: določitev krovnega sloja AB stebričku, ki podpira lego

Del konstrukcije	Kategorija življenske dobe	Razred izpostavljenosti	$c_{min,dur}$	Marka betona	Krovni sloj
AB stebriček	4	XC1	15 mm	C25/30	25 mm

2.2.1.1.2 RAČUN NATEZNE ARMATURE

Iz programa SAP 2000 odčitamo maksimalne notranje sile:

$$M_{Ed,max} = 2,03 \text{ kNm}; N_{Ed,pril} = -32 \text{ kN},$$

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 0,43 \text{ kNm} \dots \dots \dots \text{za } z_s = 5 \text{ cm},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,006 \dots \dots \dots b = 20 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm},$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{10}{-3,5}\%$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = -0,4 \text{ cm}^2,$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

Natezna armatura ni potrebna. Vstavimo minimalno armaturo, ki znaša:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,15 * N_{Ed}}{f_{y,d}}; \left. \begin{array}{l} 0,11 \\ 0,002 * b * h \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,11 \\ 0,8 \end{array} \right\} \text{ cm}^2 = 0,8 \text{ cm}^2.$$

V vsak vogal vstavimo palico premera $\emptyset 12$.

$$A_{s,dej} = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,8 \text{ cm}^2.$$

2.2.1.1.3 KONTROLA STRIŽNE ARMATURA

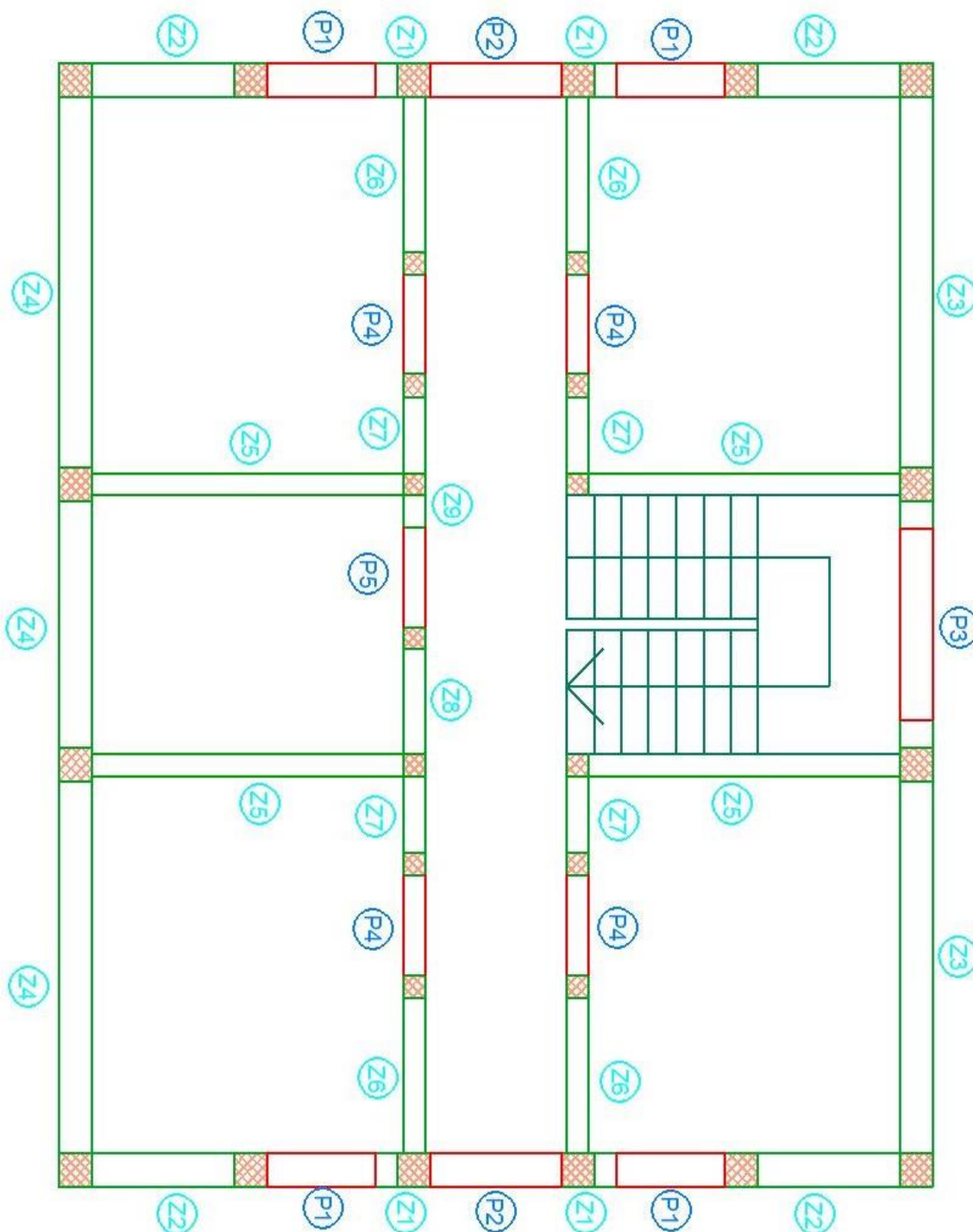
Vstavimo minimalno strižno armaturo.

$$s = \frac{A_{s,w}}{b * \rho_w} = 62,8 \text{ cm},$$

$$s_{max} = 0,75 * d = 11,25 \text{ cm}.$$

Vstavimo stremena: $\emptyset 8/10 \text{ cm}$.

2.2.2 PRENOS OBTEŽBE IZ MANSARDE NA NIVO PLOŠČE



Slika 21: prikaz preklad in zidovja v mansardi

2.2.2.1 PRITISKI NA MANSARDNE PREKLADNE**Preglednica 8: pritiski na preklade v mansardi**

Preklada:	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter
P1 (1m)	$54 \frac{kN}{m^2}$	$18,1 \frac{kN}{m^2}$	$29,8 \frac{kN}{m^2}$	$4,6 \frac{kN}{m^2}$
P2 (1,2m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$30,7 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$
P3 (1,7m)	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$10 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$
P4 (0,89m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$14,25 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$
P5 (0,89m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$14,25 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$

2.2.2.2 PRITISKI NA NIVOJU VRHA PARAPETA PRI ZIDOVH Z OKNI**Preglednica 9: pritiski na zidovje v višini vrha parapeta, kjer se nahajajo okna**

Zid:	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB vezi	Sneg	Veter
Z1 (b=0,5m)	$54 \frac{kN}{m^2}$	$92,84 \frac{kN}{m^2}$	$29,8 \frac{kN}{m^2}$	$4,6 \frac{kN}{m^2}$
Z2 (b=0,6m)	$45 \frac{kN}{m^2}$	$32,7 \frac{kN}{m^2}$	$25,7 \frac{kN}{m^2}$	$4 \frac{kN}{m^2}$
Z2 (preostanek)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$10,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$

Na Z1 se prenese polovica obtežbe iz P1 in P2. Na Z2 se prenese preostala polovica obtežbe iz P1.

2.2.2.3 KONČNI PRITISKI MANSARDNEGA ZIDOVJA NA VRH PLOŠČE

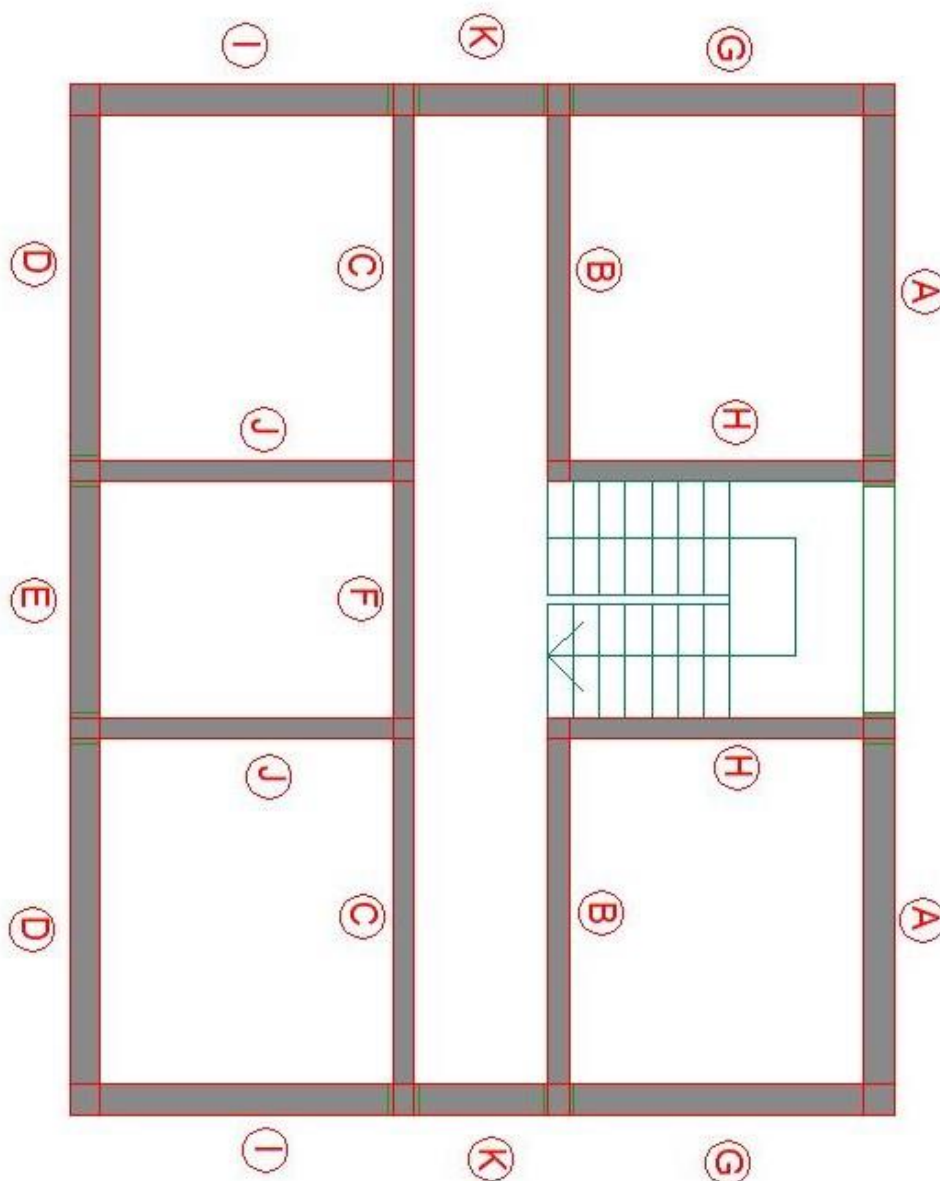
Iz vrha parapeta se pritiski iz preglednice 9 prenesejo pod kotom 60° na vrh plošče.

Preglednica 10: pritiski mansardnega zidovja na ploščo

Zid:	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB vezi	Sneg	Veter
Z1 (b=1,7m)	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$44,2 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$
Z2 (b=1,8m)	$15 \frac{kN}{m^2}$	$27,7 \frac{kN}{m^2}$	$8,6 \frac{kN}{m^2}$	$1,3 \frac{kN}{m^2}$
Z3 (b=0,5m)	$20 \frac{kN}{m^2}$	$38,8 \frac{kN}{m^2}$	$23 \frac{kN}{m^2}$	$4,1 \frac{kN}{m^2}$
Z3 (preostanek)	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$21,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$
Z4	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$21,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$
Z5 (b=0,7m)	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$41,4 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$
Z5	$0 \frac{kN}{m^2}$	$33 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$
Z6	$0 \frac{kN}{m^2}$	$50,5 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$
Z7	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$50,5 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$
Z8	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$50,5 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$
Z9	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$50,5 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$

Pri zidovih Z7, Z8, Z9 ter delu zidu Z5 pride do prenosa obtežbe iz strehe preko stebra do plošče. Ob delovanju teže ostrešja, delujejo še obremenitve zaradi prenosa obtežbe preko preklad. Predpostavimo, da so pritiski na tem delu enaki.

2.2.3 PRENOS TEŽE PLOŠČE NA ZIDOVJE

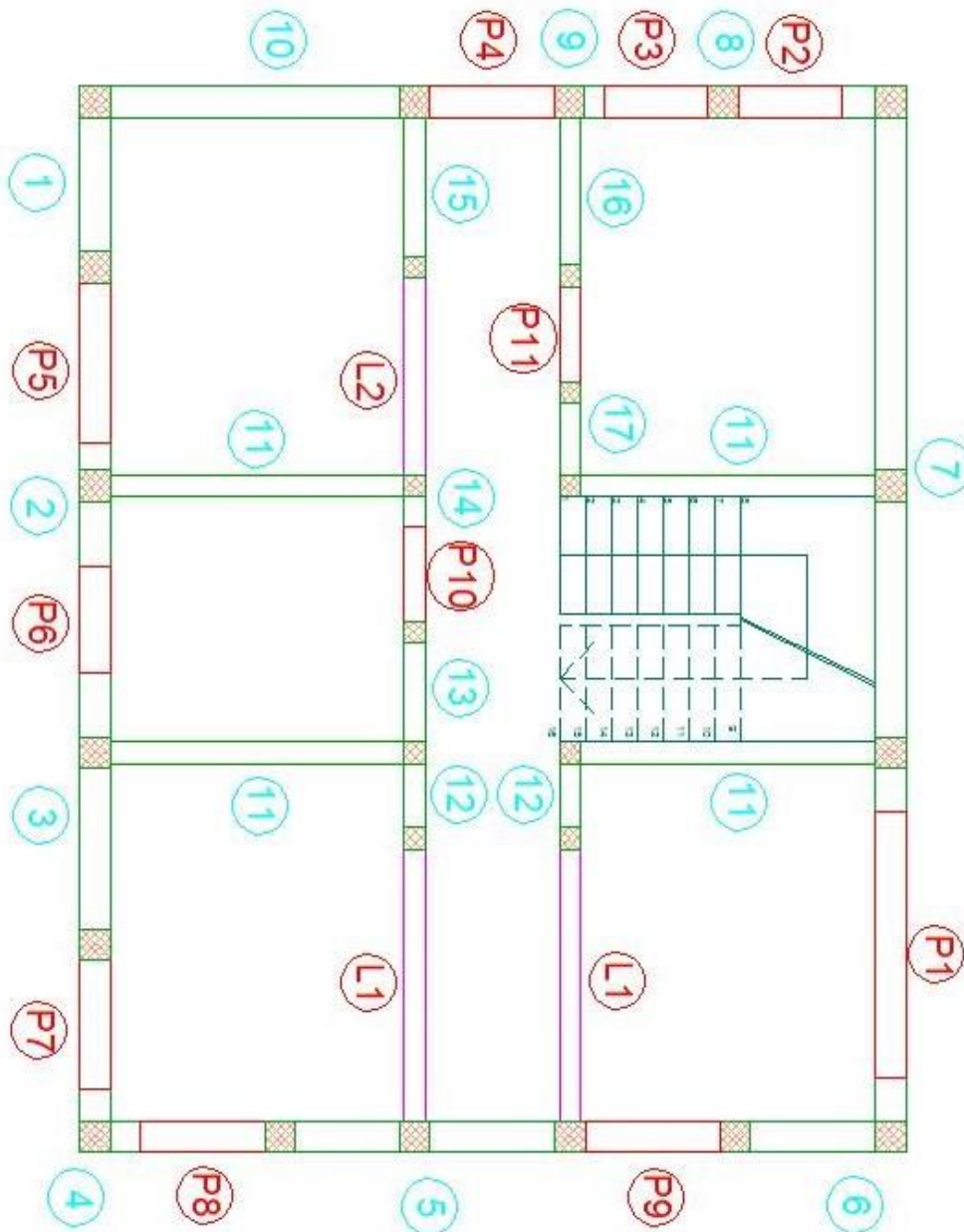


Slika 22: prikaz območji plošče na katerih pride do reakcij

Preglednica 11: prikaz pritiskov na zidovju zaradi teže plošče

PRITISKI NA ZIDOVJE		
ZID	LASTNA + STALNA TEŽA	KORISTNA
A	$23,7 \frac{kN}{m^2}$	$8,1 \frac{kN}{m^2}$
B	$68,8 \frac{kN}{m^2}$	$23,41 \frac{kN}{m^2}$
C	$63,6 \frac{kN}{m^2}$	$21,8 \frac{kN}{m^2}$
D	$19,5 \frac{kN}{m^2}$	$6,6 \frac{kN}{m^2}$
E	$7 \frac{kN}{m^2}$	$2,43 \frac{kN}{m^2}$
F	$74,56 \frac{kN}{m^2}$	$24,53 \frac{kN}{m^2}$
G	$20,81 \frac{kN}{m^2}$	$7,2 \frac{kN}{m^2}$
H	$23,22 \frac{kN}{m^2}$	$7,9 \frac{kN}{m^2}$
I	$20,35 \frac{kN}{m^2}$	$6,51 \frac{kN}{m^2}$
J	$72,87 \frac{kN}{m^2}$	$25,65 \frac{kN}{m^2}$
K	$-3,1 \frac{kN}{m^2}$	$-1,1 \frac{kN}{m^2}$
KONCENTRIRANE SILE V VOGALIH		
VOGAL	LASTNA + STALNA TEŽA	KORISTNA
AG	$-2,7 kN$	$-0,92 kN$
AH	$-2,7 kN$	$-0,92 kN$
GBK	$-0,84 kN$	$-0,29 kN$
BH1	$13 kN$	$4,31 kN$
BH2 (pri stopnicah)	$25,11 kN$	$6,87 kN$
KIC	$-0,75 kN$	$-0,26 kN$
CJF	$2,03 kN$	$0,79 kN$
ID	$-2,49 kN$	$-0,85 kN$
DE	$-1,43 kN$	$-0,49 kN$

2.2.4 PRENOS CELOTNE OBTEŽBE NA NIVO TEMELJEV



Slika 23: prikaz zidovja, preklad in lokov v pritličju

2.2.4.1 PRITISKI NA PRITLIČNE PREKLADÉ IN LOKOVE

Preglednica 12: prkaz pritiskov na preklade v pritliĉju

Preklada:	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter	Stalna (plošĉa)	Koristna (plošĉa)
P1 (2,5m)	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$31,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$23,7 \frac{kN}{m^2}$	$8,1 \frac{kN}{m^2}$
P2 (1m)	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$54,2 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$20,81 \frac{kN}{m^2}$	$7,2 \frac{kN}{m^2}$
P3 (1m)	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$54,2 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$20,81 \frac{kN}{m^2}$	$7,2 \frac{kN}{m^2}$
P4 (1,2m)	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$54,2 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$-3,1 \frac{kN}{m^2}$	$-1,1 \frac{kN}{m^2}$
P5 (1,5m)	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$31,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$19,5 \frac{kN}{m^2}$	$6,6 \frac{kN}{m^2}$
P6 (1,0m)	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$31,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$7 \frac{kN}{m^2}$	$2,43 \frac{kN}{m^2}$
P7 (1,2m)	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$31,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$19,5 \frac{kN}{m^2}$	$6,6 \frac{kN}{m^2}$
P8 (1,2m)	$15 \frac{kN}{m^2}$	$37,7 \frac{kN}{m^2}$	$8,6 \frac{kN}{m^2}$	$1,3 \frac{kN}{m^2}$	$20,35 \frac{kN}{m^2}$	$6,51 \frac{kN}{m^2}$
P9 (1,3m)	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$54,2 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$20,81 \frac{kN}{m^2}$	$7,2 \frac{kN}{m^2}$
P10 (0,89m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$10,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$74,56 \frac{kN}{m^2}$	$24,53 \frac{kN}{m^2}$
P11 (0,89m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$10,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$68,8 \frac{kN}{m^2}$	$23,41 \frac{kN}{m^2}$
L1 (2,6m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$60,5 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$68,8 \frac{kN}{m^2}$	$23,41 \frac{kN}{m^2}$
L2 (1,9m)	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$60,5 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$	$63,6 \frac{kN}{m^2}$	$21,8 \frac{kN}{m^2}$

Kopiramo obremenitve iz mansarde in plošĉe ter prištejemo še teŹo preklade v pritliĉju k stolpcu teŹe zidovja in armiranobetonskih preklad.

2.2.4.2 VPLIV TEŽE STOPNIC NA Z7**Preglednica 13: prikaz vpliva teže stopnic na zidovje**

	STALNA	KORISTNA
Obremenitve:	$33,33 \frac{kN}{m^2}$	$10,2 \frac{kN}{m^2}$

2.2.4.3 PRITISKI NA NIVOJU VRHA PARAPETA PRI ZIDOVJIH Z OKNI**Preglednica 14: pritiski na zidovje v pritličju na nivoju vrha parapeta pri zidovjih z okni**

Zid:	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter	Stalna (plošča)	Koristna (plošča)
2 (0,6m)	$13,6 \frac{kN}{m^2}$	$70,7 \frac{kN}{m^2}$	$15,6 \frac{kN}{m^2}$	$2,75 \frac{kN}{m^2}$	$12,8 \frac{kN}{m^2}$	$4,45 \frac{kN}{m^2}$
3 (0,6m)	$13,6 \frac{kN}{m^2}$	$70,7 \frac{kN}{m^2}$	$15,6 \frac{kN}{m^2}$	$2,75 \frac{kN}{m^2}$	$12,8 \frac{kN}{m^2}$	$4,45 \frac{kN}{m^2}$
4 (0,9m)	$37,4 \frac{kN}{m^2}$	$119,6 \frac{kN}{m^2}$	$25,7 \frac{kN}{m^2}$	$4,1 \frac{kN}{m^2}$	$60,2 \frac{kN}{m^2}$	$19,62 \frac{kN}{m^2}$
5-L (0,6m)	$30 \frac{kN}{m^2}$	$87,8 \frac{kN}{m^2}$	$17,2 \frac{kN}{m^2}$	$2,6 \frac{kN}{m^2}$	$40,7 \frac{kN}{m^2}$	$13,02 \frac{kN}{m^2}$
5-D (0,6m)	$33,13 \frac{kN}{m^2}$	$125,3 \frac{kN}{m^2}$	$18,4 \frac{kN}{m^2}$	$2,9 \frac{kN}{m^2}$	$19,4 \frac{kN}{m^2}$	$6,7 \frac{kN}{m^2}$
6 (0,6m)	$32,23 \frac{kN}{m^2}$	$108,8 \frac{kN}{m^2}$	$18,1 \frac{kN}{m^2}$	$2,8 \frac{kN}{m^2}$	$43,4 \frac{kN}{m^2}$	$15 \frac{kN}{m^2}$
7 (0,6m)	$28,2 \frac{kN}{m^2}$	$95,3 \frac{kN}{m^2}$	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$2,5 \frac{kN}{m^2}$	$38,1 \frac{kN}{m^2}$	$13,2 \frac{kN}{m^2}$
8 (0,3m)	$68 \frac{kN}{m^2}$	$230,8 \frac{kN}{m^2}$	$37,9 \frac{kN}{m^2}$	$6 \frac{kN}{m^2}$	$90,2 \frac{kN}{m^2}$	$31,2 \frac{kN}{m^2}$
9 (0,5m)	$50,9 \frac{kN}{m^2}$	$185,8 \frac{kN}{m^2}$	$28,16 \frac{kN}{m^2}$	$4,5 \frac{kN}{m^2}$	$37,9 \frac{kN}{m^2}$	$13,1 \frac{kN}{m^2}$
10 (0,6m)	$31,8 \frac{kN}{m^2}$	$120,8 \frac{kN}{m^2}$	$17,6 \frac{kN}{m^2}$	$2,8 \frac{kN}{m^2}$	$17,25 \frac{kN}{m^2}$	$5,41 \frac{kN}{m^2}$

Vrednosti dobimo tako, da seštejemo vpliv mansarde, težo plošče, polovičen vpliv preklade in lastno težo zidovja.

2.2.4.4 KONČNI PRITISKI ZIDOVJA NA TEMELJ

Preglednica 15: prikaz končnih pritiskov zidovja na temelj

Zid:	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter	Stalna (plošča)	Koristna (plošča)
1	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$62,4 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$19,5 \frac{kN}{m^2}$	$6,6 \frac{kN}{m^2}$
1-pri P5	$16,7 \frac{kN}{m^2}$	$102,2 \frac{kN}{m^2}$	$19,13 \frac{kN}{m^2}$	$3,38 \frac{kN}{m^2}$	$43,9 \frac{kN}{m^2}$	$14,9 \frac{kN}{m^2}$
2	$16,7 \frac{kN}{m^2}$	$102,2 \frac{kN}{m^2}$	$19,13 \frac{kN}{m^2}$	$3,38 \frac{kN}{m^2}$	$43,9 \frac{kN}{m^2}$	$14,9 \frac{kN}{m^2}$
3-pri P6	$13,6 \frac{kN}{m^2}$	$87,5 \frac{kN}{m^2}$	$15,6 \frac{kN}{m^2}$	$2,75 \frac{kN}{m^2}$	$12,8 \frac{kN}{m^2}$	$4,45 \frac{kN}{m^2}$
3	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$62,4 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$7 \frac{kN}{m^2}$	$2,43 \frac{kN}{m^2}$
3-pri P7	$14,8 \frac{kN}{m^2}$	$94,2 \frac{kN}{m^2}$	$17 \frac{kN}{m^2}$	$3 \frac{kN}{m^2}$	$39 \frac{kN}{m^2}$	$13,2 \frac{kN}{m^2}$
4	$37,4 \frac{kN}{m^2}$	$136,4 \frac{kN}{m^2}$	$25,7 \frac{kN}{m^2}$	$4,1 \frac{kN}{m^2}$	$60,2 \frac{kN}{m^2}$	$19,62 \frac{kN}{m^2}$
5-pri P8	$30 \frac{kN}{m^2}$	$104,6 \frac{kN}{m^2}$	$17,2 \frac{kN}{m^2}$	$2,6 \frac{kN}{m^2}$	$40,7 \frac{kN}{m^2}$	$13,02 \frac{kN}{m^2}$
5	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$150,3 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$94,9 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$
5-pri P9	$30 \frac{kN}{m^2}$	$170,1 \frac{kN}{m^2}$	$17,2 \frac{kN}{m^2}$	$2,6 \frac{kN}{m^2}$	$115,2 \frac{kN}{m^2}$	$38,4 \frac{kN}{m^2}$
6-pri P9	$32,23 \frac{kN}{m^2}$	$125,6 \frac{kN}{m^2}$	$18,1 \frac{kN}{m^2}$	$2,8 \frac{kN}{m^2}$	$43,4 \frac{kN}{m^2}$	$15 \frac{kN}{m^2}$
6-pri P1	$30,5 \frac{kN}{m^2}$	$134,6 \frac{kN}{m^2}$	$26,4 \frac{kN}{m^2}$	$4,4 \frac{kN}{m^2}$	$70,5 \frac{kN}{m^2}$	$24,1 \frac{kN}{m^2}$
7-pri P1	$35,5 \frac{kN}{m^2}$	$145,7 \frac{kN}{m^2}$	$40,8 \frac{kN}{m^2}$	$7,2 \frac{kN}{m^2}$	$73,4 \frac{kN}{m^2}$	$25 \frac{kN}{m^2}$
7-stopnice	$0 \frac{kN}{m^2}$	$40,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$33,33 \frac{kN}{m^2}$	$10,2 \frac{kN}{m^2}$
7	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$62,4 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$23,7 \frac{kN}{m^2}$	$8,1 \frac{kN}{m^2}$
7-pri P2	$28,2 \frac{kN}{m^2}$	$112,1 \frac{kN}{m^2}$	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$2,5 \frac{kN}{m^2}$	$38,1 \frac{kN}{m^2}$	$13,2 \frac{kN}{m^2}$
8	$15,7 \frac{kN}{m^2}$	$70 \frac{kN}{m^2}$	$8,7 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$20,8 \frac{kN}{m^2}$	$7,2 \frac{kN}{m^2}$
9	$11,7 \frac{kN}{m^2}$	$59,6 \frac{kN}{m^2}$	$6,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,03 \frac{kN}{m^2}$	$8,7 \frac{kN}{m^2}$	$3 \frac{kN}{m^2}$
10-pri P4	$31,8 \frac{kN}{m^2}$	$137,6 \frac{kN}{m^2}$	$17,6 \frac{kN}{m^2}$	$2,8 \frac{kN}{m^2}$	$17,25 \frac{kN}{m^2}$	$5,41 \frac{kN}{m^2}$
10	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$84,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$20,35 \frac{kN}{m^2}$	$6,51 \frac{kN}{m^2}$

Zid:	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter	Stalna (plošča)	Koristna (plošča)
11	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$82 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$	$72,87 \frac{kN}{m^2}$	$25,65 \frac{kN}{m^2}$
11-prostori LEVO	$0 \frac{kN}{m^2}$	$73,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$72,87 \frac{kN}{m^2}$	$25,65 \frac{kN}{m^2}$
11-prostori DESNO	$0 \frac{kN}{m^2}$	$73,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$23,22 \frac{kN}{m^2}$	$7,9 \frac{kN}{m^2}$
12-stopnice	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$171,7 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$	$289,9 \frac{kN}{m^2}$	$94 \frac{kN}{m^2}$
12	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$224,2 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$	$215 \frac{kN}{m^2}$	$73,3 \frac{kN}{m^2}$
13	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$98,9 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$	$129,7 \frac{kN}{m^2}$	$42,7 \frac{kN}{m^2}$
14	$152,74 \frac{kN}{m^2}$	$194,5 \frac{kN}{m^2}$	$82,3 \frac{kN}{m^2}$	$12,9 \frac{kN}{m^2}$	$230,2 \frac{kN}{m^2}$	$77,13 \frac{kN}{m^2}$
15	$93,73 \frac{kN}{m^2}$	$187 \frac{kN}{m^2}$	$50,4 \frac{kN}{m^2}$	$7,9 \frac{kN}{m^2}$	$164,3 \frac{kN}{m^2}$	$56,24 \frac{kN}{m^2}$
16	$0 \frac{kN}{m^2}$	$99 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$119,8 \frac{kN}{m^2}$	$40,8 \frac{kN}{m^2}$
17	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$135,1 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$	$119,7 \frac{kN}{m^2}$	$52,71 \frac{kN}{m^2}$

2.2.4.5 POTREBNA ŠIRINA NALEGANJA PREKLADJE NA ZIDOVJE

Najbolj obremenjen zid je zid 14 v pritličju, kjer nanj nalega obok L2. Pritiske na nivoju višine preklade dobimo tako, da od pritiskov na nivoju vrha temeljev odštejemo težo višine zidu do preklade in vpliv preklade P10.

Preglednica 16: pritiski na najbolj kritičnem mestu naleganja preklade

	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter	Stalna (plošča)	Koristna (plošča)
Pritiski:	$152,74 \frac{kN}{m^2}$	$157,2 \frac{kN}{m^2}$	$82,3 \frac{kN}{m^2}$	$12,9 \frac{kN}{m^2}$	$174,9 \frac{kN}{m^2}$	$58,9 \frac{kN}{m^2}$

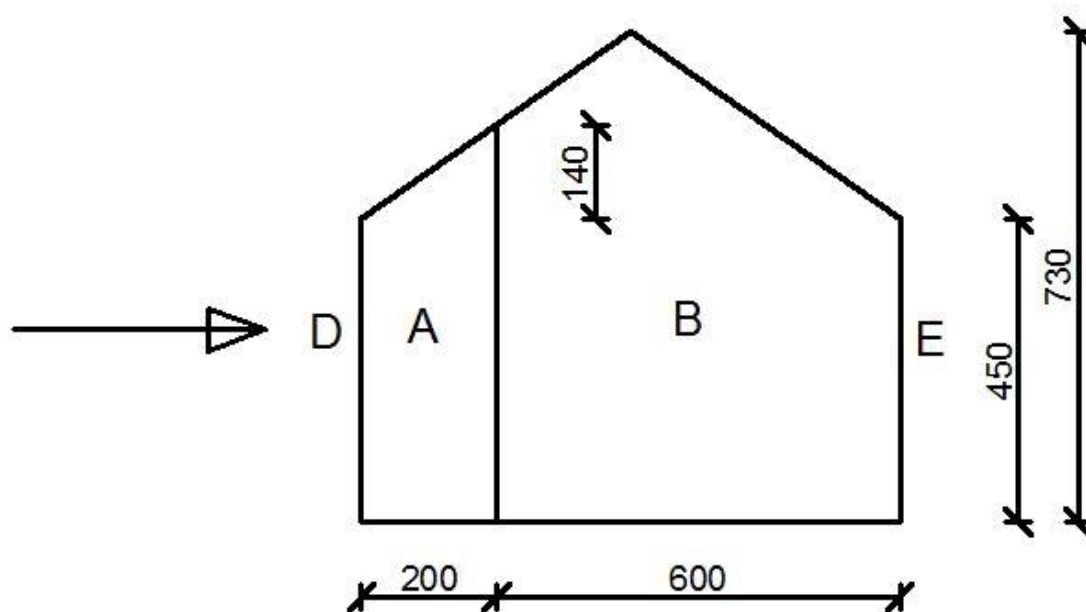
Za širino naleganja 0,4 m dobimo končni projektni pritisk na zid:

$$g_{max,zid,Ed} = 0,13 \frac{kN}{cm^2} \leq f_d = 0,158 \frac{kN}{cm^2}.$$

2.3 KONTROLE ZIDOVJA

2.3.1 VPLIVI NA ZIDOVJE

2.3.1.1 VETER IZ SMERI $\alpha=0^\circ$

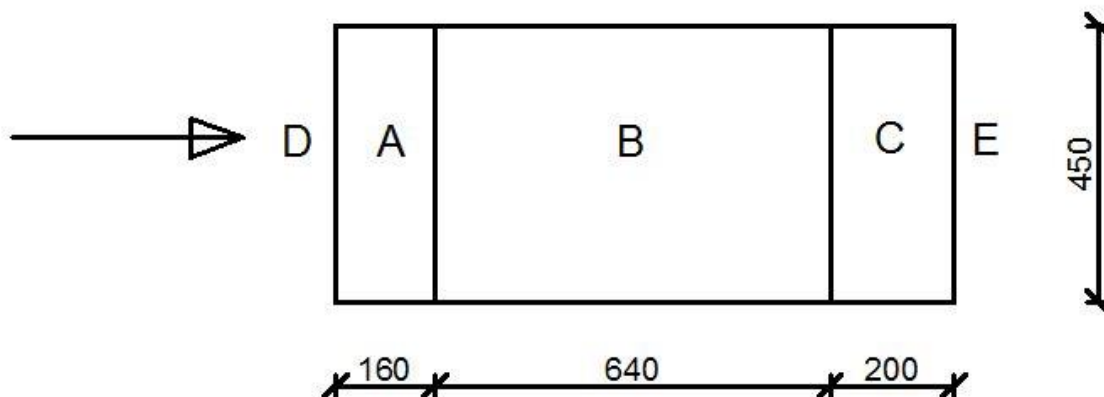


Slika 24: prikaz vplivnih površin za veter iz smeri $\alpha=0^\circ$

Preglednica 17: prikaz vpliva vetra na stene pri kotu delovanja $\alpha=0^\circ$

Cona:	Površina:	c_{pe} :	Pritisk vetra:	Srk vetra:
A	$10,4 \text{ m}^2$	-1,2	0 Pa	-462 Pa
B	$36,8 \text{ m}^2$	-0,8	0 Pa	-308 Pa
D	45 m^2	0,8	308 Pa	0 Pa
E	45 m^2	-0,5	0 Pa	$-192,5 \text{ Pa}$

2.3.1.2 VETER IZ SMERI $\alpha=90^\circ$



Slika 25: prikaz vplivnih površin za veter iz smeri $\alpha=90^\circ$

Preglednica 18: prikaz vpliva vetra na stene pri kotu delovanja $\alpha=90^\circ$

Cona:	Površina:	c_{pe} :	Pritisk vetra:	Srk vetra:
A	$7,2 \text{ m}^2$	-1,23	0 Pa	-473 Pa
B	$28,8 \text{ m}^2$	-0,8	0 Pa	-308 Pa
C	9 m^2	-0,5	0 Pa	-192,5 Pa
D	$47,2 \text{ m}^2$	0,764	294 Pa	0 Pa
E	$47,2 \text{ m}^2$	-0,428	0 Pa	-164,8 Pa

2.3.2 KONTROLA ZIDOVJA NA VETERNO OBTEŽBO

Zidovje na veter ne kontroliramo, saj je obtežba bistveno manjša od potresne obtežbe, na katero nosilnost zidovja preverimo.

2.3.2.1 POTRESNA OBTEŽBA

Ker se nahajamo v območju s projektnim pospeškom tal $a_g = 0,175g$, znaša spekter:

$$S_d = a_g * S * \frac{2,5}{q} = 0,175 * 1,2 * \frac{2,5}{2,5} = 0,21,$$

$q = 2,5$ za povezana zidovja.

Projektno potresno silo izračunamo po enačbi:

$$F_{potr,d} = S_d * m.$$

Ocenimo maso konstrukcije:

- stalna teža strehe: $F_{g,strehe} = 160 \text{ kN}$ izhajamo iz reakcij v legi,
- stalna teža zidovja v mansardi: $F_{g,zidov,1} = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 33\text{m}^3 = 462 \text{ kN}$,
- stalna teža plošče: $F_{g,plošče} = 5,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 80\text{m}^2 = 470 \text{ kN}$,
- koristna teža plošče: $F_{q,plošče} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 80\text{m}^2 = 160 \text{ kN}$,
- stalna teža zidovja v pritličju: $F_{gzidov,2} = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 40\text{m}^3 = 560 \text{ kN}$,
- stalna teža stopnic: $F_{g,stopnic} = 50 \text{ kN}$ izhajamo iz reakcij,
- koristna teža stopnic: $F_{q,stopnic} = 13\text{kN}$ izhajamo iz reakcij.

Pri potresni obtežbi se za naš primer ne upošteva vpliv vetra in snega.

$$F_{potr,d} = 0,21 * (160 + 462 + 470 + 160 * 0,3 + 560 + 50 + 13 * 0,3) = 370 \text{ kN}.$$

2.3.3 KONTROLA TLAČNE NOSILNOSTI NAJBOLJ OBREMENJENEGA ZIDU

Uporabljen bo zidak Porotherm 30 S P+E, ki ima sledeče lastnosti:

- zidak je v kategoriji 1,
- tlačna trdnost znaša: $f_b = 10 \text{ MPa} \geq f_{b,min} = 10 \text{ MPa}$,
- strižna trdnost znaša: $f_{v,k,zid} = 0,15 \text{ MPa}$,
- glede na geometrijo je zidak v 2. skupini.

Izberemo si malto M10, ki ima tlačno trdnost:

$$f_m = 10 \text{ MPa}.$$

Ker smo malto predpisali in bo enostanovanjska stavba sezidana iz zidakov kategorije 1 ter skupine 2, se za materialni varnostni faktor vzame vrednost:

$$\gamma_M = 2.$$

Tlačno trdnost izračunamo po izrazu:

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta,$$

$$f_k = 0,45 * (10 \text{ MPa})^{0,7} * (10 \text{ MPa})^{0,3} = 3,15 \text{ MPa},$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = 1,58 \text{ MPa}.$$

2.3.3.1 OBREMENTVE PO VIŠINI ZIDU

Najbolj obremenjen zid je pritljični zid 14. Zid kontroliramo na vrhu, sredini in na dnu.

$$f_{Ed,1} = 1,35 * 570,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 * \left(82,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,7 * 77,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,6 * 12,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 986,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$N_{Ed,1} = f_{Ed,1} * A_w = 986,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,096 \text{m}^2 = 94,67 \text{ kN},$$

$$f_{Ed,2} = 1,35 * 570,4 \frac{kN}{m^2} + 1,5 * \left(82,3 \frac{kN}{m^2} + 0,7 * 77,13 \frac{kN}{m^2} + 0,6 * 12,9 \frac{kN}{m^2} \right) - 1,35 * 40,6 \frac{kN}{m^2},$$

$$f_{Ed,2} = 931,3 \frac{kN}{m^2},$$

$$N_{Ed,2} = f_{Ed,2} * A_w = 931,3 \frac{kN}{m^2} * 0,096 m^2 = 89,4 kN,$$

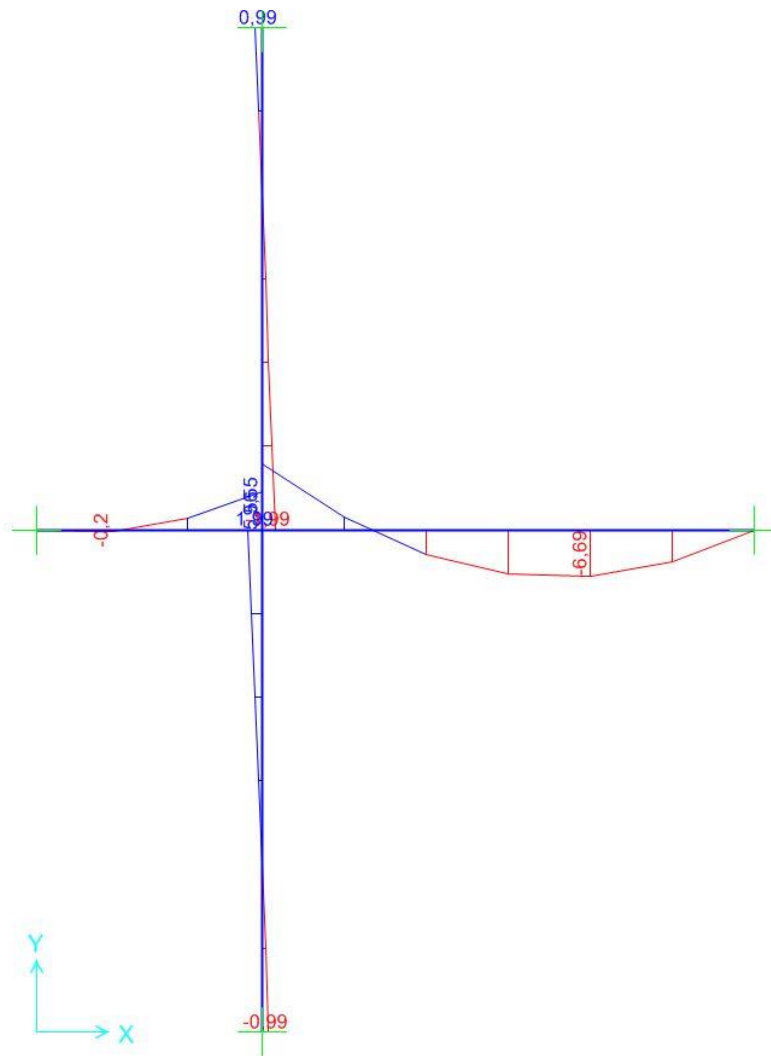
$$N_{Ed,m} = \frac{N_{Ed,1} + N_{Ed,2}}{2} = 92,04 kN.$$

Kontrola vitkosti zidu:

$$\frac{h_{eff}}{t_{eff}} = \frac{0,75 * 2,9 m}{0,2 m} = 10,9 \leq 27.$$

Za izračun vertikalne nosilnosti je potrebno upoštevati ekscentričnost obtežbe ter momente, ki se pojavijo po višini zidu.

Model, s katerim poračunamo momente po višini zidu, je sledeč:



Slika 26: prikaz momentov po višini najbolj obremenjenega zidu z vertikalno obtežbo

Imamo obremenitve:

Preglednica 19: prikaz obremenitev po višini na najbolj obremenjenem zidu v MSN

Moment:		Osna sila	
$M_{Ed,1}$	0,99 kNm/m	$N_{Ed,1}$	94,67 kN
$M_{Ed,2}$	1,99 kNm/m	$N_{Ed,2}$	89,4 kN
$M_{Ed,m}$	0,5 kNm/m	$N_{Ed,m}$	92,04 kN

2.3.3.2 KONTROLA NOSILNOSTI ZIDU NA VRHU

Efektivna višina za vpete zidove znaša:

$$h_{eff} = 0,75 * h_w = 2,18 \text{ m.}$$

Iz efektivne višine lahko poračunamo začetno ekscentričnost zidu, ki znaša:

$$e_{init} = \frac{1}{450} * h_{eff} = 0,48 \text{ cm.}$$

Ekscentričnost zaradi obtežbe znaša:

$$e_{Ed,2} = \frac{M_{Ed,2} * l * 100}{N_{Ed,2}} = \frac{95,52 \text{ kNcm}}{89,4 \text{ kN}} = 1,07 \text{ cm.}$$

Skupna ekscentričnost znaša:

$$e = e_{Ed,2} + e_{init} = 1,55 \text{ cm} \geq 0,05 * t = 1 \text{ cm.}$$

Faktor redukcije nosilnosti zidu na vrhu znaša:

$$\emptyset_2 = 1 - 2 * \frac{e}{t} = 0,845.$$

$$N_{Rd,2} = \emptyset_2 * t * f_d = 0,158 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 0,845 = 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}},$$

$$N_{Ed,2} = \frac{89,4 \text{ kN}}{48 \text{ cm}} = 1,86 \frac{\text{kN}}{\text{cm}},$$

$$N_{Rd,2} = 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \geq N_{Ed,2} = 1,86 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}.$$

2.3.3.3 KONTROLA NOSILNOSTI ZIDU NA DNU

Efektivna višina za vpete zidove znaša:

$$h_{eff} = 0,75 * h_w = 2,18 \text{ m.}$$

Iz efektivne višine lahko poračunamo začetno ekscentričnost zidu, ki znaša:

$$e_{init} = \frac{1}{450} * h_{eff} = 0,48 \text{ cm.}$$

Ekscentričnost zaradi obtežbe znaša:

$$e_{Ed,1} = \frac{M_{Ed,1} * l * 100}{N_{Ed,1}} = \frac{47,52 \text{ kNcm}}{94,67 \text{ kN}} = 0,5 \text{ cm.}$$

Skupna ekscentričnost znaša:

$$e = e_{Ed,1} + e_{init} = 0,98 \text{ cm} < 0,05 * t = 1 \text{ cm.}$$

Faktor redukcije nosilnosti zidu na vrhu znaša:

$$\emptyset_1 = 1 - 2 * \frac{e}{t} = 0,9.$$

$$N_{Rd,1} = \emptyset_1 * t * f_d = 0,158 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 0,9 = 2,844 \frac{\text{kN}}{\text{cm}},$$

$$N_{Ed,1} = \frac{94,67 \text{ kN}}{48 \text{ cm}} = 1,97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}},$$

$$N_{Rd,1} = 2,844 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \geq N_{Ed,1} = 1,97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}.$$

2.3.3.4 KONTROLA NOSILNOSTI ZIDU NA SREDINI

Efektivna višina za vpete zidove znaša:

$$h_{eff} = 0,75 * h_w = 2,18 \text{ m.}$$

Iz efektivne višine lahko poračunamo začetno ekscentričnost zidu, ki znaša:

$$e_{init} = \frac{1}{450} * h_{eff} = 0,48 \text{ cm.}$$

Ekscentričnost zaradi obtežbe znaša:

$$e_{Ed,m} = \frac{M_{Ed,m} * l * 100}{N_{Ed,1}} = \frac{24 \text{ kNcm}}{92,04 \text{ kN}} = 0,26 \text{ cm.}$$

Skupna ekscentričnost znaša:

$$e = e_{Ed,m} + e_{init} = 0,74 \text{ cm} < 0,05 * t = 1 \text{ cm.}$$

Ker je $h_{eff}/t = 10,9 < 15$, ekscentričnosti zaradi lezenja ne upoštevamo.

$$A_1 = 1 - 2 * \frac{e}{t} = 0,9,$$

$$u = \frac{\frac{h_{eff}}{t} - 2}{23 - 37 * \frac{e}{t}} = 0,421,$$

$$\emptyset_m = A_1 * e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,824.$$

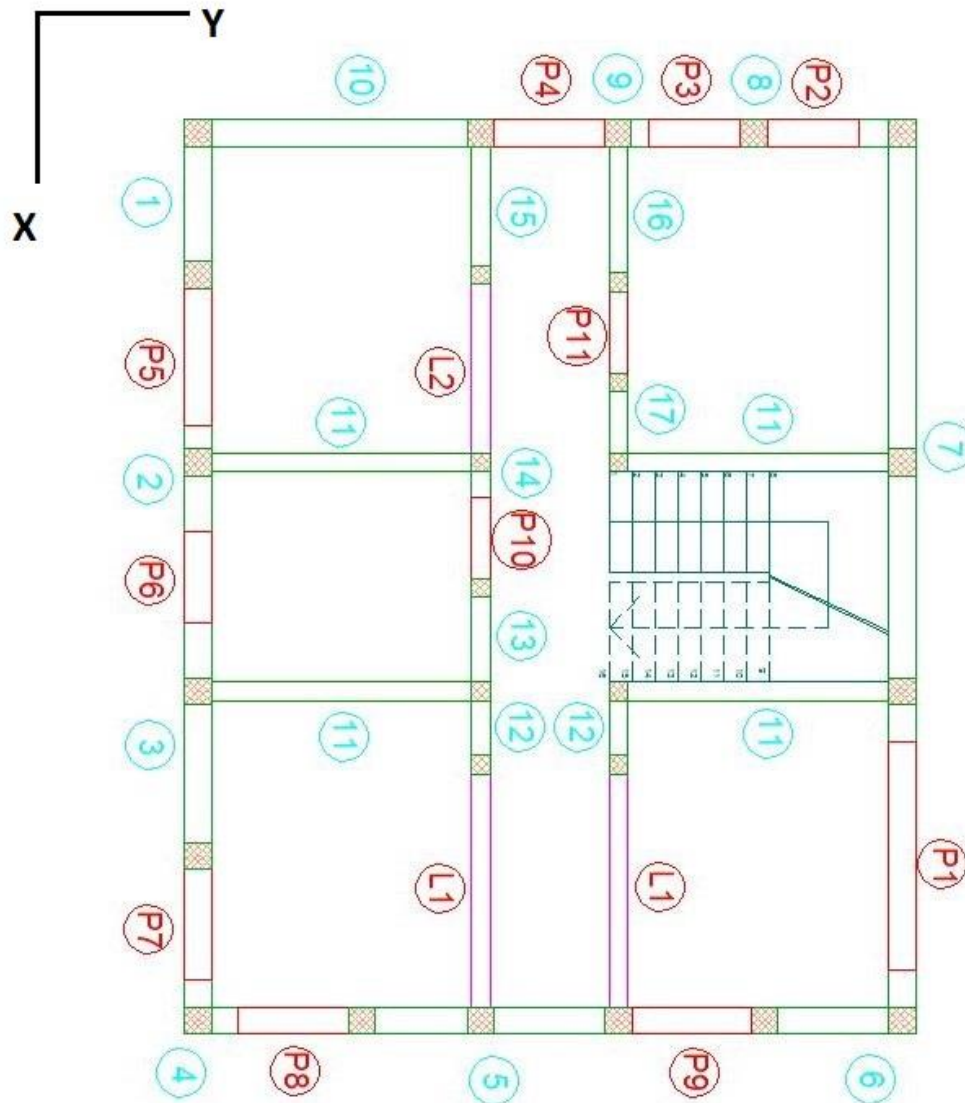
$$N_{Rd,m} = \emptyset_m * t * f_d = 0,158 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 0,824 = 2,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}},$$

$$N_{Ed,m} = \frac{92,04 \text{ kN}}{48 \text{ cm}} = 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{cm}},$$

$$N_{Rd,m} = 2,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \geq N_{Ed,m} = 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}.$$

2.3.4 STRIŽNA IN NATEZNA NOSILNOST ZIDOVJA NA POTRES

2.3.4.1 GEOMETRIJA IN DIMENZIJE ZIDOV



Slika 27: prikaz zidov v pritličju

Zidovi v smeri x	l (cm)	t (cm)	h_{eff}^* (cm)	h^{**} (cm)	l/h^{**}	A (m ²)
1	185	30	250	290	0,64	0,555
2	115	30	182,5	250	0,46	0,345
3	270	30	115	115	2,35	0,81
4	60	30	202,5	290	0,21	/
6-x	70	30	270	290	0,24	/
7	680	30	270	290	2,34	2,04
2x12	90	20	235	240	0,38	0,36
13	123	20	235	240	0,51	0,246
14	48	20	235	240	0,20	/
15	150	20	265	290	0,52	0,3
16	158	20	260	290	0,54	0,316
17	108	20	260	290	0,37	0,216
						5,188

Zidovi v smeri y	l (cm)	t (cm)	h_{eff}^* (cm)	h^{**} (cm)	l/h^{**}	A (m ²)
4	60	30	202,5	290	0,21	/
5	310	30	115	115	2,70	0,93
6	180	30	202,5	290	0,62	0,54
7	60	30	202,5	290	0,21	/
8	30	30	115	115	0,26	/
9	50	30	115	115	0,43	0,15
10	340	30	202,5	290	1,17	1,02
4x11	305	20	290	290	1,05	2,44
						5,08

Slika 28: prikaz geometrijskih parametrov in parametrov potrebnih za izračun strižne nosilnosti zidovja

Vsi zidovi, ki so pisani z rdečo pisavo, se ne upoštevajo pri nosilnosti povezanega zidovja na potres. Njihovi geometrijski parametri niso v skladu z Evrokod 8.

2.3.4.2 KARAKTERISTIKE ZIDOVJA

Za karakteristično strižno nosilnost upoštevamo izraz (predpostavimo, da so navpične rege zapoljene z malto):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 * \sigma_d,$$

$$f_{vk0} = 0,3 \text{ MPa}.$$

Karakteristično natezno nosilnost predpostavimo na podlagi številnih eksperimentalnih rezultatov:

$$f_{tk} = 0,05 * f_k = 0,05 * 3,15 \text{ MPa} = 0,1575 \text{ MPa}.$$

Elastični modul znaša:

$$E = 1000 * f_k = 3150 \text{ MPa}.$$

Strižni modul znaša:

$$G = 2000 * f_{tk} = 315 \text{ MPa}.$$

Materialni varnostni faktor pri potresni obtežbi znaša:

$$\gamma_{M,p} = \frac{\gamma_M}{3/2} = 1,33 \geq 1,5.$$

2.3.4.3 IZRAČUN NATEZNE, STRIŽNE IN UPOGIBNE NOSILNOSTI ZIDOVJA NA POTRES

Za račun strižne odpornosti zidovja uporabimo enačbo:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{v,d} * t * l_c,$$

kjer je:

$$l_c = 3 * \left(\frac{l}{2} - e \right).$$

Za račun natezne odpornosti zidovja uporabimo enačbo:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = A_w * f_{t,d} * \frac{1}{b} * \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{t,d}} + 1}.$$

Za račun upogibne odpornosti zidovja uporabimo enačbo:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{h * \alpha'}$$

kjer je:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d * t * l^2}{2} * \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 * f_d} \right).$$

Pri vseh kontrolah upoštevamo σ_d na sredini etažne višine zidu.

Zid smer x	l (cm)	t (cm)	h_{eff}^{**} (cm)	h^{**} (cm)	l/h ^{**}	A (m ²)	Delež potrebne sile na posamezn zid:						Nosilnost zidovja na prestrg			Natezna nosilnost zidovja			Upogibna nosilnost				
							Kel (kN/cm)	delež togosti:	F _{Ed} (kN)	N _{Ed} (kN)	N _q (kN)	σ _{Ed} (kN/cm ²)	f _{Ed} (kN/cm ²)	Hd (kN)	lc	V _{Ed} (kN)	h_{eff}^{**}/l	b	V _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)	V _{Ed} (kN)		
1	185	30	250	290	0,64	0,555	505,8	0,08	30,87	52,6	5,3	0,010	0,094	29,2	43,0	29,2	1,1E-05	1,35	1,426	56,8	4734,4	32,7	
2	115	30	182,5	290	0,46	0,345	410,2	0,07	25,04	49,2	5,1	0,015	0,086	17,3	24,1	17,3	-6E-13	1,59	1,500	37,4	2675,5	18,5	
3	270	30	115	115	2,35	0,81	1821,4	0,30	111,18	67,7	4,6	0,009	0,033	52,0	77,8	52,0	0,00031	0,48	1,100	104,1	8880,7	61,2	
4	60	30	202,5	290	0,21	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,38	1,500	/	/	/	
6-8	70	30	270	290	0,24	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,86	1,500	/	/	/	
7	680	30	270	290	2,34	2,04	1957,6	0,32	119,49	188,5	18,2	0,009	0,033	255,2	381,9	255,2	-0,00004	0,40	1,100	262,1	56318,0	388,4	
2x12	90	20	235	240	0,38	0,36	512,9	0,08	31,30	172,1	26,4	0,050	0,050	34,5	51,7	34,5	0	2,61	1,500	60,5	2915,9	20,1	
13	123	20	235	240	0,51	0,246	210,7	0,03	12,86	65,8	10,5	0,028	0,041	22,7	41,3	22,7	-9E-13	1,91	1,500	33,0	3574,8	24,7	
14	48	20	235	240	0,20	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	4,90	1,500	/	/	/	
15	150	20	265	290	0,52	0,3	235,8	0,04	14,39	127,4	16,9	0,044	0,048	46,3	72,9	46,3	-1E-04	1,77	1,500	47,9	7477,6	51,6	
16	158	20	260	290	0,54	0,316	260,3	0,04	15,89	62,7	12,9	0,021	0,038	27,9	54,5	27,9	2,3E-12	1,65	1,500	38,4	4639,8	32,0	
17	108	20	280	290	0,37	0,216	147,1	0,02	8,98	63,4	11,4	0,031	0,042	19,6	34,6	19,6	-2E-12	2,41	1,500	30,0	2984,2	20,6	
							5,188		6061,7						504,6						670,2		649,7

Zid smer y	l (cm)	t (cm)	h_{eff}^{**} (cm)	h^{**} (cm)	l/h ^{**}	A (m ²)	Delež potrebne sile na posamezn zid:						Nosilnost zidovja na prestrg			Natezna nosilnost zidovja			Upogibna nosilnost					
							Kel (kN/cm)	delež togosti:	F _{Ed} (kN)	N _{Ed} (kN)	N _q (kN)	σ _{Ed} (kN/cm ²)	f _{Ed} (kN/cm ²)	Hd (kN)	lc	V _{Ed} (kN)	h_{eff}^{**}/l	b	V _{Ed} (kN)	M _{Ed} (kNm)	V _{Ed} (kN)			
4	60	30	202,5	290	0,21	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,38	1,500	/	/	/		
5	310	30	115	115	2,70	0,93	2098,8	0,17	62,28	216,6	26,8	0,024	0,040	145,4	183,4	145,4	6,8E-13	0,37	1,100	161,3	30106,5	207,6		
6	180	30	202,5	290	0,62	0,54	633,2	0,05	18,79	107,0	10,6	0,020	0,038	51,3	67,3	51,3	-3E-12	1,13	1,313	74,1	8780,6	60,6		
7	60	30	202,5	290	0,21	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,38	1,500	/	/	/		
8	30	30	115	115	0,26	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	3,88	1,500	/	/	/		
9	50	30	115	115	0,43	0,15	237,6	0,02	7,05	9,0	0,5	0,006	0,032	1,5	2,3	1,5	0,00018	2,30	1,500	13,2	219,5	1,5		
10	340	30	202,5	290	1,17	1,02	1284,3	0,10	38,11	116,2	6,4	0,012	0,035	99,5	143,6	99,5	-0,0002	0,60	1,100	141,2	18775,6	129,5		
4x11	305	20	290	290	1,05	2,44	8215,5	0,66	243,78	373,8	62,6	0,016	0,036	144,5	297,4	144,5	-6E-12	0,95	1,225	322,7	13618,1	93,9		
							5,08		12469,4							370						722,5		493,1

Slika 29: kontrola natezne, upogibne in strižne nosilnosti zidovja v X in Y smeri

2.3.5 VERTIKALNE IN HORIZONTALNE AB VEZI

Standard Evrokod 6 zahteva, da se v povezanem zidovju zgradi horizontalne in vertikalne vezi. Pravila za izvedbo so sledeča:

- >HORIZONTALNE VEZI: - minimalna dimenzija vezi znaša 150 mm,
- vez se izvede v vsaki etaži v višini stropa,
 - maksimalna razdalje med vezmi je lahko največ 4 m,
 - trdnostni razred betona mora biti vsaj C12/15,
 - minimalna vzdolžna armatura: $A_{s,min} = \max(0,1 * A_c; 3 \text{ cm}^2)$,
 - minimalna strižna armatura znaša: $\emptyset 5/15 \text{ cm}$.

- >VERTIKALNE VEZI: - maksimalna razdalja med dvema vezema je 5 m,
- vertikalno vez se izvede na vsakem prostem robu,
 - vertikalno vez se izvede na vsakem stičišču nosilnih zidov,
 - v primeru odprtine, ki ima površino večjo od $1,5 \text{ m}^2$, se izvede vertikalno vez na obeh straneh odprtine,
 - minimalna dimenzija vezi znaša 150 mm,
 - minimalna vzdolžna armatura: $A_{s,min} = 2 \text{ cm}^2$,
 - minimalna strižna armatura znaša: $\emptyset 5/15 \text{ cm}$.

Za naš primer velja sledeče.

Preglednica 20: potrebna koločina armature v AB vezeh pri povezanem zidovju

	<i>b/h:</i>	Potreben A_s :	Armatura:
ZUNANJE VERTIKALNE VEZI	30/30 cm	2 cm ²	4Ø10
NOTRANJE VERTIKALNE VEZI	20/20 cm	2 cm ²	4Ø10
ZUNANJE HORIZONTALNE VEZI	30/20 cm	6 cm ²	4Ø14
NOTRANJE HORIZONTALNE VEZI	20/20 cm	4 cm ²	4Ø14

Za strižno armaturo si izberemo: $\emptyset 6/20 \text{ cm}$.

2.4 DIMENZIONIRANJE STOPNIC

2.4.1 VPLIVI NA STOPNICE

Stalna in lastna teža na poševnem delu stopnic:

- naravni kamen: $d = 0,02 \text{ m}$ $g_{NK,1} = 0,44\text{m} * 0,02\text{m} * 28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{1}{0,302\text{m}} = 0,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$

- stopnice: $25 \times 17 \text{ cm}$ $g_{ST,1} = \frac{0,25\text{m} * 0,17\text{m}}{2} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{1}{0,302\text{m}} = 1,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$

- AB plošča: $d = 0,16 \text{ m}$ $g_{PL,1} = 0,16\text{m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$

- omet: $d = 0,02 \text{ m}$ $g_{OM,1} = 0,02\text{m} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$

Stalna in lastna teža na podestu:

- naravni kamen: $d = 0,02 \text{ m}$ $g_{NK,2} = 0,02\text{m} * 28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$

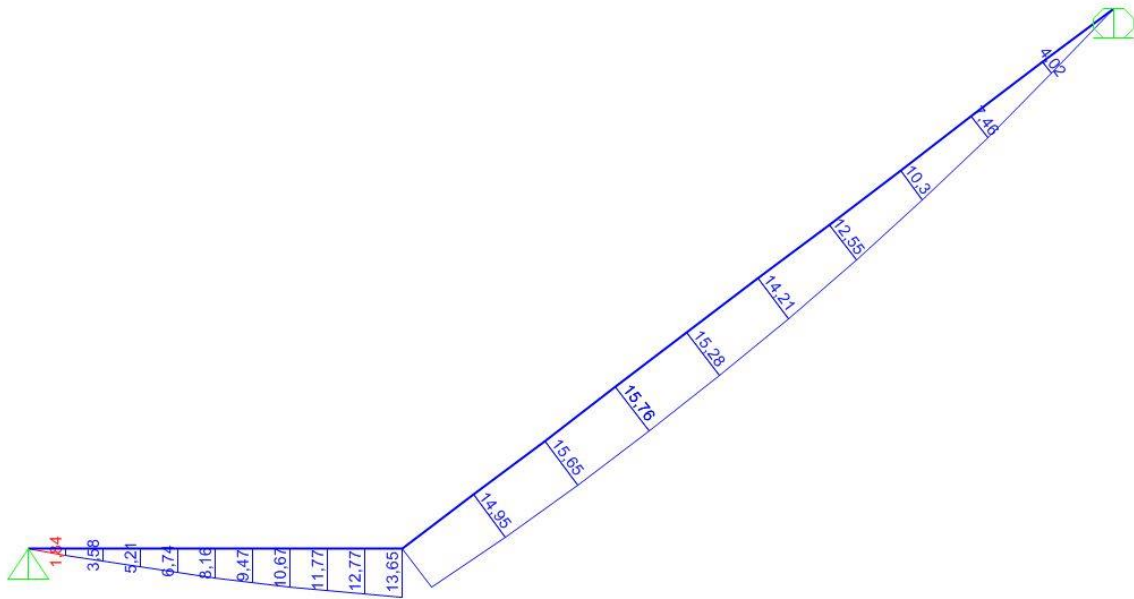
- AB plošča: $d = 0,16 \text{ m}$ $g_{PL,2} = 0,16\text{m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$

- omet: $d = 0,02 \text{ m}$ $g_{OM,2} = 0,02\text{m} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$

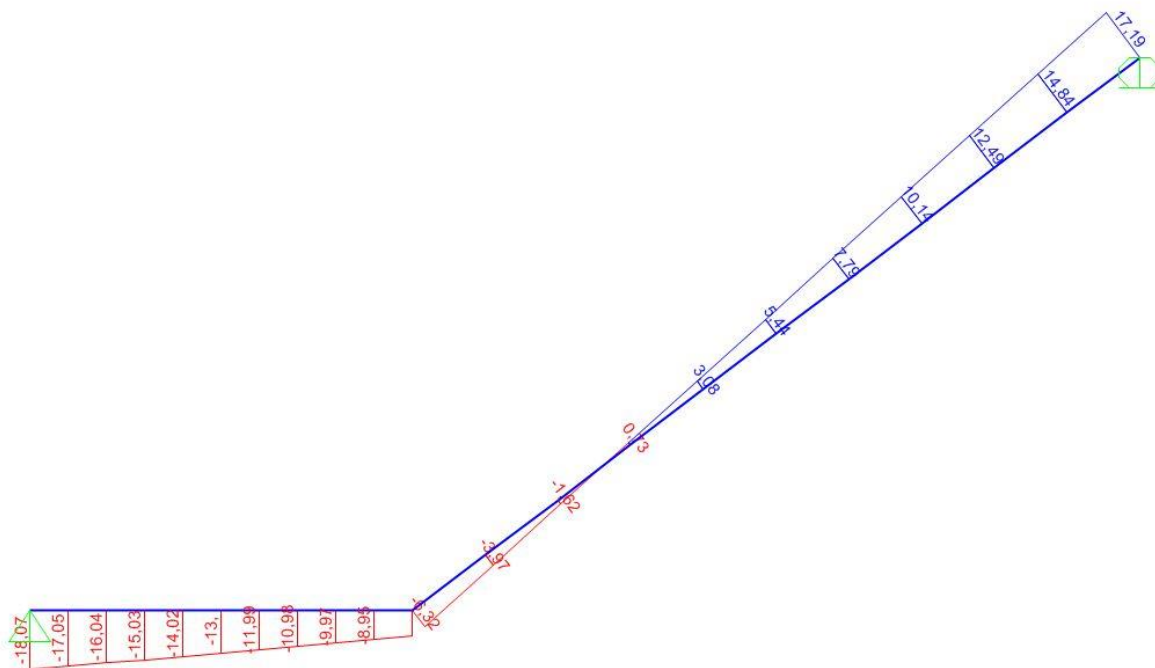
Koristna obtežba:

$$q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

2.4.2 NOTRANJE SILE ZA STANJE MSN



Slika 30: prikaz poteka notranjih momentov v stopnicah v MSN



Slika 31: prikaz poteka notranjih strižnih sil v stopnicah v MSN

2.4.3 DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA

Preglednica 21: določitev krovnega sloja

Del konstrukcije	Kategorija življenske dobe	Razred izpostavljenosti	$c_{min,dur}$	Marka betona	Krovni sloj
stopnice	4	XC1	15 mm	C25/30	25 mm

2.4.4 RAČUN NATEZNE ARMATURE

Iz programa SAP 2000 odčitamo maksimalne notranje sile:

$$M_{Ed,max} = 15,76 \frac{kNm}{m}; N_{Ed,pril} = 0 \frac{kN}{m},$$

$$V_{Ed,max} = 18,07 \frac{kN}{m},$$

$$N_{Ed,max} = 13 \frac{kN}{m}; M_{Ed,pril} = 0 \frac{kNm}{m}.$$

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 15,76 \frac{kNm}{m},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,066 \dots \dots \dots b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm},$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,67 \frac{kN}{cm^2}.$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{10}{-3,5}\%$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = 3,39 \frac{cm^2}{m},$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{kN}{cm^2}.$$

Minimalne zahteve za armaturo:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,62 \\ 1,56 \end{array} \right\} \frac{cm^2}{m} = 1,62 \frac{cm^2}{m}.$$

Vstavimo Ø8/12,5 cm.

$$A_{s,dej} = 4,02 \frac{cm^2}{m} \geq 3,39 \frac{cm^2}{m}.$$

2.4.5 RAČUN POTREBNE STRIŽNE ARMATURE

Račun odpornosti prereza na strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{Rd,c} * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * d * b_w; \\ (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * b_w \end{array} \right\},$$

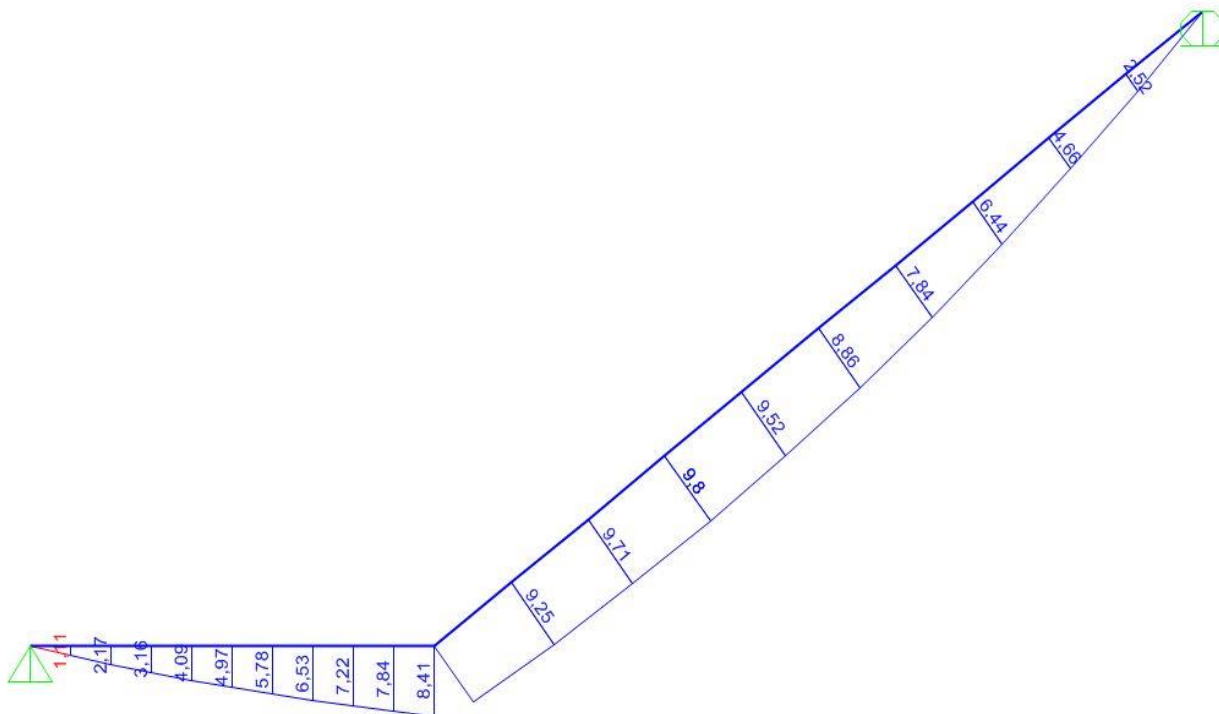
$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0,12 * 2 * (100 * 25 * 0,0034)^{\frac{1}{3}} + k_1 * 0 \right] * d * b_w; \\ (0,495 + k_1 * 0) * d * b_w \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 58,8 \frac{kN}{m} \\ 59,4 \frac{kN}{m} \end{array} \right\} = 59,4 \frac{kN}{m}.$$

$$V_{Ed,max} = 18,07 \frac{kN}{m} \leq V_{Rd,c} = 59,4 \frac{kN}{m}.$$

Strižna armatura ni potrebna.

2.4.6 KOTROLE MEJNEGA STANJA UPORABNOSTI

2.4.6.1 NOTRANJE SILE ZA STANJE MSU-NAVIDEZNO STALNO



Slika 32: prikaz poteka notranjih momentov v stopnicah v MSU

2.4.6.2 ŠIRINA RAZPOKE V KONČNEM STANJU

Širino razpoke preverjamo pri navidezno stalni obtežni kombinaciji, kjer je $M_{Ed,ns} = 9,8 \frac{kNm}{m}$.

$$\sigma = \frac{M_{Ed,ns}}{W} = \frac{980 \frac{kNcm}{m}}{\frac{b * h^2}{6}} = 0,23 \frac{kN}{cm^2} \leq f_{ctm} = 0,26 \frac{kN}{cm^2}.$$

Prerez pri navidezno stalni obtežni kombinaciji ne razpoka.

2.4.6.3 RAČUN KONČNEGA POVESA

$$12,5 \text{ cm} \leq 5 * \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) = 14,5 \text{ cm}.$$

Ker gornja enačba velja, lahko lezenje upoštevamo po linearni teoriji.

Poves računamo za navidezno stalno obtežno kombinacijo, zato upoštevamo samo poves nerazpokanega prereza po končanem lezenju.

Beton je material z reološkimi procesi, zato pri povesih upoštevamo vpliv lezenja in krčenja betona. Lezenje upoštevamo z reduciranim elastičnim modulom, krčenje pa z dodatno ukrivljenostjo elementa.

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{(1 + \emptyset)} = \frac{3100 \frac{kN}{cm^2}}{(1 + 2,2)} = 968,8 \frac{kN}{cm^2},$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} + A_s * \alpha_e * \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 = 35461,5 \text{ cm}^4.$$

Poves, do katerega pride, če zreduciramo elastični modul, odčitamo iz programa SAP 2000.

$$w_{lez} = 0,29 \text{ cm}.$$

Poračunamo še doprinos krčenja h končnemu povesu. Uporabimo metodo sil.

$$\frac{1}{r_{c,I}} = \frac{\varepsilon_{cs} * A_s * \alpha_e * \left(d - \frac{h}{2} \right)}{I} = 0,0003875 * \frac{4,02 * 20,65 * 4}{35461,5} = 3,6 * 10^{-6},$$

$$w_{krč} = \frac{1}{r_{c,I}} * [29 * 105 * 0,5 + 0,5 * 75 * (73 + 29) + 73 * 175 * 0,5],$$

$$w_{krč} = 0,04 \text{ cm}.$$

Skupen pomik znaša:

$$w = 0,33 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 1,42 \text{ cm}.$$

2.5 DIMENZIONIRANJE AB PLOŠČE

2.5.1 VPLIVI NA PLOŠČO

Stalna in lastna teža:

- parket: $d = 0,03 \text{ m}$	$g_{PAR,1} = 0,03\text{m} * 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$,
- estrih: $d = 0,05 \text{ m}$	$g_{EST,1} = 0,05\text{m} * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$,
- termoizolacija: $d = 0,05 \text{ m}$	$g_{TI,1} = 0,05\text{m} * 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$,
- zvočna izolacija: $d = 0,03 \text{ m}$	$g_{ZI,1} = 0,03\text{m} * 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$,
- AB plošča: $d = 0,16 \text{ m}$	$g_{PLOS,1} = 0,16\text{m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$,
- omet: $d = 0,02 \text{ m}$	$g_{OMET,1} = 0,02\text{m} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Koristna obtežba za stanovanjsko stavbo:

$$q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

Vpliv stopnic:

- stalna obtežba:	$g_{st,stal} = 12,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$,
- koristna obtežba:	$g_{st,kori} = 3,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

Vpliv ograje na prostem robu:

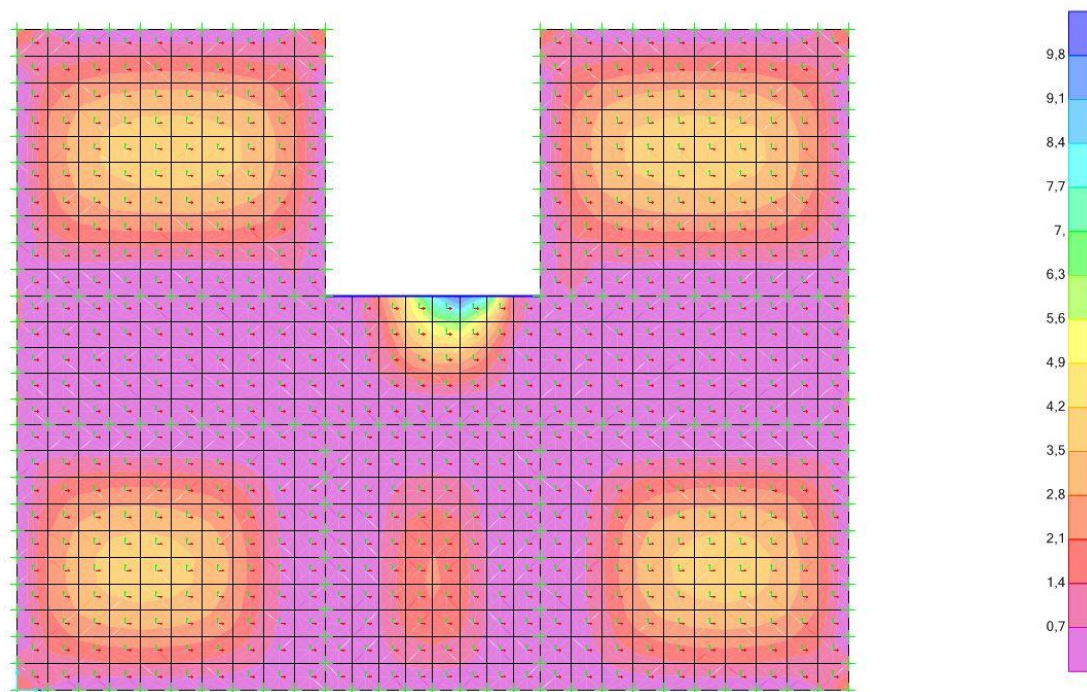
- stalna obtežba:	$g_{ogr,stal} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$,
- koristna obtežba:	$g_{ogr,kori} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

2.5.2 NOTRANJE SILE V PLOŠČI

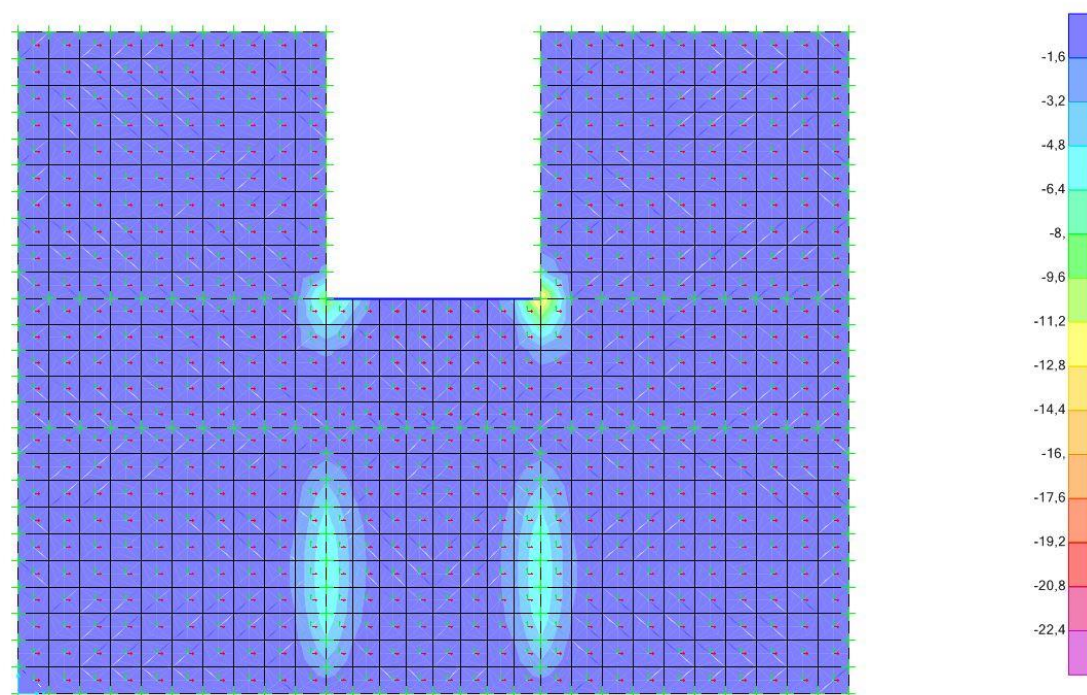
V programu SAP 2000 zmodeliramo model, ki nanaša koristno obtežbo tako, da dobimo najbolj kritične momente v poljih.

Plošči preprečimo vertikalni pomik v vsakem vozlišču, kjer pod njo poteka nosilni zid.

2.5.2.1 PRIKAZ POTEKA MOMENTA m_{11}

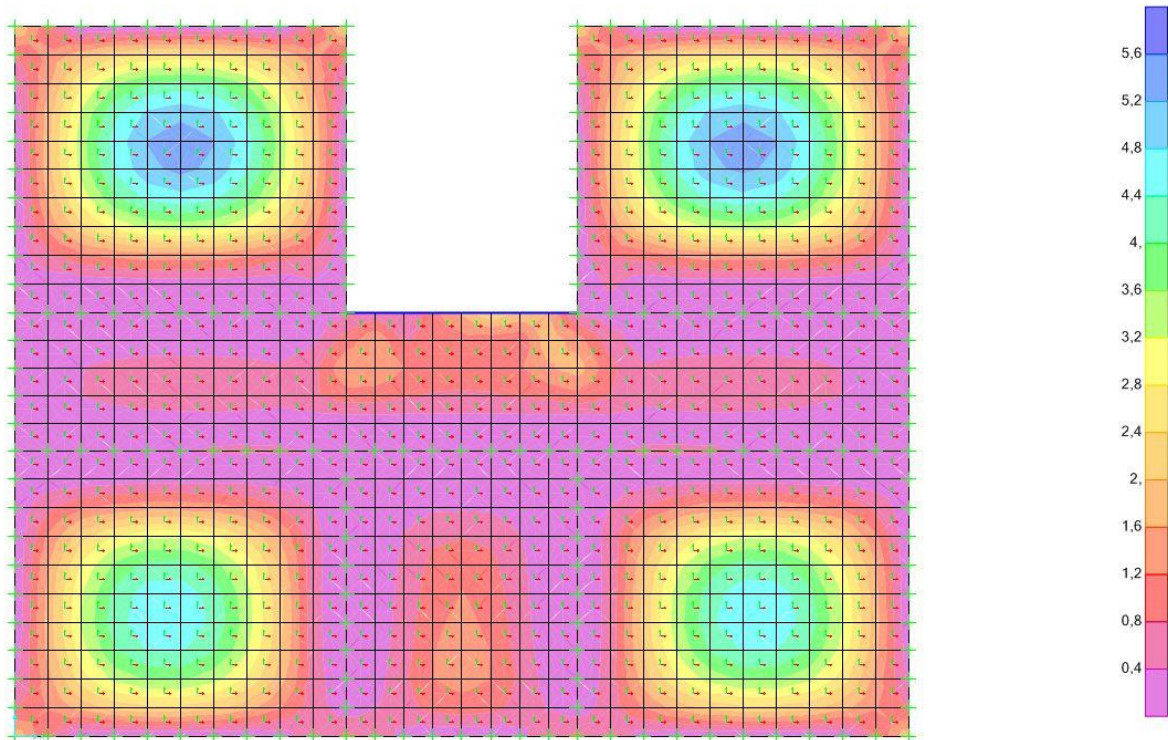


Slika 33: potek momenta $m_{11,max}$

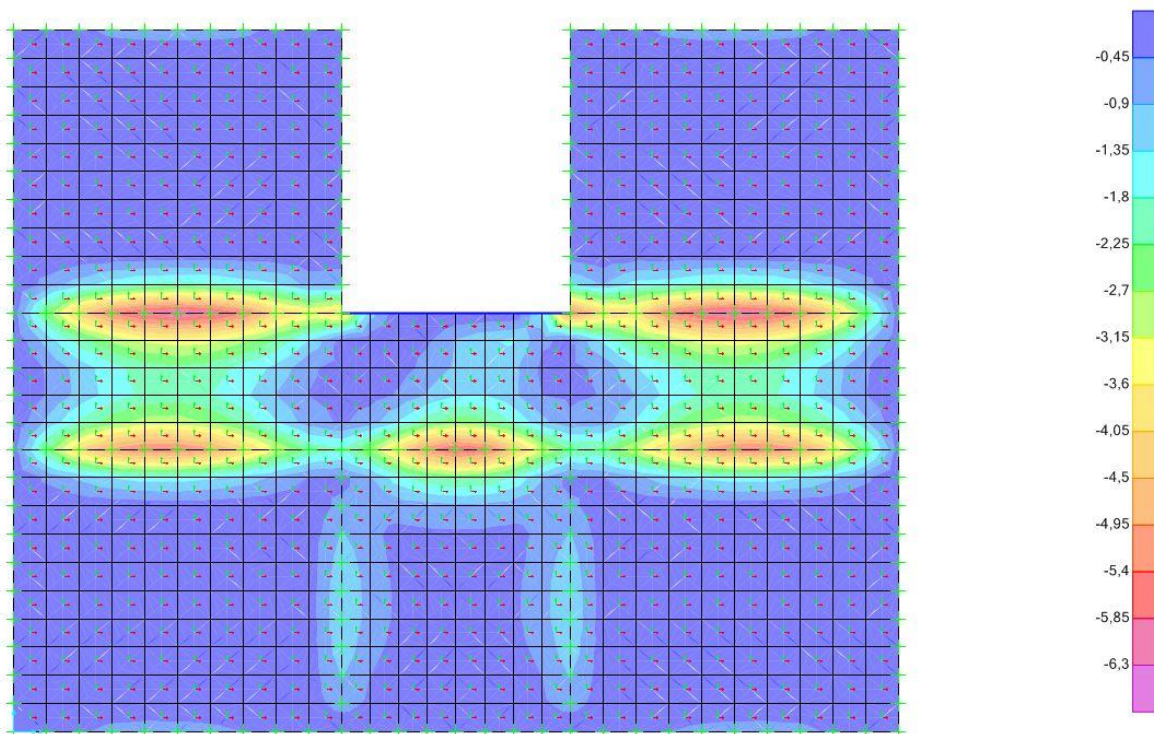


Slika 34: potek momenta $m_{11,min}$

2.5.2.2 PRIKAZ POTEKA MOMENTA m_{22}

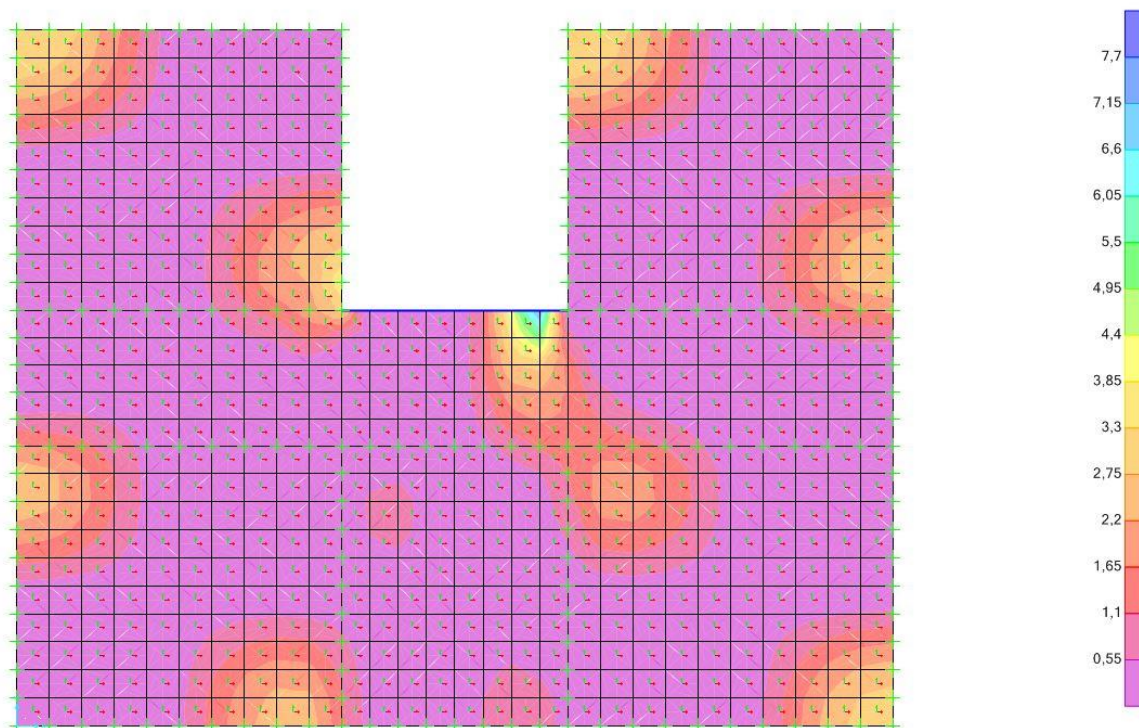


Slika 35: potek momenta $m_{22,max}$

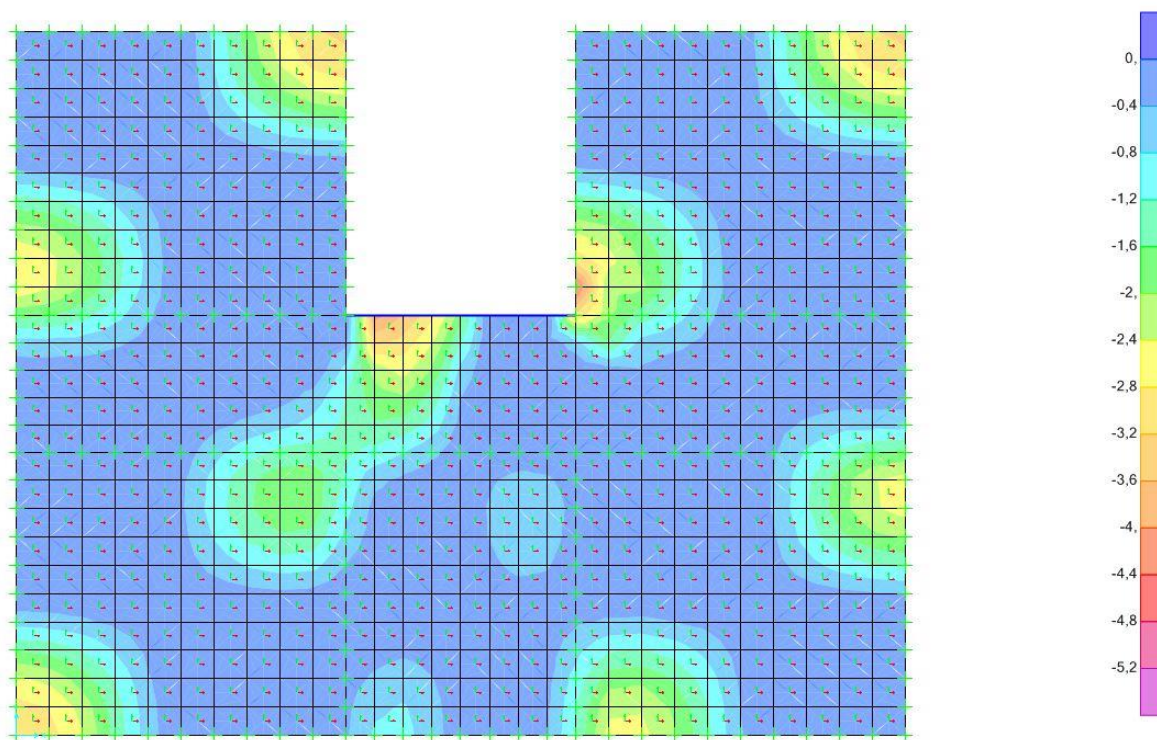


Slika 36: potek momenta $m_{22,min}$

2.5.2.3 PRIKAZ POTEKA MOMENTA m_{12}

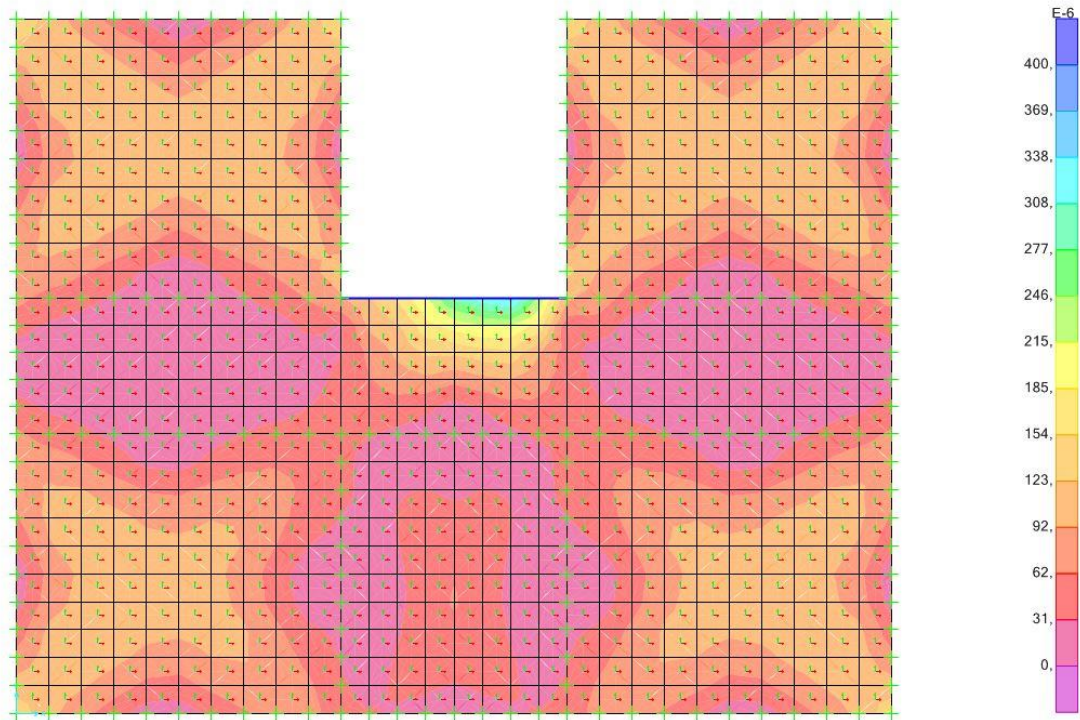


Slika 37: potek momenta $m_{12,max}$

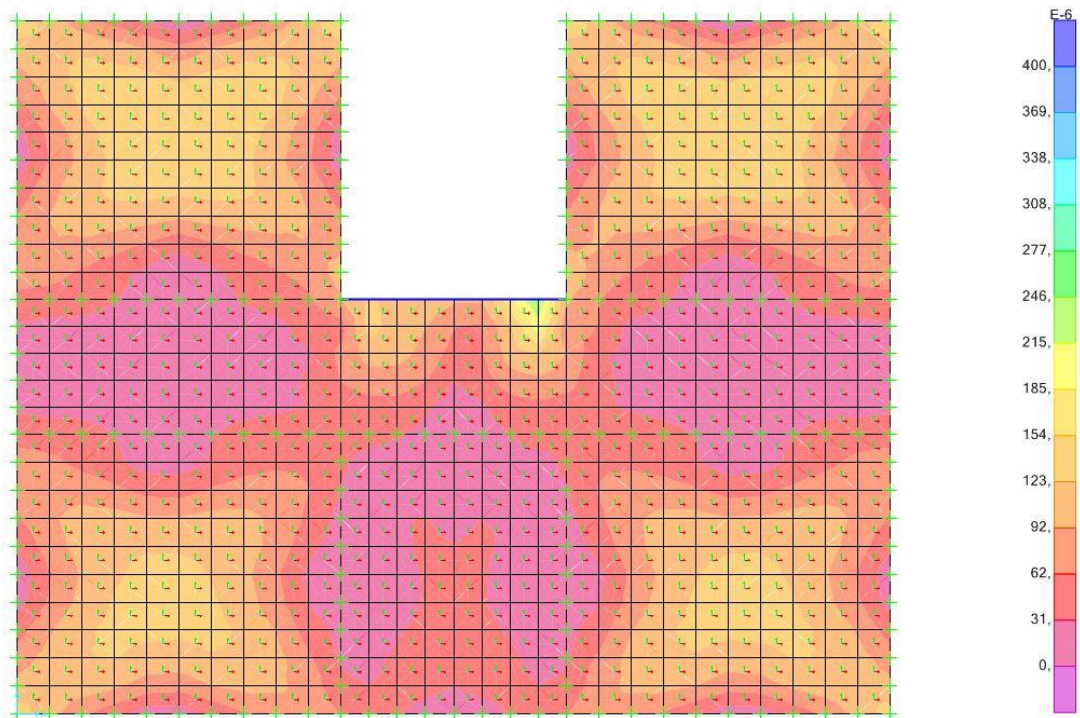


Slika 38: potek momenta $m_{12,min}$

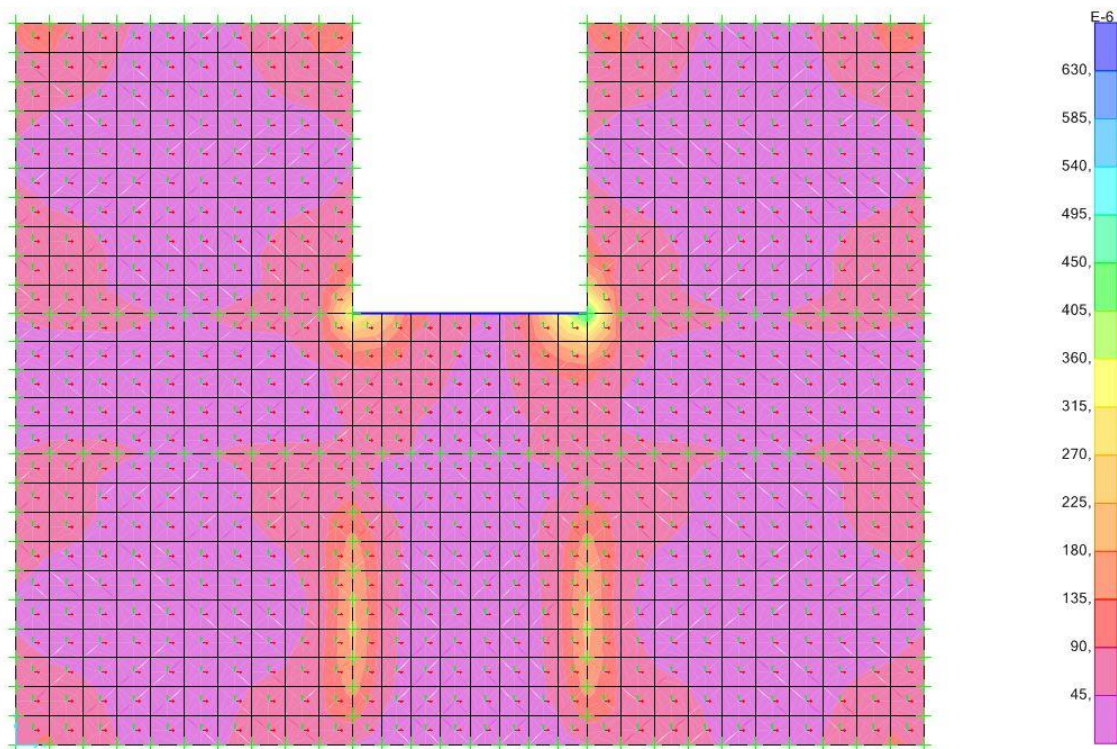
2.5.3 POTREBEN PREREZ NATEZNE ARMATURE V PLOŠČI



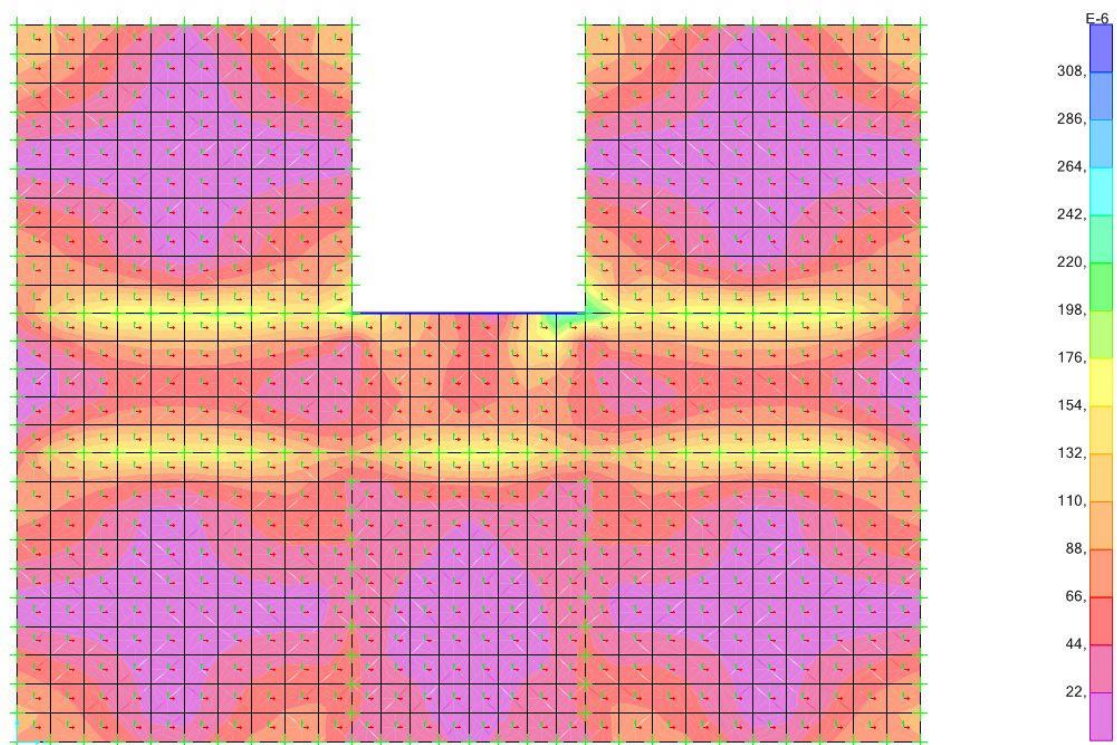
Slika 39: potreben prerez spodnje natezne armature v X smer



Slika 40: potreben prerez spodnje natezne armature v Y smeri



Slika 41: potreben prerez zgornje natezne armature v X smeri



Slika 42: potreben prerez zgornje natezne armature v Y smeri

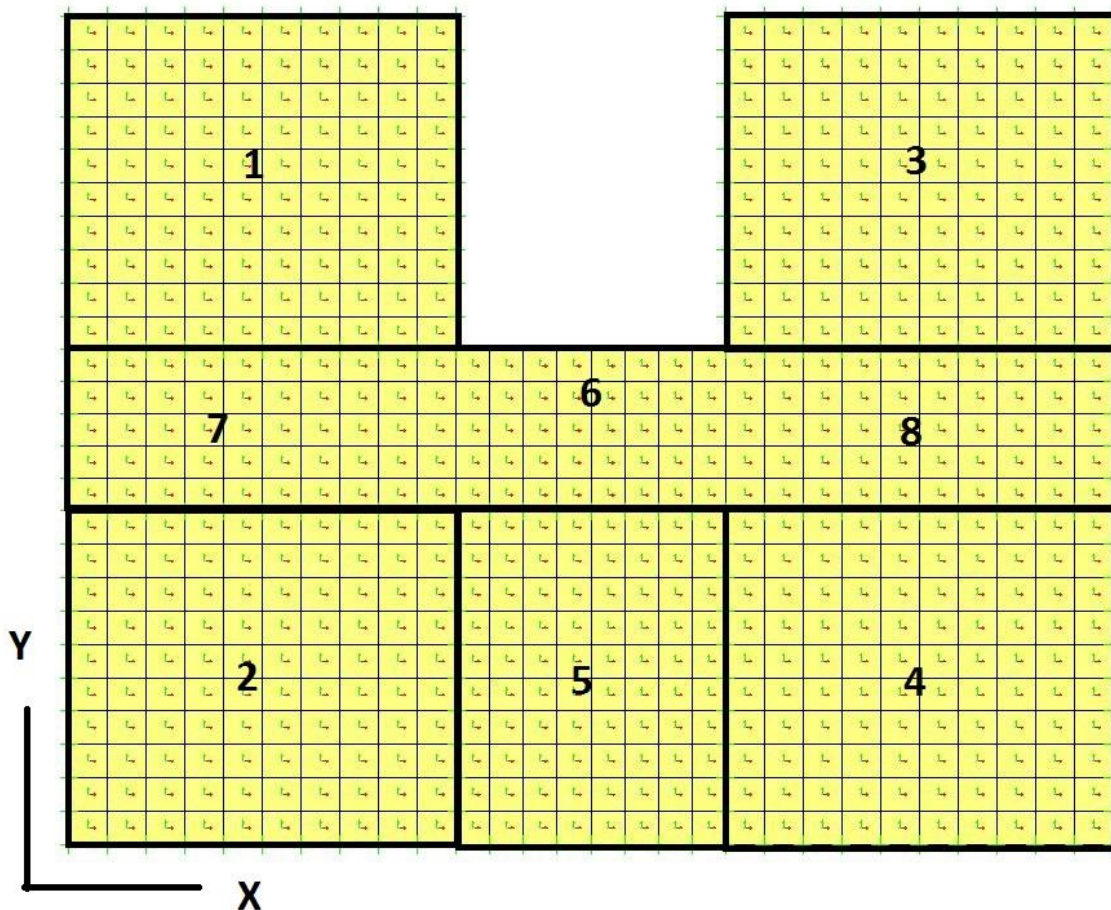
Potreben prerez natezne armature prikazan na slikah je v enotah $\frac{m^2}{m}$. Za pretvorbo v $\frac{cm^2}{m}$ rezultate pomnožimo z 10^4 .

Minimalne zahteve za armaturo v plošči:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,62 \\ 1,56 \end{array} \right\} \frac{cm^2}{m} = 1,62 \frac{cm^2}{m}.$$

Po celotni plošči položimo armaturo, katere prerez mora biti:

$$A_s = \max(A_{s,min}; A_{s,MSN}).$$



Slika 43: prikaz polj v plošči

Preglednica 22: armaturne mreže v ploči po poljih

Mesto:	Potreben prerez v x (cm^2/m):	Potreben prerez v y (cm^2/m):	$A_{s,min}$ (cm^2/m):	Armatura v x:	Armatura v y:
1	1,1	1,53	1,62	Q 196	Q 196
2	1,1	1,34	1,62	Q 196	Q 196
3	1,1	1,53	1,62	Q 196	Q 196
4	1,1	1,34	1,62	Q 196	Q 196
5	0	0	1,62	Q 196	Q 196
6	3,5	2,51	1,62	2x Q 196	2x Q 196
7	0	0	1,62	Q 196	Q 196
8	0	0	1,62	Q 196	Q 196
1-7	0	-1,83	1,62	Q 196	Q 196
2-7	0	-1,64	1,62	Q 196	Q 196
5-6	0	-1,67	1,62	Q 196	Q 196
3-8	0	-1,83	1,62	Q 196	Q 196
4-8	0	-1,64	1,62	Q 196	Q 196
2-5	-1,94	0	1,62	Q 196	Q 196
4-5	-1,94	0	1,62	Q 196	Q 196
Vogal stopnicah pri	-4,82	-2,36	1,62	3x Q 196	3x Q 196

2.5.4 KONTROLA RAZMERJA l/d ZA PREVERBO POVESA

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{1,96}{100 * 12} = 0,163\% \leq \rho_0 = \sqrt{f_{ck}} * 10^{-3} = 0,5\%.$$

Ker gornji izraz velja, uporabimo enačbo za izračun mejnega razmerja:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{mej} = K * \left[11 + 1,5 * \sqrt{f_{c,k}} * \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 * \sqrt{f_{c,k}} * \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{1,5} \right] = 106, \quad \text{za } K = 1,3,$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{dej} = \frac{310 \text{ cm}}{12 \text{ cm}} = 25,8 \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{mej} = 106.$$

Povesov ni potrebno kontrolirati.

2.5.5 KONTROLA KONČNE NAPETOSTI V PLOŠČI

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{20000 \frac{kN}{cm^2}}{\frac{3100 \frac{kN}{cm^2}}{(1 + 2,2)}} = 20,65,$$

$$x = \left[\frac{(\alpha_e * A_s)^2}{b^2} + 2 * \frac{(\alpha_e * A_s * d)}{b} \right]^{0,5} - \frac{\alpha_e * A_s}{b} = 2,74 \text{ cm},$$

$$\sigma_s = \frac{3 * M_{Ed,ns}}{(3 * d - x) * A_s} = 14,73 \frac{kN}{cm^2}, \quad M_{Ed,ns} = 3,2 \frac{kNm}{m},$$

$$\sigma_c = \frac{x * \sigma_s}{(d - x) * \alpha_e} = 0,21 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,45 * f_{ck} = 1,125 \frac{kN}{cm^2}.$$

Ker so napetosti manjše od dovoljenih, lahko lezenje upoštevamo po linearni teoriji.

2.5.6 KONTROLA ŠIRINE RAZPOK V PLOŠČI

$$\sigma = \pm \frac{M_{Ed,ns}}{W} = \pm \frac{3,2 \frac{kNm}{m}}{\frac{100 \text{ cm} * 16 \text{ cm}^2}{6}} = \pm 0,075 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,26 \frac{kN}{cm^2}.$$

Plošča pri navidezno stalni obtežni kombinaciji ne razpoka. Kontrola razpok ni potrebna.

2.6 DIMENZIONIRANJE PREKLAD IN OBOKOV

V vsakem nadstropju si izberemo nekaj najbolj kritičnih preklad oz. obokov, jim določimo potrebno armaturo ter na enak način izvedemo ostale preklade.

Preglednica 23: prikaz projektnih momentov in pritiskov na preklade

MANSARDA							
Preklada	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter	Stalna (plošča)	Koristna (plošča)	$M_{Ed,MSN}$
P1 (1m)	$54 \frac{kN}{m^2}$	$18,1 \frac{kN}{m^2}$	$29,8 \frac{kN}{m^2}$	$4,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	10,7 kNm
PRITLIČJE							
Preklada	Stalna (ostrešje)	Zidovje in AB preklade	Sneg	Veter	Stalna (plošča)	Koristna (plošča)	$M_{Ed,MSN}$
L1 (2,6m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$60,5 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$68,8 \frac{kN}{m^2}$	$23,41 \frac{kN}{m^2}$	47,2 kNm
L2 (1,9m)	$59,2 \frac{kN}{m^2}$	$60,5 \frac{kN}{m^2}$	$31,9 \frac{kN}{m^2}$	$5 \frac{kN}{m^2}$	$63,6 \frac{kN}{m^2}$	$21,8 \frac{kN}{m^2}$	42,7 kNm
P1 (2,5m)	$7,4 \frac{kN}{m^2}$	$31,8 \frac{kN}{m^2}$	$8,5 \frac{kN}{m^2}$	$1,5 \frac{kN}{m^2}$	$23,7 \frac{kN}{m^2}$	$8,1 \frac{kN}{m^2}$	30,9 kNm
P9 (1,3m)	$15,9 \frac{kN}{m^2}$	$54,2 \frac{kN}{m^2}$	$8,8 \frac{kN}{m^2}$	$1,4 \frac{kN}{m^2}$	$20,81 \frac{kN}{m^2}$	$7,2 \frac{kN}{m^2}$	15,7 kNm
P10 (0,89m)	$0 \frac{kN}{m^2}$	$10,6 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$0 \frac{kN}{m^2}$	$74,56 \frac{kN}{m^2}$	$24,53 \frac{kN}{m^2}$	6,3 kNm

Debeline zidov so: - 0,3m (P1, P1, P9),

- 0,2m (L1, L2, P10).

Pri računu projektnega momenta v MSN povečamo dolžino preklade za 0,2 m na vsaki strani. To povečanje je posledica naleganja preklad na zidovje.

2.6.1 KONTROLA OBOKA L1**2.6.1.1 DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA****Preglednica 24: določitev krovnega sloja**

Del konstrukcije	Kategorija življenske dobe	Razred izpostavljenosti	$c_{min,dur}$	Marka betona	Krovni sloj
preklada	4	XC1	15 mm	C25/30	25 mm

2.6.1.2 RAČUN NATEZNE ARMATURE

$$M_{Ed,max} = 47,2 \text{ kNm},$$

$$V_{Ed,max} = 63 \text{ kN},$$

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 47,2 \text{ kNm},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,227 \dots \dots \dots b = 20 \text{ cm}, d = 35 \text{ cm},$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{10}{-3,5}\%$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = 3,48 \text{ cm}^2,$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Minimalne zahteve za armaturo:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,95 \\ 0,91 \end{array} \right\} \text{ cm}^2 = 0,95 \text{ cm}^2.$$

Vstavimo 4Ø12.

$$A_{s,dej} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 3,48 \text{ cm}^2.$$

2.6.1.3 RAČUN POTREBNE STRIŽNE ARMATURE

Račun odpornosti prereza na strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * d * b_w; \right. \\ \left. (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * b_w \right\},$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0,12 * 1,76 * (100 * 25 * 0,006)^{\frac{1}{3}} + k_1 * 0 \right] * d * b_w; \right. \\ \left. (0,409 + k_1 * 0) * d * b_w \right\} = \max \left\{ 36,5 \text{ kN} \right\} = 36,5 \text{ kN}.$$

$$V_{Ed,max} = 63 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 36,5 \text{ kN}.$$

Strižna armatura je potrebna.

Za stremena narejena iz palic Ø8 je $A_{sw} = 1,005 \text{ cm}^2$. Potreben razmak stremen za prevzem strižne sile znaša:

$$s = \frac{A_{sw}}{V_{Ed,max}} * 0,9 * d * f_{yd},$$

$$s \leq 15,6 \text{ cm},$$

$$s_{min} = 62,8 \text{ cm},$$

$$s_{max} = 26,25 \text{ cm}.$$

Vstavimo stremena Ø8/15 cm po celotni dolžini oboka, saj moramo po celotni dolžini izpolniti pogoj za zadostitev s_{max} .

$$A_{s,dod} = \frac{V_{Ed,max}}{2 * \sigma_s},$$

$$A_{s,dod} = 0,73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s,dej} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 4,21 \text{ cm}^2.$$

Enako količino natezne in stremenske armature vstavimo tudi v L2 ter P1.

2.6.1.4 KONTROLA RAZPOK

$$\sigma = \pm \frac{M_{Ed,ns}}{W} = \pm \frac{23,04 \text{ kNm}}{\frac{20 \text{ cm} * 40 \text{ cm}^2}{6}} = \pm 0,432 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \geq 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Prerez razpoka.

$$x = \left[\frac{(\alpha_e * A_s)^2}{b^2} + 2 * \frac{(\alpha_e * A_s * d)}{b} \right]^{0,5} - \frac{\alpha_e * A_s}{b} = 14 \text{ cm},$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{3100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{(1 + 2,2)}} = 20,65,$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5 * (h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2} \right\} = \min \{ 12,5 \text{ cm}; 8,67 \text{ cm}; 20 \text{ cm} \} = 8,67 \text{ cm},$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 173,4 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_s = \frac{3 * M_{Ed,ns}}{(3 * d - x) * A_s} = 16,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad M_{Ed,ns} = 23,04 \text{ kNm},$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{b * h_{c,eff}} = 0,0261.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00053 \geq 0,0005,$$

$$s_{r,max} = 3,4 * 40 \text{ mm} + 0,425 * 0,8 * 0,5 * \frac{12 \text{ mm}}{0,053} = 174,5 \text{ mm}.$$

Končna širina razpoke znaša:

$$w_{kon} = 0,09 \text{ mm} \leq w_{dov} = 0,4 \text{ mm}.$$

2.6.1.5 KONTROLA NAPETOSTI V BETONU V KONČNEM ČASU

$$\sigma_c = \frac{x * \sigma_s}{(d - x) * \alpha_e} = 0,54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,45 * f_{ck} = 1,125 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

2.6.1.6 RAČUN KONČNEGA POVESA

$$5 \text{ cm} \leq 5 * \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) = 15,5 \text{ cm}.$$

Ker velja gornja enačba in enačba iz 2.6.1.5, lahko lezenje upoštevamo po linearni teoriji.

Beton je material z reološkimi procesi, zato pri povasih upoštevamo vpliv lezenja in krčenja betona. Lezenje upoštevamo z reduciranim elastičnim modulom, krčenje pa z dodatno ukrivljenostjo elementa.

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{(1 + \emptyset)} = \frac{3100 \frac{kN}{cm^2}}{(1 + 2,2)} = 968,8 \frac{kN}{cm^2},$$

$$I_{uncr} = \frac{b * h^3}{12} + A_s * \alpha_e * \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 = 127667,7 \text{ cm}^4,$$

$$I_{crac} = \frac{b * x^3}{3} + A_s * \alpha_e * (d - x)^2 = 59455,4 \text{ cm}^4 \quad x = 14 \text{ cm},$$

$$\xi = 1 - 0,5 * \left(\frac{13,87 \text{ kNm}}{23,04 \text{ kNm}} \right)^2 = 0,855.$$

Poves zaradi lezenja betona znaša:

$$w_{uncr} = \frac{5 * q * l^4}{384 * I_{uncr} * E_{c,eff}} = 0,13 \text{ cm},$$

$$w_{crac} = \frac{5 * q * l^4}{384 * I_{crac} * E_{c,eff}} = 0,28 \text{ cm}.$$

$$w_{lez} = \xi * w_{crac} + (1 - \xi) * w_{uncr} = 0,26 \text{ cm}.$$

Poračunamo še doprinos krčenja h končnemu povesu. Uporabimo metodo sil.

$$\frac{1}{r_{C,uncr}} = \frac{\varepsilon_{cs} * A_s * \alpha_e * \left(d - \frac{h}{2} \right)}{I_{uncr}} = 0,0006175 * \frac{4,52 * 20,65 * 15}{127667,7} = 6,77 * 10^{-6},$$

$$\frac{1}{r_{C,crac}} = \frac{\varepsilon_{cs} * A_s * \alpha_e * (d - x)}{I_{crac}} = 0,0006175 * \frac{4,52 * 20,65 * 21}{59455,4} = 20,36 * 10^{-6},$$

$$\frac{1}{r_c} = \xi * \frac{1}{r_{c,crac}} + (1 - \xi) * \frac{1}{r_{c,uncr}} = 18,39 * 10^{-6},$$

$$w_{krč} = 0,16 \text{ cm.}$$

Skupen pomik znaša:

$$w = 0,42 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 1,04 \text{ cm.}$$

2.6.2 KONTROLA PREKLAD P9

2.6.2.1 DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA

Preglednica 25: določitev krovnega sloja

Del konstrukcije	Kategorija življenske dobe	Razred izpostavljenosti	$c_{min,dur}$	Marka betona	Krovni sloj
preklada	4	XC1	15 mm	C25/30	25 mm

2.6.2.2 RAČUN NATEZNE ARMATURE

$$M_{Ed,max} = 15,7 \text{ kNm},$$

$$V_{Ed,max} = 48,3 \text{ kN},$$

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 15,7 \text{ kNm},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,01 \dots \dots \dots b = 30 \text{ cm}, d = 55 \text{ cm},$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{10}{-3,5}\%$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = 0,74 \text{ cm}^2,$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Minimalne zahteve za armaturo:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,23 \\ 2,15 \end{array} \right\} \text{ cm}^2 = 2,23 \text{ cm}^2.$$

Vstavimo 3Ø12.

$$A_{s,dej} = 3,4 \text{ cm}^2 \geq 2,23 \text{ cm}^2.$$

2.6.2.3 RAČUN POTREBNE STRIŽNE ARMATURE

Račun odpornosti prereza na strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * d * b_w; \right. \\ \left. (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * b_w \right\},$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0,12 * 1,60 * (100 * 25 * 0,002)^{\frac{1}{3}} + k_1 * 0 \right] * d * b_w; \right. \\ \left. (0,354 + k_1 * 0) * d * b_w \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 54,2 \text{ kN} \\ 58,4 \text{ kN} \end{matrix} \right\} = 58,4 \text{ kN}.$$

$$V_{Ed,max} = 48,3 \text{ kN} < V_{Rd,c} = 58,4 \text{ kN}.$$

Strižna armatura ni potrebna. Vstavimo minimalno armaturo.

Za stremena narejena iz palic Ø8 je $A_{sw} = 1,005 \text{ cm}^2$.

$$s_{min} = 41,88 \text{ cm},$$

$$s_{max} = 41,25 \text{ cm}.$$

Vstavimo stremena Ø8/30 cm po celotni dolžini oboka.

$$A_{s,dod} = \frac{V_{Ed,max}}{2 * \sigma_s},$$

$$A_{s,dod} = 0,55 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s,dej} = 3,4 \text{ cm}^2 \geq 2,79 \text{ cm}^2.$$

Enako količino natezne in stremenske armature vstavimo tudi v P1 ter P10.

2.6.2.4 KONTROLA RAZPOK IN POVESOV

$$\sigma = \pm \frac{M_{Ed,ns}}{W} = \pm \frac{5,9 \text{ kNm}}{\frac{30 \text{ cm} * 60 \text{ cm}^2}{6}} = \pm 0,033 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Prerez pri navidezno stalni obtežni kombinaciji ne razpoka.

Tudi povesi niso merodajni, saj so obtežbe in razponi manjši kot pri L1, kjer poves ni bil kritičen.

2.7 GEOTEHNIČNE IN STATIČNE KONTROLE TEMELJA

2.7.1 KONTROLA NOSILNOSTI TAL

Preverimo nosilnost tal v primeru največje možne vsote težnostnih sil. Kontroliramo temelj pod zidom 14 v pritličju.

$$V_d = 1,35 * 115,5 \frac{kN}{m} + 1,5 * \left(16,46 \frac{kN}{m} + 0,6 * 2,58 \frac{kN}{m} + 0,7 * 15,34 \frac{kN}{m} \right) + 1,35 * G_{last.teza},$$

$$G_{last.teza} = 0,5m * 0,5m * 24 \frac{kN}{m^3} = 6 \frac{kN}{m},$$

$$V_d = 207,2 \frac{kN}{m}.$$

Enačba, ki mora biti izpolnjena, je sledeča:

$$R_d \geq V_d, \text{ pri čemer je:}$$

$$R_d = \left(N_c * s_c * i_c * b_c * c + q * N_q * s_q * i_q * b_q + \gamma * \frac{B'}{2} * N_\gamma * s_\gamma * b_\gamma * i_\gamma \right) * A'.$$

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi} * \left(\tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = 18,40,$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi = 30,14,$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi = 20,09.$$

$$q = 10 \text{ kPa}.$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin \varphi = 1 \dots \dots \dots L' \gg B',$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1 \dots \dots \dots s_q = 1,$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 1 \dots \dots \dots L' \gg B'.$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c * \cot \varphi} \right)^m = 1 \dots \dots \dots m = 2, \text{ ker je } L' \gg B',$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c * \tan \varphi} = 1,$$

$$i_{\gamma} = \sqrt[m]{i_q^{m+1}} = 1.$$

$$b_q = b_{\gamma} = (1 - \alpha * \tan \varphi)^2 = 1 \dots \dots \dots \alpha = 0, \text{ temelj ni nagnjen,}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c * \tan \varphi} = 1.$$

$$\frac{R}{A'} = 301,4 \text{ kPa} + 184 \text{ kPa} + 100,45 \text{ kPa} = 585,9 \text{ kPa} \dots \dots \dots q = 0,5 \text{ m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10 \text{ kPa},$$

$$R = 585,9 \text{ kPa} * 0,5 \text{ m} = 293 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$R_d = \frac{R}{1,4} = 209,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq V_d = 207,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

2.7.2 KONTROLA POTREBNE ARMATURE V TEMELJU

Če je izpoljena spodnja enačba, armatura v temelju ni potrebna.

$$\frac{0,85 * h_f}{a} \geq \sqrt{\frac{3 * \sigma_{gd}}{f_{cta,pl}}},$$

$$\frac{0,85 * h_f}{a} = \frac{0,85 * 50 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 2,83,$$

$$\sqrt{\frac{3 * \sigma_{gd}}{f_{cta,pl}}} = \sqrt{\frac{3 * 0,059 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\frac{0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5}}} = 1,01,$$

$$2,83 \geq 1,01.$$

Temelj ni potrebno armirati. Kljub temu, zaradi neenakomernega posedanja, reologije betona in odprtih vstavimo konstruktivno armaturo.

- Vstavimo:
- natezno armaturo: $\pm 4\emptyset 12$,
 - stremensko armaturo: $\emptyset 8/30 \text{ cm}$.

»Ta stran je namenoma prazna«

PRILOGA C:

Statični izračun jeklenega nadstreška

»Ta stran je namenoma prazna«

1 KAZALO

1	KAZALO.....	1
2	STATIČNI IZRAČUN NADSTREŠKA	4
2.1	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	4
2.1.1	SNEG.....	4
2.1.2	VETER.....	4
2.1.3	POTRES.....	7
2.1.4	LASTNA IN STALNA TEŽA	7
2.1.5	VPLIV LOKALNIH IN GLOBALNIH NEPOPOLNOSTI	7
2.2	KONTROLE NOSILNOSTI IN STABILNOSTI JEKLENIH ELEMENTOV	10
2.2.1	KROVNA PLOČEVINA	10
2.2.2	PROFIL IPE 140	12
2.2.3	PROFIL IPE 160	16
2.2.4	STEBER-CEV 108/16.....	18
2.2.5	PALICE-CEV 25/2.....	24
2.3	DIMENZIONIRANJE STIKOV	25
2.3.1	STIK PALICA-NOSILEC.....	25
2.3.2	STIK PROFILOV IPE 140 in IPE 160	27
2.3.3	STIK PROFILA IPE 160 IN STEBRA	32
2.3.4	STIK STEBRA NA TEMELJ	36
2.4	KONTROLA MSU	41
2.5	KONTROLA POTRESNE OBTEŽBE	42
2.6	GEOTEHNIČNE KONTROLE TEMELJA	43
2.6.1	VPLIVI NA TEMELJ	43
2.6.2	KONTROLA VERTIKALNE NOSILNOSTI PO PRISTOPU PP2*	45
2.6.3	KONTROLA VERTIKALNE NOSILNOSTI PO PRISTOPU PP2	47
2.6.4	KONTROLA NEDRENIRANE NOSILNOSTI PO PRISTOPU PP2* IN PP2.....	49
2.7	DIMENZIONIRANJE ARMATURE V TEMELJU	50
2.7.1	KONTAKTNI TLAKI POD TEMELJEM V MSN IN RAČUN MOMENTA.....	50
2.7.2	KONTROLA TOGOSTI TEMELJA.....	53
2.7.3	DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA	53
2.7.4	RAČUN NATEZNE ARMATURE V TEMELJU	54
2.7.5	RAČUN STRIŽNE ARMATURE V TEMELJU	55
2.7.6	DIMENZIONIRANJE ARMATURE V ZGORNJEM DELU TEMELJA	56
2.7.7	IZRIS ARMATURE V TEMELJU	59

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: račun vpliva vetra na nadstrešek	5
Preglednica 2: račun vpliva vetra na robove nadstreška	6
Preglednica 3: kontrola uklona nosilca IPE 140	14
Preglednica 4: kontrola uklona nosilca IPE 160	18
Preglednica 5: kontrola uklona stebra.....	22
Preglednica 6: kontrola uklona palice med profili IPE 140	24
Preglednica 7: skupna sila na en vijak	28
Preglednica 8: kontrola vertikalnih povosov v MSU	41
Preglednica 9: kontrola horizontalnih pomikov v MSU	41
Preglednica 10: pomiki v X in Y smeri za potresno obtežbo s povratno dobo $T=475$ let	42
Preglednica 11: prikaz vplivov na temelj.....	43
Preglednica 12: kontrola nedrenirane nosilnost tal	49
Preglednica 13: določitev krovnega sloja betona.....	53

KAZALO SLIK

Slika 1: prikaz con na strehi nadstreška.....	5
Slika 2: prikaz con na robovih nadstreška	5
Slika 3: prikaz osne obremenitve na profil IPE140 v MSN	12
Slika 4: prikaz prečne obremenitve na profil IPE140 v MSN.....	12
Slika 5: prikaz upogibne obremenitve na profil IPE140 v MSN	12
Slika 6: prikaz osne obremenitve na profil IPE160 v MSN	16
Slika 7: prikaz prečne obremenitve na profil IPE160 v MSN.....	16
Slika 8: prikaz upogibne obremenitve na profil IPE160 v MSN	16
Slika 9: prikaz osne obremenitve na profil CEV 108/16 v MSN.....	18
Slika 10: prikaz prečne obremenitve v smeri Y na profil CEV 108/16 v MSN	19
Slika 11: prikaz prečne obremenitve v smeri Z na profil CEV 108/16 v MSN.....	19
Slika 12: prikaz upogibne obremenitve v smeri Y na profil CEV 108/16 v MSN	20
Slika 13: prikaz upogibne obremenitve v smeri Z na profil CEV 108/16 v MSN	20
Slika 14: prikaz stika med palico in nosilcem	25
Slika 15: prikaz stika med profiloma IPE 140 ter IPE 160	27
Slika 16: prikaz vezne pločevine v prerezu 1-1	30
Slika 17: prikaz IPE 140 v prerezu 2-2.....	31
Slika 18: stike stebra in profila IPE 160	32
Slika 19: prikaz stika med stebrom in temeljom.....	36
Slika 20: prikaz tlačene cone na čelni pločevini pri stiku temelj-steber	37
Slika 21: prikaz vplivne cone preko katere se prenesejo tlaki	40
Slika 22: prikaz temelja.....	44
Slika 23: prikaz kontaktnih tlakov pod temeljem	51
Slika 24: računa momenta pod temeljem.....	52
Slika 25: prikaz statičnega modela za zgornji del temelja	56
Slika 26: prikaz armature v temelju.....	59

2 STATIČNI IZRAČUN NADSTREŠKA

2.1 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

2.1.1 SNEG

Nadstrešek se nahaja v coni A2 na nadmorski višini 300m. Iz teh dveh podatkov sledi, da je obtežba zaradi snega enaka:

$$s_k = 1,51 \frac{kN}{m^2}.$$

Naklon strehe nadstreška je 2%. Obtežbo snega pomnožimo s faktorjem μ , ki zajame vpliv naklona strehe. Za naš naklon je faktor μ enak 0,8.

$$s_d = 1,51 \frac{kN}{m^2} * 0,8 = 1,21 \frac{kN}{m^2}.$$

2.1.2 VETER

Nadstrešek se nahaja na terenu kategorije III. Višina nadstreška znaša 3,5 m.

Za osnovno hitrost vetra se vzame vrednost $v_{b,0} = 20 \frac{m}{s}$, ki velja za večino Slovenije pod nadmorsko višino 800 m.

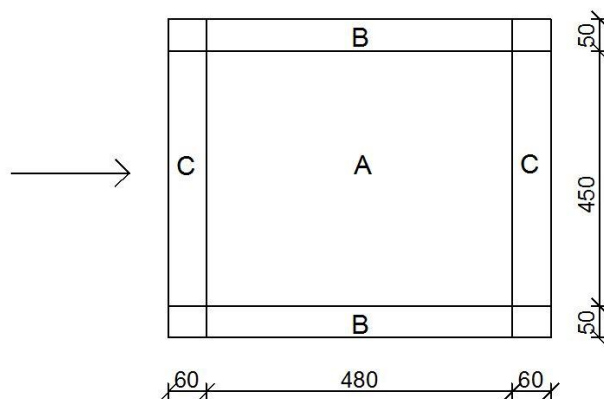
$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 20 \frac{m}{s}.$$

Osnovni tlak za hitrost $20 \frac{m}{s}$ znaša: $q_b = 250 Pa$.

Osnovni tlak pomnožimo s faktorjem izpostavljenosti, ki je odvisen od kategorije terena ter višine nadstreška.

$$q_p = q_b * c_e = 250 Pa * 1,28 = 320 Pa = 0,32 \frac{kN}{m^2}.$$

2.1.2.1 TLAK IN SRK VETRA NA NADSTREŠEK



Slika 1: prikaz con na strehi nadstreška

Če veter vzamemo iz druge strani, bodo vplivi na konstrukcijo prbližno enaki. Do razlik, ki niso merodajne, pride le na robovih.

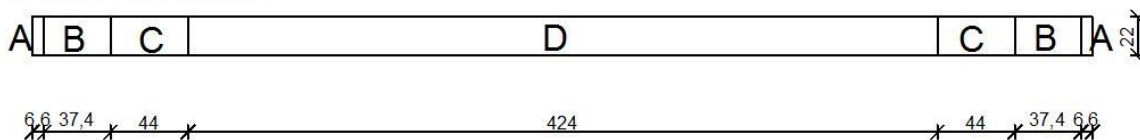
$$p = q_p * c_p.$$

Preglednica 1: račun vpliva vetra na nadstrešek

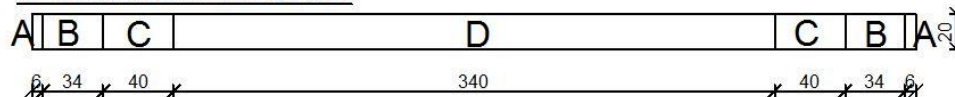
Cona:	Površina:	$c_{p,srk}$	p_{srk}	$c_{p,tlak}$	p_{tlak}
A	19,2 m ²	-1,6	-0,512 $\frac{kN}{m^2}$	0,8	0,256 $\frac{kN}{m^2}$
B	4,8 m ²	-2,2	-0,704 $\frac{kN}{m^2}$	2,1	0,672 $\frac{kN}{m^2}$
C	4,8 m ²	-2,5	-0,8 $\frac{kN}{m^2}$	1,3	0,416 $\frac{kN}{m^2}$
BC	1,2 m ²	-2,35	-0,752 $\frac{kN}{m^2}$	1,7	0,544 $\frac{kN}{m^2}$

2.1.2.2 PRITISK VETRA NA ROBOVE NADSTREŠKA

LEVA-DESNA STRAN



SPREDNJA-ZADNJA STRAN



Slika 2: prikaz con na robovih nadstreška

Preglednica 2: račun vpliva vetra na robove nadstreška

Cona:	$c_{p,net}$	p
A	3,4	1,090 $\frac{kN}{m^2}$
B	2,1	0,672 $\frac{kN}{m^2}$
C	1,7	0,544 $\frac{kN}{m^2}$
D	1,2	0,384 $\frac{kN}{m^2}$

Za oba primera zračunamo povprečje, ki ga nanese na model nadstreška v programu SAP 2000. Upoštevamo vplivne površine in tlake na le-teh.

LEVA-DESNA STRAN: $p = 0,459 \frac{kN}{m^2}$.

SPREDNJA-ZADNJA STRAN: $p = 0,466 \frac{kN}{m^2}$.

2.1.2.3 PRITISK VETRA NA STEBRE NADSTREŠKA

Vpliv vetra na stebre zanemarimo iz sledečih razlogov:

- vplivna površina na steber je majhna,
- ročica do temelja je majhna,
- steber je okrogle oblike in s tem kontrira vplivu vetra.

2.1.2.4 VPLIV TRENJA ZARADI VETRA

Trenje je odvisno od hrapavosti površine. Za spodnjo površino nadstreška, kjer se nahajajo IPE profili, vzamem koeficient trenja $c_{fr} = 0,04$. Za zgornjo površino nadstreška imamo dva različna vpliva. Iz ene strani imamo gladko površino, iz druge pa rebrasto.

Za gladko površino uporabimo $c_{fr} = 0,01$, za rebrasto stran pa $c_{fr} = 0,04$.

$$F_{tr} = A_{tr} * q_p * c_{fr}.$$

Za SPREDAJ-ZADAJ znaša sila: $F_{tr} = 0,48 \text{ kN}$, ki povzroča pritisk $p_{tr} = 0,016 \frac{kN}{m^2}$.

Za LEVO-DESNO znaša sila: $F_{tr} = 0,768 \text{ kN}$, ki povzroča pritisk $p_{tr} = 0,0256 \frac{kN}{m^2}$.

2.1.3 POTRES

Nahajamo se na tleh, ki so tipa B in kjer je projektni pospešek tal enak: $a_g = 0,175 * g$.

Ker je konstrukcija ranga pomembnosti 1, se projektni pospešek tal pomnoži s faktorjem 0,8.

$$a_{g,d} = 0,8 * 0,175 * g = 0,14 * g.$$

Za faktor obnašanja konstrukcije vzamemo vrednost 1. S to predpostavko konstrukciji ni potrebno zagotoviti duktilnega obnašanja. Masa nadstreška je majhna, zato potresna obtežba ne bo merodajna. Kontroliramo le potres v MSU.

Uporabimo kombinaciji:

- X smer: $F_{potr,1} = F_x + 0,3F_y$,

- Y smer: $F_{potr,2} = F_y + 0,3F_x$.

2.1.4 LASTNA IN STALNA TEŽA

Lastno težo nam poračuna program SAP 2000. K stalni obtežbi dodamo še težo strešne kritine. Uporabimo strešno kritino METROPAN LG 40.

Nosilnost panela znaša: $E_{Rd} = 570 \frac{kg}{m^2} * g = 5,59 \frac{kN}{m^2}$.

Teža panela znaša: $g = 0,048 \frac{kN}{m^2}$.

2.1.5 VPLIV LOKALNIH IN GLOBALNIH NEPOPOLNOSTI

2.1.5.1 PROFIL IPE 140

V analizi moramo upoštevati izbočne sile, do katerih pride pri pasu upogibno obremenjenih nosilcev. Tlačeni pasovi se hočeje bočno zvrniti.

Izbočne sile za skupino upogibno obremenjenih elementov določimo z enačbo:

$$q_d = \sum_{i=1}^m N_{Ed,i} 8 \frac{(e_0 + \delta_q)}{L^2},$$
$$e_0 = \alpha_m \frac{L}{500},$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5\left(1 + \frac{1}{m}\right)}.$$

V našem primeru imamo 2 vodoravni povezji za 7 elementov. Upoštevamo $m=3,5$.

$$e_0 = 0,008 \text{ m}.$$

Da je povezje dovolj togo, naj δ_q ne bi presegal $\frac{L}{500}$ ali celo $\frac{L}{1000}$. Izberemo si $\frac{L}{1000}$.

$$\delta_q = 0,021 \text{ m}.$$

Ker imamo skupino profilov IPE 140, lahko notranje momente seštejemo, jih delimo z višino elementa in dobimo skupinsko silo. Izračunamo silo, ki deluje na vsako od povezji.

$$q_d = 180,31 \text{ kN} * 8 * \frac{0,029 \text{ m}}{(5 \text{ m})^2} = 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$F_d = 8,37 \text{ kN}.$$

2.1.5.2 PROFIL IPE 160

Po enakem postopku kot pri profilu IPE 140, tudi za profil IPE 160 določimo izbočno silo na povezje.

V tem primeru je $m=2$, skupna sila pa znaša: $N_{Ed} = 156 \text{ kN}$.

$$q_d = \sum_{i=1}^m N_{Ed,i} 8 \frac{(e_0 + \delta_q)}{L^2}.$$

Pri čemer so:

$$e_0 = 0,01 \text{ m},$$

$$\delta_q = 0,022 \text{ m}.$$

Sila, ki jo mora povezje prenesti, znaša:

$$q_d = 1,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$F_d = 6,6 \text{ kN}.$$

2.1.5.3 STEBRI

Vpliv nepopolnosti stebrov nadomestimo tako, da jih obtežimo s horizontalno silo.

$$q_i = \frac{8N_{Ed}e_o}{L^2}; \text{ pri čemer je } e_o = \frac{L}{500}.$$

Horizontalna sila, ki jo naneseemo na stebre, znaša:

$$q_d = 0,1 \frac{kN}{m}.$$

2.2 KONTROLE NOSILNOSTI IN STABILNOSTI JEKLENIH ELEMENTOV

2.2.1 KROVNA PLOČEVINA

2.2.1.1 KONTROLA NOSILNOSTI

Nosilnost krovne pločevine znaša: $E_{Rd} = 570 \frac{kg}{m^2} * g = 5,59 \frac{kN}{m^2}$.

Preverimo njeno nosilnost, če nanjo deluje lastna teža, sneg in veter.

$$E_{Ed} = 1,35 * E_{l,t} + 1,5 * E_{sneg} + 0,9 * E_{veter,tlak},$$

$$E_{Ed} = 1,35 * 0,048 \frac{kN}{m^2} + 1,5 * 1,21 \frac{kN}{m^2} + 0,9 * 0,672 \frac{kN}{m^2} = 2,5 \frac{kN}{m^2},$$

$$E_{Ed} = 2,5 \frac{kN}{m^2} < E_{Rd} = 5,59 \frac{kN}{m^2}.$$

Krovna pločevina je dovolj nosilna.

2.2.1.2 PRITRJEVANJE PLOČEVINE IN KONTROLA VIJAKA

2.2.1.2.1 POTREBNO ŠTEVILO VIJAKOV

Ker lahko pride do srka vetra, je potrebno krovno pločevino ustrezno privijačiti. Projektna sila zaradi srka vetra znaša:

$$E_{Ed} = 1 * E_{l,t} - 1,5 * E_{veter,srk},$$

$$E_{Ed} = 1 * 0,048 \frac{kN}{m^2} - 1,5 * 0,8 \frac{kN}{m^2} = -1,152 \frac{kN}{m^2}.$$

Za sidranje si izberemo samorezni vijak M2 8.8, ki ima natezno nosilnost $F_{T,Rd} = 1,65 kN$.

Potrebno število vijakov:

$$n = \frac{E_{Ed}}{F_{T,Rd}} = 0,7 \frac{vijakov}{m^2}.$$

Ker je potrebno število vijakov manjše od 1, se jih namesti toliko, da bo pločevina ustrezno pritrjena.

2.2.1.2.2 PREVERBA PREBOJA VIJAKA

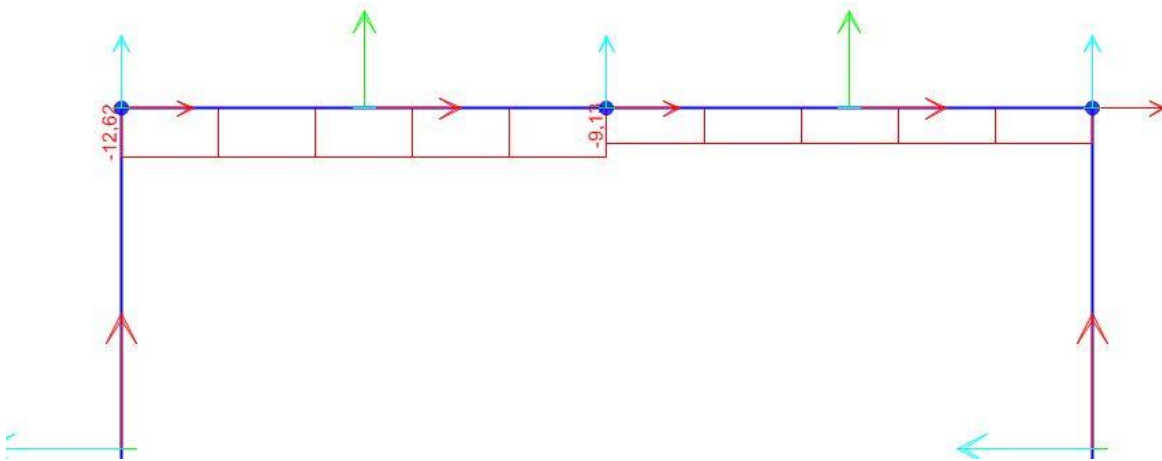
Odpornost pločevine proti preboju se izračuna z izrazom:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 * 3,14 * 0,3cm * 0,05cm * 36 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} = 0,814kN.$$

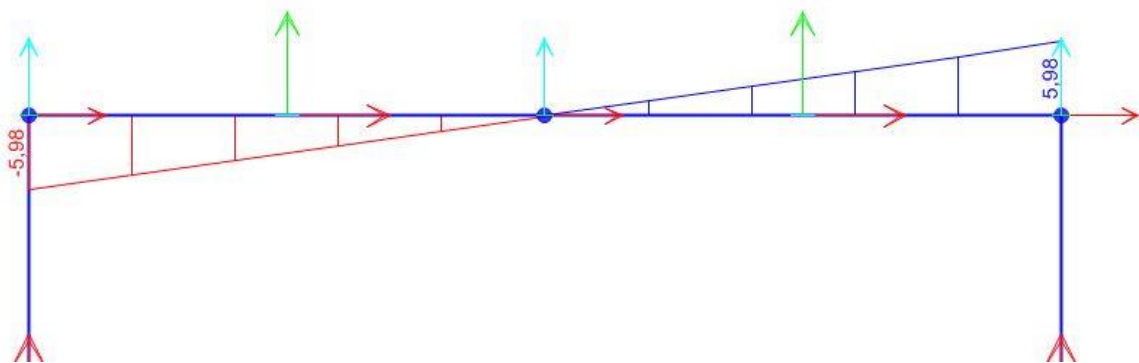
Iz tega pogoja dobimo, da je potrebno število vijakov:

$$n = \frac{E_{Ed}}{B_{p,Rd}} = 1,42 \frac{vijakov}{m^2}.$$

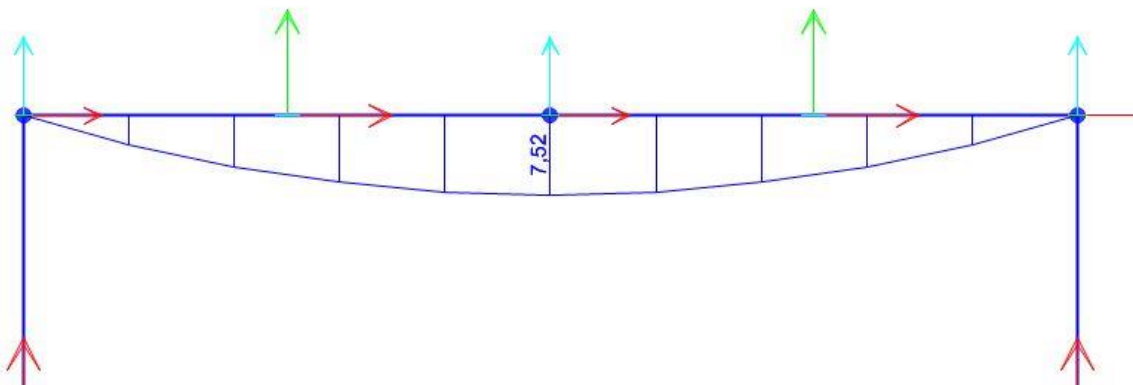
2.2.2 PROFIL IPE 140



Slika 3: prikaz osne obremenitve na profil IPE140 v MSN



Slika 4: prikaz prečne obremenitve na profil IPE140 v MSN



Slika 5: prikaz upogibne obremenitve na profil IPE140 v MSN

2.2.2.1 PROJEKTNE OBREMENTITVE

Osna sila: $N_{Ed} = -12,6 \text{ kN}$,

Prečna sila: $V_{Ed} = 6 \text{ kN}$,

Upogibni moment: $M_{Ed} = 7,5 \text{ kNm}$.

2.2.2.2 KONTROLE NOSILNOSTI IN STABILNOST

2.2.2.2.1 OSNA IN UPOGIBNA NOSILNOST

$$N_{pl,Rd} = A * f_y = 16,4 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 385,4 \text{ kN},$$

$$N_{pl,Rd} = 385,4 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 12,6 \text{ kN}.$$

$$M_{y,el,Rd} = W_y * f_y = 77,3 \text{ cm}^3 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 18,2 \text{ kNm},$$

$$M_{y,el,Rd} = 18,2 \text{ kNm} \geq M_{y,el,Ed} = 7,5 \text{ kNm}.$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \left| -10,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right| \leq 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.2.2.2.2 NOSILNOST NA PREČNO SILO

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M,0} \sqrt{3}} = \frac{1,2 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M,0} \sqrt{3}} = 96,6 \text{ kN},$$

$$V_{pl,Rd} = 96,6 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 6 \text{ kN},$$

$$0,5 * V_{pl,Rd} = 48,3 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 6 \text{ kN}.$$

Ker je $0,5 * V_{pl,Rd} \geq V_{Ed}$, ne rabimo preverjati interakcije med upogibnim momentom in prečno silo.

2.2.2.2.3 KONTROLA UKLONA NOSILCA**Preglednica 3: kontrola uklona nosilca IPE 140**

i	A_i	I_i	i_i	$\bar{\lambda}_i$	α_i	\varnothing_i	χ_i	$N_{b,Rd,i}$
Y	$16,4\text{cm}^2$	541cm^4	$5,74\text{cm}$	0,93	0,21	1,01	0,71	273,6 kN
Z	$16,4\text{cm}^2$	$44,9\text{cm}^4$	$1,65\text{cm}$	3,23	0,34	6,23	0,087	33,2 kN

$$N_{b,Rd} = \min[273,6 \text{ kN}; 33,2 \text{ kN}] = 33,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = |-12,6 \text{ kN}|.$$

2.2.2.2.4 KONTROLA BOČNE ZVRNITVE ELEMENTA

S programom LTBeam poračunamo kritični moment:

$$M_{cr} = 26,3 \text{ kNm},$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} = 0,831,$$

$$\varnothing_{LT} = 0,832 \text{ za } \alpha_{LT} = 0,34,$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varnothing_{LT} + \sqrt{\varnothing_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,8,$$

$$M_{b,Rd} = 14,53 \text{ kNm} \geq M_{y,el,Ed} = 7,5 \text{ kNm}.$$

2.2.2.2.5 KONTROLA GLOBALNE STABILNOSTI Z UPOŠTEVANJEM UKLONA IN BOČNE ZVRNITVE

Zadostiti moramo enačbama:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} \leq 1,$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} \leq 1.$$

Pri čemer so:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right),$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{N_{Ed} * \bar{\lambda}_z * 0,05}{(C_{mLT} - 0,25) * \chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right) \geq \left(1 - \frac{N_{Ed} * 0,05}{(C_{mLT} - 0,25) * \chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right),$$

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,95,$$

$$k_{yy} = 0,974 \leq 0,976,$$

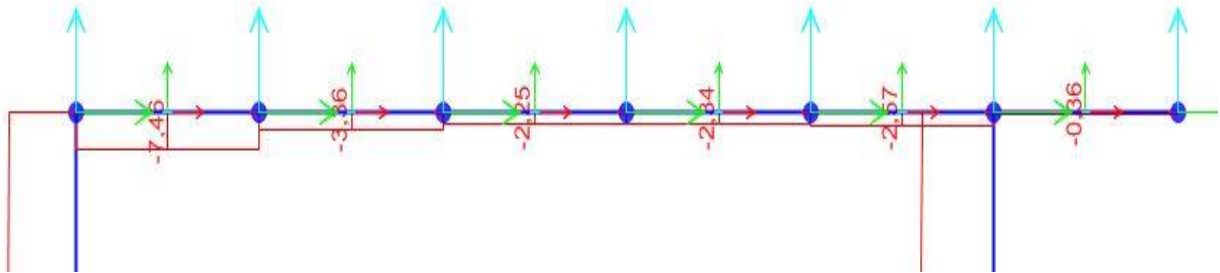
$$k_{zy} = 0,914 \geq 0,973.$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} = 0,046 + 0,503 = 0,55 \leq 1.$$

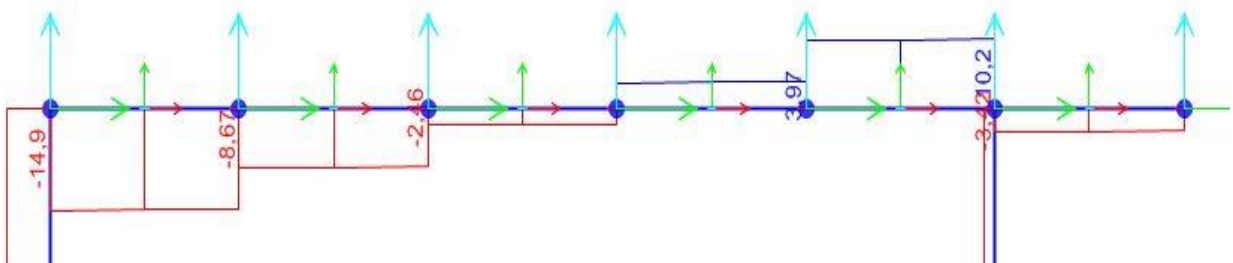
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} = 0,376 + 0,502 = 0,88 \leq 1.$$

Nosilnosti in stabilnosti elementa je zadoščeno.

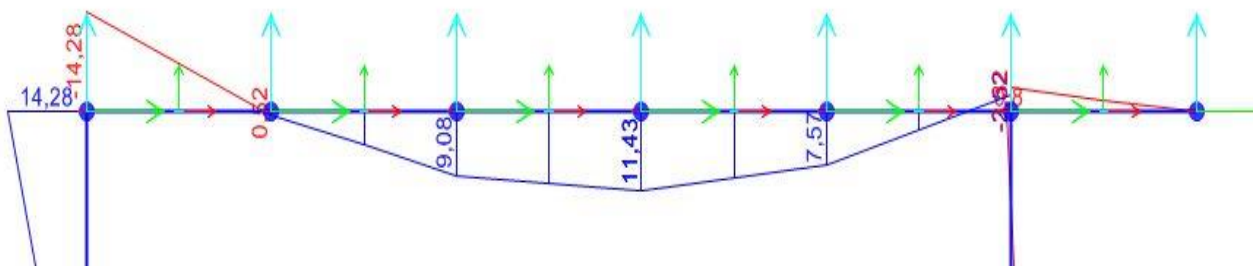
2.2.3 PROFIL IPE 160



Slika 6: prikaz osne obremenitve na profil IPE160 v MSN



Slika 7: prikaz prečne obremenitve na profil IPE160 v MSN



Slika 8: prikaz upogibne obremenitve na profil IPE160 v MSN

2.2.3.1 PROJEKTNE OBREMENTITVE

Osna sila: $N_{Ed} = -7,5 \text{ kN}$,

Prečna sila: $V_{Ed} = 14,9 \text{ kN}$,

Upogibni moment: $M_{Ed} = -14,3 \text{ kNm}$.

2.2.3.2 KONTROLE NOSILNOSTI IN STABILNOST

2.2.3.2.1 OSNA IN UPOGIBNA NOSILNOST

$$N_{pl,Rd} = A * f_y = 20,1 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 472,35 \text{ kN},$$

$$N_{pl,Rd} = 472,35 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 7,5 \text{ kN}.$$

$$M_{y,el,Rd} = W_y * f_y = 109 \text{ cm}^3 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 25,62 \text{ kNm},$$

$$M_{y,el,Rd} = 25,62 \text{ kNm} \geq M_{y,el,Ed} = 14,3 \text{ kNm}.$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \left| -13,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right| \leq 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.2.3.2.2 NOSILNOST NA PREČNO SILO

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M,0} \sqrt{3}} = \frac{1,2 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M,0} \sqrt{3}} = 118,2 \text{ kN},$$

$$V_{pl,Rd} = 118,2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 14,9 \text{ kN},$$

$$0,5 * V_{pl,Rd} = 59,1 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 14,9 \text{ kN}.$$

Ker je $0,5 * V_{pl,Rd} \geq V_{Ed}$, ne rabimo preverjati interakcije med upogibnim momentom in prečno silo.

2.2.3.2.3 KONTROLA UKLONA NOSILCA

Preglednica 4: kontrola uklona nosilca IPE 160

i	A_i	I_i	i_i	$L_{u,i}$	$\bar{\lambda}_i$	α_i	\varnothing_i	χ_i	$N_{b,Rd,i}$
Y	$20,1\text{cm}^2$	869cm^4	$6,58\text{cm}$	250cm	0,405	0,21	0,604	0,951	449,2 kN
Z	$20,1\text{cm}^2$	$68,3\text{cm}^4$	$1,84\text{cm}$	100cm	0,58	0,34	0,73	0,852	402,6 kN

$$N_{b,Rd} = \min[449,2 \text{ kN}; 402,6 \text{ kN}] = 402,6 \text{ kN} \geq N_{Ed} = |-7,5 \text{ kN}|.$$

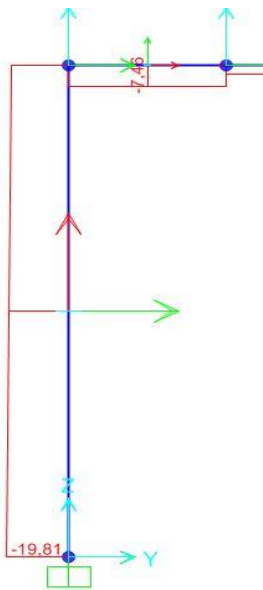
2.2.3.2.4 KONTROLA BOČNE ZVRNITVE ELEMENTA

Element je na vsak meter bočno podprt. Z metodo tlačene pasnice preverimo, ali je bočna zvrnitev merodajna.

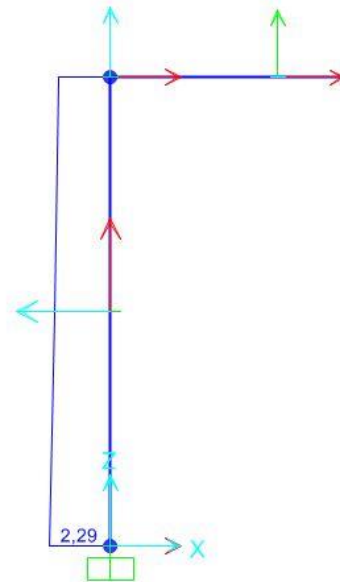
$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c * L_c}{i_{f,z} * \lambda_1} = \frac{1 * 100}{\sqrt{\frac{34,2}{10,05}} * 93,9} = 0,58 \leq \bar{\lambda}_{co} * \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 * \frac{25,62 \text{ kNm}}{14,3 \text{ kNm}} = 0,9.$$

Do bočne zvrnitve ne pride.

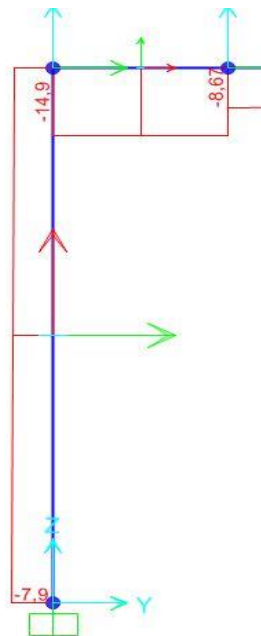
2.2.4 STEBER-CEV 108/16



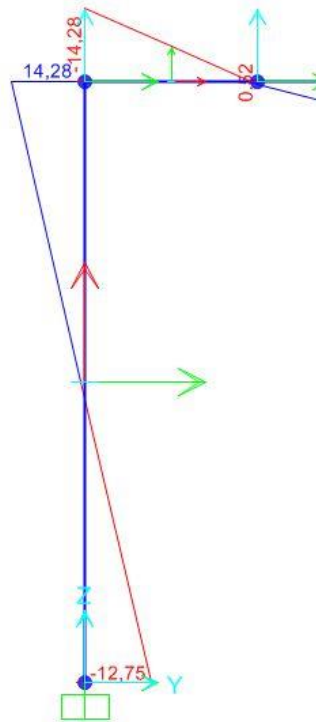
Slika 9: prikaz osne obremenitve na profil CEV 108/16 v MSN



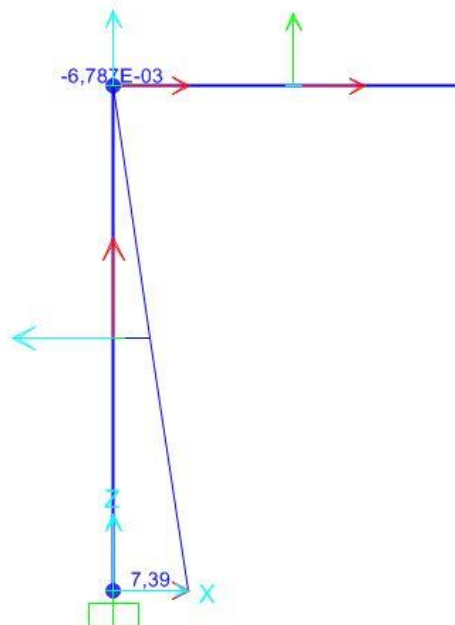
Slika 10: prikaz prečne obremenitve v smeri Y na profil CEV 108/16 v MSN



Slika 11: prikaz prečne obremenitve v smeri Z na profil CEV 108/16 v MSN



Slika 12: prikaz upogibne obremenitve v smeri Y na profil CEV 108/16 v MSN



Slika 13: prikaz upogibne obremenitve v smeri Z na profil CEV 108/16 v MSN

2.2.4.1 PROJEKTNE OBREMENTITVE

Osna sila: $N_{Ed} = -20 \text{ kN}$,

Prečne sile: $V_{Ed,y} = 7,9 \text{ kN}$, $V_{Ed,z} = 2,3 \text{ kN}$,

Upogibni momenti: $M_{Ed,y} = -12,75 \text{ kNm}$, $M_{Ed,z} = 7,4 \text{ kNm}$.

2.2.4.2 KONTROLE NOSILNOSTI IN STABILNOST

2.2.4.2.1 OSNA IN UPOGIBNA NOSILNOST

$$N_{pl,Rd} = A * f_y = 46,24 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1086,64 \text{ kN},$$

$$N_{pl,Rd} = 1086,5 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 20 \text{ kN}.$$

$$M_{y,el,Rd} = W_y * f_y = 93,34 \text{ cm}^3 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 21,93 \text{ kNm},$$

$$M_{y,el,Rd} = 21,93 \text{ kNm} \geq M_{y,el,Ed} + M_{z,el,Ed} = 20,15 \text{ kNm}.$$

Momenta lahko združimo, saj imamo dvoosno simetričen prerez.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \left| 22,02 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right| \leq 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.2.4.2.2 NOSILNOST NA PREČNO SILO

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M,0} \sqrt{3}} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M,0} \sqrt{3}} = 627,4 \text{ kN},$$

$$V_{pl,Rd} = 627,4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 10,2 \text{ kN},$$

$$0,5 * V_{pl,Rd} = 313,7 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 10,2 \text{ kN}.$$

Ker je $0,5 * V_{pl,Rd} \geq V_{Ed}$, ne rabimo preverjati interakcije med upogibnim momentom in prečno silo.

2.2.4.2.3 KONTROLA UKLONA NOSILCA**Preglednica 5: kontrola uklona stebra**

i	A_i	I_i	i_i	$\bar{\lambda}_i$	α_i	\emptyset_i	χ_i	$N_{b,Rd,i}$
Y	$46,24\text{cm}^2$	$504,1\text{cm}^4$	$3,3\text{cm}$	2,259	0,21	3,267	0,178	193,1 kN
Z	$46,24\text{cm}^2$	$504,1\text{cm}^4$	$3,3\text{cm}$	2,259	0,21	3,267	0,178	193,1 kN

$$N_{b,Rd} = 193,1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = |-20 \text{ kN}|.$$

2.2.4.2.4 KONTROLA BOČNE ZVRNITVE ELEMENTA

Bočna zvrnitev pri cevastih profilih ni merodajna.

$$\chi_{LT} = 1.$$

2.2.4.2.5 KONTROLA GLOBALNE STABILNOSTI Z UPOŠTEVANJEM UKLONA IN BOČNE ZVRNITVE

Zadostiti moramo enačbama:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} * W_z * f_y / \gamma_{M,1}} \leq 1,$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} * W_z * f_y / \gamma_{M,1}} \leq 1.$$

Pri čemer so:

$$k_{yy} = 1,25k_{zy} = C_{my} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right),$$

$$k_{zz} = k_{yz} = C_{mz} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} \right),$$

$$C_{my} = C_{mz} = 0,6,$$

$$k_{yy} = 1,25k_{zy} = 0,684 \leq 0,637,$$

$$k_{zz} = k_{yz} = 0,684 \leq 0,637.$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} * W_z * f_y / \gamma_{M,1}} = 0,69 \leq 1.$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * A_i * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * W_y * f_y / \gamma_{M,1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} * W_z * f_y / \gamma_{M,1}} = 0,61 \leq 1.$$

Nosilnosti in stabilnosti elementa je zadoščeno.

2.2.5 PALICE-CEV 25/2

Za vse palice si izberem cevast presek 25/2 mm. Tlačene diagonale se uklonijo in nosijo samo v nategu. Palice, ki povezujejo elemente IPE 140, morajo prenašati tlake, zato jih preverimo na uklon.

Maksimalna natezna osna sila znaša:

$$N_{Ed,max} = 12,8 \text{ kN}.$$

Minimalna tlačna osna sila zaradi zavetrovanja znaša:

$$N_{Ed,max} = -7,7 \text{ kN}.$$

2.2.5.1 KONTROLA NOSILNOSTI PALICE

$$N_{pl,Rd} = A * f_y = 1,445 \text{ cm}^2 * 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 33,96 \text{ kN},$$

$$N_{pl,Rd} = 33,96 \text{ kN} \geq N_{Ed,max} = 12,8 \text{ kN}.$$

Oсна nosilnost palice je dovolj velika.

2.2.5.2 KONTROLA STABILNOSTI PALICE-UKLON

Preglednica 6: kontrola uklona palice med profili IPE 140

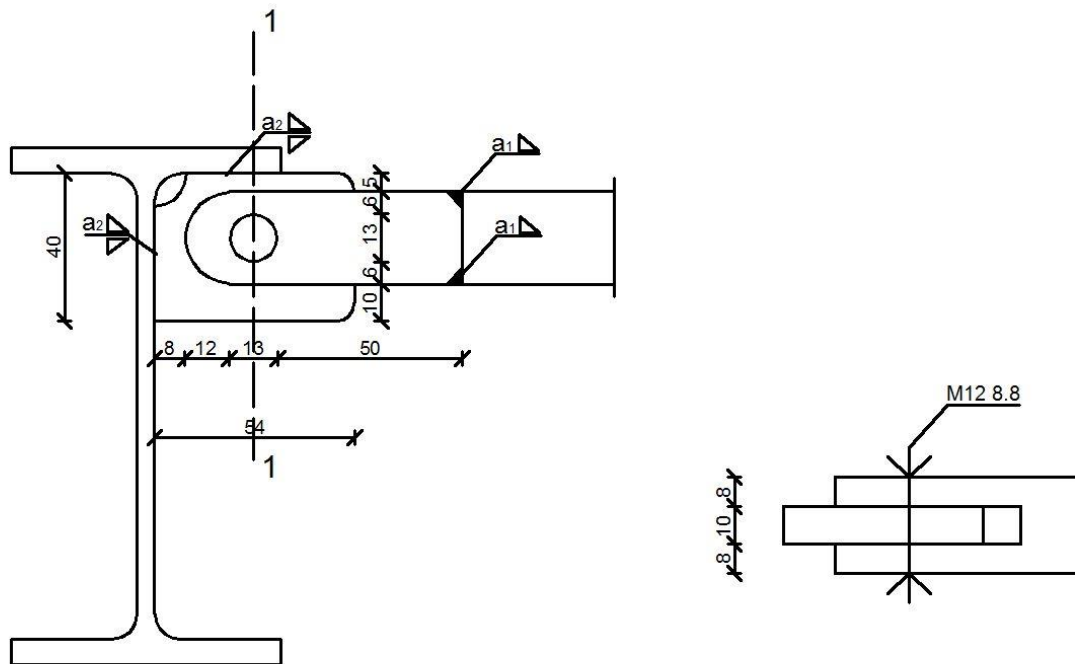
i	A_i	I_i	i_i	$\bar{\lambda}_i$	α_i	\varnothing_i	χ_i	$N_{b,Rd,i}$
Y,Z	$1,445 \text{ cm}^2$	$0,963 \text{ cm}^4$	$0,816 \text{ cm}$	1,305	0,21	1,468	0,467	$15,87 \text{ kN}$

Uklonska dolžina znaša 100 cm.

$$N_{b,Rd,i} = 15,87 \text{ kN} \geq N_{Ed,min} = |-12,8 \text{ kN}|.$$

2.3 DIMENZIONIRANJE STIKOV

2.3.1 STIK PALICA-NOSILEC



Slika 14: prikaz stika med palico in nosilec

Oсна nosilnost palice znaša: $N_{pl,Rd} = 33,96 \text{ kN}$. Ker moramo stik dimenzionirati na nosilnost palice, kontroliramo kritična mesta na silo $N_{pl,Rd} = 33,96 \text{ kN}$.

2.3.1.1 KONTROLA VIJAKA

Strižna nosilnost vijaka znaša $F_{v,Rd} = 32,4 \text{ kN}$. Ker imamo 2 strižni ravnini, je skupna strižna nosilnost vijaka:

$$F_{v,Rd,skup} = 64,8 \text{ kN} \geq N_{pl,Rd} = 33,96 \text{ kN}.$$

2.3.1.2 KONTROLA PREPREZ 1-1

Potreben prerez, da prevzamemo polno nosilnost palice, znaša:

$$A_{potr} = \frac{N_{pl,Rd}}{f_y} = 1,445 \text{ cm}^2.$$

Dejanski prerez na palici znaša:

$$A_{dej} = 0,6 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm} * 4 = 1,92 \text{ cm}^2 \geq 1,445 \text{ cm}^2.$$

Dejanski prerez na pločevini znaša:

$$A_{dej} = 2,7 \text{ cm} * 1 \text{ cm} = 2,7 \text{ cm}^2 \geq 1,445 \text{ cm}^2.$$

2.3.1.3 DIMENZIJE ZVAROV**2.3.1.3.1 ZVAR a_2**

Zvar a_2 naredimo polno nosilen.

$$a_2 = 0,46 * t = 4,6 \text{ mm} \dots \dots a_2 = 5 \text{ mm}.$$

2.3.1.3.2 ZVAR a_1

$$\frac{N_{pl,Rd}}{A} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M,2} \sqrt{3}} = 20,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$A = a_1 * l_{obseg} \geq 1,634 \text{ cm}^2.$$

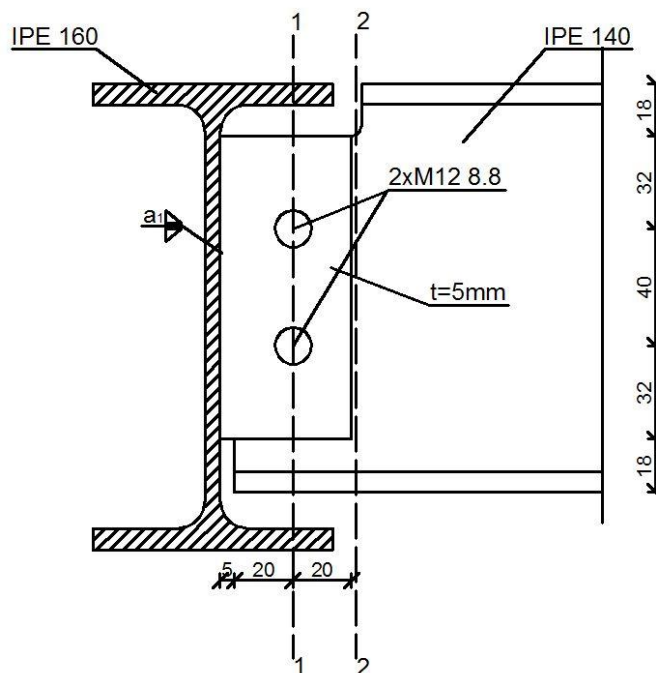
Za račun obsega zvara upoštevamo zmanjšanj radij. Vzamemo $r = 11 \text{ mm}$.

$$l_{obseg} = 2 * \pi * r = 6,9 \text{ cm},$$

$$a_1 \geq \frac{1,634 \text{ cm}^2}{l_{obseg}} = 0,24 \text{ cm},$$

$$a_1 = 3 \text{ mm}.$$

2.3.2 STIK PROFILOV IPE 140 in IPE 160



Slika 15: prikaz stika med profiloma IPE 140 ter IPE 160

2.3.2.1 PROJEKTNE OBREMENTITVE

Osna sila: $N_{Ed} = -12,6 \text{ kN}$,

Prečna sila: $V_{Ed,y} = 6 \text{ kN}$,

Upogibni moment: $M_{Ed,y} = 7,5 \text{ kNm}$.

2.3.2.2 KONTROLA ODDALJENOSTI MED PROFILOMA

Nadomestna obtežba na profil znaša: $p_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot 8}{L^2} = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

Zadostiti moramo enačbi: $\delta_{potr} = \frac{p_{Ed} \cdot L^3}{24EI} \leq \delta_{raz} = \frac{2 \cdot a}{h}$.

Iz tega pogoja dobimo, da mora biti razdalja med profiloma: $a \geq 0,77 \text{ mm}$.

Ker je naša izbrana razdalje 5 mm, je pogoju zadoščeno.

2.3.2.3 KONTROLA VIJAKOV

Ker je ničelna točka momenta v težišču profila IPE 160, deluje na vijake moment:

$$e = 25\text{mm} + \frac{t_w^{IPE\ 160}}{2} = 27,5\ \text{mm},$$

$$M_{Ed}^{stik} = V_{Ed} * e - p_{Ed} * \frac{e^2}{2} = 16,4\ \text{kNcm}.$$

Prečna sila, ki deluje na vijake, znaša:

$$V_{Ed}^{stik} = V_{Ed} - p_{Ed} * e = 5,94\ \text{kN}.$$

Na vijake deluje tudi osna sila:

$$N_{Ed}^{stik} = -12,6\ \text{kN}.$$

Vijaka moment prevzmeta z dvojico sil. Silo, ki je vodoravna, dobimo s pomočjo izraza:

$$F_{MAX} = \frac{M_{Ed}^{stik} * a_{max}}{\sum a_{max}^2} = 4,1\ \text{kN}.$$

Preglednica 7: skupna sila na en vijak

	PREČNA SILA:	OSNA SILA:	MOMENT:	SKUPAJ:
VODORAVNA ($F_{V,skup}$)		-6,3 kN	$\pm 4,1\ \text{kN}$	-10,4 kN
NAVPIČNA ($F_{N,skup}$)	2,97 kN			2,97 kN

Skupna strižna sila na vijak znaša: $F_{skup} = \sqrt{F_{N,skup}^2 + F_{V,skup}^2} = 10,82\ \text{kN}$.

Strižna odpornost vijaka znaša:

$$F_{V,Rd} = 32,4\ \text{kN} \geq F_{skup} = 10,82\ \text{kN}.$$

2.3.2.4 ZVAR MED VEZNO PLOČEVINO IN PROFILOM IPE 160

Uporabimo polnosilen zvar:

$$a_1 \geq 0,46 * t = 2,3\text{mm},$$

$$a_1 = 3\text{mm}.$$

2.3.2.5 KONTROLA BOČNIH PRITISKOV

Nosilnost na bočni pritisk zračunamo s pomočjo izraza:

$$F_{B,Rd} = \frac{k_1 * f_u * \alpha_b * d * t}{\gamma_{M,2}}$$

Pri čemer je:

$$k_1 = \min\left(2,8 * \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 * \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right),$$

$$\alpha_b = \frac{e_1}{3 * d_0}$$

Vrednosti, ki jih uporabimo v izrazu za izračun k_1 se nanašajo na smer pravokotno na delovanje obtežbe. Vrednosti za izračun α_b pa na smer delovanja obtežbe.

Največja obtežba deluje v horizontalni smeri. V tej smeri imamo tudi najkrajše razdalje med težiščem vijaka in koncem pločevine. Kontroliramo bočne pritiske samo na horizontalno obtežbo.

$$k_1 = \min\left(2,8 * \frac{32}{13} - 1,7; 1,4 * \frac{40}{13} - 1,7; 2,5\right) = 2,5,$$

$$\alpha_b = \frac{20}{3 * 13} = 0,513,$$

$$t = \min(t_w^{IPE 140}; t_w^{vezna}) = 4,7 \text{ mm},$$

$$F_{B,Rd} = \frac{k_1 * f_u * \alpha_b * d * t}{\gamma_{M,2}} = \frac{2,5 * 0,513 * 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 1,2 \text{ cm} * 0,47 \text{ cm}}{1,25} = 20,83 \text{ kN}.$$

$$F_{B,Rd} = 20,83 \text{ kN} \geq F_{V,skup} = 10,4 \text{ kN}.$$

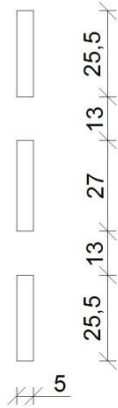
Da pride do duktilne porušitve, mora biti nosilnost na bočni pritisk manjša od strižne nosilnosti vijaka.

$$F_{B,Rd} = 20,83 \text{ kN} \leq F_{V,Rd} = 32,4 \text{ kN}.$$

2.3.2.6 KONTROLA STRIŽNEGA IZTRGA

Zaradi majhnih prečnih sil in tlačne osne sile ta kontrola ni merodajna.

2.3.2.7 KONTROLA VEZNE PLOČEVINE V PREREZU 1-1



Iz programa AUTOCAD dobimo geometrijske karakteristike:

$$- A = 2,9 \text{ cm}^2,$$

$$- I = 41,5 \text{ cm}^4,$$

$$- W = 8 \text{ cm}^2.$$

Slika 16: prikaz vezne pločevine v prerezu 1-1

Na vezno pločevino deluje moment ter prečna sila:

$$M_{Ed}^{stik} = V_{Ed} * e - p_{Ed} * \frac{e^2}{2} = 16,4 \text{ kNcm},$$

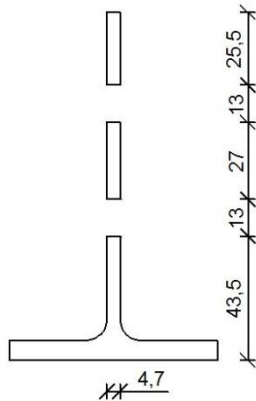
$$V_{Ed}^{stik} = V_{Ed} - p_{Ed} * e = 5,94 \text{ kN}.$$

Nosilnost pločevine prekontroliramo z Missessovim pogojem, ki se glasi:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 * \tau^2} \leq f_y,$$

$$\sqrt{\left(\frac{M_{Ed}^{stik}}{W}\right)^2 + 3 * \left(\frac{V_{Ed}^{stik}}{A}\right)^2} = 4,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

2.3.2.8 KONTROLA PROFILA IPE 140 V PREREZU 2-2



Iz programa AUTOCAD dobimo geometrijske karakteristike:

$$- A = 9,4 \text{ cm}^2,$$

$$- I = 136 \text{ cm}^4,$$

$$- W = 35 \text{ cm}^2.$$

Slika 17: prikaz IPE 140 v prerezu 2-2

Ker so geometrijske karakteristike bistveno večje od karakteristik pri vezni pločevini, kontrole niso potrebne.

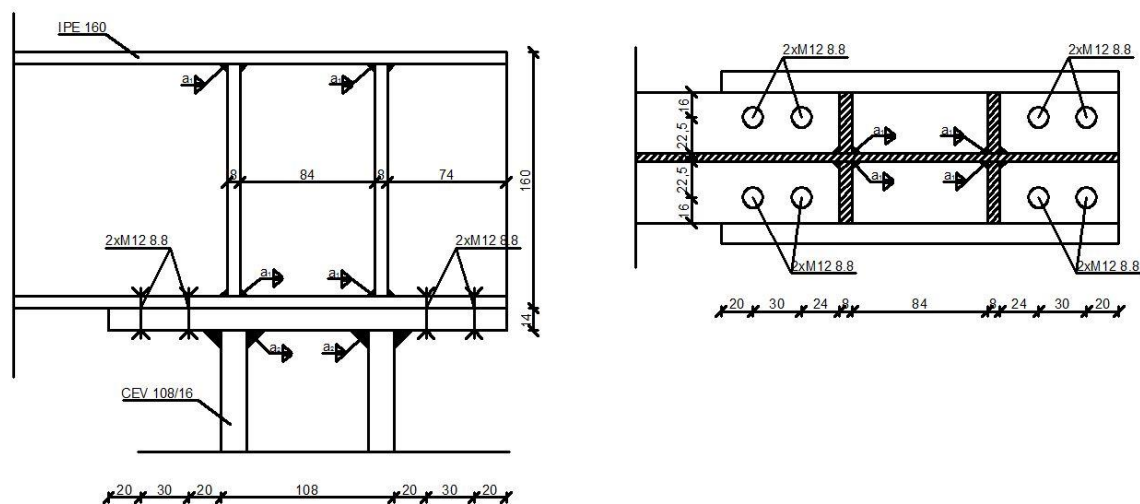
2.3.2.9 KONTROLA PROFILA IPE 140 V PREREZU 2-2

Prerez 2-2 ni merodajen iz sledečih razlogov:

- obtežbe se bistveno ne spremenijo,
- imamo večjo površino prereza,
- imamo večji odpornostni moment prereza.

2.3.3 STIK PROFILA IPE 160 IN STEBRA

Za dimenzioniranje stika si izberemo najbolj obremenjen stik. Vse ostale stike izvedemo enake.



Slika 18: stike stebra in profila IPE 160

2.3.3.1 PROJEKTNE OBREMITVE

Osna sila: $N_{Ed} = -20 \text{ kN}$,

Prečni sili: $V_{Ed,y} = 7,9 \text{ kN}$; $V_{Ed,z} = 2,3 \text{ kN}$,

Upogibni moment: $M_{Ed,y} = 14,3 \text{ kNm}$.

2.3.3.2 KONTROLA NAJBOLJ OBREMENJENEGA VIJAKA

Vijaki so obremenjeni strižno in natezno. Na vsak vijak se prenese strižna sila:

$$V_{Ed,y,vijak} = 0,99 \text{ kN}; V_{Ed,z,vijak} = 0,29 \text{ kN}.$$

Skupna obremenitev vijaka zaradi striga znaša:

$$F_{V,Ed} = \sqrt{V_{Ed,y,vijak}^2 + V_{Ed,z,vijak}^2} = 1,03 \text{ kN}.$$

Zaradi momenta in osne sile se v vijakih pojavijo nategi. Največja obremenitev je na robnem vijaku in znaša:

$$F_{MAX} = \frac{M_{Ed}^{stik} * a_{max}}{2 * \sum a_i^2} = \frac{(M_{Ed,y} - N_{Ed} * 4,6cm) * 15cm}{2 * (12^2 + 15^2)} = 27,2 kN.$$

Ker na vijak deluje kombinacija striga in natega, moramo zadostiti enačbi, ki se glasi:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{T,Ed}}{1,4 * F_{T,Rd}} \leq 1,$$
$$\frac{1,03kN}{32,4kN} + \frac{27,2kN}{1,4 * 48,6kN} = 0,43 \leq 1.$$

Zaradi skupine vijakov se pojavi rezultantna koncentrirana sila, ki deluje na prečno ojačitev ter cev in ima velikost:

$$R_C = \sum_{i=1}^2 2 * F_i - N_{Ed} = 2 * (27,2kN + 23,6kN) + 20kN = 121,6 kN.$$

2.3.3.3 VNOS KONCENTRIRANE OBTEŽBE

Silo R_C prevzamemo s privarjeno ojačitvijo. Potreben prerez te ojačitve je:

$$A_{potr} \geq \frac{R_C}{f_y} = 5,2 cm^2,$$
$$A_{dej} = 6,16 cm^2 \geq 5,2 cm^2.$$

2.3.3.4 KONTROLA UKLONA OJAČITVE

$$A_{dej} = 6,16 cm^2; I_{dej} = \frac{7,7^3 * 0,8}{12} = 30,4 cm^4,$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{dej}}{A_{dej}}} = 2,22 cm,$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l_u}{i * \lambda_1} = \frac{0,75 * h_v}{2,22 * 93,9} = 0,052 \leq 0,2.$$

Do uklona ne pride, ker je vitkost premajhna.

2.3.3.5 KONTROLA PREVZEMA KONCENTRITANE OBTEŽBE S STRIŽNIM PANELOM

$$V_{Rd,pl} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3}} = 131 \text{ kN} \geq R_C = 121,6 \text{ kN}.$$

2.3.3.6 KONTROLA PREBOJA PLOČEVINE

Za čelno pločevini si izberemo debelino: $t_{\check{c}p} = 14\text{mm} \geq d = 12\text{mm}$, pri čemer je d premer vijaka.

Debelina pasnice profila IPE 160 je enaka: $t_f = 7,4\text{mm} \geq 0,5t_{\check{c}p} = 7\text{mm}$.

Za jeklo S235 in vijake M12 8.8 velja, da ne pride do preboja, če je debelina pločevine večja od 4,8 mm.

V našem primeru je minimalna debelina pločevine enaka:

$$t_{min} = \min(14\text{mm}; 7,4\text{mm}) = 7,4\text{mm},$$

$$t_{min} = 7,4 \text{ mm} \geq 4,8 \text{ mm}.$$

2.3.3.7 KONTROLA BOČNIH PRITISKOV

Ker so strižne obremenitve, ki se prenesejo na vijake zelo majhne, kontrola bočnih pritiskov ni merodajna.

2.3.3.8 DIMENZIONIRANJE ZVAROV

Oba zvara naredimo polnonosilna.

$$a_1 \geq 0,46 * 8\text{mm} = 3,68\text{mm},$$

$$a_1 = 4\text{mm}.$$

$$a_2 \geq 0,46 * 16\text{mm} = 7,36\text{mm},$$

$$a_2 = 8\text{mm}.$$

Na mestu, kjer se vijak in zvar a_2 dotikata, naredimo debelino zvara 3mm.

2.3.3.9 PRENOS KONCENTRIRANE ONTEŽBE V STEBER

V steber se mora prenesti sila $R_c = 121,6 \text{ kN}$.

Potreben prerez, ki ga moramo zagotoviti, da se steber ne plastificira, znaša:

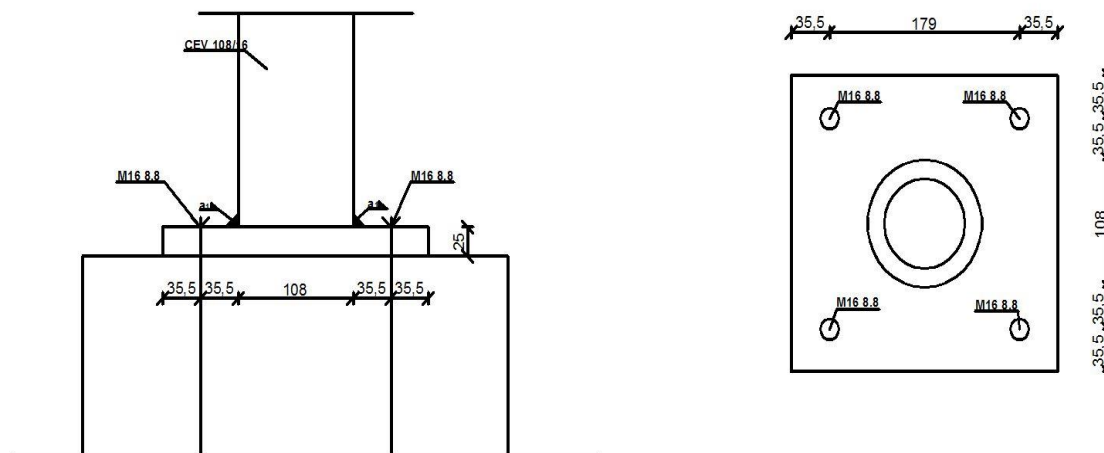
$$A_{potr} \geq \frac{R_c}{f_y} = 5,2 \text{ cm}^2,$$

$$A_{cevi} = 46,24 \text{ cm}^2.$$

Če rečemo, da se sila prenese na 1/5 prereza cevi:

$$A_{1/5,cevi} = 9,25 \text{ cm}^2 \geq 5,2 \text{ cm}^2.$$

2.3.4 STIK STEBRA NA TEMELJ



Slika 19: prikaz stika med stebrom in temeljom

2.3.4.1 ČELNA PLOČEVINA

Priporočena debelina čelne pločevine je:

$$t_{\text{čp}} \geq d = 16\text{mm}.$$

V našem primeru je zaradi preprečitve upogiba izbrana debelina:

$$t_{\text{čp}} = \frac{l}{10} = 25\text{mm}.$$

Dimenzije čelne pločevine: $l/b/t = 250/250/25\text{ mm}$.

2.3.4.2 ZVAR MED ČELNO PLOČEVINO IN STEBROM

Izberemo polnosilen zvar:

$$a_1 \geq 0,46 * t = 7,36\text{mm},$$

$$a_1 = 8\text{mm}.$$

2.3.4.3 PROJEKTNE OBREMENTITVE

Oсна sila: $N_{Ed} = -20 \text{ kN}$,

Prečni sili: $V_{Ed,y} = 7,9 \text{ kN}$; $V_{Ed,z} = 2,3 \text{ kN}$,

Upogibni moment: $M_{Ed,y} = -12,75 \text{ kNm}$; $M_{Ed,z} = 7,4 \text{ kNm}$.

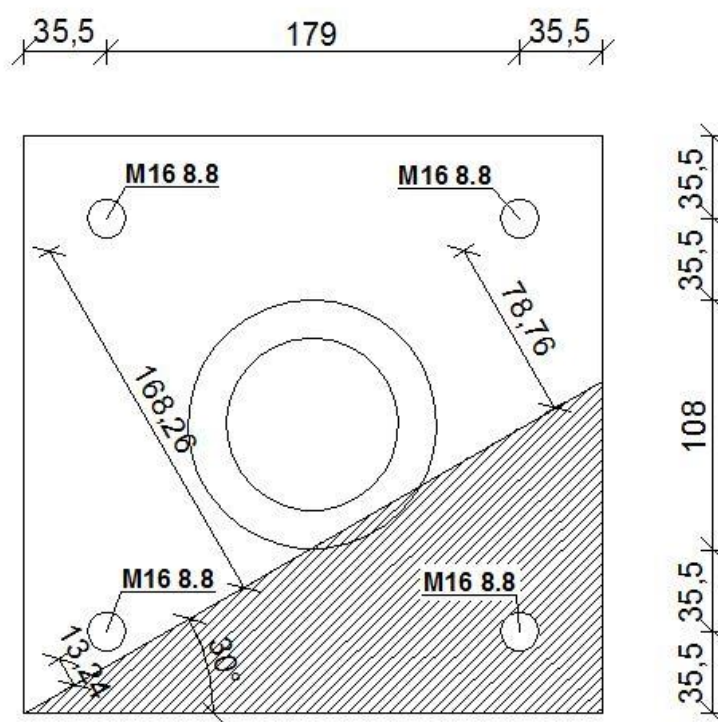
2.3.4.4 KONTROLA VIJAKOV

Ker imamo dvoosni upogib v kombinaciji z osno silo, se reševanja lotimo tako, da poračunamo rezultanto momentov in zasukamo vrtiščnico za kot, ki ga komponenti momenta y in z oklepata.

$$M_{Ed,y} = -12,75 \text{ kNm}; M_{Ed,z} = 7,4 \text{ kNm},$$

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} = 14,74 \text{ kNm}.$$

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Ed,y}}\right) = 30^\circ.$$



Slika 20: prikaz tlačene cone na čelni pločevini pri stiku temelj-steber

Natezna sila na najbolj obremenjen vijak znaša:

$$F_{MAX} = \frac{M_{Ed}^{stik} * a_{max}}{2 * \sum a_i^2} = \frac{(M_{Ed} - N_{Ed} * 4,6cm) * 16,82cm}{(16,82^2 + 1,32^2 + 7,88^2)} = 67 kN.$$

Rezultanta strižnih sil znaša:

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2} = 8,23 kN.$$

Na vsak vijak se prenese četrtnina te sile:

$$V_{Ed,1} = 2,06 kN.$$

Ker na vijak deluje kombinacija striga in natega, moramo zadostiti enačbi, ki se glasi:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{T,Ed}}{1,4 * F_{T,Rd}} \leq 1,$$

$$\frac{2,06kN}{60,3kN} + \frac{67kN}{1,4 * 90,4kN} = 0,56 \leq 1.$$

Zaradi skupine vijakov se pojavi resultantna koncentrirana sila, ki deluje na cevast profil in ima velikost:

$$R_C = \sum_{i=1}^3 F_i - N_{Ed} = (67 kN + 5,26 kN + 31,4 kN) + 20kN = 123,7 kN.$$

2.3.4.5 KONTROLA PREBOJA PLOČEVINE

Da do preboja ne pride, mora biti debelina pločevine za vijak M16 8.8:

$$t_{potr} \geq 6,8 mm,$$

$$t_{dej} = 25mm \geq 6,8mm.$$

2.3.4.6 KONTROLA BOČNIH PRITISKOV

Kontrola bočnih pritiskov iz sledečih razlogov ni merodajna:

- strižne sile so majhne,
- razdelje med težiščem vijaka in robom pločevine so velike.

2.3.4.7 KONTROLA RAZDALJE MED VIJAKI

Za stike, ki so in niso izpostavljeni koroziji velja pogoj, da razdalja med vijaki ne sme presegati razdalje:

$$l = \min(14 * t; 200\text{mm}) = 200\text{mm}.$$

Maksimalna razdalja med vijaki znaša;

$$l_{MAX} = 179\text{mm} \leq 200\text{mm}.$$

2.3.4.8 PRENOS KONCENTRIRANE ONTEŽBE V STEBER

V steber se mora prenesti sila $R_C = 123,7\text{kN}$.

Potreben prerez, ki ga moramo zagotoviti, da se steber ne plastificira, znaša:

$$A_{potr} \geq \frac{R_C}{f_y} = 5,26\text{cm}^2,$$

$$A_{cevi} = 46,24\text{cm}^2.$$

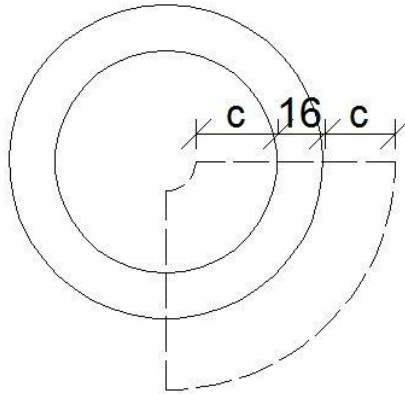
Če rečemo, da se sila prenese na 1/4 prereza cevi:

$$A_{1/5,cevi} = 11,63\text{cm}^2 \geq 5,26\text{cm}^2.$$

2.3.4.9 PRENOS KONCENTRIRANE OBTEŽBE V TEMELJ

V temelj se mora prenesti sila $R_C = 123,7 \text{ kN}$.

Predpostavimo, da se koncentrirana obtežba prenese na $\frac{1}{4}$ prereza cevi.



Slika 21: prikaz vplivne cone preko katere se prenesejo tlaki

$$c = t * \sqrt{\frac{f_y}{3 * f_{id} * \gamma_{M,o}}} = 25 * \sqrt{\frac{23,5}{3 * \frac{2}{3} * 3}} = 7 \text{ cm},$$

$$F_{C,Rd} = f_{id} * (2 * c + 1,6 \text{ cm}) * \left(2 * \pi * \frac{4,6 \text{ cm}}{4}\right) = 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * \frac{2}{3} * 112,7 \text{ cm}^2 = 225,5 \text{ kN},$$

$$F_{C,Rd} = 225,5 \text{ kN} \geq 123,7 \text{ kN}.$$

2.3.4.10 POTREBNA SIDRNA DOLŽINA VIJAKOV

Evrokod 2 nam ponuja tabelo, v kateri so prikazane sidrne dolžine palic različnih premerov za polno izkoriščenost. Za beton C30/37 in premer palice $\varnothing 16$ je sidrna dolžina:

$$l_{sidr} \geq 58 \text{ cm}.$$

2.4 KONTROLA MSU

Pri jeklenih konstrukcijah je potrebno pri karakteristični obtežni kombinaciji omejiti napetosti in povesi.

Standard pravi, da morajo biti napetosti pri karakteristični obtežni kombinaciji manjše ali enake napetostim na meji plastičnosti jekla. V našem primeru smo že v mejnem stanju nosilnosti (MSN) napetosti omejili na mejo plastičnosti $f_y = 23,5 \frac{kN}{cm^2}$, zato ta kontrola ni potrebna.

Vertikalne povesi je potrebno omejiti na:

$$w_{max} \leq \frac{L}{250} \text{ v polju,}$$
$$w_{max} \leq \frac{L}{150} \text{ za previse.}$$

Horizontalne pomike je potrebno omejiti na:

$$u_{max} \leq \frac{L}{150}.$$

Preglednica 8: kontrola vertikalnih povesov v MSU

Element:	Poves:	Dovoljen poves:
IPE 140	-1,46 cm	$\frac{L}{250} = 2 \text{ cm}$
IPE 160 – v polju	-1,08 cm	$\frac{L}{250} = 2 \text{ cm}$
IPE 160 – na previsu	0,64 cm	$\frac{L}{150} = 0,67 \text{ cm}$

Preglednica 9: kontrola horizontalnih pomikov v MSU

Element:	Pomik:	Dovoljen pomik:
STEBER	2,33 cm	$\frac{L}{150} = 2,4 \text{ cm}$

Vsi povesi in horizontalni pomiki so v dovoljenih mejah.

2.5 KONTROLA POTRESNE OBTEŽBE

Zaradi majhne mase potresna obtežba ni merodajna. V stebrih dobimo manjše momente kakor v MSN. Kontroliramo samo pomike v MSU.

Dobljeni pomiki:

Preglednica 10: pomiki v X in Y smeri za potresno obtežbo s povratno dobo T=475 let

Potres:	Pomik v X-smeri:	Pomik v Y-smeri:	Dovoljen pomik:
X-smer	1,7 cm	0,22 cm	$\frac{L}{150} = 2.4 \text{ cm}$
Y-smer	0,51 cm	0,59 cm	$\frac{L}{150} = 2.4 \text{ cm}$

Ker horizontalne pomike pri potresni obtežbi omejimo pri potresu s povratno dobo T=95 let, pri nas pa so pomiki v dovoljenih mejah že pri potresu s povratno dobo T=475 let, je kontrola MSU izpoljena.

2.6 GEOTEHNIČNE KONTROLE TEMELJA

2.6.1 VPLIVI NA TEMELJ

Preglednica 11: prikaz vplivov na temelj

OBTEŽBA:	N_{Ed}	$V_{Ed,y}$	$V_{Ed,z}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$
Lastna teža	-2,94 kN	-0,28 kN	/	-0,3 kNm	/
Sneg	-7,3 kN	-1,41 kN	/	-1,55 kNm	/
Pritisk vetra	-2,17 kN	-0,42 kN	/	-0,46 kNm	/
Veter iz X	-0,01 kN	-0,02 kN	0,16 kN	-0,04 kNm	0,56 kNm
Veter iz Y	-0,07 kN	-0,12 kN	/	-0,23 kNm	/
Trenje vetra X	-0,01 kN	-0,02 kN	0,15 kN	-0,04 kNm	0,53 kNm
Trenje vetra Y	-0,07 kN	-0,12 kN	/	-0,24 kNm	/
Zavetrovanje X	-0,13 kN	-0,21 kN	1,58 kN	-0,42 kNm	5,52 kNm
Zavetrovanje Y	-2,57 kN	-4,19 kN	0,07 kN	-8,25 kNm	0,26 kNm
Nepopolnost stebra X	/	/	0,35 kN	/	0,61 kNm
Nepopolnost stebra Y	/	-0,35 kN	/	-0,43 kNm	/

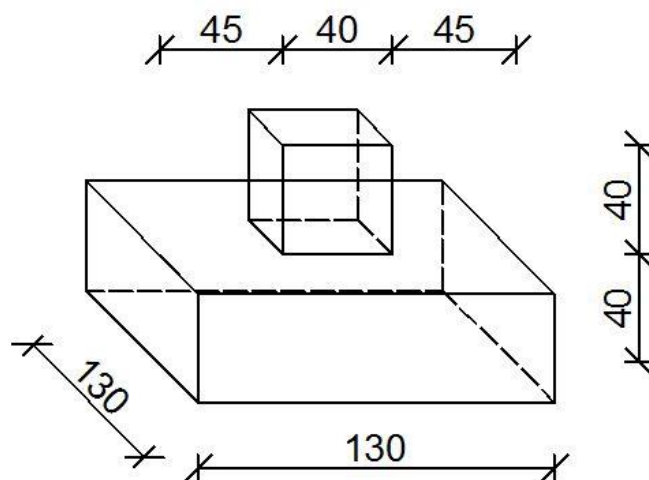
Temelj kontroliramo z dvema pristopoma. V prvem obtežbe vzamemo kot karakteristične in na koncu uporabimo varnostne faktorje. Ta pristop se glasi PP2*.

Pri pristopu PP2 pa takoj uporabimo projektne vrednosti, ki so enake vrednostim v MSN. Paziti moramo le na to, da pri pristopu vertikalna teža deluje ugodno. Težo temelja in zemljine vzamemo s faktorjem 1. Sneg, veter in lastna teža nadstreška povzročajo tlake, a ker obenem povzročajo tudi momente in horizontalne sile, delujejo neugodno.

Ker je zavetrovanje v program vnešeno kot sila, ki se pojavi v MSN, se za karakteristično obtežno kombinacijo vzame manjšo vrednost.

Za preračun te vrednosti uporabimo osne sile, ki jih povzročajo lastna teža, sneg ter veter.

$$Y_{mod} = \frac{2,94 * 1,35 + 7,3 * 1,5 + 2,3 * 0,9}{(2,94 + 7,3 + 2,3 * 0,6)} = 1,46.$$



Slika 22: prikaz temelja

Pri računu bomo potrebovali tudi lastno težo temelja in zemljine, ki deluje na temelj.

$$\text{Teža temelja: } G_B = \gamma_B * V_b = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,74 \text{ m}^3 = 18,5 \text{ kN}.$$

$$\text{Teža zemljine: } G_Z = \gamma_Z * V_Z = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,612 \text{ m}^3 = 12,24 \text{ kN}.$$

2.6.1.1 OBTEŽBE NA DNU TEMELJA PRI PP2*

Pri tem pristopu računamo z reakcijami dobljenimi pri karakteristični obtežni kombinaciji.

$$\text{Osna sila: } N_{Ed} = -44,23 \text{ kN}.$$

$$\text{Prečni sili: } V_{Ed,y} = -5,47 \text{ kN}; \quad V_{Ed,z} = 1,67 \text{ kN}.$$

K upogibnim momentom na dnu temelja prištejemo še delovanje prečnih sil na vrhu temelja z ročico 0,8 m.

$$\text{Upogibna momenta: } M_{Ed,y} = -13,2 \text{ kNm}; \quad M_{Ed,z} = 6,57 \text{ kNm}.$$

$$\text{Projektna osna sila: } N_{Ed,d} = -61,2 \text{ kN}.$$

2.6.1.2 OBTEŽBE NA DNU TEMELJA PRI PP2

Pri tem pristopu računamo z reakcijami dobljenimi pri karakteristični obtežni kombinaciji.

Oсна sila: $N_{Ed} = -50,44 \text{ kN}$.

Prečni sili: $V_{Ed,y} = 7,87 \text{ kN}$; $V_{Ed,z} = 2,28 \text{ kN}$.

K upogibnim momentom na dnu temelja prištejemo še delovanje prečnih sil na vrhu temelja z ročico 0,8m.

Upogibna momenta: $M_{Ed,y} = -19,04 \text{ kNm}$; $M_{Ed,z} = 9,2 \text{ kNm}$.

2.6.2 KONTROLA VERTIKALNE NOSILNOSTI PO PRISTOPU PP2*

Skupna horizontalna sila, ki deluje na temelj, znaša:

$$H = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2} = 5,72 \text{ kN}.$$

Za nadaljne račune potrebujemo kot med H in smerjo v kateri deluje večja izmed komponent obtežbe.

$$\varnothing = \tan^{-1} \frac{V_{Ed,y}}{V_{Ed,z}} = 73.$$

Račun ekscentričnosti temelja:

$$e_y = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = 0,3 \text{ m} \dots \dots \dots B' = 0,7 \text{ m},$$

$$e_z = \frac{M_{Ed,z}}{N_{Ed}} = 0,15 \text{ m} \dots \dots \dots L' = 1,00 \text{ m},$$

$$A' = L' * B' = 0,7 \text{ m}^2; \quad \frac{B'}{L'} = 0,7.$$

$$\frac{e_y}{B} + \frac{e_z}{L} = 0,346 \geq \frac{1}{6} = 0,167,$$

$$\left(\frac{e_y}{B}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{L}\right)^2 = 0,067 \leq \frac{1}{9} = 0,11.$$

Imamo veliko ekscentričnost.

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} * \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\right)^2 = 18,40,$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi = 30,14,$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi = 20,05.$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin \varphi = 1,35,$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1,37,$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 0,79.$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c * \cot \varphi}\right)^m = 0,845 \dots \dots \dots m = 1,573,$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c * \tan \varphi} = 0,836,$$

$$i_\gamma = \sqrt[m]{i_q^{m+1}} = 0,759.$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan \varphi)^2 = 1 \dots \dots \dots \alpha = 0, \text{ temelj ni nagnjen,}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c * \tan \varphi} = 1.$$

$$\frac{R}{A'} = 345,2 \text{ kPa} + 335,8 \text{ kPa} + 84,2 \text{ kPa} = 765,2 \text{ kPa} \dots \dots \dots q = 0,8 \text{ m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 16 \text{ kPa},$$

$$R = 752,65 \text{ kPa} * 0,7 \text{ m}^2 = 535,6 \text{ kN}.$$

$$R_d = \frac{R}{1,4} = 382,6 \text{ kN} \geq V_d = 62,2 \text{ kN}.$$

2.6.3 KONTROLA VERTIKALNE NOSILNOSTI PO PRISTOPU PP2

Skupna horizontalna sila, ki deluje na temelj, znaša:

$$H = \sqrt{V_{Ed,y}^2 + V_{Ed,z}^2} = 8,2 \text{ kN.}$$

Za nadaljne račune potrebujemo kot med H in smerjo v kateri deluje večja izmed komponent obtežbe.

$$\varnothing = \tan^{-1} \frac{V_{Ed,y}}{V_{Ed,z}} = 73,84^\circ.$$

Račun ekscentričnosti temelja:

$$e_y = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = 0,377 \text{ m} \dots \dots \dots B' = 0,546 \text{ m,}$$

$$e_z = \frac{M_{Ed,z}}{N_{Ed}} = 0,182 \text{ m} \dots \dots \dots L' = 0,935 \text{ m,}$$

$$A' = L' * B' = 0,511 \text{ m}^2; \quad \frac{B'}{L'} = 0,584.$$

$$\frac{e_y}{B} + \frac{e_z}{L} = 0,43 \geq \frac{1}{6} = 0,167,$$

$$\left(\frac{e_y}{B}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{L}\right)^2 = 0,104 \leq \frac{1}{9} = 0,11.$$

Imamo veliko ekscentričnost.

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi} * \left(\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\right)^2 = 18,40,$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi = 30,14,$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi = 20,05.$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin \varphi = 1,292,$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1,31,$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 0,825.$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c * \cot \varphi}\right)^m = 0,787 \dots \dots \dots m = 1,6,1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c * \tan \varphi} = 0,775,$$

$$i_\gamma = \sqrt[m]{i_q^{m+1}} = 0,678.$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan \varphi)^2 = 1 \dots \dots \dots \alpha = 0, \text{ temelj ni nagnjen,}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c * \tan \varphi} = 1.$$

$$\frac{R}{A'} = 306 \text{ kPa} + 299,3 \text{ kPa} + 57,31 \text{ kPa} = 662,61 \text{ kPa} \dots \dots \dots q = 0,8\text{m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 16\text{kPa},$$

$$R = 662,61 \text{ kPa} * 0,511 \text{ m}^2 = 338,6 \text{ kN}.$$

$$R_d = \frac{R}{1,4} = 241,9 \text{ kN} \geq V_d = 50,44 \text{ kN}.$$

Obe kontroli nosilnosti tal se izideta. Tako velik temelj izberemo zaradi velikih momentov, ki povzročajo velike ekscentričnosti.

2.6.4 KONTROLA NEDRENIRANE NOSILNOSTI PO PRISTOPU PP2* IN PP2

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) * c_u * s_c * b_c * i_c + q \dots \dots \dots c_u = 75 \text{ kPa},$$

$$s_c = 1 + 0,2 * \frac{B'}{L'},$$

$$i_c = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' * c_u}} \right),$$

$b_c = 1$ saj je naklon temelja 0° .

Preglednica 12: kontrola nedrenirane nosilnost tal

PRISTOP:	i_c	s_c	A'	R_d	V_d
PP2*	0,972	1,14	0,7 m ²	221,6 kN	61,2 kN
PP2	0,943	1,117	0,511 m ²	154,1 kN	50,44 kN

Veljati mora: $V_d \leq R_d$.

Obe kontroli nosilnosti tal se izideta.

2.7 DIMENZIONIRANJE ARMATURE V TEMELJU

2.7.1 KONTAKTNI TLAKI POD TEMELJEM V MSN IN RAČUN MOMENTA

Oсна sila: $N_{Ed} = -61,22 \text{ kN}$.

Prečni sili: $V_{Ed,y} = 7,87 \text{ kN}$; $V_{Ed,z} = 2,28 \text{ kN}$.

K upogibnim momentom na dnu temelja prištejemo še delovanje prečnih sil na vrhu temelja z ročico 0,8m.

Upogibna momenta: $M_{Ed,y} = -19,04 \text{ kNm}$; $M_{Ed,z} = 9,2 \text{ kNm}$.

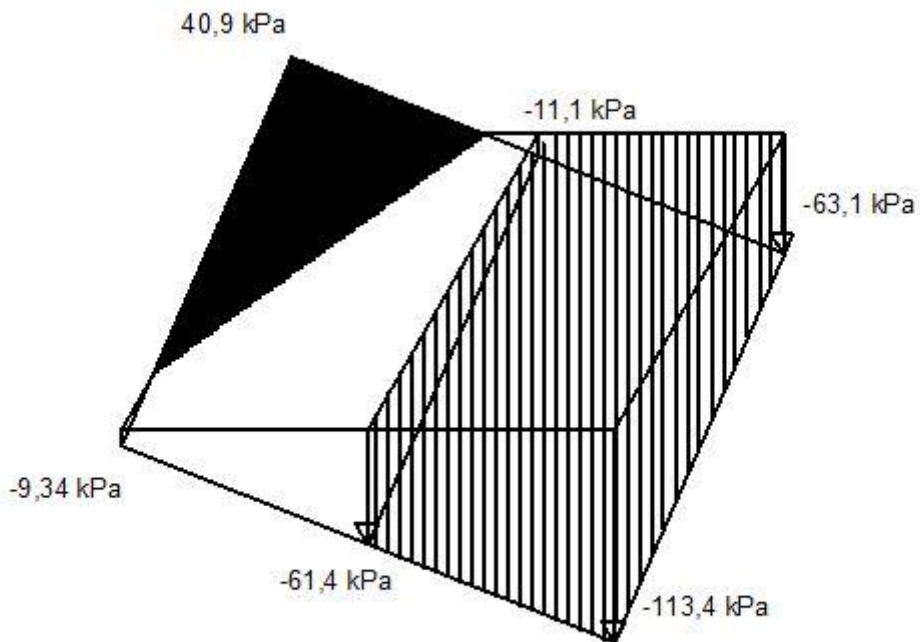
Kontaktne tlake pod temeljem lahko zračunamo po enačbi:

$$p = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed,y}}{W_y} \pm \frac{M_{Ed,z}}{W_z} = \frac{-61,22 \text{ kN}}{1,69 \text{ m}^2} \pm \frac{19,04 \text{ kNm}}{0,366 \text{ m}^3} \pm \frac{9,20 \text{ kNm}}{0,366 \text{ m}^3},$$

$$p_{max} = 40,9 \text{ kPa},$$

$$p_{min} = -113,4 \text{ kPa},$$

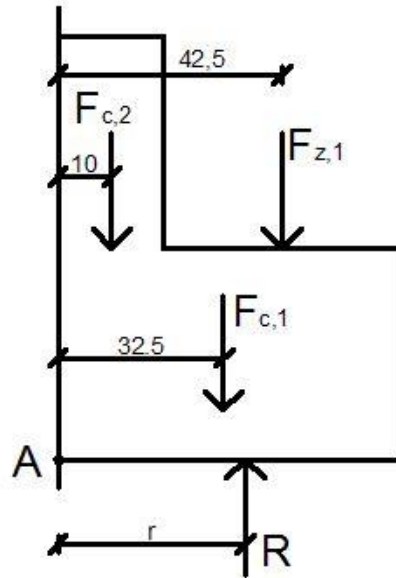
$$p_1 = -9,34 \text{ kPa}; \quad p_2 = -63,1 \text{ kPa}.$$



Slika 23: prikaz kontaktnih tlakov pod temeljem

Za račun potrebne armature moramo dobiti moment, ki ga povzročajo kontaktni tlak v kombinaciji z lastno težo betona in zemljino. Skozi celoten postopek uporabljamo iste varnostne faktorje.

Na sliki 23 je z črkanimi črtami pošrafiran del, ki ga uporabimo za račun momenta na sredini temelja.



Slika 24: računa momenta pod temeljem

Rezultantno silo pod temeljem izračunamo tako, da poračunamo povprečen pritisk pod temeljem in ga pomnožimo s površino.

$$R = \frac{11,1 \text{ kPa} + 63,1 \text{ kPa} + 61,4 \text{ kPa} + 113,4 \text{ kPa}}{4} * A = 62,25 \text{ kPa} * 1,3 \text{ m} * 0,65 \text{ m} = 52,6 \text{ kN},$$

$$r = \frac{2 * \left(\frac{113,4 + 63,1}{2}\right) + \left(\frac{11,1 + 61,4}{2}\right)}{3 * \left[\left(\frac{113,4 + 63,1}{2}\right) + \left(\frac{11,1 + 61,4}{2}\right)\right]} * 0,65 = \frac{2 * 88,25 + 36,25}{3 * (88,25 + 36,25)} * 0,65 = 0,37 \text{ m}.$$

$$F_{c,1} = \gamma_b * 1,3 \text{ m} * 0,65 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * \gamma_g = 11,41 \text{ kN},$$

$$F_{c,2} = ((\gamma_b * 0,4 \text{ m} * 0,2 \text{ m} * 0,4 \text{ m}) + (\gamma_z * 0,9 \text{ m} * 0,2 \text{ m} * 0,4 \text{ m})) * \gamma_g = 3 \text{ kN},$$

$$F_{z,1} = \gamma_z * 0,45 \text{ m} * 1,3 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * \gamma_g = 6,3 \text{ kN}.$$

Moment pod temeljem v točki A znaša:

$$M_A = R * r - F_{c,2} * 0,1 \text{ m} - F_{c,1} * 0,325 \text{ m} - F_{z,1} * 0,425 \text{ m},$$

$$M_A = 12,78 \text{ kNm}.$$

Strižna sila pod temeljem v točki A znaša:

$$V_A = 52,6kN - 11,41kN - 3kN - 6,3kN = 31,89 kN.$$

2.7.2 KONTROLA TOGOSTI TEMELJA

Če je temelj glede na zemljino tog ($K > 0,4$), pride do pojava konic pri kontaktnih napetostih. Moment zaradi teh konic povečamo s faktorjem α .

$$K = \frac{E_B}{12 * E_S} * \left(\frac{d}{L}\right)^3 = \frac{33000000 \frac{kN}{m^2}}{12 * 25000 \frac{kN}{m^2}} * \left(\frac{0,4m}{1,3m}\right)^3 = 3,2 > 0,4.$$

Temelj je tog, zato moment povečamo s faktorjem:

$$\alpha = 1,2,$$

$$M_{A,d} = 1,2 * 12,78 kNm = 15,34 kNm.$$

2.7.3 DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA

Preglednica 13: določitev krovnega sloja betona

Del konstrukcije	Kategorija življenske dobe	Razred izpostavljenosti	$c_{min,dur}$	Marka betona	Krovni sloj
temelj	4	XC2	25 mm	C30/37	35 mm

2.7.4 RAČUN NATEZNE ARMATURE V TEMELJU

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 15,34 \text{ kNm},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,0063 \dots \dots \dots b = 100 \text{ cm}, d = 35 \text{ cm},$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{10}{-3,5} \text{‰}$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = 1,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}},$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Minimalne zahteve za armaturo:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 5,28 \\ 4,55 \end{array} \right\} \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 5,28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Za temelj širine $b=1,3 \text{ m}$ moramo vnesti:

$$A_s = 5,28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 1,3 \text{ m} = 6,86 \text{ cm}^2.$$

Za armiranje uporabimo palice premera 10 mm. Potrebno število palic je:

$$n = \frac{6,86 \text{ cm}^2}{0,785 \text{ cm}^2} = 8,73 = 9,$$

$$A_{s,dej} = 7,07 \text{ cm}^2.$$

V smeri pravokotno na računano vstavimo enako število palic istega premera.

2.7.5 RAČUN STRIŽNE ARMATURE V TEMELJU

Preverimo nosilnost betonskega prereza na strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{Rd,c} * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * d * b_w \\ (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * b_w \end{array} \right\},$$

Pri čemer so:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,756 \leq 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{d * b_w} = 0,00155,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,2 * f_{cd} = 0,333 \frac{kN}{cm^2},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12,$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * (f_{ck})^{\frac{1}{2}} = 0,446,$$

$$k_1 = 0,15.$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0,12 * 1,756 * (100 * 30 * 0,00155)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0 \right] * d * b_w \\ (0,446 + 0,15 * 0) * d * b_w \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 160 \text{ kN} \\ 202,9 \text{ kN} \end{array} \right\},$$

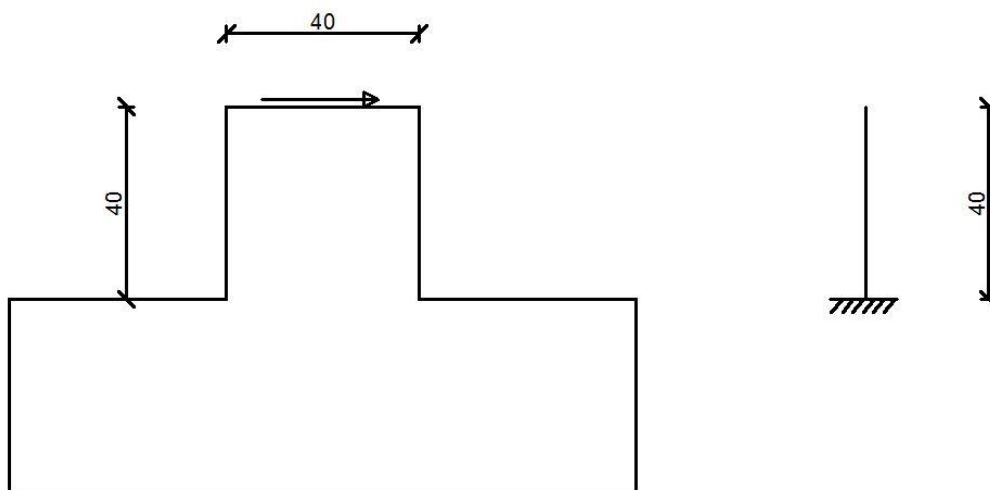
$$V_{Rd,c} = 202,9 \text{ kN}.$$

Ker je strižna odpornost prereza večja od same rezultantne sile $R = 52,6 \text{ kN}$, strižna armatura ni potrebna.

Pogoja minimalne strižne armature ne preverjamo, saj se vstavi minimalna armatura za nosilec iz poglavja 2.7.4.

2.7.6 DIMENZIONIRANJE ARMATURE V ZGORNJEM DELU TEMELJA

Za zgornji del temelja poračunamo potrebno natezno armaturo v vsaki smeri posebj. Za izračun notranjih sil si predpostavimo konzolo, ki je vpeta v spodnjem delu temelja.



Slika 25: prikaz statičnega modela za zgornji del temelja

Za analizo ni potrebno uporabiti model natezne vezi in tlačene razpore, ker velja:

$$\frac{40 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 1 > \frac{1}{2}$$

2.7.6.1 PROJEKTNE OBREMENTITVE V VPETJU

Oсна sila: $N_{Ed} = -21,32 \text{ kN}$, kjer težo betona upoštevamo z varnostnim faktorjem 1, saj deluje ugodno.

Prečni sili: $V_{Ed,y} = 7,87 \text{ kN}$; $V_{Ed,z} = 2,28 \text{ kN}$.

K upogibnim momentom na dnu temelja prištejemo še delovanje prečnih sil na vrhu temelja z ročico 0,4 m.

Upogibna momenta: $M_{Ed,y} = -15,89 \text{ kNm}$; $M_{Ed,z} = 8,29 \text{ kNm}$.

2.7.6.2 RAČUN NATEZNE ARMATURE V SMERI Y

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 12,69 \text{ kNm} \dots \dots z_s = 15 \text{ cm},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,013 \dots \dots \dots b = 40 \text{ cm}, d = 35 \text{ cm},$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{10}{-3,5} \text{‰}$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = 0,44 \text{ cm}^2,$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Minimalne zahteve za armaturo:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,11 \\ 1,82 \end{array} \right\} \text{ cm}^2 = 2,11 \text{ cm}^2.$$

Za armiranje uporabimo palice premera 10 mm. Potrebno število palic je:

$$n = \frac{2,11 \text{ cm}^2}{0,785 \text{ cm}^2} = 2,69 = 4,$$

$$A_{s,dej} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

2.7.6.3 RAČUN NATEZNE ARMATURE V SMERI Z

Ker je upogibni moment v smeri Z manjši kakor v smeri Y, kontrola tega prereza ni potrebna.

Vstavimo 4x Ø10.

$$A_{s,dej} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

2.7.6.4 RAČUN STRIŽNE ARMATURE

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{Rd,c} * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * d * b_w; \\ (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * b_w \end{array} \right\},$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0,12 * 1,756 * (100 * 30 * 0,0022)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 0,013 \right] * d * b_w; \\ (0,446 + 0,15 * 0,013) * d * b_w \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 55,94 \text{ kN} \\ 62,7 \text{ kN} \end{array} \right\},$$

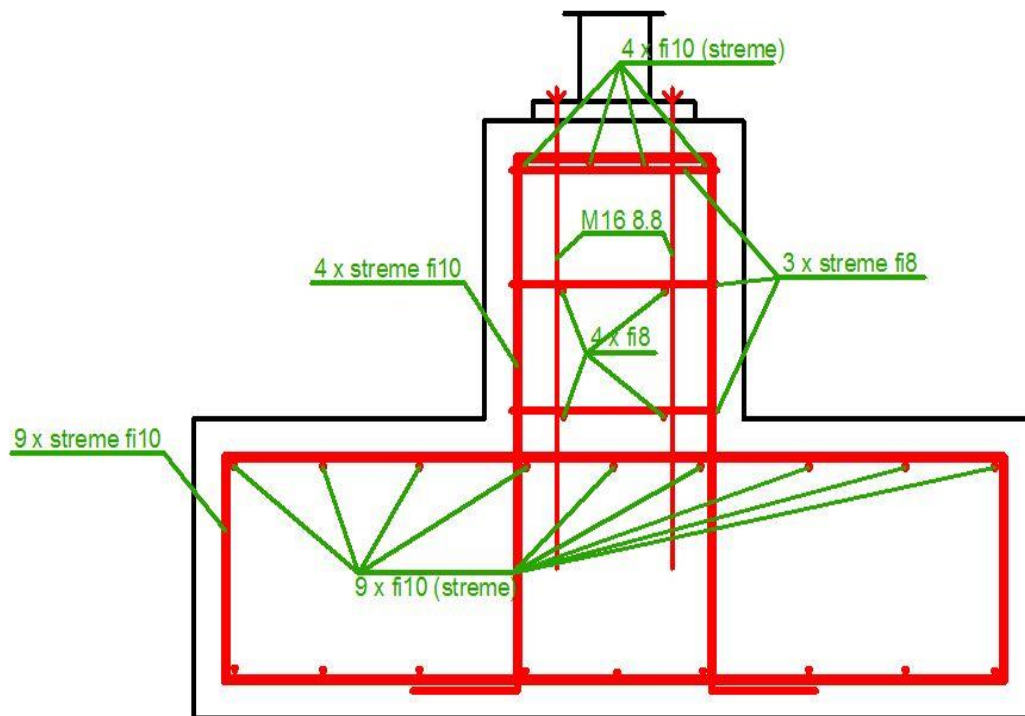
$$V_{Rd,c} = 62,7 \text{ kN}.$$

Tudi če seštejemo obe prečni sili skupaj, bo strižna odpornost še vedno večja. Vstavimo minimalno strižn armaturo:

$$s = \frac{A_{sw}}{b * \rho_{w,min}} = 31,4 \text{ cm za streme premera } \varnothing 8 \text{ mm}.$$

Vstavimo 3 stremena na medsebojni razdalji 20 cm.

2.7.7 IZRIS ARMATURE V TEMELJU



Slika 26: prikaz armature v temelju

Prerez pravokotno na prikazanega se armira enako, kakor prikazuje slika 27.

»Ta stran je namenoma prazna«

PRILOGA D:

Statični in geotehnični izračun AB opornega zidu

»Ta stran je namenoma prazna«

1 KAZALO

1	KAZALO	1
2	IZRAČUN OPORNEGA ZIDU.....	4
2.1	GEOTEHNIČNE KONTROLE.....	4
2.1.1	GEOMETRIJA ZIDU TER KARAKTERISTIKE TAL.....	4
2.1.2	RAČUN LASTNE TEŽE TER VPLIVOV NA OPORNI ZID.....	5
2.1.3	PREVERBA ZDRSA (GEO)	8
2.1.4	PREVERBA PREVRNITVE OKOLI TOČKE A NA ROBU ZIDU (EQU).....	8
2.1.5	PREVERBA DRENIRANE NOSILNOSTI TAL.....	9
2.1.6	PREVERBA NEDRENIRANE NOSILNOSTI TAL	11
2.1.7	KONTAKTNI TLAKI.....	12
2.2	DIMENZIONIRANJE BETONA IN ARMATURE.....	13
2.2.1	DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA IN TRDNOSTNEGA RAZREDA BETONA.....	13
2.2.2	DIMENZIONIRANJE POTREBNE ARMATURE V ZIDU	13
2.2.3	DIMENZIONIRANJE ARMATURE V TEMELJU	16
2.3	IZRIS ARMATURE OPORNEGA ZIDU	23
2.4	MEJNO STANJE UPORABNOSTI ZIDU S PROGRAMOM SAP 2000	24

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: izračun aktivnih pritiskov na oporni zid.....	6
Preglednica 2: izračun pasivnih pritiskov na oporni zid	6
Preglednica 3: prikaz vplivov na oporni zid	7
Preglednica 4: ekscentričnosti za PP2-1 ter PP2-2	12
Preglednica 5: račun kontaktnih tlakov	12
Preglednica 6: krovni sloj betona	13
Preglednica 7: račun aktivnih pritiskov za dimenzioniranje	13

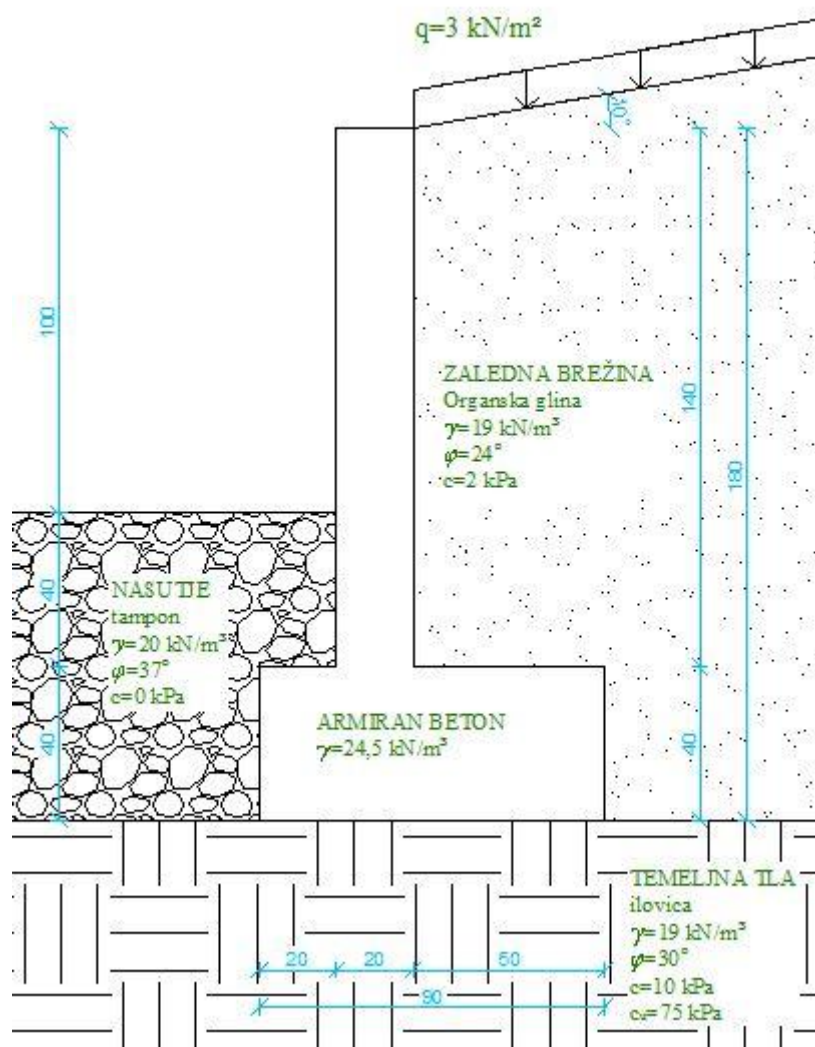
KAZALO SLIK

Slika 1: prikaz opornega zidu	4
Slika 2: prikaz obtežb, ki delujejo na oporni zid.....	5
Slika 3: kontaktni tlak (levo PP2-1, desno PP2-2).....	12
Slika 4: prikaz prerezov v temelju	16
Slika 5: natezna vez, tlačena razpora pri temelju.....	17
Slika 6: prikaz tlakov v prerezu A-A.....	18
Slika 7: kontaktni tlaki (levo PP2-1, desno PP2-2).....	20
Slika 8: prikaz armature v AB opornem zidu	23
Slika 9: prikaz deformacije zidu	24

2 IZRAČUN OPORNEGA ZIDU

2.1 GEOTEHNIČNE KONTROLE

2.1.1 GEOMETRIJA ZIDU TER KARAKTERISTIKE TAL



Slika 1: prikaz opornega zidu

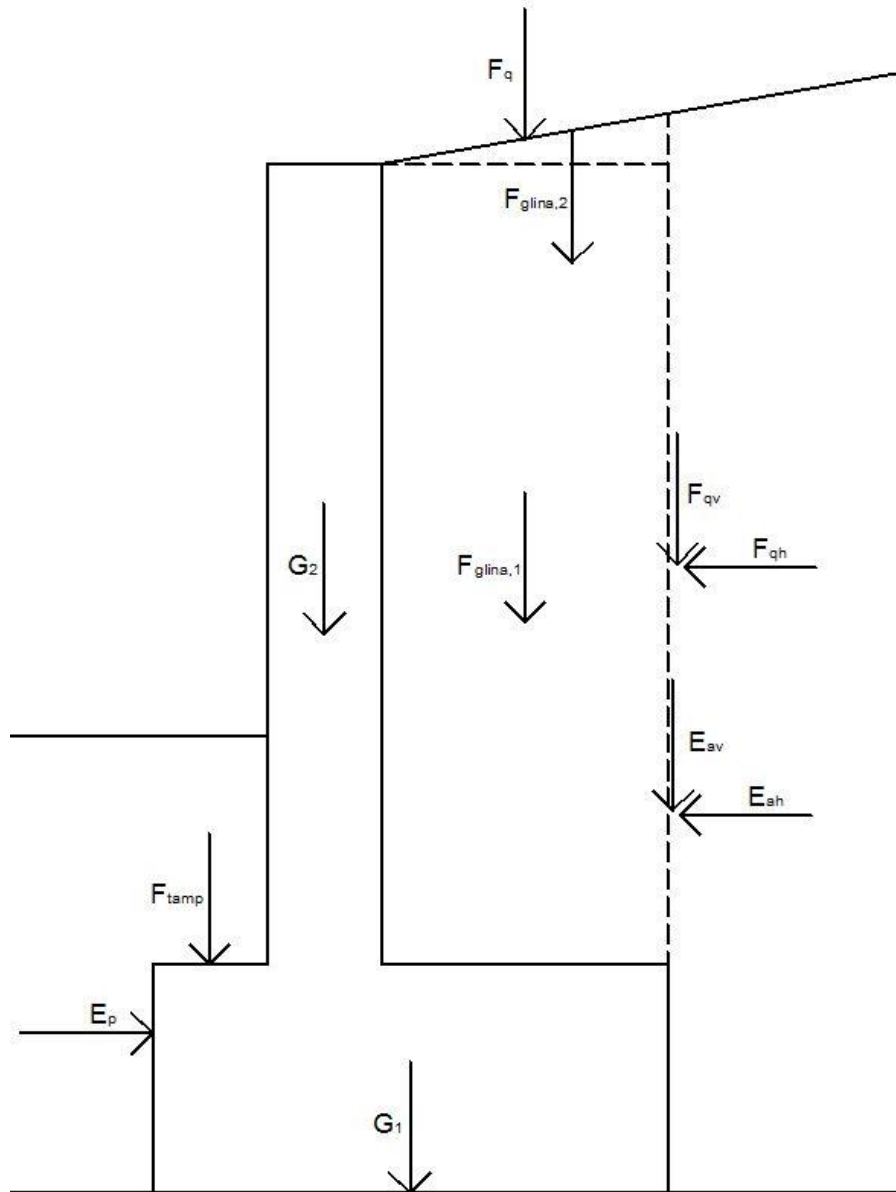
Gladina podzemne vode ni v območju, ki bi vplivalo na nosilnost temelja.

$$D_w \geq D + B'$$

Predpostavimo pomik v levo (glej sliko 1). V zaledju se pojavijo aktivni pritiski, spredaj pa se istočasno pojavijo pasivni pritiski.

2.1.2 RAČUN LASTNE TEŽE TER VPLIVOV NA OPORNI ZID

2.1.2.1 PRIKAZ OBTEŽB



Slika 2: prikaz obtežb, ki delujejo na oporni zid

2.1.2.2 RAČUN ZEMELJSKIH PRITISKOV

2.1.2.2.1 RAČUN AKTIVNIH ZEMELJSKIH PRITISKOV

Za izračun koeficienta aktivnih zemeljskih pritiskov uporabimo Rankinovo enačbo.

$$k_a = \left\{ \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}{\cos \varphi} \right\}^2, \beta = 10^\circ, \varphi = 24^\circ,$$

$$k_a = 0,456.$$

Računamo tlake na globini 0 m ter na globini $1,8 \text{ m} + 0,5 * \tan 10^\circ = 1,89 \text{ m}$.

Preglednica 1: izračun aktivnih pritiskov na oporni zid

$z \text{ (m)}$	$\sigma \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right)$	$p_b \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right)$	k_a	$-2c\sqrt{k_a}$	p_a	p_{aH}	E_{aH}	e_{ah}	p_{av}	E_{av}
0	0	0	0,456	-2,70	-2,70	-2,66	9,97	0,47	-0,47	1,76
1,89	35,875	35,33			13,41	13,21			2,33	

$$E_{aH} = 9,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$E_{av} = 1,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

$$e_{ah} = 0,47 \text{ m}.$$

2.1.2.2.2 RAČUN PASIVNIH ZEMELJSKIH PRITISKOV

Za izračun koeficienta pasivnih pritiskov uporabim Rankinovo enačbo.

$$k_p = \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2, \varphi = 37^\circ,$$

$$k_p = 4,02.$$

Pri računu pasivnih pritiskov zmanjšamo višino na H_{eff} , ki je enaka:

$$H_{eff} = H - \min\left(0,5 \text{ m}; \frac{H_{svetla}}{10} = 0,1 \text{ m}\right) = 0,8 \text{ m} - 0,1 \text{ m} = 0,7 \text{ m}.$$

Preglednica 2: izračun pasivnih pritiskov na oporni zid

$z \text{ (m)}$	$\sigma \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right)$	k_p	$2c\sqrt{k_p}$	p_p	E_p	e_p
0	0	4,02	0	0	19,71	0,233
0,7	14			56,32		

$$E_p = 19,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, e_p = 0,233 \text{ m}.$$

2.1.2.3 RAČUN VPLIVA TEŽE ZEMLJINE IN SPREMENLJIVE OBTEŽBE q NA ZID

Na prednjem delu temelja deluje sila teže tampona, ki jo izrazimo kot:

$$F_{tamp} = 0,2m * 0,4m * 20 \frac{kN}{m^3} = 1,6 \text{ kN/m}.$$

Na zadnjem delu temelja deluje sila teže gline:

$$F_{glina,1} = 0,5m * 1,4m * 19 \frac{kN}{m^3} = 13,3 \text{ kN/m},$$

$$F_{glina,2} = 0,5m * 0,5m * \tan \beta * 0,5 * 19 \frac{kN}{m^3} = 0,419 \text{ kN/m}.$$

Zaradi spremenljive obtežbe je konstrukcija obremenjena z:

$$F_q = \frac{0,5m}{\cos 10^\circ} * 3 \frac{kN}{m^2} = 1,523 \text{ kN/m},$$

$$F_{qh} = k_a * \cos 10^\circ * (1,8m + 0,09m) * 3 \frac{kN}{m^2} = 2,546 \text{ kN/m},$$

$$F_{qv} = k_a * \sin 10^\circ * (1,8m + 0,09m) * 3 \frac{kN}{m^2} = 0,449 \text{ kN/m}.$$

$$k_a = 0,456 - \text{glej (1.3)}.$$

2.1.2.4 RAČUN LASTNE TEŽE OPORNEGA ZIDU

Konstrukcijo razdelimo na dva dela. G_1 predstavlja temelj, G_2 pa predstavlja zid.

$$G_1 = 24,5 \frac{kN}{m^3} * 0,4m * 0,9m = 8,82 \text{ kN/m},$$

$$G_2 = 24,5 \frac{kN}{m^3} * 1,4m * 0,2m = 6,86 \text{ kN/m}.$$

2.1.2.5 TABELA VPLIVOV NA KONSTRUKCIJO

A – točka na skrajnem levem robu, kjer se stikata temelj in temeljna tla,

C – točka na sredini temelja, kjer se stikata temelj in temeljna tla,

(+) – moment vrtilni v smeri urinega kazalca,

(-) – moment vrtilni v nasprotni smeri urinega kazalca.

Preglednica 3: prikaz vplivov na oporni zid

Sila	Velikost (kN/m)	r_A (m)	r_C (m)	M_A (kNm/m)	M_C (kNm/m)
E_{aH}	9,97	0,47	0,47	-4,686	-4,686
E_{aV}	1,76	0,9	0,45	1,584	0,792
E_p	19,71	0,233	0,233	4,6	4,6
F_{tamp}	1,6	0,1	0,35	0,16	-0,56
$F_{glina,1}$	13,3	0,65	0,2	8,645	2,66
$F_{glina,2}$	0,419	0,733	0,283	0,307	0,119

F_q	1,523	0,65	0,2	0,99	0,305
F_{qh}	2,546	0,94	0,94	-2,393	-2,393
F_{qv}	0,449	0,9	0,45	0,404	0,202
G_1	8,82	0,45	0	3,97	0
G_2	6,86	0,3	0,15	2,058	-1,029

2.1.3 PREVERBA ZDRSA (GEO)

Za kontrolo zdrsra preverimo enačbo:

$$E_{a,d} \leq T_d + E_{p,d}.$$

$$T_d = \frac{N_d \cdot \tan \varphi}{\gamma_{R,H}}.$$

$$E_{a,d} = E_{aH} * 1,35 + E_{qH} * 1,5 = 17,28 \text{ kN/m},$$

$$N_d = E_{aV} * 1,35 + (F_{qV} + F_q) * 1,5 + G_1 +$$

$$G_2 + F_{glina,1} + F_{glina,2} + F_{tamp} = 36,33 \text{ kN/m},$$

$$T_d = \frac{36,21 \text{ kN/m} * \tan 30}{1,1} = 19,07 \text{ kN/m},$$

$$E_{p,d} = \frac{E_p}{1,4} = 14,08 \text{ kN/m}.$$

Že brez upoštevanja pasivnih pritiskov je varnosti zadoščeno.

$$E_{a,d} = 17,28 \text{ kN/m} \leq T_d = 19,07 \text{ kN/m}.$$

2.1.4 PREVERBA PREVRNITVE OKOLI TOČKE A NA ROBU ZIDU (EQU)

Za to kontrolo moramo zadostiti enačbi:

$$M_{dst,d}^A = M_{dst}^A * \gamma_{dst} \leq M_{stb}^A * \gamma_{stb} = M_{stb,d}^A, \quad \gamma_{dst} = 1,1 \quad \gamma_{stb} = 0,9.$$

V našem primeru točko A destabilizirata spremenljiva obtežba q ter aktivni pritiski zemljine.

$$M_{dst}^A = (4,686 + 2,393) \text{ kNm/m} - (1,584 + 0,99 + 0,404) \text{ kNm/m} = 4,101 \text{ kNm/m},$$

$$M_{stb}^A = (0,16 + 8,645 + 0,307 + 3,97 + 2,058) \text{ kNm/m} = 15,14 \text{ kNm/m},$$

$$M_{dst,d}^A = M_{dst}^A * \gamma_{dst} = 4,51 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \leq M_{stb}^A * \gamma_{stb} = M_{stb,d}^A = 13,626 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}.$$

Glej vrednosti iz preglednice 3, v poglavju 2.1.2.5.

2.1.5 PREVERBA DRENIRANE NOSILNOSTI TAL

2.1.5.1 NOSILNOST TAL (GEO) PP2-1

Preverimo nosilnost tal v primeru največje možne vsote težnostnih sil.

$$V_d = (G_2 + G_1) * 1,35 + E_{aV} * 1,35 + (F_{qV} + F_q) * 1,5 + (F_{tamp} + F_{gtina,2} + F_{gtina,2}) * 1,35,$$

$$V_d = 47,18 \text{ kN/m}.$$

$$H_d = E_{aH} * 1,35 + F_{qH} * 1,5 = 17,28 \text{ kN/m}.$$

$$M_d = (0,752 - 4,275 - 0,56 + 2,66 + 0,119 - 1,029) * 1,35 + (0,305 - 2,521 + 0,202) * 1,5,$$

$$M_d = -6,671 \text{ kNm/m}.$$

$$B' = B - 2e_d = B - 2 * \frac{|M_d|}{V_d} = 0,617 \text{ m}.$$

Enačba, ki mora biti izpolnjena, je sledeča:

$$R_d \geq V_d, \text{ pri čemer je:}$$

$$R_d = \left(N_c * s_c * i_c * b_c * c + q * N_q * s_q * i_q * b_q + \gamma * \frac{B'}{2} * N_\gamma * s_\gamma * b_\gamma * i_\gamma \right) * A'.$$

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi} * \left(\tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = 18,40,$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi = 30,14,$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi = 20,09.$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin \varphi = 1 \dots \dots \dots L' \gg B',$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1 \dots \dots \dots s_q = 1,$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 1 \dots \dots \dots L' \gg B'. i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c * \cot \varphi} \right)^m = 0,492 \dots \dots \dots m = 2, \text{ ker je } L' \gg B',$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c * \tan \varphi} = 0,463,$$

$$i_\gamma = \sqrt[m]{i_q^{m+1}} = 0,345.$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan \varphi)^2 = 1 \dots \dots \dots \alpha = 0, \text{ temelj ni nagnjen,}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c * \tan \varphi} = 1.$$

$$\frac{R}{A'} = 139,55 \text{ kPa} + 126,74 \text{ kPa} + 40,63 \text{ kPa} = 306,92 \text{ kPa} \dots \dots q = 0,7 \text{ m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14 \text{ kPa},$$

$$R = 309,92 \text{ kPa} * 0,617 \text{ m} = 189,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

$$R_d = \frac{R}{1,4} = 135,26 \text{ kN/m} \geq V_d = 47,18 \text{ kN/m}.$$

2.1.5.2 NOSILNOST TAL (GEO) PP2-2

V tem primeru težnostne sile delujejo ugodno. Želimo si čim večji moment in horizontalno silo ter s tem posledično čim večjo ekscentričnost.

$$V_d = G_2 * 1 + G_1 * 1 + E_{aV} * 1,35 + (F_{qV} + F_q) * 1,5 + (F_{tamp} + F_{glina,2} + F_{glina,2}) * 1,$$

$$V_d = 36,33 \text{ kN/m}.$$

$$H_d = E_{aH} * 1,35 + F_{qH} * 1,5 = 17,28 \text{ kN/m}.$$

$$M_d = (-4,68 + 0,792) * 1,35 + (0,305 + 0,202 - 2,521) * 1,5 + (2,66 + 0,119 - 0,56 - 1,029),$$

$$M_d = -7,09 \text{ kNm/m}.$$

$$B' = B - 2e_d = B - 2 * \frac{|M_d|}{V_d} = 0,51 \text{ m}.$$

Enačba, ki mora biti izpolnjena:

$$R_d \geq V_d, \text{ pri čemer je:}$$

$$R_d = \left(N_c * s_c * i_c * b_c * c + q * N_q * s_q * i_q * b_q + \gamma * \frac{B'}{2} * N_\gamma * s_\gamma * b_\gamma * i_\gamma \right) * A'.$$

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi} * \left(\tan(45 + \frac{\varphi}{2}) \right)^2 = 18,40,$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi = 30,14$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi = 20,09.$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \sin \varphi = 1 \dots \dots \dots L' \gg B',$$

$$s_c = \frac{s_q * N_q - 1}{N_q - 1} = 1 \dots \dots \dots s_q = 1,$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{B'}{L'} = 1 \dots \dots \dots L' \gg B'.$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c * \cot \varphi} \right)^m = 0,381 \dots \dots \dots m = 2, \text{ ker je } L' \gg B',$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c * \tan \varphi} = 0,345,$$

$$i_\gamma = \sqrt[m]{i_q^{m+1}} = 0,235.$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan \varphi)^2 = 1 \dots \dots \dots \alpha = 0, \text{ temelj ni nagnjen},$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c * \tan \varphi} = 1.$$

$$\frac{R}{A'} = 103,98 \text{ kPa} + 98,15 \text{ kPa} + 23,32 \text{ kPa} = 225,45 \text{ kPa} \dots \dots \dots q = 0,7 \text{ m} * 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 14 \text{ kPa},$$

$$R = 225,45 \text{ kPa} * 0,51 \text{ m} = 114,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

$$R_d = \frac{R}{1,4} = 82,13 \text{ kN/m} \geq V_d = 36,33 \text{ kN/m}.$$

2.1.6 PREVERBA NEDRENIRANE NOSILNOSTI TAL

Nedrenirana nosilnost tal ni merodajna. Kratka kontrola:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) * c_u = 385 \text{ kPa}.$$

Vrednost je večja od vrednosti pri dreniranih pogojih. Ker so obtežni primeri enaki, kontrola ni merodajna.

2.1.7 KONTAKTNI TLAKI

Pri dimenzioniranju armature bomo potrebovali kontaktne tlake.

Preglednica 4: ekscentričnosti za PP2-1 ter PP2-2

Pristop:	$e = M_d/V_d$ (m)	$j = B/6$ (m)		
PP2-1	0,141	0,15	$e < j$	Mala ekscentričnost
PP2-2	0,195		$e > j$	Velika ekscentričnost

Za malo ekscentričnost kontaktne tlake računamo po enačbi:

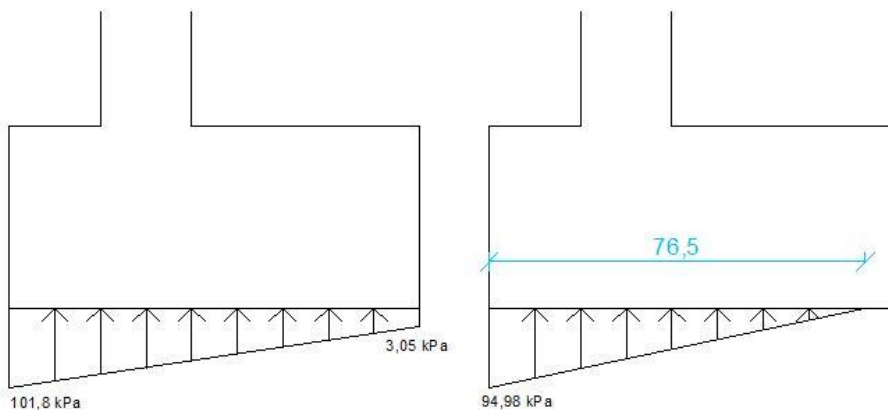
$$p(x) = V_d/A + x * M_d/I \dots \dots I = \frac{B^3}{12} * 1m = 0,0608 m^4, \quad A = B = 0,9m.$$

Preglednica 5: račun kontaktnih tlakov

Pristop	V_d ($\frac{kN}{m}$)	M_d ($\frac{kNm}{m}$)	$p(-0,45m)$	$p(0,45m)$
PP2-1	47,18	6,671	3,05 kPa	101,8 kPa
PP2-2	36,33	7,09	/	94,98 kPa

Za primer velike ekscentričnosti postopamo sledeče: $B' = 3 * (B/2 - e) = 0,765 m$.

$$p_{max} = 2 * R/B' = 94,98 kPa.$$



Slika 3: kontaktni tlak (levo PP2-1, desno PP2-2)

Modul elastičnosti za ilovico vzamemo: $E_s = 25000 \frac{kN}{m^2}$.

Modul elastičnosti za betone marke C25/30, ki ga bomo uporabili za temelj, pa znaša: $E_b = 3100 \frac{kN}{cm^2}$.

Togost temelja znaša: $K = E_b/12 * E_s * \left(\frac{d}{B}\right)^3 = 9,07 \geq 0,4 \dots \dots \dots$ temelj je tog!

2.2 DIMENZIONIRANJE BETONA IN ARMATURE

2.2.1 DOLOČITEV KROVNEGA SLOJA TRDNOSTNEGA RAZREDA BETONA

Temelj je v razredu izpostavljenosti XC2, ki predstavlja stalno vlažno okolje. Zid je v razredu izpostavljenosti XC4 ter XD1. Konstrukcija je v priporočeni kategoriji življenske dobe 3.

Preglednica 6: krovni sloj betona

Del konstrukcije	Kategorija življenske dobe	Razred izpostavljenosti	$c_{min,dur}$	Marka betona	Krovni sloj
temelj	3	XC2	20 mm	C25/30	30 mm
zid	3	XD1, XC4	30 mm	C30/37	40 mm

Ker se ne pričakuje, da bo armatura debelejša od $c_{min,dur}$, je $c_{min} = c_{min,dur}$.

Za temelj izberemo beton trdnostnega razreda C25/30, za zid pa beton trdnostnega razreda C30/37.

2.2.2 DIMENZIONIRANJE POTREBNE ARMATURE V ZIDU

2.2.2.1 NATEZNA ARMATURA

Preglednica 7: račun aktivnih pritiskov za dimenzioniranje

z (m)	σ ($\frac{kN}{m^2}$)	p_b ($\frac{kN}{m^2}$)	k_a	$-2c\sqrt{k_a}$	p_a	p_{aH}	E_{aH}	e_{ah}	p_{av}	E_{av}
0	0	0	0,456	-2,7	-2,7	-2,66	4,52	0,274	-0,47	0,8
1,4	26,6	26,2			9,25	9,11			1,61	

$$F_{ah} = 4,52 \frac{kN}{m},$$

$$e_{ah} = 0,274 \text{ m},$$

$$F_q = 1,4m * 3 \frac{kN}{m^2} * k_a * \cos 10^\circ = 1,89 \frac{kN}{m}.$$

Ročica je na 70 cm od točke A. Pri osnih silah upoštevamo samo tlake zaradi lastne teže zidu. Sila zaradi lastne teže v točki A znaša:

$$N_g = 1,4m * 0,2m * 24,5 \frac{kN}{m^3} = 6,86 \frac{kN}{m}.$$

Za dimenzioniranje uporabimo projektne vrednosti. Spremenljiva obtežba deluje neugodno, lastna teža pa ugodno.

Obremenitve so sledeče:

$$N_d = 6,86 \frac{kN}{m}, \quad H_d = F_q * 1,5 + F_{ah} * 1,35 = 8,937 \frac{kN}{m},$$

$$M_d = F_q * 1,5 * 0,7 m + F_{ah} * 0,274 m * 1,35 = 3,66 \frac{kNm}{m}.$$

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 4 \frac{kNm}{m} \dots \dots \dots z_s = 5cm,$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,0089 \dots \dots \dots b = 100 cm, d = 15 cm,$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 2 \frac{kN}{cm^2}.$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{10}{-3,5} \%$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = 0,53 \frac{cm^2}{m},$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{kN}{cm^2}.$$

$$A_{s,min} = 0,001 * A_c = 100cm * 20cm * 0,001 = 2 \frac{cm^2}{m} \geq 1,5 \frac{cm^2}{m}.$$

Na zadnjo stran vstavimo mrežo Q226:

$$A_s = 2,26 \frac{cm^2}{m} \geq A_{s,min} = 2 \frac{cm^2}{m}.$$

Na prednjo stran zidu vstavimo mrežo Q226, ki predstavlja konstruktivno armaturo.

$$A_s = 2,26 \frac{cm^2}{m} \geq 1,5 \frac{cm^2}{m}.$$

Velikost armature v vse smeri mora biti večja ali enaka $1,5 \frac{cm^2}{m}$, zato na vrhu zidu v vzdolžni smeri položimo $2\phi 10$:

$$A_s = 1,57 cm^2.$$

Da objamemo zid, na vrhu položimo U-profile $\phi 8/25$ cm:

$$A_s = 2,01 \frac{cm^2}{m}.$$

Preklop med U-profilom in armaturno mrežo mora biti vsaj 29 cm. Izberemo 30 cm. Pri mrežah mora biti preklop 3 polja + 10 cm. Pri mreži Q226 je razdalja med polji 125 mm.

Preklop mora biti:

$$l = 3 * 12,5 cm + 10 cm = 47,5 cm \cong 50 cm.$$

Sidranje armaturne mreže izvedemo z U-profili $\phi 8/20$ cm. Prerez mora biti večji od prereza mrež.

$$A_s = 2,51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 2,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

2.2.2.2 STRIŽNA ARMATURA

Preverimo nosilnost betonskega prereza na strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * d * b_w; \right. \\ \left. (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * b_w \right\}$$

Pri čemer so:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 2,155 \leq 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{d * b_w} = 0,00151,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0,0343 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,2 * f_{cd} = 0,333 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12,$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * (f_{ck})^{\frac{1}{2}} = 0,542,$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 60,34 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ 82,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right\} = 82,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq V_{Ed} = 8,937 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Strižna armatura ni potrebna.

Zagotoviti je potrebno objetje celotnega zidu. To storimo tako, da v vsako smer dodamo armaturo velikost vsaj:

$$A_s = 1,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

2.2.2.3 KONTROLA MSU – ŠIRINA RAZPOK

$$N_d = 6,86 \frac{kN}{m},$$

$$M_d = F_q * 1,5 * 0,7 m + F_{ah} * 0,274m * 1,35 = 3,66 \frac{kNm}{m}.$$

Poračunamo napetosti, da se prepričamo ali prerez res razpoka.

$$A = 20cm * 100cm = 2000cm^2,$$

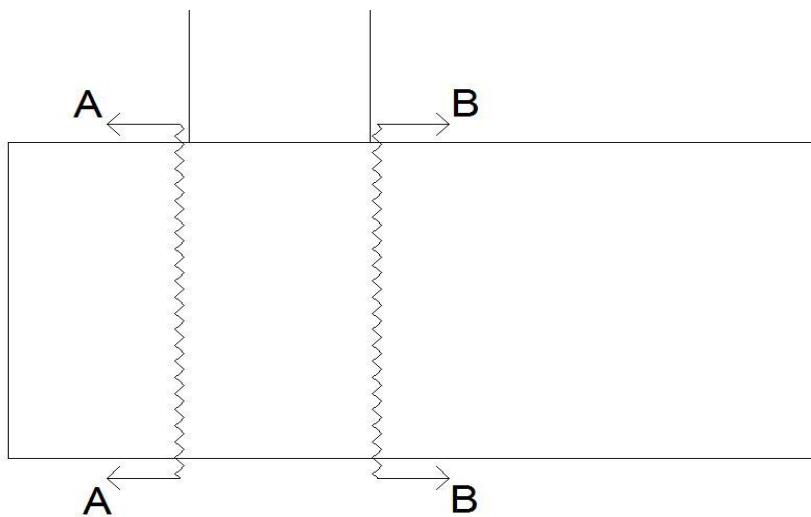
$$I = \frac{b * h^3}{12} = 66666,67 cm^4,$$

$$W = \frac{I}{10 cm} = 6666,67 cm^3.$$

$$\sigma = \frac{M}{W} - \frac{N}{A} = 0,052 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,29 \frac{kN}{cm^2}.$$

Širino razpok se računa pri navidezno stalni obtežni kombinaciji. V našem primer že pri polni ombremenitvi v MSN ne pride do zadosti velikih napetosti, da bi prerez razpokal. Prerez v MSU ne razpoka.

2.2.3 DIMENZIONIRANJE ARMATURE V TEMELJU

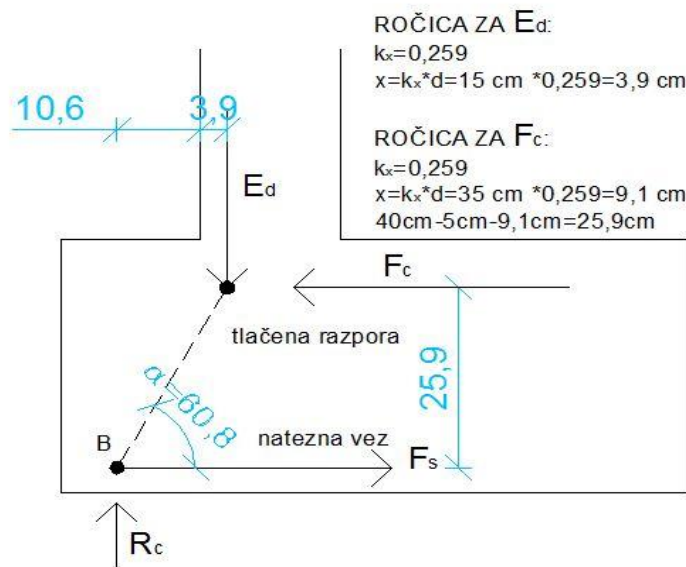


Slika 4: prikaz prerezov v temelju

2.2.3.1 PREREZ A-A

2.2.3.1.1 DIMENZIONIRANJE NATEZNE ARMATURE

Temelj v prerezu A-A dimenzioniramo po principu nateznih vezi in tlačnih razpor.

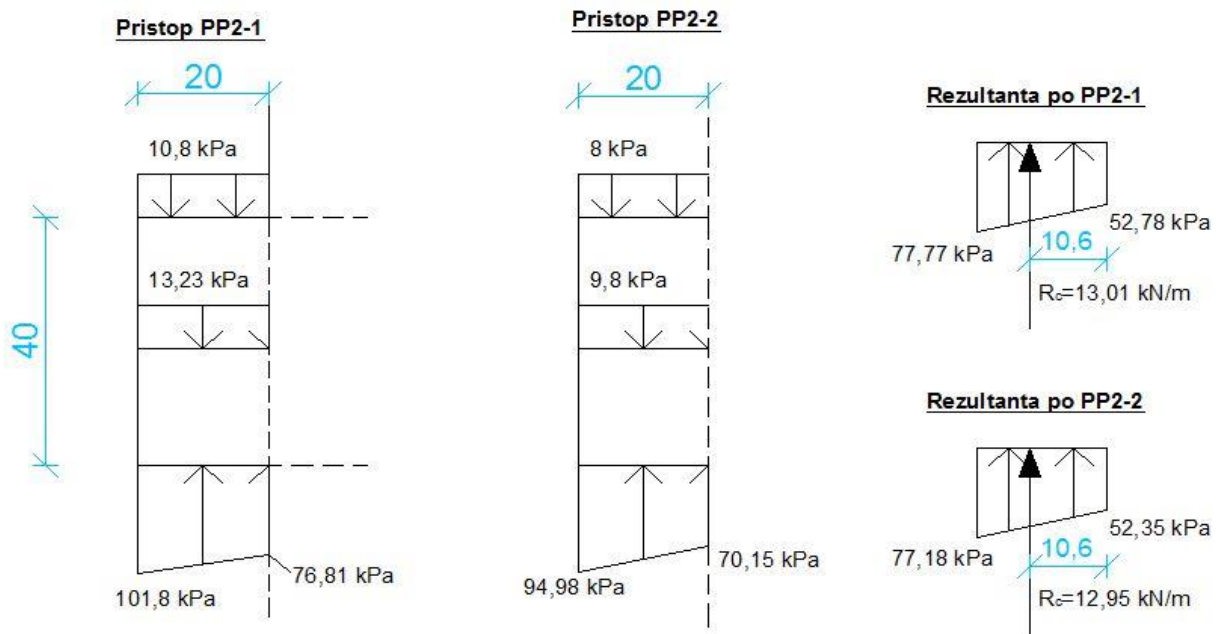


Slika 5: natezna vez, tlačena razpora pri temelju

Do sile, potrebne za izračun armature, pridemo tako, da rešimo enačbi: $\sum F_x = 0$, $\sum F_z = 0$.

Preverimo, kateri kontaktni tlaki dajo večjo silo R_c . Uporabljamo iste varnostne faktorje kot pri računu kontaktnih tlakov.

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{25,9 \text{ cm}}{14,5 \text{ cm}} = 60,8^\circ.$$



Slika 6: prikaz tlakov v prerezu A-A

Poračunamo armaturo za primer PP2-1. Med natezno vezjo in tlačeno razporo predpostavimo kot $\alpha = 60,8^\circ$.

$$R_c = 13,01 \frac{kN}{m}$$

$$\sum F_z = 0 \dots \dots \dots F_c = \frac{R_c}{\sin \alpha} = 14,9 \frac{kN}{m}$$

$$\sum F_x = 0 \dots \dots \dots F_s = F_c * \cos \alpha = 7,27 \frac{kN}{m}$$

Potrebna armatura:

$$A_s = \frac{F_s}{f_{y,d}} = 0,17 \frac{cm^2}{m}$$

$$f_{y,d} = 43,48 \frac{kN}{cm^2}$$

Minimalne zahteve za armaturo:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4,732; \\ 4,55 \end{array} \right\} \frac{cm^2}{m} = 4,73 \frac{cm^2}{m}$$

Vstavimo $\phi 10/15$ cm:

$$A_s = 5,24 \frac{cm^2}{m}$$

2.2.3.1.2 KONTROLA NAPETOSTI

2.2.3.1.2.1 KONTROLA NAPETOSTI V VOZLIŠČU

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 * v' * f_{cd} = 0,85 * 0,9 * 1,67 \frac{kN}{cm^2} = 1,275 \frac{kN}{cm^2},$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9,$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,67 \frac{kN}{cm^2}.$$

Potreben prerez, da so napetosti v mejah:

$$A = \frac{R_c}{\sigma_{Rd,max}} = 10,2 \frac{cm^2}{m}.$$

Temu je zagotovo zadoščeno, saj je zadostna širina, da se obtežba prenese, enaka:

$$l = \frac{A}{100cm} = 0,1cm.$$

2.2.3.1.2.2 KONTROLA NAPETOSTI V RAZPORI

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 * v' * f_{cd} = 0,6 * 0,9 * 1,67 \frac{kN}{cm^2} = 0,9 \frac{kN}{cm^2},$$

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,9,$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,67 \frac{kN}{cm^2}.$$

Potreben prerez, da so napetosti v mejah:

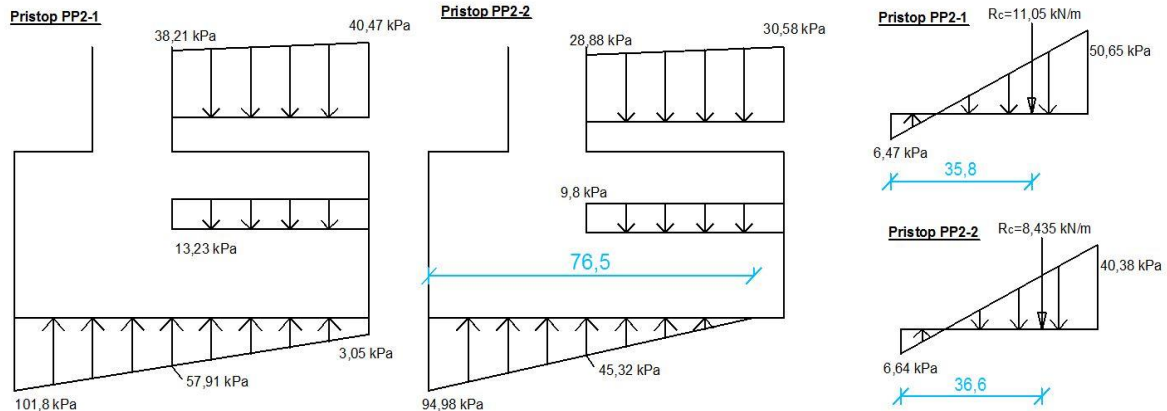
$$A = \frac{F_c}{\sigma_{Rd,max}} = 16,56 \frac{cm^2}{m}.$$

Temu je zagotovo zadoščeno, saj je zadostna širina, da se obtežba prenese, enaka:

$$l = \frac{A}{100cm} = 0,166 cm.$$

2.2.3.2 PREREZ B-B

2.2.3.2.1 DIMENZIONIRANJE NATEZNE ARMATURE



Slika 7: kontaktni tlaki (levo PP2-1, desno PP2-2)

Momente pomnožimo z 1,1, ker je temelj tog.

Dobljen moment v prerezu B-B zaradi PP2-1:

$$M_{d,1} = R_c * e = 11,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,358 \text{ m} * 1,1 = 4,356 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Dobljen moment v prerezu B-B zaradi PP2-2:

$$M_{d,2} = R_c * e = 8,435 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,366 \text{ m} * 1,1 = 3,4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Dimenzioniramo na moment $M_{d,1}$.

$$\frac{e}{d} = \frac{35,8 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 0,895 \geq 0,5.$$

Za račun armature ne uporabimo modela nateznih vezi in tlačnih razpor.

Obremenitve:

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}, \quad Q_{Ed} = 11,05 \text{ kN/m},$$

$$M_{Ed} = 4,356 \text{ kNm/m}.$$

$$M_{Eds} = M_d + N_d * z_s = 4,356 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \dots \dots \dots z_s = 5 \text{ cm},$$

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0,00213 \dots \dots \dots b = 100 \text{ cm}, d = 35 \text{ cm},$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 1,667 \frac{kN}{cm^2}.$$

Izberemo si enojno armaturo z dovoljenimi deformacijami: $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{10}{-3,5}\%$.

$$k_s = 1,121,$$

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}}{d * f_{yd}} + \frac{N_{Eds}}{f_{yd}} = 0,321 \frac{cm^2}{m},$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{kN}{cm^2}.$$

Minimalne zahteve za armaturo:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d; \\ 0,0013 * b * d \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4,732; \\ 4,55 \end{array} \right\} \frac{cm^2}{m} = 4,73 \frac{cm^2}{m}.$$

Vstavimo $\phi 10/15$ cm:

$$A_s = 5,24 \frac{cm^2}{m}.$$

2.2.3.2.2 DIMENZIONIRANJE STRIŽNE ARMATURE

Preverimo nosilnost betonskega prereza na strig:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{Rd,c} * k * (100 * f_{ck} * \rho_l)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * d * b_w; \\ (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * b_w \end{array} \right\}.$$

Pri čemer so:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,756 \leq 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{d * b_w} = 0,0015,$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = 0 \frac{kN}{cm^2} \leq 0,2 * f_{cd} = 0,333 \frac{kN}{cm^2},$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12,$$

$$v_{min} = 0,035 * k_1^{\frac{3}{2}} * (f_{ck})^{\frac{1}{2}} = 0,407,$$

$$k_1 = 0,15.$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 114,6 \frac{kN}{m}; \\ 142,45 \frac{kN}{m} \end{array} \right\} = 142,45 \frac{kN}{m} \geq V_{Ed} = 11,05 \frac{kN}{m}.$$

Strižna armatura ni potrebna.

2.2.3.3 ARMATURA V VZDOLŽNI SMERI

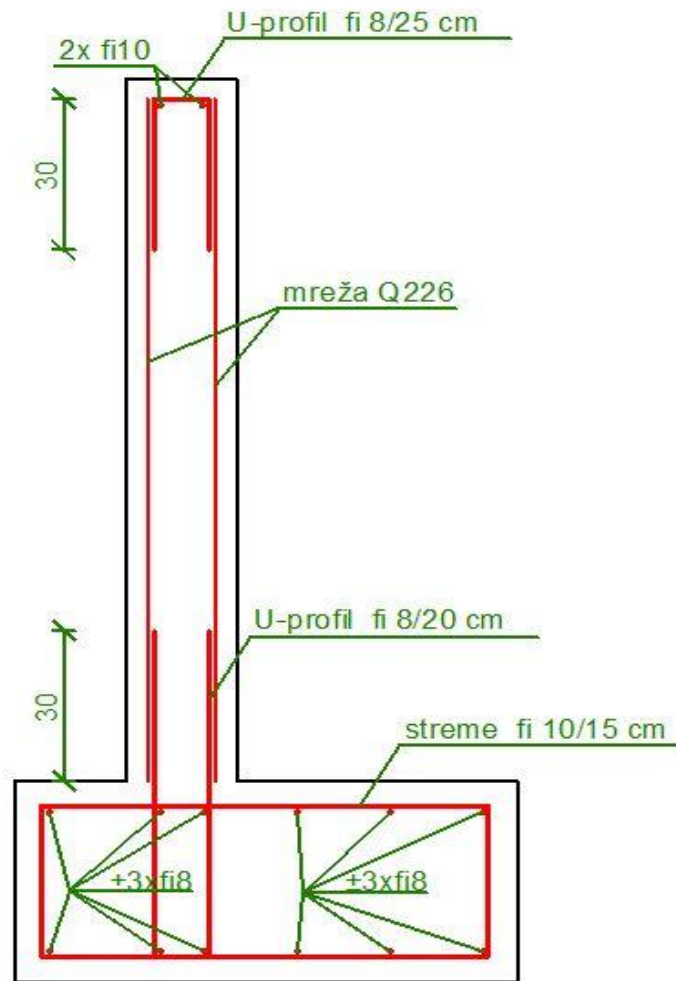
Armatura v vzdolžni smeri računsko ni potrebna, zato vstavimo razdelilno armaturo, ki znaša 20% glavne armature.

$$A_{s,min} = 0,20 * 4,73 \text{ cm}^2 = 0,95 \text{ cm}^2.$$

Na gornjo in spodnjo stran vstavimo 6 $\emptyset 8$ palic. Dodamo malce več palic zaradi lažje izvedbe armaturnega koša.

$$A_s = 3 \text{ cm}^2.$$

2.3 IZRIS ARMATURE OPORNEGA ZIDU



Slika 8: prikaz armature v AB opornem zidu

2.4 MEJNO STANJE UPORABNOSTI ZIDU S PROGRAMOM SAP 2000

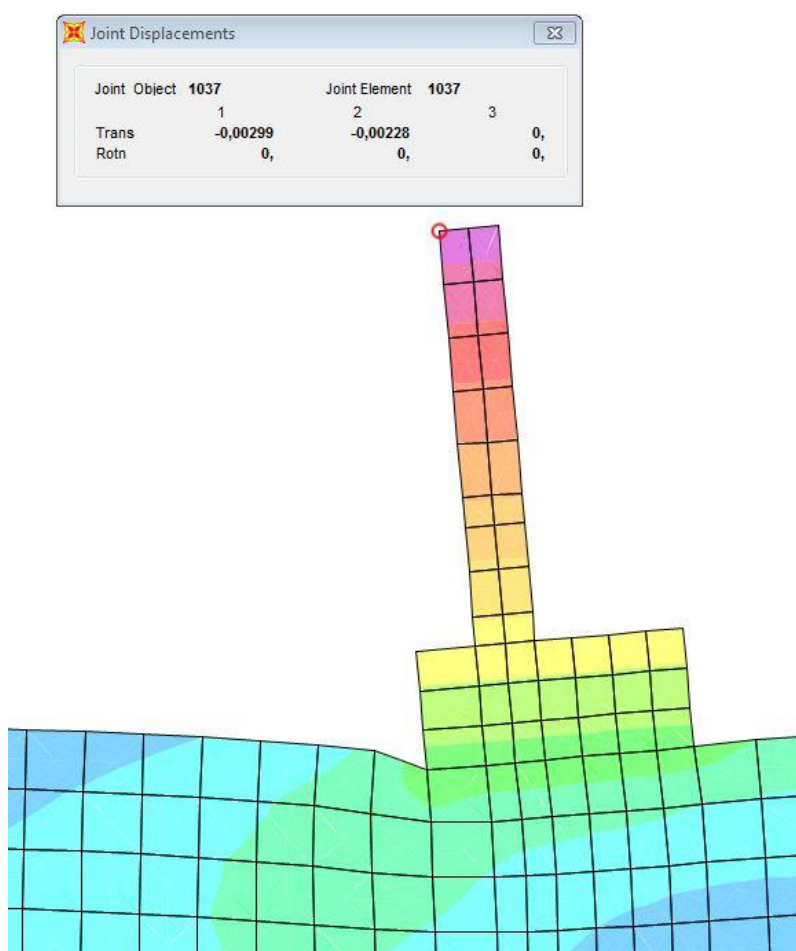
Armirano betonski oporni zdi zmodeliramo v programu SAP 2000, da poračunamo elastične pomike zaradi podajnosti zemljine. Zid kontroliramo na vrhu v smeri X. Za račun uporabimo ravninsko deformacijsko stanje (RDS), saj se zid deformira samo v dveh smereh.

Za karakteristike tal uporabimo:

$$E = 25000 \frac{kN}{m^2}.$$

$$\nu = 0,4.$$

Pomik kontroliramo pri karakteristični obtežni kombinaciji.



Slika 9: prikaz deformacije zidu

Pomik v smeri X omejimo na:

$$u_{dov} \leq \frac{H}{300} = 0,6 \text{ cm},$$

$$u_{dej} = 0,3 \text{ cm} \leq u_{dov} = 0,6 \text{ cm}.$$