

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:

Žulič, G., 2015. Projektiranje AB montažne hale s fasadnimi paneli na potresni vpliv. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Fischinger, M., somentor Zoubek, B.): 83 str.

Datum arhiviranja: 04-01-2016

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:

Žulič, G., 2015. Projektiranje AB montažne hale s fasadnimi paneli na potresni vpliv. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Fischinger, M., co-supervisor Zoubek, B.): 83 pp.

Archiving Date: 04-01-2016

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 GRADBENIŠTVO  
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

**GORAN ŽULIČ**

**PROJEKTIRANJE AB MONTAŽNE HALE S  
FASADNIMI PANELI NA POTRESNI VPLIV**

Diplomska naloga št.: 3453/KS

**SEISMIC DESIGN OF RC PRECAST INDUSTRIAL  
BUILDING WITH CLADDING PANELS**

Graduation thesis No.: 3453/KS

**Mentor:**

prof. dr. Matej Fischinger

**Somentor:**

asist. dr. Blaž Zoubek

Ljubljana, 22. 12. 2015

## **STRAN ZA POPRAVKE**

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

»Ta stran je namenoma prazna«.

## **IZJAVE**

Podpisani Goran Žulič izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Projektiranje AB montažne hale s fasadnimi paneli na potresni vpliv«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 8.12.2015

Goran Žulič

»Ta stran je namenoma prazna«.

## **IZJAVE O PREGLEDU NALOGE**

Nalogo so si ogledali:

»Ta stran je namenoma prazna«.



## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.042.7:624.012.45(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Goran Žulič</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Matej Fischinger</b>
<b>Somentor:</b>	<b>asist. dr. Blaž Zoubek</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje AB montažne hale s fasadnimi paneli na potresni vpliv</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>83 str., 17 pregl., 72 sl.</b>
<b>Gljučne besede:</b>	<b>AB montažna hala, stiki, fasadni paneli, projektiranje, SIST EN:1998-1-1</b>

### **Izveček**

V diplomski nalogi smo prikazali postopek projektiranja armiranobetonske montažne hale na potresni vpliv v skladu s standardom SIST EN-1998-2:2006. Obravnavali smo nosilne elemente in fasadne panele. Pogledali smo kaj pravi standard o nekonstrukcijskih elementih. Obravnavali smo tudi obnašanje konstrukcije skupaj s fasadnimi paneli in naredili več primerov. Tu nas je zanimal stik konstrukcije med nosilno konstrukcijo in fasadnimi paneli, ki je bil raziskan v okviru evropskega projekta SAFECLADDING. V sklopu teh raziskav je bila narejena obširna študija stikov, ki so pogosti v evropski praksi gradnje. Iz dobljenih podatkov v raziskavah, smo tipičen stik modelirali in uporabili v analizi. Da smo dobili boljše rezultate, smo konstrukcijo analizirali tudi z nelinearno analizo. Tu smo za naš primer in naše predpostavke ugotovili, kakšne potresne sile lahko prenese konstrukcija, ki smo jo analizirali.



## **ZAHVALA**

Za pomoč in podporo pri nastajanju diplomske naloge ter za koristne nasvete se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju in somentorju asist. dr. Blažu Zoubku. Prav tako se za strokovno pomoč zahvaljujem Luki Possnigu pri delu s programom OpenSees.

Rad bi se zahvalil družini za podporo in spodbudo vsa ta leta.

Prav tako bi se zahvalil prijateljem in sošolcem, ki smo skupaj preživeli lepe trenutke v študijskem obdobju.

## KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	VII
BIBLIOGRAPHIC - DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT .....	VIII
ZAHVALA.....	IX
1 UVOD.....	1
2 ZASNOVA.....	5
2.1 Opis konstrukcije .....	5
2.2 Arhitektura konstrukcije.....	6
2.3 Uporabljen material .....	7
3 Vplivi na konstrukcijo .....	9
3.1 Lastna obtežba .....	9
3.2 Koristna obtežba .....	9
3.3 Obtežba snega .....	9
3.4 Obtežba vetra .....	9
3.5 Potresna obtežba .....	9
4 Analiza obtežbe .....	10
4.1 Lastna teža .....	10
4.2 Koristna obtežba .....	12
4.3 Obtežba snega .....	12
4.4 Veter .....	14
4.5 Potresni vpliv .....	14
4.5.1 Splošno o potresnem vplivu.....	14
4.5.2 Faktor obnašanja za montažne konstrukcije.....	15
4.5.3 Projektni spekter .....	16
4.5.4 Račun mas .....	18
4.6 Nihajni časi .....	25
5 Dimenzioniranje stebrov (analiza brez panelov).....	27
5.1 Opis stebrov .....	27

5.2	Geometrija stebrov.....	27
5.3	Obremenitev stebrov.....	28
5.3.1	Lastna obtežba .....	28
5.3.2	Potres Ex .....	28
5.3.3	Potres Ey .....	28
5.3.4	Obtežne kombinacije .....	28
5.4	Vpliv teorije 2. reda .....	29
5.5	Omejitev tlačnih napetosti v stebru .....	31
5.6	Vzdolžna armatura v stebru.....	32
5.7	Prečne sile v stebru. ....	34
5.8	Objetje jedra.....	36
5.9	Omejitev poškodb .....	40
5.10	Strižna armatura v stebru .....	41
5.11	Stik steber – nosilec.....	41
5.12	Prikaz armiranja strebov .....	43
6	Dimenzioniranje grede .....	46
6.1	Opis.....	46
6.2	Geometrija nosilca .....	46
6.3	Obtežne kombinacije .....	47
6.4	Delež vzdolžne armature v nosilcu.....	49
6.5	Interakcijski diagrami .....	50
6.6	Kontrola vzdolžne armature.....	52
6.7	Račun strižne armature .....	53
6.8	Določitev strižne armature .....	56
6.9	Izbira strižne armature .....	58
6.10	Prikaz armiranja strešnega nosilca .....	59
7	Stik med nosilno konstrukcijo in fasadnim panelom.....	61
7.1	Stik .....	61
7.1.1	Opis stika .....	61

7.1.2	Prikaz obremenjevanja preizkušenca.....	63
7.1.3	Opis elementa.....	63
7.1.4	Obremenitev:.....	64
7.1.5	Obnašanje stika.....	66
7.1.6	Povzetek analize.....	67
7.2	Prikaz modeliranja fasadnega panela.....	69
7.3	Nelinearna analiza.....	70
7.4	Opis modela za nelinearno analizo s fasadnimi paneli.....	73
7.5	Rezultati pushover analize.....	74
7.5.1	Notranji steber.....	74
7.5.2	Panel.....	75
7.5.3	Celotna prečna sila na dnu stebrov in panelov.....	76
7.5.4	Vsi stebri in paneli pri analizi z link elementom.....	77
7.6	Analiza rezultatov.....	78
8	Zaključek.....	80
VIRI	.....	82

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Obtežba strehe.....	11
Preglednica 2: Obtežba snega na strešino .....	14
Preglednica 3: Kombinacijski faktorji.....	19
Preglednica 4: Nihajni časi in delež sodelujočih mas osnovne konstrukcije.....	25
Preglednica 5: Nihajni časi in delež sodelujočih mas konstrukcije s členkasto povezavo.....	25
Preglednica 6: Nihajni časi in delež sodelujočih mas konstrukcije s togo povezavo .....	26
Preglednica 7: Skupna sila ob vpetju v x smer .....	26
Preglednica 8: Skupna sila ob vpetju v y smer .....	26
Preglednica 9: Obremenitev stebra zaradi lastne teže.....	28
Preglednica 10: Obremenitev v stebru zaradi potresne obremenitve v x smeri .....	28
Preglednica 11: Obremenitev v stebru zaradi potresne obremenitve v y smeri .....	28
Preglednica 12: Obtežna kombinacija 1 obremenitve stebra .....	29
Preglednica 13: Obtežna kombinacija 2 obremenitve stebra .....	29
Preglednica 14: Obtežna kombinacija 1 s približnim upoštevanjem TDR.....	31
Preglednica 15: Obtežna kombinacija 2 s približnim upoštevanjem TDR.....	31
Preglednica 16: Izbira strižne armature v stebru .....	41
Preglednica 17: Izbira strižne armature v nosilcu .....	58

## KAZALO SLIK

Slika 1: Gradnje montažne hale v Sloveniji (vir: Gradbeništvo Glogovič).....	1
Slika 2: Potres v Emilii - Romagniji leta 2012 in porušitev fasadnega panela.....	3
Slika 3: Stik fasadnega panela in grede .....	3
Slika 4: Prečni prerez konstrukcije .....	6
Slika 5: Tloris konstrukcije .....	6
Slika 6: Prostorski računski model konstrukcije v programu Sap2000 .....	7
Slika 7: Prečni prerez $\pi$ - plošče .....	10
Slika 8: Vzдолžni prerez $\pi$ - plošče .....	11
Slika 9: Obtežba snega po conah v Sloveniji (SIST EN 1991-1-1).....	12
Slika 10: Oblikovni koeficient obtežbe snega .....	13
Slika 11: Prostorski računski model konstrukcije brez fasadnih panelov .....	15
Slika 12: Potresna nevarnost Slovenije in projektni pospešek tal.....	17
Slika 13: Elastični in projektni spekter .....	18
Slika 14: 3D računski model konstrukcije s fasadnimi paneli .....	21
Slika 15: Dimenzije fasadnega panela .....	24
Slika 16: Prerez stebra.....	27
Slika 17: Pozicije stebrov .....	27
Slika 18: Vpliv teorije 2. reda .....	30
Slika 19: Izbrani prerez .....	33
Slika 20: Interakcijski diagram vogalnega in notranjega stebra za izbrano armaturo pri potresni obremenitvi v x smeri.....	33
Slika 21: Interakcijski diagram notranjega stebra za izbrano armaturo pri kombinaciji potresne obremenitve .....	34
Slika 22: Prečna sila v stebru po metodi dodatne nosilnosti.....	35
Slika 23: Sovisnost med napetostjo in deformacijo objetega betona .....	37
Slika 24: Razpad betonskega jedra zaradi prešibkih stremen.....	38
Slika 25: Koeficienti za izračun objetja betonskega jedra .....	39
Slika 26: Prikaz dodatne strižne armature okoli trna pri stiku steber – nosilec .....	42
Slika 27: Prikaz armiranja stebra.....	43
Slika 28: Armaturo v kritičnem območju stebra.....	44
Slika 29: Armaturo v vmesnem območju stebra.....	44
Slika 30: Armiranje stebra z minimalno strižno armaturo.....	45
Slika 31: Vzдолžni pogled strešnega nosilca .....	46
Slika 32: Prerez strešnega nosilca na začetku in na sredini nosilca .....	47



Slika 33: Obtežna kombinacija momentne obrnenitve v nosilcu .....	48
Slika 34: Računska in reducirana prečna sila nosilca s spremenljivo višino.....	48
Slika 35: Potrebna vzdolžna armatura v nosilcu.....	50
Slika 36: Interakcijski diagram prereza na oddaljenosti 6,5 m in shematski prikaz prereza...	50
Slika 37: Interakcijski diagram prereza na sredini nosilca in shematski prikaz prereza .....	51
Slika 38: Interakcijski diagram prereza na začetku nosilca in shematski prikaz prereza .....	51
Slika 39: Prikaz območja, kjer je potrebna minimalna strižna armatura .....	54
Slika 40: Kontrola tlačnih diagonal .....	55
Slika 41: Reducirana prečna sila ob stebri .....	57
Slika 42: Prikaz potrebne strižne armature v nosilcu.....	58
Slika 43: Shematski prikaz pozicij strižne armature v nosilcu .....	59
Slika 44: Prikaz armiranja nosilca pozicije 1 in 2 .....	59
Slika 45: Prikaz armiranja nosilca pozicije 3 in 4 .....	60
Slika 46: Prikaz armiranja strešnega A - nosilca .....	60
Slika 47: Porušitev stika fasadnega panela in nosilne konstrukcije ( Emilia - Romagna 2012) .....	61
Slika 48: Prikaz pritrditve panela stika na nosilec.....	62
Slika 49: Pritrditev panela spodaj.....	62
Slika 50: Shematski prikaz preizkušanja stikov .....	63
Slika 51: Konfiguracija preizkusa .....	63
Slika 52: Shematski prikaz stika.....	64
Slika 53: Geometrijske karakteristike stika .....	64
Slika 54: 3D prikaz stika .....	64
Slika 55: Shematski prikaz preizkušanja stika .....	65
Slika 56: Primer obremenjevanja, ki je bil uporabljen v testu.....	65
Slika 57: Prikaz deformacije stika .....	66
Slika 58: Porušitev stika. Leva slika prikazuje porušitev stika zaradi pretrga ploščice, desna slika prikazuje porušitev stika zaradi porušitve kanala.....	67
Slika 59: Diagram sila - pomik stika za modeliranje v programu SAP2000 .....	68
Slika 60: Modeliranje fasadnega panela v programu .....	69
Slika 61: Idealizacija diagrama moment - rotacija .....	70
Slika 62: Idealiziran diagram moment – rotacija za notranje stebre.....	71
Slika 63: Idealiziran diagram moment - rotacija za vogalne stebre.....	72
Slika 64: Moment $M_z$ na dnu stebra in rotacija na vrhu stebra .....	74
Slika 65: Prečna sila na dnu stebra in pomik na vrhu stebra .....	74
Slika 66: Prečna sila na dnu panela in pomik na vrhu stebra.....	75
Slika 67: Prečna sila na dnu panela in pomik $u_x$ na vrhu stebra .....	75

Slika 68: Prečna sila na dnu panela in pomik $u_y$ na vrhu stebra.....	76
Slika 69: Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v x smeri na vrhu stebra pri različnih analizah.....	76
Slika 70: : Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v y smeri na vrhu stebra pri različnih analizah.....	77
Slika 71: Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v x smeri na vrhu stebra pri analizi z link elementom.....	77
Slika 72: Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v y smeri na vrhu stebra pri analizi z link elementom.....	78

## 1 UVOD

V državah evropske unije za projektiranje gradbenih konstrukcij večinoma uporabljamo evrokod standarde, ki so poenoteni za vse države. Obstajajo nacionalni dodatki, kjer lahko posamezna država določene parametre, koeficiente prilagodi svojim potrebam. Slovenija je bila ena izmed prvih držav, ki je začela uporabljati evrokod standarde. Pred tem so veljali za projektiranje konstrukcij drugi standardi, ki so bili med državami različni. Standard, ki obravnava projektiranje potresno odpornih konstrukcij, je Evrokod 8. Ker je po veljavni karti potresne nevarnosti vse ozemlje Slovenije potresno območje, je uporaba EC8 nujna v celotni Sloveniji. Namen tega standarda je zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne.

Za gradnjo industrijskih in trgovskih objektov se je in se še vedno veliko gradi z montažnimi betonskimi elementi. Te konstrukcije pa zahtevajo nekaj več pozornosti pri projektiranju stikov in povezav med elementi. Prav tako je potrebno več pozornosti posvetiti prehodnim in začasnim stanjem pri montažni gradnji betonskih konstrukcij. Kadar je to ustrezno, je potrebno v prehodnih stanjih upoštevati tudi dinamične učinke.



Slika 1: Gradnje montažne hale v Sloveniji (vir: Gradbeništvo Glogovič)

Pri projektiranju montažnih konstrukcij na potresnih območjih se je potrebno zavedati, da nobenega predpisa za projektiranje potresno odpornih konstrukcij ni možno direktno uporabiti za nove konstrukcijske sisteme, za katere duktilnost in dejanske nosilnosti pri potresni obremenitvi ne poznamo. Kapaciteto sipanja energije je mogoče ovrednotiti le s preizkusi konstrukcijskih sklopov z značilnimi stiki pri ciklični horizontalni obremenitvi. Po potresih v Italiji v L'Aquila leta 2009 in v pokrajini Emili – Romagniji leta 2012, se je število raziskav na področju armiranobetonskih montažnih stavb povečalo. V teh raziskavah je sodelovala tudi Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani. V potresih je poleg poškodb stavb in infrastrukture nastala tudi velika posredna gospodarska škoda zaradi nezmožnosti obratovanja in proizvodnje v poškodovanih objektih. Tako so se povečale raziskave in so v laboratoriju ELSA v Ispri naredili vrsto preizkusov modelov hal v naravnem merilu.

V sklopu diplomske naloge, nas je predvsem zanimalo, kakšno je obnašanje stikov med armiranobetonsko montažno halo in armiranobetonskim fasadnim panelom. Stik je lahko izveden na več načinov. Mi smo izbrali stik, ki je pogosto v uporabi in ga analizirali. Samo stikom pa je namenjen evropski projekt SAFECCLADDING (Obnašanje inovativnih mehanskih spojev v montažnih konstrukcijah stavb pri potresnem vplivu). Do sedaj je v standardih premalo napisanega o ne konstrukcijskih elementih, kakršni so tudi paneli, pritrjeni na montažne hale. Ti paneli lahko, ob morebitni porušitvi stika, povzročijo veliko posredno in veliko neposredno škodo. Za montažne konstrukcije je v standardu zapisano, da lahko montažne betonske hale računamo na enake potresne sile kot monolitne okvire. Tako je lahko za konstrukcije visoke stopnje duktilnosti DCH predpisan faktor obnašanja  $q = 4,5$ .

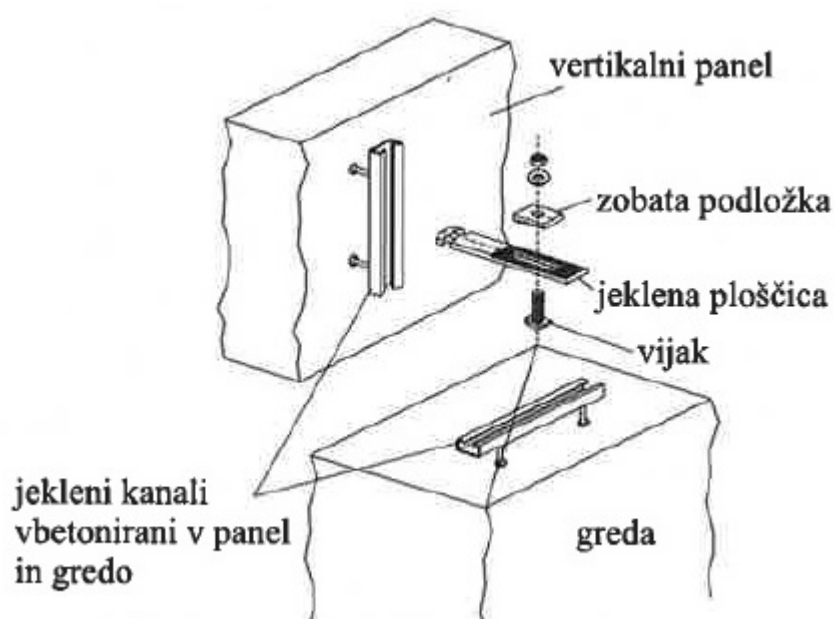
V diplomski nalogi analiziramo montažno armirano betonsko nosilno konstrukcijo. Konstrukcija je enoetažna in je locirana v Ljubljani v bližini stadiona Stožice. Konstrukcija je iz vseh štirih smeri zaprta z armirano betonskimi fasadnimi elementi, ki so pripeti na nosilce montažne konstrukcije. V nadaljevanju bomo analizirali stik med fasadnimi elementi in nosilci, saj je v primeru potresa ta stik ključen pri nosilnosti teh elementov in pri obnašanju celotne konstrukcije.

Analizo nosilne konstrukcije opravimo v računalniškem programu Sap2000. Ker smo se osredotočili na dogajanje med potresom, bomo v analizi upoštevali samo stalno in lastno obtežbo konstrukcije ter potresno obtežbo in naredili obtežbene kombinacije. Upoštevali bomo tudi nelinearnost materiala. Zanima nas obnašanje konstrukcije, ko modeliramo konstrukcijo brez fasadnih elementov in obnašanje, ko so na konstrukcijo pripeti fasadni elementi. Nato bomo analizirali rezultate stika med fasadnim elementom in nosilnim elementom konstrukcije in ugotavljali ali je ta stik primeren na potresnih območjih.



Slika 2: Potres v Emilii - Romagniji leta 2012 in porušitev fasadnega panela

Študij, ki bi vsebovale analizo stikov fasadni panelov, je zelo malo. Nekaj preizkusov je bilo izvedenih, vendar so dostikrat ti preizkusi narejeni le pravokotno na smer panel. Pri potresu, ki deluje v vseh smereh, se je pokazalo, da je kritično obnašanje stika v ravnini panela. Načinov pritrjevanja armiranobetonskih panelov, ki se uporabljajo v praksi, je več. Mi smo uporabili stik prikazan na sliki 3.



Slika 3: Stik fasadnega panela in grede

V okviru evropskega projekta SAFECLADDING je bilo preizkušenih več najbolj pogostih stikov pritrjevanja fasadnih panelov na nosilno konstrukcijo. Stik, ki ga obravnavamo, je bil eden izmed preizkušenih.

## 2 ZASNOVA

### 2.1 Opis konstrukcije

Obravnavamo industrijsko enoetažno enoladijsko halo, ki je pravokotne oblike in je v celoti montažna. Osno v dolžino meri 60 metrov v širino 20 metrov. Stebri so v vzdolžni smeri v rastru 7,5 metrov. V prečni smeri so na oddaljenosti 20 metrov. Višina stebrov je 7,5 metra. Skupaj imamo 18 stebrov. Strešna konstrukcija je sestavljena iz A – nosilcev, ki so postavljeni prečno na konstrukcijo. Na njih so pritrjene  $\pi$  - plošče. Stene konstrukcije so sestavljene iz armirano betonskih fasadnih elementov. Glavni elementi konstrukcije so:

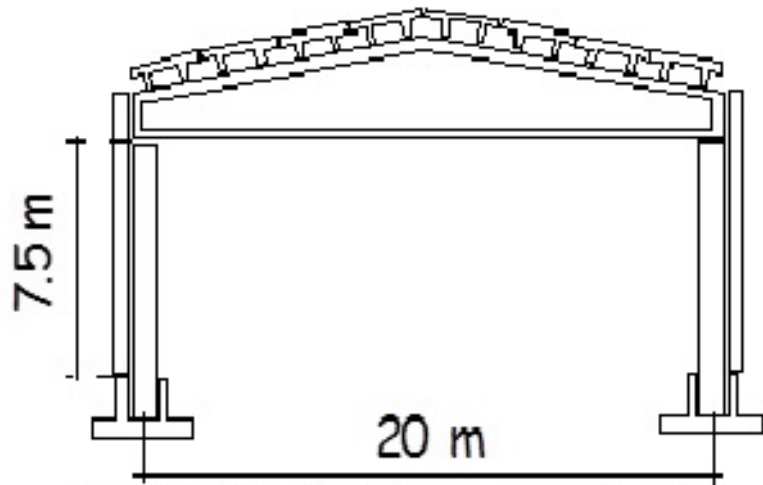
- točkovni temelji
- stebri
- A – nosilci v prečni smeri
- nosilci v vzdolžni smeri
- $\pi$  - plošče
- fasadni elementi

V diplomski nalogi smo se osredotočili na obnašanje in odziv konstrukcije brez in s fasadnimi paneli pri potresu. Zato smo za preračun in dimenzioniranje izbrali le A – nosilec v prečni smeri ter stebre.

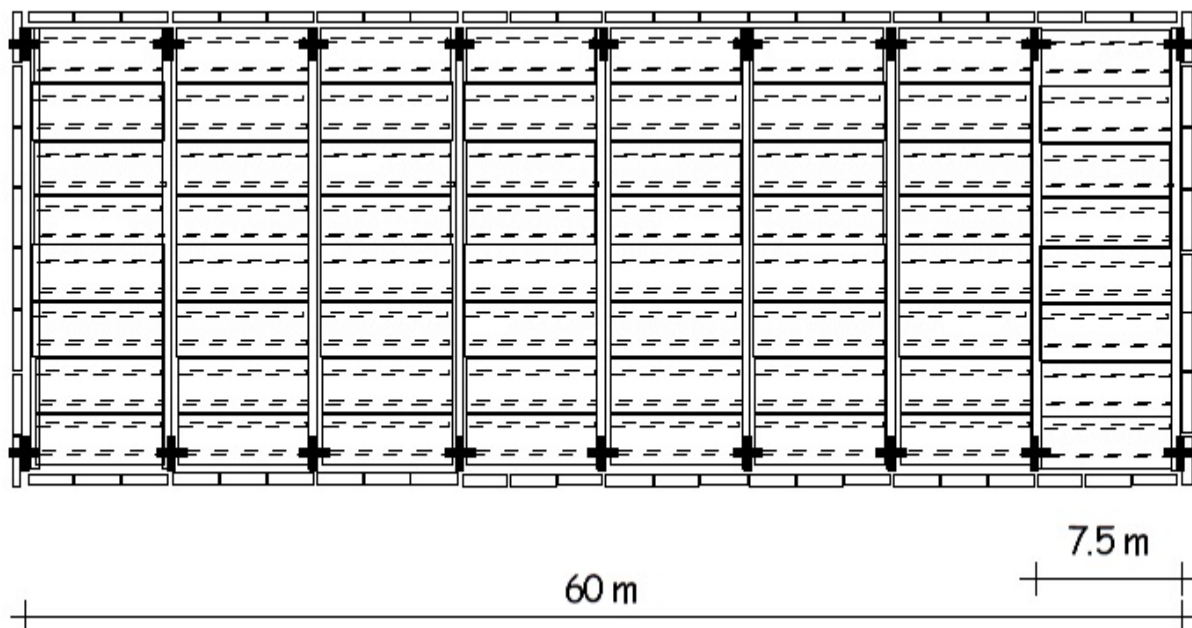
Objekt je zasnovan kot okvirni sistem iz armiranega betona. Konstrukcijo sestavlja 18 stebrov širine in debeline 60 cm. Stebri so temeljeni z montažnimi čašastimi temelji. V prečni smeri so stebri povezani s strešnimi A - nosilci. Nosilec je pravokotne oblike in širine 30 cm. Na začetku je višina nosilca 60 cm, v sredini pa 150 cm. Na strešnih nosilcih so pritrjene  $\pi$  - plošče. V vzdolžni smeri so stebri povezani z nosilci pravokotnih oblik širine in višine 40 cm. Nanj so pritrjeni armirano betonski fasadni elementi.

Objekt smo obravnavali na dva načina. Najprej smo obravnavali kot okvirno konstrukcijo in so fasadni element povzročali reakcijo na konstrukcijo. Polovico teže se je preneslo direktno na temeljna tla, druga polovica pa je povzročala obtežbo na konstrukcijo. V drugem primeru smo naredili model, kjer smo upoštevali fasadne elemente kot del konstrukcije in povezali element z nosilci z različnimi modeli pritrditve.

## 2.2 Arhitektura konstrukcije

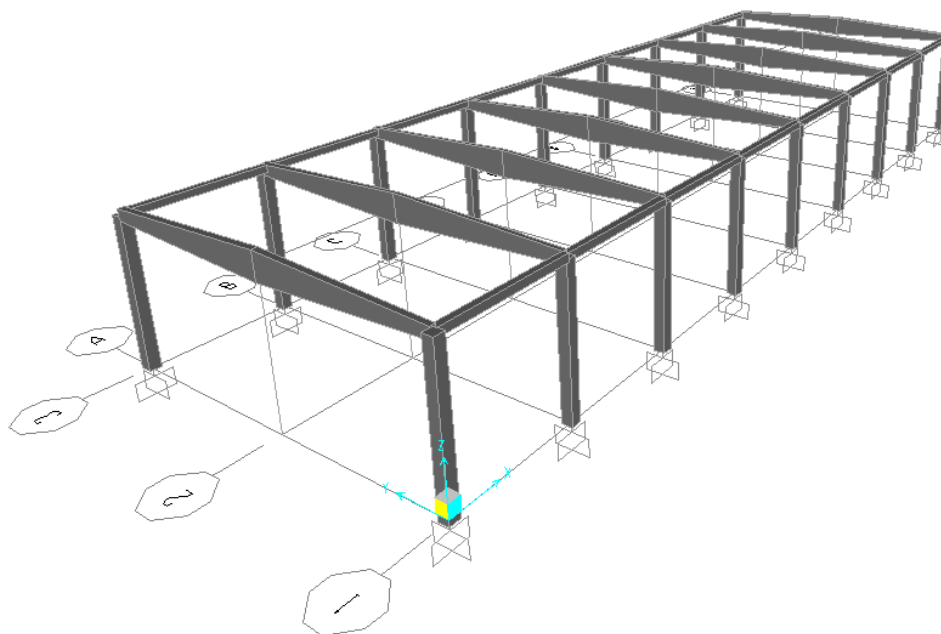


Slika 4: Prečni prerez konstrukcije



Slika 5: Tloris konstrukcije





Slika 6: Prostorski računski model konstrukcije v programu Sap2000

### 2.3 Uporabljen material

Stavba je projektirana po evrokod standardih. V prejšnjih raziskav so uporabili beton trdnostnega razreda C45/C55 in tako smo ga uporabili tudi v tej analizi. V vseh elementih smo uporabili enak material.

#### BETON

- kvaliteta C45/55
- $f_{ck} = 4,5 \frac{kN}{cm^2}$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{4,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,5} = 3,0 \frac{kN}{cm^2}$
- $f_{ctm} = 0,38 \frac{kN}{cm^2}$
- specifična teža  $\gamma_{AB} = 25 \frac{kN}{m^3}$
- elastični modul  $E_{cm} = 3,7 * 10^3 \frac{kN}{cm^2}$
- poissonov količnik  $\nu = 0,2$

JEKLO (armaturne palice in armaturna mreža)

- kvaliteta S500
- $f_{yd} = 50 \frac{kN}{cm^2}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50 \frac{kN}{cm^2}}{1,15} = 43,5 \frac{kN}{cm^2}$
- specifična teža  $\gamma_s = 78,5 \frac{kN}{m^3}$
- elastični modul  $E_a = 2,0 * 10^4 \frac{kN}{cm^2}$
- poissonov količnik  $\nu = 0,2$
- razred duktilnosti jekla C

### 3 Vplivi na konstrukcijo

#### 3.1 Lastna obtežba

Lastno težo konstrukcije smo računali po standardu »SIST ENV 1991-2-1 januar 1998: Osnove projektiranja konstrukcij – del 2-1: Vplivi na konstrukcije – Lastna teža, gostote in koristne obtežbe« in pri tem upoštevali gostoto uporabljenih materialov.

#### 3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba na strehi.

Streha je kategorije H, torej je koristna obtežba enaka  $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$

#### 3.3 Obtežba snega

V skladu z določili »Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – Part1.3: Splošni vplivi – Obtežba snega« se objekt nahaja v coni A2, nadmorska višina je 300 m. Karakteristična vrednost površinske obtežbe na tleh:  $s_k = 1,513 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3.4 Obtežba vetra

V skladu z določili »Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – Part1.4: Splošni vplivi – Vplivi vetra« se objekt nahaja v coni 1,  $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$ .

Kasneje se je izkazalo, da je vpliv vetra v primerjavi s potresom zanemarljiv in ga zato v računu nismo upoštevali.

#### 3.5 Potresna obtežba

V skladu z določil »Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance« se objekt nahaja v Ljubljani, kjer je  $a_g = 0,25 \text{ g}$ . Upoštevali smo tip tal B. Objekt spada v II. kategorijo pomembnosti. Stavbo smo analizirali po DCH.

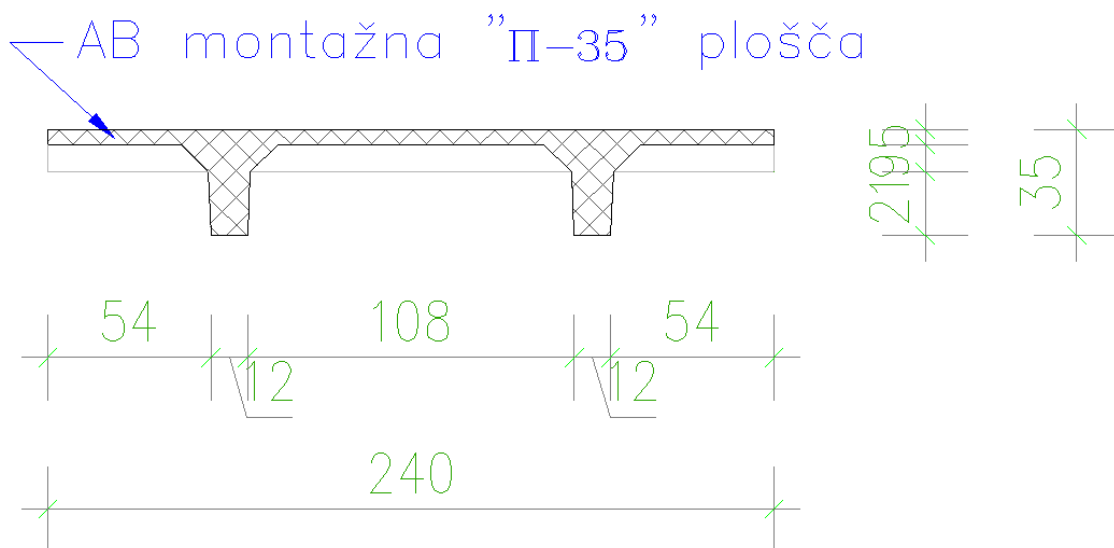
#### 4 Analiza obtežbe

Na halo poleg lastne teže nosilne konstrukcije vpliva še lastna in stalna obtežba strehe, vpliv snega na strehi, potresna obtežba in vpliv vetra, ki smo ga zanemarili za našo analizo. Obtežbe smo določili v skladu s evrokod standardi.

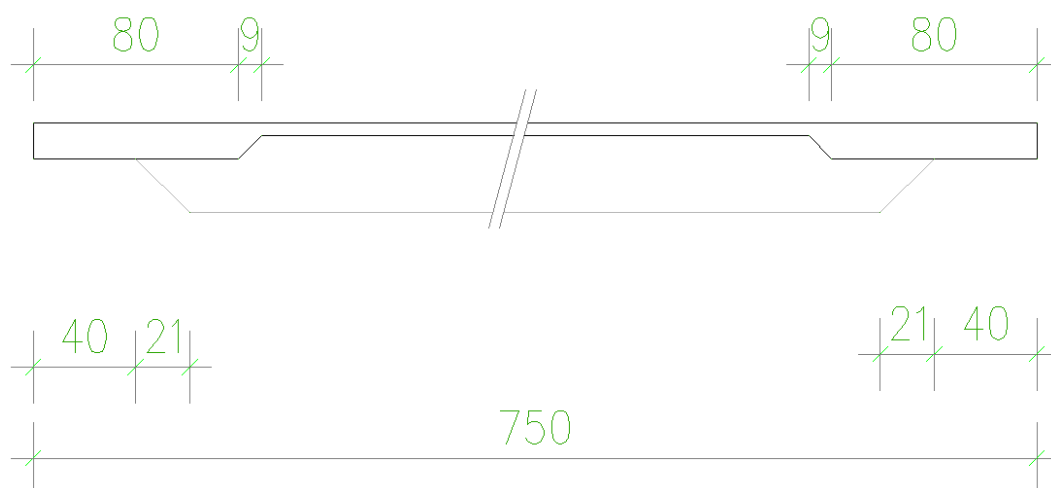
##### 4.1 Lastna teža

Streha je sestavljena iz montažnih  $\pi$  – plošč, ki so položene in ustrezno fiksirane na strešnem A – nosilcu. Da smo zagotovili delovanje strešnih plošč kot celota, smo predvidili 5 cm AB estriha, da deluje steha kot diafragma. To je zelo pomembno za obnašanje celotne stavbe med potresom. Tako se vodoravne sile prenesejo na navpične konstrukcijske elemente, ki prenašajo potresne vplive. Za obnašanje strešnega sistema, da deluje kot toga diafragma, smo upoštevali na ploščah 5 cm AB estriha. SIST EN-1998-1 (5.11.3.5)

Strešni nosilec je samodejno upoštevan v programu. Upoštevali smo še 10 cm toplotne izolacije, inštalacije, kritino in nosilno konstrukcijo kritine.



Slika 7: Prečni prerez  $\pi$  - plošče



Slika 8: Vzdolžni prerez π - plošče

Račun lastne in stalne obtežbe strehe

Preglednica 1: Obtežba strehe

Material	Račun	Obtežba	
TT plošča	$(0,216 * 25)/2,4$	2,25	kN/m <sup>2</sup>
AB estrih	$0,05 * 25$	1,25	kN/m <sup>2</sup>
TI	$0,1 * 1$	0,1	kN/m <sup>2</sup>
Pocinkana profilirana pločevina	/	0,5	kN/m <sup>2</sup>
Prečne in vzdolžne letve	/	0,1	kN/m <sup>2</sup>
Inštalacije	/	0,1	kN/m <sup>2</sup>
		Σ 4,3	kN/m <sup>2</sup>

## 4.2 Koristna obtežba

Naša zgradba ima streho z nizkim naklonom. Streha ni pohodna, dostopna le za normalno vzdrževanje, manjša popravila, barvanje in tako spada v kategorijo streh H. Koristna obtežba je tako enaka  $q_k = 0,75 \frac{kN}{m^2}$ .

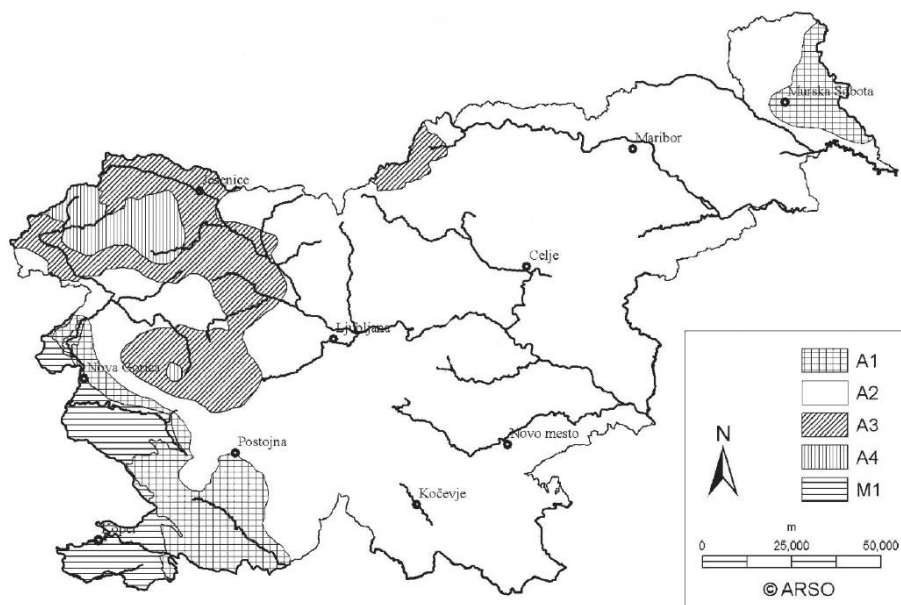
## 4.3 Obtežba snega

Obtežbo snega upoštevamo pri dimenzioniranju strešnega nosilca. Objekt se nahaja v Ljubljani bližini Stožic in to pomeni, da je v coni A2.

Nadmorska višina  $A = 300$  m

Karakteristična vrednost porazdeljene obtežbe:

$$s_k = 1,293 * \left[ 1 + \left( \frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 * \left[ 1 + \left( \frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,513 \frac{kN}{m^2} \quad (4.1)$$



Slika 9: Obtežba snega po conah v Sloveniji (SIST EN 1991-1-1)

Obtežbo snega izračunamo za trajna/začasna projektna stanja:

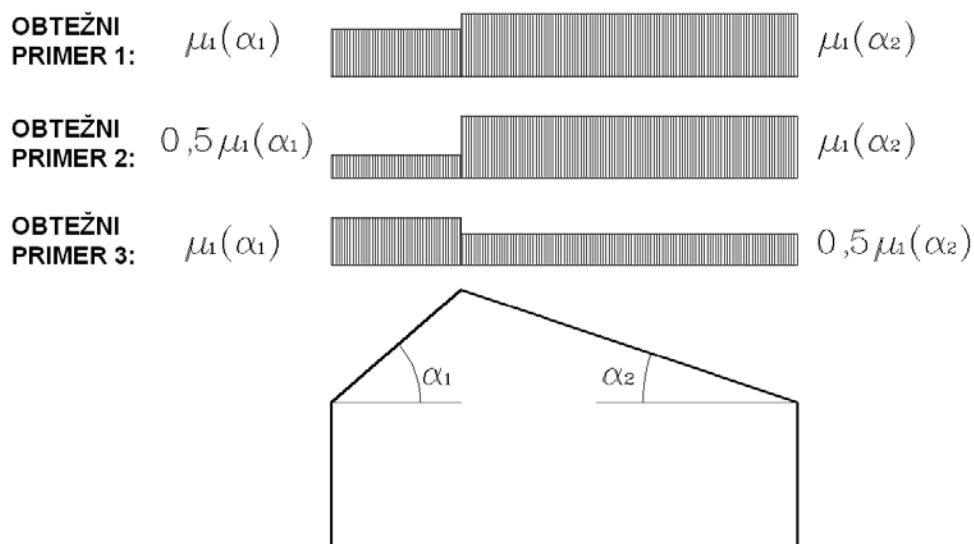
$$s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k \quad (4.2)$$

kjer je  $\mu_1$  oblikovni koeficient obtežbe snega,  $s_k$  karakteristična obtežba snega na tleh,  $C_e$  koeficient izpostavljenosti in  $C_t$  toplotni koeficient.

Koeficient izpostavljenosti  $C_e$  se uporablja za določitev obtežbe snega na strehi. Pri zbirni vrednosti  $C_e$  se upošteva prihodnje stanje okoli objekta. Priporočena vrednost za koeficient  $C_e$  je za običajen teren enak 1,0.

Toplotni koeficient  $C_t$  se upošteva za zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo, zlasti pri steklenih strehah, kjer se sneg topi zaradi toplotnih izgub. Za vse ostale primere velja  $C_t = 1,0$ .

Oblikovni koeficient  $\mu_1$  obravnavamo za dvokapno streho 3 različne primere, ki so prikazani na spodnji sliki.



Slika 10: Oblikovni koeficient obtežbe snega

V našem primeru je nagib strehe  $\alpha \leq 30^\circ$  in je  $\mu_1 = 0,8$ .

Tako lahko izračunamo obtežbo snega  $s$  za vse tri obtežne primere po enačbi (4.1) in tako dobimo:

Preglednica 2: Obtežba snega na strešino

$s \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	Strešina 1	Strešina 2
<b>Obtežni primer 1</b>	1,210	1,210
<b>Obtežni primer 2</b>	0,605	1,210
<b>Obtežni primer 3</b>	1,210	0,605

#### 4.4 Veter

V skladu z določili »Evrokod 1 – Vplivi na konstrukcije – Part1.4: Splošni vplivi – Vplivi vetra« se objekt nahaja v coni 1,  $v_{b,0}=20$  m/s.

Kasneje se je izkazalo, da je vpliv vetra v primerjavi s potresom zanemarljiv in ga zato v računu nismo upoštevali.

#### 4.5 Potresni vpliv

##### 4.5.1 Splošno o potresnem vplivu

Obravnavana konstrukcija spada v tip konstrukcije opisan v EC8 5.2.1(3)P, kar pomeni, da moramo zagotoviti duktilno obnašanje konstrukcije. Zagotoviti bomo tudi morali, da do duktilnega upogiba pride prej kot do krhke strižne porušitve.

Odločili smo se, da bomo konstrukcijo analizirali na visoko stopnjo duktilnosti - DCH. V prvem primeru smo za nosilno konstrukcijo, ki prevzame potresni vpliv, upoštevali samo stebre. Fasadni elementi so bili v tem primeru obtežba in niso sodelovali pri prevzemu potresne obtežbe. V drugem primeru smo naredili model, ki se bolj podoben realnemu obnašanju konstrukcije med potresom, kajti del potresne obtežbe prevzamejo tudi fasadni elementi. Za ta primer smo iz raziskav uporabili podatke, ki nam povedo kako se takšni spoji med fasadni elementom in gredo, obnašajo. Da smo prišli do bolj natančnih rezultatov, smo upoštevali tudi nelinearnost materiala.

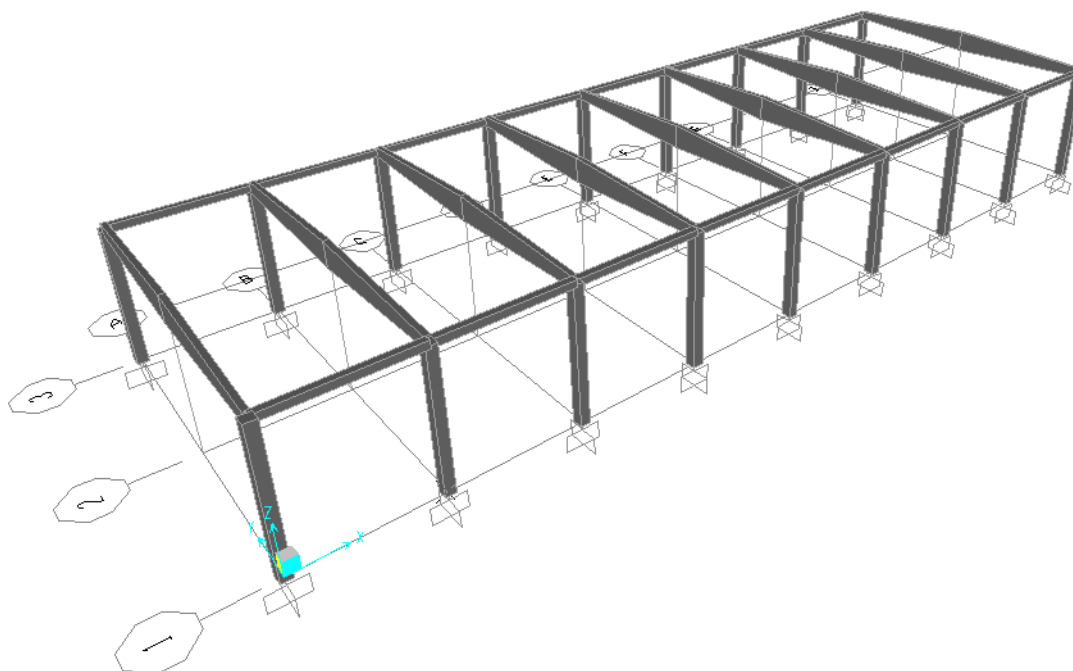
Prvi model je tako sestavljen iz 18 stebrov in z nosilci. Zgornja etaža je v ravnini xy povezana s togo diafragmo, da smo dobili translatorno gibanje vozlišč.



Razpokanost prerezov smo upoštevali tako, da smo, v skladu z EC8 4.3.1(7), vsem elementom za 50% reducirali njihove upogibne vztrajnostne momente in strižne prereze.

$$I_{ef} = 0,5 * I \quad (4.3)$$

$$A_{s,ef} = 0,5 * A_s \quad (4.4)$$



Slika 11: Prostorski računski model konstrukcije brez fasadnih panelov

#### 4.5.2 Faktor obnašanja za montažne konstrukcije

Po definiciji o razvrstitvi konstrukcijskih sistemov, bi lahko naš tip konstrukcije uvrstili v sistem obrnjenega nihala. Večina mase je skoncentrirana v zgornji tretjini konstrukcije in energija se sipa ob vpetju elementa. Za tak sistem bi morali vzeti faktor obnašanja  $q$  je največ 2 za DCH. Vendar naš sistem tvori skupina stebrov, ki je preko strešne konstrukcije povezan v celoto. Nominalna osna sila pa ne presega 0,3. Na podlagi tega, naša stavba spada v sistem okvirnih konstrukcij. Bili so izvedeni eksperimenti, ki so potrdili tako obnašanje konstrukcije. To zagotovo ne moremo posplošiti na vse montažne konstrukcije. V našem primeru, ko imamo tlorisno pravilno stavbo, brez vmesnih podestov in je strešna konstrukcija z AB estrihom povezana v togo diafragmo, predvidimo, da naša konstrukcija spada v sistem okvirnih konstrukcij. Za visoko stopnjo duktilnosti (DCH) lahko tako izberemo faktor obnašanja do 4,5. Tu je potrebno še zadostiti pogoje glede stikov in ugotoviti ali

fasadni elementi ne omejujejo deformacije konstrukcije. Zaradi izbranega stika predpostavljamo, da so fasadni elementi ločeni od konstrukcije. Kako se obnaša stik fasadnega panela in konstrukcije bomo pokazali v nadaljevanju.

$$q_p = q * k_p = 4,5 * 1 = 4,5 \quad (4.5)$$

$$q = q_0 * k_w = 4,5 * 1 = 4,5 \quad (4.6)$$

$k_p$  - redukcijski faktor, ki je odvisen od sposobnosti sipanja energije v montažni konstrukciji

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

$q$  - faktor obnašanja

$q_0$  - osnovna vrednost faktor obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini

Vrednost  $k_p$  je odvisna od izvedbe stikov konstrukcije. Če stiki ustrezajo zahtevam standarda, je priporočena vrednost 1,0 za druge stike izberemo 0,5. Vrednost  $k_w$  je za okvire in okvirom ekvivalentne sisteme enak 1,0. Faktor  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  je tudi enak 1,0. Faktorja sta povezana z dodatno nosilnostjo zaradi nastanka plastičnih členkov, ki pa jih v našem sistemu ne računamo. Pri montažnih konstrukcijah je priporočljivo, da se vpliv dodatne nosilnosti zaradi statične nedoločenosti ne upošteva.

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,0$$

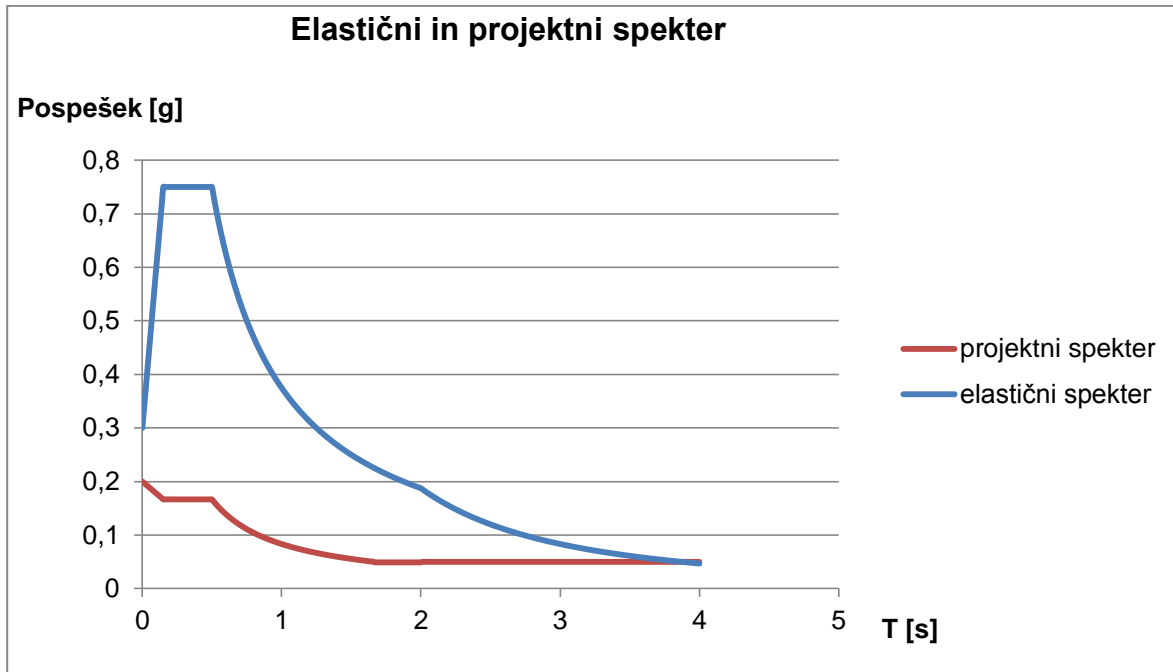
Za montažne konstrukcije, ki ne ustrezajo projektnim zahtevam v SIST EN 1988-1, 5.11, se lahko upošteva faktor obnašanja  $q_p$  do največ 1,5.

### 4.5.3 Projektni spekter

Objekt se nahaja v bližini stadiona Stožice.

Projektni pospešek tal je odvisen od lokacije objekta. Ker je objekt lociran v Ljubljani, določimo v skladu s spodnjo sliko projektni pospešek tal 0,25g.





Slika 13: Elastični in projektni spekter

#### 4.5.4 Račun mas

Pri določanju projektnega potresnega vpliva je treba upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$m_i = \frac{1}{g} * \sum G_{k,j} + \frac{1}{g} * \sum \Psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (4.7)$$

kjer je

$m_i$  - masa na nivoju i – te etaže

g - težnostni pospešek (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$G_{k,j}$  – karakteristična vrednost stalnega vpliva

$Q_{k,i}$  - karakteristična vrednost spremenljivega vpliva

$\Psi_{E,i}$  - koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i

Izračuna se z izrazom:

$$\Psi_{E,i} = \varphi * \Psi_{2,i} \quad (4.8)$$

Velja:

Preglednica 3: Kombinacijski faktorji

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
Kategorija A - C	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorija D – F in arhivi		1,0

$\Psi_{2,i}$  je koeficient za navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva. Za streho je ta koeficient enak 0.

Masa zgornje etaže:

- TT35 strešni element

$$G_{k,1} = \frac{A_{TT35}}{b_{TT35}} * \gamma_{AB} = \frac{5,4}{2,4} * 25 = 2,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- kritina

$$G_{k,2} = 0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- nosilec v prečni smeri

$$G_{k,3} = b_{\text{nosilec}} * \left( \frac{h_{\text{sredina}} + h_{\text{začetek}}}{2} \right) * l_{\text{nosilec}} * \gamma_{AB} = 0,3 * \left( \frac{1,5 + 0,6}{2} \right) * 20,6 * 25 = 162,2 \text{ kN}$$

- nosilec v vzdolžni smeri

$$G_{k,4} = b_{\text{nosilec}} * h_{\text{nosilec}} * l_{\text{nosilec}} * \gamma_{AB} = 0,3 * 0,4 * 6,9 * 25 = 20,7 \text{ kN}$$

- AB za izboljšanje togosti plošče

$$G_{k,5} = h_{AB} * \gamma_{AB} = 0,05 * 25 = 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- fasadni paneli

$$G_{k,6} = h_{\text{panela}} * b_{\text{panela}} * d_{\text{panela}} * \gamma_{AB} = 9 * 2,5 * 0,16 * 25 = 90 \frac{\text{kN}}{\text{panel}}$$

$$G_k = A * G_{k,1} + A * G_{k,2} + \text{\textit{št}}_{\text{\textit{nosilecev}}} * G_{k,3} + \text{\textit{št}}_{\text{\textit{nosilecev}}} * G_{k,4} + A * G_{k,5} + \text{\textit{št}}_{\text{\textit{panelov}}} * G_{k,6}$$

$$G_k = 1248,4 * 2,25 + 1248,4 * 0,4 + 9 * 162,2 + 16 * 20,7 + 1248,4 * 1,25 + \frac{64 * 90}{2} * 0,8$$

$$= 8963,8 \text{ kN}$$

Celotna masa

$$m_1 = \frac{1}{g} * \sum G_{k,j} + \frac{1}{g} * \sum \Psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

$$m_1 = \frac{1}{9,81} * 8963,8 = 913,7 \text{ t}$$

Masni vztrajnostni moment

$$I_y = \frac{\text{\textit{š}} * l^3}{12} = \frac{20,6 * 60,6^3}{12} = 382035,6 \text{ m}^4$$

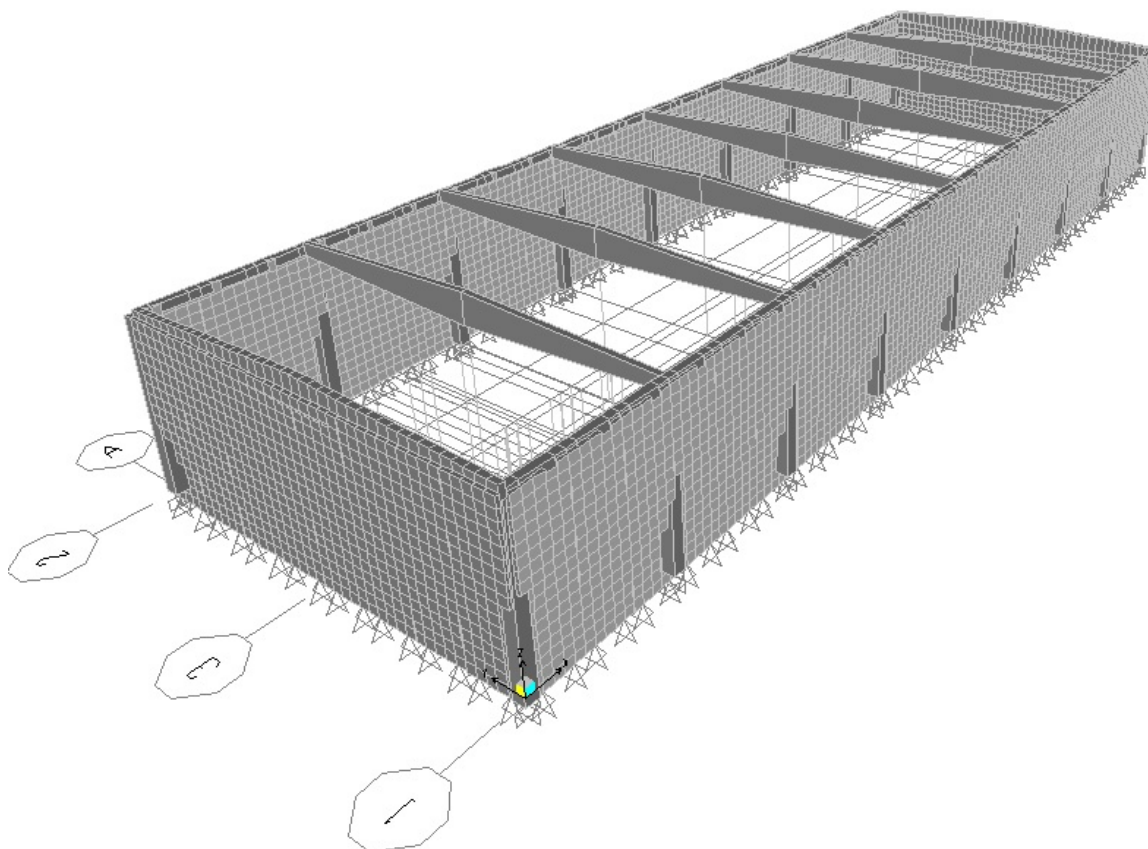
$$I_x = \frac{\text{\textit{š}}^3 * l}{12} = \frac{20,6^3 * 60,6}{12} = 44146,2 \text{ m}^4$$

$$A = \left( l + 2 * \frac{b_{\text{\textit{stebra}}}}{2} \right) * \left( \text{\textit{š}} + 2 * \frac{b_{\text{\textit{stebra}}}}{2} \right) = \left( 60 + 2 * \frac{0,6}{2} \right) * \left( 20 * 2 * \frac{0,6}{2} \right) = 1248,4 \text{ m}^2$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{44146,2 + 382035,6}{1248,4} = 341,4 \text{ m}^2$$

$$m_\varphi = r^2 * m_i = 341,1 * 913,7 = 311663,1 \text{ tm}^2$$

Model s fasadnim elementom.



Slika 14: 3D računski model konstrukcije s fasadnimi paneli

Pri tem modelu smo pri potresni analizi zmanjšali maso zgornje etaže za maso fasadnih panelov in to maso porazdelili na vsak panel. Panel smo obravnavali, kot ploskovni model, ki je tog v svoji ravnini.

Masa zgornje etaže:

- TT35 strešni element

$$G_{k,1} = \frac{A_{TT35}}{b_{TT35}} * \gamma_{AB} = \frac{5,4}{2,4} * 25 = 2,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- kritina

$$G_{k,2} = 0,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- nosilec v prečni smeri

$$G_{k,3} = b_{\text{nosilec}} * \left( \frac{h_{\text{sredina}} + h_{\text{začetek}}}{2} \right) * l_{\text{nosilec}} * \gamma_{AB} = 0,3 * \left( \frac{1,5 + 0,6}{2} \right) * 20,6 * 25 = 162,2 \text{ kN}$$

- nosilec v vzdolžni smeri

$$G_{k,4} = b_{\text{nosilec}} * h_{\text{nosilec}} * l_{\text{nosilec}} * \gamma_{AB} = 0,3 * 0,4 * 6,9 * 25 = 20,7 \text{ kN}$$

- AB za izboljšanje togosti plošče

$$G_{k,5} = h_{AB} * \gamma_{AB} = 0,05 * 25 = 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_k = A * G_{k,1} + A * G_{k,2} + \text{\textit{št}}_{\text{nosilecev}} * G_{k,3} + \text{\textit{št}}_{\text{nosilecev}} * G_{k,4} + A * G_{k,5}$$

$$G_k = 1248,4 * 2,25 + 1248,4 * 0,4 + 9 * 162,2 + 16 * 20,7 + 1248,4 * 1,25 = 6659,76 \text{ kN}$$

Celotna masa

$$m_1 = \frac{1}{g} * \sum G_{k,j} + \frac{1}{g} * \sum \Psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

$$m_1 = \frac{1}{9,81} * 6659,76 = 678,78 \text{ t}$$

Masni vztrajnostni moment

$$I_y = \frac{\text{\textit{š}} * l^3}{12} = \frac{20,6 * 60,6^3}{12} = 382035,6 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{\text{\textit{š}}^3 * l}{12} = \frac{20,6^3 * 60,6}{12} = 44146,2 \text{ m}^4$$

$$A = \left( l + 2 * \frac{b_{\text{stebra}}}{2} \right) * \left( \text{\textit{š}} + 2 * \frac{b_{\text{stebra}}}{2} \right) = \left( 60 + 2 * \frac{0,6}{2} \right) * \left( 20 * 2 * \frac{0,6}{2} \right) = 1248,4 \text{ m}^2$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{44146,2 + 382035,6}{1248,4} = 341,4 \text{ m}^2$$

$$m_\varphi = r^2 * m_i = 341,1 * 678,78 = 231767,8 \text{ tm}^2$$



Fasadni element

$$G_f = 0,16 * 2,5 * 9 * 25 * 0,8 = 72 \text{ kN}$$

Celotna masa

$$m_f = \frac{1}{g} * \sum G_{k,j} + \frac{1}{g} * \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

$$m_f = \frac{1}{9,81} * 72 = 7,34 \text{ t}$$

Masni vztrajnostni moment

$$I_y = \frac{\xi^3 * l}{12} = \frac{9 * 2,5^3}{12} = 11,72 \text{ m}^4$$

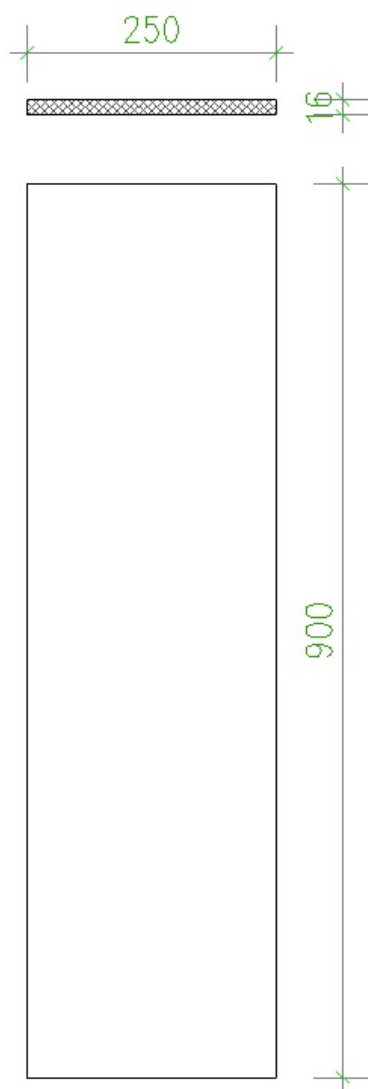
$$I_x = \frac{\xi * l^3}{12} = \frac{9^3 * 2,5}{12} = 151,88 \text{ m}^4$$

$$A = l * \xi = 9 * 2,5 = 22,5 \text{ m}^2$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{151,88 + 11,72}{22,5} = 7,27 \text{ m}^2$$

$$m_\varphi = r^2 * m_i = 7,27 * 7,34 = 53,37 \text{ tm}^2$$

Geometrija fasadnega panela:



Slika 15: Dimenzije fasadnega panela

#### 4.6 Nihajni časi

Primerjali smo nihajne čase različnih modelov. Naredil smo osnovni model brez fasadnih elementov in še model s fasadnimi elementi. Za primerjavo nihajnih časov smo povezavo med fasadnimi paneli in konstrukcijo modelirali na dva načina. Kot členkasto povezavo in kot togo povezavo elementov. Upoštevali smo linearno elastično analizo. Več o stikih je napisano v poglavju 7 - Stik med nosilno konstrukcijo in fasadnim panelom.

Osnovni model brez fasadnih elementov:

Preglednica 4: Nihajni časi in delež sodelujočih mas osnovne konstrukcije

Nihajna oblika	Perioda [s]	UX	UY	RZ
1	1,354	1,000	0,000	0,072
2	1,354	0,000	1,000	0,673
3	1,064	0,000	0,000	0,254

Model s členkasto povezavo konstrukcije in fasadnih panelov

Preglednica 5: Nihajni časi in delež sodelujočih mas konstrukcije s členkasto povezavo

Nihajna oblika	Perioda [s]	UX	UY	RZ
1	1,2510	0,0000	0,8502	0,5369
2	1,1962	0,6765	0,0000	0,0475
3	0,4394	0,0168	0,0000	0,0012
4	0,4191	0,0000	0,0475	0,0300
5	0,2272	0,0000	0,0000	0,1997
6	0,0394	0,0000	0,0000	0,0558
7	0,0394	0,1851	0,0406	0,0021
8	0,0394	0,1216	0,0617	0,0840
9	0,0387	0,0000	0,0000	0,0428

Prvi dve nihajni obliki osnovnega modela in konstrukcije s členkasto povezavo med nosilno konstrukcijo in fasadnimi paneli sta podobni. V modelu s fasadnimi elementi smo maso panelov postavili v težišče panela in s tem zmanjšali maso na strehi konstrukcije. Naslednje nihajne oblike se razlikujejo zaradi kompleksnejšega modela s fasadnimi paneli.

Model s togo povezavo konstrukcije in fasadnih panelov

Preglednica 6: Nihajni časi in delež sodelujočih mas konstrukcije s togo povezavo

Nihajna oblika	Perioda [s]	UX	UY	RZ
1	0,5484	0,0000	0,8721	0,5507
2	0,4565	0,1769	0,0000	0,0124
3	0,3804	0,0000	0,0403	0,0255
4	0,2799	0,5613	0,0000	0,0394
5	0,1890	0,0000	0,0000	0,2105
6	0,0387	0,0000	0,0000	0,0214
7	0,0363	0,0000	0,0000	0,0664
8	0,0362	0,0000	0,0876	0,0553
9	0,0362	0,2619	0,0000	0,0184

Nihajni časi pri modelu s togo povezavo se zmanjšajo. Toga povezava s paneli povzroči večjo togost konstrukcije.

Skupna sila ob vpetju

Skupna sila ob vpetju v x smeri

Preglednica 7: Skupna sila ob vpetju v x smer

	Skupna [kN]	Konstrukcija [kN]	Paneli [kN]
Osnovna konstrukcija	551,7	551,7	0
Členkasta povezava	1212,9	506,7	706,2
Toga povezava	1382,0	60,2	1321,8

Skupna sila ob vpetju v y smeri

Preglednica 8: Skupna sila ob vpetju v y smer

	Skupna [kN]	Konstrukcija [kN]	Paneli [kN]
Osnovna konstrukcija	551,7	551,7	0
Členkasta povezava	913,6	565,1	348,5
Toga povezava	1532,9	224,9	1308,0

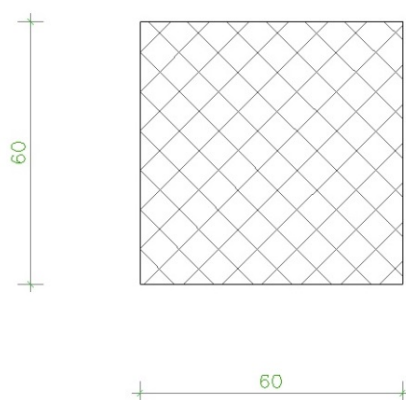
## 5 Dimenzioniranje stebrov (analiza brez panelov)

### 5.1 Opis stebrov

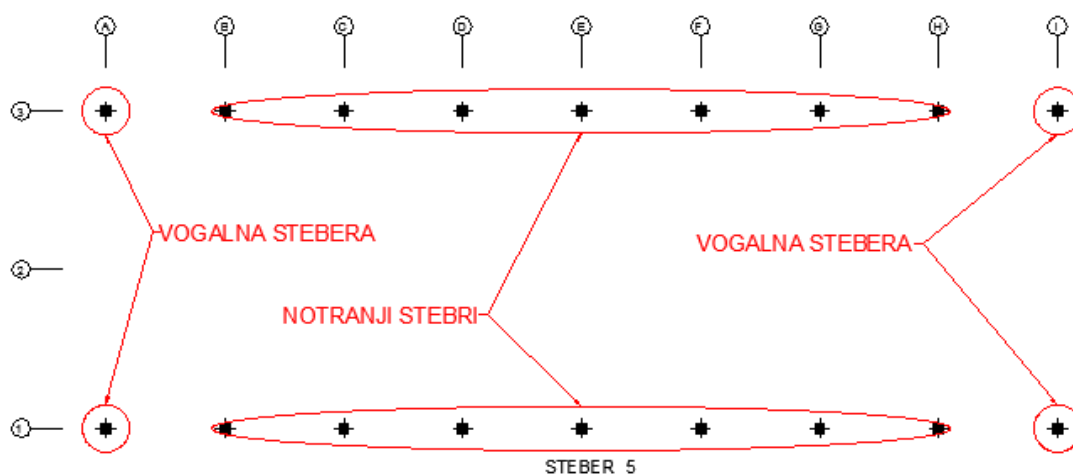
Stavbo dimenzioniramo za visoki razred duktilnosti (DCH). Kritična obremenitev za dimenzioniranje stebrov je potresna obtežna kombinacija. Nosilci so na stebre pritrjeni členkasto, zato je kritičen prerez stebra samo pri vpetju. Tu moramo upoštevati objetje betonskega jedra z dovolj gostimi stremeni. Strižno armaturo računamo po metodi načrtovanja nosilnosti.

### 5.2 Geometrija stebrov

Pri izbiri dimenzij stebrov smo se odločili za stebre, dimenzij 60 cm x 60 cm. Geometrija stebra:



Slika 16: Prerez stebra



Slika 17: Pozicije stebrov

### 5.3 Obremenitev stebrov

#### 5.3.1 Lastna obtežba

Preglednica 9: Obremenitev stebra zaradi lastne teže

pozicija	N[kN]	My[kNm]	Vz[kN]	Mz[kNm]	Vy[kN]
<b>Notranji steber</b>	-628,2	0	0	0	0
<b>Vogalni steber</b>	-396,6	0	0	0	0

#### 5.3.2 Potres Ex

Preglednica 10: Obremenitev v stebru zaradi potresne obremenitve v x smeri

pozicija	N[kN]	My[kNm]	Vz[kN]	Mz[kNm]	Vy[kN]
<b>Notranji steber</b>	0	0	0	248,3	30,6
<b>Vogalni steber</b>	0	0	0	248,3	30,6

#### 5.3.3 Potres Ey

Preglednica 11: Obremenitev v stebru zaradi potresne obremenitve v y smeri

pozicija	N[kN]	My[kNm]	Vz[kN]	Mz[kNm]	Vy[kN]
<b>Notranji steber</b>	0	248,3	30,6	0	0
<b>Vogalni steber</b>	0	248,3	30,6	0	0

#### 5.3.4 Obtežne kombinacije

Pri potresni kombinaciji smo pri projektiranju upoštevali dve kombinaciji:

$$1,0 * M_x + 0,3 * M_y \quad (5.1)$$

$$0,3 * M_x + 1,0 * M_y \quad (5.2)$$

$M_x$  in  $M_y$  smo dobili tako, da smo vzeli količino za potres v eno smer in ga kvadrirali, vzeli kvadrirano količino za potres v drugo smer, ju sešteli in korenili.

Obtežna kombinacija 1:

$$G + E_x + 0,3 * E_y \quad (5.3)$$

Preglednica 12: Obtežna kombinacija 1 obremenitve stebra

pozicija	N[kN]	My[kNm]	Vz[kN]	Mz[kNm]	Vy[kN]
<b>Notranji steber</b>	-628,2	74,5	9,2	248,3	30,6
<b>Vogalni steber</b>	-396,6	74,5	9,2	248,3	30,6

Obtežna kombinacija 2:

$$G + 0,3 * E_x + E_y \quad (5.4)$$

Preglednica 13: Obtežna kombinacija 2 obremenitve stebra

pozicija	N[kN]	My[kNm]	Vz[kN]	Mz[kNm]	Vy[kN]
<b>Notranji steber</b>	-628,2	248,3	30,6	74,5	9,2
<b>Vogalni steber</b>	-396,6	248,3	30,6	74,5	9,2

#### 5.4 Vpliv teorije 2. reda

Potrebno je preveriti, kakšen vpliv ima teorija drugega reda na konstrukcijo. Vpliv teorije drugega reda preverimo z enačbo:

$$\theta = \frac{P_{tot}}{V_{tot}} * \frac{d_r}{H} \quad (5.5)$$

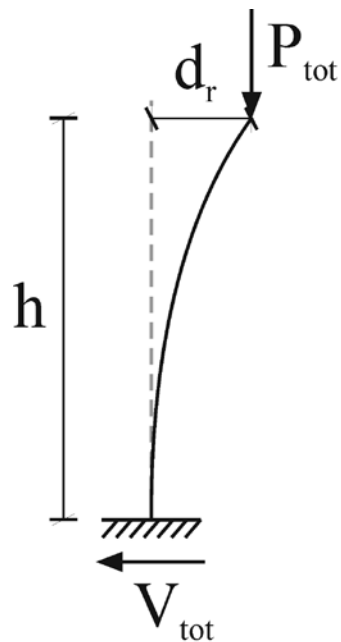
Kjer je:

$P_{tot}$  - celotna osna sila etaže

$V_{tot}$  – celotna prečna sila etaže zaradi potresa

$d_r$  – etažni pomik

$h$  – višina etaže



Slika 18: Vpliv teorije 2. reda

$$P_{tot} = 14 * 628,2 \text{ kN} + 4 * 396,6 \text{ kN} = 10381,2 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = 30,6 \text{ kN} * 18 = 550,8 \text{ kN}$$

$$d_r = q * u = 4,5 * 0,028 \text{ m} = 0,126 \text{ m}$$

$$h = 8,1 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{10381,2 \text{ kN}}{550,8 \text{ kN}} * \frac{0,126 \text{ m}}{8,1 \text{ m}} = 0,293 \quad (5.6)$$

$\theta \leq 0,10$  – teorije 2. reda ni potrebno upoštevati

$0,10 < \theta \leq 0,20$  – upoštevamo približno teorijo 2. reda

$0,20 < \theta \leq 0,30$  – upoštevamo točno teorijo 2. reda

$\theta > 0,30$  – povečati moramo togost konstrukcije in s tem zmanjšamo pomike



Iz opisa lahko razberemo, da vpilva teorije ni potrebno upoštevati, če je  $\theta$  manjši od 0,1, ne sme pa presegati vrednosti 0,3. Naša vrednost znaša 0,29, kar je manjše od 0,3, vendar računa po približni teoriji drugega reda ne smemo upoštevati in standar zahteva, da se izvede natančnejša analiza drugega reda. Ker za konzolne stebre ta omejitev še ni raziskana, upoštevamo približno teorijo 2. reda. Povečamo vse obremenitve zaradi potresnih vplivov s faktorjem:

$$\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,293} = 1,41 \quad (5.7)$$

Obremenitev stebrov s približnim upoštevanjem teorije 2. reda

Obtežna kombinacija 1 z upoštevanjem vpliva 2. reda:

$$G + E_x + 0,3 * E_y \quad (5.8)$$

Preglednica 14: Obtežna kombinacija 1 s približnim upoštevanjem TDR

pozicija	N[kN]	My[kNm]	Vz[kN]	Mz[kNm]	Vy[kN]
<b>Zunanji steber</b>	-885,5	105,1	13,0	350,1	43,1
<b>Vogalni steber</b>	-559,2	105,1	13,0	350,1	43,1

Obtežna kombinacija 2 z upoštevanjem vpliva 2. reda:

$$G + 0,3 * E_x + E_y \quad (5.9)$$

Preglednica 15: Obtežna kombinacija 2 s približnim upoštevanjem TDR

pozicija	N[kN]	My[kNm]	Vz[kN]	Mz[kNm]	Vy[kN]
<b>Zunanji steber</b>	-885,5	350,1	43,1	105,1	13,0
<b>Vogalni steber</b>	-559,2	350,1	43,1	105,1	13,0

## 5.5 Omejitev tlačnih napetosti v stebri

Normirana osna sila v stebrih je za DCH omejena na vrednost 0,55 (EN 1998-1, člen 5.5.3.2.1(3))

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{885,5 \text{ kN}}{3600 \text{ cm}^2 \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,082 < 0,55 \quad (5.10)$$

Tlačne napetosti na dnu stebra niso prekoračene. To je bilo tudi pričakovano, saj imamo enoetažno konstrukcijo in osne sile niso kritične.

Za armiranje betonskega stebra je zadostna minimalna vzdolžna armatura, ki je po EC8 1% prečnega prereza.

Maksimalna razdalja med sosednjima vzdolžnima palicama znaša 150 mm za visoko stopnjo duktilnosti – DCH.

Tako smo za armiranje stebra izbrali 16 palice  $\phi 18$  in jih razporedili po prerezu na medsebojni razdalji 130 mm, da smo zadovoljili pogoj, daje njihova medsebojna razdalja manjša od 150mm.

## 5.6 Vzdolžna armatura v stebri

Delež vzdolžne armature:

Morali smo zadostiti pogoju, ki pravi, da mora biti delež armature v stebrih:

$$0,01 \leq \rho \leq 0,04 \quad (5.11)$$

$$A_{sl,min} \geq 0,01 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 36 \text{ cm}^2$$

Steber smo armirali z 16 palicami  $\phi 18$

$$A_{sl} \geq 16 * \frac{\pi * (1,8 * \text{cm})^2}{4} = 40,72 \text{ cm}^2 \quad (5.12)$$

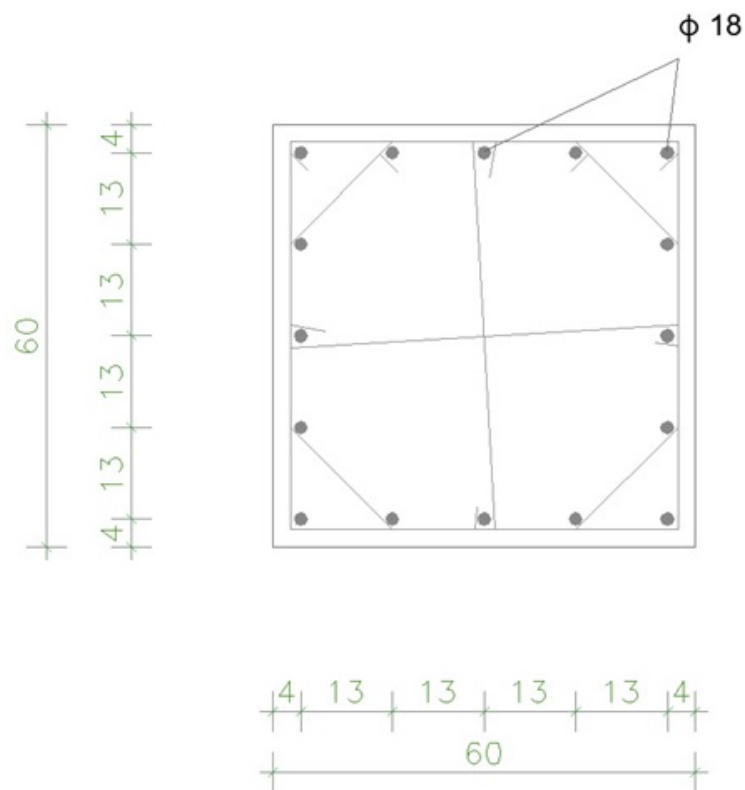
$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{40,72 \text{ cm}^2}{3600 \text{ cm}^2} = 0,0113 \quad (5.13)$$

$$\rho_{min} = 0,01 \leq \rho = 0,0113 \leq \rho_{max} = 0,04 \Rightarrow \text{Ustreza}$$

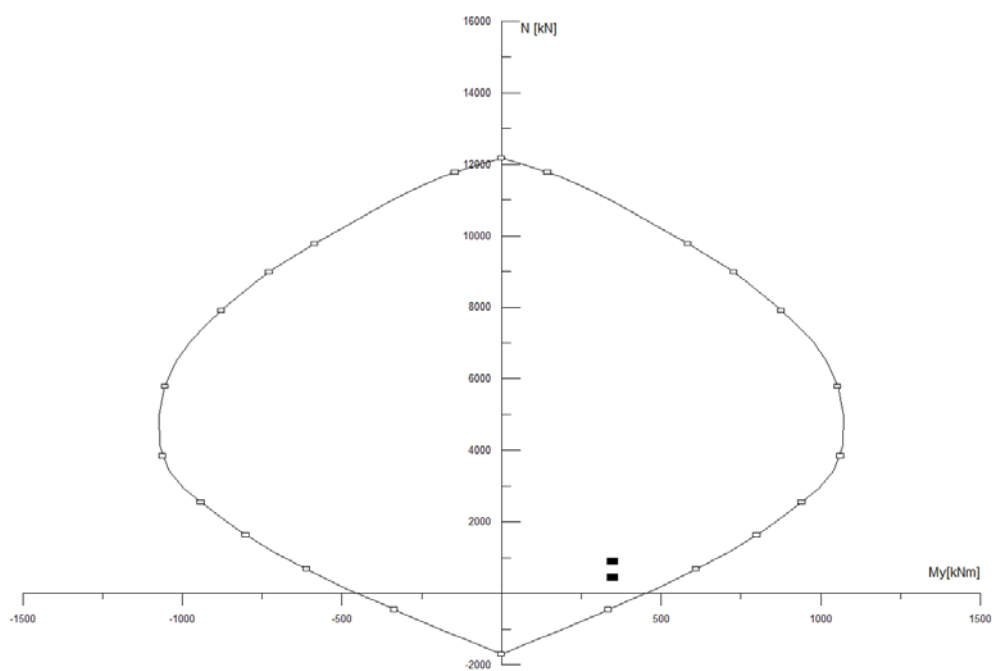
Za armiranje stebra z vzdolžno armaturo zadošča že minimalna armatura.

## KONTROLA RAZPOREDITVE VZDOLŽNIH PALIC

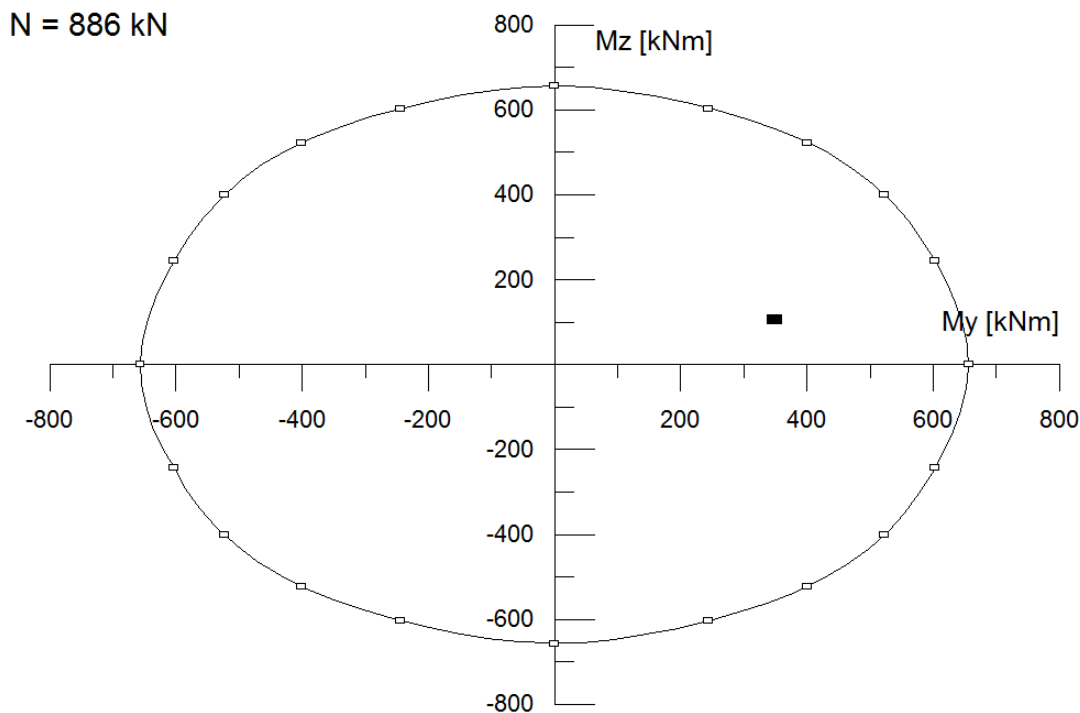
$$b_{i,1} = 15 \text{ cm}, b_{i,2} = 13 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$



Slika 19: Izbrani prerez



Slika 20: Interakcijski diagram vogalnega in notranjega stebra za izbrano armaturo pri potresni obremenitvi v x smeri

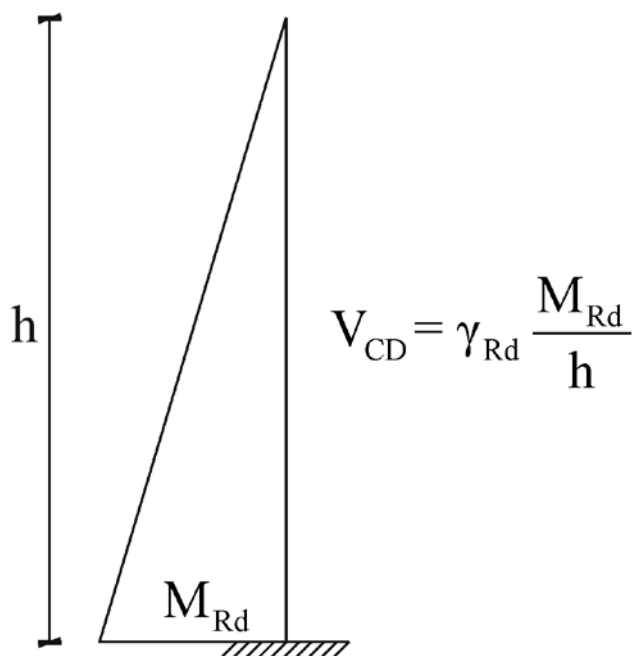


Slika 21: Interakcijski diagram notranjega stebra za izbrano armaturo pri kombinaciji potresne obremenitve

Interakcijski diagram za izbrani prerez stebra, kjer smo armirali steber z minimalno armaturo. Za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), moramo armaturne palice razporediti na največji medsebojni oddaljenosti 15 cm. Zato smo izbrali armaturne palice  $\phi 18$ . Vidimo, da je pri osni obremenitvi z 886 kN, še nekaj rezerva nosilnosti prereza. Pri vogalnem stebru pa je osna sila v stebru manjša,  $N = 397 \text{ kN}$ . Na diagramu vidimo, da je zato bolj kritičen vogalni steber kot pa notranji stebri, če so stebri isto armirani.

### 5.7 Prečne sile v stebru.

Projektno prečno obremenitev v stebru izračunamo po metodi načrtovanja nosilnosti. Strižno armaturo računamo na večjo prečno silo kot smo jo dobili iz analize, saj so dejanske materialne karakteristike večje, kot tiste, ki smo jih upoštevali v analizi. Zato je dejanska upogibna nosilnost prereza večja, kar pomeni tudi večje prečne sile. Za enoetažne konstrukcije so po navadi prve nihajne oblike prevladujoče pri poteku upogibnih obremenitev. Za več etažne konstrukcije pa s tem upošteva tudi višje nihajne oblike.



Slika 22: Prečna sila v stebru po metodi dodatne nosilnosti

$$M_d = \gamma_{Rd} \cdot M_{RC,b} = 1,3 \cdot 350,1 \text{ kNm} = 455,1 \text{ kNm} \quad (5.14)$$

Projektna prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti tako znaša:

$$V_{CD} = \frac{M_d}{l_{cl}} = \frac{455,1 \text{ kNm}}{8,1 \text{ m}} = 56,2 \text{ kN} \quad (5.15)$$

Račun nosilnosti prereza

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (5.16)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[ 0,12 \cdot 1,60 \cdot (100 \cdot 0,0121 \cdot 45)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,246 \right] \cdot 600 \cdot 560 = 256913,9 \text{ N} \\ &= 256,9 \text{ kN} \geq (0,50 + 0,15 \cdot 0,246) \cdot 600 \cdot 560 = 180398 \text{ N} = 180,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = 180,4 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{560}} = 1,60$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{40,72 \text{ cm}^2}{60 \text{ cm} \cdot 56 \text{ cm}} = 0,0121 = 1,21\%$$

$$f_{ck}[\text{MPa}] = 45 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \min \left\{ \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{885,5 \text{ kN}}{3600 \text{ cm}^2} = 0,246 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}; 0,2 * f_{cd} = 0,2 * 3,0 = 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right\} = 0,246 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,60^{\frac{3}{2}} \cdot 50[\text{MPa}]^{\frac{1}{2}} = 0,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{Ed} = 56,2 \text{ kN} \leq V_{Rd,c} = 180,4 \text{ kN} \Rightarrow \text{Dodatna strižna armatura ni potrebna}$$

Projektna prečna sila  $V_{Ed}$  je manjša od mejne prečne sile  $V_{Rd,c}$ , do katere prečna armatura računsko ni potrebna in v skladu s standardom SIST EN 1992-1-1 namestimo le minimalno stremensko armaturo.

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.17)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{45}}{500} = 0,0011$$

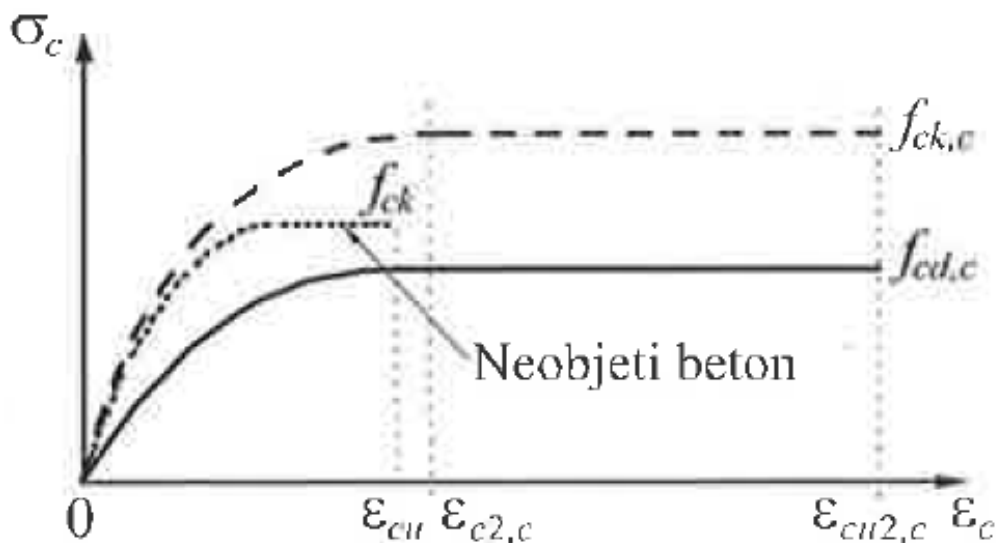
$$s = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} * b_w * \sin \alpha} = \frac{2 * 0,5}{0,0011 * 60 * \sin 90} = 15,6 \text{ cm} \quad (5.18)$$

$$\Phi 8/15 \text{ cm (n=2)}; A_{s,dej} = 13,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

## 5.8 Objetje jedra

Za dimenzioniranje stebrov smo izbrali notranje stebre, ki imajo zaradi simetričnosti konstrukcije enake notranje sile, ki so večje kot pri vogalnih stebrih. Stebri so dimenzij  $h = 60$  cm in  $b = 60$  cm. Steber je ključen element za varnost celotne konstrukcije. Ker so stebri podvrženi večjim tlačnim osnim silam, se zmanjša njihova duktilnost in je večja nevarnost krhke porušitve tlačne cone. To preprečimo z objetjem betonskega jedra v kritičnih območjih

z gostimi stremeni. Objetost betona omogoča upoštevanje ugodnega vpliva večosnega napetosnega stanja.



Slika 23 Sovisnost med napetostjo in deformacijo objetega betona

#### Kritično območje

V stebrih brez stremen se porušitvi tlačene cone skoraj ne moremo izogniti. Stremena preprečujejo uklon vzdolžne armature. Razmere so najbolj kritične zlasti ob vpetju stebra. Tu so stremena pogosto gostejša kot jih zahteva strig. Dolžina kritičnega območja se pri stebrih DCH izračuna z naslednjim izrazom :

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 * h_c = 1,5 * 60 \text{ cm} = 90 \text{ cm} \\ \frac{l_{cl}}{6} = \frac{750 \text{ cm}}{6} = 125 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\} = 125 \text{ cm} \quad (5.19)$$



Slika 24: Razpad betonskega jedra zaradi prešibkih stremen

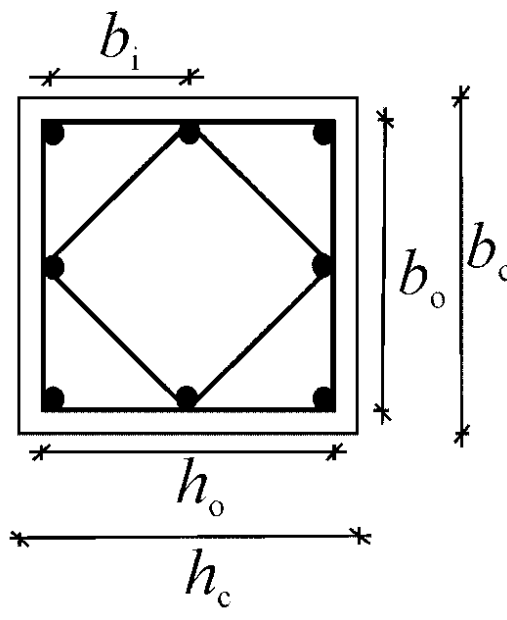
Iz slike se vidi, da je se je vzdolžna armatura v steberu zaradi ne dovolj gostih stremen in velike tlačne sile, uklonila. Krovni sloj betona je odpadel stran, betonsko jedro je razpadlo.

Izbira minimalnega premera in razmaka stremen v kritični coni

$$d_{bw} = 8 \text{ mm} \geq 0,4 * d_{bL,max} * \sqrt{\frac{f_{ydt}}{f_{ydw}}} = 0,4 * 18 \text{ mm} * 1 = 7,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Ustreza}$$

$$s_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{3} = \frac{55,4 \text{ cm}}{3} = 18,5 \text{ cm} \\ 6 * d_{bL} = 6 * 1,8 \text{ cm} = 10,8 \text{ cm} \end{array} \right\} = 10,8 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$





Slika 25: Koeficienti za izračun objetja betonskega jedra

$$\alpha * \omega_{wd} \geq 30 * \mu_{\rho} * \nu_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (5.20)$$

$$0,7004 * 0,12368 \geq 30 * 8 * 0,05815 * 0,00217 * \frac{60 \text{ cm}}{54,6 \text{ cm}} - 0,035$$

$$0,08663 \geq -0,00172 \quad \text{OK}$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0,8488 * 0,8252 = 0,7004$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 * b_o h_o} = 1 - \sum_1^{16} \frac{13^2 \text{ cm}^2}{6 * 54,6^2 \text{ cm}^2} = 0,8488$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_o}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 * h_o}\right) = \left(1 - \frac{10 \text{ cm}}{2 * 54,6 \text{ cm}}\right)^2 = 0,8252$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_w}{V_{cc}} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{505,1 \text{ cm} * 0,5 \text{ cm}^2}{54,6^2 \text{ cm}^2 * 10 \text{ cm}} * \frac{43,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,12368 > 0,12$$

$$\sum l = 54,6 \text{ cm} * 6 + 4 * 26 \text{ cm} + 4 * 13\sqrt{2} \text{ cm} = 505,1 \text{ cm}$$

$$\mu_p = 2 * q_0 - 1 = 2 * 4,5 - 1 = 8$$

$$v_d = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} = \frac{628 \text{ kN}}{60 \text{ cm}^2 * 3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,05815$$

$$\varepsilon_{sy,d} = 0,00217 \text{ (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij: EC2 pr.2-5)}$$

$$b_c = 60 \text{ cm}$$

$$b_0 = 54,6 \text{ cm}$$

Stebri delno zadoščajo pogojem geometrijske omejitve (EN 1998-1, člen 5.5.1.2.2):

- Najmanjša dimenzija prečnega prereza primarnega potresnega stebra je večja od 25 cm  
 $b_c = 60 \text{ cm}$   
 $h_c = 60 \text{ cm}$
- Pogoj (EN 1998-1, člen 5.4.1.2.2), ki pravi, da mora biti najmanjša dimenzija prečnega prereza primarnega potresnega stebra večja od ene desetine večje razdalje med prevojno točko in krajiščema stebra  
 $1,0 * l_{c1} = 1,0 * (750) = 750 \text{ cm}$   
 $0,1 * 750 \text{ cm} = 75 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$  (ni večje)

Tu zadnji pogoj ni izpolnjen. V nadaljevanju bomo pokazali, da je v našem primeru že dovolj minimalna vzdolžna armatura in je tu vprašanje, če je zato smiselno večati dimenzije stebrov, da izpolnimo ta kriterij.

## 5.9 Omejitev poškodb

Kontrola etažnih pomikov se upošteva z naslednjim izrazom:

$$d_r * v \leq 0,010 * h \tag{5.21}$$

Ta izraz velja za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi na konstrukcijo pritrjeni tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo, saj so fasadni paneli na konstrukcijo pritrjeni z elementom, ki to dopušča.

Vzamemo kriterij za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene duktilne konstrukcijske elemente

$$d_r = u * q = 2,8 \text{ cm} * 4,5$$

$$d_r = 12,6 \text{ cm}$$

$$v = 0,5$$

$$h = 810 \text{ cm}$$

$$12,6 \text{ cm} * 0,5 \leq 0,010 * 810 \text{ cm}$$

$$6,3 \text{ cm} \leq 8,1 \text{ cm}$$

Omejitev je izpolnjena. Pri določitvi etažnega pomika, se pomik zmanjša s faktorjem  $v$ . To je redukcijski faktor zaradi upoštevanja mejnega stanja uporabnosti pri katerem predvidimo potres s krajšo povratno dobo (95 let). Odvisen je tudi od pomembnosti stavbe. Naša konstrukcija spada v II. kategorijo pomembnosti.

Pri dimenzioniraju stebrov so nam večje težave povzročali pomiki konstrukcije kot pa notranje sile.

Izkušnje kažejo, da je pri bolj podajnih konstrukcijah, ki so projektirane z večjimi vrednostmi faktorja  $q$ , kontrola mejnega stanja uporabnosti večinoma bolj kritične od kontrole mejnega stanja nosilnosti in določa dimenzije prerezov.

### 5.10 Strižna armatura v stebri

Izbira strižne armature v stebri:

Preglednica 16: Izbira strižne armature v stebri

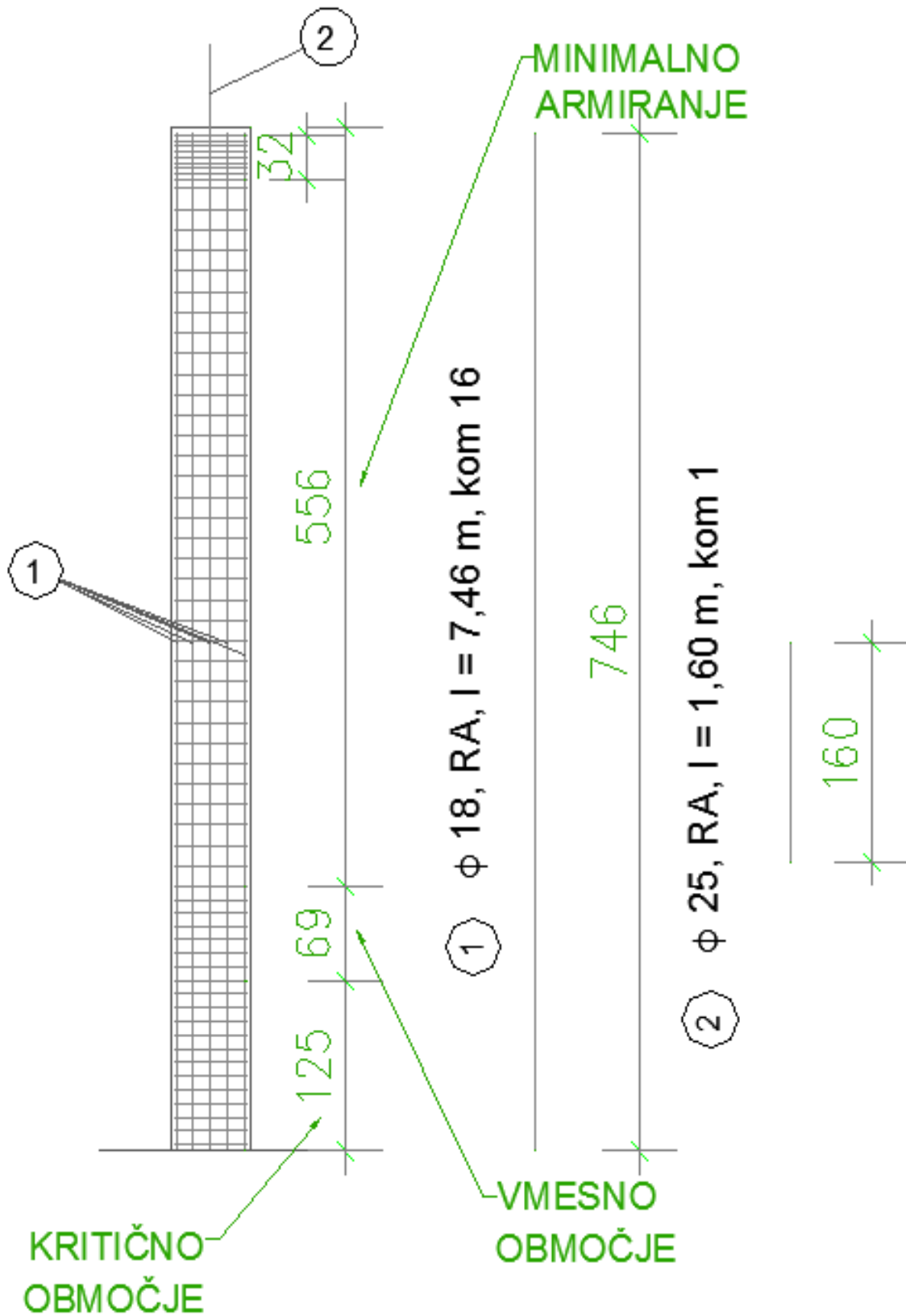
	$\phi$	s [cm]	n
Kritično območje	8	10	5
Vmesno območje	8	10	4
Minimalno armiranje	8	15	2

### 5.11 Stik stiber – nosilec

Stik strešnega nosilca in stebra naredimo s pomočjo trna. Včasih so se ti stiki izdelovali tako, da so se potresne sile prenašale iz grede na stiber preko trenja. To pomeni, da so bili nosilci samo položeni na stebre. Vendar pa potres deluje v vseh smereh, tudi v vertikalni smeri in

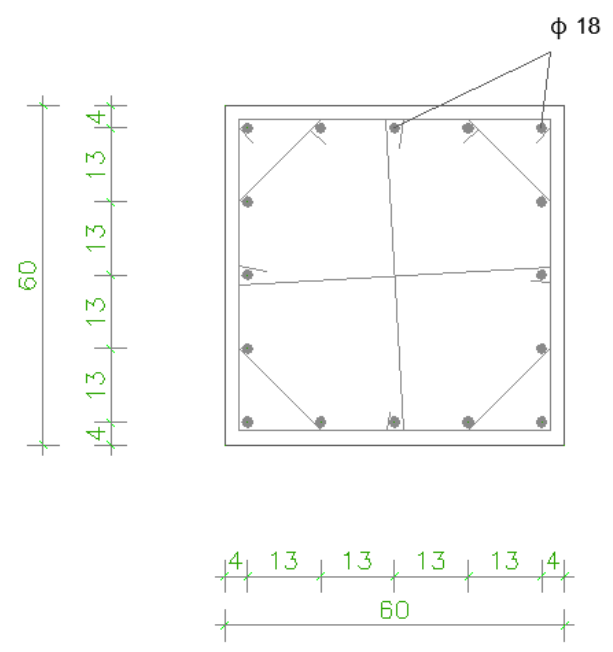


### 5.12 Prikaz armiranja strebov



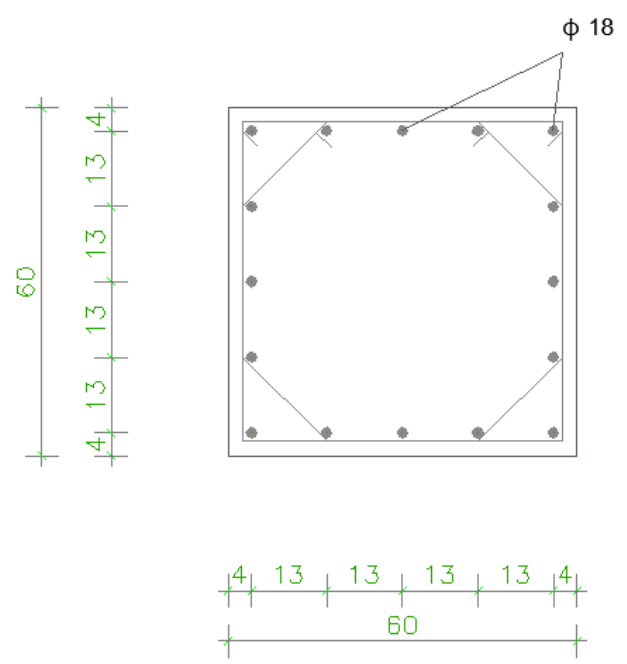
Slika 27: Prikaz armiranja stebra

Kritično območje



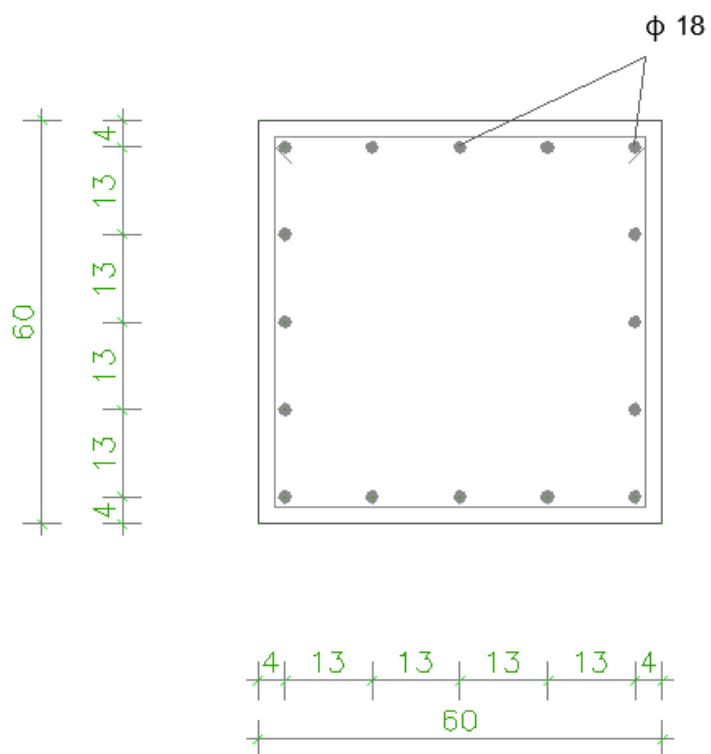
Slika 28: Armatura v kritičnem območju stebra

Vmesno območje



Slika 29: Armatura v vmesnem območju stebra

### Minimalno armiranje



Slika 30: Armiranje stebra z minimalno strižno armaturo

## 6 Dimenzioniranje grede

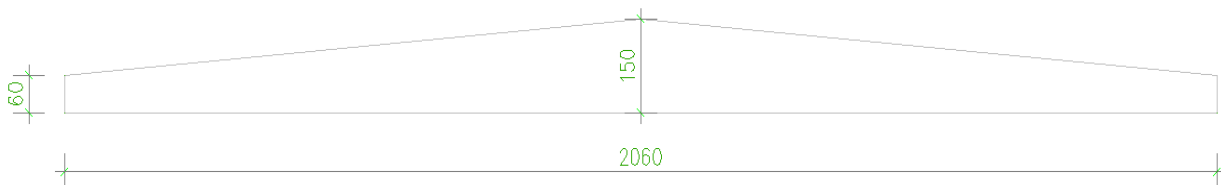
### 6.1 Opis

Grede ponavadi niso obremenjene s tlačno osno silo in jih zato lahko naredimo zelo duktilne. Ker pa praviloma morebitna porušitev ene grede še ne pomeni porušitev celotne konstrukcije, se grede izberejo za šibkejši člen pri načrtovanju nosilnosti konstrukcije. V našem primeru montažne hale, je greda v modelu členkasto pritrjena na steber in na stiku ne dobimo negativne momentne obremenitve na stiku s stebrom. Zato smo gredo računali po evrokodu 2.

Strešni nosilec povezuje dva krajna stebra in je nanju členkasto pritrjen. Razpon nosilca je 20,6 metra. Nosilec ima na začetku višino 60 cm in se mu višina povečuje do 150 cm na sredini. Naklon strehe je 5°. Širina nosilca znaša 30 cm.

### 6.2 Geometrija nosilca

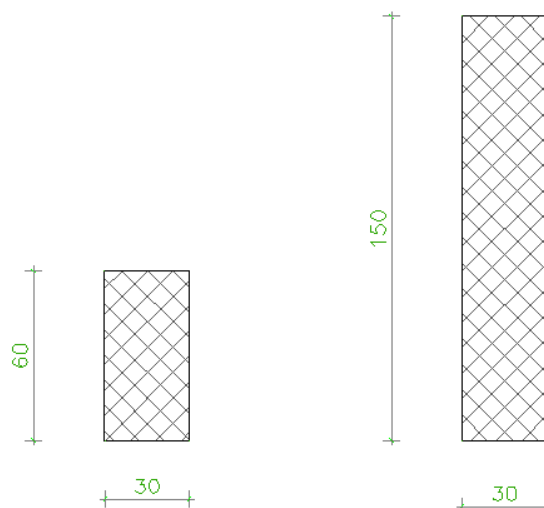
Vzdolžni pogled



Slika 31: Vzdolžni pogled strešnega nosilca



Prerez



Slika 32: Prerez strešnega nosilca na začetku in na sredini nosilca

### 6.3 Obtežne kombinacije

Za dimenzioniranje grede smo upoštevali obtežbe:

- Lastna in stalna
- Koristna
- Sneg

Kombinacije

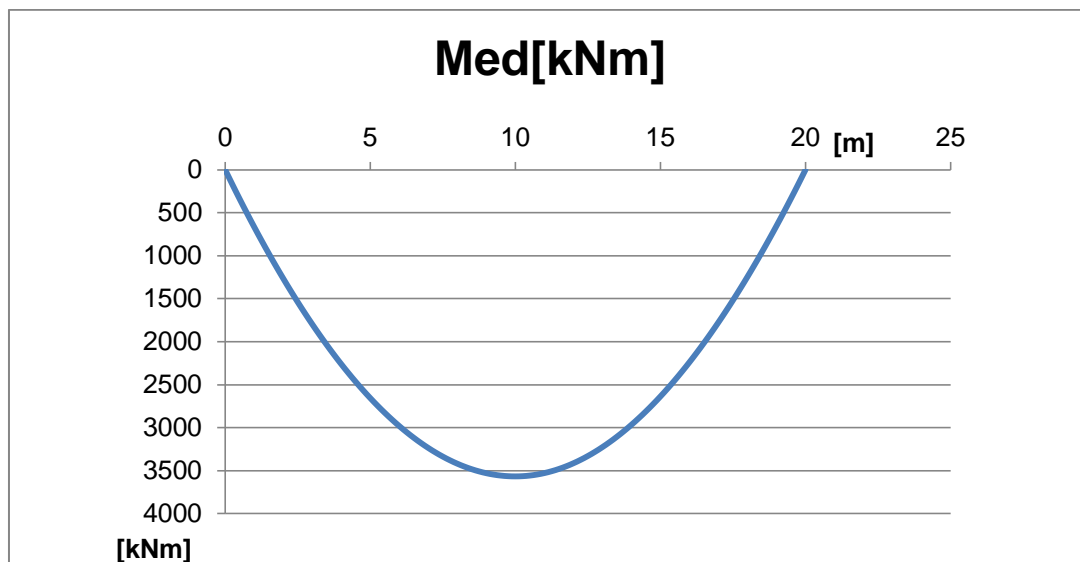
Kombinirali smo vse vplive. Obtežne kombinacije smo torej tvorili tako, kot to predpisuje »SIST ENV 1991-1«.

$$1,35 * M_g + 1,5 * M_q + 1,5 * 0,7 * M_{q1} \quad (6.1)$$

$$1,35 * M_g + 1,5 * 0 * M_q + 1,5 * M_{q1} \quad (6.2)$$

Nosilci spremenljive višine

Izračunani moment in prečna sila v nosilcu:



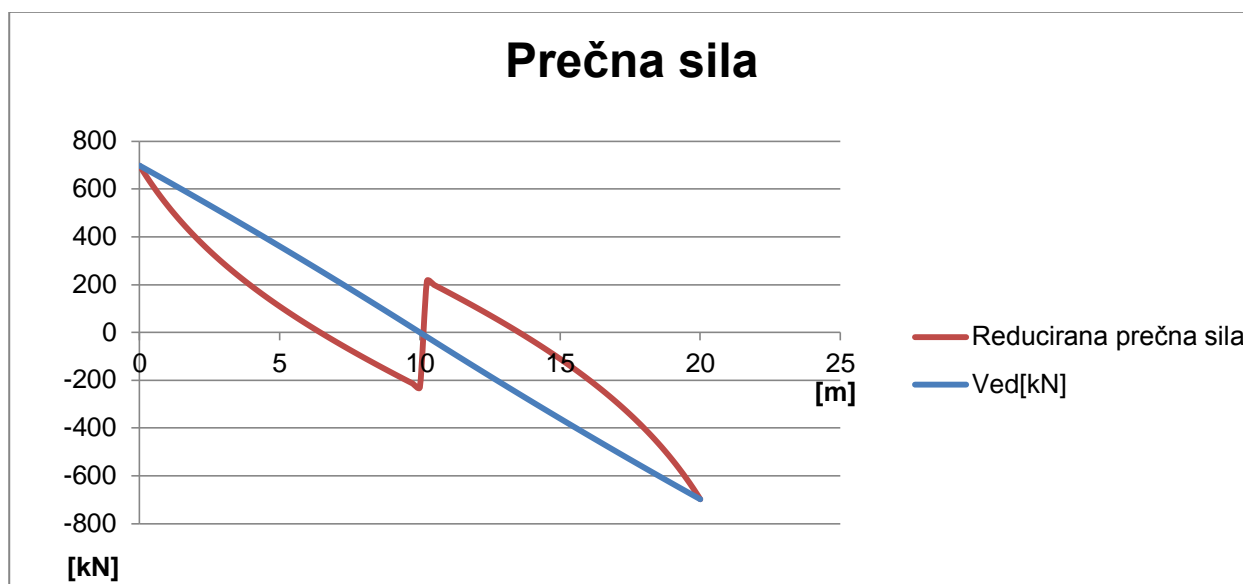
Slika 33: Obtežna kombinacija momentne obrnenitve v nosilcu

Pri nosilcih s spremenljivo višino ni kritičen prerez na sredini nosilca ampak moramo ta prerez najti. Kritičen prerez je tam, kjer se pojavi največja natezna sila v armaturi. Izračunamo reducirano prečno silo v prerezu.

Enačba za izračun reducirane sile (v našem primeru):

$$V_{sd} = V_{ed} \pm \frac{M_{ed}}{d} * \tan \alpha \quad (6.3)$$

To storimo v tabeli za vsak prerez posebej z razmikom  $\Delta x = 25$  cm.



Slika 34: Računska in reducirana prečna sila nosilca s spremenljivo višino

#### 6.4 Delež vzdolžne armature v nosilcu

Upogibno nosilnost je potrebno izračunati v skladu z EN 1992-1-1:2004.

Za račun vzdolžne armature v A – nosilcu s spremenljivo višino, smo si pomagali s programom Excel, kjer smo lahko nosilec razdelili na manjše dele. S tem smo lažje izračunali delež potrebne vzdolžne armature v nosilcu. Ko smo določili dejanski delež vzdolžne armature, smo to preverili v programu Dias.

Izračunali smo koeficient statične višine  $k_d$  za vsak del prereza posebej. Iz preglednice smo, glede na mejne deformacije, odčitali koeficient  $k_s$  – koeficient statične višine. Koeficient  $k_d$  in vrednosti mejnih deformacij se skozi prereze spreminjajo, tako tudi koeficient  $k_s$ . Zaradi lažjega računanja smo za vse prereze upoštevali največjo vrednost koeficienta.

$$k_d = \frac{M_{Eds}(x)}{f_{cd} * b * d(x)^2} \quad (6.4)$$

Največja vrednost koeficienta  $k_d$  je na razdalji 3,5 metra od začetka nosilca.

$$k_d = \frac{203690}{3,0 * 30 * 81,5^2} = 0,340 \quad (6.5)$$

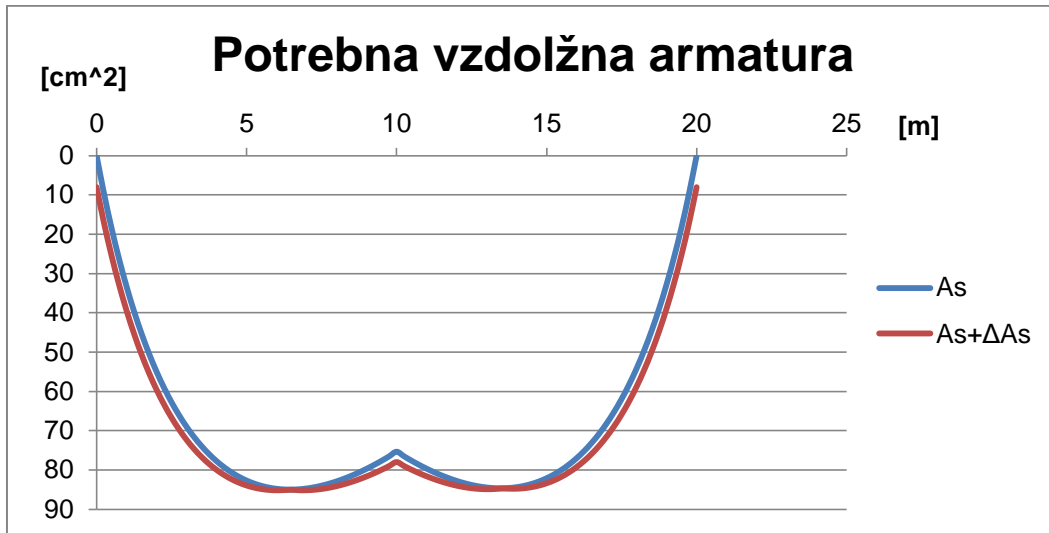
$$k_s = 1,287 \quad (\varepsilon_s \setminus \varepsilon_{c1} = 3 \setminus -3,5 \text{ ‰})$$

Sedaj lahko s spodnjo enačbo izračunamo delež potrebne vzdolžne armature za vsak del prereza posebej.

$$A_s = k_s * \frac{M_{Eds}(x)}{d(x) * \sigma_s} \quad (6.6)$$

Upoštevali smo tudi dodatno vzdolžno armaturo, ki jo v vzdolžni armaturi povzroča prečna sila.

$$\Delta A_s = \frac{V_{Ed}(x)}{2 * \sigma_s} \quad (6.7)$$



Slika 35: Potrebna vzdolžna armatura v nosilcu

Največja potrebna vzdolžna armatura je na oddaljenosti 6,5 m od roba nosilca. Tu je višina nosilca 118 cm.

Potrebna vzdolžna armatura

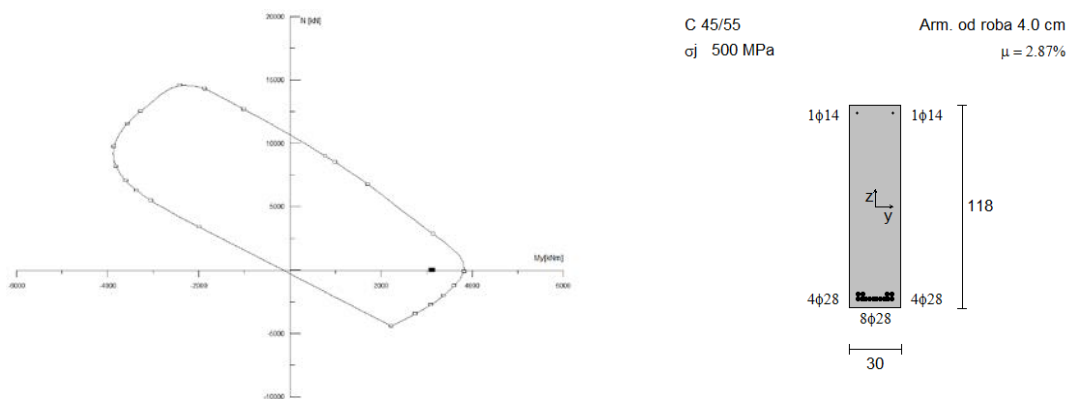
$$A_{s,potr} = 85,2 \text{ cm}^2$$

Izberem vzdolžno armaturo:

$$16\phi 28, A_{s,dej} = 98,5 \text{ cm}^2$$

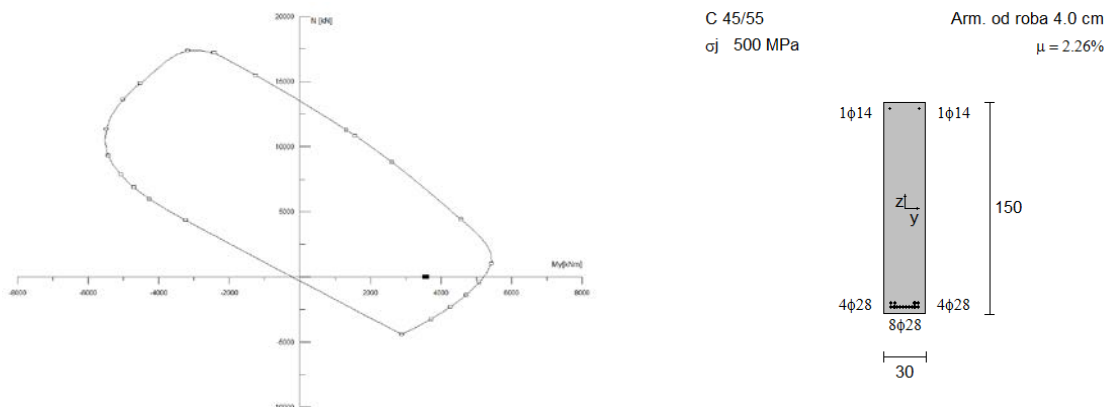
## 6.5 Interakcijski diagrami

Interakcijski diagram za prerez na oddaljenosti 6,5 m.



Slika 36: Interakcijski diagram prereza na oddaljenosti 6,5 m in shematski prikaz prereza

### Interakcijski diagram na sredini nosilca

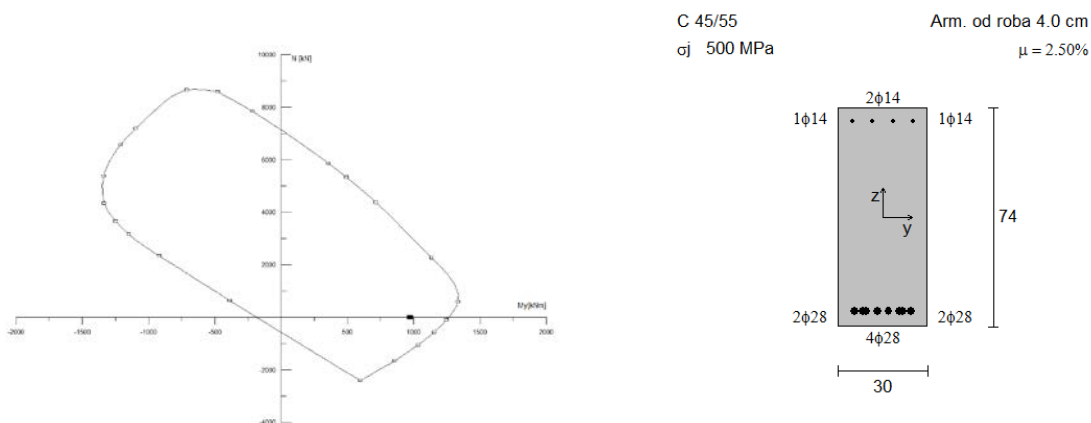


Slika 37: Interakcijski diagram prereza na sredini nosilca in shematski prikaz prereza

Iz diagramov vidimo, da je bolj kritično območje 6,5 metra od roba nosilca, kot pa na sredini nosilca. V obeh primerih je število in premer palic enak, vendar je tu večja stopnja armiranja zaradi manjšega prereza in smo bližje krivulji nosilnosti. Ker imamo veliko število vzdolžnih palic in ozek prerez, armaturne palice postavimo v 4 vrste po 4 palice.

Program Dias nam ne dopušča, da bi zmanjšali statično razdaljo do vrha prereza zaradi armature v nivojih. Ker smo pri izbiri koeficienta  $k_s$  izbrali večjo vrednost za cel prerez in ker imamo večji delež dejanske vzdolžne armature kot potrebne, smo še vedno znotraj interakcijskega diagrama in izkoriščenosti niso prekoračene.

### Interakcijski diagram na začetku nosilca:



Slika 38: Interakcijski diagram prereza na začetku nosilca in shematski prikaz prereza

Na začetku nosilca nam večji problem delajo prečne sile. Tu imamo veliko vzdolžne armature, saj moramo vzdolžno armaturo primerno sidrati in jo vleči do podpore. Zgornji armaturi dodamo še 2 vzdolžni palici, ki jih potrebujemo za pritrditev strižnih stremen.

V nosilcu je velik del vzdolžne natezne armature. V takem primeru bi bilo mogoče smiselno izdelati prednapeti nosilec. Lahko bi tudi v sredini nosilca prerez spremenili v I – obliko in s tem zmanjšali obremenitev zaradi lastne teže nosilca.

## 6.6 Kontrola vzdolžne armature

Za 3 tipične prereze preverimo delež vzdolžne armature v nosilcu:

$$A_{s,min} = \begin{cases} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d = 0,26 * \frac{0,38}{45} * 30 * d(x) \\ 0,0013 * A_c = 0,0013 * 30 * d(x) \end{cases} \quad (6.8)$$

$$A_{s,max} = 0,04 * b * d = 0,04 * 30 * d(x) \quad (6.9)$$

- Delež vzdolžne armature na začetku nosilca:

$$A_{s,min} = \begin{cases} 0,26 * \frac{0,38}{50} * 30 * 53 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 * 30 * 53 = 2,07 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (6.10)$$

$$A_{s,max} = 0,04 * 30 * 53 = 63,6 \text{ cm}^2 \quad (6.11)$$

$$A_{s,dej} = 8 * \Pi * \frac{2,8^2}{4} = 49,3 \text{ cm}^2 < A_{s,max} \quad (6.12)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{49,3 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 53 \text{ cm}} = 0,031 = 3,10\% \quad (6.13)$$

- Delež vzdolžne armature na kritičnem delu nosilca:

$$A_{s,min} = \begin{cases} 0,26 * \frac{0,38}{50} * 30 * 98,5 = 5,84 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 * 30 * 98,5 = 3,84 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (6.14)$$

$$A_{s,max} = 0,04 * 30 * 98,5 = 118,2 \text{ cm}^2 \quad (6.15)$$

$$A_{s,dej} = 16 * \Pi * \frac{2,8^2}{4} = 98,5 \text{ cm}^2 < A_{s,max} \quad (6.16)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{98,5 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} \cdot 98,5 \text{ cm}} = 0,033 = 3,33\% \quad (6.17)$$

- Delež vzdolžne armature na sredini nosilca:

$$A_{s,min} = \begin{cases} 0,26 * \frac{0,38}{50} * 30 * 118 = 7,0 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 * 30 * 118 = 4,60 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad (6.18)$$

$$A_{s,max} = 0,04 * 30 * 118 = 141,6 \text{ cm}^2 \quad (6.19)$$

$$A_{s,dej} = 8 * \Pi * \frac{2,8^2}{4} = 98,5 \text{ cm}^2 < A_{s,max} \quad (6.20)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{98,5 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 118 \text{ cm}} = 0,0277 = 2,77\% \quad (6.21)$$

## 6.7 Račun strižne armature

Izračunamo vrednost  $V_{Rd,c}$ , ki je projektna vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature. V tem delu je zahtevana minimalna strižna armatura. Kjer je ta vrednost večja, upoštevamo, da celotno prečno silo prevzame strižna armatura.  $V_{Rd,max}$  je projektna vrednost maksimalne strižne sile, ki jo lahko prevzame element in je odvisna od nosilnosti betonske tlačne diagonale.

Ker imamo nosilec spremenljive višine, so nekatere vrednosti spremenljive. Te količine preračunamo v tabeli za vsak prerez posebej z razmikom  $\Delta x = 25 \text{ cm}$ .

Račun  $V_{Rd,c}$ :

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \geq (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d \quad (6.22)$$

Kjer je:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} \text{, } d \text{ je spremenljiv}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w * d} \text{, } A_s \text{ in } d \text{ sta spremenljiva}$$

$$f_{ck}[\text{MPa}] = 45 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

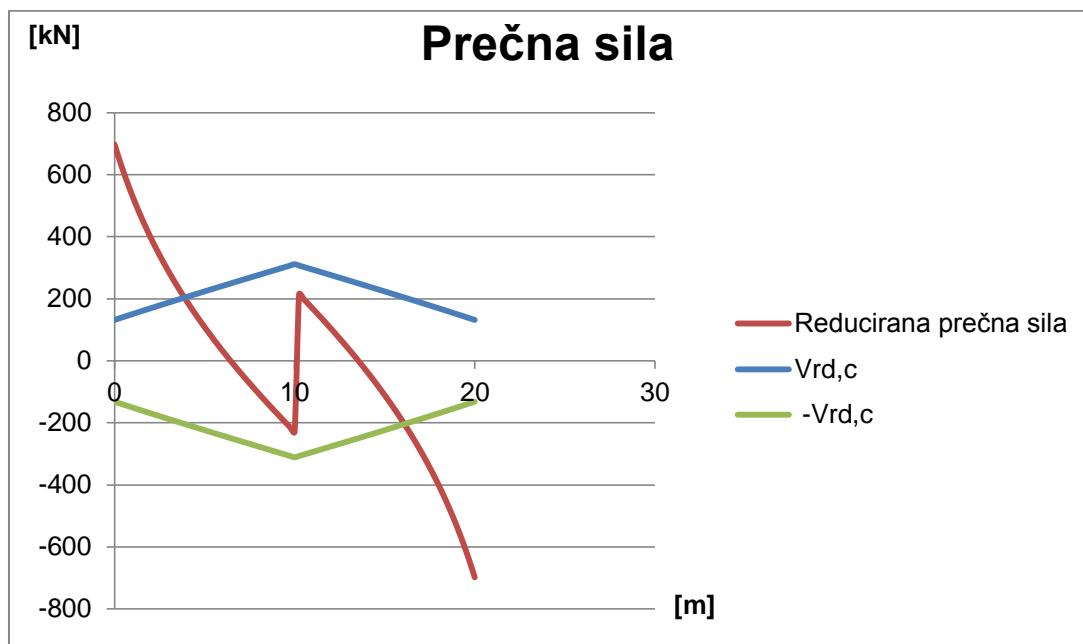
$$\sigma_{cp} = 0$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}, \text{ k je spremenljiv}$$

Kjer je izpolnjen pogoj:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

Dodatna strižna armatura ni potrebna in armiramo z minimalno potrebno strižno armaturo.



Slika 39: Prikaz območja, kjer je potrebna minimalna strižna armatura

Preverimo tudi nosilnost tlačnih diagonal. Račun  $V_{Rd,max}$  preverimo po SIST EN 1992-1-1:2005; 6.2.3:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z(x) * v_1 * f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.23)$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$z = 0,9 * d \text{ (d je spremenljiv)}$$



$$v_1 = 0,6 * \left[ 1 - \frac{f_{ck}[MPa]}{250} \right] = 0,6 * \left[ 1 - \frac{45}{250} \right] = 0,492$$

$$f_{cd} = 3,0 \frac{kN}{cm^2}$$

Kjer je:

$\alpha_{cw}$  koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu (1 za konstrukcije brez prednapetja)

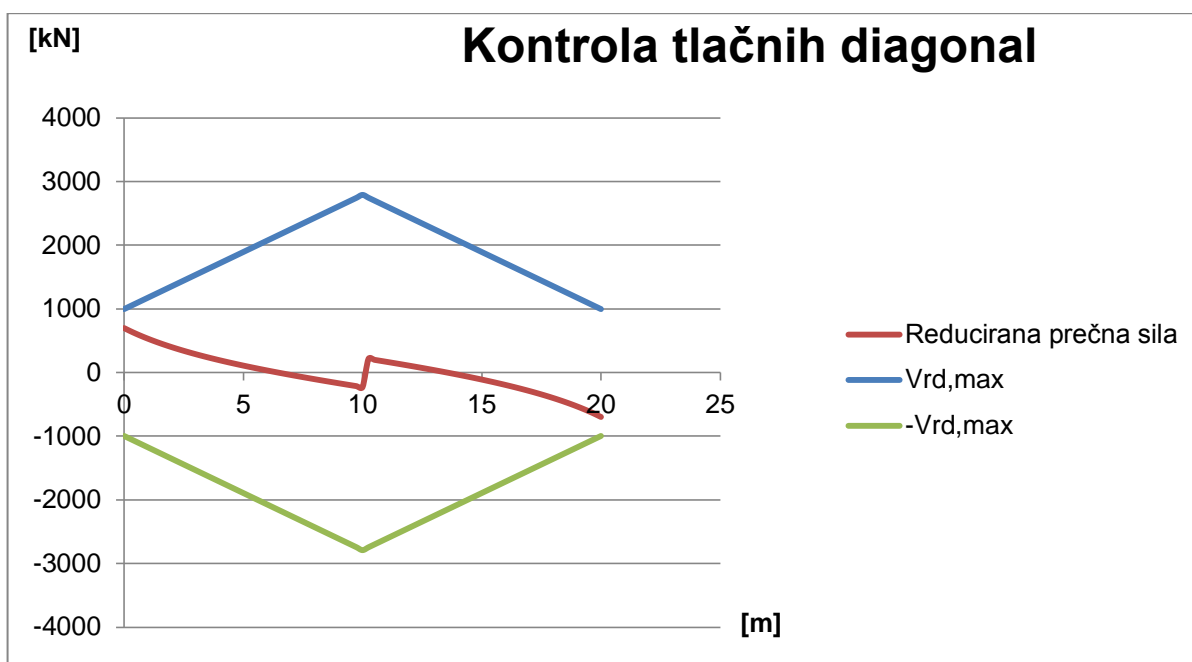
$b_w$  najmanjša širina prereza med tlačnim in nateznim pasom

$z$  ročica notranjih sil. Pri računu strižne odpornosti arirano betonskih elementov brez osne sile se v splošnem lahko upošteva približna vrednost  $z = 0,9 * d$

$v_1$  redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega prereza

$\theta$  kot med betonsko tlačno razporo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo ( $\theta = 45^\circ$ )

Višina nosilca je spremenljiva in zato je ročica notranjih sil tudi spremenljiva. Te količine preračunamo v tabeli za vsak prerez posebej z razmikom  $\Delta x = 25$  cm.



Slika 40: Kontrola tlačnih diagonal

Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal je izpolnjena za cel nosilec.

## 6.8 Določitev strižne armature

Določimo potrebno strižno armaturo nosilca. Ker imamo nosilec spremenljive višine te količine preračunamo v tabeli za vsak prerez posebej z razmikom  $\Delta x = 25$  cm. Po enačbi določimo strižno armaturo v prerezu:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Sd} \cdot 100}{f_{ywd} \cdot z} \quad (6.24)$$

Izberem strižno armaturo:

$$\Phi 8/S \text{ (} n=2/4 \text{); } A_{s,dej} = \dots \frac{cm^2}{m}$$

$A_{sw}$  ploščina prečegai prereza strižne armature

$s$  medsebojna razdalja stremen

$V_{Sd}$  reducirana prečna sila v prerezu

$f_{ywd}$  projektna meja elastičnosti strižne armature ( $f_{ywd} = 43,5 \frac{kN}{cm^2}$ )

$n$  število strižnih stremen na prerez

Kjer je izpolnjen pogoj  $V_{Sd} \leq V_{Rd,c}$ , potrebujemo samo minimalno strižno armaturo. Minimalno strižno armaturo določimo po enačbi:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}[MPa]}}{f_{yk}[MPa]}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{45}}{500} = 0,0011$$

$\rho_{w,min}$  minimalna stopnja armiranja s strižno armaturo

$$s = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,min} * b_w * \sin \alpha} = \frac{2 * 0,5}{0,0011 * 30 * \sin 90} = 31,2 \text{ cm}$$

Izberemo minimalno strižno armaturo:

$$\Phi 8/30 \text{ cm (} n=2 \text{); } A_{s,dej} = 3,33 \frac{cm^2}{m}$$

Kritično območje

$$l_{cr} = 1,5 \cdot h_w = 1,5 \cdot 60 = 90 \text{ cm}$$

$$s = 7,5 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \\ 24 \cdot d_{bw} = 24 \cdot 0,8 = 19,20 \text{ cm} \\ 17,5 \\ 6 \cdot 1,4 = 8,4 \text{ cm} \end{array} \right\} = 8,4 \text{ cm}$$

$$d_{bw} = 8 \text{ mm} > d_{bw,min} = 6 \text{ mm}$$

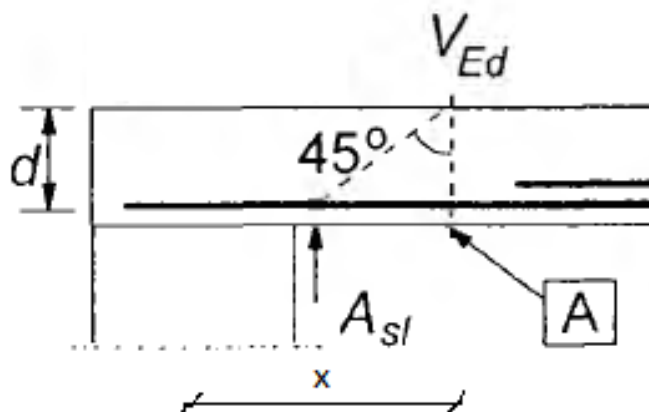
Redukcija prečnih sil ob podpori po SIST EN 1992-1-1:2005; 6.2.2:

$$x = \frac{c}{2} + d = \frac{60}{2} + 50 = 80 \text{ cm}$$

$x$  razdalja redukcije prečne sile

$c$  širina podpore

$d$  statična višina prečnega prereza



Slika 41: Reducirana prečna sila ob stebri

### 6.9 Izbira strižne armature

Izbira strižne armature v nosilcu:

Preglednica 17: Izbira strižne armature v nosilcu

	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$\phi$	s [cm]	n	$V_{Rd,s}$ [kN]
POZ 1	560,9	131,7	8	7,5	4	592,5
POZ 2	461,2	159,9	8	10	4	497,2
POZ 3	263,3	192,1	8	10	2	310,3
POZ 4	193,2	205,7	8	30	2	112,2

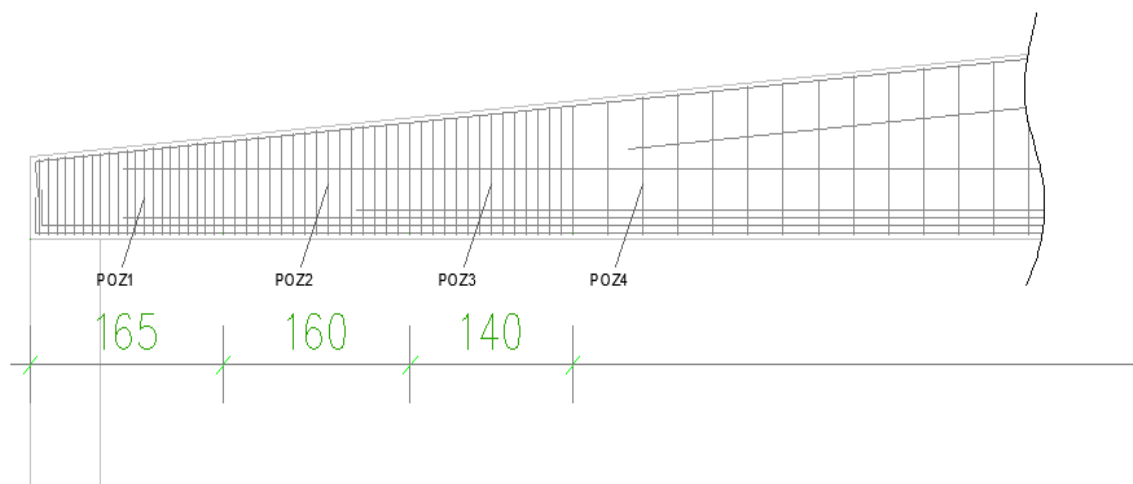


Slika 42: Prikaz potrebne strižne armature v nosilcu

Grafičen prikaz potrebne strižne armature v nosilcu. Pri razdalji 4 metre od roba nosilca se na obeh straneh nosilca pojavi skok potrebne strižne armature. Na tem mestu se pojavi  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ . V tem vmesnem območju je potrebna samo minimalna potrebna armatura in zato se pojavi skok strižne armature.

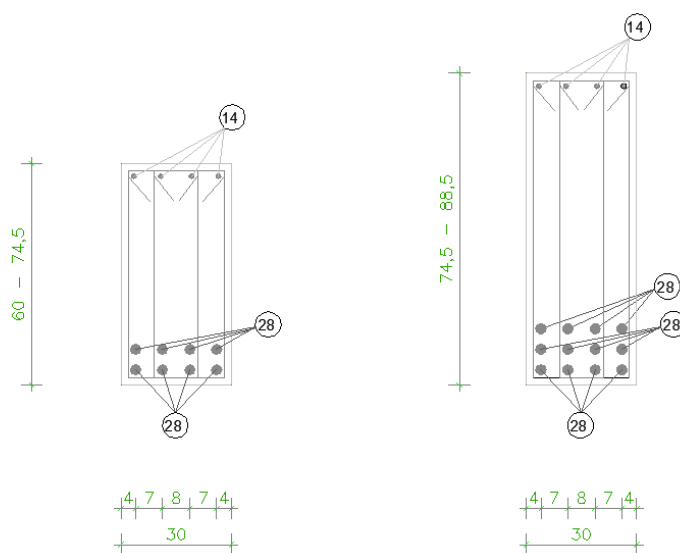
## 6.10 Prikaz armiranja strešnega nosilca

Prikaz nosilca, kjer je potrebna strižna armatura:



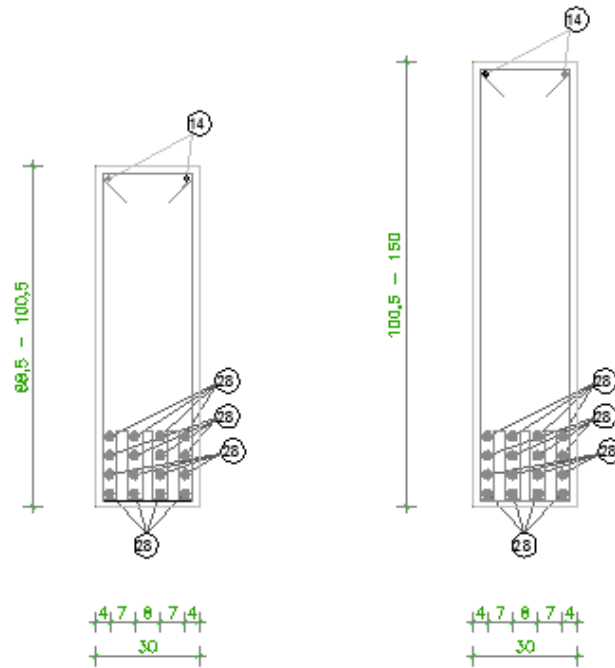
Slika 43: Shematski prikaz pozicij strižne armature v nosilcu

Pozicija 1 in pozicija 2



Slika 44: Prikaz armiranja nosilca pozicije 1 in 2

Pozicija 3 in pozicija 4



Slika 45: Prikaz armiranja nosilca pozicije 3 in 4

Primer armiranja strešnega A-nosilca.



Slika 46: Prikaz armiranja strešnega A - nosilca

## 7 Stik med nosilno konstrukcijo in fasadnim panelom.

Predstavili bomo raziskave, ki potekajo v okviru projekta SAFECLADDING. Preiskave so eksperimentalne raziskave, ki delujejo na področju stikov med fasadnimi paneli in nosilno konstrukcijo. Cilj teh raziskav je določiti nosilnost in deformacijsko kapaciteto stikov pri montažnih konstrukcijah pri ciklični obtežbi. Zadnji potresi v L'Aquili leta 2009 in v pokrajini Emili – Romagniji leta 2012 so pokazali, da se ti stiki niso odzvali tako kot je bilo pričakovano. V ravnini panela se ti stiki niso dovolj deformirali, da bi konstrukcija zanihala neodvisno od panelov. Nekateri stiki so popustili in paneli so padli na tla. Zaradi tega je nastala tudi velika posredna škoda, saj se je v industrijskih halah, ki so največ grajene na ta način, proizvodnja ustavila.

Evrokod 8 omenja fasadne panele kot nekonstrukcijske elemente, ki v primeru porušitve ogrožajo ljudi ali glavno konstrukcijo. Faktor pomembnosti za fasadne panele je 1,0. Preverjeni morajo biti, da skupaj s podporami prenašajo potresne vplive. Vendar pa so ti elementi premalo preverjeni. Vsi do sedanjí preizkusi teh elementov pa so bili preizkušeni pravokotno na ravnino panela in ne tudi v ravnini panela.

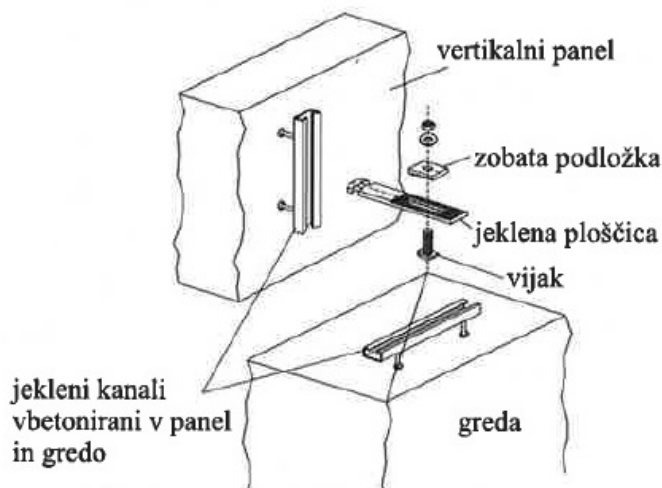


Slika 47: Porušitev stika fasadnega panela in nosilne konstrukcije ( Emilia - Romagna 2012)

### 7.1 Stik

#### 7.1.1 Opis stika

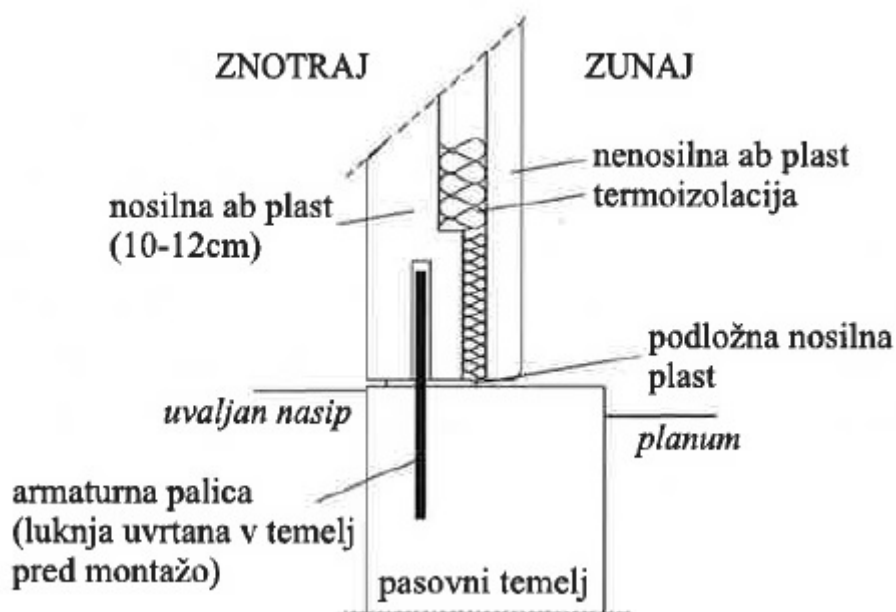
Povezavo med nosilno konstrukcijo in fasadnim panelom lahko naredimo na več načinov. Na trgu je veliko različnih tipov stikov, s katerimi lahko pritrdimo fasadne panele na konstrukcijo. Vendar vsi ti tipi niso enako dobri pri ciklični obtežbi. Največji problem je, da stiki nimajo zadostne deformacijske kapacitete, da bi lahko prenesli pomike v ravnini panela. V okviru projekta SAFECLADDING so bili, iz širokega spektra stikov, izbrani najpogostejši tipi stikov, ki se uporabljajo v Evropi. Nato so izbrali tri najpogostejše stike, ki so jih eksperimentalno preizkusili. Enega izmed teh stikov smo uporabili pri naši analizi.



Slika 48: Prikaz pritrjevanja panela stika na nosilec

Jekleni kanali so vbetonirani v AB panel v vertikalni smeri. V AB nosilec so ti kanali vbetonirani v horizontalni smeri. Jeklena ploščica je z vijakom pritrjena na v kanal na nosilcu tako, da dopušča rotacijo in horizontalne pomike. Na drugi strani je ta ploščica vtaknjena v kanal, ki je v fasadnem panelu. Tu je ploščica oblikovana tako, da omogoča rotacijo ploščice, hkrati pa dopušča vertikalne pomike.

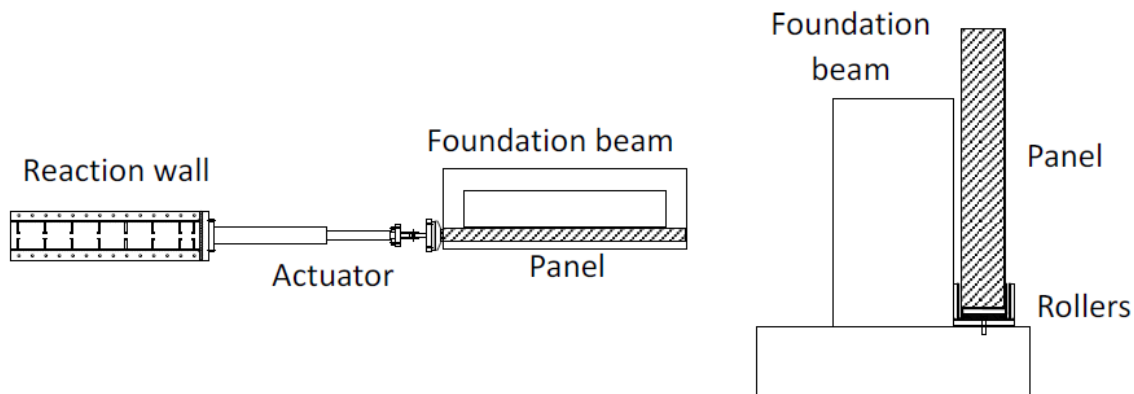
Za pritrditev panela na spodaj je tudi več možnih načinov. Tu je spodaj pritrjen z armaturno palico, ki je na eni strani vpeta v pasovni temelj, na drugi strani pa v fasadni panel in tako preprečuje horizontalne pomike.



Slika 49: Pritrditev panela spodaj



### 7.1.2 Prikaz obremenjevanja preizkušenca



Slika 50: Shematski prikaz preizkušanja stikov



Slika 51: Konfiguracija preizkusa

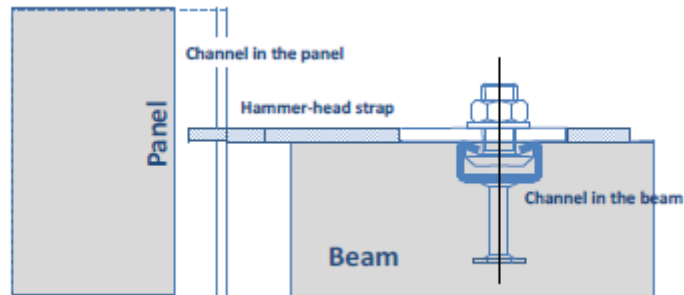
### 7.1.3 Opis elementa

Povezava med nosilcem in fasadnim elementom je sestavljena iz:

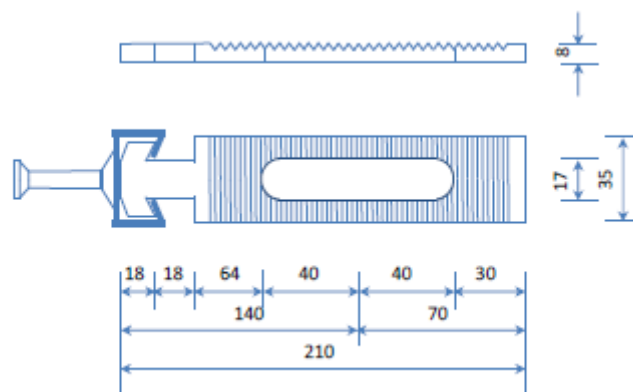
- Jeklene ploščice
- Zobate podložke
- Vijaka M16, matica, podložka
- Jekleni kanal vbetoniran v panel
- Jekleni kanal vbetoniran v nosilec

Vse komponente stika so bile izdelane iz jekla S275JR, razen vijaka, ki je kvalitete 4.6 ali 8.8. Kanala sta v beton dodatno zasidrana s čepi. V raziskavah so tudi preučevali dolžino čepa, načine porušitve čepa in kanala, različne kanale, različno armiranje panela ob kanalu, itd... Tu bomo predstavili samo stik.

Geometrija stika:



Slika 52: Shematski prikaz stika



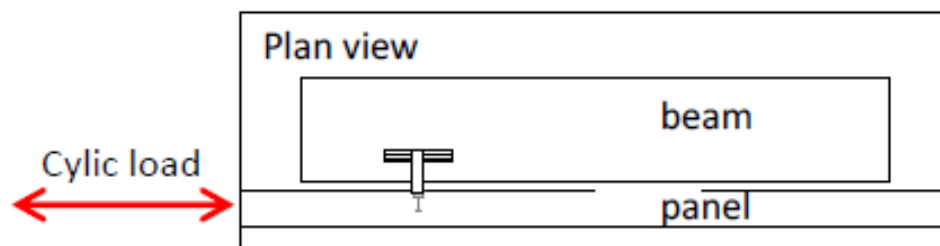
Slika 53: Geometrijske karakteristike stika



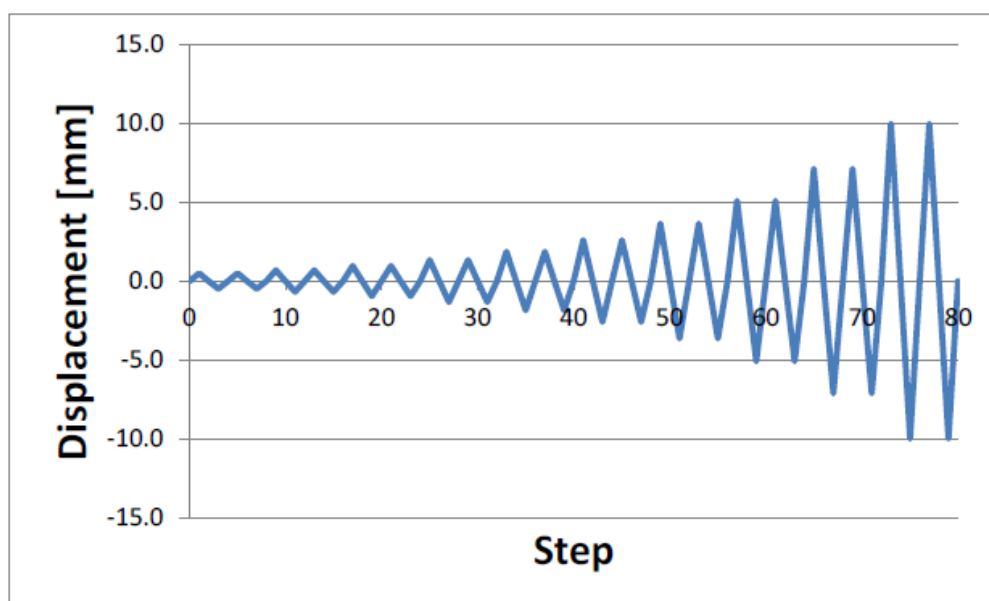
Slika 54: 3D prikaz stika

#### 7.1.4 Obremenitev:

Panel je bil obremenjen s ciklično obtežbo v ravnini panela. Amplituda obtežbe se je povečevala eksponentno in za vsako amplitudo sta bila izvedena dva cikla obremenjevanja.

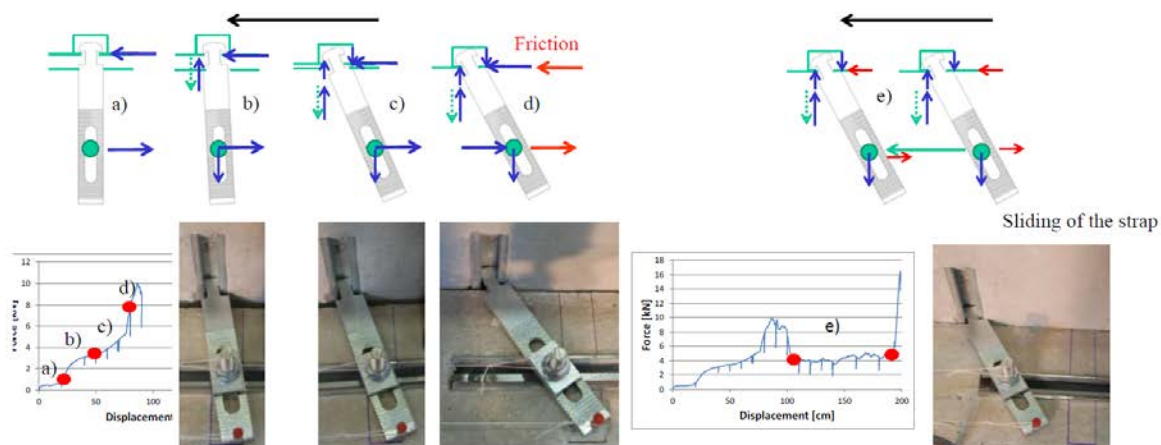


Slika 55: Shematski prikaz preizkušanja stika



Slika 56: Primer obremenjevanja, ki je bil uporabljen v testu

### 7.1.5 Obnašanje stika



Slika 57: Prikaz deformacije stika

Na začetku obremenjevanja se pojavi pomik panela za 20 do 30 mm, saj se lahko jeklena ploščica obrača brez omejitve (slika a). Ko je pomik panela dovolj velik, se sila v stiku povečuje (slika b). Plastična deformacija v glavi ploščice se povečuje (slika c). Ko je pomik dovolj velik, se panel nasloni na nosilec (slika d). Tu se sila takoj v stiku poveča in se aktivira trenje med nosilcem in panelom. V nekaterih primerih je ploščica zdrsnila v kanalu in tako so se pomiki povečevali (slika e), dokler ni ploščica prišla do konca kanala. Ko je prišla do konca kanala, se je sila v stiku povečala.

Zanimivi so tudi rezultati analiz jeklenih kanalov, ki so vbetonirani v beton. Narejeni so bili tudi poskusi z:

- Vroče – valjanimi kanali
- Hladno – oblikovanimi kanali

Pri vroče – valjanih kanalih se je ploščica pri glavi pretrgala in je tako stik odpovedal. Pri hladno – oblikovanih kanalih pa je ploščica ostala cela, vendar se je poškodoval kanal in ploščica se je iztrgala iz kanala. Tako se je pokazalo, da so vroče - valjani kanali močnejši kot hladno obdelani. Vendar pa sta oba tipa kanalov dala podobne rezultate.

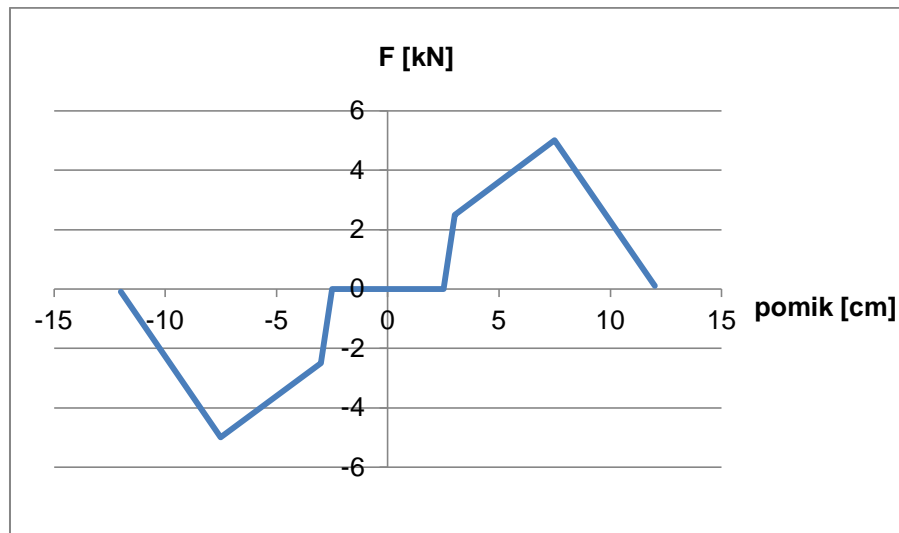


Slika 58: Porušitev stika. Leva slika prikazuje porušitev stika zaradi pretrga ploščice, desna slika prikazuje porušitev stika zaradi porušitve kanala

Na levi sliki je primer, ko se ploščica stika pretrga. Na desni sliki je primer, ko se ploščica iztrgana iz kanala. To so bili tudi tipični primeri porušitve fasadnih panelov med zadnjimi potresi v Italiji.

#### 7.1.6 Povzetek analize

Pri preizkusih je porušitev stikov nastala v hladno valjanih kanalih, pri vroče valjanih kanalih pa je porušitev stika nastala v ploščici. Vendar pa je bila nosilnost in deformacijska kapaciteta stika podobna, ne glede na tip kanala. Nosilnost stika je znašala nekje med 5 in 7 kN, deformacijska kapaciteta stika je znašala med 5 in 10 cm, razen kjer je prišlo do zdrsa ploščice na začetku. Iz rezultatov, dobljenih iz analize, smo idealizirali graf, ki prikazuje obnašanje stika in sicer sila v odvisnosti od pomika. Ta graf smo nato uporabili v programu SAP2000 pri analizi konstrukcije s fasadnimi paneli. S temi podatki smo lahko modelirali stik med fasadnimi paneli in nosilcem.



Slika 59: Diagram sila - pomik stika za modeliranje v programu SAP2000

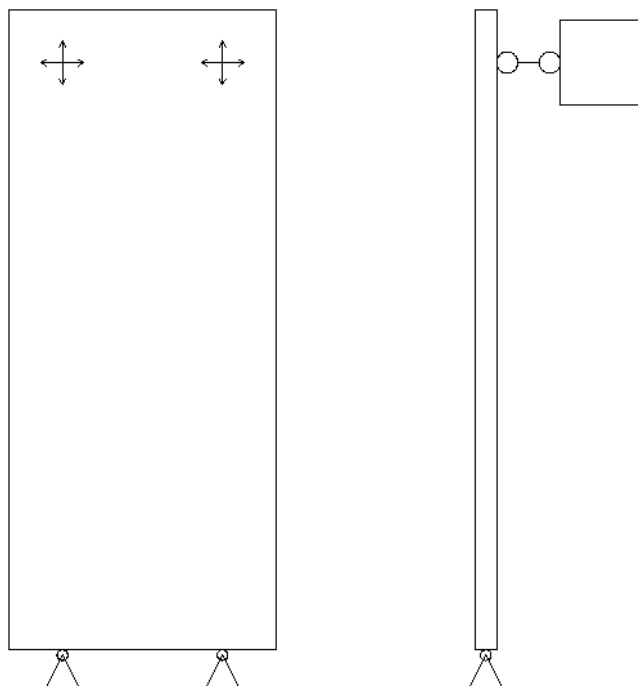
Panel smo modelirali kot ploskovni element, ki je spodaj dvakrat členkasto vpet. Na zgornjem delu smo panel povezali z nosilno konstrukcijo na dveh mestih. Naredili smo 3 načine pritrditve panela z nosilno konstrukcijo:

- Členek – povezava med nosilcem in fasadnim elementom ima sproščena zasuka  $M_y$  in  $M_z$
- Toga vez – povezava med nosilcem in fasadnim elementom je toga
- Link – nelinearna povezava fasadnega elementa in nosilca

Brez panelov – osnovna konstrukcija, kjer nismo modelirali s fasadnimi elementi

Primerjali smo notranje sile in pomike stebrov. Da smo lahko primerjali, smo za vse primere naredili pushover analizo v x in v y smeri. Za čim bolj natančne rezultate, smo naredili nelinearno analizo za vse primere. Naredili smo pushover analizo in smo konstrukcijo, posamično za vsako smer posebej, "potisnili" za 50 cm.

## 7.2 Prikaz modeliranja fasadnega panela.



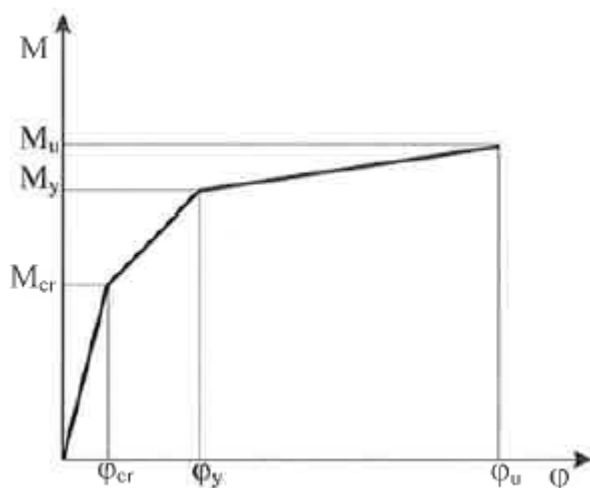
Slika 60: Modeliranje fasadnega panela v programu

### 7.3 Nelinearna analiza

Konstrukcije pri potresni obtežbi obravnavamo s pomočjo elastičnih metod, čeprav je njihov odziv nelinearen. Takšne ocene potresnega odziva so lahko precej grobe in tudi različne od dejanskega odziva konstrukcije. Nelinearne metode analize so praviloma zahtevnejše od linearnih in so novost v standardu EC8. Nelinearna metoda, ki se je uveljavila, temelji na nelinearni statični "pushover" analizi in spektrih odziva. Nelinearne metode zahtevajo, da je konstrukcija kompletno definirana. Poznati moramo nosilnosti elementov, ne samo togosti kot pri linearnih analizah. Z modelom moramo čim boljše modelirati nelinearno obnašanje konstrukcije pri večjih deformacijah.

Materialna nelinearnost se lahko modelira v diskretnih točkah s plastičnimi členki, s katerim zajamemo nelinearen odnos med silo in pomikom. Za armiranobetonske stavbe upoštevamo razpokanost prereza.

Za nelinearno analizo modela potrebujemo za stebre odnos moment – zasuk. Iz dejanskega števila armaturnih palic v prerezu stebra izračunamo v programu OpenSees diagrame moment – zasuk za notranji in za vogalni steber.



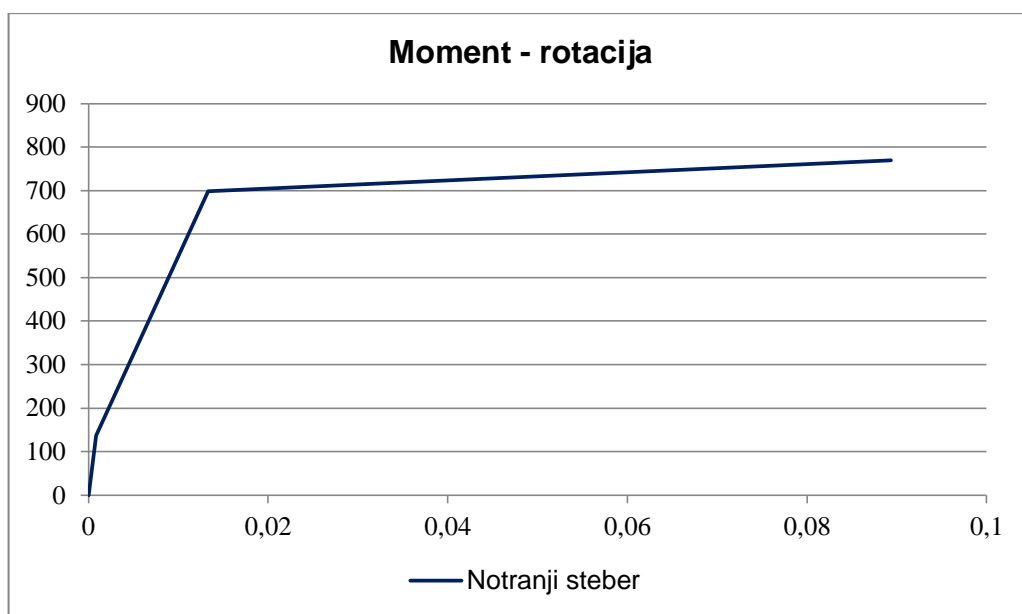
Slika 61: Idealizacija diagrama moment - rotacija

Idealiziran graf zveze upogibnih momentov in ukrivljenosti. Vidimo, da je obnašanje linearno, napetosti so razporejene po prerezu linearno. Nato dobimo vrednost v trenutku, ko beton razpoka. To se zgodi, ko napetost na nateznem robu preseže vrednost  $f_{ctm}$ . Tu se diagram prvič lomi. Ko se začne armatura v prerezu plastificirati, dobimo drugi lom diagrama. Prerezu se nosilnost počasi večja, armatura se je plastificirala in zasuki se povečujejo. Vse dokler se armatura v stebri ne pretrga.



Moment – rotacija stebrov za nelinearno analizo modela (iz programa OpenSees za naš primer). Vogalni in notranji stebri so enako armirani. Armaturo smo izračunali v prejšnjih poglavjih naloge. Različne so osne sile, ki obremenjujejo stebre. Vogalni stebri so 4, notranjih je 14.

Notranji stebri



Slika 62: Idealiziran diagram moment – rotacija za notranje stebre

Notranji steber

Meja prvih razpok:

$$M_{cr} = 136,8 \text{ kNm}$$

$$\theta_{cr} = 0,9 * 10^{-3}$$

Meja tečenja armature:

$$M_y = 698,0 \text{ kNm}$$

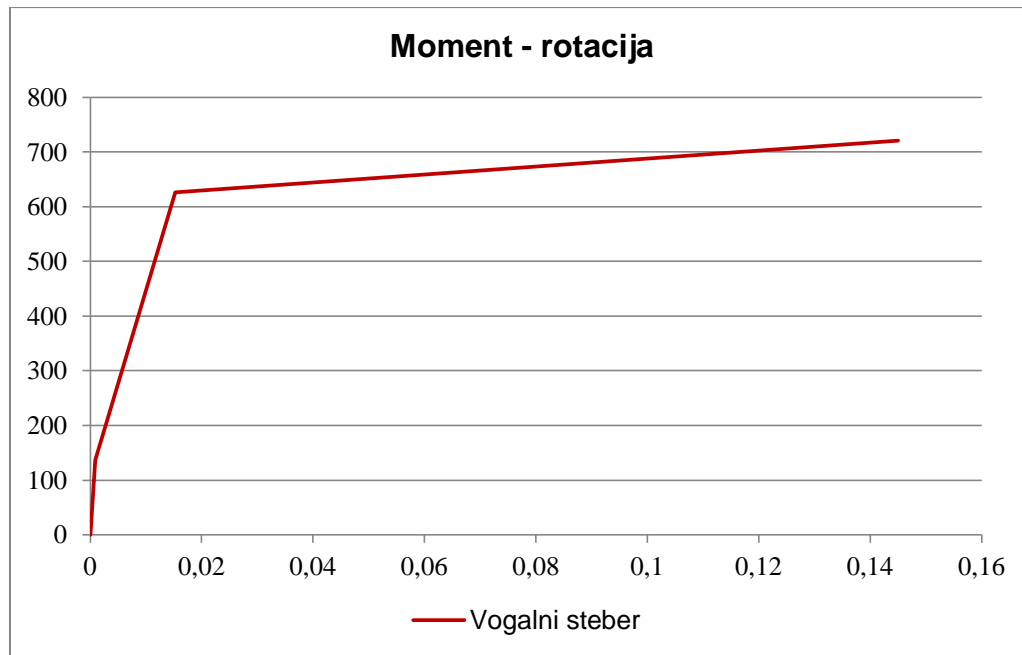
$$\theta_{cr} = 0,0133$$

Meja nosilnosti:

$$M_u = 770,1 \text{ kNm}$$

$$\theta_u = 0,0894$$

## Vogalni steri



Slika 63: Idealiziran diagram moment - rotacija za vogalne stebre

## Vogalni steber

Meja prvih razpok:

$$M_{cr} = 136,8 \text{ kNm}$$

$$\theta_{cr} = 0,9 * 10^{-3}$$

Meja tečenja armature:

$$M_y = 626,0 \text{ kNm}$$

$$\theta_{cr} = 0,0153$$

Meja nosilnosti:

$$M_u = 720,2 \text{ kNm}$$

$$\theta_u = 0,145$$

#### **7.4 Opis modela za nelinearno analizo s fasadnimi paneli**

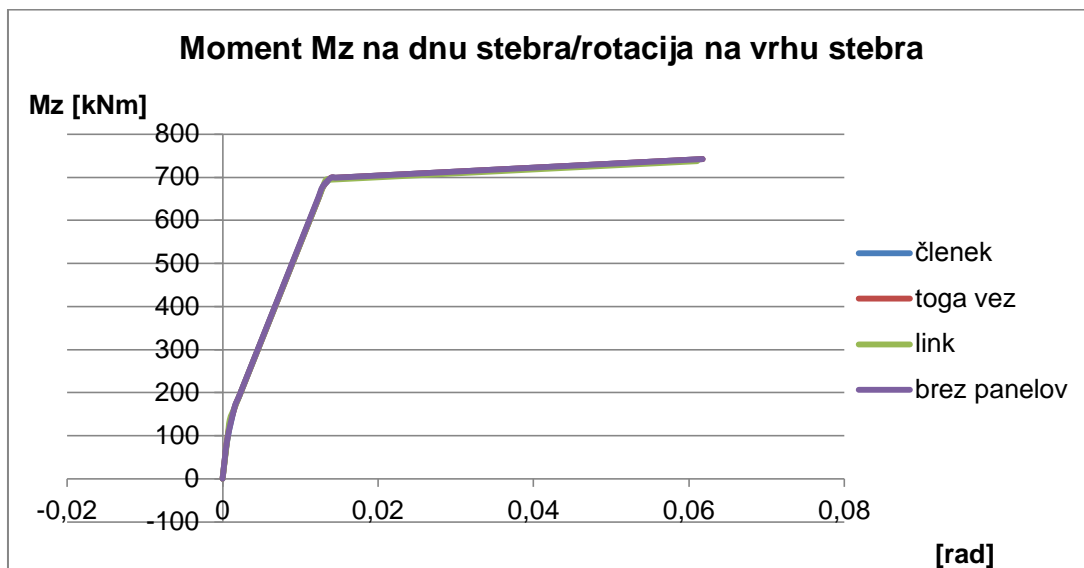
V programu Sap2000 smo elastičnemu modelu, ki smo ga uporabili za določitev notranjih statičnih količin in pomikov z modalno analizo, dodali fasadne elemente. Fasadne panele smo podprli in pritrdili na konstrukcijo kot kaže slika 60. Stik med fasadnim panelom in konstrukcijo smo modelirali kot togo povezavo, s členkasto povezavo in z "link" elementom. Ta stik ima deformacijsko kapaciteto, ki smo jo dobili iz raziskav stikov (Slika 63). Modelu smo dodali plastične členke, s katerimi modeliramo nelinearnost materiala. Plastične členke smo definirali ob vpetju stebrov in jim predpisali ovojnico moment – rotacija, ki smo ga dobili iz predhodne analize. S tem definiramo plastično obnašanje celotne konstrukcije.

Naredili smo nelinearno statično ("pushover") analizo neodvisno v obeh vodoravnih smereh. Postopoma smo povečevali deformacije konstrukcije in spremljali obnašanje konstrukcije. Pri določenem pomiku, pride do tečenja elementa in s tem zmanjšanja togosti elementa in konstrukcije. Pri nadaljevanju povečevanja deformacij konstrukcije, pride do plastifikacije prerezov. Pri modelu s fasadnimi elementi opazujemo odziv plastifikacije stebrov in obnašanje stika fasadnega elementa s konstrukcijo. Naredili smo analize za 4 tipe konstrukcij:

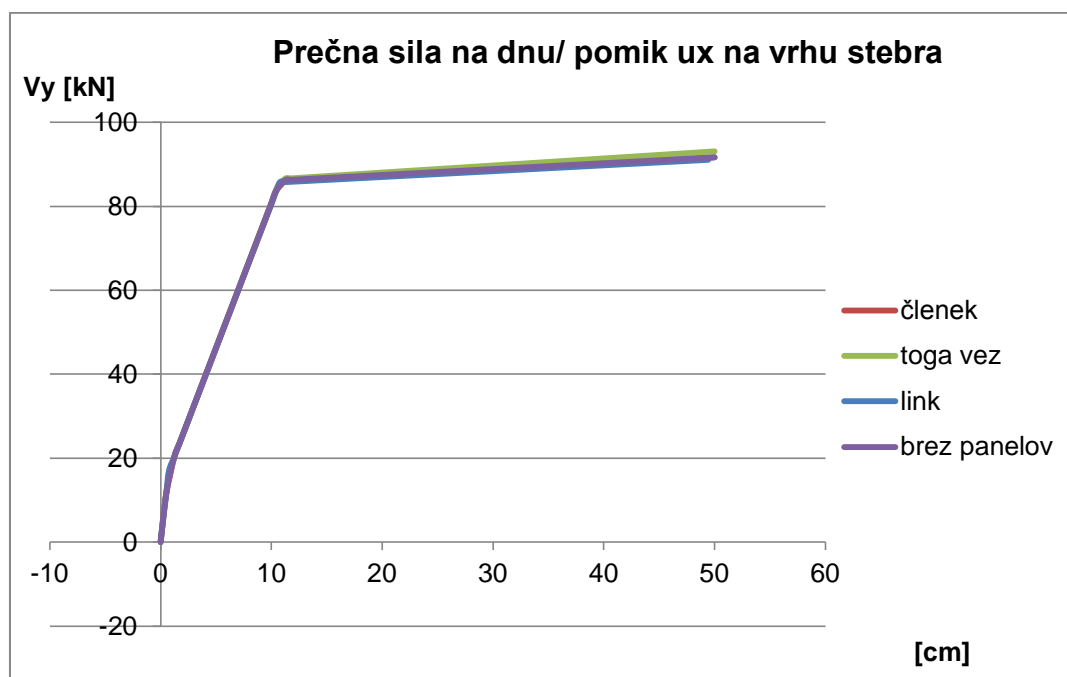
- Model s členkasto povezavo fasadnih elementov
- Model s togo povezavo fasadnih elementov
- Model, kjer je modeliran stik iz predhodnih raziskav
- Model brez fasadnih panelov

## 7.5 Rezultati pushover analize

### 7.5.1 Notranji steber



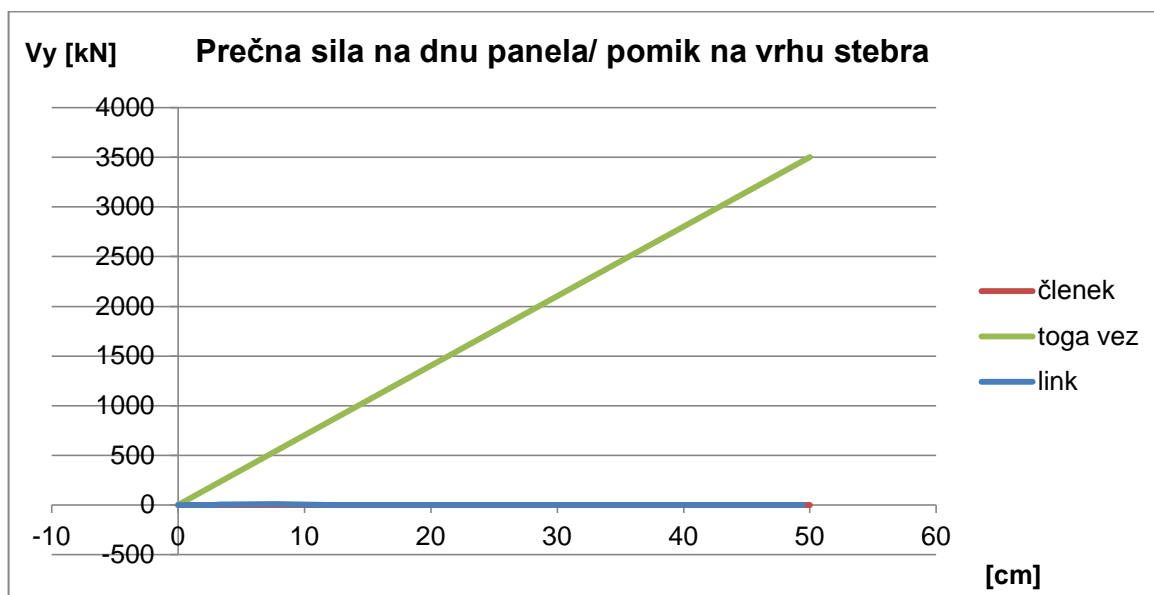
Slika 64: Moment  $M_z$  na dnu stebra in rotacija na vrhu stebra



Slika 65: Prečna sila na dnu stebra in pomik na vrhu stebra

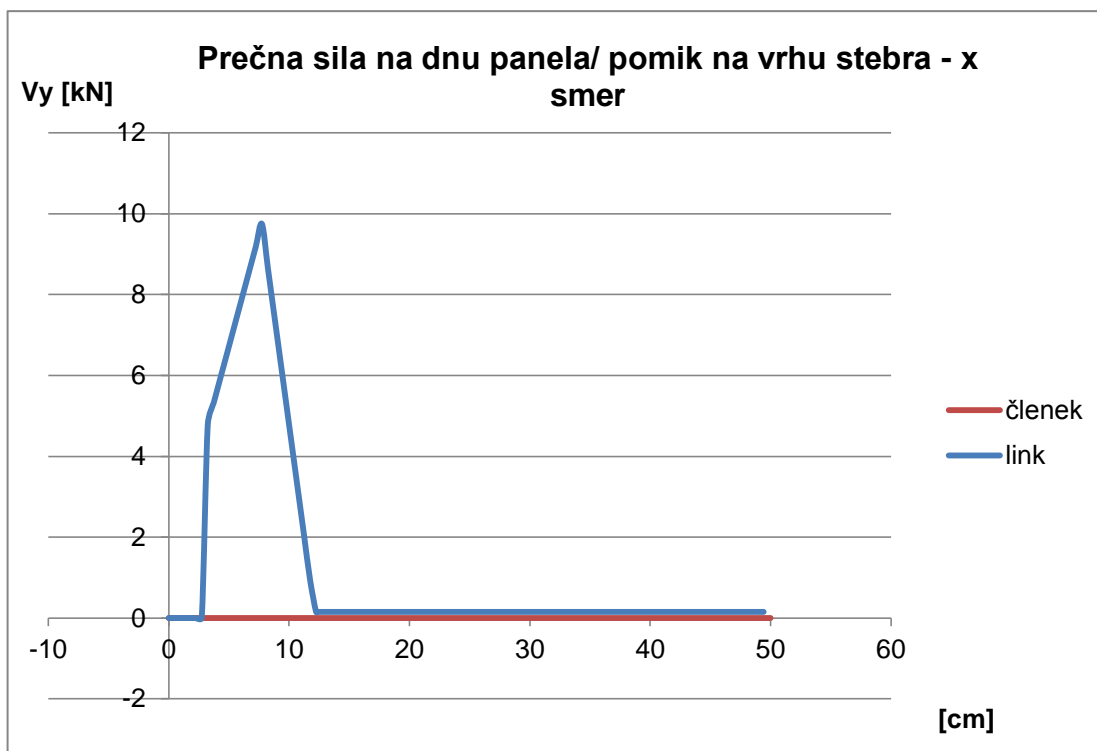
Zaradi simetrije stebrov so diagrami momentov in prečnih sil pri pushover analizi za en steber za obe smeri enaki in smo prikazali rezultate samo za x smer.

### 7.5.2 Panel

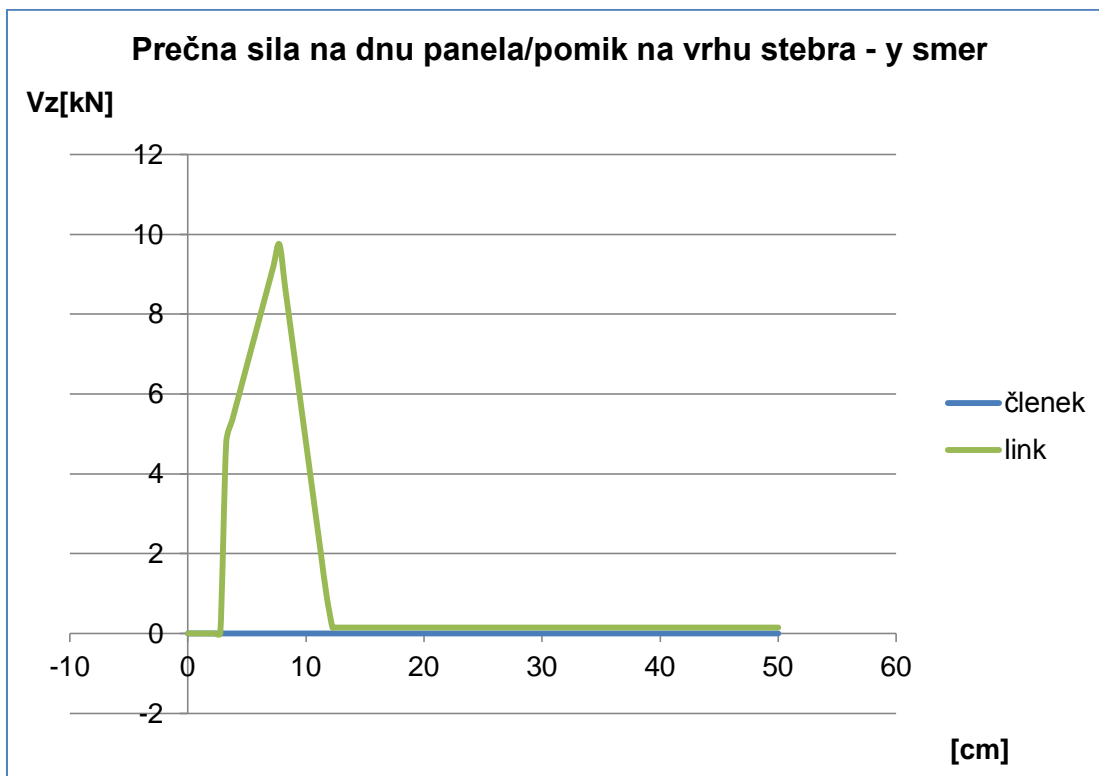


Slika 66: Prečna sila na dnu panela in pomik na vrhu stebra

Rezultati nam pokažejo, da je model s togo povezavo med panelom in med konstrukcijo, nerealen, saj stik ne prenese take obremenitve. Raziskave so pokazale, da stik prenese obtežbo 5 kN. Na vsakem panelu imamo 2 taka stika.

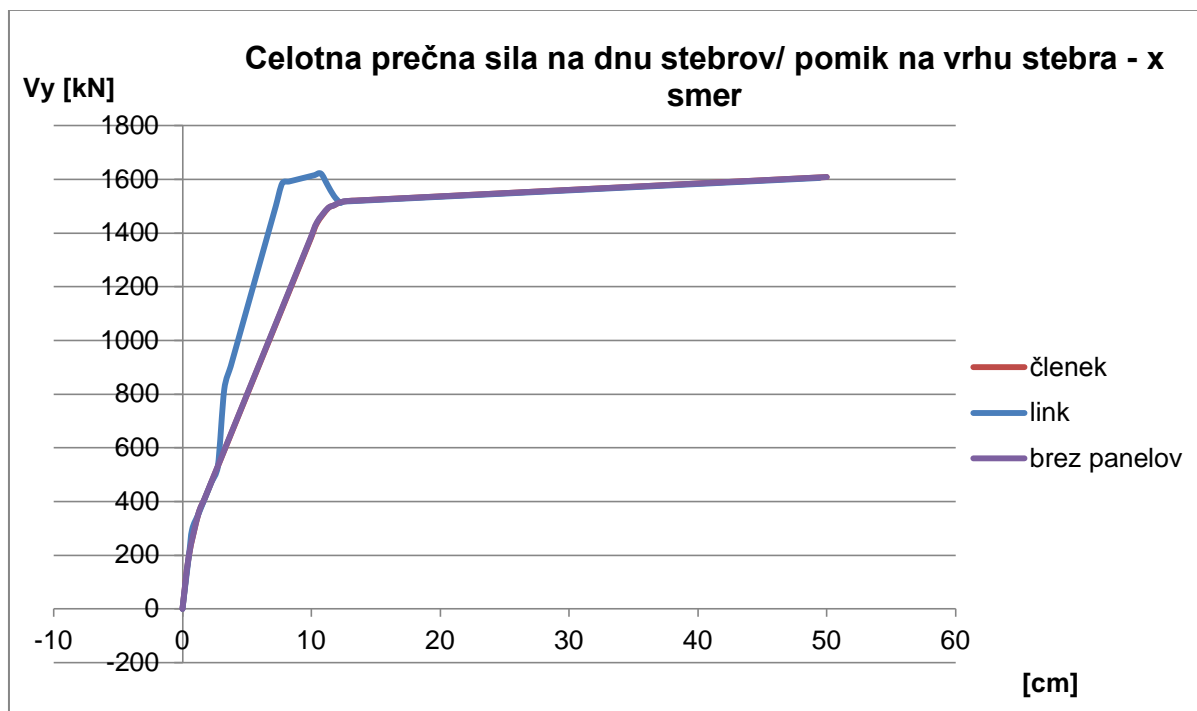


Slika 67: Prečna sila na dnu panela in pomik  $u_x$  na vrhu stebra

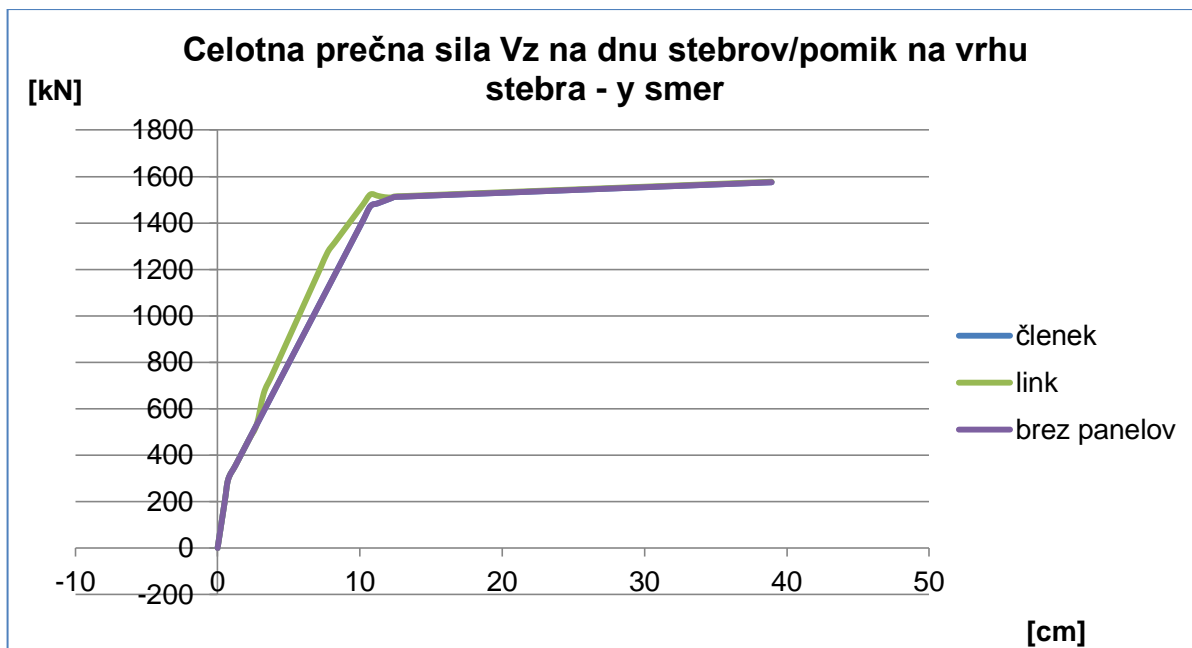


Slika 68: Prečna sila na dnu panela in pomik  $u_y$  na vrhu stebra

### 7.5.3 Celotna prečna sila na dnu stebrov in panelov

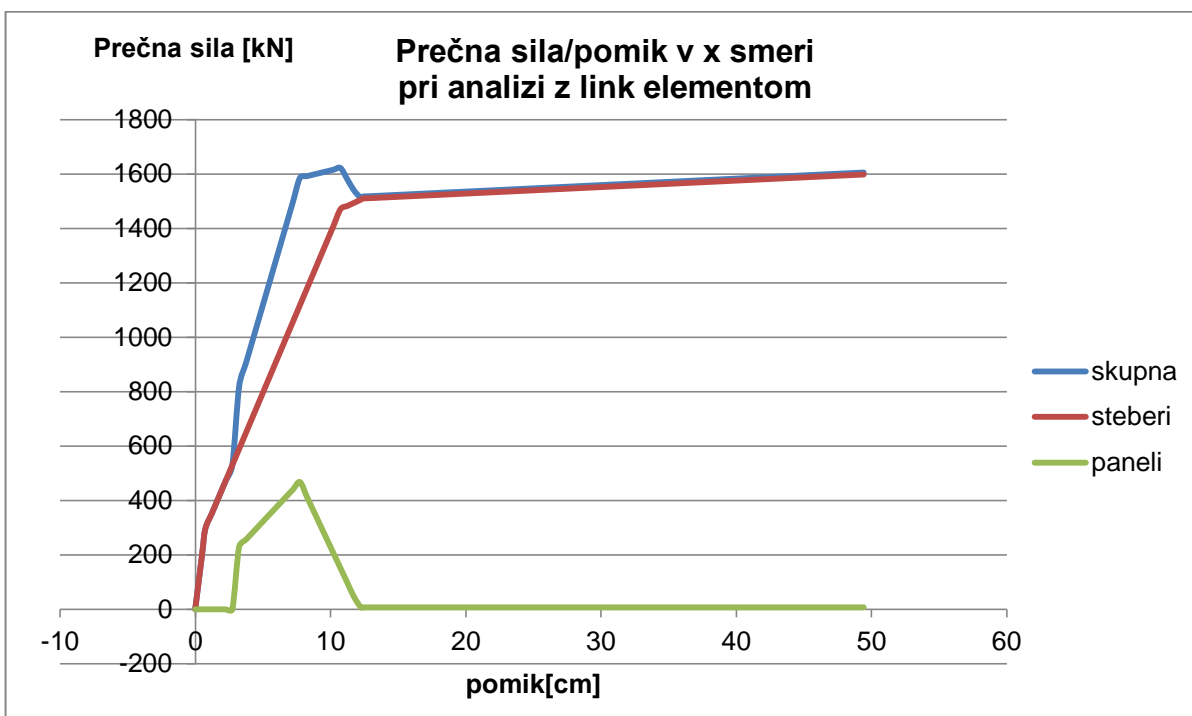


Slika 69: Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v x smeri na vrhu stebra pri različnih analizah

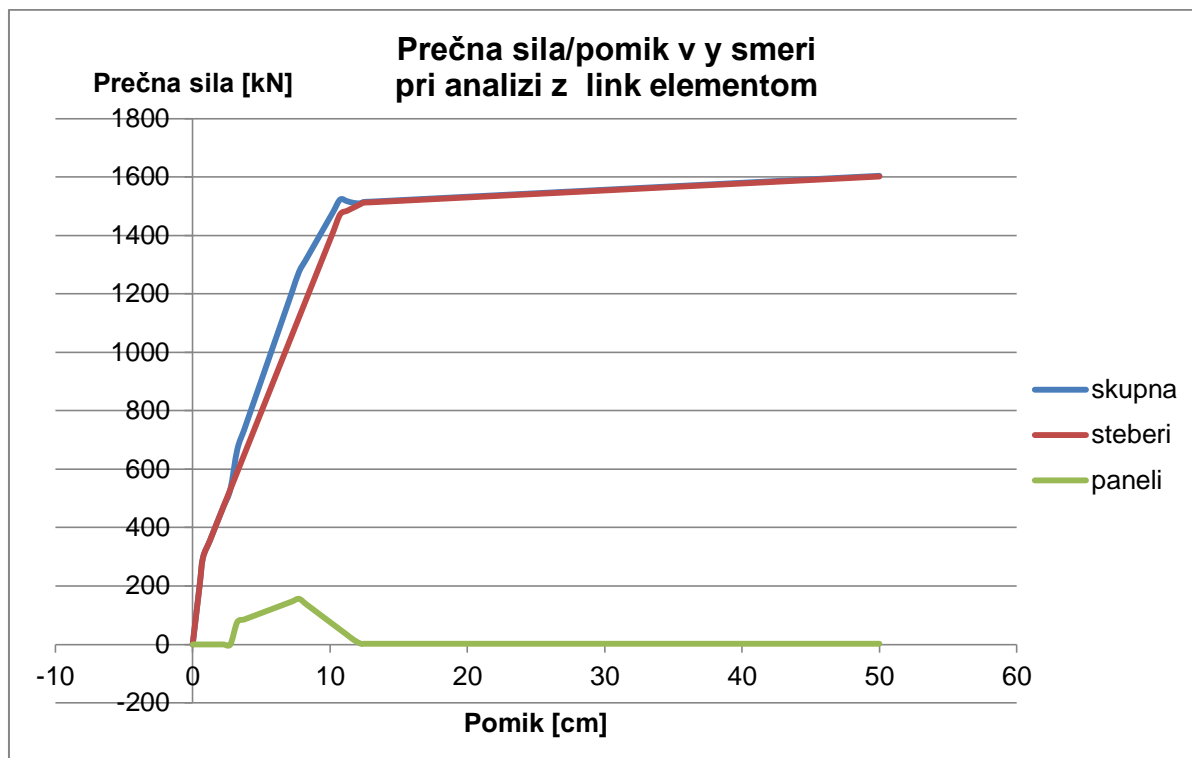


Slika 70: : Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v y smeri na vrhu stebra pri različnih analizah

#### 7.5.4 Vsi stebri in paneli pri analizi z link elementom



Slika 71: Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v x smeri na vrhu stebra pri analizi z link elementom



Slika 72: Skupna prečna sila ob vpetju in pomik konstrukcije v y smeri na vrhu stebra pri analizi z link elementom

## 7.6 Analiza rezultatov

Dobili smo skupno silo, ki jo lahko prevzame konstrukcija v obeh smereh. Kot vidimo iz rezultatov, je skupna sila, ki jo prevzamejo stebri, v obeh smereh enaka. Tako lahko sama konstrukcija brez fasadnih panelov, prevzame enako potresno silo v obeh smereh. To je pričakovano, saj so dimenzije stebrov v obeh smereh enake in imamo konstrukcijo, ki ima v obeh smereh enaka nihajna časa.

Dodali smo fasadne panele na konstrukcijo in naredil več primerov pritrditve. V primeru, ko je pritrditev panelov narejeno s členkasto povezavo, kjer so na obeh straneh pritrditve dovoljeni zasuki, se konstrukcija obnaša kot konstrukcija brez fasadnih panelov, kot osnovna konstrukcija. Paneli so neodvisni od osnovne konstrukcije in tudi ne pripomorejo k prevzemu potresne sile. Naredili smo tudi primer, ko so fasadni paneli pritrjeni na konstrukcijo s togo povezavo. Stik ne dovoljuje nobenih zasukov. V tem primeru večina obremenitve prevzamejo fasadni paneli. Stebri prevzamejo le majhen del obtežbe. Konstrukcija je bolj toga in nihajni časi so manjši. Ta model je nerealen, saj stiki ne prenesejo takšnih obremenitev.

Nato smo naredili primer, kjer smo rezultate stika, dobljene iz preizkusa, idealizirali in jih vnesli v model. Rezultati v x in y smeri se razlikujejo, ker imamo različno število panelov v



različnih smereh. V smeri x imamo 24 panelov na vsaki strani. To je skupaj 48 panelov. V y smeri imamo na vsaki strani 8 panelov, skupaj 16 panelov. Pri malem pomiku se jeklena ploščica v stiku neovirano zasuka in vsa sila se prenese na stebre. Ko pomik povečujemo, se pojavijo prve razpoke v stebrih. Z večanjem pomika, se začne preko stika prečna sila prenašati tudi na panele. Tu paneli pomagajo pri prevzemu potresne sile. V x smeri imamo več panelov, zato je večja sila, ki jo prevzamejo paneli. Vendar, ko pomik dovolj povečamo, se stik med fasadnim panelom in konstrukcijo, poruši. Takrat fasadni paneli ne prevzamejo prečne sile in se te prenesejo na stebre.

## 8 Zaključek

V prvem delu diplomske naloge smo analizirali AB montažno halo z uporabo evrokod standardov. Evrokod 8 ima posebej del, kjer opisuje projektiranje in dimenzioniranje montažnih zgradb na potresnih območjih. Izkazalo se je, da standard še vedno ne določa dovolj natančno projektiranja montažnih zgradb. Pri izbiri faktorja obnašanja imamo na izbiro vrednosti od 1,5 do 4,5 kot pri monolitnih zgradbah in smo ga izbrali v našem primeru. Taka redukcija prečnih sil se zdi velika ampak se je v našem primeru izkazalo, da so nam večje težave povzročali pomiki konstrukcije kot pa potresne sile. Tudi zahtevano minimalno armiranje stebrov, ki je 1%, pozitivno vpliva na prevzem potresnih sil. Analiza v programu Dias nam je pokazala, da imamo nekaj rezerve pri upoštevanju reduciranih sil in minimalne armature v stebri. Pozitivno tudi vplivajo gosta stremena za objetje betona v kritičnem območju na dnu stebra. Težje je zadostiti pogojem pri omejitvah pomikov in geometrijskim omejitvam. Težave so nam tudi povzročale zahteve o upoštevanju teorije drugega reda. Tu so omejitve zahtevale povečanje dimenzij prereza stebra, ki je že tako armiran z minimalno armaturo. Vendar pa je vprašanje, kako bi se ti stebri dejansko obnašali med potresom, če zahtev o minimalni armaturi in o objetju betona v kritičnem območju ne bi bilo.

Stik strešnih nosilcev in stebrov nismo posebej obravnavali. Predvideli smo stik z trnom in dodatno prečno armaturo okoli trna. Momentna odpornost je praktično ničelna, zato smo tak stik obravnavali kot členkast. Tako je bila naša konstrukcija sestavljena iz toge strešne konstrukcije in stebrov. Da lahko analiziramo konstrukcijo v potresnih območjih je potrebno zagotoviti togost strešne konstrukcije, ki je sestavljena iz montažnih nosilcev in plošč. Predvideli smo montažne  $\pi$ -' plošče in AB estrih, ki povezuje etažo v togo diafragmo. Lahko bi uporabili tudi plošče, ki se med seboj povežejo z mozničnimi stiki in po raziskavah tudi zagotavljajo togost etaže.

V drugem delu smo obravnavali obnašanje konstrukcije z AB fasadnimi paneli. Ti paneli so lahko pritrjeni na konstrukcijo na več različnih načinov. Obravnavali smo enega izmed treh najpogostejših. Ki se uporabljajo v evropski praksi. Paneli so do sedaj bili preizkušeni samo v prečni smeri. Tu so bili narejeni poskusi v ravnini panelov. Stiki so imeli relativno veliko deformacijsko kapaciteto. Stiki, ki so že na začetku zdrsnili v kanalu in so lahko drseli vzdolž kanalov, so dopuščali še večje deformacije.

Pomik konstrukcije v potresni analizi v prvem delu diplomske naloge dobimo 2,8 cm. Dejanske pomike konstrukcije smo dobili z množenjem teh pomikov s faktorjem obnašanja 4,5. Tako smo dobili dejanski pomik konstrukcije 12,6 cm. Iz rezultatov pushover analize vidimo, da fasadni elementi na začetku pripomorejo pri prevzemu potresne sile. Ko se

element, ki povezuje nosilec in fasadni element, preveč deformira in popusti, se konstrukcija pri analizi obnaša kot konstrukcija brez fasadnih elementov. Iz rezultatov te analize vidimo, da je kritičen pomik, kjer stik odpove 12,5 cm.

V diplomski nalogi smo pri izbiri računskega modela vzeli neke predpostavke s katerimi računamo. Tu smo predpostavili, da se objekt nahaja v Ljubljani, kjer je projektni pospešek tal, poleg nekaterih drugih območji, največji v Sloveniji. Pomiki konstrukcije pri potresu so tudi odvisni od sestave tal. Predpostavili smo tudi, da so paneli na dnu členkasto vpeti in da ta stik zdrži potresno obtežbo. Ob vseh teh predpostavkah smo dobili malo prekoračeno vrednost pomika porušitve stika. Tako je verjetnost, da v centralnem delu Slovenije, ob morebitnem potresu, na takšnem tipu konstrukcije kakšen stik popusti. Vendar pa so ti stiki v določenih primerih tudi zdrsnili, kar je povečalo možnost deformacije konstrukcije in v takih primerih bi verjetno stiki zadržali panel pred padcem.

## VIRI

Isaković, T., Zoubek, B., Lopatič, J., Urbas, M., Fischinger, M. 2013. Safeccladding: Improved fastening systems of cladding wall panels of precast buildings in seismic zones. Deliverable 1.2: Report and card files on the tests performed on existing connections: 104 str.

Isaković, T., Zoubek, B., Fischinger, M. 2012. Safeccladding: Improved fastening systems of cladding wall panels of precast buildings in seismic zones. Deliverable 1.4: Previous project's findings: 230 str.

Isaković, T., Fischinger, M., Karadogan, F., Kremmyda, G., dal Lago, B., Pegan, A., Psycharis, I.N., Trost, M., Tsoukantas, S., Yüksel, E. 2013. Safeccladding: Improved fastening systems of cladding wall panels of precast buildings in seismic zones. Deliverable 1.1: Catalogue on the existing cladding panel system and connections in precast buildings with the identification of their possible seismic deficiencies: 74 str.

Zoubek, B., Isaković, T., Fahjan, Y., Fischinger, M. 2013. Cyclic failure analysis of the beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings: 14 str.

Zoubek, B., Fischinger, M., Isaković, T. Estimation of cyclic capacity of beam-to-column dowel connections in precast industrial buildings: 26 str.

Savoia, M., Buratti, N., Ferracuti, B., Palazzo, M.&P. 2010. Consideration about non linear static analysis of a reinforced concrete frame retrofitted with FRP: 11 str.

CSI. 2009. CSI analysis reference manual for SAP2000, Etabs, and safe: 490 str.

CSI knowledge base. 2014. Vprašanja in odgovori modeliranja z link elementom. <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Link+FAQ>

\_\_\_\_\_ (Pridobljeno 13. 05. 2014)

Augenti, N., Nanni, A., Rarisi, F. 2013. Construction failures and innovative retrofitting: 22 str.

Zoubek, B. 2015. Vpliv stikov na potresni odziv armiranobetonskih konstrukcij: 222 str.

Beg, D. (ur.), Pogacnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Fischinger, M. 2011. Racunalniško projektiranje konstrukcij - predavanja. Neobjavljeno študijsko gradivo.

Rogac, R. (ur.), Saje, F. (ur.), Lozej, M. (ur.) 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 361 str.

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-3:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – obtežba snega.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101:2008. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1992-1-1: 2005 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij 1.1del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1: 2005/A101 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij 1.1del: Splošna pravila in pravila za stavbe-Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-1: 2005 Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij 1.1del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

## **PRILOGE**

### **PRILOGA A: Izračun potrebne armature v nosilcu spremenljive višine**

### **PRILOGA B: Armaturni načrti**

Priloga B1: Armaturni načrt stebra

Priloga B2: Armaturni načrt nosilca (1. del)

Priloga B3: Armaturni načrt nosilca (2. del)

### PRILOGA A: Izračun potrebne armature v nosilcu spremenljive višine

Račun potrebne armature v nosilcu spremenljivo višino s pomočjo programa Microsoft excel.  
Naredili smo račun za prereze na razmaku  $\Delta x = 0,25$  m.

x[m]	h'[m]	qn□[kN/m]	qnΔ[kN/m]	qn[kN/m]
0	0,6	4,5	0	4,5
0,25	0,6225	4,5	0,084375	4,584375
0,5	0,645	4,5	0,16875	4,66875
0,75	0,6675	4,5	0,253125	4,753125
1	0,69	4,5	0,3375	4,8375
1,25	0,7125	4,5	0,421875	4,921875
1,5	0,735	4,5	0,50625	5,00625
1,75	0,7575	4,5	0,590625	5,090625
2	0,78	4,5	0,675	5,175
2,25	0,8025	4,5	0,759375	5,259375
2,5	0,825	4,5	0,84375	5,34375
2,75	0,8475	4,5	0,928125	5,428125
3	0,87	4,5	1,0125	5,5125
3,25	0,8925	4,5	1,096875	5,596875
3,5	0,915	4,5	1,18125	5,68125
3,75	0,9375	4,5	1,265625	5,765625
4	0,96	4,5	1,35	5,85
4,25	0,9825	4,5	1,434375	5,934375
4,5	1,005	4,5	1,51875	6,01875
4,75	1,0275	4,5	1,603125	6,103125
5	1,05	4,5	1,6875	6,1875
5,25	1,0725	4,5	1,771875	6,271875
5,5	1,095	4,5	1,85625	6,35625
5,75	1,1175	4,5	1,940625	6,440625
6	1,14	4,5	2,025	6,525
6,25	1,1625	4,5	2,109375	6,609375
6,5	1,185	4,5	2,19375	6,69375
6,75	1,2075	4,5	2,278125	6,778125
7	1,23	4,5	2,3625	6,8625
7,25	1,2525	4,5	2,446875	6,946875
7,5	1,275	4,5	2,53125	7,03125
7,75	1,2975	4,5	2,615625	7,115625
8	1,32	4,5	2,7	7,2
8,25	1,3425	4,5	2,784375	7,284375
8,5	1,365	4,5	2,86875	7,36875
8,75	1,3875	4,5	2,953125	7,453125
9	1,41	4,5	3,0375	7,5375
9,25	1,4325	4,5	3,121875	7,621875
9,5	1,455	4,5	3,20625	7,70625
9,75	1,4775	4,5	3,290625	7,790625
10	1,5	4,5	3,375	7,875

10,25	1,4775	4,5	6,665625	11,165625
10,5	1,455	4,5	6,58125	11,08125
10,75	1,4325	4,5	6,496875	10,996875
11	1,41	4,5	6,4125	10,9125
11,25	1,3875	4,5	6,328125	10,828125
11,5	1,365	4,5	6,24375	10,74375
11,75	1,3425	4,5	6,159375	10,659375
12	1,32	4,5	6,075	10,575
12,25	1,2975	4,5	5,990625	10,490625
12,5	1,275	4,5	5,90625	10,40625
12,75	1,2525	4,5	5,821875	10,321875
13	1,23	4,5	5,7375	10,2375
13,25	1,2075	4,5	5,653125	10,153125
13,5	1,185	4,5	5,56875	10,06875
13,75	1,1625	4,5	5,484375	9,984375
14	1,14	4,5	5,4	9,9
14,25	1,1175	4,5	5,315625	9,815625
14,5	1,095	4,5	5,23125	9,73125
14,75	1,0725	4,5	5,146875	9,646875
15	1,05	4,5	5,0625	9,5625
15,25	1,0275	4,5	4,978125	9,478125
15,5	1,005	4,5	4,89375	9,39375
15,75	0,9825	4,5	4,809375	9,309375
16	0,96	4,5	4,725	9,225
16,25	0,9375	4,5	4,640625	9,140625
16,5	0,915	4,5	4,55625	9,05625
16,75	0,8925	4,5	4,471875	8,971875
17	0,87	4,5	4,3875	8,8875
17,25	0,8475	4,5	4,303125	8,803125
17,5	0,825	4,5	4,21875	8,71875
17,75	0,8025	4,5	4,134375	8,634375
18	0,78	4,5	4,05	8,55
18,25	0,7575	4,5	3,965625	8,465625
18,5	0,735	4,5	3,88125	8,38125
18,75	0,7125	4,5	3,796875	8,296875
19	0,69	4,5	3,7125	8,2125
19,25	0,6675	4,5	3,628125	8,128125
19,5	0,645	4,5	3,54375	8,04375
19,75	0,6225	4,5	3,459375	7,959375
20	0,6	4,5	3,375	7,875



x[m]	Notranje sile zaradi teže nosilca		Notranje sile zaradi stalne obtežbe		Notranje sile (nosilec+lastna)		Notranje sile (koristna)	
	Mn[kNm]	Vn[kN]	M'g[kNm]	V'g[kN]	Mg[kN]	Vg[kN]	Mq[kNm]	Vq[kN]
0	0	78,75	0	317,3	0	396,05	0	108,9
0,25	19,54512	77,60391	78,33344	309,3675	97,87855	386,9714	26,88469	106,1775
0,5	38,79844	76,41563	154,6838	301,435	193,4822	377,8506	53,08875	103,455
0,75	57,74941	75,18516	229,0509	293,5025	286,8004	368,6877	78,61219	100,7325
1	76,3875	73,9125	301,435	285,57	377,8225	359,4825	103,455	98,01
1,25	94,70215	72,59766	371,8359	277,6375	466,5381	350,2352	127,6172	95,2875
1,5	112,6828	71,24063	440,2538	269,705	552,9366	340,9456	151,0988	92,565
1,75	130,3189	69,84141	506,6884	261,7725	637,0074	331,6139	173,8997	89,8425
2	147,6	68,4	571,14	253,84	718,74	322,24	196,02	87,12
2,25	164,5154	66,91641	633,6084	245,9075	798,1239	312,8239	217,4597	84,3975
2,5	181,0547	65,39063	694,0938	237,975	875,1484	303,3656	238,2188	81,675
2,75	197,2072	63,82266	752,5959	230,0425	949,8032	293,8652	258,2972	78,9525
3	212,9625	62,2125	809,115	222,11	1022,078	284,3225	277,695	76,23
3,25	228,31	60,56016	863,6509	214,1775	1091,961	274,7377	296,4122	73,5075
3,5	243,2391	58,86563	916,2038	206,245	1159,443	265,1106	314,4488	70,785
3,75	257,7393	57,12891	966,7734	198,3125	1224,513	255,4414	331,8047	68,0625
4	271,8	55,35	1015,36	190,38	1287,16	245,73	348,48	65,34
4,25	285,4107	53,52891	1061,963	182,4475	1347,374	235,9764	364,4747	62,6175
4,5	298,5609	51,66563	1106,584	174,515	1405,145	226,1806	379,7888	59,895
4,75	311,24	49,76016	1149,221	166,5825	1460,461	216,3427	394,4222	57,1725
5	323,4375	47,8125	1189,875	158,65	1513,313	206,4625	408,375	54,45
5,25	335,1428	45,82266	1228,546	150,7175	1563,689	196,5402	421,6472	51,7275
5,5	346,3453	43,79063	1265,234	142,785	1611,579	186,5756	434,2388	49,005
5,75	357,0346	41,71641	1299,938	134,8525	1656,973	176,5689	446,1497	46,2825
6	367,2	39,6	1332,66	126,92	1699,86	166,52	457,38	43,56
6,25	376,8311	37,44141	1363,398	118,9875	1740,229	156,4289	467,9297	40,8375
6,5	385,9172	35,24063	1392,154	111,055	1778,071	146,2956	477,7988	38,115
6,75	394,4479	32,99766	1418,926	103,1225	1813,374	136,1202	486,9872	35,3925
7	402,4125	30,7125	1443,715	95,19	1846,128	125,9025	495,495	32,67
7,25	409,8006	28,38516	1466,521	87,2575	1876,322	115,6427	503,3222	29,9475
7,5	416,6016	26,01563	1487,344	79,325	1903,945	105,3406	510,4688	27,225
7,75	422,8049	23,60391	1506,183	71,3925	1928,988	94,99641	516,9347	24,5025
8	428,4	21,15	1523,04	63,46	1951,44	84,61	522,72	21,78
8,25	433,3764	18,65391	1537,913	55,5275	1971,29	74,18141	527,8247	19,0575
8,5	437,7234	16,11563	1550,804	47,595	1988,527	63,71063	532,2488	16,335
8,75	441,4307	13,53516	1561,711	39,6625	2003,142	53,19766	535,9922	13,6125
9	444,4875	10,9125	1570,635	31,73	2015,123	42,6425	539,055	10,89
9,25	446,8834	8,247656	1577,576	23,7975	2024,459	32,04516	541,4372	8,1675
9,5	448,6078	5,540625	1582,534	15,865	2031,142	21,40563	543,1388	5,445
9,75	449,6502	2,791406	1585,508	7,9325	2035,159	10,72391	544,1597	2,7225
10	450	0	1586,5	0	2036,5	0	544,5	0
10,25	449,5816	-2,79141	1585,508	-7,9325	2035,09	-10,7239	544,1597	-2,7225
10,5	448,3406	-5,54063	1582,534	-15,865	2030,874	-21,4056	543,1388	-5,445

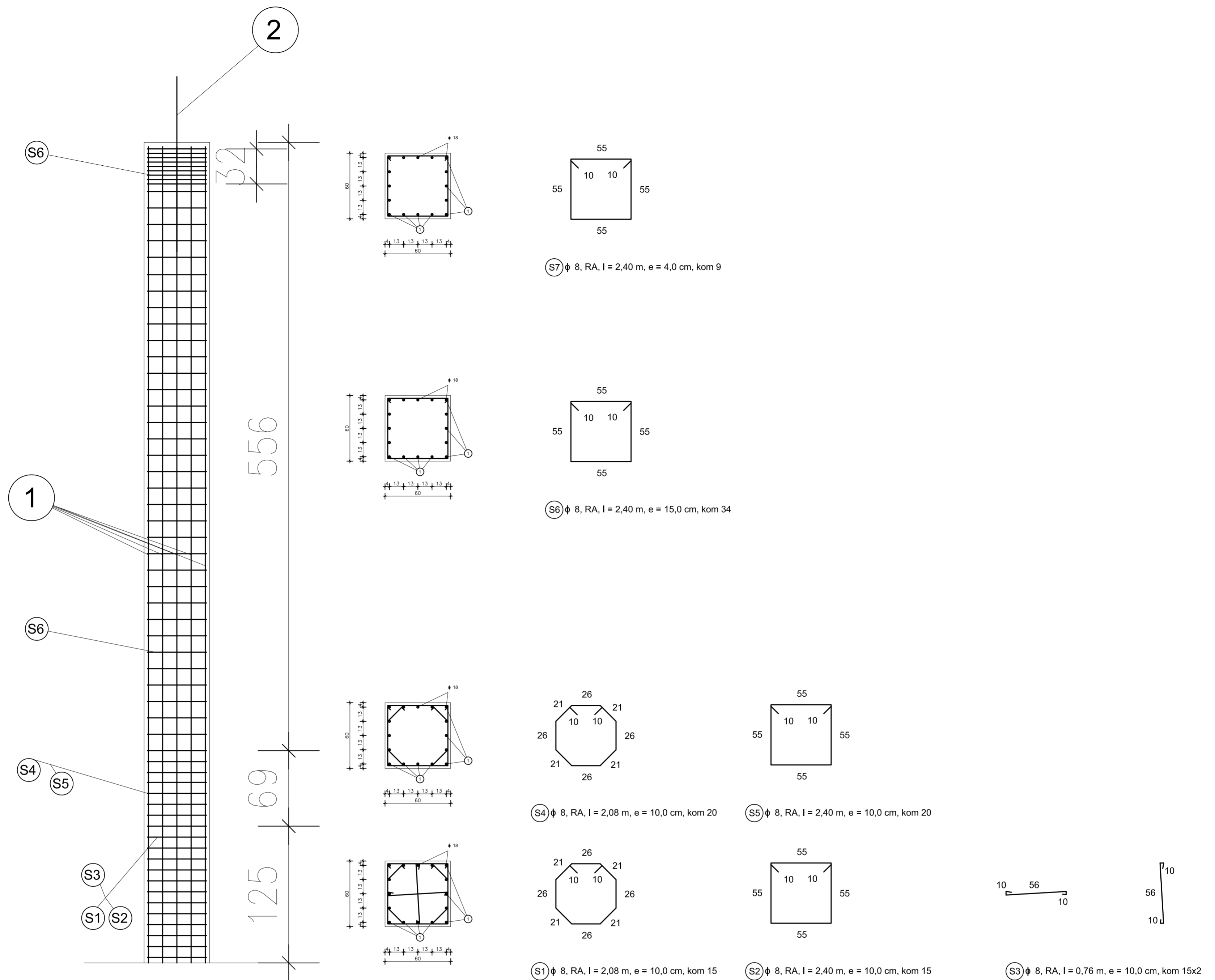
10,75	446,298	-8,24766	1577,576	-23,7975	2023,874	-32,0452	541,4372	-8,1675
11	443,475	-10,9125	1570,635	-31,73	2014,11	-42,6425	539,055	-10,89
11,25	439,8926	-13,5352	1561,711	-39,6625	2001,604	-53,1977	535,9922	-13,6125
11,5	435,5719	-16,1156	1550,804	-47,595	1986,376	-63,7106	532,2488	-16,335
11,75	430,534	-18,6539	1537,913	-55,5275	1968,447	-74,1814	527,8247	-19,0575
12	424,8	-21,15	1523,04	-63,46	1947,84	-84,61	522,72	-21,78
12,25	418,391	-23,6039	1506,183	-71,3925	1924,574	-94,9964	516,9347	-24,5025
12,5	411,3281	-26,0156	1487,344	-79,325	1898,672	-105,341	510,4688	-27,225
12,75	403,6324	-28,3852	1466,521	-87,2575	1870,153	-115,643	503,3222	-29,9475
13	395,325	-30,7125	1443,715	-95,19	1839,04	-125,903	495,495	-32,67
13,25	386,427	-32,9977	1418,926	-103,123	1805,353	-136,12	486,9872	-35,3925
13,5	376,9594	-35,2406	1392,154	-111,055	1769,113	-146,296	477,7988	-38,115
13,75	366,9434	-37,4414	1363,398	-118,988	1730,342	-156,429	467,9297	-40,8375
14	356,4	-39,6	1332,66	-126,92	1689,06	-166,52	457,38	-43,56
14,25	345,3504	-41,7164	1299,938	-134,853	1645,289	-176,569	446,1497	-46,2825
14,5	333,8156	-43,7906	1265,234	-142,785	1599,049	-186,576	434,2388	-49,005
14,75	321,8168	-45,8227	1228,546	-150,718	1550,363	-196,54	421,6472	-51,7275
15	309,375	-47,8125	1189,875	-158,65	1499,25	-206,463	408,375	-54,45
15,25	296,5113	-49,7602	1149,221	-166,583	1445,732	-216,343	394,4222	-57,1725
15,5	283,2469	-51,6656	1106,584	-174,515	1389,831	-226,181	379,7888	-59,895
15,75	269,6027	-53,5289	1061,963	-182,448	1331,566	-235,976	364,4747	-62,6175
16	255,6	-55,35	1015,36	-190,38	1270,96	-245,73	348,48	-65,34
16,25	241,2598	-57,1289	966,7734	-198,313	1208,033	-255,441	331,8047	-68,0625
16,5	226,6031	-58,8656	916,2038	-206,245	1142,807	-265,111	314,4488	-70,785
16,75	211,6512	-60,5602	863,6509	-214,178	1075,302	-274,738	296,4122	-73,5075
17	196,425	-62,2125	809,115	-222,11	1005,54	-284,323	277,695	-76,23
17,25	180,9457	-63,8227	752,5959	-230,043	933,5416	-293,865	258,2972	-78,9525
17,5	165,2344	-65,3906	694,0938	-237,975	859,3281	-303,366	238,2188	-81,675
17,75	149,3121	-66,9164	633,6084	-245,908	782,9205	-312,824	217,4597	-84,3975
18	133,2	-68,4	571,14	-253,84	704,34	-322,24	196,02	-87,12
18,25	116,9191	-69,8414	506,6884	-261,773	623,6076	-331,614	173,8997	-89,8425
18,5	100,4906	-71,2406	440,2538	-269,705	540,7444	-340,946	151,0988	-92,565
18,75	83,93555	-72,5977	371,8359	-277,638	455,7715	-350,235	127,6172	-95,2875
19	67,275	-73,9125	301,435	-285,57	368,71	-359,483	103,455	-98,01
19,25	50,53008	-75,1852	229,0509	-293,503	279,581	-368,688	78,61219	-100,733
19,5	33,72188	-76,4156	154,6838	-301,435	188,4056	-377,851	53,08875	-103,455
19,75	16,87148	-77,6039	78,33344	-309,368	95,20492	-386,971	26,88469	-106,178
20	0	-78,75	0	-317,3	0	-396,05	0	-108,9

x[m]	Kombinacija obtežbe		d[m]	Reducirana	k	ρl	σcp	vmin
	Med[kNm]	Ved[kN]		Vsd[kN]				
0	0	698,0175	0,5	698,0175	1,632456	0,02	0	0,399844
0,25	172,46308	681,6776	0,5225	651,9710892	1,618688	0,02	0	0,394797
0,5	340,83408	665,2808	0,545	608,9963171	1,605783	0,02	0	0,390085
0,75	505,09876	648,8271	0,5675	568,7233185	1,593652	0,02	0	0,385673
1	665,24288	632,3164	0,59	530,8386483	1,582223	0,02	0	0,381531
1,25	821,2522	615,7487	0,6125	495,0749187	1,571429	0,02	0	0,377634
1,5	973,11248	599,1241	0,635	461,2026393	1,561214	0,02	0	0,373957
1,75	1120,8095	582,4425	0,6575	429,0237328	1,551527	0,02	0	0,370483
2	1264,329	565,704	0,68	398,3663382	1,542326	0,02	0	0,367192
2,25	1403,6568	548,9085	0,7025	369,0806122	1,533571	0,02	0	0,36407
2,5	1538,7785	532,0561	0,725	341,0353125	1,525226	0,02	0	0,361102
2,75	1669,6801	515,1467	0,7475	314,1149989	1,517261	0,02	0	0,358277
3	1796,3471	498,1804	0,77	288,217724	1,509647	0,02	0	0,355584
3,25	1918,7655	481,1571	0,7925	263,2531181	1,50236	0,02	0	0,353012
3,5	2036,9209	464,0768	0,815	239,140791	1,495377	0,02	0	0,350554
3,75	2150,7992	446,9396	0,8375	215,8089914	1,488678	0,02	0	0,348201
4	2260,386	429,7455	0,86	193,1934767	1,482243	0,02	0	0,345946
4,25	2365,6672	412,4944	0,8825	171,2365563	1,476056	0,02	0	0,343782
4,5	2466,6285	395,1863	0,905	149,8862766	1,4701	0,02	0	0,341703
4,75	2563,2556	377,8213	0,9275	129,0957252	1,464363	0,02	0	0,339705
5	2655,5344	360,3994	0,95	108,8224342	1,458831	0,02	0	0,337782
5,25	2743,4505	342,9205	0,9725	89,02786588	1,453493	0,02	0	0,335929
5,5	2826,9899	325,3846	0,995	69,67696828	1,448336	0,02	0	0,334143
5,75	2906,1381	307,7918	1,0175	50,73778989	1,443351	0,02	0	0,33242
6	2980,881	290,142	1,04	32,18114423	1,438529	0,02	0	0,330755
6,25	3051,2043	272,4353	1,0625	13,9803171	1,433861	0,02	0	0,329146
6,5	3117,0939	254,6716	1,085	-3,889189804	1,429339	0,02	0	0,327591
6,75	3178,5354	236,851	1,1075	-21,44988392	1,424955	0,02	0	0,326085
7	3235,5146	218,9734	1,13	-38,72248009	1,420703	0,02	0	0,324626
7,25	3288,0173	201,0388	1,1525	-55,72607548	1,416576	0,02	0	0,323213
7,5	3336,0293	183,0473	1,175	-72,47830452	1,412568	0,02	0	0,321842
7,75	3379,5363	164,9989	1,1975	-88,99547629	1,408674	0,02	0	0,320512
8	3418,524	146,8935	1,22	-105,2926967	1,404888	0,02	0	0,319221
8,25	3452,9783	128,7311	1,2425	-121,3839776	1,401205	0,02	0	0,317967
8,5	3482,8848	110,5118	1,265	-137,2823337	1,397621	0,02	0	0,316747
8,75	3508,2294	92,23559	1,2875	-152,9998703	1,394132	0,02	0	0,315562
9	3528,9979	73,90238	1,31	-168,5478607	1,390732	0,02	0	0,314408
9,25	3545,1759	55,51221	1,3325	-183,9368169	1,387419	0,02	0	0,313286
9,5	3556,7492	37,06509	1,355	-199,1765528	1,384189	0,02	0	0,312192
9,75	3563,7037	18,56102	1,3775	-214,276241	1,381039	0,02	0	0,311127
10	3566,025	0	1,4	-229,2444643	1,377964	0,02	0	0,310089
10,25	3563,6111	-18,561	1,3775	214,2701942	1,381039	0,02	0	0,311127
10,5	3556,3885	-37,0651	1,355	199,1525947	1,384189	0,02	0	0,312192

10,75	3544,3857	-55,5122	1,3325	183,8834434	1,387419	0,02	0	0,313286
11	3527,631	-73,9024	1,31	168,4539532	1,390732	0,02	0	0,314408
11,25	3506,153	-92,2356	1,2875	152,8547228	1,394132	0,02	0	0,315562
11,5	3479,9802	-110,512	1,265	137,0756817	1,397621	0,02	0	0,316747
11,75	3449,1411	-128,731	1,2425	121,1060303	1,401205	0,02	0	0,317967
12	3413,664	-146,894	1,22	104,9341721	1,404888	0,02	0	0,319221
12,25	3373,5775	-164,999	1,1975	88,54763924	1,408674	0,02	0	0,320512
12,5	3328,9102	-183,047	1,175	71,93300864	1,412568	0,02	0	0,321842
12,75	3279,6903	-201,039	1,1525	55,07580916	1,416576	0,02	0	0,323213
13	3225,9465	-218,973	1,13	37,96041704	1,420703	0,02	0	0,324626
13,25	3167,7072	-236,851	1,1075	20,56993886	1,424955	0,02	0	0,326085
13,5	3105,0008	-254,672	1,085	2,886079925	1,429339	0,02	0	0,327591
13,75	3037,856	-272,435	1,0625	-15,11100414	1,433861	0,02	0	0,329146
14	2966,301	-290,142	1,04	-33,442875	1,438529	0,02	0	0,330755
14,25	2890,3644	-307,792	1,0175	-52,13300152	1,443351	0,02	0	0,33242
14,5	2810,0748	-325,385	0,995	-71,20697535	1,448336	0,02	0	0,334143
14,75	2725,4605	-342,92	0,9725	-90,69275653	1,453493	0,02	0	0,335929
15	2636,55	-360,399	0,95	-110,6209539	1,458831	0,02	0	0,337782
15,25	2543,3718	-377,821	0,9275	-131,0251466	1,464363	0,02	0	0,339705
15,5	2445,9545	-395,186	0,905	-151,9422529	1,4701	0,02	0	0,341703
15,75	2344,3264	-412,494	0,8825	-173,4129563	1,476056	0,02	0	0,343782
16	2238,516	-429,746	0,86	-195,4821977	1,482243	0,02	0	0,345946
16,25	2128,5519	-446,94	0,8375	-218,1997476	1,488678	0,02	0	0,348201
16,5	2014,4624	-464,077	0,815	-241,6208725	1,495377	0,02	0	0,350554
16,75	1896,2761	-481,157	0,7925	-265,8071155	1,50236	0,02	0	0,353012
17	1774,0215	-498,18	0,77	-290,8272127	1,509647	0,02	0	0,355584
17,25	1647,727	-515,147	0,7475	-316,7581763	1,517261	0,02	0	0,358277
17,5	1517,4211	-532,056	0,725	-343,6865787	1,525226	0,02	0	0,361102
17,75	1383,1323	-548,909	0,7025	-371,7100832	1,533571	0,02	0	0,36407
18	1244,889	-565,704	0,68	-400,9392794	1,542326	0,02	0	0,367192
18,25	1102,7198	-582,443	0,6575	-431,4998945	1,551527	0,02	0	0,370483
18,5	956,65303	-599,124	0,635	-463,5354751	1,561214	0,02	0	0,373957
18,75	806,71729	-615,749	0,6125	-497,2106609	1,571429	0,02	0	0,377634
19	652,941	-632,316	0,59	-532,7152055	1,582223	0,02	0	0,381531
19,25	495,35265	-648,827	0,5675	-570,2689561	1,593652	0,02	0	0,385673
19,5	333,98072	-665,281	0,545	-610,1280645	1,605783	0,02	0	0,390085
19,75	168,85368	-681,678	0,5225	-652,5928048	1,618688	0,02	0	0,394797
20	0	-698,018	0,5	-698,0175	1,632456	0,02	0	0,399844

x[m]				Kontrola tlačnih diagonal	dodatna armatura			As+ΔAs
	Vrd,c	-Vrd,c	Asw	Vrd,max	ΔAs	As		
0	115,0353	-115,035	1,783823	712,8 OK	8,027201	0	8,027201	
0,25	119,198	-119,198	1,5944	744,876 OK	7,497668	9,416562	16,91423	
0,5	123,3397	-123,34	1,42782	776,952 OK	7,003458	17,8414	24,84486	
0,75	127,4615	-127,461	1,280532	809,028 OK	6,540318	25,39177	31,93209	
1	131,5646	-131,565	1,149651	841,104 OK	6,104644	32,16701	38,27166	
1,25	135,6502	-135,65	1,032809	873,18 OK	5,693362	38,2519	43,94526	
1,5	139,719	-139,719	0,928054	905,256 OK	5,30383	43,71916	49,02299	
1,75	143,7722	-143,772	0,83376	937,332 OK	4,933773	48,6316	53,56537	
2	147,8103	-147,81	0,748564	969,408 OK	4,581213	53,04369	57,6249	
2,25	151,8342	-151,834	0,671321	1001,484 OK	4,244427	57,00292	61,24735	
2,5	155,8446	-155,845	0,601058	1033,56 OK	3,921906	60,5509	64,47281	
2,75	159,842	-159,842	0,536949	1065,636 OK	3,612322	63,72423	67,33655	
3	163,8271	-163,827	0,478283	1097,712 OK	3,314504	66,55521	69,86971	
3,25	167,8004	-167,8	0,424453	1129,788 OK	3,027411	69,0725	72,09991	
3,5	171,7624	-171,762	0,39436	1161,864 OK	2,750119	71,30157	74,05169	
3,75	175,7135	-175,713	0,39436	1193,94 OK	2,481803	73,26517	75,74697	
4	179,6542	-179,654	0,39436	1226,016 OK	2,221725	74,98367	77,20539	
4,25	183,5849	-183,585	0,39436	1258,092 OK	1,96922	76,47535	78,44457	
4,5	187,506	-187,506	0,39436	1290,168 OK	1,723692	77,75668	79,48037	
4,75	191,4178	-191,418	0,39436	1322,244 OK	1,484601	78,84252	80,32713	
5	195,3207	-195,321	0,39436	1354,32 OK	1,251458	79,74636	80,99781	
5,25	199,215	-199,215	0,39436	1386,396 OK	1,02382	80,48039	81,50421	
5,5	203,1009	-203,101	0,39436	1418,472 OK	0,801285	81,05572	81,85701	
5,75	206,9789	-206,979	0,39436	1450,548 OK	0,583485	81,4825	82,06599	
6	210,849	-210,849	0,39436	1482,624 OK	0,370083	81,76997	82,14005	
6,25	214,7116	-214,712	0,39436	1514,7 OK	0,160774	81,92659	82,08736	
6,5	218,567	-218,567	0,39436	1546,776 OK	0,044726	81,96014	82,00486	
6,75	222,4152	-222,415	0,39436	1578,852 OK	0,246674	81,87774	82,12441	
7	226,2567	-226,257	0,39436	1610,928 OK	0,445309	81,68597	82,13127	
7,25	230,0915	-230,091	0,39436	1643,004 OK	0,64085	81,39087	82,03172	
7,5	233,9198	-233,92	0,39436	1675,08 OK	0,833501	80,99804	81,83154	
7,75	237,7419	-237,742	0,39436	1707,156 OK	1,023448	80,51265	81,5361	
8	241,5579	-241,558	0,39436	1739,232 OK	1,210866	79,93948	81,15035	
8,25	245,3679	-245,368	0,39436	1771,308 OK	1,395916	79,28298	80,6789	
8,5	249,1722	-249,172	0,39436	1803,384 OK	1,578747	78,54727	80,12602	
8,75	252,9709	-252,971	0,39436	1835,46 OK	1,759499	77,73619	79,49569	
9	256,7642	-256,764	0,39436	1867,536 OK	1,9383	76,85332	78,79162	
9,25	260,5521	-260,552	0,39436	1899,612 OK	2,115273	75,90198	78,01725	
9,5	264,3348	-264,335	0,39436	1931,688 OK	2,29053	74,88528	77,17581	
9,75	268,1125	-268,113	0,39436	1963,764 OK	2,464177	73,80614	76,27032	
10	271,8852	-271,885	0,39436	1995,84 OK	2,636311	72,66727	75,30359	
10,25	268,1125	-268,113	0,39436	1963,764 OK	2,464107	73,80423	76,26833	
10,5	264,3348	-264,335	0,39436	1931,688 OK	2,290255	74,87769	77,16794	

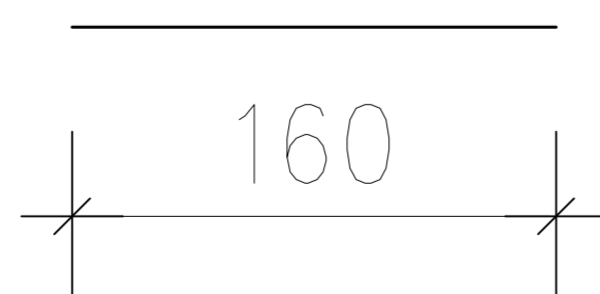
10,75	260,5521	-260,552	0,39436	1899,612	OK	2,11466	75,88506	77,99972
11	256,7642	-256,764	0,39436	1867,536	OK	1,93722	76,82355	78,76077
11,25	252,9709	-252,971	0,39436	1835,46	OK	1,757829	77,69018	79,44801
11,5	249,1722	-249,172	0,39436	1803,384	OK	1,57637	78,48177	80,05814
11,75	245,3679	-245,368	0,39436	1771,308	OK	1,392719	79,19488	80,5876
12	241,5579	-241,558	0,39436	1739,232	OK	1,206743	79,82583	81,03258
12,25	237,7419	-237,742	0,39436	1707,156	OK	1,018298	80,37069	81,38899
12,5	233,9198	-233,92	0,39436	1675,08	OK	0,82723	80,82519	81,65242
12,75	230,0915	-230,091	0,39436	1643,004	OK	0,633372	81,18474	81,81812
13	226,2567	-226,257	0,39436	1610,928	OK	0,436545	81,4444	81,88095
13,25	222,4152	-222,415	0,39436	1578,852	OK	0,236554	81,59881	81,83536
13,5	218,567	-218,567	0,39436	1546,776	OK	0,03319	81,64216	81,67535
13,75	214,7116	-214,712	0,39436	1514,7	OK	0,173777	81,56818	81,74195
14	210,849	-210,849	0,39436	1482,624	OK	0,384593	81,37002	81,75461
14,25	206,9789	-206,979	0,39436	1450,548	OK	0,59953	81,04024	81,63977
14,5	203,1009	-203,101	0,39436	1418,472	OK	0,81888	80,57073	81,38961
14,75	199,215	-199,215	0,39436	1386,396	OK	1,042967	79,95264	80,99561
15	195,3207	-195,321	0,39436	1354,32	OK	1,272141	79,17625	80,44839
15,25	191,4178	-191,418	0,39436	1322,244	OK	1,506789	78,23092	79,73771
15,5	187,506	-187,506	0,39436	1290,168	OK	1,747336	77,10496	78,8523
15,75	183,5849	-183,585	0,39436	1258,092	OK	1,994249	75,78546	77,77971
16	179,6542	-179,654	0,39436	1226,016	OK	2,248045	74,25818	76,50622
16,25	175,7135	-175,713	0,39436	1193,94	OK	2,509297	72,50734	75,01663
16,5	171,7624	-171,762	0,39436	1161,864	OK	2,77864	70,51542	73,29406
16,75	167,8004	-167,8	0,428571	1129,788	OK	3,056782	68,26292	71,3197
17	163,8271	-163,827	0,482614	1097,712	OK	3,344513	65,72804	69,07255
17,25	159,842	-159,842	0,541467	1065,636	OK	3,642719	62,88638	66,5291
17,5	155,8446	-155,845	0,605731	1033,56	OK	3,952396	59,71049	63,66289
17,75	151,8342	-151,834	0,676104	1001,484	OK	4,274666	56,16942	60,44408
18	147,8103	-147,81	0,753399	969,408	OK	4,610802	52,2281	56,8389
18,25	143,7722	-143,772	0,838572	937,332	OK	4,962249	47,84669	52,80894
18,5	139,719	-139,719	0,932749	905,256	OK	5,330658	42,97969	48,31035
18,75	135,6502	-135,65	1,037265	873,18	OK	5,717923	37,5749	43,29282
19	131,5646	-131,565	1,153715	841,104	OK	6,126225	31,57217	37,6984
19,25	127,4615	-127,461	1,284012	809,028	OK	6,558093	24,90182	31,45992
19,5	123,3397	-123,34	1,430474	776,952	OK	7,016473	17,48266	24,49913
19,75	119,198	-119,198	1,595921	744,876	OK	7,504817	9,219487	16,7243
20	115,0353	-115,035	1,783823	712,8	OK	8,027201	0	8,027201



1  $\phi 18$ , RA,  $l = 7,46$  m, kom 16



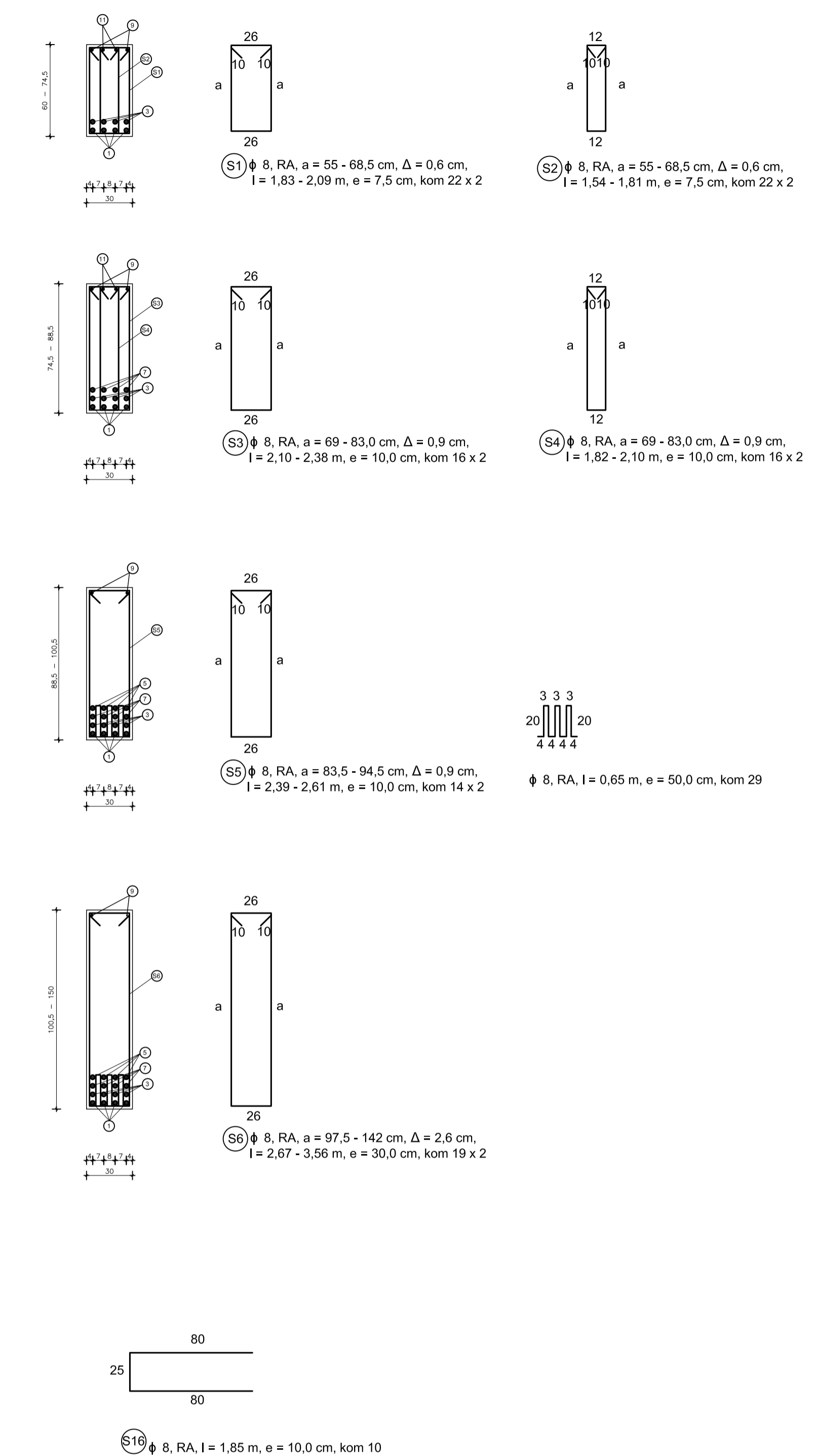
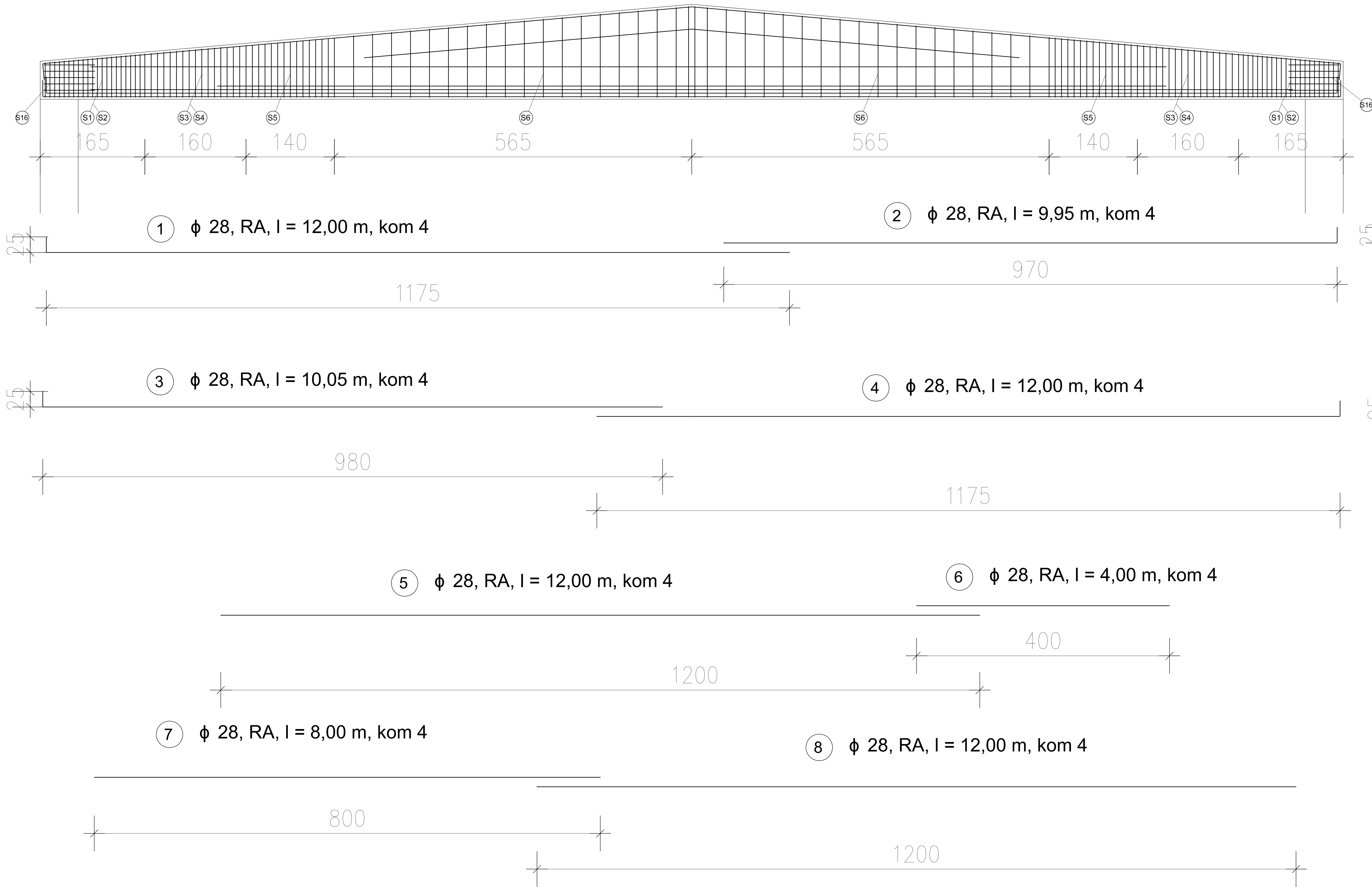
2  $\phi 25$ , RA,  $l = 1,60$  m, kom 1



UNIVERZA V LJUBLJANI  
Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

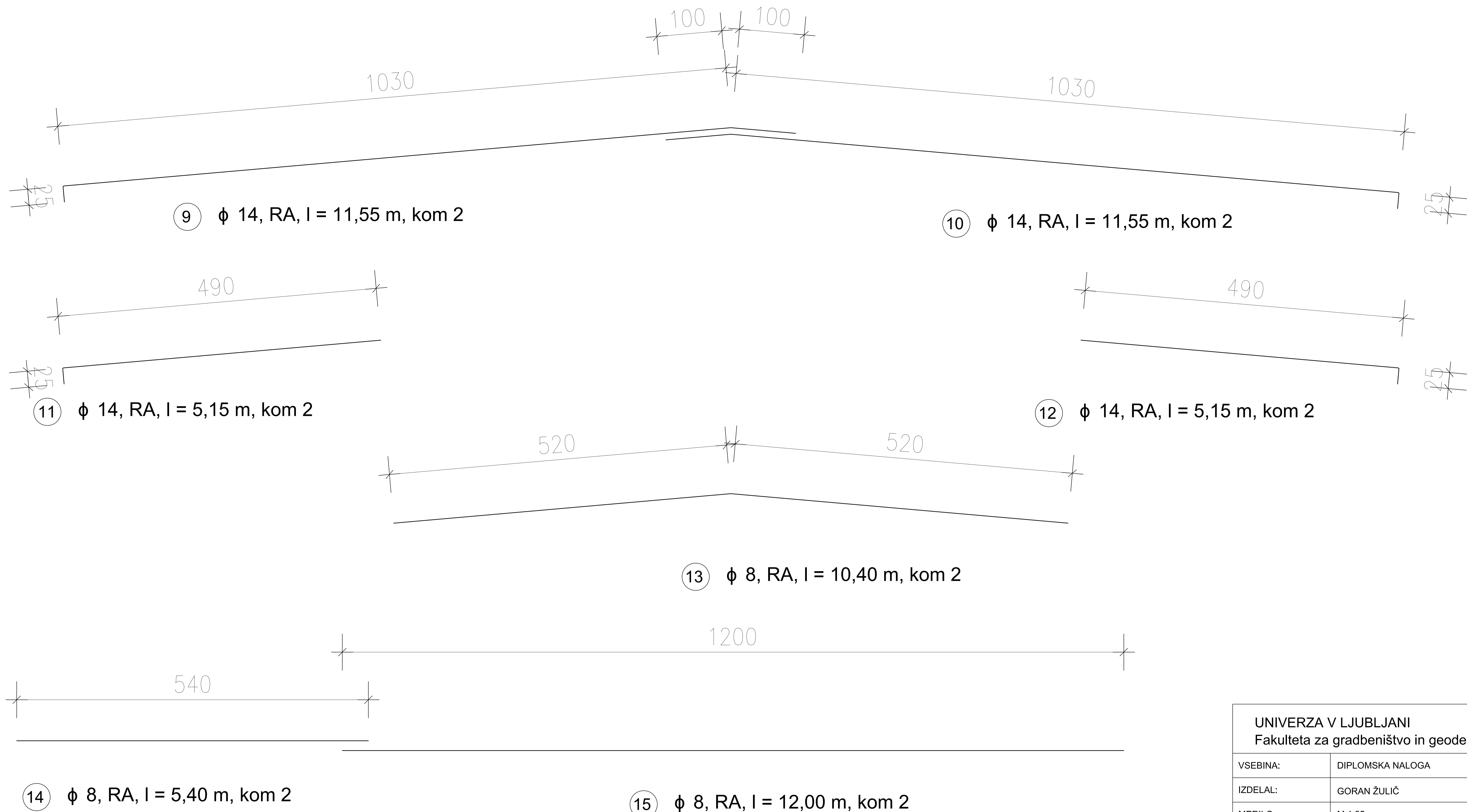
VSEBINA:	DIPLOMSKA NALOGA
IZDELAL:	GORAN ŽULIČ
MERILO:	M 1:25
DATUM:	December, 2015
NAČRT:	GRADBENA KONSTRUKCIJA ŠT.LISTA: B1

ARMATURNI NAČRT STEBRA



UNIVERZA V LJUBLJANI Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
VSEBINA:	DIPLOMSKA NALOGA
IZDELAL:	GORAN ŽULIČ
MERILO:	M 1:25
DATUM:	December, 2015
NAČRT:	GRADBENA KONSTRUKCIJA ŠT.LISTA: B2
<b>ARMATURNI NAČRT NOSILCA(1.del)</b>	





UNIVERZA V LJUBLJANI Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo	
VSEBINA:	DIPLOMSKA NALOGA
IZDELAL:	GORAN ŽULIČ
MERILO:	M 1:25
DATUM:	December, 2015
NAČRT:	GRADBENA KONSTRUKCIJA ŠT.LISTA: B3
<b>ARMATURNI NAČRT NOSILCA(2.del)</b>	